



COMUNE DI RAVENNA

AREA INFRASTRUTTURE CIVILI

SERVIZIO STRADE



Memoria della Federazione CISA
RINA
ISO 9001
Sistema Qualità Certificato

Sistema di Qualità certificato per:
Progettazione, programmazione,
affidamento, direzione lavori
dei lavori pubblici
e delle manutenzioni;
gestione espropri.

INTERVENTO:

LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE ED ADEGUAMENTO SISMICO

PONTE SUL FIUME LAMONE (A112)

PROGETTO ESECUTIVO

Segretario generale:
Dott. PAOLO NERI

Assessore ai LL.PP:
Sig. ROBERTO GIOVANNI FAGNANI

Sindaco:
Sig. MICHELE DE PASCALE

Capo Servizio Strade : Ing. ANNA FERRI

Capo Area: Ing. MASSIMO CAMPRINI

Firme:

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: **Ing. VALERIO BINZONI**

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO TRA:

INNOVUS
ingegneria

(Mandataria)

Prof. Ing.
Luigino Dezi

(Mandante)

CONSULTEC snc.coop
Consulting & Engineering

(Mandante)

Dott. Geol.
Eustachio Pietromartire

(Mandante)

0	EMISSIONE	R.INNOCENZI	G.DEZI	L.DEZI	OTT. 2018
Rev.	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:

ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Codice Intervento:
PT: 2016/06.05/197

Data:
OTTOBRE 2018

Codice Elaborato:
R_1003

Scala:
-

File:

Revisione:
0

INDICE

RELAZIONE TECNICA	4
1 Premessa	4
2 Descrizione dell'opera.....	4
3 Riferimenti normativi	9
RELAZIONE SUI MATERIALI	10
1 Conglomerati cementizi	10
2 Acciaio ad aderenza migliorata	10
3 Acciaio da carpenteria.....	11
4 Pioli con testa tipo "Nelson"	12
5 Saldature	12
6 Bulloni	12
CALCOLI STATICI	13
1 Criteri di calcolo	13
1.1 Definizione del modello.....	13
1.2 Larghezza efficace della soletta.....	14
1.3 Larghezza efficace del fondo del cassone	15
1.3.1 Effetti elastici dello shear-lag	16
1.3.2 Effetti dello shear-lag allo stato limite ultimo	17
1.4 Verifica delle sezioni di classe 4	17
2 Analisi dei carichi.....	21
3 Combinazioni di carico	39
3.1 Combinazioni agli SLU	39
3.2 Combinazioni allo SLU di Fatica.....	41
4 Analisi strutturale dell'impalcato.....	43
4.1 Modello di calcolo	43
4.2 Sollecitazioni di progetto.....	44
5 Verifiche dell'impalcato	52
5.1 Criteri di verifica	52

5.1.1 Verifica per tensioni normali	52
5.1.2 Verifica a taglio	52
5.1.3 Interazione taglio, momento flettente e forza assiale	53
5.2 Risultati delle verifiche agli SLU.....	54
5.2.1 Diagrammi di sintesi	54
5.2.2 Verifica della sezione di campata ($x=50,0$ m)	58
5.2.3 Verifica di resistenza della sezione di appoggio ($x=29,0$ m)	61
5.3 Verifica della connessione a pioli	64
5.4 Verifica delle saldature longitudinali.....	71
5.5 Verifiche allo SLU di Fatica	81
6 Verifica del traverso corrente	85
7 Verifiche della soletta in calcestruzzo.....	88
7.1 Verifiche delle predalles in fase di auto portanza.....	88
7.1.1 Verifiche di resistenza e deformabilità - predalle tipo C	88
7.1.2 Verifiche di resistenza e deformabilità - predalle tipo B.....	94
7.1.3 Verifiche di resistenza e deformabilità - predalle tipo A.....	101
7.2 Verifiche di resistenza della soletta in esercizio	107
7.2.1 Verifiche a flessione della soletta corrente	112
7.2.2 Verifiche a flessione della soletta di testata.....	113
8 Pile.....	115
8.1 Criteri di calcolo.....	115
8.2 Analisi dei carichi.....	115
8.3 Combinazioni di carico	117
8.3.1 Combinazioni agli SLU.....	117
8.3.2 Combinazioni sismiche (SLV-SLC)	118
8.3.3 Combinazioni agli SLE	118
8.4 Modello di calcolo	120
8.5 Proprietà degli isolatori	121
8.6 Analisi sismica.....	124
8.6.1 Metodo del modo fondamentale	124
8.6.2 Analisi dinamica lineare con spettro di risposta.....	128

8.6.3 Analisi dinamica non lineare.....	130
8.7 Sollecitazioni di progetto.....	131
8.8 Verifiche di resistenza delle pile.....	133
8.8.1 Verifica a presso-flessione della sezione di base del fusto.....	133
8.8.2 Verifica a taglio della sezione di base del fusto.....	134
8.8.3 Verifica a presso-flessione della sezione di attacco fusto-pulvino.....	136
8.9 Verifica dei baggioli	137
8.10 Verifica delle zattere di fondazione	140
8.11 Verifiche di resistenza dei pali di fondazione.....	143
8.11.1 Verifica a presso-flessione dei pali	143
8.11.2 Verifica a taglio dei pali	144
9 Spalle	146
9.1 Geometria.....	146
9.2 Azioni	147
9.3 Modello di calcolo	149
9.4 Verifiche delle spalle	153
9.4.1 Verifiche delle pareti verticali.....	156
9.5 Verifiche delle zattere di fondazione	160
9.6 Verifiche di resistenza dei pali di fondazione.....	166
9.6.1 Verifica a presso-flessione dei pali	166
9.6.2 Verifica a taglio dei pali.....	167
10 Dispositivi d'isolamento	169
10.1 Combinazioni di carico	169
10.1.1 Combinazioni non sismiche	169
10.1.2 Combinazioni sismiche	169
10.2 Verifiche degli isolatori.....	170
10.2.1 Verifiche in fase non sismica	170
10.2.2 Verifiche in fase sismica.....	172
11 Giunti di dilatazione	175

RELAZIONE TECNICA

1 Premessa

Nella presente relazione si riportano i calcoli statici del nuovo ponte sul fiume Lamone (A112) in località Grattacoppa, nel comune di Ravenna.

Come ampiamente descritto nella Relazione Illustrativa, a seguito di approfondimenti con indagini in situ, è emersa l'opportunità di procedere alla demolizione e ricostruzione del ponte, in quanto ritenuta economicamente più vantaggiosa rispetto alla ristrutturazione ed adeguamento sismico dell'esistente.

Con il progetto del nuovo ponte si migliorano significativamente anche le condizioni idrauliche in quanto si riduce il numero delle pile in alveo, realizzando una campata di 42 m che scavalca il letto inciso ed alzando l'impalcato ad una quota superiore a quella degli argini.

Il progetto prevede inoltre l'adeguamento della carreggiata stradale al tipo F2 e la realizzazione di due percorsi pedonali di 1,50 m di larghezza, in grado di realizzare un raccordo con le sommità degli argini per garantire i percorsi naturalistici.

2 Descrizione dell'opera

Impalcato

Il nuovo ponte sul fiume Lamone presenta un impalcato continuo a tre campate di luci 29, 40 e 29 m con sezione trasversale a cassone composto acciaio-calcestruzzo (Figura 2.1).

La sezione trasversale corrente prevede una sede stradale di tipo F2, con due corsie di 3,25 m e due banchine di 1,00 m, ciascuna affiancata da una pista ciclopedonale di 1,50 m, per una larghezza complessiva dell'impalcato di 13,00 m (Figura 2.2).

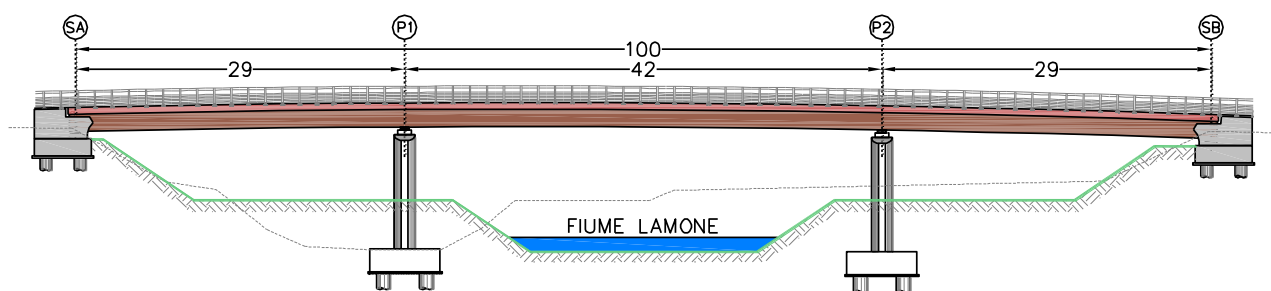


Figura 2.1 - Prospetto del nuovo ponte sul fiume Lamone

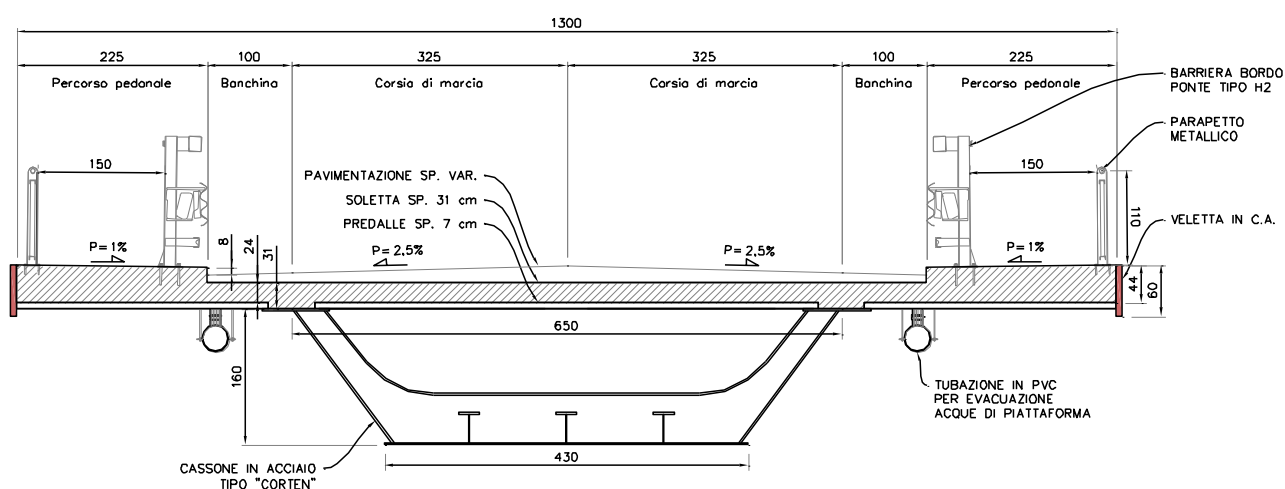


Figura 2.2 - Sezione trasversale del ponte

La parte metallica dell'impalcato è costituita da un cassone in acciaio "Cor-Ten" ad altezza costante di 1,60 m ed anime inclinate, irrigidito trasversalmente da diaframmi ad anima piena, in corrispondenza degli appoggi sulla pila e sulla spalla, e diaframmi correnti aperti, disposti ad interasse di circa 6,00 m, atti a contenere la distorsione trasversale. I traversi in corrispondenza delle spalle presentano un allargamento in grado di ospitare i dispositivi di vincolo con un interasse tale da garantire l'assorbimento delle azioni torcenti con reazioni sempre positive.

Il fondo del cassone ha una larghezza di 4,30 m ed è irrigidito longitudinalmente da 3 profili a T nelle zone maggiormente sollecitate a compressione, e da un solo profilo nelle restanti parti.

La soletta avrà spessore costante pari a 24 cm e sarà gettata su predalles autoportanti a spessore costante di 7 cm. L'altezza complessiva della sezione è di circa 1,91 m costante per tutta la sua lunghezza, di cui 1,60 m di sezione metallica e 0,31 m di soletta in calcestruzzo armato.

La connessione della soletta alla trave metallica è realizzata con pioli tipo Nelson.

Pile

Le due pile hanno una altezza di circa 10,00 m a partire dal plinto di fondazione e presentano un fusto a sezione piena di forma ovoidale inscritto in un rettangolo di dimensioni 3,50 x 1,80 m. Tenuto conto che l'interasse degli appoggi dell'impalcato in corrispondenza delle pile è pari a 3,30 m, per la formazione del pulvino è sufficiente un leggero allargamento del fusto della pila, che è stato ottenuto con un raccordo circolare di grande raggio, fino a raggiungere la dimensione necessaria per accogliere gli appoggi dell'impalcato.

La fondazione delle pile è del tipo profondo con zattere di dimensioni pari a 6,20 x 8,20 m su 6 pali di diametro \varnothing 1200 mm e lunghezza di 40,00 m.

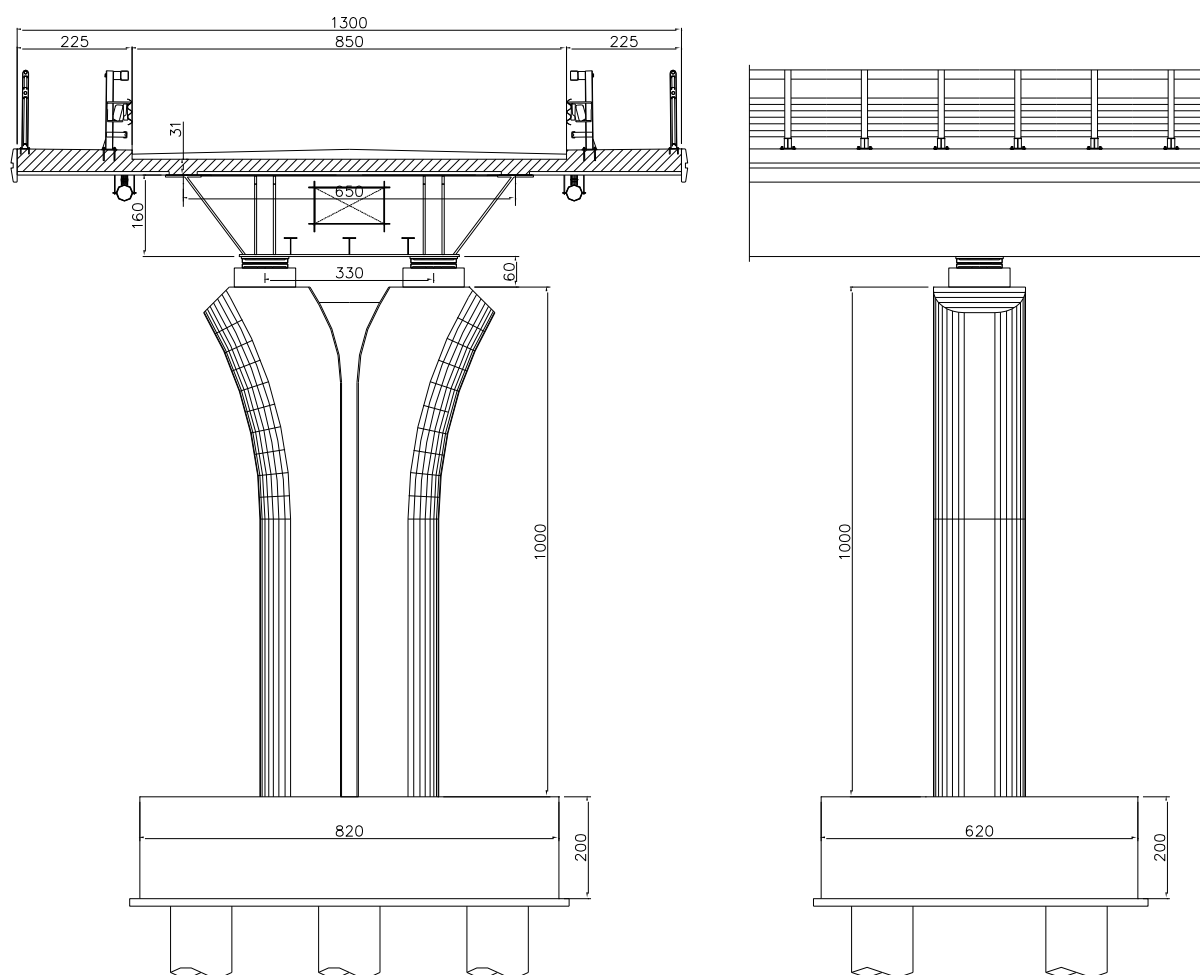


Figura 2.3 - Prospetto frontale e laterale della pila con impalcato

Spalle

Le spalle sono costituite da una zattera di dimensioni $5,00 \times 11,40$ m e spessore di $1,50$ m, dalla quale si elevano direttamente la parete anteriore paraghiaia e due pareti laterali di contenimento del rilevato. I due dispositivi di vincolo sono disposti ad interasse di $6,20$ m, su baggioli che poggiano sulla stessa zattera. Le fondazioni sono costituite da 5 pali di diametro $\varnothing 1000$ mm e lunghezza di $25,00$ m.

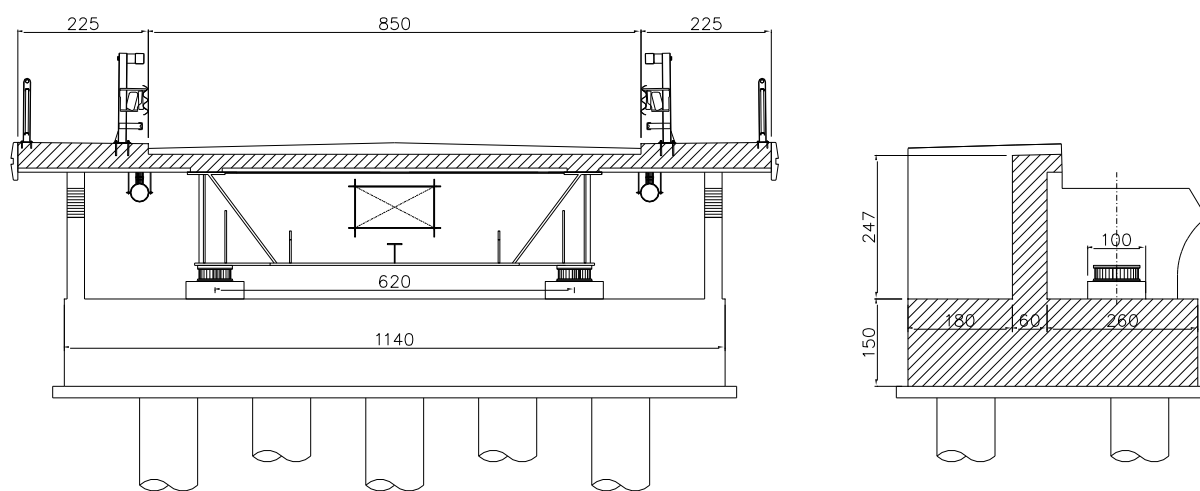


Figura 2.4 – Prospetto frontale e sezione longitudinale della spalla

Assetto sismico

La struttura del ponte è concepita e dimensionata per fronteggiare l'azione sismica di progetto allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) senza subire danni tali da comprometterne la funzionalità. Tale risultato è raggiunto grazie ad un sistema di isolamento sismico che permette di disaccoppiare il moto della sovrastruttura (impalcato) da quello delle sottostrutture (pile e spalle). Gli spostamenti prodotti dall'azione sismica sono concentrati sull'interfaccia di isolamento mentre l'impalcato, le pile, le spalle e le fondazioni sono progettati in campo elastico per resistere alle azioni derivanti dall'applicazione alla struttura dello *spettro elastico* sia orizzontale che verticale. La struttura è pertanto progettata senza applicare le regole della gerarchia delle resistenze ed i dettagli costruttivi per la duttilità, applicando le regole valide per la progettazione "non sismica". Ai fini delle verifiche sismiche si sono assunte una vita nominale di 50 anni, classe d'uso **III** e categoria di sottosuolo **C**.

I dispositivi utilizzati appartengono alla categoria degli *isolatori a scorrimento a doppia superficie curva* o *isolatori a pendolo scorrevole* nei quali la dissipazione di energia è fornita dall'attrito che si sviluppa durante lo scorrimento, e la capacità di ricentraggio è garantita dalla curvatura della superficie di scorrimento (Figura 2.5).

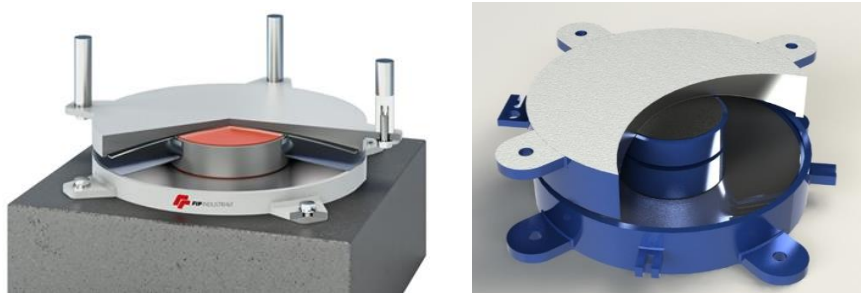
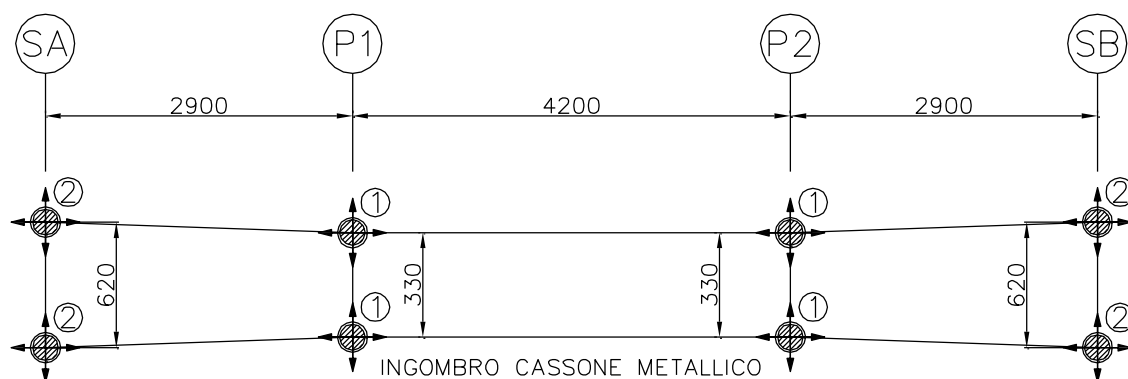


Figura 2.5 – Dispositivi di isolamento a doppio pendolo scorrevole

I dispositivi di isolamento sono posizionati ad un interasse di **3,30 m** sulle pile e a **6,20 m** sulle spalle. L'aumento dell'interasse degli isolatori sulle spalle è finalizzato al contenimento della reazione prodotta dal momento torcente e mantenere le reazioni sempre positive.

I giunti in corrispondenza delle spalle sono tali da garantire sia spostamenti longitudinali che quelli trasversali in modo tale da escludere martellamenti fra le due strutture contigue.



LEGENDA



SIMBOLO	DESCRIZIONE DISPOSITIVO	QUANTITA'
	ISOLATORE A SCORRIMENTO A DOPPIA SUPERFICIE CURVA	4
	ISOLATORE A SCORRIMENTO A DOPPIA SUPERFICIE CURVA	4

Figura 2.6 - Schema isolatori

3 Riferimenti normativi

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

- D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 02/02/2009, n. 617 “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- UNI EN 1990: “Basi della progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-4: “Azioni sulle strutture - Azione del vento”;
- UNI EN 1991-1-5: “Azioni sulle strutture - Azioni termiche”;
- UNI EN 1991-2: “Azioni sulle strutture - Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti di calcestruzzo”;
- UNI EN 1993-1-1: “Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-2: “Progettazione delle strutture di acciaio - Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1993-1-5: “Progettazione delle strutture di acciaio - Elementi strutturali a lastra”;
- UNI EN 1993-1-8: “Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti”;
- UNI EN 1993-1-9: “Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica”;
- UNI EN 1994-1-1: “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo -Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1994-2: “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Ponti”;
- UNI EN 1998-2: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti”;
- UNI EN 1090-2: “Execution of steel structures and aluminium structures - part 2: technical requirements for steel structures”;
- UNI EN 13747-2005: “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Lastre per solai”.

RELAZIONE SUI MATERIALI

1 Conglomerati cementizi

I conglomerati cementizi da porre in opera saranno composti da:

- aggregato (UNI ENV 12620 e UNI EN 13055-1);
- acqua (UNI EN 1008: 2003);
- cemento (UNI EN 197);
- additivi (UNI EN 934-2) superfluidificanti e ritardanti, se occorrenti per garantire le prestazioni del calcestruzzo in base al tempo di trasporto;

ed avranno le caratteristiche indicate in Tabella 1.1.

Elemento	Classe	Classe d'esposizione	Rck [MPa]
Magrone	C12/15	-	15
Pali di fondazione	C25/35	XC2	35
Spalle (zattere ed elevazione)	C32/40	XC2	40
Pile (zattere ed elevazione)	C35/45	XF1-XC4	45
Baggioli	C35/45	XC4	45
Soletta Impalcato	C35/45	XF2-XC4	45
Cordoli	C35/45	XF2-XC4	45
Predalles e velette	C32/40	XC2	40

Tabella 1.1 – Caratteristiche meccaniche dei conglomerati cementizi

2 Acciaio ad aderenza migliorata

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

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo B 450 C controllato in stabilimento conforme alle UNI EN ISO 15360-1:2004 (accertamento proprietà meccaniche), aventi le caratteristiche meccaniche indicate in Tabella 2.1.

Caratteristiche		Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} (MPa)	$\geq f_{y,nom} = 450$	5,0
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk} (MPa)	$\geq f_{t,nom} = 540$	5,0
	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10,0
		$< 1,35$	
	$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10,0
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10,0
Modulo elastico	E (MPa)	210000	

Tabella 2.1 - Caratteristiche meccaniche dell'acciaio per armatura lenta

3 Acciaio da carpenteria

La classe di esecuzione di tutti i componenti in acciaio, secondo la UNI EN 1090, sarà la EXC3.

La carpenteria metallica del cassone, dei diaframmi, dei controventi, dei fazzoletti di collegamento, dei coprigiunti e delle piastre in genere sarà realizzata con acciai conformi alle seguenti tipologie:

- sezioni in acciaio saldate del cassone e dei diaframmi:

EN 10025-2 S355J2W+N per spessori $\leq 40\text{mm}$

EN 10025-2 S355K2W+N per spessori $> 40\text{ mm}$

- elementi non saldati e piastre di collegamento (coprigiunti):

EN 10025-2 S355J0W+N

Tali acciai dovranno inoltre rispettare le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 e presentare le caratteristiche meccaniche riportate in Tabella 3.1.

Caratteristiche		Requisiti
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} (MPa)	$\geq f_{y,nom} = 355$
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk} (MPa)	$\geq f_{t,nom} = 510$
Allungamento	ε_t	$\geq 21\%$
Modulo elastico	E_a (MPa)	206000

Tabella 3.1 - Caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria

I controventi, realizzati con profili L100×100×10 S355J0W+N collegati al cassone attraverso giunzioni bullonate, hanno carattere provvisorio, per il montaggio della carpenteria metallica e per il getto della soletta, e saranno smontati ad opera ultimata.

4 Pioli con testa tipo “Nelson”

I pioli dovranno essere realizzati in acciaio tipo S235J2+C450 secondo EN ISO 13918 avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione di snervamento $f_{yk} \geq 350 \text{ MPa}$
- tensione di rottura a trazione $f_u \geq 450 \text{ MPa}$

I pioli saranno saldati in cantiere dopo la posa delle predalles.

5 Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni del D.M. 17/01/2018. Tutte le giunzioni per l'unione dei conci e dei diaframmi saranno eseguite con saldature testa a testa a completa penetrazione di 1^a classe.

6 Bulloni

Le giunzioni bullonate dovranno essere realizzate con bulloni ad alta resistenza della classe 10.9, precaricati con serraggio controllato, conformi alla norma armonizzata UNI EN 14399-1 ed alle specifiche contenute al p.to 11.3.4.6.2 del D.M. 17/01/2018.

CALCOLI STATICI

1 Criteri di calcolo

1.1 Definizione del modello

L'impalcato a cassone ha uno schema statico a trave continua a tre campate ad asse rettilineo con luci pari agli interassi degli appoggi. L'analisi strutturale è condotta sull'elemento cassone composto, discretizzato in conci di sezione costante, in modo da tener conto delle variazioni geometriche, della fessurazione della soletta e delle azioni concentrate.

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 ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 6,12$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata;
- *Modello 2*: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 15,87$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni del ritiro;
- *Modello 3*: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 16,60$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata;
- *Modello 4*: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio dell'acciaio e della soletta.

Nei modelli 1, 2 e 3 si tiene conto della riduzione di rigidità della sezione composta in prossimità degli appoggi interni per la fessurazione della soletta, trascurando il contributo inerziale del calcestruzzo su un tratto di lunghezza pari al 15% della somma delle luci delle due campate adiacenti e mettendo comunque in conto il contributo inerziale delle armature presenti entro la larghezza collaborante (Figura 1.1).

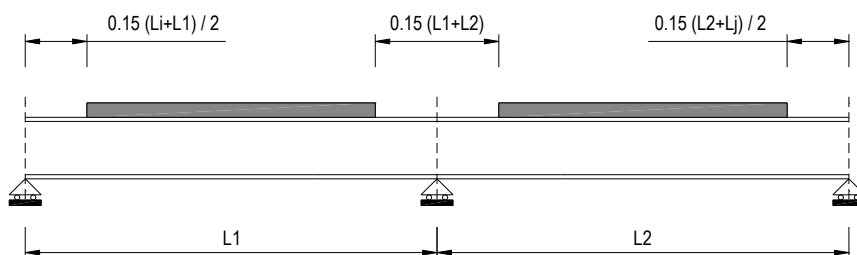


Figura 1.1 - Modellazione degli effetti dovuti alla fessurazione

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate considerando le seguenti 5 sezioni tipo:

- *sezione Tipo 1*: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 6,12$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dalle azioni di breve durata;
- *sezione Tipo 2*: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 15,87$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dal ritiro;
- *sezione Tipo 3*: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 16,60$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dai sovraccarichi permanenti;
- *sezione Tipo 4*: proprietà inerziali della sezione costituita dalla membratura metallica e dalle barre di armatura con esclusione del calcestruzzo. La sezione è utilizzata nelle regioni a momento flettente negativo;
- *sezione Tipo 5*: proprietà inerziali della sola membratura metallica soggetta alle sollecitazioni dovute al peso proprio dell'acciaio e della soletta di calcestruzzo.

1.2 Larghezza efficace della soletta

La valutazione della larghezza collaborante della soletta, sia in fase di modellazione che in fase di verifica, è effettuata con riferimento alle indicazioni del punto 4.3.2.3 del D.M. 17/01/2018.

La larghezza collaborante b_{eff} si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave e della larghezza b_0 impegnata direttamente dai connettori:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_0$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e le aliquote b_{e1} e b_{e2} (b_{ei} ; $i = 1, 2$), che costituiscono il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta, si assumono pari a:

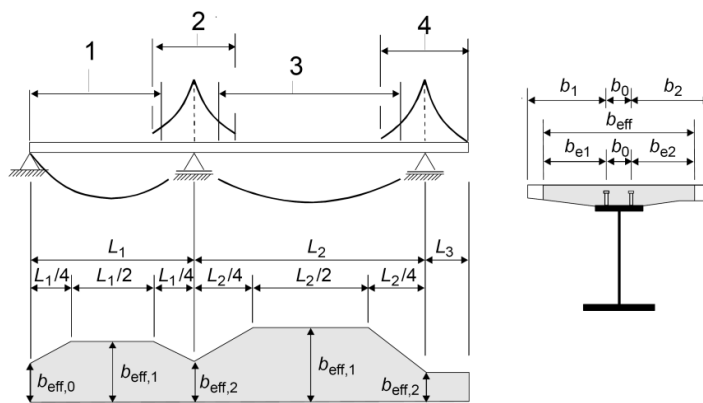
$$b_{ei} = \min \left[\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2} \right].$$

Il valore di L_e nelle travi semplicemente appoggiate coincide con la luce della trave; nelle travi continue L_e è la distanza indicata in Figura 1.2. Negli appoggi di estremità la determinazione della larghezza collaborante b_{eff} si ottiene con la formula:

$$b_{eff} = \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} + b_0$$

dove:

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right).$$



Legenda:

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ for $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ for $b_{eff,2}$
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ for $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2 L_3$ for $b_{eff,2}$

Figura 1.2 – Luci equivalenti (L_e) per il calcolo della larghezza efficace della soletta per travi continue

1.3 Larghezza efficace del fondo del cassone

Per la larghezza efficace del fondo del cassone si fa riferimento alle indicazioni della UNI EN 1993-1-5, che fornisce le indicazioni di progetto per le lastre piane non irrigidite ed irrigidite, caricate nel proprio piano. Tali indicazioni si applicano sia per gli effetti dello shear-lag dei carichi nel piano, che per l'imbozzamento delle anime.

Gli effetti dello shear-lag¹ e dell'imbozzamento delle lastre devono essere considerati se influenzano significativamente il comportamento della struttura agli stati limite ultimi, di fatica e di esercizio.

¹ Gli effetti dello shear-lag e dell'imbozzamento dei pannelli vengono considerati mediante la definizione di una larghezza efficace. Al fine di distinguere tra gli effetti dello shear-lag, dell'imbozzamento e della loro combinazione si è così proceduto:

- "efficace^s" per lo shear-lag
- "efficace^p" per l'imbozzamento
- "efficace" per gli effetti combinati

L'effetto shear-lag nelle flange può essere trascurato, qualora $b_0 < \frac{L_e}{50}$, dove b_0 per elementi esterni rappresenta la dimensione sporgente, mentre per elementi interni è metà della larghezza del piatto ed L_e è la distanza tra due punti di nullo del momento flettente.

Allo stato limite ultimo gli effetti dello shear-lag possono essere trascurati, qualora $b_0 < \frac{L_e}{20}$.

Nel caso in cui i limiti di cui sopra siano superati, per lo stato limite di esercizio e di fatica, è necessario considerare una larghezza efficace^s per shear-lag in accordo con il paragrafo 1.3.1. Per lo stato limite ultimo la larghezza efficace va calcolata in accordo alle indicazioni del paragrafo 1.3.2.

1.3.1 Effetti elastici dello shear-lag

La larghezza efficace^s b_{eff} per shear-lag in condizioni elastiche è definita dalla relazione $b_{\text{eff}} = \beta \cdot b_0$, dove il fattore efficace^s β è tabellato.

Le lunghezze efficaci L_e possono essere determinate secondo la figura seguente. Negli altri casi, per L_e si deve considerare la distanza tra due punti di nullo contigui del momento.

κ	location for verification	β – value
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \kappa^2}$
	hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{1}{2500 \kappa} \right) + 1,6 \kappa^2}$
$> 0,70$	sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \kappa}$
	hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \kappa}$
all κ	end support	$\beta_0 = (0,55 + 0,025 / \kappa) \beta_1$, but $\beta_0 < \beta_1$
all κ	cantilever	$\beta = \beta_2$ at support and at the end
$\kappa = \alpha_0 b_0 / L_e$ with $\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{st}}{b_0 t}}$ in which A_{st} is the area of all longitudinal stiffeners within the width b_0 and other symbols are as defined in Figure 3.1 and Figure 3.2.		

Tabella 1.1

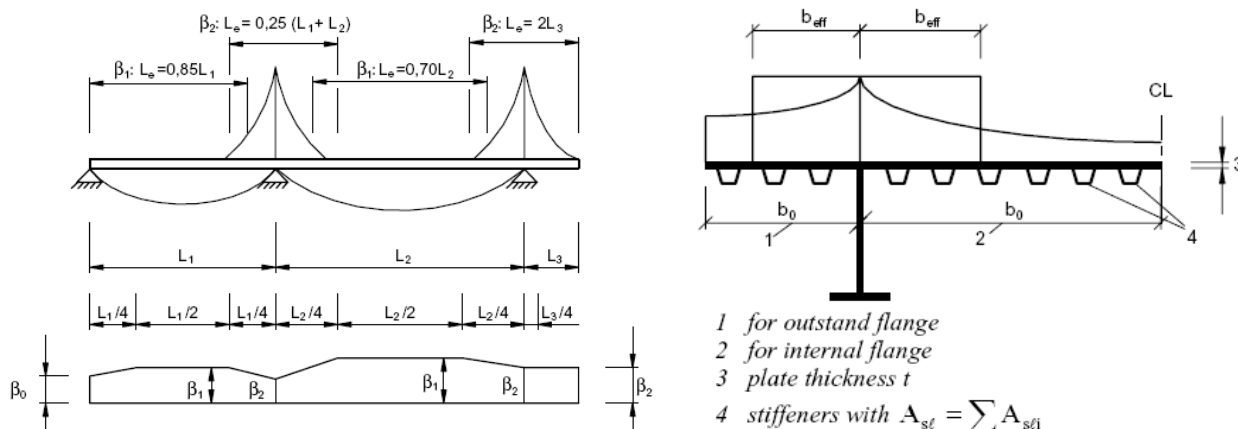


Figura 1.3

1.3.2 Effetti dello shear-lag allo stato limite ultimo

Allo stato limite ultimo è possibile considerare gli effetti dello shear-lag in una delle seguenti maniere:

- effetti elastici dello shear-lag come per gli stati limite di servizio e di fatica;
- interazione degli effetti di shear-lag e dell'instabilità dei piatti;
- effetti elasto-plastici dello shear-lag per limitate deformazioni plastiche.

Il codice automatico di calcolo determina gli effetti elasto-plastici dello shear-lag per limitate deformazioni plastiche usando A_{eff} dato da:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \cdot \beta^\kappa \geq A_{c,eff} \cdot \beta$$

dove β e κ sono calcolati dalla tabella precedente. Per le flangie in trazione, $A_{c,eff}$ va sostituita con l'area lorda della flangia.

1.4 Verifica delle sezioni di classe 4

Nel calcolo delle grandezze geometriche delle sezioni di classe 4 si fa riferimento alle proprietà efficaci^p (A_{eff} , I_{eff} , W_{eff}).

Sezione trasversale efficace

Le proprietà efficaci della sezione trasversale devono essere calcolate in base all'area efficace (efficace^s + efficace^p) delle parti in compressione e in base all'area efficace^s delle parti tese dovuta al solo shear-lag, e della loro posizione all'interno della sezione trasversale.

L'area efficace può essere calcolata sulla base delle tensioni dovute alle sollecitazioni assiali (N_{Ed}) e flettenti (M_{Ed}) di progetto agenti contemporaneamente. Il possibile spostamento e_N del baricentro della sezione efficace relativamente alla posizione del baricentro della sezione lorda, deve essere considerato mediante un momento flettente addizionale ($N_{Ed} \cdot e_N$).

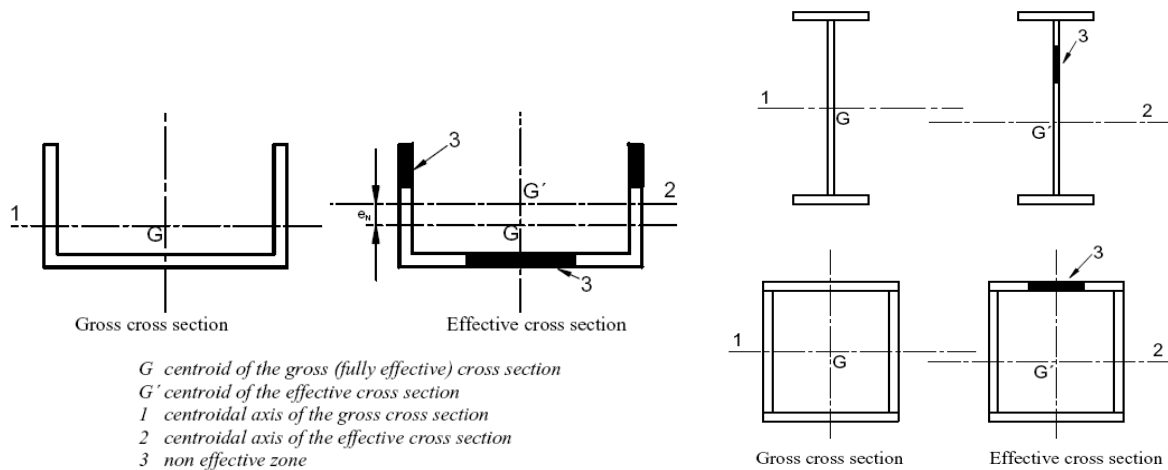


Figura 1.4

Elementi piani senza irrigidimenti longitudinali

L'area efficace^p della parte compressa è pari a:

$$A_{c,eff} = \rho \cdot A_c$$

dove ρ è il fattore di riduzione per instabilità del piatto e vale:

- per elementi compressi interni (anime, fondo cassone):

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho = 1,0 & \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \\ \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 & \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \end{array} \right.$$

- per elementi compressi esterni (flangia):

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho = 1,0 & \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \\ \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 & \bar{\lambda}_p > 0,748 \end{array} \right.$$

con
$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\left(\frac{b}{t}\right)}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}.$$

Si indica con \bar{b} la larghezza del pannello per elementi interni oppure la larghezza della parte sporgente per elementi esterni. Il coefficiente di imbozzamento k_σ si ricava dalle Tabella 1.2 e Tabella 1.3; ψ rappresenta il rapporto tra le tensioni σ_2 e σ_1 alle estremità del pannello (σ_1 rappresenta la massima tensione di compressione).

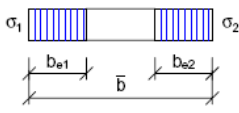
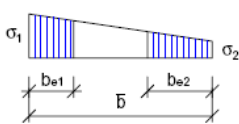
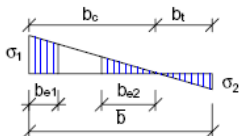
Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$0 < \psi < 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Tabella 1.2 – Elementi compressi interni

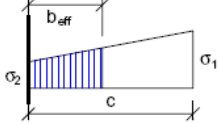
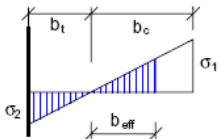
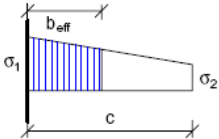
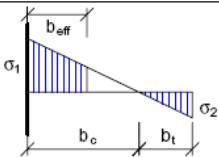
Stress distribution (compression positive)		Effective ^p width b_{eff}			
		$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 > \psi > -3$	
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Tabella 1.3 – Elementi compressi esterni

Indicando con $\sigma_{comm,ed}$ la massima tensione di compressione di progetto sull'elemento, la snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda}_p$ può essere sostituita dalla snellezza ridotta:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{comm,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}}$$

Per le flange delle sezioni a doppio T la parte effettiva^p può essere calcolata a partire dallo stato tensionale delle sezione lorda, considerando l'effetto shear-lag. Successivamente la parte efficace^p dell'anima può essere ottenuta usando la distribuzione di sforzi presente nella sezione composta dalla parte effettiva (efficace^p + efficace^s) delle flange e l'anima lorda. Per pannelli con rapporto di dimensioni $a/b < 1$ (es. pannelli anima molto alti tra due irrigidimenti trasversali) il comportamento a colonna può essere prevalente per cui è necessario eseguire la medesima procedura delle piastre irrigidite usando il fattore mediato ρ_c (per questi pannelli, infatti il fattore ρ_c è più simile al χ_c di colonna che al ρ di piastra). La tensione critica di colonna per elementi non

irrigiditi è $\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2}$, dalla quale si ricava la snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}}$.

Il fattore χ_c si ottiene sulla base dell'indicazioni al punto 6.3.1.2 dell'EC 1993-1-1 usando il fattore di imperfezione $\alpha = 0,21$ (curva a). A questo punto il fattore di riduzione complessivo ρ_c è pari a:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \zeta (2 - \zeta) + \chi_c$$

con $\zeta = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \quad 0 \leq \zeta \leq 1$.

2 Analisi dei carichi

Le azioni di progetto considerate per il calcolo dell'impalcato, isolatori e sottostrutture sono le seguenti:

Peso proprio della struttura (g_1)

Carpenteria Metallica ($g_{1,1}$)				eccentr.
- Peso medio del cassone	=	220,00	kN/m	0,00 m
- Peso medio carpenteria secondaria	=	6,00	kN/m	0,00 m
Soletta ($g_{1,2}$) 25 kN/mc	=	100,75	kN/m	0,00 m

Carichi permanenti (g_2)

Marciapiede sx 25 kN/mc x (2,25 x 0,18 mq)	=10,13	kN/m	x	-5,625	m	= -56,95	kNm/m
Marciapiede dx 25 kN/mc x (2,25 x 0,18 mq)	=10,13	kN/m	x	5,625	m	= 56,95	kNm/m
Pav. stradale 25 kN/mc x 8,50 m x 0,16 m	=34,00	kN/m	x	0	m	= 0,00	kNm/m
Veletta sx	= 0,75	kN/m	x	-6	m	= -4,50	kNm/m
Veletta dx	= 0,75	kN/m	x	6	m	= 4,50	kNm/m
Canalette sx	= 2,00	kN/m	x	-5,4	m	= -10,80	kNm/m
Canalette dx	= 2,00	kN/m	x	5,4	m	= 10,80	kNm/m
Parapetto sx	= 0,50	kN/m	x	-5,4	m	= -2,70	kNm/m
Parapetto dx	= 0,50	kN/m	x	5,4	m	= 2,70	kNm/m
Sicurvia sx	= 1,00	kN/m	x	-5,625	m	= -5,63	kNm/m
Sicurvia sx	= 1,00	kN/m	x	5,625	m	= 5,63	kNm/m
Carichi permanenti totali	=62,75	kN/m				= 0,00	kNm/m

Ritiro del calcestruzzo (ε_2)

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

$$N_{cr} = E_a \times \varepsilon_c \times A_{coll_{rit}} / n_r = 11452 \quad \text{kN}$$

$$M_{cr} = N_{cr} \times z = 6757 \quad \text{kNm}$$

avendo assunto:

- Contrazione finale da ritiro ε_c	=	2,79E-04	
- Coefficiente n_r di omogeneizzazione a t_{inf}	=	16,15	
- Modulo elastico dell'acciaio E_a	=	206000	N/mm ²
- Area della soletta collaborante $A_{coll_{rit}}$	=	3218000	mm ²
- Distanza Z fra baricentro soletta e baricentro sez. composta a t_{inf}	=	0,59	m



Figura 2.1 – Schema delle azioni da ritiro

Variazioni termiche uniformi (ε_3)

Per la valutazione delle variazioni termiche uniformi, si prendono in esame le temperature massime e minime dell'aria all'ombra (con periodo di ritorno di 50 anni), definite al par. 3.5.2 del D.M. 17/01/2008 in funzione delle zone in cui è stato suddiviso il territorio nazionale.



Figura 2.2 - Zone della temperatura dell'aria esterna

Il ponte in esame, come evidenziato in figura, ricade in zona 1, per cui i valori di temperatura all'ombra massima e minima valgono:

$$T_{\max} = + 41,94 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min} = - 15,04 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

La temperatura "iniziale" (di costruzione e montaggio) è assunta, secondo il punto 3.5.4 del D.M. 17/01/2018, pari a:

$$T_0 = + 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Nel caso in esame, avendo assunto un periodo di riferimento > 50 anni, pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni,}$$

viene corretta la temperatura con le seguenti formule:

$$T_{\max,R} = T_{\max} \{k_1 - k_2 \ln [-\ln (1 - 1/R)]\} = 41,94 \times (0,781 - 0,056 \ln(-\ln(1-1/75))) = 42,88 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min,R} = T_{\min} \{k_3 + k_4 \ln [-\ln (1 - 1/R)]\} = -15,04 \times (0,393 + (-0,156) \times \ln(-\ln(1-1/75))) = -16,02 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

La temperatura viene corretta, inoltre, in funzione della quota h del sito Zona I (Appendice nazionale agli Eurocodici) con le seguenti formule:

$$T_{\min,h} = T_{\min} - 4,38h / 1000 = -16,02 - 4,38 \times 10 / 1000 = -15,98 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max,h} = T_{\max} - 6,16h / 1000 = 42,88 - 6,16 \times 10 / 1000 = 42,82 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Le temperature uniformi negli elementi strutturali del ponte $T_{e,\max}$ e $T_{e,\min}$ sono calcolate a partire dai valori $T_{\max,h}$ e $T_{\min,h}$ usando le indicazioni contenute in figura 6.1 della UNI EN 1991-1-5. Si fa riferimento alle curve n° 2 [$T_{e,\max} = f(T_{\max})$] e 5 [$T_{e,\min} = f(T_{\min})$] relative alla tipologia di impalcato a sezione composta acciaio-calcestruzzo. La figura sottostante mostra graficamente la procedura che permette di definire le componenti di temperatura uniforme del ponte, partendo dalle massime e minime temperature dell'aria all'ombra.

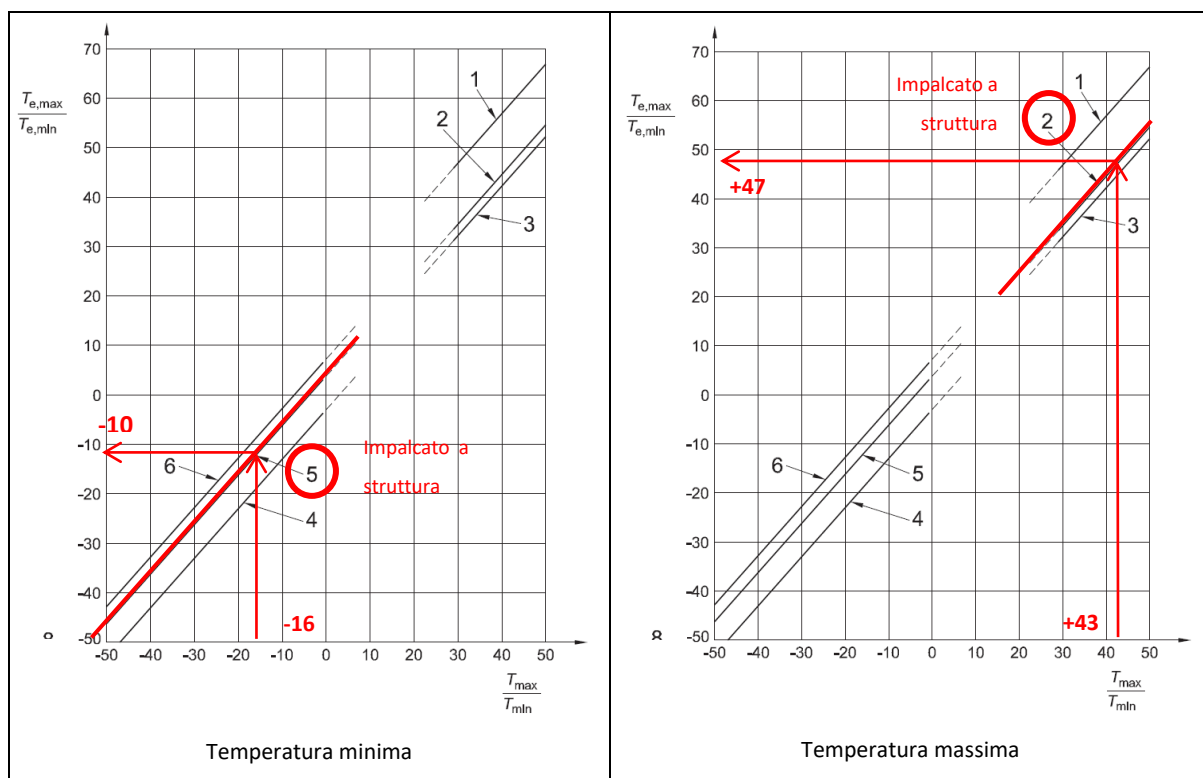


Figura 2.3 - Correlazione tra temperatura dell'aria all'ombra minima/massima (T_{\min}/T_{\max}) e componente di temperatura uniforme del ponte minima/massima ($T_{e,\min}/T_{e,\max}$)

Le funzioni che definiscono le componenti di temperatura uniforme degli elementi del ponte sono:

$$T_{e,\min} = T_{\min,h} + 4^{\circ}\text{C} = -15,98 + 4 = -11,98 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\max} = T_{\max,h} + 4^{\circ}\text{C} = +42,82 + 4 = 46,82 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Gli intervalli delle componenti di temperatura uniforme nel ponte sono poi definiti secondo il punto 6.1.3.3 della UNI EN 1991-1-5:

$$\text{massimo intervallo di contrazione} = \Delta T_{N, \text{con}} = T_0 - T_{e, \text{min}} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C} - (-11,98) = 26,98 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\text{massimo intervallo di espansione} = \Delta T_{N, \text{exp}} = T_{e, \text{max}} - T_0 = 46,82 - 15 \text{ }^{\circ}\text{C} = 31,82 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Per il progetto di appoggi e giunti di espansione, in accordo con quanto indicato in EN 1991-1-5, 6.1.3.3(3) nota 2, i valori massimo e minimo degli intervalli di temperatura sono incrementati come segue:

$$\text{massimo intervallo di contrazione per appoggi} = \Delta T_{N, \text{con}} + 20 \text{ }^{\circ}\text{C} = 26,98 + 20 \approx 47 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\text{massimo intervallo di espansione per appoggi} = \Delta T_{N, \text{exp}} + 20 \text{ }^{\circ}\text{C} = 31,82 \text{ }^{\circ}\text{C} + 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \approx 52 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Variazioni termiche differenziali (ε_3)

Gli effetti prodotti dalle variazioni termiche differenziali fra la soletta in calcestruzzo ed il cassone metallico sono stati valutati con azioni statiche equivalenti concentrate alle estremità dell'impalcato. Sono state prese in esame le seguenti variazioni termiche:

Variazione termica differenziale positiva +10 °C

$$N_{cdT+} = E_a \times \alpha \times 10 \times A_{coll_dT} / n_0 = 10832 \text{ kN}$$

$$M_{cdT+} = N_{cdT+} \times Z = -3715 \text{ kNm}$$

Variazione termica differenziale negativa -10 °C

$$N_{cdT-} = E_a \times \alpha \times 10 \times A_{coll_dT} / n_0 = -10832 \text{ kN}$$

$$M_{cdT-} = N_{cdT-} \times Z = 3715 \text{ kNm}$$

avendo assunto:

- gradiente termico costante in soletta = 10 °C
- contrazione α di dilatazione termica = 1,00E-05
- coefficiente n_0 di omogeneizzazione a t_0 = 6,12
- modulo elastico dell'acciaio E_a = 206000 N/mm²
- area della soletta collaborante A_{coll_dT} = 3218000 mm²
- distanza Z fra baricentro soletta e baricentro sez. composta = 0,34 m



Figura 2.4 – Schema delle azioni per variazione termica positiva



Figura 2.5 – Schema delle azioni per variazione termica negativa

Carichi mobili (q_1)

La definizione delle corsie convenzionali secondo il D.M. 17/01/2018 è riportata nel prospetto che segue.

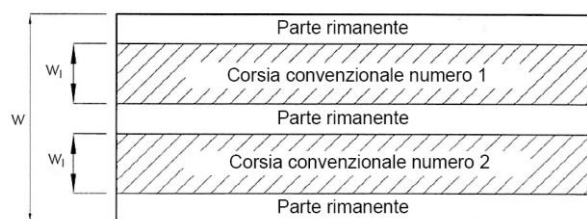


Figura 2.6 - Esempio di numerazione delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Tabella 2.1 - Numero e larghezza delle corsie

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla superficie carrabile e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applica lo **schema di carico 1**, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (Q_{ik}), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}), come mostrato in Figura 2.7.

Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

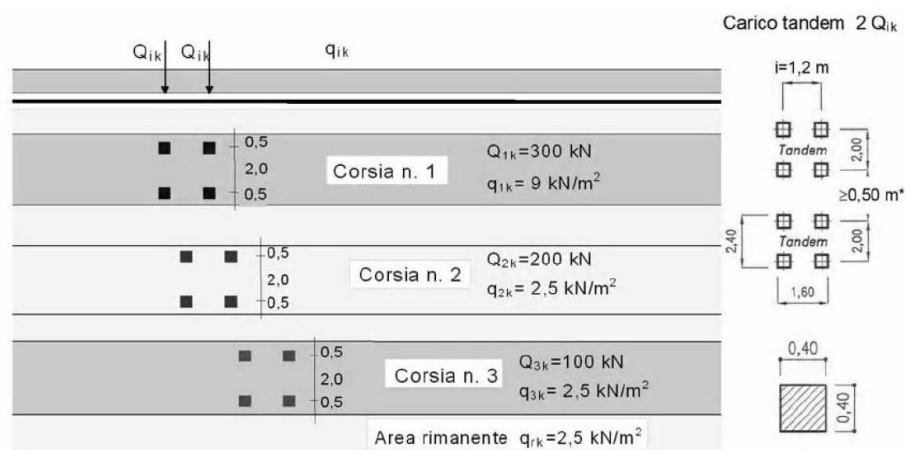


Figura 2.7 – Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle corsie sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi:

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

Tabella 2.2 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Inoltre, si è considerato lo **schema di carico 5**, costituito dalla folla compatta, agente sul percorso pedonale di larghezza pari a 2,25 m presente su entrambi i lati della carreggiata con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m².

Per l'impalcato in esame si adottano le 2 condizioni di carico seguenti:

Condizione 1 – Massimo carico

<u>Condizione 1 – Massimo carico</u>			eccentr.			
- carico d'asse (Q_k) corsia 1	=	300 kN/asse	2,75	m	825	kNm
- carico d'asse (Q_k) corsia 2	=	200 kN/asse	-0,25	m	-50	kNm
- carico d'asse (Q_k) corsia 3	=	0 kN/asse	0	m	0	kNm
- carico d'asse (Q_k) corsia 4	=	0 kN/asse	0	m	0	kNm
- carico d'asse (Q_k) corsia 5	=	0 kN/asse	0	m	0	kNm
		<u>500 kN/asse</u>			<u>775</u>	<u>kNm</u>

			eccentr.				
- carico uniforme (q_k) corsia 1	=	27	kN/m	2,75	m	74,25	kNm/m
- carico uniforme (q_k) corsia 2	=	7,5	kN/m	-0,25	m	-1,88	kNm/m
- carico uniforme (q_k) corsia 3	=	6,25	kN/m	-3	m	-18,75	kNm/m
- carico uniforme Folla sx	=	7,5	kN/m	-5,375	m	-40,31	kNm/m
- carico uniforme Folla dx	=	<u>7,5</u>	kN/m	5,375	m	<u>40,31</u>	kNm/m
		55,75	kN/m			53,625	kNm/m

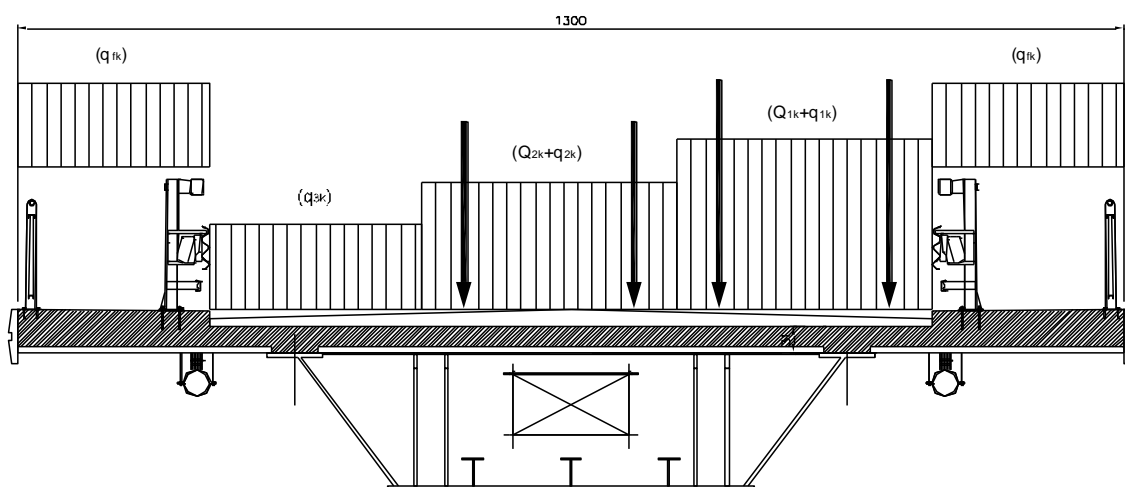


Figura 2.8 - Carico mobile nelle condizioni di massimo carico verticale

Condizione 2 – Massima eccentricità

			eccentr.		
- carico d'asse (Q_k) corsia 1	= 300 kN/asse	2,75 m		825	kNm
- carico d'asse (Q_k) corsia 2	= 200 kN/asse	0 m		0	kNm
- carico d'asse (Q_k) corsia 3	= 0 kN/asse	0 m		0	kNm
- carico d'asse (Q_k) corsia 4	= 0 kN/asse	0 m		0	kNm
- carico d'asse (Q_k) corsia 5	= 0 kN/asse	0 m		0	kNm
	<u>500 kN/asse</u>			<u>825</u>	<u>kNm</u>

			eccentr.		
- carico uniforme (q_k) corsia 1	= 27 kN/m	2,75 m		74,25	kNm/m
- carico uniforme (q_k) corsia 2	= 7,5 kN/m	0 m		0	kNm/m
- carico uniforme Folla dx	= 7,5 kN/m	5,375 m		40,3125	kNm/m
- carico uniforme (q_k) corsia 4	= 0 kN/m	0 m		0	kNm/m
- carico uniforme (q_k) corsia 5	= 0 kN/m	0 m		0	kNm/m
	<u>42 kN/m</u>			<u>114,5625</u>	<u>kNm/m</u>

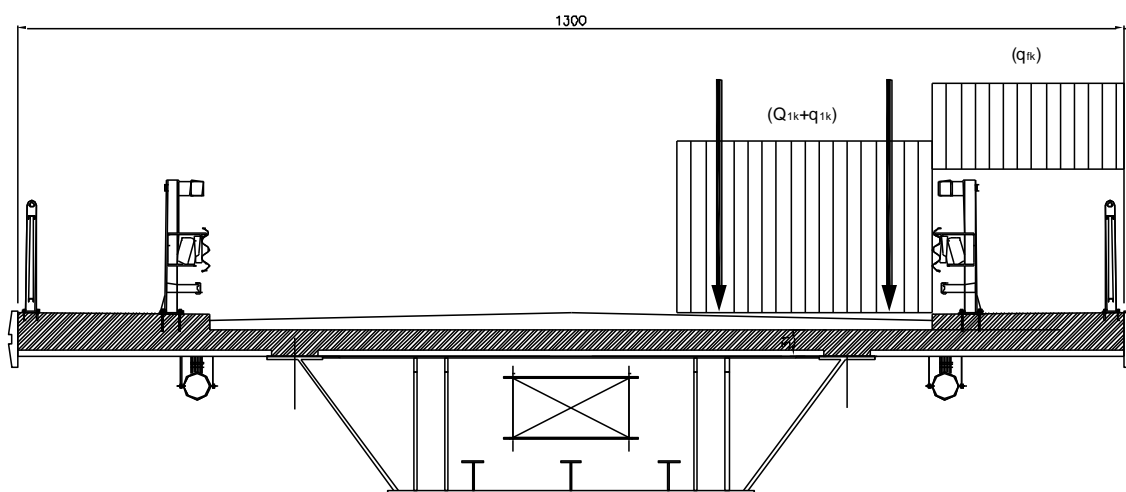


Figura 2.9 – Carico mobile nelle condizioni di massima eccentricità

Carichi mobili per la verifica a fatica

La verifica a fatica è condotta utilizzando il modello di carico a fatica FLM2 che prevede il transito dei cinque veicoli riportati in Tabella 2.3.

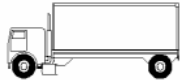


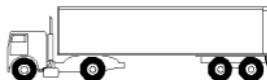

Sagoma del veicolo	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,50	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Tabella 2.3 – Modello di carico a fatica LM2 – Veicoli frequenti

Il carico di fatica è applicato secondo le indicazioni contenute nella UNI EN 1991-2, che precisa che i singoli veicoli che compongono il modello FLM2 devono transitare separatamente lungo il viadotto. Il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\max}$ in ogni sezione sarà pari al valore massimo tra i cinque $\Delta\sigma$ dovuti a ciascuno dei veicoli. Ogni veicolo percorre il viadotto, da spalla a spalla, posizionato trasversalmente in asse alla corsia di marcia della sezione stradale.

Effetto dinamico dei carichi mobili (q_2)

I carichi mobili definiti nel D.M. 17/01/2018 includono gli effetti dinamici.

Azione longitudinale di frenamento o accelerazione (q_3)

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

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia ed 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 lunghezza caricata.

Azione trasversale centrifuga (q_4)

Essendo il ponte ad asse rettilineo non è necessario prevedere il carico trasversale concentrato dovuto all'azione centrifuga.

Azione del vento (q_5)

L'azione del vento è definita con riferimento alle indicazioni contenute nel D.M. 17/01/2018. L'azione del vento sull'impalcato è convenzionalmente assimilata ad un sistema di forze composto da un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento è schematizzata con una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

Le opere ricadono nella zona 2 – Emilia Romagna, per cui i parametri di riferimento per il calcolo dell'azione del vento $v_{b,0}$, a_0 e k_s sono come quelli in Figura 2.10.

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

Figura 2.10 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano e valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

L'azione del vento sull'impalcato è valutata per un periodo di ritorno di 100 anni. In corrispondenza del tratto di viadotto con quota maggiore rispetto al terreno circostante, si ottengono i valori riportati nel seguito.

PARAMETRI GENERALI

Periodo di ritorno di riferimento	T_R	100	anni
Coefficiente funzione di TR	α_R	1,039	
Velocità di riferimento del vento	$v_{b,o}$	25	[m/s]
	a_o	750	[m]
	k_a	0,015	[1/s]
Altitudine del sito dove sorge la costruzione	a_s	10	[m]
Velocità di riferimento del vento	V_{ref}	25,975	[m/s]
Pressione cinetica di riferimento	q_{ref}	421,7	[N/mq]
Categoria di esposizione	II		
	z_o	0,05	[m]
	z_{min}	4,0	[m]
	k_r	0,19	

AZIONE VENTO ORIZZONTALE SULL'IMPALCATO

Altezza di calcolo dell'azione del vento	z	10,0	[m]
Coefficiente di topografia	C_t	1,00	
Coefficiente di esposizione	$C_e(z)$	2,352	
Coefficiente dinamico	C_d	1,00	

Coefficiente di forza/forma per l'impalcato

Altezza trave	h_t	1,60	[m]
Spessore soletta	$s_{soletta}$	0,31	[m]
Spessore pavimentazione	s_{pavim}	0,11	[m]
Altezza barriera convenzionale ponte scarico	$h_{barriera}$	1,20	[m]
Spessore marciapiede in c.a.	s_{marc}	0,18	[m]
Larghezza impalcato	b	13,00	[m]
Interasse fra gli appoggi	i	3,30	[m]

Azioni a ponte carico

Altezza / Area di riferimento ponte carico	A_{ref_pc}	5,020	[m]
	b/d_{tot_pc}	2,59	-
Coefficiente di forza vento orizz a ponte carico	C_{fx_pc}	1,730	-
Pressione del vento ORIZZONTALE ponte CARICO	p_{x_pc}	1,71	[kN/mq]
Azione orizzontale TRASV TOTALE vento a ponte CARICO	Q_{wo-t_pc}	8,59	[kN/m]

Azioni a ponte scarico

Altezza / Area di riferimento ponte scarico	A_{ref_ps}	3,28	[m]
	b/d_{tot_ps}	3,96	-
Coefficiente di forza vento orizz a ponte scarico	C_{fx_ps}	1,31	-
Pressione del vento ORIZZONTALE ponte SCARICO	p_{x_ps}	1,30	[kN/mq]
Azione orizzontale TRASV vento a ponte SCARICO	Q_{wo-t_ps}	4,27	[kN/m]

Il coefficiente di esposizione $c_e(z)$, che dipende dall'altezza dell'impalcato z dal suolo, dalla rugosità del terreno (classe C), dalla topografia del terreno e dall'esposizione del sito ove sorge il manufatto (Categoria III) è dato dall'espressione:

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

con i valori di k_r , z_0 , z_{\min} indicati in Tabella 2.4:

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

Tabella 2.4 – Parametri per la definizione del coefficiente d'esposizione

Il coefficiente di forza $c_{fx} = c_{fx,0}$ è funzione del rapporto b / d_{tot} , con b larghezza dell'impalcato e d l'altezza della superficie investita dal vento (Figura 2.11).

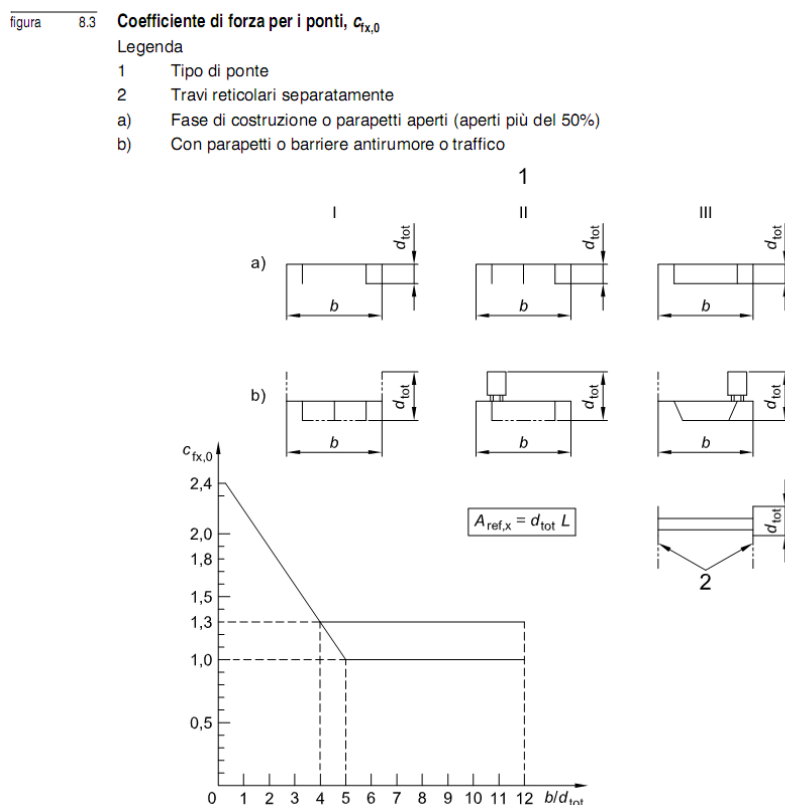


Figura 2.11 – Grafico del coefficiente di forza per la determinazione della pressione del vento

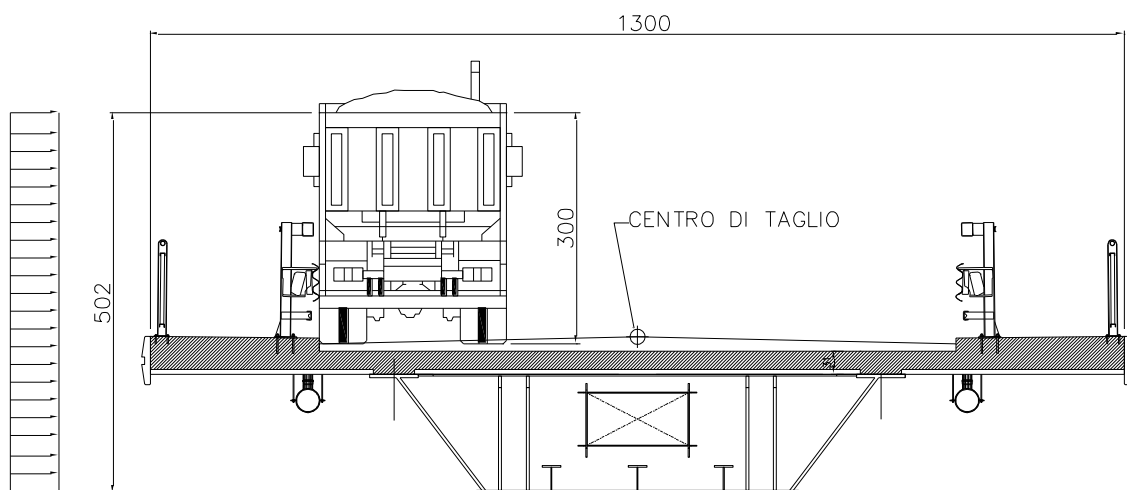


Figura 2.12 – Pressione laterale del vento sull'impalcato

Azione del sisma (q_6)

La vita nominale dell'opera V_N è scelta pari a 50 anni, come definito nel D.M. 17/01/2018 per la categoria di costruzioni 2 (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale).

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la struttura è inseribile nella classe d'uso III relativa a *“Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso”*.

A tale classe è associato un valore del coefficiente d'uso C_U pari a 1,5.

Le azioni sismiche sono valutate quindi in relazione ad un periodo di riferimento:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni.}$$

La pericolosità sismica nel D.M. 17/01/2018 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 P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

- 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 allegati alla norma forniscono, in relazione ad un reticolo spaziale con maglia di 5 km e per valori di T_R compresi tra 30 e 2475 anni, i valori di a_g , F_0 e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione considerata è la *C* ovvero *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*

La categoria topografica è la *T1* ovvero *“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”*. Il coefficiente S_T assume quindi il valore 1,00.

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, considerate tra loro indipendenti.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali è invece definito dalle relazioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

con:

- S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

- $S = S_S \times S_T$, con S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;
- F_0 , F_V fattori che quantificano l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da
- $T_C = C_C \times T_C^*$, con T_C^* è definito in base al sito di riferimento e C_C funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,
- $T_B = T_C / 3$;
- T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4,0 (a_g/g) + 1,6$;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = [10/(5 + \xi)]^{0,5} \geq 0,55$.

Sotto l'effetto delle azioni sismiche, il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio si considera conseguito:

- per le sottostrutture e le fondazioni nei confronti dello SLD se sono soddisfatte tutte le verifiche nei confronti dello SLV, in quanto il requisito del sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche nei confronti dello SLU fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello SLD;
- nei confronti dello SLV se per la sottostruttura e la sovrastruttura risultano soddisfatte le verifiche di resistenza con i γ_M utilizzati per le costruzioni non isolate;
- se gli spostamenti degli isolatori in fase sismica valutati allo SLC non superano i valori limite forniti dal fabbricatore del dispositivo stesso.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I del D.M. 17/01/2018.

La definizione della pericolosità sismica è fatta mediante un approccio "sito dipendente".

Per la struttura in esame i valori dei parametri indipendenti e dipendenti che definiscono gli spettri elastici e di progetto si riferiscono al seguente sito:

Regione	Emilia Romagna
Comune	Ravenna
Longitudine	12,11037
Latitudine	44,49496

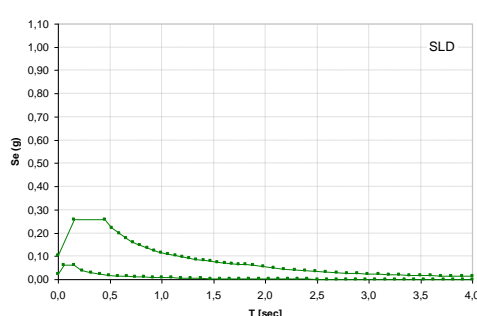
Tabella 2.5 - Sito di riferimento

Gli spettri di risposta elastici allo SLD, SLV e SLC sono mostrati in Tabella 2.6.

SLD

Stato Limite	SLD_orizzontale ($P_{VR}=63,0\%$ TR=75 anni)
a_g / g	0,069
F_O	2,473
T_C^* [sec]	0,283
S_S	1,500
C_C	1,592
S_T	1,000
q	1,000
S	1,500
η	1,000
T_B [sec]	0,150
T_C [sec]	0,451
T_D [sec]	1,878

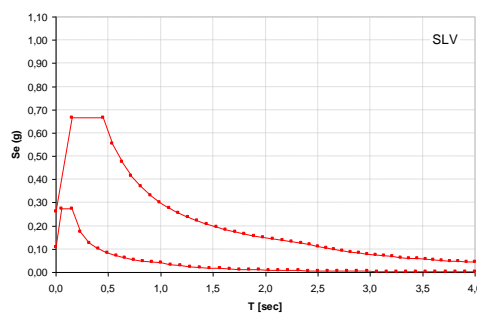
Stato Limite	SLD_verticale ($P_{VR}=63,0\%$ TR=75 anni)
a_{gv} / g	0,025
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B [sec]	0,050
T_C [sec]	0,150
T_D [sec]	1,000
F_V	0,880
S	1,000
η	1,000



SLV

Stato Limite	SLV_orizzontale ($P_{VR}=10,0\%$ TR=712 anni)
a_g / g	0,185
F_O	2,540
T_C^* [sec]	0,281
S_S	1,418
C_C	1,596
S_T	1,000
q	1,000
S	1,418
η	1,000
T_B [sec]	0,150
T_C [sec]	0,449
T_D [sec]	2,340

Stato Limite	SLV_verticale ($P_{VR}=10,0\%$ TR=712 anni)
a_{gv} / g	0,107
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B [sec]	0,050
T_C [sec]	0,150
T_D [sec]	1,000
F_V	1,475
S	1,000
η	1,000



SLC

Stato Limite	SLC_orizzontale ($P_{VR}=5,0\%$ TR=1462 anni)
a_g / g	0,243
F_O	2,484
T_C^* [sec]	0,289
S_S	1,337
C_C	1,581
S_T	1,000
q	1,000
S	1,337
η	1,000
T_B [sec]	0,152
T_C [sec]	0,457
T_D [sec]	2,574

Stato Limite	SLC_verticale ($P_{VR}=5,0\%$ TR=1462 anni)
a_{gv} / g	0,162
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B [sec]	0,050
T_C [sec]	0,150
T_D [sec]	1,000
F_V	1,654
S	1,000
η	1,000

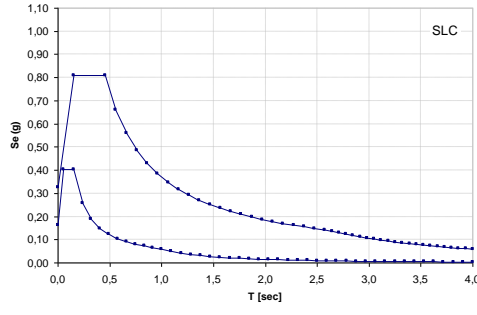


Tabella 2.6 – Definizione degli spettri di risposta elastici *orizzontali e verticali*

Le verifiche agli stati limite di collasso e di salvaguardia della vita sono condotte mediante l'uso di accelerogrammi artificiali, simulati a partire dagli spettri di risposta elastici definiti in precedenza. La coerenza degli accelerogrammi con gli spettri di riferimento è verificata secondo le regole riportate al paragrafo 3.2.3.6 del D.M. 17/01/2018.

Uso degli accelerogrammi

Si sono impiegati accelerogrammi simulati artificialmente tramite il programma "SIMQKE_GR 1.2" a partire dagli spettri di risposta elastici definiti in precedenza.

Si impiegano 3 gruppi di accelerogrammi per ogni stato limite esaminato e si eseguono le verifiche considerando come valori di progetto o verifica il valore massimo della grandezza (sollecitazione o spostamento) risultato dalle analisi.

Nella tabella che segue sono riportati i 3 gruppi di accelerogrammi considerati per le verifiche allo SLC e allo SLV.

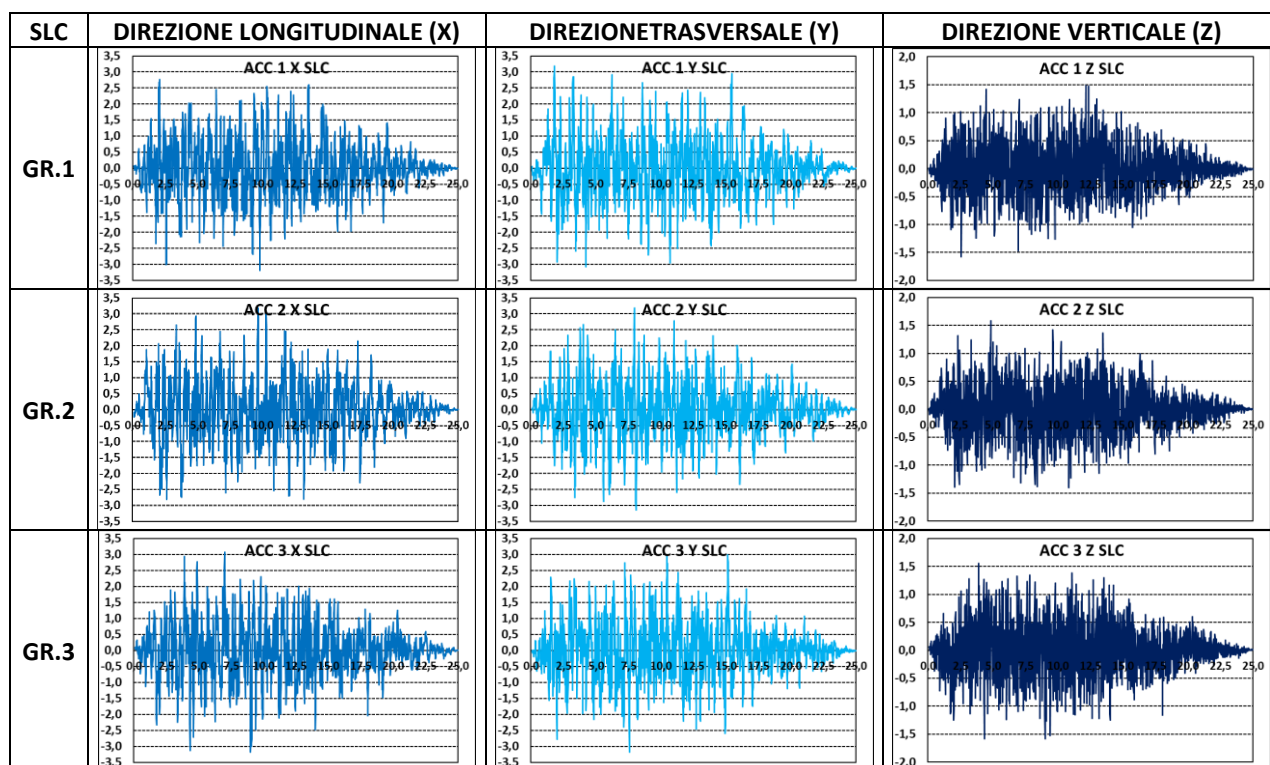


Tabella 2.7 – Accelerogrammi considerati per lo SLC

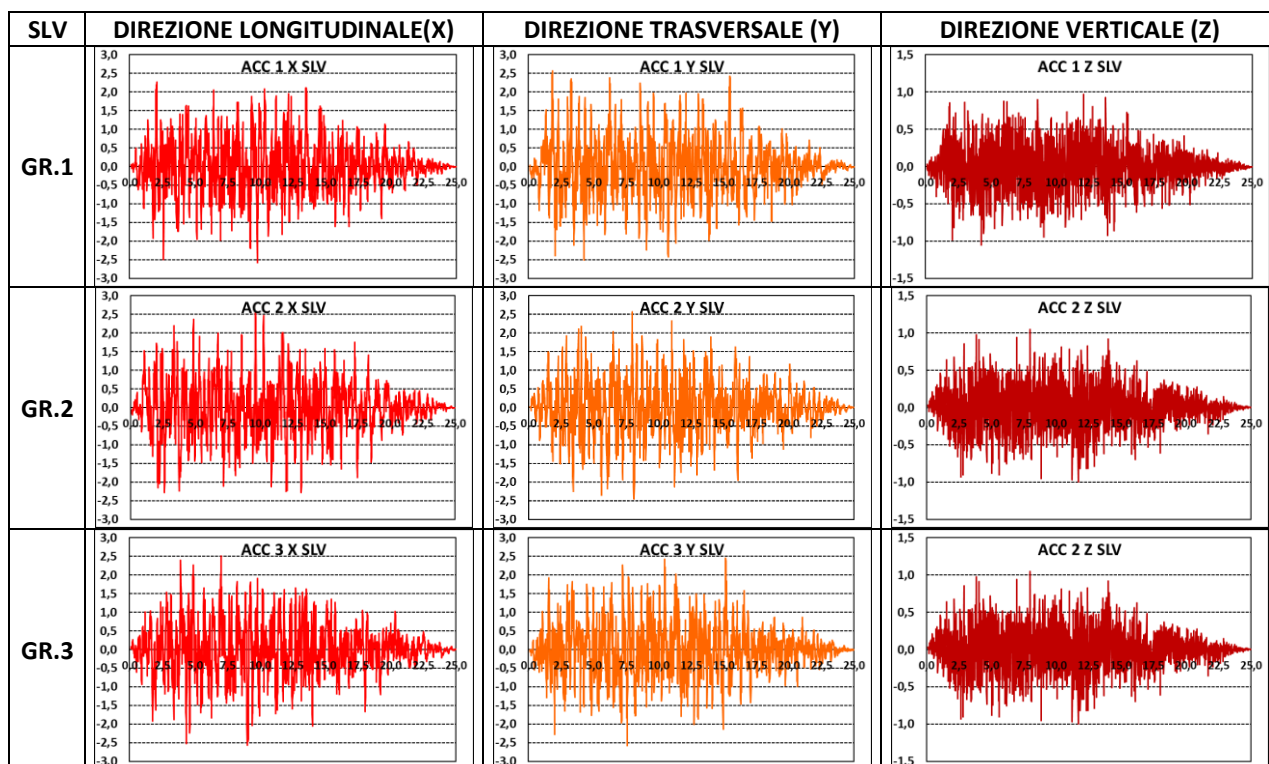


Tabella 2.8 – Accelerogrammi considerati per lo SLV

3 Combinazioni di carico

3.1 Combinazioni agli SLU

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi, definite al punto 2.5.3 del D.M. 17/01/2018, sono espresse complessivamente dalle seguenti relazioni:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{comb. fondamentale}$$

$$E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{comb. sismica}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- γ_G , γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti ψ_0 , γ_G , γ_P e γ_Q sono riportati in Tabella 3.1 e Tabella 3.2.

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

Tabella 3.1 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequentissimi)	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

Tabella 3.2 - Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Per quanto riguarda i carichi mobili, la simultaneità dei sistemi di carico definiti nel D.M. 17/01/2018 (modelli di carico 1, 2, 3, 4, 6 - forze orizzontali - carichi agenti su ponti pedonali), deve essere tenuta in conto considerando i “gruppi di carico” definiti nella tabella seguente. Ognuno dei “gruppi di carico”, indipendente dagli altri, deve essere considerato come azione caratteristica per la combinazione con gli altri carichi agenti sul ponte.

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	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						

Tabella 3.3 - Gruppi di carico da traffico per le combinazioni di carico

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

$$\rightarrow F_d = 1,35 \cdot G_k + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3$$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili;
- Q_5 azione del vento;
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- ε_3 variazione termica.

3.2 Combinazioni allo SLU di Fatica

Le verifiche associate a tale stato limite sono state eseguite in funzione delle combinazioni di carico espresse complessivamente dalla seguente relazione:

$$\left(\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) + Q_{fat}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- ψ_1 è il coefficiente di combinazione delle azioni variabili riportato in Tabella 3.2.

Con riferimento alle condizioni di carico descritte al paragrafo 4.1 della presente sezione, risultano definite le seguenti combinazioni:

➤ $F_d = G_k + \varepsilon_2 + Q_k + 0,6 \cdot \varepsilon_{3-}$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili di fatica;
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- ε_{3-} (-10 °C) variazione termica differenziale negativa.

➤ $F_d = G_k + Q_k + 0,6 \cdot \varepsilon_{3+}$

- ε_{3+} (+10 °C) variazione termica differenziale positiva.

4 Analisi strutturale dell'impalcato

4.1 Modello di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato, con riferimento ai carichi individuati al paragrafo 2, su un modello agli elementi finiti di tipo “beam” ottenuto discretizzando la struttura in conci di caratteristiche geometriche ed inerziali costanti. Le analisi, di tipo elastico lineare, sono eseguite per le fasi costruttive (montaggio della carpenteria metallica e getto della soletta) e per le situazioni di esercizio della struttura (a breve termine e a lungo termine) esaminando le seguenti condizioni di carico:

- peso proprio della carpenteria metallica e della soletta;
- carichi permanenti;
- ritiro;
- variazione termica differenziale (positiva e negativa);
- carichi mobili;
- vento.

Le analisi agli elementi finiti sono state effettuate con l'utilizzo del programma **SAP2000**; in particolare gli effetti del transito dei carichi mobili sono stati studiati mediante l'apposito modulo interno al programma che li dispone in base alle linee di influenza in modo da determinare su ogni sezione i massimi valori di sollecitazione.

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 sul cassone metallico e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

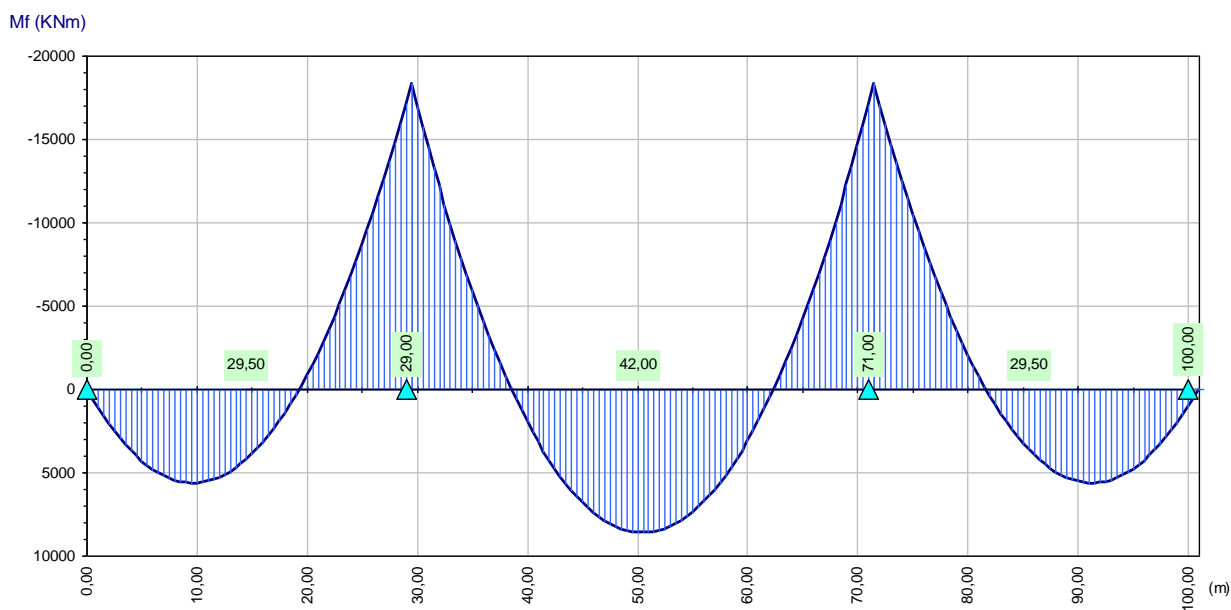
La larghezza collaborante della soletta per la definizione delle caratteristiche inerziali della sezione, sia per l'analisi strutturale che per la verifica, e del fondo del cassone sono state valutate con le indicazioni riportate al paragrafo 1.

4.2 Sollecitazioni di progetto

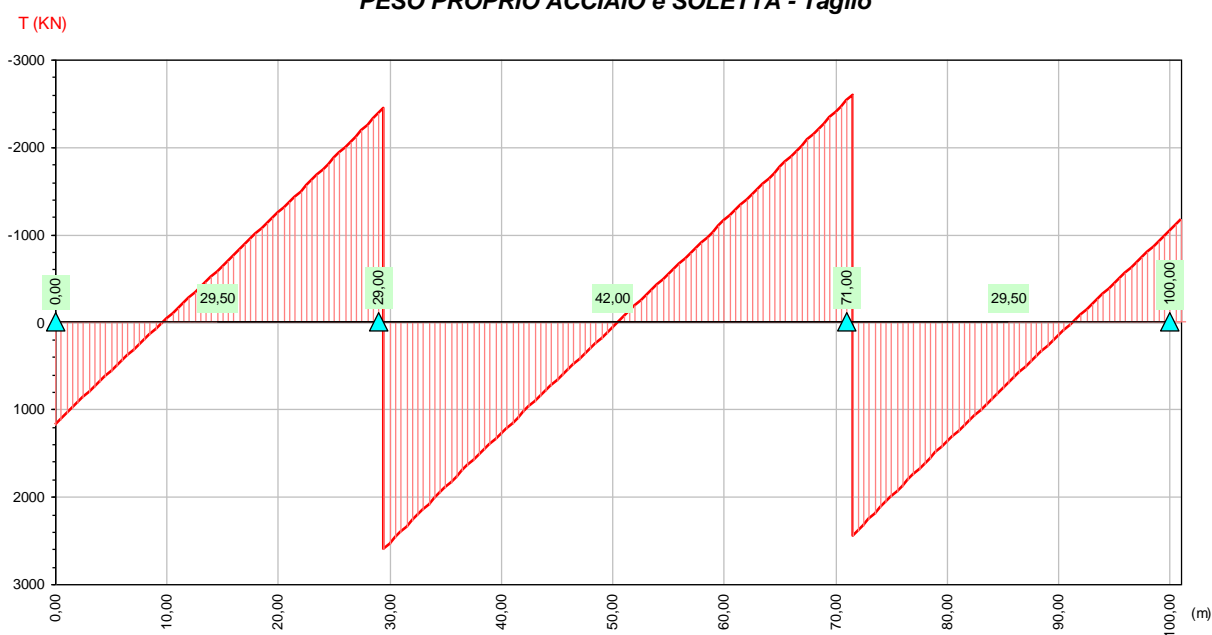
Nei grafici che seguono sono mostrati i diagrammi delle sollecitazioni per le varie condizioni elementari di carico.

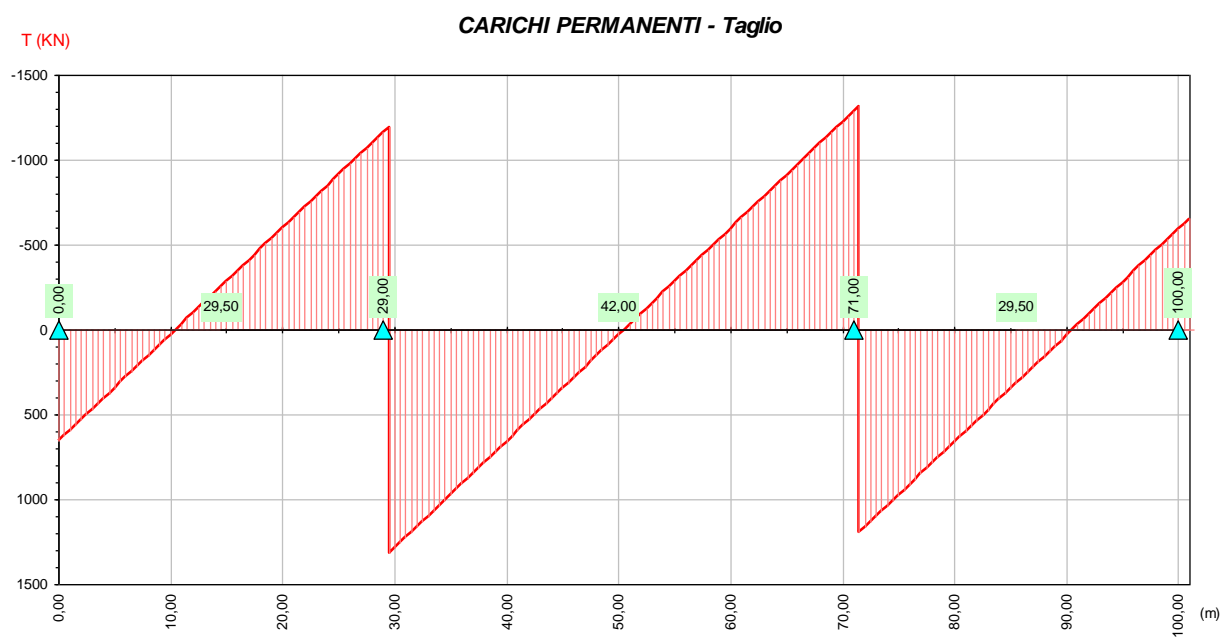
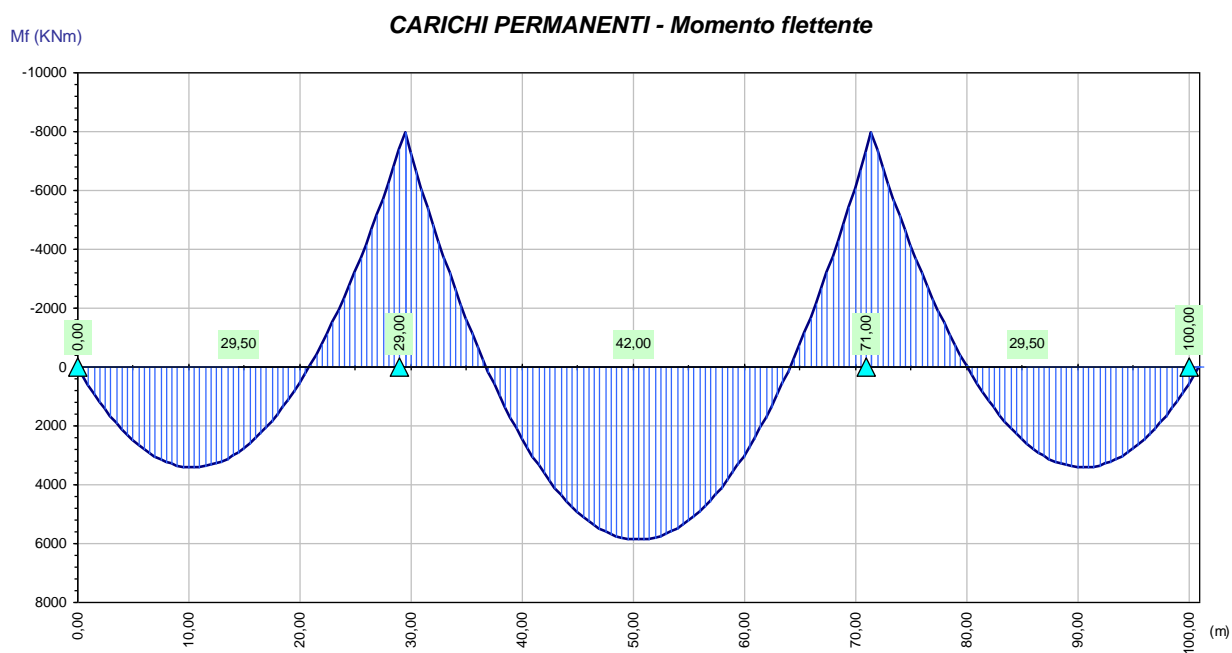
Peso acciaio e soletta

PESO PROPRIO ACCIAIO e SOLETTA - Momento flettente



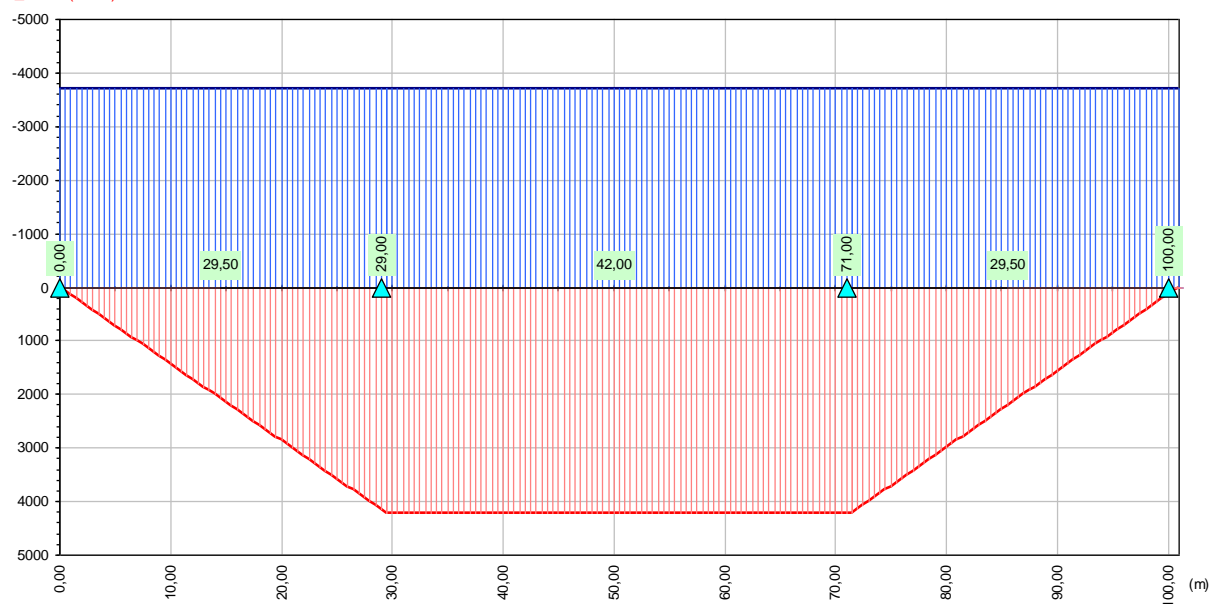
PESO PROPRIO ACCIAIO e SOLETTA - Taglio



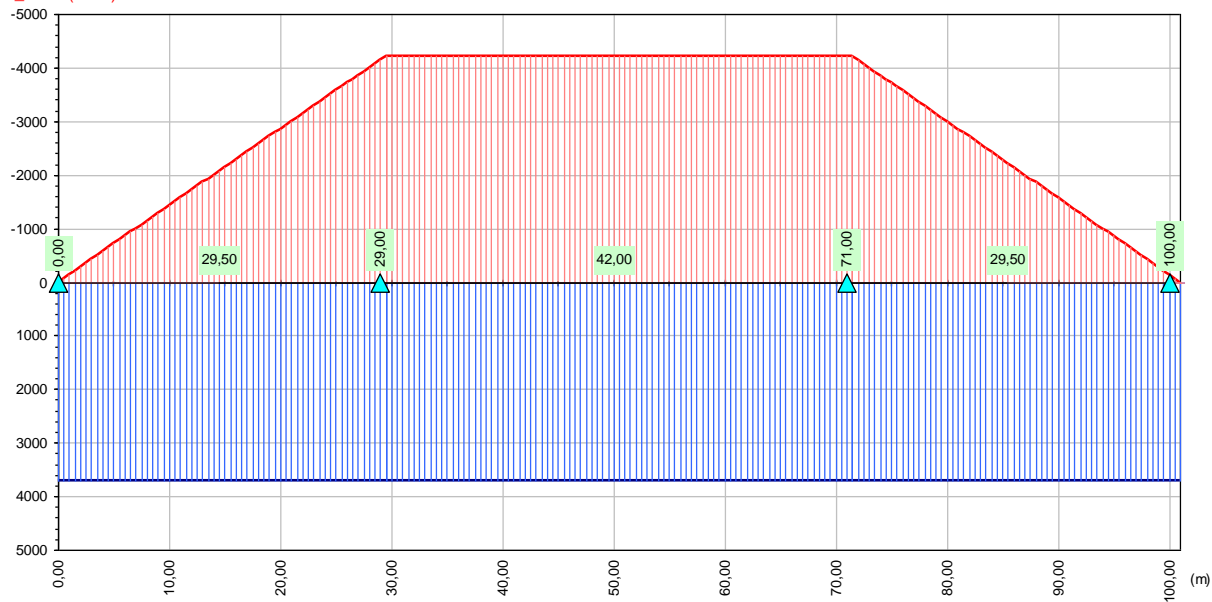
Carichi permanenti

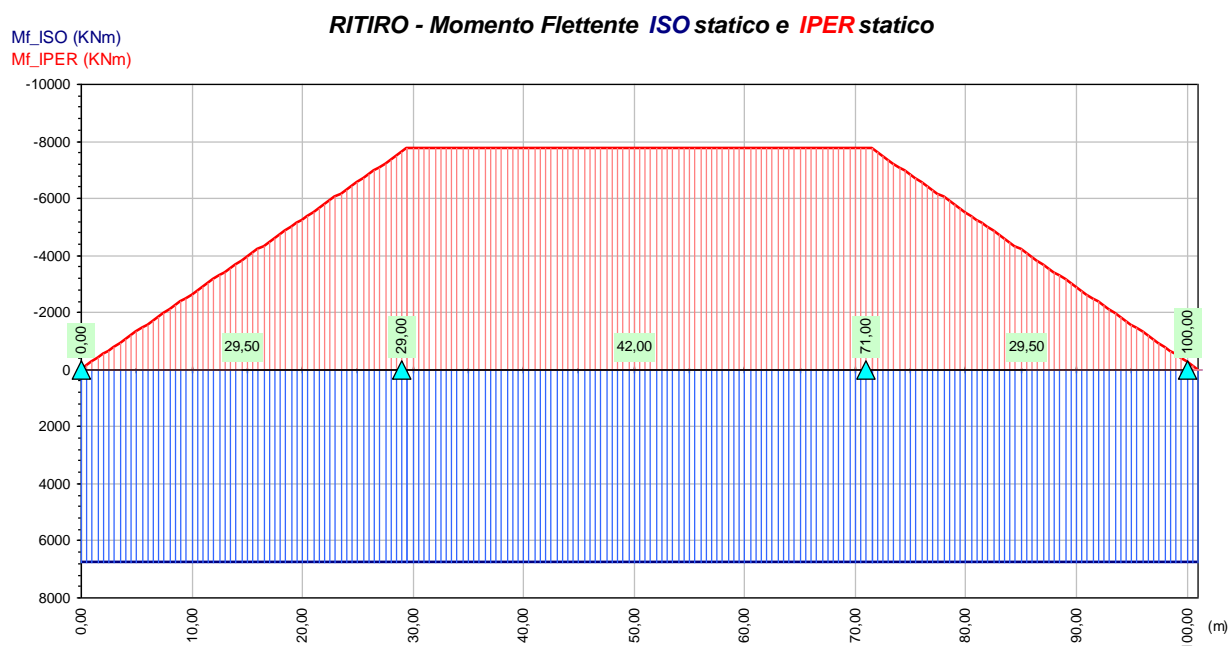
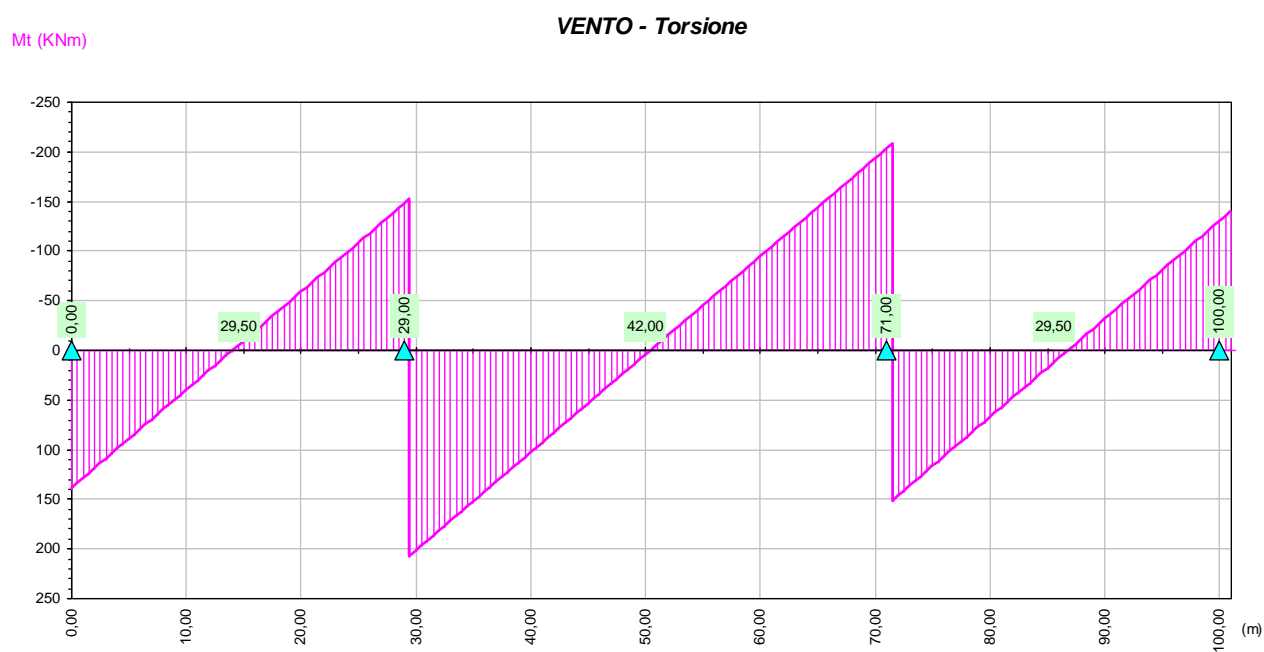
Variazioni termiche

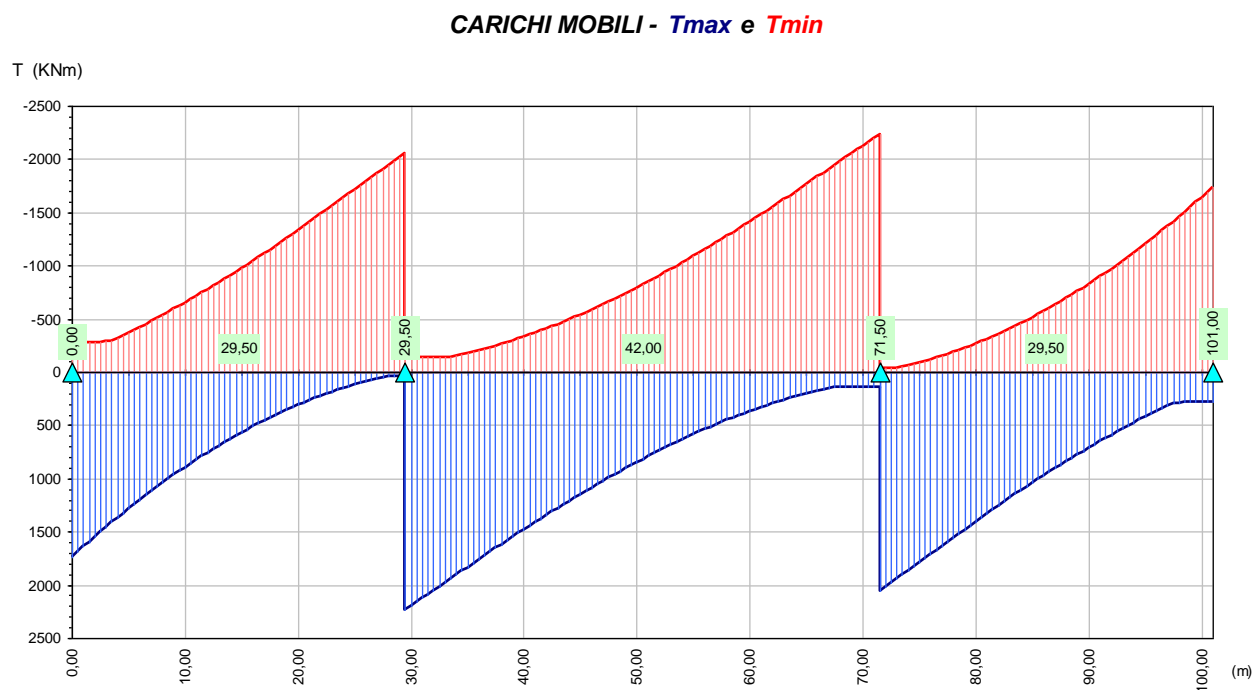
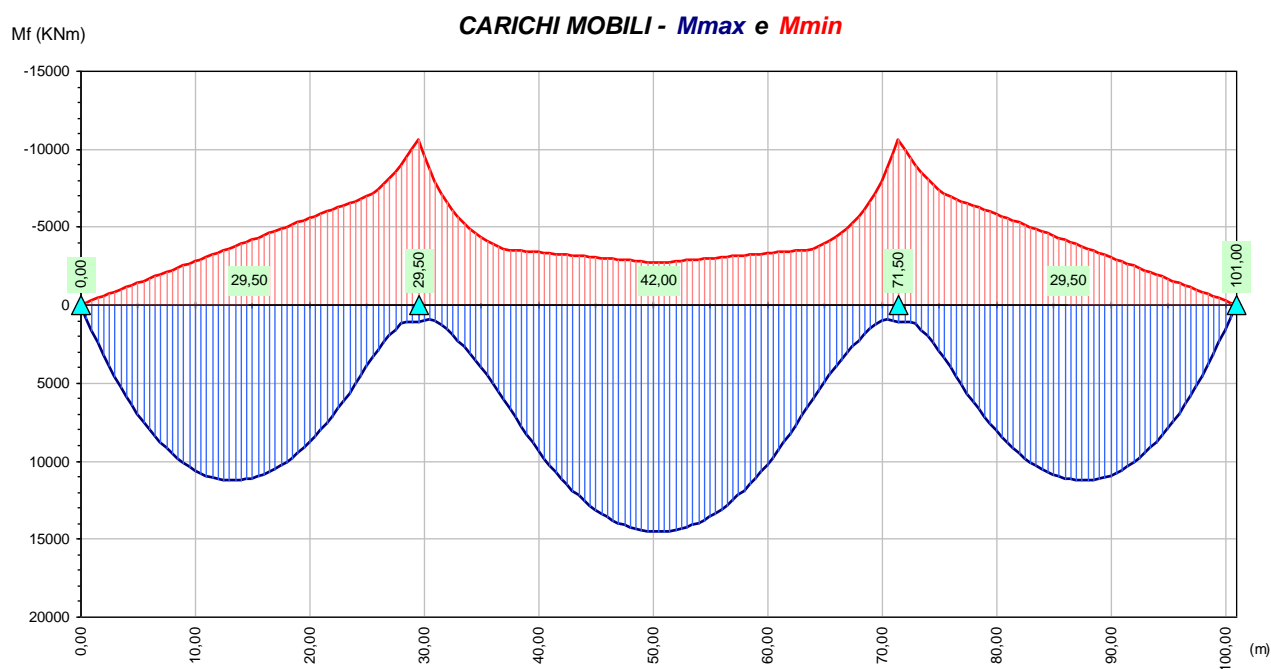
Mf_ISO (KNm)
Mf_IPER (KNm)

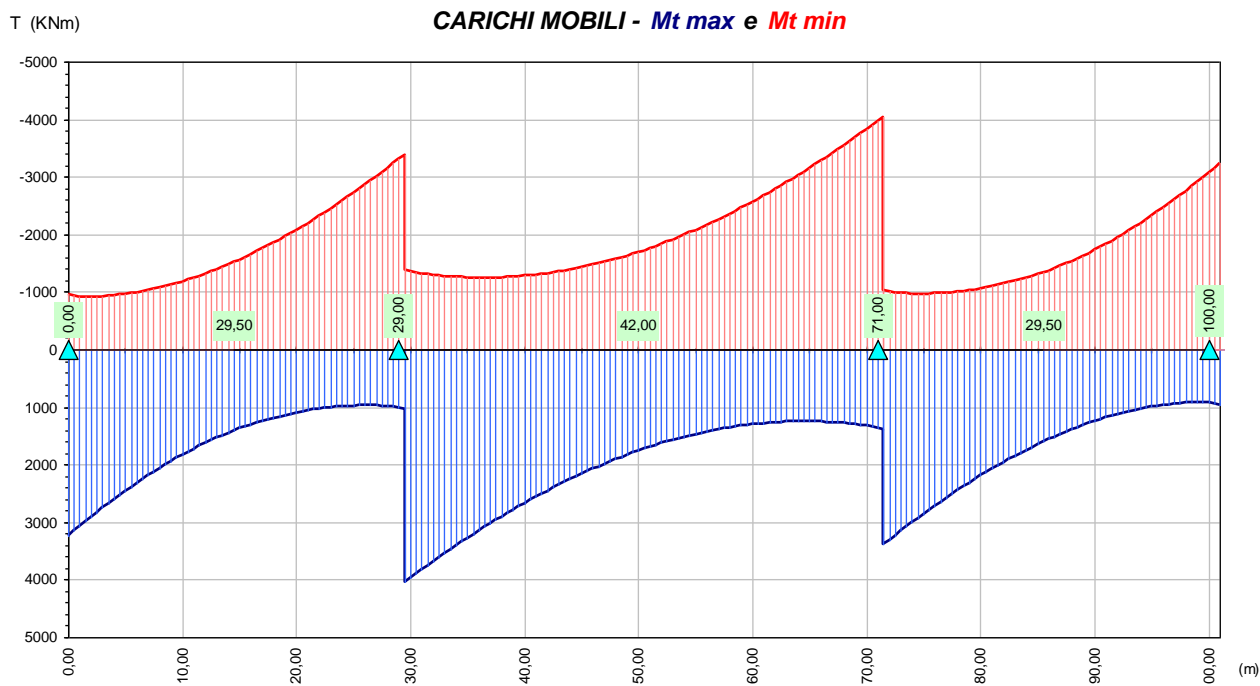
VARIAZIONE TERMICA POSITIVA - Momento Flettente ISO statico e IPER statico

Mf_ISO (KNm)
Mf_IPER (KNm)

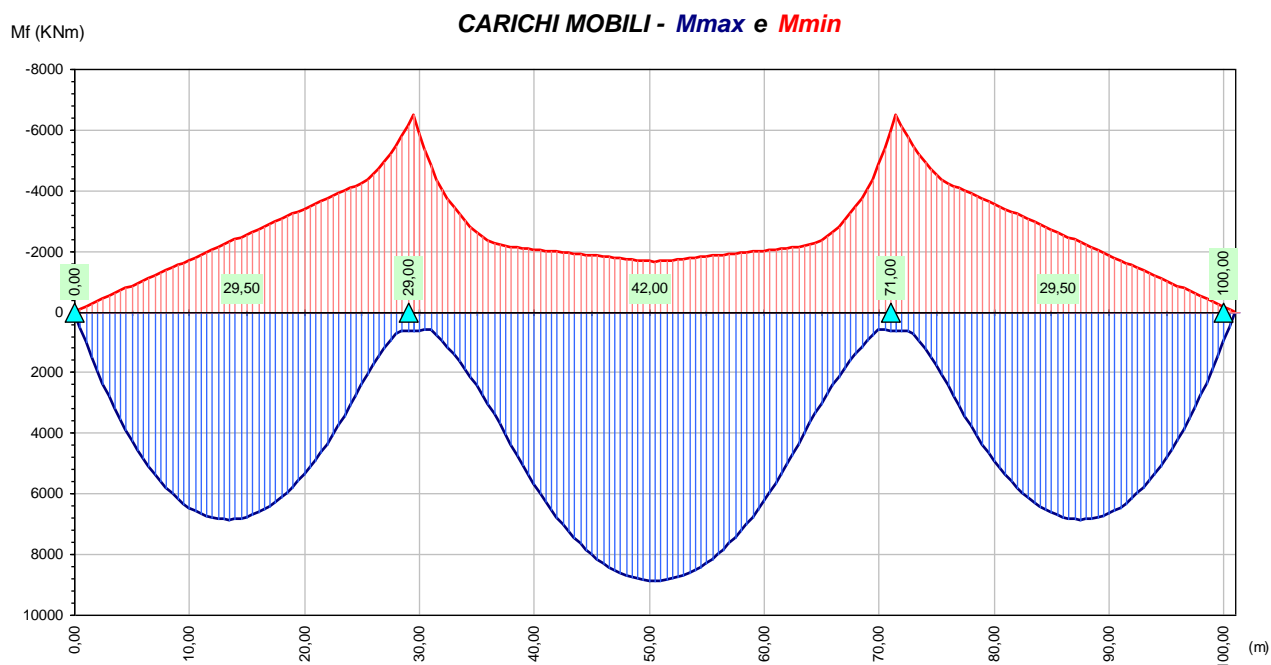
VARIAZIONE TERMICA NEGATIVA - Momento Flettente ISO statico e IPER statico

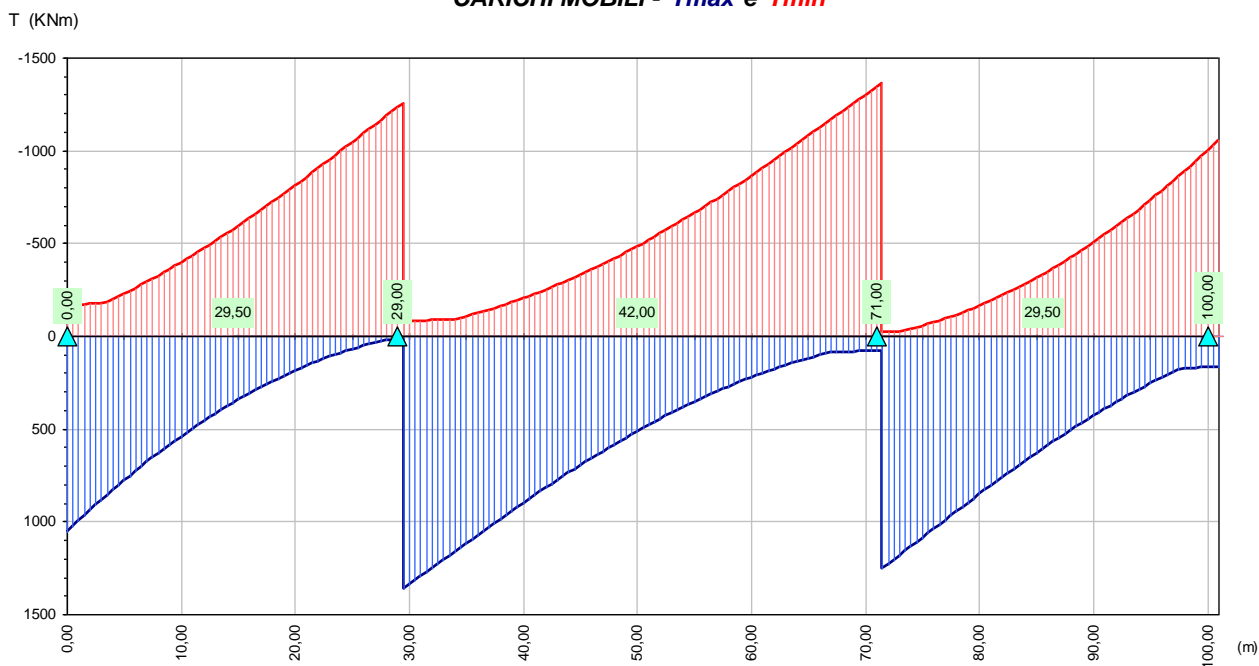
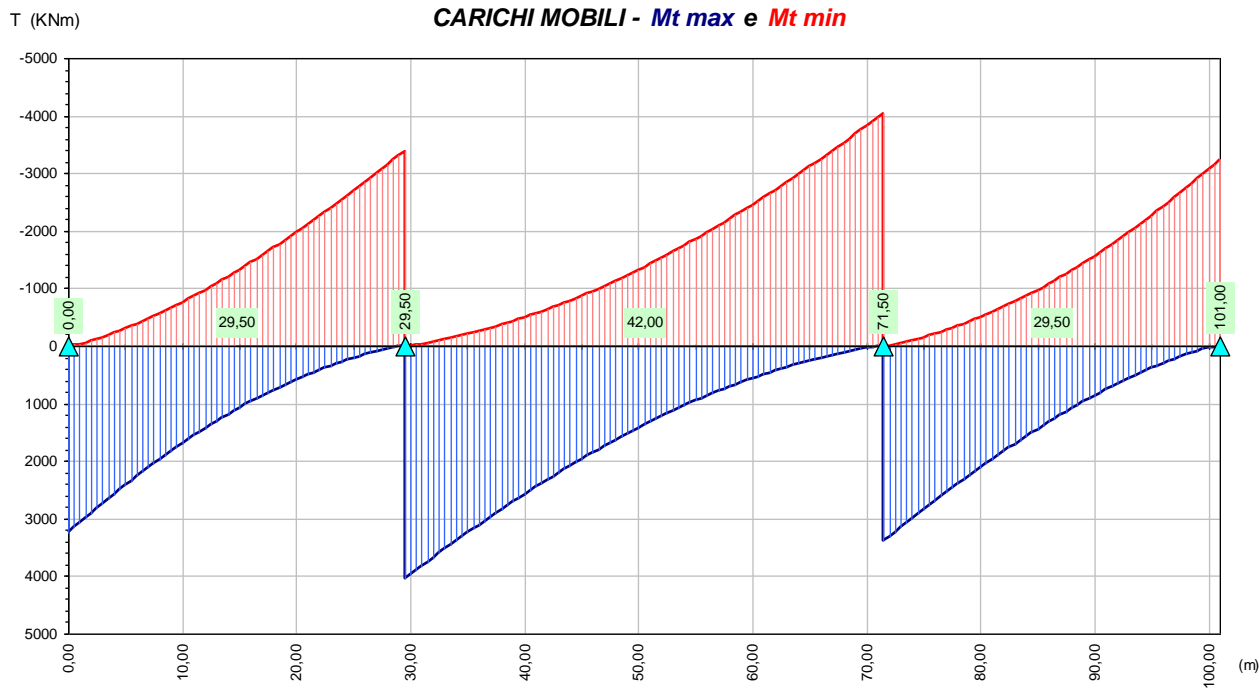
Ritiro del clsVento

Carichi mobili condizione 1 – Massimo carico



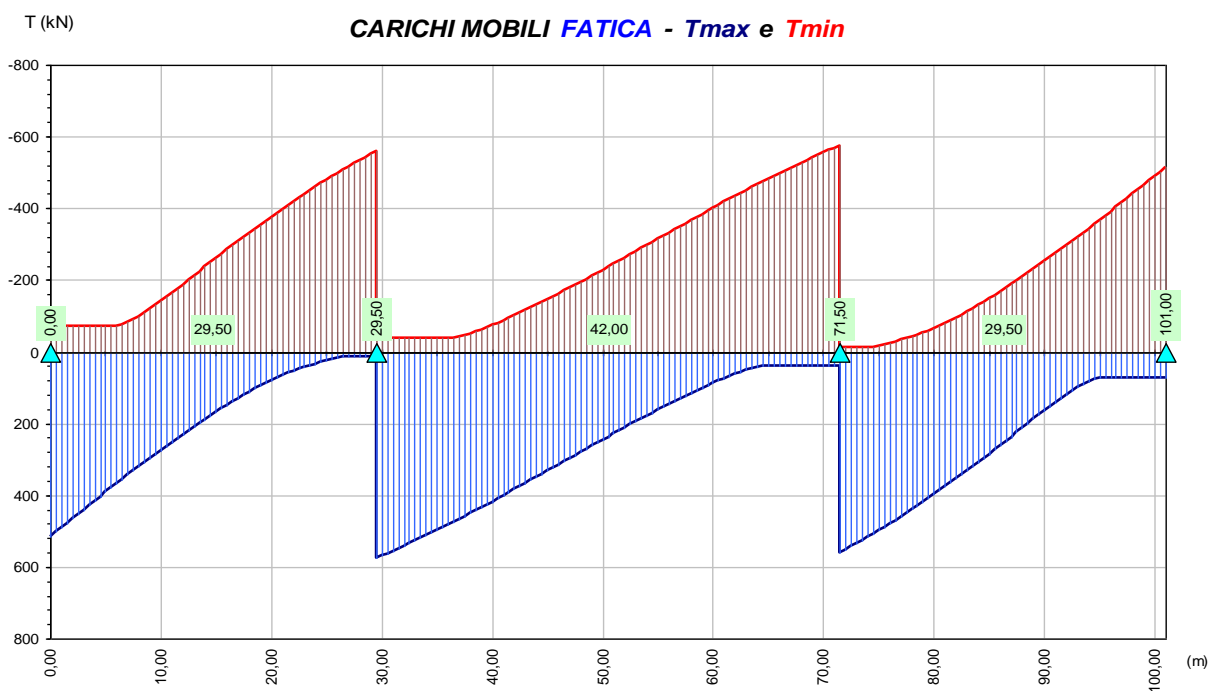
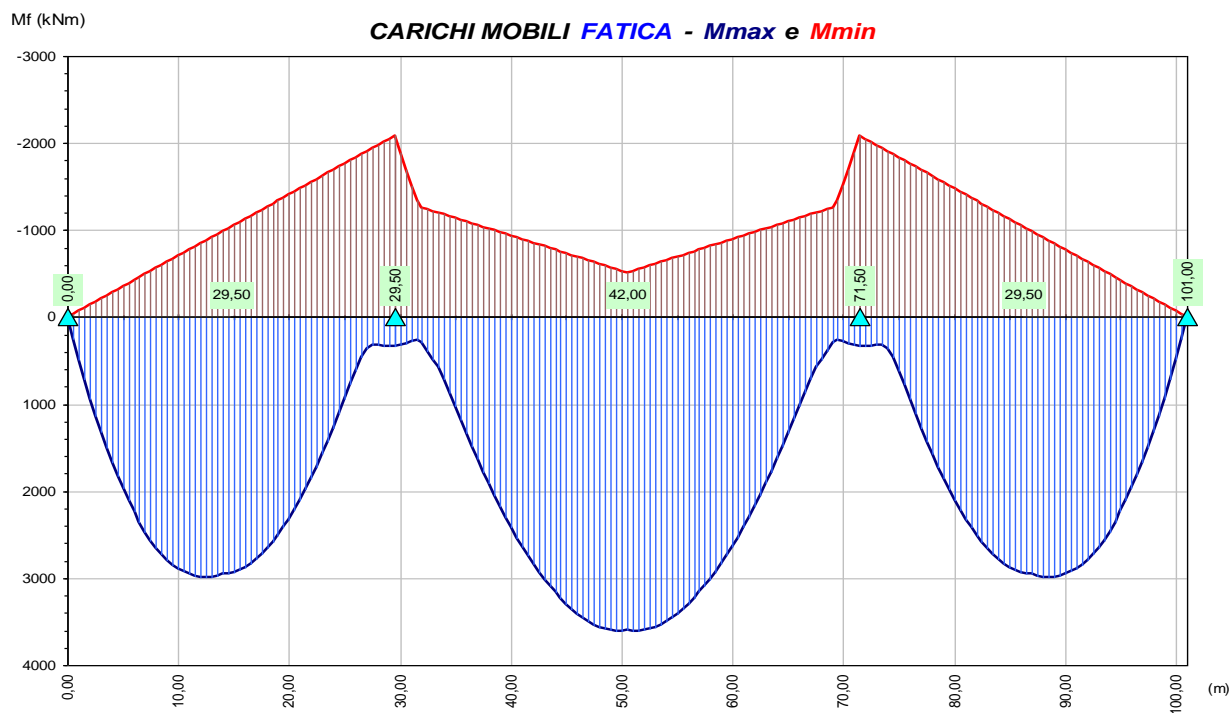
Carichi mobili condizione 2 – Massima eccentricità



CARICHI MOBILI - T_{max} e T_{min} **CARICHI MOBILI - Mt_{max} e Mt_{min}** 

Carichi da Fatica – Modello FLM2

Le sollecitazioni indotte dai carichi mobili per le verifiche dello SLU di Fatica sono determinate posizionando i carichi in asse alla corsia lenta. Nel seguito si riportano i diagrammi relativi ai treni di carico del modello **LM2** (per sintesi solo il veicolo 3).



5 Verifiche dell'impalcato

5.1 Criteri di verifica

Le verifiche delle sezioni trasversali dell'impalcato sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico secondo le indicazioni della UNI EN 1993-1-5, che fornisce le indicazioni di progetto per le lastre piane, irrigidite e non, caricate nel proprio piano. Tali indicazioni si applicano sia per l'effetto shear-lag, dei carichi nel piano e dell'imbozzamento delle lastre per le travi a doppio T ed a cassone. L'effetto shear-lag e l'imbozzamento delle lastre devono essere considerati se influenzano significativamente il comportamento della struttura allo stato limite ultimo, di esercizio e di fatica.

5.1.1 Verifica per tensioni normali

Le verifiche nei confronti delle tensioni normali sono condotte con la seguente formula:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y \cdot A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{\frac{f_y \cdot W_{eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0$$

5.1.2 Verifica a taglio

Le verifiche allo stato limite ultimo per tensioni tangenziali, sono effettuate tenendo conto degli effetti dell'imbozzamento per snellezze h_w/t maggiori di:

- $\frac{72}{\eta} \varepsilon$ per pannelli non irrigiditi,
- $\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$ per pannelli irrigiditi, con:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y (N/mm^2)}}$$

$\eta = 1,2$ (per acciai S460 $\eta = 1,0$).

Resistenza di progetto

La resistenza di progetto vale:

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_V \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

con $\chi_V = \chi_w + \chi_f \leq \eta$, somma di un contributo d'anima χ_w e di un contributo delle flange χ_f .

La verifica a taglio deve essere fatta mediante la disequaglianza:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{\frac{\chi_V h_w t f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}}} \leq 1$$

dove:

- h_w è la distanza netta tra le flange;
- t è lo spessore della lastra;
- V_{Ed} è la forza di taglio di progetto includendo il taglio ed il momento torcente;
- χ_V è il fattore di resistenza a taglio.

5.1.3 Interazione taglio, momento flettente e forza assiale

Nel caso in cui η_3 non superi il valore di 0,5, non è necessario ridurre la resistenza nei confronti del momento flettente e della forza assiale per tenere conto della forza di taglio. Se invece η_3 è maggiore di 0,5 gli effetti combinati di taglio e momento flettente debbono soddisfare la seguente relazione:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

con:

- $M_{f,Rd}$ momento resistente plastico della sezione considerando le sole flange;
- $M_{pl,Rd}$ momento resistente plastico della sezione (non considerando la classe di appartenenza);
- $\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$;
- $\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$.

5.2 Risultati delle verifiche agli SLU

I risultati delle verifiche allo SLU dell'impalcato sono riportati in forma sintetica, con diagrammi che rappresentano il confronto sezione per sezione tra la capacità e la domanda in termini di tensioni adimensionalizzate (η_1 , η_3 , η_{13}), e, limitatamente per le sezioni più significative (campata e appoggio), in forma dettagliata.

5.2.1 Diagrammi di sintesi

In questo paragrafo si riportano i diagrammi di sintesi delle verifiche allo SLU di flessione, taglio e interazione flessione-taglio, relativamente alle combinazioni di carico precedentemente individuate e con riferimento alla geometria di Figura 5.1.

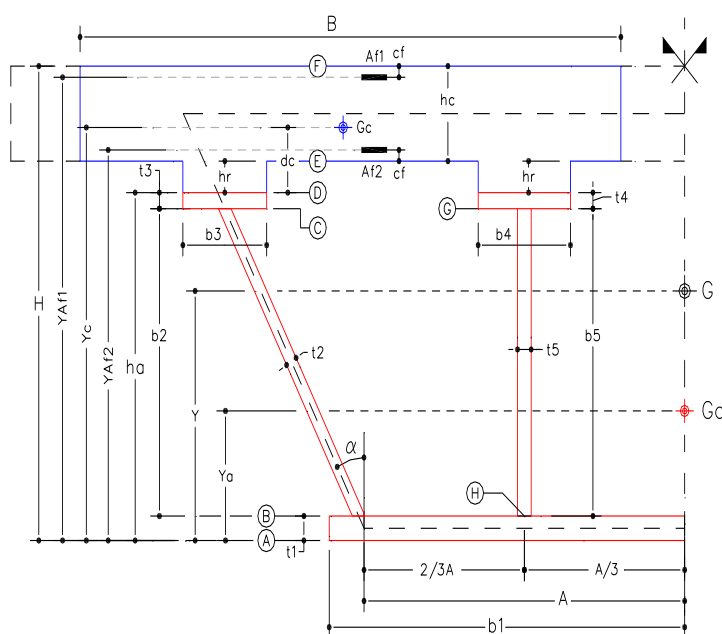


Figura 5.1 – Fibre di riferimento per le verifiche di resistenza

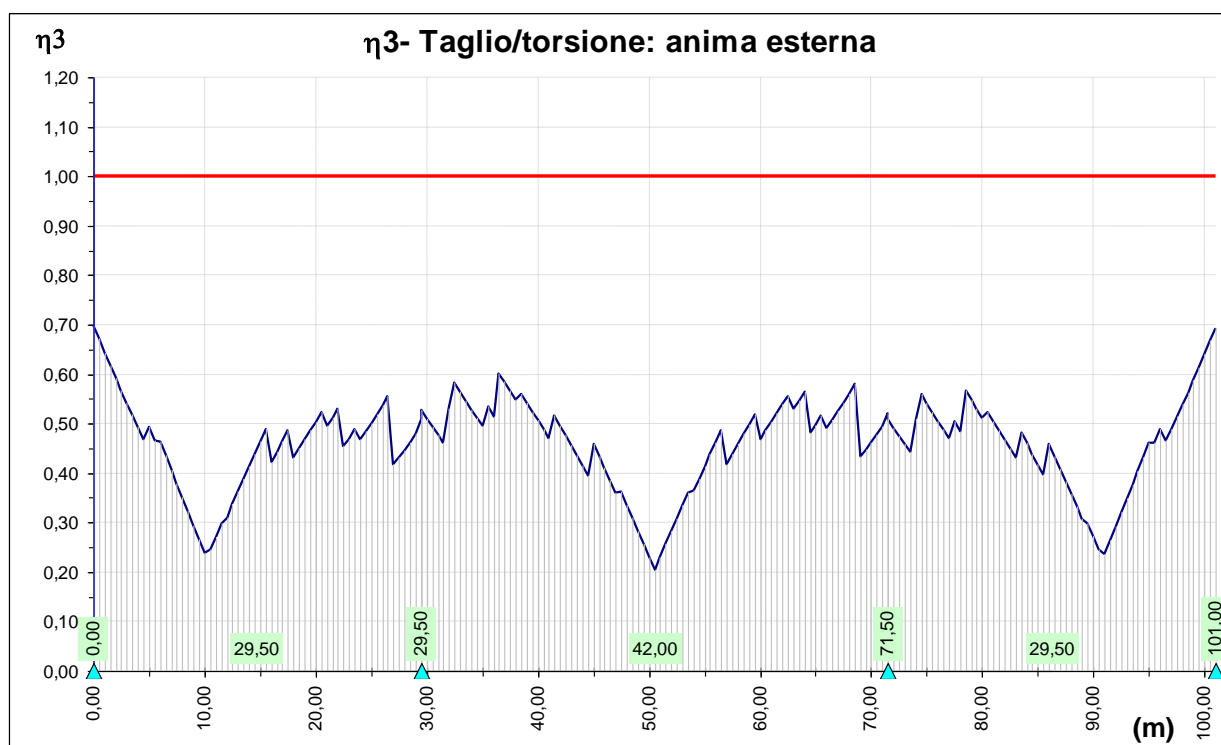
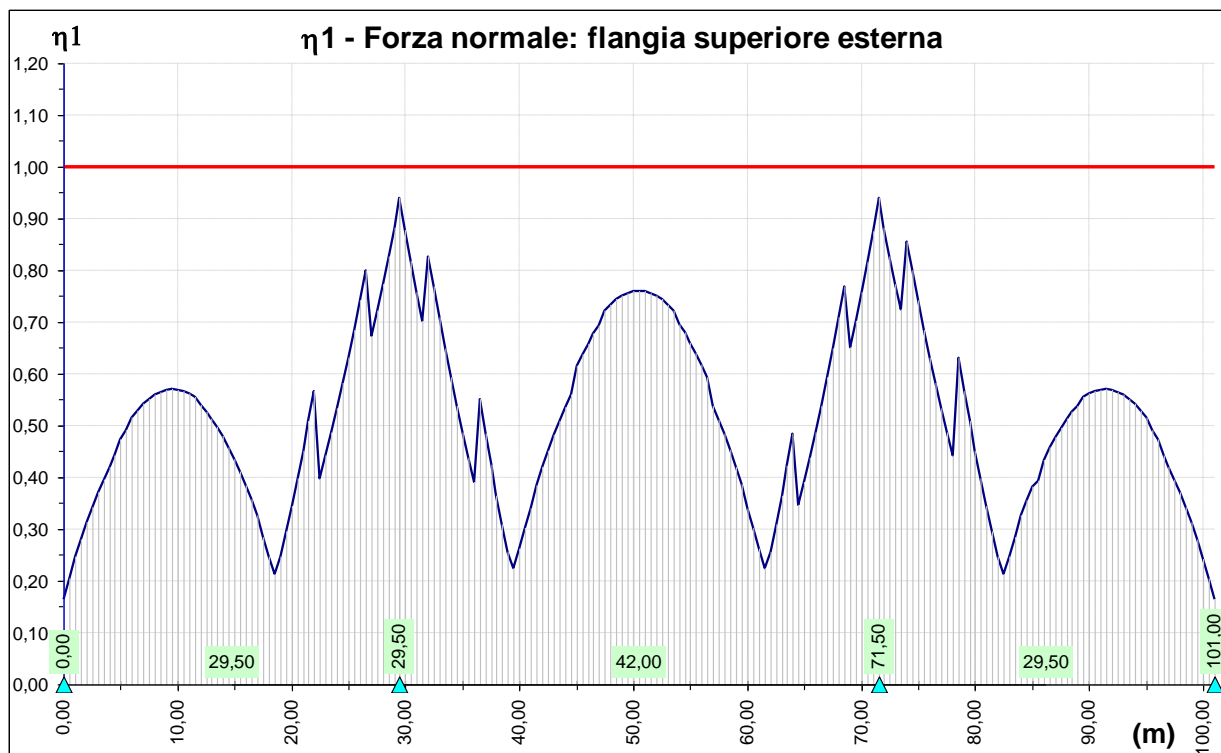
Le resistenze di progetto dei materiali costituenti la sezione del ponte sono:

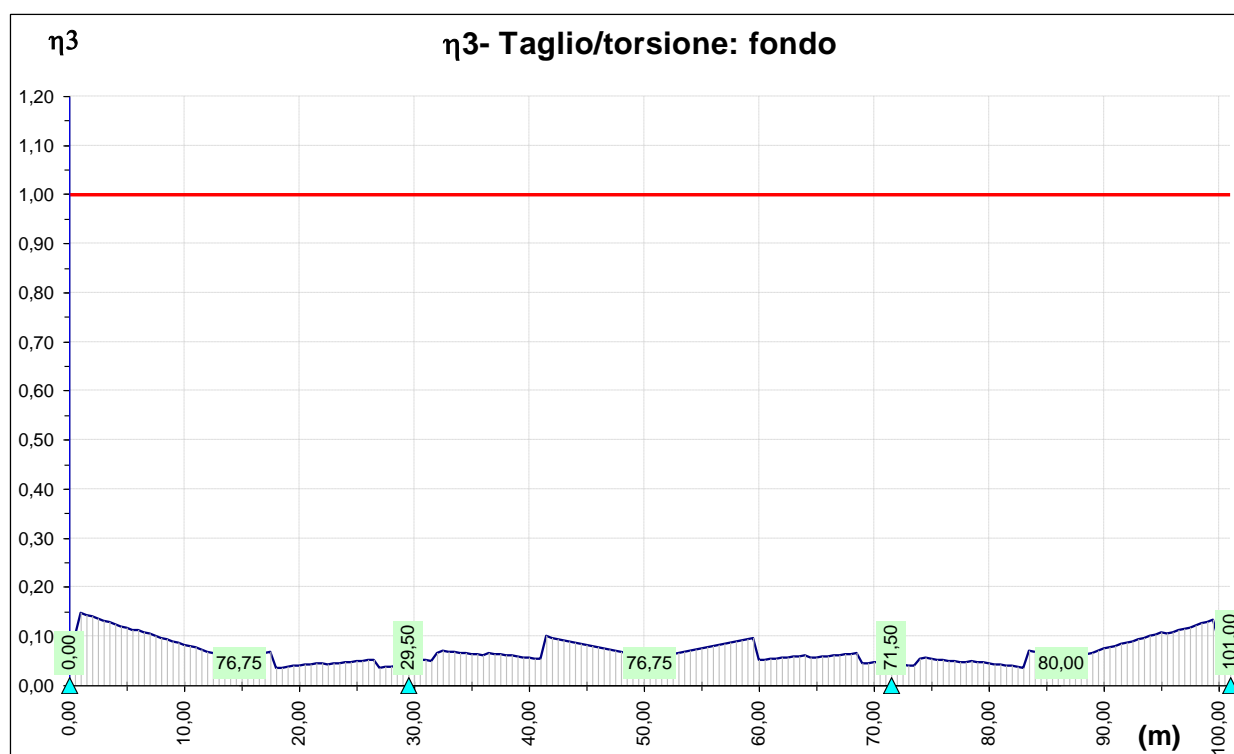
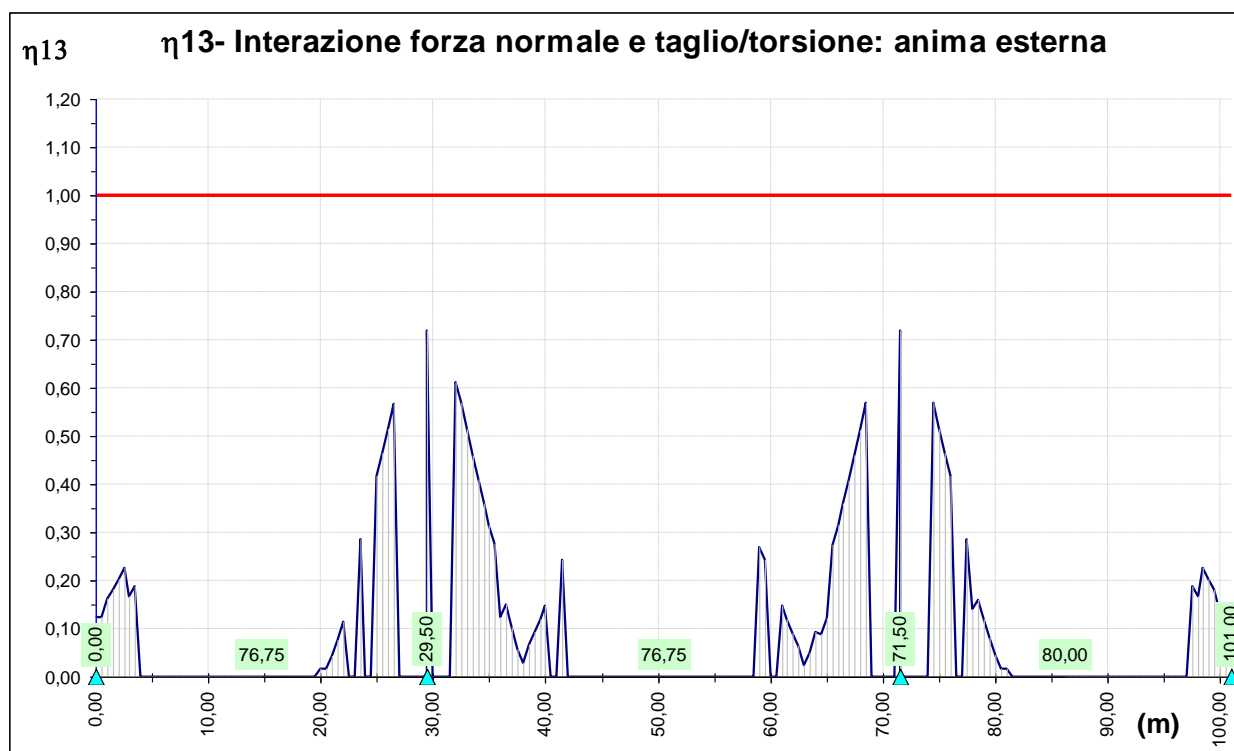
- acciaio da carpenteria S355:
 - $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_a = 355 / 1,05 = 338,0 \text{ MPa}$ per elementi di spessore $t \leq 40 \text{ mm}$,
 - $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_a = 335 / 1,05 = 319,0 \text{ MPa}$ per elementi di spessore $t > 40 \text{ mm}$;
- calcestruzzo C32/40:
 - $\alpha_{cc} \cdot f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,8 \text{ MPa}$ resistenza a compressione di progetto,

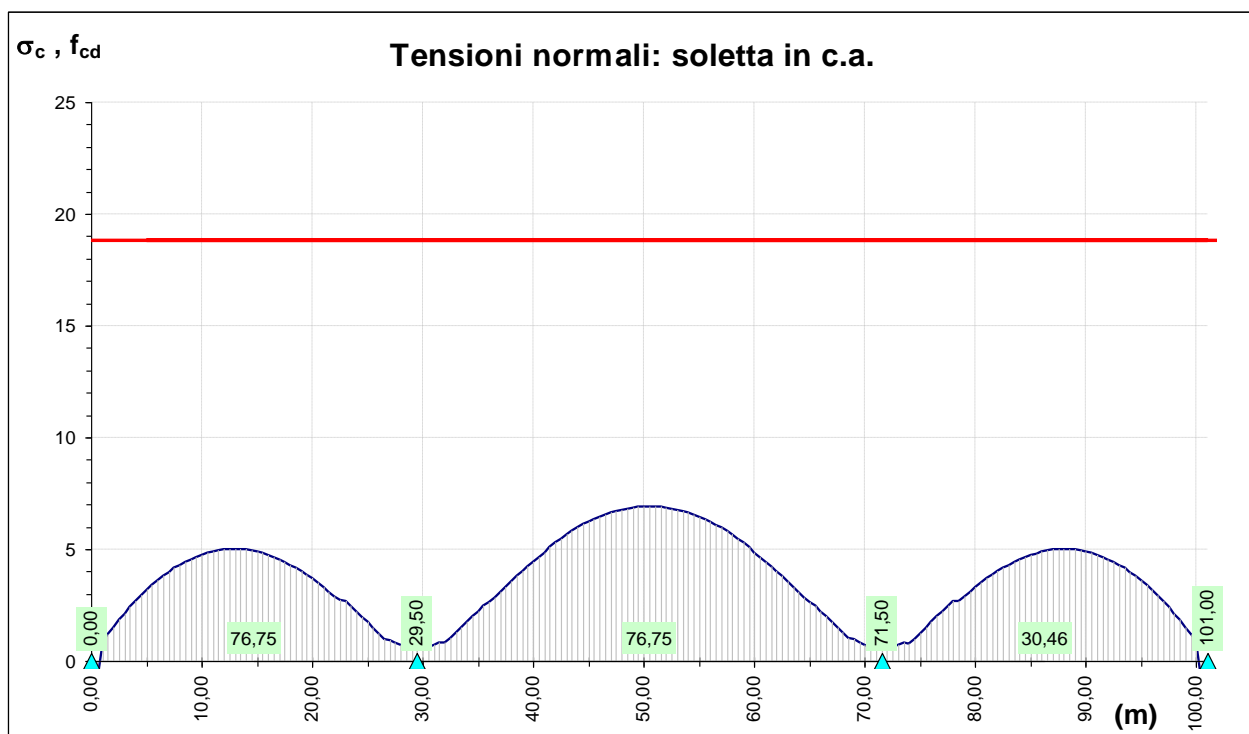
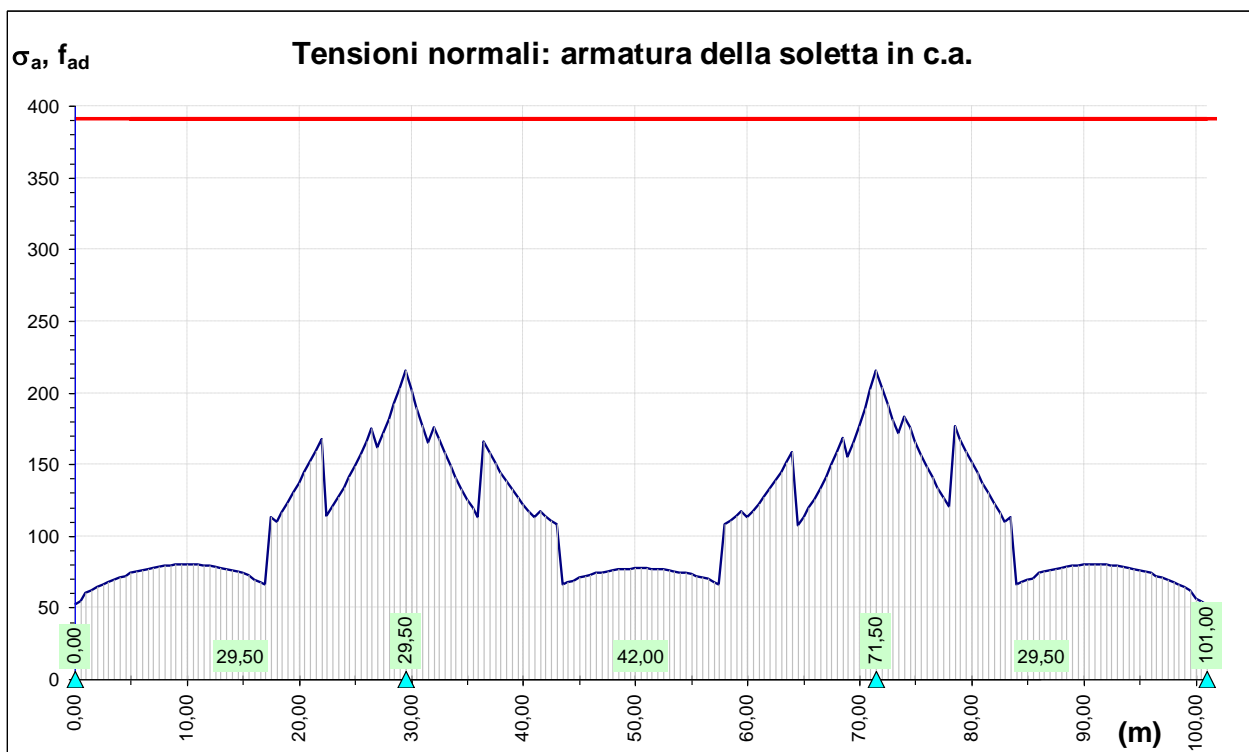
dove $\alpha_{cc} = 0,85$ $f_{ck} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck}$ $\gamma_c = 1,5$;

- acciaio per armature B450C:

- $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,0$ MPa resistenza di progetto.







5.2.2 Verifica della sezione di campata (x=50,0 m)

Caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta

TRAVE IN ACCIAIO			
Larghezza ala sup. anima esterna	b3.	70,0	cm
Spessore ala sup. anima esterna	t3.	2,0	cm
Altezza anima esterna	b2.	155,8	cm
Spessore anima esterna	t2.	2,0	cm
Larghezza ala sup. anima interna	b4.	0,0	cm
Spessore ala sup. anima interna	t4.	0,0	cm
Altezza anima interna	b5.	157,8	cm
Spessore anima interna	t5.	0,0	cm
Numero anime interne	Nani	0	
1/2 Larghezza fondo (fisica)	b1	215,0	cm
Coeff. riduzione fondo totale		0,998	
Coeff. riduzione fondo per shear-lag		0,998	
Coeff. riduzione fondo per imbozzamento		1,000	
1/2 Larghezza fondo (efficace)	b1e	214,6	cm
Spessore fondo	t1.	2,2	cm
1/2 Larghezza fondo in asse	A	205,0	cm
Inclinazione anime	α	36,87	°
Modulo elastico	Ea	210000	N/mm ²
Altezza totale	ha	160	cm
Area anime esterne (per Taglio)	Anest	623,2	cm ²
Area anime interne (per Taglio)	Anint	0,0	cm ²
Area anime totale (per Taglio)	An	623,2	cm ²
Area totale sezione	Aa	2017,7	cm ²
Posiz. baricentro (Ga)	Ya	50,35	cm
Inerzia totale rispetto a Ga	Ia	7559764	cm ⁴
Numero totale irrigidimento fondo	N irrig F	1	
Area singolo irrigidimento del fondo	A irrig F	89,6	cm ²
Baricentro irrigidimento	Y irrig F	26,3	cm
Inerzia singolo irrigidimento	J irrig F	10377,9	cm ⁴

SOLETTA IN C.A.			
1/2 Larghezza collaborante	B	650,0	cm
Spessore	hc	24	cm
Altezza raccordo	hr	7	cm
Area totale	Ac	32180	cm ²
Distanza baricentro	dc	18,5	cm
Posiz. baricentro (Gc)	Yc	178,5	cm
Inerzia totale rispetto a Gc	Ic	1729876	cm ⁴

ARMATURE			
Copriferro sup. e inf.	cf	3,5	cm
Area 1° strato (sup.)	Af1.	102,10	cm ²
Posizione 1° strato	YAf1.	187,5	cm
Area 2° strato (inf.)	Af2.	102,10	cm ²
Posizione 2° strato	YAf2.	170,5	cm

CALCOLO AREA 1° STRATO (superiore)			
Diametro dei ferri		20	mm
Passo dei ferri		20	cm
Larghezza collaborante	B	650	cm
Area	Af1 =	102,10	cm ²
CALCOLO AREA 2° STRATO (inferiore)			
Diametro dei ferri		20	mm
Passo dei ferri		20	cm
Larghezza collaborante	B	650	cm
Area	Af2 =	102,10	cm ²
Percentuale armatura in soletta = 1,27%			

SEZIONE TIPO 1		n1.	6,12
Acc.+Cls.+Arm. (Azioni di breve durata)			
Modulo elastico cls	E1c	34314	N/mm ²
Area	A1.	7684,30	cm ²
Posiz. baricentro (G)	Y1.	144,90	cm
Inerzia rispetto a G	I1.	32329451	cm ⁴
Mom. statico soletta	S1.	190763	cm ³
Modulo p.to F	W1,F	-4291646	cm ³
Modulo p.to E	W1,E	-8951699	cm ³
Modulo p.to D	W1,D	-2140648	cm ³
Modulo p.to C	W1,C	-2467398	cm ³
Modulo p.to B	W1,B	226560	cm ³
Modulo p.to A	W1,A	223120	cm ³
Modulo p.to G	W1,G	-2140648	cm ³
SEZIONE TIPO 2		n2.	15,87
Acc.+Cls.+Arm. (Azioni di lunga durata)			
Modulo elastico cls	E2c	13233	N/mm ²
Area	A2.	4453,86	cm ²
Posiz. baricentro (G)	Y2.	120,50	cm
Inerzia rispetto a G	I2.	25852029	cm ⁴
Mom. statico soletta	S2.	141545	cm ³
Modulo p.to F	W2,F	-5819837	cm ³
Modulo p.to E	W2,E	-8823921	cm ³
Modulo p.to D	W2,D	-654558	cm ³
Modulo p.to C	W2,C	-689472	cm ³
Modulo p.to B	W2,B	218521	cm ³
Modulo p.to A	W2,A	214531	cm ³
Modulo p.to G	W2,G	-654558	cm ³
SEZIONE TIPO 3		n3.	16,60
Acc.+Cls.+Arm. (Azioni di lunga durata)			
Modulo elastico cls	E3c	12651	N/mm ²
Area	A3.	4364,69	cm ²
Posiz. baricentro (G)	Y3.	119,32	cm
Inerzia rispetto a G	I3.	25540889	cm ⁴
Mom. statico soletta	S3.	139154	cm ³
Modulo p.to F	W3,F	-5914815	cm ³
Modulo p.to E	W3,E	-8892020	cm ³
Modulo p.to D	W3,D	-627836	cm ³
Modulo p.to C	W3,C	-660299	cm ³
Modulo p.to B	W3,B	218076	cm ³
Modulo p.to A	W3,A	214055	cm ³
Modulo p.to G	W3,G	-627836	cm ³
SEZIONE TIPO 4		Acciaio+Armature	
Area	A4.	2426,13	cm ²
Posiz. baricentro (G)	Y4.	72,01	cm
Inerzia rispetto a G	I4.	13210556	cm ⁴
Mom. statico armature	S4.	43696	cm ³
Modulo p.to D	W4,D	-150136	cm ³
Modulo p.to C	W4,C	-153628	cm ³
Modulo p.to B	W4,B	189237	cm ³
Modulo p.to A	W4,A	183456	cm ³
Modulo arm. sup.	W4,Af1	-114387	cm ³
Modulo p.to G	W4,G	-150136	cm ³
SEZIONE TIPO 5		Solo Acciaio	
Area	A5.	2018	cm ²
Modulo p.to D	W5,D	-68947	cm ³
Modulo p.to C	W5,C	-70228	cm ³
Modulo p.to B	W5,B	156992	cm ³
Modulo p.to A	W5,A	150133	cm ³
Modulo p.to G	W5,G	-68947	cm ³

Verifica a pressoflessione

	SOLLECITAZIONI		
	N (kN)	M (kNm)	Coeff.
Peso acciaio+Peso soletta in cls		8618	1,35
Vento		0	0,90
Carichi permanenti		5886	1,35
Precompressione	0	0	0,00
Cedimento appoggi		0	0,00
Effetti ISO ritiro: soletta	11452	---	1,20
Effetti ISO ritiro: struttura mista	-11452	6757	1,20
Effetti IPER ritiro: struttura mista		-7735	1,20
Effetti ISO var. term. Positiva: soletta	-10832	---	0,00
Effetti ISO var. term. Positiva: struttura mista	10832	-3715	0,00
Effetti IPER var. term. Positiva: struttura mista		4217	0,00
Carichi accidentali		14564	1,35
Effetti ISO var. term. Negativa: soletta	10832	---	0,72
Effetti ISO var. term. Negativa: struttura mista	-10832	3715	0,72
Effetti IPER var. term. Negativa: struttura mista		-4217	0,72

	TENSIONI NORMALI (kg/cm ²)							
	Fibra	Fibra	Fibra	Fibra	Fibra	Fibra	Sigma	Fibra
	A	B	C	D	E	F	su Af1	G
Peso acciaio+Peso soletta in cls	847	812	-1898	-1929	0	0	0	-1929
Vento	0	0	0	0	0	0	0	0
Carichi permanenti	404	398	-119	-125	-9	-14	-216	-125
Precompressione	0	0	0	0	0	0	0	0
Cedimento appoggi	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti ISO ritiro: soletta	---	---	---	---	43	43	---	---
Effetti ISO ritiro: struttura mista	87	80	-440	-446	-30	-35	-538	-446
Effetti IPER ritiro: struttura mista	-471	-464	133	140	10	16	245	140
Effetti ISO var. term. Positiva: soletta	---	---	---	---	0	0	---	---
Effetti ISO var. term. Positiva: struttura mista	0	0	0	0	0	0	262	0
Effetti IPER var. term. Positiva: struttura mista	0	0	0	0	0	0	-76	0
Carichi accidentali	963	950	-72	-83	-21	-47	-263	-83
Effetti ISO var. term. Negativa: soletta	---	---	---	---	24	24	---	---
Effetti ISO var. term. Negativa: struttura mista	25	23	-114	-116	-20	-23	-262	-116
Effetti IPER var. term. Negativa: struttura mista	-149	-147	11	13	3	7	76	13
	1706	1653	-2499	-2547	1	-28	-772	-2547
	0,505	0,489	0,739	0,753				0,753
	0,497		0,746		-28		-772	0,000
	η_1 inf		η_1 sup est		σ_{\min} cls		σ_s	η_1 sup int

Verifica a taglio-torsione

	SOLLECITAZIONI		
	T (kN)	Mt (kNm)	Coeff.
Peso acciaio+Peso soletta in cls	0	0	1,35
Vento	0	0	0,90
Carichi permanenti	0	0	1,35
Precompressione	0	0	0,00
Cedimento appoggi	0	0	0,00
Effetti IPER ritiro: struttura mista	0		1,20
Effetti IPER var. term. Positiva: struttura mista	0		0,00
Carichi accidentali	820	1018	1,35
Effetti IPER var. term. Negativa: struttura mista	0		0,72

Peso acciaio+Peso soletta in cls	0	0	0	0	
Vento	0	0	0	0	
Carichi permanenti	0	0	0	0	
Precompressione	0	0	0	0	
Cedimento appoggi	0	0	0	0	
Effetti IPER ritiro: struttura mista	0	0	0	0	
Effetti IPER var. term. Positiva: struttura mista	0	0	0	0	
Carichi accidentali	197	39	36	197	
Effetti IPER var. term. Negativa: struttura mista	0	0	0	0	
	197	39	36	197	0
	Taglio (anima esterna)	Torcente (anima esterna)	Torcente (fondo)	Taglio (anima interna)	Torcente (anima interna)
	TENSIONE TANGENZIALE (kg/cm²)				
	0,204		0,041	0,000	
	η₃				
	0,000		0,000	0,000	
	η₁-₃				

5.2.3 Verifica di resistenza della sezione di appoggio (x=29,0 m)

Caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta

TRAVE IN ACCIAIO			
Larghezza ala sup. anima esterna	b3.	95,0	cm
Spessore ala sup. anima esterna	t3.	4,0	cm
Altezza anima esterna	b2.	152,8	cm
Spessore anima esterna	t2.	3,2	cm
Larghezza ala sup. anima interna	b4.	0,0	cm
Spessore ala sup. anima interna	t4.	0,0	cm
Altezza anima interna	b5.	156,8	cm
Spessore anima interna	t5.	0,0	cm
Numero anime interne	Nani	0	
1/2 Larghezza fondo (fisica)	b1	215,0	cm
Coeff. riduzione fondo totale		0,944	
Coeff. riduzione fondo per shear-lag		0,944	
Coeff. riduzione fondo per imbozzamento		1,000	
1/2 Larghezza fondo (efficace)	b1e	203,1	cm
Spessore fondo	t1.	3,2	cm
1/2 Larghezza fondo in asse	A	205,0	cm
Inclinazione anime	α	36,87	°
Modulo elastico	Ea	210000	N/mm ²
Altezza totale	ha	160	cm
Area anime esterne (per Taglio)	Anest	977,9	cm ²
Area anime interne (per Taglio)	Anint	0,0	cm ²
Area anime totale (per Taglio)	An	977,9	cm ²
Area totale sezione	Aa	3401,3	cm ²
Posiz. baricentro (Ga)	Ya	66,49	cm
Inerzia totale rispetto a Ga	Ia	14294446	cm ⁴
Numero totale irrigidimento fondo	N irrig F	3	
Area singolo irrigidimento del fondo	A irrig F	89,6	cm ²
Baricentro irrigidimento	Y irrig F	26,3	cm
Inerzia singolo irrigidimento	J irrig F	10377,9	cm ⁴

SOLETTA IN C.A.			
1/2 Larghezza collaborante	B	488,9	cm
Spessore	hc	24	cm
Altezza raccordo	hr	7	cm
Area totale	Ac	24797,2	cm ²
Distanza baricentro	dc	18,2	cm
Posiz. baricentro (Gc)	Yc	178,2	cm
Inerzia totale rispetto a Gc	Ic	1434251	cm ⁴

ARMATURE			
Copriferro sup. e inf.	cf	3,5	cm
Area 1° strato (sup.)	Af1.	129,79	cm ²
Posizione 1° strato	YAf1.	187,5	cm
Area 2° strato (inf.)	Af2.	76,80	cm ²
Posizione 2° strato	YAf2.	170,5	cm

CALCOLO AREA 1° STRATO (superiore)			
Diametro dei ferri		26	mm
Passo dei ferri		20	cm
Larghezza collaborante	B	488,9	cm
Area	Af1 =	129,79	cm ²
CALCOLO AREA 2° STRATO (inferiore)			
Diametro dei ferri		20	mm
Passo dei ferri		20	cm
Larghezza collaborante	B	488,9	cm
Area	Af2 =	76,80	cm ²
Percentuale armatura in soletta	=	1,67%	

SEZIONE TIPO 1		n1.	6,12
Acc.+Cls.+Arm. (Azioni di breve durata)			
Modulo elastico cls	E1c	34314	N/mm ²
Area	A1.	7866,29	cm ²
Posiz. baricentro (G)	Y1.	130,04	cm
Inerzia rispetto a G	I1.	38757811	cm ⁴
Mom. statico soletta	S1.	216140	cm ³
Modulo p.to F	W1,F	-3891020	cm ³
Modulo p.to E	W1,E	-6417636	cm ³
Modulo p.to D	W1,D	-1293639	cm ³
Modulo p.to C	W1,C	-1492964	cm ³
Modulo p.to B	W1,B	305565	cm ³
Modulo p.to A	W1,A	298046	cm ³
Modulo p.to G	W1,G	-1293639	cm ³
SEZIONE TIPO 2		n2.	15,87
Acc.+Cls.+Arm. (Azioni di lunga durata)			
Modulo elastico cls	E2c	13233	N/mm ²
Area	A2.	5376,98	cm ²
Posiz. baricentro (G)	Y2.	107,76	cm
Inerzia rispetto a G	I2.	30178084	cm ⁴
Mom. statico soletta	S2.	140353	cm ³
Modulo p.to F	W2,F	-5753423	cm ³
Modulo p.to E	W2,E	-8084240	cm ³
Modulo p.to D	W2,D	-577660	cm ³
Modulo p.to C	W2,C	-625557	cm ³
Modulo p.to B	W2,B	288625	cm ³
Modulo p.to A	W2,A	280054	cm ³
Modulo p.to G	W2,G	-577660	cm ³
SEZIONE TIPO 3		n3.	16,60
Acc.+Cls.+Arm. (Azioni di lunga durata)			
Modulo elastico cls	E3c	12651	N/mm ²
Area	A3.	5308,26	cm ²
Posiz. baricentro (G)	Y3.	106,85	cm
Inerzia rispetto a G	I3.	29829044	cm ⁴
Mom. statico soletta	S3.	137253	cm ³
Modulo p.to F	W3,F	-5884043	cm ³
Modulo p.to E	W3,E	-8231658	cm ³
Modulo p.to D	W3,D	-561188	cm ³
Modulo p.to C	W3,C	-606856	cm ³
Modulo p.to B	W3,B	287796	cm ³
Modulo p.to A	W3,A	279176	cm ³
Modulo p.to G	W3,G	-561188	cm ³
SEZIONE TIPO 4		Acciaio+Armature	
Area	A4.	3814,46	cm ²
Posiz. baricentro (G)	Y4.	78,92	cm
Inerzia rispetto a G	I4.	19168092	cm ⁴
Mom. statico armature	S4.	42252	cm ³
Modulo p.to D	W4,D	-236397	cm ³
Modulo p.to C	W4,C	-248664	cm ³
Modulo p.to B	W4,B	253159	cm ³
Modulo p.to A	W4,A	242893	cm ³
Modulo arm. sup.	W4,Af1	-176527	cm ³
Modulo p.to G	W4,G	-236397	cm ³
SEZIONE TIPO 5		Solo Acciaio	
Area	A5.	3401	cm ²
Modulo p.to D	W5,D	-152871	cm ³
Modulo p.to C	W5,C	-159703	cm ³
Modulo p.to B	W5,B	225844	cm ³
Modulo p.to A	W5,A	214976	cm ³
Modulo p.to G	W5,G	-152871	cm ³

Verifica a pressoflessione

	SOLLECITAZIONI		
	N (kN)	M (kNm)	Coeff.
Peso acciaio+Peso soletta in cls		-18308	1,35
Vento		0	0,90
Carichi permanenti		-7950	1,35
Precompressione	0	0	0,00
Cedimento appoggi		0	0,00
Effetti ISO ritiro: soletta	11452	---	0,00
Effetti ISO ritiro: struttura mista	-11452	6757	0,00
Effetti IPER ritiro: struttura mista		-7735	1,20
Effetti ISO var. term. Positiva: soletta	-10832	---	0,00
Effetti ISO var. term. Positiva: struttura mista	10832	-3715	0,00
Effetti IPER var. term. Positiva: struttura mista		4217	0,00
Carichi accidentali		-10553	1,35
Effetti ISO var. term. Negativa: soletta	10832	---	0,00
Effetti ISO var. term. Negativa: struttura mista	-10832	3715	0,00
Effetti IPER var. term. Negativa: struttura mista		-4217	0,72

	TENSIONI NORMALI (kg/cm ²)							
	Fibra	Fibra	Fibra	Fibra	Fibra	Fibra	Sigma	Fibra
	A	B	C	D	E	F	su Af1	G
Peso acciaio+Peso soletta in cls	-1230	-1176	1582	1655	0	0	0	1655
Vento	0	0	0	0	0	0	0	0
Carichi permanenti	-473	-455	437	460	0	0	620	460
Precompressione	0	0	0	0	0	0	0	0
Cedimento appoggi	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti ISO ritiro: soletta	---	---	---	---	0	0	---	---
Effetti ISO ritiro: struttura mista	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti IPER ritiro: struttura mista	-409	-394	378	398	0	0	537	398
Effetti ISO var. term. Positiva: soletta	---	---	---	---	0	0	---	---
Effetti ISO var. term. Positiva: struttura mista	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti IPER var. term. Positiva: struttura mista	0	0	0	0	0	0	0	0
Carichi accidentali	-627	-604	580	611	0	0	824	611
Effetti ISO var. term. Negativa: soletta	---	---	---	---	0	0	---	---
Effetti ISO var. term. Negativa: struttura mista	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti IPER var. term. Negativa: struttura mista	-134	-129	124	130	0	0	176	130
	-2872	-2757	3100	3254	0	0	2156	3254
	0,849	0,816	0,917	0,962				0,962
	0,832		0,940		0		2156	0,000
	η_1 inf		η_1 sup est		σ_{\min} cls		σ_s	η_1 sup int

Verifica a taglio-torsione

	SOLLECITAZIONI		
	T (kN)	Mt (kNm)	Coeff.
Peso acciaio+Peso soletta in cls	-2453	0	1,35
Vento	0	152	0,90
Carichi permanenti	-1195	0	1,35
Precompressione	0	0	0,00
Cedimento appoggi	0	0	0,00
Effetti IPER ritiro: struttura mista	-262		1,20
Effetti IPER var. term. Positiva: struttura mista	143		0,00
Carichi accidentali	-2056	-2350	1,35
Effetti IPER var. term. Negativa: struttura mista	-143		0,72

Peso acciaio+Peso soletta in cls	-361	0	0	-361	
Vento	0	2	2	0	
Carichi permanenti	-176	0	0	-176	
Precompressione	0	0	0	0	
Cedimento appoggi	0	0	0	0	
Effetti IPER ritiro: struttura mista	-34	0	0	-34	
Effetti IPER var. term. Positiva: struttura mista	0	0	0	0	
Carichi accidentali	-302	-55	-55	-302	
Effetti IPER var. term. Negativa: struttura mista	-11	0	0	-11	
	-884	-52	-52	-884	0
	Taglio (anima esterna)	Torcente (anima esterna)	Torcente (fondo)	Taglio (anima interna)	Torcente (anima interna)
TENSIONE TANGENZIALE (kg/cm ²)					
	0,510		0,029		0,000
η_3					
	0,000		0,000		0,000
η_{1-3}					

5.3 Verifica della connessione a pioli

La distribuzione dei pioli lungo lo sviluppo longitudinale dell'impalcato è fatta in base al minimo numero risultante dalla più restrittiva delle verifiche per le combinazioni di SLU per resistenza, SLU per Fatica e SLE.

Per la determinazione degli scorrimenti di progetto sono utilizzate le proprietà inerziali delle sezioni di riferimento a breve termine con la SEZIONE TIPO 1. Le sollecitazioni considerate sono quelle che agiscono sulla sezione composta una volta avvenuta la presa del calcestruzzo e la solidarizzazione con la trave metallica.

Le sollecitazioni di progetto per lo Stato Limite Ultimo di resistenza sono determinate secondo le seguenti combinazioni di carico:

$$\text{➤ } F_d = 1,35 \cdot G_k + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_{3-}$$

con:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili;
- Q_5 azione compatibile del vento;
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- ε_{3-} (-10°C) variazione termica differenziale negativa;

$$\text{➤ } F_d = 1,35 \cdot G_k + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_{3+}$$

- ε_{3+} ($+10^\circ\text{C}$) variazione termica differenziale positiva.

Le sollecitazioni di progetto per lo Stato Limite Esercizio sono determinate in funzione della combinazione di carico **rara** espressa dalla relazione:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

che dà luogo a:

$$\text{➤ } F_d = G_k + \varepsilon_2 + Q_k + 0,6 \cdot \varepsilon_{3-}$$

$$\text{➤ } F_d = G_k + Q_k + 0,6 \cdot \varepsilon_{3+}$$

La connessione è, inoltre, soggetta ad uno stato tensionale pluriassiale in quanto sollecitata sia dalle tensioni tangenziali che agiscono nel gambo del piolo, sia dalle tensioni normali che agiscono sulla flangia metallica. Le verifiche nei confronti dello Stato Limite Ultimo di Fatica sono effettuate “a danneggiamento” controllando che sia:

- nelle zone in cui la piattabanda superiore risulta compressa:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s} \text{ (controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta\tau \text{)}$$

dove:

- $\Delta\tau_{E,2}$ è il delta di tensione equivalente sul piolo;
- $\Delta\tau_C = 90$ MPa è il valore di riferimento della resistenza a fatica;
- $\gamma_{Ff} = 1$ è il fattore di sicurezza parziale sui carichi;
- $\gamma_{Mf,s} = 1,15$ è il fattore di sicurezza parziale per il materiale costituente il piolo;

- nelle zone in cui la piattabanda superiore risulta tesa:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_C / \gamma_{Mf,s} \text{ (controllo sul delta di tensione tangenziale } \Delta\tau \text{)}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C \cdot \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C \cdot \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \text{ (controllo sull'interazione fra } \Delta\tau \text{ e } \Delta\sigma \text{)}$$

dove:

- $\Delta\sigma_{E,2}$ è il delta di tensione normale agente sulla piattabanda superiore;
- $\Delta\sigma_C$ valore di riferimento della resistenza a fatica che vale $\Delta\sigma_C = 80$ MPa.

Il delta di tensione equivalente sul piolo è pari a:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau$$

dove λ_v è il fattore di danneggiamento equivalente per la connessione a pioli e $\Delta\tau$ intervallo di tensioni tangenziali prodotte dal carico da fatica.

La resistenza del singolo piolo (P_{rd}) è determinata secondo le indicazioni al punto 4.3.4.3.1.2 del D.M. 17/01/2018.

Nella tabella seguente è riportata la sintesi dei risultati ottenuti.

Sezione	n°	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Diametro (mm)	Altezza (cm)	Interasse (cm)	N° per fila MINIMO	N° per fila EFFETTIVO	Td (kN)	Mt _d (kNm)	Comb. N°	Cond.	Sd (kN/m)	Sr (kN/m)	Condizione dominante	SLU Sd/Sr ≤ 1	SLE Psd/Prd ≤ 0,75	Fatica	
																		$\Delta\sigma_e / (\sigma_{lim,s} \times \gamma_{IM})$	interaz. ≤ 1,3
1	1	0,00	1	22	20,0	20	2,08	4	3332	3199	2	V max	38	1141	Resistenza	0,03	0,39	26,67	78,26
2	2	0,50	1	22	20,0	20	2,02	4	3225	3124	2	V max	40	1105	Resistenza	0,04	0,38	26,10	78,26
3	3	1,00	2	22	20,0	20	2,01	4	3119	3049	2	V max	40	1099	Resistenza	0,04	0,37	26,36	78,26
4	4	1,50	2	22	20,0	20	1,94	4	3014	2972	2	V max	41	1064	Resistenza	0,04	0,36	25,78	78,26
5	5	2,00	2	22	20,0	20	1,88	4	2910	2896	2	V max	43	1028	Resistenza	0,04	0,35	25,20	78,26
6	6	2,50	2	22	20,0	20	1,81	4	2806	2821	2	V max	44	993	Resistenza	0,04	0,34	24,63	78,26
7	7	3,00	2	22	20,0	20	1,75	4	2703	2747	2	V max	46	958	Resistenza	0,05	0,33	24,05	78,26
8	8	3,50	2	22	20,0	20	1,69	4	2601	2672	2	V max	47	923	Resistenza	0,05	0,31	23,48	78,26
9	9	4,00	2	22	20,0	20	1,62	4	2500	2598	2	V max	49	889	Resistenza	0,06	0,30	22,91	78,26
10	10	4,50	2	22	20,0	20	1,56	3	2399	2525	2	V max	38	854	Resistenza	0,04	0,39	29,80	78,26
11	11	5,00	3	22	20,0	20	1,49	3	2299	2452	2	V max	40	817	Resistenza	0,05	0,37	28,90	78,26
12	12	5,50	3	22	20,0	20	1,43	3	2201	2379	2	V max	42	784	Resistenza	0,05	0,36	28,16	78,26
13	13	6,00	3	22	20,0	20	1,37	3	2103	2307	2	V max	44	750	Resistenza	0,06	0,34	27,45	78,26
14	14	6,50	3	22	20,0	20	1,31	3	2005	2235	2	V max	46	718	Resistenza	0,06	0,33	27,10	78,26
15	15	7,00	3	22	20,0	20	1,25	3	1909	2165	2	V max	48	685	Resistenza	0,07	0,31	26,75	78,26
16	16	7,50	3	22	20,0	20	1,19	3	1814	2094	2	V max	50	653	Resistenza	0,08	0,30	26,53	78,26
17	17	8,00	3	22	20,0	20	1,13	3	1719	2025	2	V max	53	621	Resistenza	0,09	0,28	26,39	78,26
18	18	8,50	3	22	20,0	20	1,08	3	1625	1956	2	V max	56	589	Resistenza	0,09	0,27	26,29	78,26
19	19	9,00	3	22	20,0	20	1,02	3	1533	1888	2	V max	59	558	Resistenza	0,11	0,25	26,35	78,26
20	20	9,50	3	22	20,0	20	1,01	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,12	0,24	26,42	78,26
21	21	10,00	3	22	20,0	20	1,02	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,13	0,23	26,49	78,26
22	22	10,50	3	22	20,0	20	1,02	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,15	0,21	26,56	78,26
23	23	11,00	3	22	20,0	20	1,02	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,29	0,22	26,64	78,26
24	24	11,50	3	22	20,0	20	1,02	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,31	0,23	26,71	78,26
25	25	12,00	3	22	20,0	20	1,03	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,32	0,25	26,80	78,26
26	26	12,50	3	22	20,0	20	1,04	3	-1283	-807	1	V min	427	1642	Esercizio	0,34	0,26	26,88	78,26
27	27	13,00	3	22	20,0	20	1,09	3	-1347	-851	1	V min	448	1642	Esercizio	0,36	0,27	26,97	78,26
28	28	13,50	3	22	20,0	20	1,14	3	-1411	-896	1	V min	470	1642	Esercizio	0,38	0,29	27,06	78,26
29	29	14,00	3	22	20,0	20	1,20	3	-1476	-941	1	V min	492	1642	Esercizio	0,39	0,30	27,16	78,26
30	30	14,50	3	22	20,0	20	1,25	3	-1541	-982	1	V min	513	1642	Esercizio	0,41	0,31	27,26	78,26
31	31	15,00	3	22	20,0	20	1,30	3	-1606	-1022	1	V min	535	1642	Esercizio	0,43	0,33	27,36	78,26
32	32	15,50	3	22	20,0	20	1,36	3	-1672	-1063	1	V min	557	1642	Esercizio	0,45	0,34	27,47	78,26
33	33	16,00	4	22	20,0	20	1,41	3	-1738	-1103	1	V min	579	1642	Esercizio	0,47	0,35	27,59	78,26
34	34	16,50	4	22	20,0	20	1,46	3	-1804	-1143	1	V min	601	1642	Esercizio	0,48	0,37	27,70	78,26
35	35	17,00	4	22	20,0	20	1,52	3	-1871	-1182	1	V min	623	1642	Esercizio	0,50	0,38	27,82	78,26
36	36	17,50	4	22	20,0	20	1,57	3	-1938	-1222	1	V min	645	1642	Esercizio	0,52	0,39	27,94	78,26
37	37	18,00	4	22	20,0	20	1,63	3	-2005	-1262	1	V min	669	1642	Esercizio	0,54	0,41	28,13	78,26
38	38	18,50	4	22	20,0	20	1,68	3	-2072	-1302	1	V min	691	1642	Esercizio	0,56	0,42	28,27	78,26
39	39	19,00	4	22	20,0	20	1,74	3	-2140	-1343	1	V min	714	1642	Esercizio	0,58	0,43	28,41	78,26
40	40	19,50	4	22	20,0	20	1,79	3	-2208	-1384	1	V min	736	1642	Esercizio	0,60	0,45	28,56	78,26
41	41	20,00	4	22	20,0	20	1,85	3	-2276	-1426	1	V min	759	1642	Esercizio	0,61	0,46	28,72	78,26

Sezione	n°	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Diametro (mm)	Altezza (cm)	Interasse (cm)	N° per fila MINIMO	N° per fila EFFETTIVO	Td (kN)	Mt _d (kNm)	Comb. N°	Cond.	Sd (kN/m)	Sr (kN/m)	Condizione dominante	SLU Sd/Sr ≤ 1	SLE Psd/Prd ≤ 0,75	Fatica	
																		$\Delta\sigma_e / (\gamma_{MS} \times \gamma_{IM})$	interaz. ≤ 1,3
42	20,50	4	4	22	20,0	20	1,90	3	-2345	-1468	1	V min	782	1642	Esercizio	0,63	0,48	28,89	78,26
43	21,00	4	4	22	20,0	20	1,96	3	-2414	-1511	1	V min	805	1642	Esercizio	0,65	0,49	29,05	78,26
44	21,50	4	4	22	20,0	20	2,02	3	-2483	-1554	1	V min	828	1642	Esercizio	0,67	0,50	29,30	78,26
45	22,00	4	4	22	20,0	20	2,07	3	-2552	-1597	1	V min	851	1642	Esercizio	0,69	0,52	29,57	78,26
46	22,50	5	5	22	20,0	20	2,11	3	-2621	-1641	1	V min	864	1642	Esercizio	0,70	0,53	29,52	78,26
47	23,00	5	5	22	20,0	20	2,16	4	-2691	-1685	1	V min	887	2190	Esercizio	0,54	0,40	22,38	78,26
48	23,50	5	5	22	20,0	20	2,21	4	-2761	-1728	1	V min	909	2190	Esercizio	0,55	0,42	22,62	78,26
49	24,00	5	5	22	20,0	20	2,27	4	-2831	-1772	1	V min	931	2190	Esercizio	0,57	0,43	22,85	78,26
50	24,50	5	5	22	20,0	20	2,32	4	-2901	-1815	1	V min	953	2190	Esercizio	0,58	0,44	23,09	78,26
51	25,00	6	6	22	20,0	20	2,38	4	-3959	-2500	1	V min	1300	2190	Resistenza	0,59	0,45	23,32	78,26
52	25,50	6	6	22	20,0	20	2,43	4	-4054	-2559	1	V min	1330	2190	Resistenza	0,61	0,46	23,54	78,26
53	26,00	6	6	22	20,0	20	2,48	4	-4148	-2619	1	V min	1359	2190	Resistenza	0,62	0,47	23,77	78,26
54	26,50	6	6	22	20,0	20	2,54	4	-4243	-2680	1	V min	1389	2190	Resistenza	0,63	0,48	23,99	78,26
55	27,00	7	7	22	20,0	20	2,48	4	-4337	-2741	1	V min	1360	2190	Resistenza	0,62	0,47	23,09	78,26
56	27,50	7	7	22	20,0	20	2,53	4	-4432	-2800	1	V min	1387	2190	Resistenza	0,63	0,47	23,34	78,26
57	28,00	7	7	22	20,0	20	2,58	4	-4526	-2860	1	V min	1413	2190	Resistenza	0,65	0,48	23,66	78,26
58	28,50	7	7	22	20,0	20	2,63	4	-4620	-2919	1	V min	1440	2190	Resistenza	0,66	0,49	23,97	78,26
59	29,00	7	7	22	20,0	20	2,68	4	-4713	-2977	1	V min	1466	2190	Resistenza	0,67	0,50	24,26	78,26
60	29,50	7	7	22	20,0	20	2,72	4	-4807	-3036	1	V min	1491	2190	Resistenza	0,68	0,51	24,54	78,26
61	29,50	7	7	22	20,0	20	2,79	4	4792	3775	1	V max	29	1526	Resistenza	0,02	0,52	26,38	78,26
62	30,00	7	7	22	20,0	20	2,74	4	4702	3714	1	V max	29	1500	Resistenza	0,02	0,51	26,17	78,26
63	30,50	7	7	22	20,0	20	2,69	4	4612	3654	1	V max	30	1474	Resistenza	0,02	0,50	25,95	78,26
64	31,00	7	7	22	20,0	20	2,65	4	4521	3594	1	V max	30	1448	Resistenza	0,02	0,49	25,72	78,26
65	31,50	7	7	22	20,0	20	2,60	4	4430	3532	1	V max	31	1422	Resistenza	0,02	0,48	25,48	78,26
66	32,00	6	6	22	20,0	20	2,66	4	4339	3472	1	V max	30	1455	Resistenza	0,02	0,49	26,47	78,26
67	32,50	6	6	22	20,0	20	2,61	4	4248	3410	1	V max	31	1426	Resistenza	0,02	0,48	26,18	78,26
68	33,00	6	6	22	20,0	20	2,55	4	4156	3348	1	V max	31	1397	Resistenza	0,02	0,47	25,89	78,26
69	33,50	6	6	22	20,0	20	2,50	4	4065	3287	1	V max	32	1369	Resistenza	0,02	0,46	25,59	78,26
70	34,00	6	6	22	20,0	20	2,45	4	3973	3226	1	V max	33	1340	Resistenza	0,02	0,45	25,28	78,26
71	34,50	5	5	22	20,0	20	2,39	4	3882	3166	1	V max	33	1311	Resistenza	0,03	0,44	24,97	78,26
72	35,00	5	5	22	20,0	20	2,34	4	3791	3106	1	V max	34	1282	Resistenza	0,03	0,43	24,64	78,26
73	35,50	5	5	22	20,0	20	2,29	4	3699	3046	1	V max	35	1253	Resistenza	0,03	0,42	24,32	78,26
74	36,00	5	5	22	20,0	20	2,24	4	3608	2986	1	V max	36	1224	Resistenza	0,03	0,41	23,99	78,26
75	36,50	4	4	22	20,0	20	2,21	3	3518	2926	1	V max	27	1208	Resistenza	0,02	0,54	31,94	78,26
76	37,00	4	4	22	20,0	20	2,15	3	3427	2865	1	V max	28	1178	Resistenza	0,02	0,53	31,70	78,26
77	37,50	4	4	22	20,0	20	2,10	3	3337	2805	1	V max	29	1148	Resistenza	0,02	0,52	31,52	78,26
78	38,00	4	4	22	20,0	20	2,04	3	3247	2746	1	V max	29	1119	Resistenza	0,03	0,50	31,35	78,26
79	38,50	4	4	22	20,0	20	1,99	3	3157	2686	1	V max	30	1089	Resistenza	0,03	0,49	31,25	78,26
80	39,00	4	4	22	20,0	20	1,94	3	3067	2628	1	V max	31	1060	Resistenza	0,03	0,48	31,15	78,26
81	39,50	4	4	22	20,0	20	1,88	3	2978	2569	1	V max	32	1030	Resistenza	0,03	0,46	31,05	78,26
82	40,00	4	4	22	20,0	20	1,83	3	2889	2512	1	V max	33	1001	Resistenza	0,03	0,45	30,96	78,26

Sezione	n°	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Diametro (mm)	Altezza (cm)	Interasse (cm)	N° per fila MINIMO	N° per fila EFFETTIVO	Td (kN)	Mt _d (kNm)	Comb. N°	Cond.	Sd (kN/m)	Sr (kN/m)	Condizione dominante	SLU Sd/Sr ≤ 1	SLE Psd/Prd ≤ 0,75	Fatica	
																		$\Delta\sigma_e / (\sigma_{lim,s} \times \gamma_{IM})$	interaz. ≤ 1,3
83		40,50	4	22	20,0	20	1,77	3	2800	2454	1	V max	34	971	Resistenza	0,03	0,44	30,87	78,26
84		41,00	4	22	20,0	20	1,72	3	2712	2397	1	V max	35	941	Resistenza	0,04	0,42	30,78	78,26
85		41,50	4	22	20,0	20	1,66	3	2624	2341	1	V max	36	910	Resistenza	0,04	0,41	30,63	78,26
86		42,00	4	22	20,0	20	1,61	3	2536	2285	1	V max	37	881	Resistenza	0,04	0,40	30,56	78,26
87		42,50	4	22	20,0	20	1,56	3	2448	2229	1	V max	39	852	Resistenza	0,05	0,38	30,49	78,26
88		43,00	4	22	20,0	20	1,50	3	2361	2174	1	V max	40	823	Resistenza	0,05	0,37	30,42	78,26
89		43,50	4	22	20,0	20	1,45	3	2275	2119	1	V max	41	794	Resistenza	0,05	0,36	30,36	78,26
90		44,00	4	22	20,0	20	1,40	3	2189	2063	1	V max	43	765	Resistenza	0,06	0,34	30,31	78,26
91		44,50	4	22	20,0	20	1,34	3	2103	2008	1	V max	45	736	Resistenza	0,06	0,33	30,26	78,26
92		45,00	8	22	20,0	20	1,28	3	2017	1953	1	V max	47	702	Resistenza	0,07	0,32	29,94	78,26
93		45,50	8	22	20,0	20	1,23	3	1932	1898	1	V max	49	674	Resistenza	0,07	0,30	29,89	78,26
94		46,00	8	22	20,0	20	1,18	3	1848	1844	1	V max	51	646	Resistenza	0,08	0,29	29,85	78,26
95		46,50	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,09	0,28	29,82	78,26
96		47,00	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,09	0,27	29,79	78,26
97		47,50	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,10	0,25	29,76	78,26
98		48,00	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,11	0,24	29,74	78,26
99		48,50	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,13	0,23	29,72	78,26
100		49,00	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,14	0,22	29,70	78,26
101		49,50	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,16	0,20	29,69	78,26
102		50,00	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,18	0,19	29,69	78,26
103		50,50	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,20	0,18	29,69	78,26
104		51,00	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,26	0,19	29,69	78,26
105		51,50	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,28	0,20	29,69	78,26
106		52,00	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,29	0,22	29,70	78,26
107		52,50	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,31	0,23	29,72	78,26
108		53,00	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,32	0,24	29,74	78,26
109		53,50	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,34	0,25	29,76	78,26
110		54,00	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,36	0,26	29,79	78,26
111		54,50	8	22	20,0	20	1,14	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,37	0,28	29,82	78,26
112		55,00	8	22	20,0	20	1,17	3	-1848	-1764	1	V min	642	1642	Resistenza	0,39	0,29	29,85	78,26
113		55,50	8	22	20,0	20	1,22	3	-1932	-1809	1	V min	669	1642	Resistenza	0,41	0,30	29,89	78,26
114		56,00	8	22	20,0	20	1,27	3	-2017	-1855	1	V min	697	1642	Resistenza	0,42	0,31	29,94	78,26
115		56,50	8	22	20,0	20	1,32	3	-2103	-1902	1	V min	725	1642	Resistenza	0,44	0,33	29,98	78,26
116		57,00	4	22	20,0	20	1,39	3	-2189	-1948	1	V min	759	1642	Resistenza	0,46	0,34	30,31	78,26
117		57,50	4	22	20,0	20	1,44	3	-2275	-1994	1	V min	787	1642	Resistenza	0,48	0,36	30,36	78,26
118		58,00	4	22	20,0	20	1,49	3	-2361	-2041	1	V min	816	1642	Resistenza	0,50	0,37	30,42	78,26
119		58,50	4	22	20,0	20	1,54	3	-2448	-2087	1	V min	844	1642	Resistenza	0,51	0,38	30,49	78,26
120		59,00	4	22	20,0	20	1,59	3	-2536	-2134	1	V min	873	1642	Resistenza	0,53	0,39	30,56	78,26
121		59,50	4	22	20,0	20	1,65	3	-2624	-2181	1	V min	902	1642	Resistenza	0,55	0,41	30,63	78,26
122		60,00	4	22	20,0	20	1,70	3	-2712	-2228	1	V min	933	1642	Resistenza	0,57	0,42	30,78	78,26
123		60,50	4	22	20,0	20	1,76	3	-2800	-2277	1	V min	962	1642	Resistenza	0,59	0,43	30,87	78,26

Sezione	n°	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Diametro (mm)	Altezza (cm)	Interasse (cm)	N° per fila	N° per fila MINIMO	N° per fila EFFETTIVO	Td (kN)	Mt _d (kNm)	Comb. N°	Cond.	Sd (kN/m)	Sr (kN/m)	Condizione dominante	SLU Sd/Sr ≤ 1	SLE Psd/Prd ≤ 0,75	Fatica	
																			Δσ _{Fe} / (σ _{lim} s x γ _{IM})	interaz. ≤ 1,3
124		61,00	4	22	20,0	20	1,81	3	-2889	-2325	1	V min	991	1642	Resistenza	0,60	0,45	30,97	78,26	0,40
125		61,50	4	22	20,0	20	1,86	3	-2978	-2374	1	V min	1020	1642	Resistenza	0,62	0,46	31,05	78,26	0,40
126		62,00	4	22	20,0	20	1,92	3	-3067	-2423	1	V min	1049	1642	Resistenza	0,64	0,47	31,15	78,26	0,40
127		62,50	4	22	20,0	20	1,97	3	-3157	-2473	1	V min	1078	1642	Resistenza	0,66	0,49	31,25	78,26	0,44
128		63,00	4	22	20,0	20	2,02	3	-3247	-2524	1	V min	1107	1642	Resistenza	0,67	0,50	31,35	78,26	0,44
129		63,50	4	22	20,0	20	2,08	3	-3337	-2574	1	V min	1136	1642	Resistenza	0,69	0,51	31,52	78,26	0,40
130		64,00	4	22	20,0	20	2,13	3	-3427	-2625	1	V min	1166	1642	Resistenza	0,71	0,53	31,70	78,26	0,61
131		64,50	5	22	20,0	20	2,16	3	-3518	-2677	1	V min	1182	1642	Resistenza	0,72	0,53	31,53	78,26	0,69
132		65,00	5	22	20,0	20	2,21	4	-3608	-2728	1	V min	1210	2190	Resistenza	0,55	0,41	23,99	78,26	0,58
133		65,50	5	22	20,0	20	2,26	4	-3699	-2779	1	V min	1239	2190	Resistenza	0,57	0,42	24,32	78,26	0,56
134		66,00	5	22	20,0	20	2,32	4	-3791	-2830	1	V min	1267	2190	Resistenza	0,58	0,43	24,64	78,26	0,55
135		66,50	5	22	20,0	20	2,37	4	-3882	-2881	1	V min	1296	2190	Resistenza	0,59	0,44	24,97	78,26	0,54
136		67,00	6	22	20,0	20	2,42	4	-3973	-2933	1	V min	1324	2190	Resistenza	0,60	0,45	25,28	78,26	0,53
137		67,50	6	22	20,0	20	2,47	4	-4065	-2985	1	V min	1353	2190	Resistenza	0,62	0,46	25,59	78,26	0,52
138		68,00	6	22	20,0	20	2,52	4	-4156	-3037	1	V min	1381	2190	Resistenza	0,63	0,47	25,89	78,26	0,51
139		68,50	6	22	20,0	20	2,57	4	-4248	-3090	1	V min	1409	2190	Resistenza	0,64	0,48	26,18	78,26	0,51
140		69,00	7	22	20,0	20	2,52	4	-4339	-3143	1	V min	1378	2190	Resistenza	0,63	0,47	25,23	78,26	0,48
141		69,50	7	22	20,0	20	2,57	4	-4430	-3195	1	V min	1404	2190	Resistenza	0,64	0,48	25,48	78,26	0,48
142		70,00	7	22	20,0	20	2,61	4	-4521	-3247	1	V min	1430	2190	Resistenza	0,65	0,48	25,72	78,26	0,50
143		70,50	7	22	20,0	20	2,66	4	-4612	-3299	1	V min	1456	2190	Resistenza	0,66	0,49	25,95	78,26	0,53
144		71,00	7	22	20,0	20	2,71	4	-4702	-3350	1	V min	1481	2190	Resistenza	0,68	0,50	26,17	78,26	0,55
145		71,50	7	22	20,0	20	2,75	4	-4792	-3402	1	V min	1506	2190	Resistenza	0,69	0,51	26,38	78,26	0,58
146		71,50	7	22	20,0	20	2,75	4	4807	3310	1	V max	29	1506	Resistenza	0,02	0,51	24,54	78,26	0,55
147		72,00	7	22	20,0	20	2,70	4	4713	3242	1	V max	30	1479	Resistenza	0,02	0,51	24,26	78,26	0,54
148		72,50	7	22	20,0	20	2,65	4	4620	3174	1	V max	30	1453	Resistenza	0,02	0,50	23,97	78,26	0,54
149		73,00	7	22	20,0	20	2,61	4	4526	3106	1	V max	31	1426	Resistenza	0,02	0,49	23,66	78,26	0,53
150		73,50	7	22	20,0	20	2,56	4	4432	3038	1	V max	31	1399	Resistenza	0,02	0,48	23,34	78,26	0,52
151		74,00	6	22	20,0	20	2,61	4	4337	2969	1	V max	31	1430	Resistenza	0,02	0,49	24,20	78,26	0,56
152		74,50	6	22	20,0	20	2,56	4	4243	2900	1	V max	31	1400	Resistenza	0,02	0,48	23,99	78,26	0,56
153		75,00	6	22	20,0	20	2,50	4	4148	2830	1	V max	32	1370	Resistenza	0,02	0,47	23,77	78,26	0,57
154		75,50	6	22	20,0	20	2,45	4	4054	2762	1	V max	33	1340	Resistenza	0,02	0,46	23,54	78,26	0,58
155		76,00	6	22	20,0	20	2,39	4	3959	2694	1	V max	33	1310	Resistenza	0,03	0,45	23,32	78,26	0,60
156		76,50	5	22	20,0	20	2,34	4	3864	2626	1	V max	34	1280	Resistenza	0,03	0,44	23,09	78,26	0,61
157		77,00	5	22	20,0	20	2,28	4	3770	2559	1	V max	35	1250	Resistenza	0,03	0,43	22,85	78,26	0,62
158		77,50	5	22	20,0	20	2,23	4	3675	2492	1	V max	36	1220	Resistenza	0,03	0,42	22,62	78,26	0,63
159		78,00	5	22	20,0	20	2,17	4	2691	1790	1	V max	892	2190	Esercizio	0,03	0,41	22,38	78,26	0,57
160		78,50	4	22	20,0	20	2,14	3	2621	1741	1	V max	879	1642	Esercizio	0,02	0,54	29,86	78,26	0,43
161		79,00	4	22	20,0	20	2,08	3	2552	1691	1	V max	856	1642	Esercizio	0,03	0,52	29,57	78,26	0,42
162		79,50	4	22	20,0	20	2,03	3	2483	1641	1	V max	832	1642	Esercizio	0,03	0,51	29,30	78,26	0,42
163		80,00	4	22	20,0	20	1,97	3	2414	1592	1	V max	809	1642	Esercizio	0,03	0,49	29,05	78,26	0,42
164		80,50	4	22	20,0	20	1,91	3	2345	1544	1	V max	786	1642	Esercizio	0,03	0,48	28,89	78,26	0,42

Sezione	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Diametro (mm)	Altezza (cm)	Interasse (cm)	N° per fila MINIMO	N° per fila EFFETTIVO	Td (kN)	Mt _d (kNm)	Comb. N°	Cond.	Sd (kN/m)	Sr (kN/m)	Condizione dominante	SLU Sd/Sr ≤ 1	SLE Psd/Prod ≤ 0,75	Fatica		interaz. s 1,3
																	Δσ _R (N/mm ²)	Δσ _d	
165	81,00	4	22	20,0	20	1,86	3	2276	1496	1	V max	762	1642	Esercizio	0,03	0,46	28,72	78,26	0,42
166	81,50	4	22	20,0	20	1,80	3	2208	1448	1	V max	739	1642	Esercizio	0,03	0,45	28,56	78,26	0,42
167	82,00	4	22	20,0	20	1,75	3	2140	1401	1	V max	717	1642	Esercizio	0,04	0,44	28,41	78,26	0,42
168	82,50	4	22	20,0	20	1,69	3	2072	1354	1	V max	694	1642	Esercizio	0,04	0,42	28,27	78,26	0,36
169	83,00	4	22	20,0	20	1,63	3	2005	1308	1	V max	671	1642	Esercizio	0,04	0,41	28,13	78,26	0,36
170	83,50	4	22	20,0	20	1,58	3	1938	1262	1	V max	647	1642	Esercizio	0,04	0,39	27,94	78,26	0,36
171	84,00	4	22	20,0	20	1,52	3	1871	1217	1	V max	625	1642	Esercizio	0,05	0,38	27,82	78,26	0,36
172	84,50	4	22	20,0	20	1,47	3	1804	1171	1	V max	602	1642	Esercizio	0,05	0,37	27,70	78,26	0,35
173	85,00	4	22	20,0	20	1,41	3	1738	1125	1	V max	580	1642	Esercizio	0,06	0,35	27,59	78,26	0,35
174	85,50	4	22	20,0	20	1,36	3	1672	1079	1	V max	558	1642	Esercizio	0,06	0,34	27,48	78,26	0,35
175	86,00	3	22	20,0	20	1,30	3	1606	1033	1	V max	535	1642	Esercizio	0,07	0,33	27,36	78,26	0,35
176	86,50	3	22	20,0	20	1,25	3	1541	987	1	V max	513	1642	Esercizio	0,07	0,31	27,26	78,26	0,35
177	87,00	3	22	20,0	20	1,20	3	1476	942	1	V max	492	1642	Esercizio	0,08	0,30	27,16	78,26	0,35
178	87,50	3	22	20,0	20	1,15	3	1411	903	1	V max	470	1642	Esercizio	0,09	0,29	27,06	78,26	0,35
179	88,00	3	22	20,0	20	1,09	3	1347	865	1	V max	449	1642	Esercizio	0,09	0,27	26,97	78,26	0,34
180	88,50	3	22	20,0	20	1,04	3	1283	826	1	V max	428	1642	Esercizio	0,10	0,26	26,88	78,26	0,34
181	89,00	3	22	20,0	20	1,03	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,12	0,25	26,80	78,26	0,34
182	89,50	3	22	20,0	20	1,02	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,13	0,23	26,71	78,26	0,34
183	90,00	3	22	20,0	20	1,02	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,14	0,22	26,64	78,26	0,34
184	90,50	3	22	20,0	20	1,02	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,28	0,21	26,56	78,26	0,34
185	91,00	3	22	20,0	20	1,02	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,30	0,22	26,49	78,26	0,34
186	91,50	3	22	20,0	20	1,01	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,32	0,24	26,42	78,26	0,34
187	92,00	3	22	20,0	20	1,01	3	--	--	--	--	--	--	Fatica	0,34	0,25	26,35	78,26	0,34
188	92,50	3	22	20,0	20	1,07	3	-1625	-1856	2	V min	584	1642	Resistenza	0,36	0,27	26,29	78,26	0,34
189	93,00	3	22	20,0	20	1,12	3	-1719	-1916	2	V min	615	1642	Resistenza	0,37	0,28	26,39	78,26	0,34
190	93,50	3	22	20,0	20	1,18	3	-1814	-1977	2	V min	647	1642	Resistenza	0,39	0,29	26,53	78,26	0,34
191	94,00	3	22	20,0	20	1,24	3	-1909	-2038	2	V min	678	1642	Resistenza	0,41	0,31	26,75	78,26	0,34
192	94,50	3	22	20,0	20	1,30	3	-2005	-2100	2	V min	711	1642	Resistenza	0,43	0,32	27,10	78,26	0,35
193	95,00	3	22	20,0	20	1,36	3	-2103	-2163	2	V min	743	1642	Resistenza	0,45	0,34	27,45	78,26	0,35
194	95,50	3	22	20,0	20	1,42	3	-2201	-2226	2	V min	776	1642	Resistenza	0,47	0,35	28,16	78,26	0,36
195	96,00	3	22	20,0	20	1,48	3	-2299	-2290	2	V min	809	1642	Resistenza	0,49	0,37	28,90	78,26	0,37
196	96,50	2	22	20,0	20	1,54	3	-2399	-2354	2	V min	846	1642	Resistenza	0,51	0,38	29,80	78,26	0,38
197	97,00	2	22	20,0	20	1,61	4	-2500	-2419	2	V min	879	2190	Resistenza	0,40	0,30	27,91	78,26	0,29
198	97,50	2	22	20,0	20	1,67	4	-2601	-2484	2	V min	913	2190	Resistenza	0,42	0,31	28,48	78,26	0,30
199	98,00	2	22	20,0	20	1,73	4	-2703	-2549	2	V min	948	2190	Resistenza	0,43	0,32	29,05	78,26	0,31
200	98,50	2	22	20,0	20	1,79	4	-2806	-2615	2	V min	982	2190	Resistenza	0,45	0,33	29,63	78,26	0,31
201	99,00	2	22	20,0	20	1,86	4	-2910	-2681	2	V min	1017	2190	Resistenza	0,46	0,35	29,20	78,26	0,32
202	99,50	2	22	20,0	20	1,92	4	-3014	-2748	2	V min	1052	2190	Resistenza	0,48	0,36	29,78	78,26	0,33
203	100,00	1	22	20,0	20	1,93	4	-3119	-2816	2	V min	1058	2190	Resistenza	0,48	0,36	29,54	78,26	0,33
204	100,50	1	22	20,0	20	2,00	4	-3225	-2882	2	V min	1093	2190	Resistenza	0,50	0,37	29,10	78,26	0,34
205	101,00	1	22	20,0	20	2,06	4	-3332	-2948	2	V min	1128	2190	Resistenza	0,52	0,38	28,67	78,26	0,34

Tabella 5.1 – Riepilogo sintetico delle verifiche della connessione a pioli

5.4 Verifica delle saldature longitudinali

I cordoni longitudinali d'angolo sono stati verificati mediante un codice di calcolo automatico allo SLU di resistenza e allo SLU di fatica. Sono considerati i seguenti casi:

- i cordoni di collegamento della flangia superiore (Fibra C) all'anima;
- i cordoni di collegamento della flangia inferiore (Fibra B) all'anima.

Per la verifica è necessario che i valori della tensione di confronto a livello dei cordoni di saldatura soddisfino simultaneamente le seguenti condizioni (D.M. 17/01/2018):

$$\sqrt{\tau_{//}^2 + n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2} \leq 0.85 f_{yk} \quad \text{per acciaio S355,}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq 0.70 f_{yk} \quad \text{per acciaio S355.}$$

Nel calcolo della n_{\perp} per il cordone della flangia superiore si tiene conto degli effetti locali del peso della soletta, dei carichi permanenti e dell'azione di una ruota del sistema Tandem (larghezza dell'impronta 40 cm) diffusa a 45° nello spessore della pavimentazione e della soletta.

Per quanto riguarda i fenomeni di fatica, è stata condotta una verifica a vita illimitata secondo il criterio della vita utile a fatica, ipotizzando conseguenze significative della rottura ($\gamma_{m,F} = 1,35$).

AZIONI PER EFFETTI LOCALI			
Saldatura su Fibra C			
Carico distribuito \Rightarrow soletta	Q_{C1}	65	kN/m
Carico distribuito \Rightarrow permanenti	Q_{C2}	27,5	kN/m
Carico distribuito \Rightarrow aggiuntivo	Q_{C3}	0	kN/m
Carico concentrato \Rightarrow accidentale	P_{C1}	600	kN
Lunghezza per distribuzione carico concentrato	L_{PC1}	126	cm
Saldatura su Fibra X			
Carico distribuito \Rightarrow aggiuntivo	Q_{X1}	0	kN/m
Saldatura su Fibra B			
Carico distribuito \Rightarrow aggiuntivo	Q_{B1}	0	kN/m

Tabella 5.2 – Azioni locali per la verifica delle saldature

VERIFICA A FATICA SALDATURE			
Coeff. parziale di sicurezza per le azioni da fatica	γ_{Ff}	1	
Delta resistente per fatica per 2×10^6 cicli	$\Delta \tau_R$	80	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per $\Delta \tau_R$	$\gamma_{m,F}$	1,35	
Carico da fatica		LM2	

Tabella 5.3 – Parametri di resistenza delle saldature

I risultati delle verifiche sono sinteticamente raccolti nella tabella successiva.

Sez. n°	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Comb. N°	Cond.	Td (kN)	FIBRA "B"				FIBRA "C"				FIBRA "X"				FIBRA "Y"			
						Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm)		Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm)		Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm)		Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm)		Sd (kN/m)
							MIN	EFF			MIN	EFF			MIN	EFF			MIN	EFF	
1	0,00	8	2	V max	4911	Resistenza	3,29	7,8	1634	Resistenza	3,13	7,8	1440	Resistenza	0,33	7,8	1440	Resistenza	0,30	7,8	147
2	0,50	8	2	V max	4721	Resistenza	3,16	7,8	1572	Resistenza	3,04	7,8	1389	Resistenza	0,33	7,8	1389	Resistenza	0,29	7,8	145
3	1,00	1	2	V max	4531	Resistenza	2,84	7,8	1410	Resistenza	3,01	7,8	1373	Resistenza	0,32	7,8	1373	Resistenza	0,29	7,8	144
4	1,50	1	2	V max	4344	Resistenza	2,72	7,8	1353	Resistenza	2,91	7,8	1322	Resistenza	0,31	7,8	1322	Resistenza	0,28	7,8	141
5	2,00	1	2	V max	4158	Resistenza	2,61	7,8	1297	Resistenza	2,82	7,8	1271	Resistenza	0,30	7,8	1271	Resistenza	0,28	7,8	139
6	2,50	1	2	V max	3973	Resistenza	2,50	7,8	1240	Resistenza	2,73	7,8	1220	Resistenza	0,29	7,8	1220	Resistenza	0,27	7,8	136
7	3,00	1	2	V max	3788	Resistenza	2,38	7,8	1184	Resistenza	2,64	7,8	1170	Resistenza	0,29	7,8	1170	Resistenza	0,27	7,8	133
8	3,50	1	2	V max	3604	Resistenza	2,27	7,8	1129	Resistenza	2,55	7,8	1119	Resistenza	0,28	7,8	1119	Resistenza	0,26	7,8	131
9	4,00	1	2	V max	3421	Resistenza	2,16	7,8	1073	Resistenza	2,46	7,8	1070	Resistenza	0,27	7,8	1070	Resistenza	0,26	7,8	128
10	4,50	2	--	--	--	Fatica	2,11	7,8	--	Fatica	2,49	7,8	--	Resistenza	0,26	7,8	--	Resistenza	0,25	7,8	125
11	5,00	2	--	--	--	Fatica	2,03	7,8	--	Fatica	2,36	7,8	--	Resistenza	0,25	7,8	--	Resistenza	0,25	7,8	122
12	5,50	2	--	--	--	Fatica	1,93	7,8	--	Fatica	2,24	7,8	--	Resistenza	0,25	7,8	--	Resistenza	0,24	7,8	119
13	6,00	2	--	--	--	Fatica	1,84	7,8	--	Fatica	2,13	7,8	--	Resistenza	0,24	7,8	--	Resistenza	0,23	7,8	116
14	6,50	2	--	--	--	Fatica	1,82	7,8	--	Fatica	2,11	7,8	--	Resistenza	0,23	7,8	--	Resistenza	0,23	7,8	113
15	7,00	2	--	--	--	Fatica	1,79	7,8	--	Fatica	2,08	7,8	--	Resistenza	0,22	7,8	--	Resistenza	0,22	7,8	110
16	7,50	2	--	--	--	Fatica	1,78	7,8	--	Fatica	2,06	7,8	--	Resistenza	0,22	7,8	--	Resistenza	0,22	7,8	107
17	8,00	2	--	--	--	Fatica	1,77	7,8	--	Fatica	2,05	7,8	--	Resistenza	0,21	7,8	--	Resistenza	0,21	7,8	103
18	8,50	2	--	--	--	Fatica	1,76	7,8	--	Fatica	2,04	7,8	--	Resistenza	0,20	7,8	--	Resistenza	0,20	7,8	100
19	9,00	2	--	--	--	Fatica	1,77	7,8	--	Fatica	2,05	7,8	--	Resistenza	0,20	7,8	--	Resistenza	0,19	7,8	97
20	9,50	2	--	--	--	Fatica	1,77	7,8	--	Fatica	2,05	7,8	--	Resistenza	0,19	7,8	--	Resistenza	0,19	7,8	93
21	10,00	2	--	--	--	Fatica	1,78	7,8	--	Fatica	2,06	7,8	--	Resistenza	0,18	7,8	--	Resistenza	0,18	7,8	90
22	10,50	2	--	--	--	Fatica	1,78	7,8	--	Fatica	2,06	7,8	--	Resistenza	0,18	7,8	--	Resistenza	0,17	7,8	87
23	11,00	2	--	--	--	Fatica	1,79	7,8	--	Fatica	2,07	7,8	--	Resistenza	0,17	7,8	--	Resistenza	0,17	7,8	84
24	11,50	2	--	--	--	Fatica	1,79	7,8	--	Fatica	2,08	7,8	--	Resistenza	0,16	7,8	--	Resistenza	0,16	7,8	80
25	12,00	2	--	--	--	Fatica	1,80	7,8	--	Fatica	2,08	7,8	--	Resistenza	0,16	7,8	--	Resistenza	0,16	7,8	77
26	12,50	2	--	--	--	Fatica	1,80	7,8	--	Fatica	2,09	7,8	--	Resistenza	0,15	7,8	--	Resistenza	0,15	7,8	74
27	13,00	2	--	--	--	Fatica	1,81	7,8	--	Fatica	2,10	7,8	--	Resistenza	0,14	7,8	--	Resistenza	0,14	7,8	71
28	13,50	2	--	--	--	Fatica	1,81	7,8	--	Fatica	2,10	7,8	--	Resistenza	0,14	7,8	--	Resistenza	0,14	7,8	68
29	14,00	2	--	--	--	Fatica	1,82	7,8	--	Fatica	2,11	7,8	--	Resistenza	0,13	7,8	--	Resistenza	0,13	7,8	65
30	14,50	2	--	--	--	Fatica	1,83	7,8	--	Fatica	2,12	7,8	--	Resistenza	0,14	7,8	--	Resistenza	0,13	7,8	67
31	15,00	2	1	V min	-2981	Fatica	1,83	7,8	--	Resistenza	2,13	7,8	-881	Resistenza	0,14	7,8	-71	Resistenza	0,14	7,8	-69
32	15,50	2	1	V min	-3151	Resistenza	1,92	7,8	-955	Resistenza	2,21	7,8	-926	Resistenza	0,15	7,8	-74	Resistenza	0,14	7,8	-72
33	16,00	3	1	V min	-3323	Resistenza	2,03	7,8	-1008	Resistenza	2,26	7,8	-958	Resistenza	0,15	7,8	-77	Resistenza	0,15	7,8	-75
34	16,50	3	1	V min	-3495	Resistenza	2,13	7,8	-1061	Resistenza	2,34	7,8	-1002	Resistenza	0,16	7,8	-80	Resistenza	0,16	7,8	-77
35	17,00	3	1	V min	-3667	Resistenza	2,24	7,8	-1114	Resistenza	2,42	7,8	-1047	Resistenza	0,17	7,8	-82	Resistenza	0,16	7,8	-80
36	17,50	3	1	V min	-3840	Resistenza	2,35	7,8	-1166	Resistenza	2,50	7,8	-1091	Resistenza	0,17	7,8	-85	Resistenza	0,17	7,8	-82
37	18,00	3	1	V min	-4013	Resistenza	2,54	7,8	-1260	Resistenza	2,58	7,8	-1140	Resistenza	0,18	7,8	-88	Resistenza	0,17	7,8	-85
38	18,50	3	1	V min	-4187	Resistenza	2,65	7,8	-1315	Resistenza	2,66	7,8	-1185	Resistenza	0,18	7,8	-91	Resistenza	0,18	7,8	-87
39	19,00	3	1	V min	-4361	Resistenza	2,76	7,8	-1370	Resistenza	2,75	7,8	-1230	Resistenza	0,19	7,8	-93	Resistenza	0,18	7,8	-90
40	19,50	3	1	V min	-4535	Resistenza	2,87	7,8	-1425	Resistenza	2,83	7,8	-1276	Resistenza	0,19	7,8	-96	Resistenza	0,19	7,8	-93
41	20,00	3	1	V min	-4710	Resistenza	2,98	7,8	-1480	Resistenza	2,91	7,8	-1322	Resistenza	0,20	7,8	-99	Resistenza	0,19	7,8	-96

Sez.	n°	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Comb. N°	Cond.	Td (kN)	FIBRA "b"				FIBRA "c"				FIBRA "x"				FIBRA "y"			
							Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm) MIN	EFF	Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm) MIN	EFF	Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm) MIN	EFF	Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm) MIN	EFF	Sd (kN/m)
42	20,50	3	1	1	V min	-4885	Resistenza	3,09	7,8	-1535	Resistenza	3,00	7,8	-1367	Resistenza	0,21	-	-102	Resistenza	0,20	7,8	-98
43	21,00	3	1	1	V min	-5060	Resistenza	3,20	7,8	-1591	Resistenza	3,08	7,8	-1413	Resistenza	0,21	-	-105	Resistenza	0,20	7,8	-101
44	21,50	3	1	1	V min	-5236	Resistenza	3,31	7,8	-1646	Resistenza	3,17	7,8	-1459	Resistenza	0,22	-	-108	Resistenza	0,21	7,8	-104
45	22,00	3	1	1	V min	-5412	Resistenza	3,42	7,8	-1702	Resistenza	3,25	7,8	-1505	Resistenza	0,22	-	-111	Resistenza	0,21	7,8	-107
46	22,50	3	1	1	V min	-5588	Resistenza	3,34	7,8	-1662	Resistenza	3,53	7,8	-1654	Resistenza	0,23	-	-114	Resistenza	0,21	7,8	-105
47	23,00	4	1	1	V min	-5767	Resistenza	3,45	9,9	-1715	Resistenza	3,63	9,9	-1705	Resistenza	0,24	-	-117	Resistenza	0,21	9,9	-103
48	23,50	4	1	1	V min	-5946	Resistenza	3,56	9,9	-1769	Resistenza	3,73	9,9	-1756	Resistenza	0,24	-	-120	Resistenza	0,20	9,9	-100
49	24,00	4	1	1	V min	-6126	Resistenza	3,67	9,9	-1823	Resistenza	3,83	9,9	-1807	Resistenza	0,25	-	-123	Resistenza	0,20	9,9	-97
50	24,50	5	1	1	V min	-6306	Resistenza	3,78	9,9	-1876	Resistenza	3,92	9,9	-1858	Resistenza	0,25	-	-126	Resistenza	0,19	9,9	-94
51	25,00	5	1	1	V min	-6485	Resistenza	3,88	9,9	-1930	Resistenza	4,02	9,9	-1909	Resistenza	0,26	-	-129	Resistenza	0,18	9,9	-91
52	25,50	5	1	1	V min	-6665	Resistenza	3,99	9,9	-1984	Resistenza	4,12	9,9	-1960	Resistenza	0,27	-	-132	Resistenza	0,17	9,9	-87
53	26,00	5	1	1	V min	-6845	Resistenza	4,10	9,9	-2038	Resistenza	4,22	9,9	-2012	Resistenza	0,27	-	-135	Resistenza	0,17	9,9	-83
54	26,50	5	1	1	V min	-7024	Resistenza	4,21	9,9	-2092	Resistenza	4,32	9,9	-2063	Resistenza	0,28	-	-139	Resistenza	0,16	9,9	-78
55	27,00	6	1	1	V min	-7204	Resistenza	4,42	9,9	-2195	Resistenza	4,53	9,9	-2170	Resistenza	0,29	-	-142	Resistenza	0,15	9,9	-72
56	27,50	6	1	1	V min	-7387	Resistenza	4,53	9,9	-2251	Resistenza	4,63	9,9	-2224	Resistenza	0,29	-	-145	Resistenza	0,14	9,9	68
57	28,00	6	1	1	V min	-7570	Resistenza	4,64	9,9	-2307	Resistenza	4,73	9,9	-2277	Resistenza	0,30	-	-148	Resistenza	0,15	9,9	73
58	28,50	6	1	1	V min	-7753	Resistenza	4,75	9,9	-2363	Resistenza	4,84	9,9	-2331	Resistenza	0,30	-	-151	Resistenza	0,16	9,9	78
59	29,00	6	1	1	V min	-7935	Resistenza	4,87	9,9	-2418	Resistenza	4,94	9,9	-2385	Resistenza	0,31	-	-154	Resistenza	0,17	9,9	85
60	29,50	6	1	1	V min	-8118	Resistenza	4,98	9,9	-2474	Resistenza	5,05	9,9	-2438	Resistenza	0,32	-	-157	Resistenza	0,19	9,9	93
61	29,50	6	1	1	V max	8302	Resistenza	5,17	9,9	2569	Resistenza	5,21	9,9	2521	Resistenza	0,39	-	196	Resistenza	0,15	9,9	-75
62	30,00	6	1	1	V max	8123	Resistenza	5,06	9,9	2514	Resistenza	5,11	9,9	2468	Resistenza	0,39	-	193	Resistenza	0,15	9,9	73
63	30,50	6	1	1	V max	7943	Resistenza	4,95	9,9	2459	Resistenza	5,00	9,9	2416	Resistenza	0,38	-	190	Resistenza	0,16	9,9	79
64	31,00	6	1	1	V max	7763	Resistenza	4,84	9,9	2404	Resistenza	4,90	9,9	2363	Resistenza	0,38	-	186	Resistenza	0,17	9,9	84
65	31,50	6	1	1	V max	7584	Resistenza	4,73	9,9	2348	Resistenza	4,80	9,9	2310	Resistenza	0,37	-	183	Resistenza	0,18	9,9	88
66	32,00	6	1	1	V max	7404	Resistenza	4,52	9,9	2244	Resistenza	4,58	9,9	2196	Resistenza	0,36	-	180	Resistenza	0,19	9,9	94
67	32,50	5	1	1	V max	7227	Resistenza	4,41	9,9	2191	Resistenza	4,48	9,9	2146	Resistenza	0,35	-	176	Resistenza	0,20	9,9	98
68	33,00	5	1	1	V max	7051	Resistenza	4,30	9,9	2138	Resistenza	4,38	9,9	2096	Resistenza	0,35	-	173	Resistenza	0,20	9,9	101
69	33,50	5	1	1	V max	6875	Resistenza	4,19	9,9	2085	Resistenza	4,28	9,9	2046	Resistenza	0,34	-	170	Resistenza	0,21	9,9	105
70	34,00	5	1	1	V max	6698	Resistenza	4,09	9,9	2032	Resistenza	4,19	9,9	1996	Resistenza	0,34	-	167	Resistenza	0,22	9,9	108
71	34,50	4	1	1	V max	6522	Resistenza	3,98	9,9	1978	Resistenza	4,09	9,9	1945	Resistenza	0,33	-	164	Resistenza	0,22	9,9	111
72	35,00	4	1	1	V max	6345	Resistenza	3,87	9,9	1926	Resistenza	3,99	9,9	1895	Resistenza	0,32	-	161	Resistenza	0,23	9,9	113
73	35,50	4	1	1	V max	6169	Resistenza	3,77	9,9	1873	Resistenza	3,90	9,9	1845	Resistenza	0,32	-	158	Resistenza	0,23	9,9	116
74	36,00	4	1	1	V max	5993	Resistenza	3,66	9,9	1820	Resistenza	3,80	9,9	1795	Resistenza	0,31	-	154	Resistenza	0,24	9,9	118
75	36,50	3	1	1	V max	5818	Resistenza	3,76	7,8	1868	Resistenza	3,49	7,8	1633	Resistenza	0,30	-	151	Resistenza	0,24	7,8	118
76	37,00	3	1	1	V max	5645	Resistenza	3,65	7,8	1812	Resistenza	3,41	7,8	1588	Resistenza	0,30	-	148	Resistenza	0,24	7,8	120
77	37,50	3	1	1	V max	5472	Resistenza	3,54	7,8	1757	Resistenza	3,32	7,8	1543	Resistenza	0,29	-	145	Resistenza	0,24	7,8	122
78	38,00	3	1	1	V max	5299	Resistenza	3,42	7,8	1702	Resistenza	3,24	7,8	1497	Resistenza	0,29	-	142	Resistenza	0,25	7,8	123
79	38,50	3	1	1	V max	5127	Resistenza	3,31	7,8	1647	Resistenza	3,15	7,8	1452	Resistenza	0,28	-	139	Resistenza	0,25	7,8	124
80	39,00	3	1	1	V max	4955	Resistenza	3,20	7,8	1592	Resistenza	3,07	7,8	1407	Resistenza	0,27	-	136	Resistenza	0,25	7,8	125
81	39,50	3	1	1	V max	4783	Resistenza	3,09	7,8	1538	Resistenza	2,99	7,8	1363	Resistenza	0,27	-	133	Resistenza	0,25	7,8	125
82	40,00	3	1	1	V max	4611	Resistenza	2,98	7,8	1483	Resistenza	2,91	7,8	1318	Resistenza	0,26	-	130	Resistenza	0,26	7,8	127

Sez.	n°	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Comb.	Cond.	Td (kN)	FIBRA "b"			FIBRA "c"			FIBRA "x"			FIBRA "y"		
							Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm) MIN	EFF	Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm) MIN	EFF	Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm) MIN	EFF	Sd (kN/m)
83	40,50	3	1	V max	4440	4440	Resistenza	2,88	7,8	1429	Resistenza	2,82	7,8	1273	Resistenza	0,26	-	127
84	41,00	3	1	V max	4269	4269	Resistenza	2,77	7,8	1375	Resistenza	2,74	7,8	1229	Resistenza	0,25	-	124
85	41,50	3	1	V max	4099	4099	Resistenza	2,57	7,8	1280	Resistenza	2,66	7,8	1180	Resistenza	0,24	-	121
86	42,00	3	1	V max	3928	3928	Resistenza	2,47	7,8	1227	Resistenza	2,58	7,8	1136	Resistenza	0,24	-	118
87	42,50	3	1	V max	3759	3759	Resistenza	2,36	7,8	1175	Resistenza	2,50	7,8	1092	Resistenza	0,23	-	115
88	43,00	3	1	V max	3589	3589	Resistenza	2,26	7,8	1123	Resistenza	2,42	7,8	1048	Resistenza	0,23	-	112
89	43,50	3	1	V max	3420	3420	Resistenza	2,16	7,8	1071	Resistenza	2,34	7,8	1005	Resistenza	0,22	-	109
90	44,00	3	1	V max	3251	3251	Resistenza	2,05	7,8	1020	Resistenza	2,27	7,8	961	Resistenza	0,21	-	107
91	44,50	7	1	V max	3083	3083	Resistenza	1,95	7,8	968	Resistenza	2,20	7,8	918	Resistenza	0,21	-	104
92	45,00	7	--	--	--	--	Fatica	1,92	7,8	--	Fatica	2,17	7,8	--	Resistenza	0,20	-	101
93	45,50	7	--	--	--	--	Fatica	1,92	7,8	--	Fatica	2,16	7,8	--	Resistenza	0,20	-	98
94	46,00	7	--	--	--	--	Fatica	1,91	7,8	--	Fatica	2,16	7,8	--	Resistenza	0,19	-	95
95	46,50	7	--	--	--	--	Fatica	1,91	7,8	--	Fatica	2,16	7,8	--	Resistenza	0,19	-	92
96	47,00	7	--	--	--	--	Fatica	1,91	7,8	--	Fatica	2,16	7,8	--	Resistenza	0,18	-	90
97	47,50	7	--	--	--	--	Fatica	1,91	7,8	--	Fatica	2,16	7,8	--	Resistenza	0,17	-	87
98	48,00	7	--	--	--	--	Fatica	1,91	7,8	--	Fatica	2,15	7,8	--	Resistenza	0,17	-	84
99	48,50	7	--	--	--	--	Fatica	1,90	7,8	--	Fatica	2,15	7,8	--	Resistenza	0,16	-	82
100	49,00	7	--	--	--	--	Fatica	1,90	7,8	--	Fatica	2,15	7,8	--	Resistenza	0,16	-	79
101	49,50	7	--	--	--	--	Fatica	1,90	7,8	--	Fatica	2,15	7,8	--	Resistenza	0,15	-	76
102	50,00	7	--	--	--	--	Fatica	1,90	7,8	--	Fatica	2,15	7,8	--	Resistenza	0,15	-	74
103	50,50	7	--	--	--	--	Fatica	1,90	7,8	--	Fatica	2,15	7,8	--	Resistenza	0,14	-	71
104	51,00	7	--	--	--	--	Fatica	1,90	7,8	--	Fatica	2,15	7,8	--	Resistenza	0,15	-	73
105	51,50	7	--	--	--	--	Fatica	1,90	7,8	--	Fatica	2,15	7,8	--	Resistenza	0,15	-	75
106	52,00	7	--	--	--	--	Fatica	1,90	7,8	--	Fatica	2,15	7,8	--	Resistenza	0,16	-	78
107	52,50	7	--	--	--	--	Fatica	1,90	7,8	--	Fatica	2,15	7,8	--	Resistenza	0,16	-	80
108	53,00	7	--	--	--	--	Fatica	1,91	7,8	--	Fatica	2,15	7,8	--	Resistenza	0,16	-	82
109	53,50	7	--	--	--	--	Fatica	1,91	7,8	--	Fatica	2,16	7,8	--	Resistenza	0,17	-	84
110	54,00	7	--	--	--	--	Fatica	1,91	7,8	--	Fatica	2,16	7,8	--	Resistenza	0,17	-	87
111	54,50	7	--	--	--	--	Fatica	1,91	7,8	--	Fatica	2,16	7,8	--	Resistenza	0,18	-	89
112	55,00	7	--	--	--	--	Fatica	1,91	7,8	--	Fatica	2,16	7,8	--	Resistenza	0,18	-	91
113	55,50	7	--	--	--	--	Fatica	1,92	7,8	--	Fatica	2,16	7,8	--	Resistenza	0,19	-	94
114	56,00	7	--	--	--	--	Fatica	1,92	7,8	--	Fatica	2,17	7,8	--	Resistenza	0,19	-	96
115	56,50	7	1	V min	-3083	-3083	Resistenza	1,97	7,8	-979	Resistenza	2,20	7,8	-920	Resistenza	0,20	-	-98
116	57,00	3	1	V min	-3251	-3251	Resistenza	2,04	7,8	-1014	Resistenza	2,26	7,8	-955	Resistenza	0,20	-	-101
117	57,50	3	1	V min	-3420	-3420	Resistenza	2,14	7,8	-1065	Resistenza	2,33	7,8	-998	Resistenza	0,21	-	-103
118	58,00	3	1	V min	-3589	-3589	Resistenza	2,25	7,8	-1116	Resistenza	2,41	7,8	-1042	Resistenza	0,21	-	-105
119	58,50	3	1	V min	-3759	-3759	Resistenza	2,35	7,8	-1168	Resistenza	2,49	7,8	-1085	Resistenza	0,22	-	-108
120	59,00	3	1	V min	-3928	-3928	Resistenza	2,45	7,8	-1220	Resistenza	2,56	7,8	-1128	Resistenza	0,22	-	-110
121	59,50	3	1	V min	-4099	-4099	Resistenza	2,56	7,8	-1271	Resistenza	2,64	7,8	-1172	Resistenza	0,23	-	-113
122	60,00	3	1	V min	-4269	-4269	Resistenza	2,75	7,8	-1366	Resistenza	2,73	7,8	-1220	Resistenza	0,23	-	-115
123	60,50	3	1	V min	-4440	-4440	Resistenza	2,86	7,8	-1420	Resistenza	2,81	7,8	-1264	Resistenza	0,24	-	-118

Sez.	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Comb.	Cond.	Td (kN)	FIBRA "b"				FIBRA "c"				FIBRA "x"				FIBRA "y"				
						Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm)	EFF	Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm)	MIN	EFF	Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm)	MIN	EFF	Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm)	MIN
124	61.00	3	1	V min	-4611	Resistenza	2.96	7.8	-1473	Resistenza	2.89	7.8	-1308	Resistenza	0.24	-	-	-120	Resistenza	0.23	7.8	-116
125	61.50	3	1	V min	-4783	Resistenza	3.07	7.8	-1528	Resistenza	2.97	7.8	-1352	Resistenza	0.25	-	-	-123	Resistenza	0.23	7.8	-115
126	62.00	3	1	V min	-4955	Resistenza	3.18	7.8	-1582	Resistenza	3.05	7.8	-1397	Resistenza	0.25	-	-	-125	Resistenza	0.23	7.8	-114
127	62.50	3	1	V min	-5127	Resistenza	3.29	7.8	-1636	Resistenza	3.13	7.8	-1441	Resistenza	0.26	-	-	-128	Resistenza	0.23	7.8	-113
128	63.00	3	1	V min	-5299	Resistenza	3.40	7.8	-1691	Resistenza	3.22	7.8	-1486	Resistenza	0.26	-	-	-130	Resistenza	0.22	7.8	-111
129	63.50	3	1	V min	-5472	Resistenza	3.51	7.8	-1745	Resistenza	3.30	7.8	-1531	Resistenza	0.27	-	-	-133	Resistenza	0.22	7.8	-110
130	64.00	3	1	V min	-5645	Resistenza	3.62	7.8	-1800	Resistenza	3.38	7.8	-1575	Resistenza	0.27	-	-	-136	Resistenza	0.22	7.8	-108
131	64.50	3	1	V min	-5818	Resistenza	3.53	7.8	-1754	Resistenza	3.68	7.8	-1732	Resistenza	0.28	-	-	-138	Resistenza	0.22	7.8	-107
132	65.00	4	1	V min	-5993	Resistenza	3.63	9.9	-1806	Resistenza	3.78	9.9	-1782	Resistenza	0.28	-	-	-141	Resistenza	0.21	9.9	-105
133	65.50	4	1	V min	-6169	Resistenza	3.74	9.9	-1859	Resistenza	3.87	9.9	-1831	Resistenza	0.29	-	-	-144	Resistenza	0.21	9.9	-102
134	66.00	4	1	V min	-6345	Resistenza	3.85	9.9	-1911	Resistenza	3.97	9.9	-1881	Resistenza	0.29	-	-	-146	Resistenza	0.20	9.9	-99
135	66.50	5	1	V min	-6522	Resistenza	3.95	9.9	-1964	Resistenza	4.06	9.9	-1931	Resistenza	0.30	-	-	-149	Resistenza	0.19	9.9	-96
136	67.00	5	1	V min	-6698	Resistenza	4.06	9.9	-2016	Resistenza	4.16	9.9	-1980	Resistenza	0.31	-	-	-152	Resistenza	0.19	9.9	-93
137	67.50	5	1	V min	-6875	Resistenza	4.16	9.9	-2069	Resistenza	4.25	9.9	-2030	Resistenza	0.31	-	-	-154	Resistenza	0.18	9.9	-89
138	68.00	5	1	V min	-7051	Resistenza	4.27	9.9	-2122	Resistenza	4.35	9.9	-2080	Resistenza	0.32	-	-	-157	Resistenza	0.17	9.9	-85
139	68.50	5	1	V min	-7227	Resistenza	4.37	9.9	-2174	Resistenza	4.45	9.9	-2130	Resistenza	0.32	-	-	-160	Resistenza	0.16	9.9	-81
140	69.00	6	1	V min	-7404	Resistenza	4.58	9.9	-2276	Resistenza	4.66	9.9	-2240	Resistenza	0.33	-	-	-163	Resistenza	0.15	9.9	-76
141	69.50	6	1	V min	-7584	Resistenza	4.69	9.9	-2331	Resistenza	4.76	9.9	-2293	Resistenza	0.33	-	-	-166	Resistenza	0.14	9.9	-71
142	70.00	6	1	V min	-7763	Resistenza	4.80	9.9	-2386	Resistenza	4.87	9.9	-2345	Resistenza	0.34	-	-	-168	Resistenza	0.15	9.9	-76
143	70.50	6	1	V min	-7943	Resistenza	4.91	9.9	-2440	Resistenza	4.97	9.9	-2397	Resistenza	0.34	-	-	-171	Resistenza	0.16	9.9	-82
144	71.00	6	1	V min	-8123	Resistenza	5.02	9.9	-2495	Resistenza	5.07	9.9	-2449	Resistenza	0.35	-	-	-174	Resistenza	0.18	9.9	-88
145	71.50	6	1	V min	-8302	Resistenza	5.13	9.9	-2549	Resistenza	5.17	9.9	-2501	Resistenza	0.36	-	-	-176	Resistenza	0.19	9.9	-94
146	71.50	6	1	V max	8118	Resistenza	5.01	9.9	2488	Resistenza	5.08	9.9	2452	Resistenza	0.35	-	-	-172	Resistenza	0.16	9.9	-79
147	72.00	6	1	V max	7935	Resistenza	4.89	9.9	2432	Resistenza	4.97	9.9	2398	Resistenza	0.34	-	-	-168	Resistenza	0.14	9.9	-72
148	72.50	6	1	V max	7753	Resistenza	4.78	9.9	2376	Resistenza	4.86	9.9	2344	Resistenza	0.33	-	-	-165	Resistenza	0.14	9.9	-67
149	73.00	6	1	V max	7570	Resistenza	4.67	9.9	2320	Resistenza	4.76	9.9	2290	Resistenza	0.32	-	-	-161	Resistenza	0.15	9.9	-73
150	73.50	6	1	V max	7387	Resistenza	4.55	9.9	2263	Resistenza	4.65	9.9	2236	Resistenza	0.32	-	-	-158	Resistenza	0.16	9.9	-79
151	74.00	6	1	V max	7204	Resistenza	4.34	9.9	2157	Resistenza	4.44	9.9	2126	Resistenza	0.31	-	-	-154	Resistenza	0.17	9.9	-85
152	74.50	5	1	V max	7024	Resistenza	4.23	9.9	2103	Resistenza	4.34	9.9	2074	Resistenza	0.30	-	-	-150	Resistenza	0.18	9.9	-89
153	75.00	5	1	V max	6845	Resistenza	4.12	9.9	2049	Resistenza	4.24	9.9	2023	Resistenza	0.29	-	-	-146	Resistenza	0.19	9.9	-93
154	75.50	5	1	V max	6665	Resistenza	4.01	9.9	1994	Resistenza	4.14	9.9	1971	Resistenza	0.29	-	-	-143	Resistenza	0.20	9.9	-97
155	76.00	5	1	V max	6485	Resistenza	3.90	9.9	1940	Resistenza	4.04	9.9	1919	Resistenza	0.28	-	-	-139	Resistenza	0.20	9.9	-101
156	76.50	4	1	V max	6306	Resistenza	3.79	9.9	1886	Resistenza	3.94	9.9	1868	Resistenza	0.27	-	-	-136	Resistenza	0.21	9.9	-104
157	77.00	4	1	V max	6126	Resistenza	3.69	9.9	1832	Resistenza	3.84	9.9	1816	Resistenza	0.27	-	-	-132	Resistenza	0.21	9.9	-106
158	77.50	4	1	V max	5946	Resistenza	3.58	9.9	1778	Resistenza	3.74	9.9	1765	Resistenza	0.26	-	-	-129	Resistenza	0.22	9.9	-109
159	78.00	4	1	V max	5767	Resistenza	3.47	9.9	1724	Resistenza	3.65	9.9	1713	Resistenza	0.25	-	-	-125	Resistenza	0.22	9.9	-111
160	78.50	3	1	V max	5588	Resistenza	3.55	7.8	1765	Resistenza	3.35	7.8	1559	Resistenza	0.25	-	-	-122	Resistenza	0.23	7.8	-112
161	79.00	3	1	V max	5412,1	Resistenza	3.44	7.8	1709	Resistenza	3.27	7.8	1512	Resistenza	0.24	-	-	-118	Resistenza	0.23	7.8	-114
162	79.50	3	1	V max	5236,1	Resistenza	3.33	7.8	1653	Resistenza	3.18	7.8	1466	Resistenza	0.23	-	-	-115	Resistenza	0.22	7.8	-111
163	80.00	3	1	V max	5060,4	Resistenza	3.21	7.8	1597	Resistenza	3.09	7.8	1419	Resistenza	0.22	-	-	-111	Resistenza	0.22	7.8	-107
164	80.50	3	1	V max	4885,0	Resistenza	3.10	7.8	1541	Resistenza	3.01	7.8	1373	Resistenza	0.22	-	-	-108	Resistenza	0.21	7.8	-104

Sez.	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Comb.	Cond.	Td (kN)	FIBRA "B"				FIBRA "C"				FIBRA "X"				FIBRA "Y"				
						Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm)		Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm)		Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm)		Sd (kN/m)	Condizione Dominante	Sez. di Gola (mm)		EFF	EFF
							MIN	EFF			MIN	EFF			MIN	EFF			MIN	EFF		
165	81,00	3	1	V max	4710,0	Resistenza	2,99	7,8	1485	Resistenza	2,92	7,8	1327	Resistenza	0,21	-	105	Resistenza	0,20	7,8	101	
166	81,50	3	1	V max	4535,3	Resistenza	2,88	7,8	1430	Resistenza	2,84	7,8	1281	Resistenza	0,20	-	101	Resistenza	0,20	7,8	98	
167	82,00	3	1	V max	4360,9	Resistenza	2,77	7,8	1374	Resistenza	2,75	7,8	1235	Resistenza	0,20	-	98	Resistenza	0,19	7,8	95	
168	82,50	3	1	V max	4186,9	Resistenza	2,65	7,8	1319	Resistenza	2,67	7,8	1189	Resistenza	0,19	-	95	Resistenza	0,18	7,8	91	
169	83,00	3	1	V max	4013,3	Resistenza	2,54	7,8	1264	Resistenza	2,59	7,8	1144	Resistenza	0,18	-	91	Resistenza	0,18	7,8	88	
170	83,50	3	1	V max	3840,1	Resistenza	2,35	7,8	1170	Resistenza	2,50	7,8	1094	Resistenza	0,18	-	88	Resistenza	0,17	7,8	85	
171	84,00	3	1	V max	3667,2	Resistenza	2,25	7,8	1116	Resistenza	2,42	7,8	1049	Resistenza	0,17	-	85	Resistenza	0,17	7,8	82	
172	84,50	3	1	V max	3494,8	Resistenza	2,14	7,8	1063	Resistenza	2,34	7,8	1004	Resistenza	0,16	-	82	Resistenza	0,16	7,8	79	
173	85,00	3	1	V max	3322,8	Resistenza	2,03	7,8	1010	Resistenza	2,27	7,8	959	Resistenza	0,16	-	79	Resistenza	0,15	7,8	76	
174	85,50	2	1	V max	3151,2	Resistenza	1,93	7,8	957	Resistenza	2,19	7,8	914	Resistenza	0,15	-	75	Resistenza	0,15	7,8	73	
175	86,00	2	1	V max	2981,3	Fatica	1,83	7,8	--	Resistenza	2,13	7,8	882	Resistenza	0,14	-	72	Resistenza	0,14	7,8	70	
176	86,50	2	--	--	--	Fatica	1,83	7,8	--	Fatica	2,12	7,8	--	Resistenza	0,14	-	69	Resistenza	0,13	7,8	67	
177	87,00	2	--	--	--	Fatica	1,82	7,8	--	Fatica	2,11	7,8	--	Resistenza	0,13	-	66	Resistenza	0,13	7,8	65	
178	87,50	2	--	--	--	Fatica	1,81	7,8	--	Fatica	2,10	7,8	--	Resistenza	0,13	-	67	Resistenza	0,14	7,8	67	
179	88,00	2	--	--	--	Fatica	1,81	7,8	--	Fatica	2,10	7,8	--	Resistenza	0,14	-	70	Resistenza	0,14	7,8	70	
180	88,50	2	--	--	--	Fatica	1,80	7,8	--	Fatica	2,09	7,8	--	Resistenza	0,15	-	72	Resistenza	0,15	7,8	73	
181	89,00	2	--	--	--	Fatica	1,80	7,8	--	Fatica	2,08	7,8	--	Resistenza	0,15	-	75	Resistenza	0,15	7,8	75	
182	89,50	2	--	--	--	Fatica	1,79	7,8	--	Fatica	2,08	7,8	--	Resistenza	0,16	-	78	Resistenza	0,16	7,8	78	
183	90,00	2	--	--	--	Fatica	1,79	7,8	--	Fatica	2,07	7,8	--	Resistenza	0,16	-	81	Resistenza	0,16	7,8	81	
184	90,50	2	--	--	--	Fatica	1,78	7,8	--	Fatica	2,06	7,8	--	Resistenza	0,17	-	84	Resistenza	0,17	7,8	83	
185	91,00	2	--	--	--	Fatica	1,78	7,8	--	Fatica	2,06	7,8	--	Resistenza	0,17	-	87	Resistenza	0,17	7,8	86	
186	91,50	2	--	--	--	Fatica	1,77	7,8	--	Fatica	2,05	7,8	--	Resistenza	0,18	-	90	Resistenza	0,18	7,8	89	
187	92,00	2	--	--	--	Fatica	1,77	7,8	--	Fatica	2,05	7,8	--	Resistenza	0,19	-	93	Resistenza	0,19	7,8	92	
188	92,50	2	--	--	--	Fatica	1,76	7,8	--	Fatica	2,04	7,8	--	Resistenza	0,19	-	96	Resistenza	0,19	7,8	95	
189	93,00	2	--	--	--	Fatica	1,77	7,8	--	Fatica	2,05	7,8	--	Resistenza	0,20	-	99	Resistenza	0,20	7,8	98	
190	93,50	2	--	--	--	Fatica	1,78	7,8	--	Fatica	2,06	7,8	--	Resistenza	0,21	-	102	Resistenza	0,20	7,8	101	
191	94,00	2	--	--	--	Fatica	1,79	7,8	--	Fatica	2,08	7,8	--	Resistenza	0,21	-	105	Resistenza	0,21	7,8	104	
192	94,50	2	--	--	--	Fatica	1,82	7,8	--	Fatica	2,11	7,8	--	Resistenza	0,22	-	108	Resistenza	0,21	7,8	106	
193	95,00	2	--	--	--	Fatica	1,84	7,8	--	Fatica	2,13	7,8	--	Resistenza	0,22	-	112	Resistenza	0,22	7,8	109	
194	95,50	2,00	--	--	--	Fatica	1,93	7,8	--	Fatica	2,24	7,8	--	Resistenza	0,23	-	115	Resistenza	0,22	7,8	111	
195	96,00	2,00	--	--	--	Fatica	2,03	7,8	--	Fatica	2,36	7,8	--	Resistenza	0,24	-	118	Resistenza	0,23	7,8	114	
196	96,50	2,00	--	--	--	Fatica	2,11	7,8	--	Fatica	2,49	7,8	--	Resistenza	0,24	-	122	Resistenza	0,23	7,8	116	
197	97,00	1,00	2	V min	-3421,5	Resistenza	2,14	7,8	-1064	Resistenza	2,44	7,8	-1060	Resistenza	0,25	-	125	Resistenza	0,24	7,8	119	
198	97,50	1,00	2	V min	-3604,4	Resistenza	2,25	7,8	-1119	Resistenza	2,53	7,8	-1110	Resistenza	0,26	-	128	Resistenza	0,24	7,8	121	
199	98,00	1,00	2	V min	-3788,1	Resistenza	2,36	7,8	-1174	Resistenza	2,62	7,8	-1159	Resistenza	0,26	-	132	Resistenza	0,25	7,8	123	
200	98,50	1,00	2	V min	-3972,7	Resistenza	2,47	7,8	-1230	Resistenza	2,71	7,8	-1209	Resistenza	0,27	-	135	Resistenza	0,25	7,8	125	
201	99,00	1,00	2	V min	-4158,0	Resistenza	2,59	7,8	-1286	Resistenza	2,80	7,8	-1260	Resistenza	0,28	-	138	Resistenza	0,26	7,8	127	
202	99,50	1,00	2	V min	-4344,2	Resistenza	2,70	7,8	-1342	Resistenza	2,89	7,8	-1310	Resistenza	0,29	-	142	Resistenza	0,26	7,8	130	
203	100,00	1,00	2	V min	-4531,1	Resistenza	3,02	7,8	-1499	Resistenza	2,92	7,8	-1327	Resistenza	0,29	-	146	Resistenza	0,26	7,8	131	
204	100,50	8,00	2	V min	-4720,8	Resistenza	3,14	7,8	-1560	Resistenza	3,01	7,8	-1377	Resistenza	0,30	-	149	Resistenza	0,27	7,8	133	
205	101,00	8,00	2	V min	-4911,3	Resistenza	3,26	7,8	-1621	Resistenza	3,11	7,8	-1427	Resistenza	0,31	-	153	Resistenza	0,27	7,8	134	

Sez. n°	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Comb. N°	Cond.	SLU Resistenza: $\sigma_{id} < \sigma_R = 248,5$				SLU Fatica: $\Delta t < \Delta t_R / (\gamma_m \times \gamma_s) = 59,3$			
					σ_{id} su fibra:				Δt su fibra:			
					B	C	X	Y	B	C	X	Y
1	0,00	8	2	V max	104,8	99,8	0,0	9,4	19,0	20,2	0,0	0,2
2	0,50	8	2	V max	100,8	96,8	0,0	9,3	18,3	19,4	0,0	0,2
3	1,00	1	2	V max	90,4	95,8	0,0	9,2	16,2	19,1	0,0	0,2
4	1,50	1	2	V max	86,7	92,8	0,0	9,0	15,5	18,3	0,0	0,2
5	2,00	1	2	V max	83,1	89,8	0,0	8,9	14,9	17,6	0,0	0,1
6	2,50	1	2	V max	79,5	86,9	0,0	8,7	14,2	16,8	0,0	0,1
7	3,00	1	2	V max	75,9	84,0	0,0	8,5	13,6	16,1	0,0	0,1
8	3,50	1	2	V max	72,4	81,1	0,0	8,4	13,0	15,3	0,0	0,1
9	4,00	1	2	V max	68,8	78,3	0,0	8,2	12,4	14,6	0,0	0,1
10	4,50	2	--	--	65,2	75,5	0,0	8,0	16,0	18,9	0,0	0,1
11	5,00	2	--	--	62,3	72,9	0,0	7,8	15,4	17,9	0,0	0,1
12	5,50	2	--	--	58,8	70,2	0,0	7,6	14,7	17,0	0,0	0,1
13	6,00	2	--	--	55,2	67,6	0,0	7,4	14,0	16,2	0,0	0,1
14	6,50	2	--	--	51,7	65,0	0,0	7,3	13,8	16,0	0,0	0,1
15	7,00	2	--	--	48,2	62,5	0,0	7,1	13,6	15,8	0,0	0,0
16	7,50	2	--	--	44,7	60,1	0,0	6,9	13,5	15,7	0,0	0,0
17	8,00	2	--	--	41,3	57,8	0,0	6,6	13,4	15,6	0,0	0,0
18	8,50	2	--	--	37,8	55,5	0,0	6,4	13,4	15,5	0,0	0,0
19	9,00	2	--	--	34,3	53,3	0,0	6,2	13,4	15,6	0,0	0,0
20	9,50	2	--	--	30,9	51,2	0,0	6,0	13,5	15,6	0,0	0,0
21	10,00	2	--	--	27,5	49,3	0,0	5,8	13,5	15,6	0,0	0,0
22	10,50	2	--	--	28,2	48,7	0,0	5,6	13,5	15,7	0,0	0,0
23	11,00	2	--	--	31,4	50,5	0,0	5,4	13,6	15,7	0,0	0,0
24	11,50	2	--	--	34,7	52,5	0,0	5,2	13,6	15,8	0,0	0,0
25	12,00	2	--	--	38,0	54,5	0,0	4,9	13,7	15,8	0,0	0,0
26	12,50	2	--	--	41,3	56,6	0,0	4,7	13,7	15,9	0,0	0,0
27	13,00	2	--	--	44,6	58,7	0,0	4,6	13,7	15,9	0,0	0,0
28	13,50	2	--	--	47,9	61,0	0,0	4,4	13,8	16,0	0,0	0,0
29	14,00	2	--	--	51,2	63,3	0,0	4,2	13,8	16,0	0,0	0,0
30	14,50	2	--	--	54,6	65,6	0,0	4,3	13,9	16,1	0,0	0,0
31	15,00	2	1	V min	57,9	68,0	0,0	4,4	13,9	16,2	0,0	0,0
32	15,50	2	1	V min	61,2	70,4	0,0	4,6	14,0	16,2	0,0	0,0
33	16,00	3	1	V min	64,6	72,1	0,0	4,8	14,1	16,3	0,0	0,0
34	16,50	3	1	V min	68,0	74,5	0,0	4,9	14,1	16,4	0,0	0,0
35	17,00	3	1	V min	71,4	77,0	0,0	5,1	14,2	16,5	0,0	0,0
36	17,50	3	1	V min	74,8	79,5	0,0	5,3	14,2	16,5	0,0	0,0
37	18,00	3	1	V min	80,8	82,3	0,0	5,4	14,9	16,7	0,0	0,0
38	18,50	3	1	V min	84,3	84,9	0,0	5,6	14,9	16,8	0,0	0,0
39	19,00	3	1	V min	87,8	87,5	0,0	5,8	15,0	16,8	0,0	0,0
40	19,50	3	1	V min	91,3	90,1	0,0	6,0	15,1	16,9	0,0	0,0
41	20,00	3	1	V min	94,9	92,8	0,0	6,1	15,2	17,0	0,0	0,0
42	20,50	3	1	V min	98,4	95,5	0,0	6,3	15,3	17,1	0,0	0,0
43	21,00	3	1	V min	102,0	98,2	0,0	6,5	15,4	17,2	0,0	0,0
44	21,50	3	1	V min	105,5	100,9	0,0	6,7	15,5	17,4	0,0	0,0
45	22,00	3	1	V min	109,1	103,6	0,0	6,8	15,6	17,5	0,0	0,0
46	22,50	3	1	V min	106,5	112,6	0,0	6,7	14,9	17,8	0,0	0,1
47	23,00	4	1	V min	86,6	91,1	0,0	5,2	11,9	14,2	0,0	0,1
48	23,50	4	1	V min	89,3	93,6	0,0	5,1	12,0	14,4	0,0	0,1
49	24,00	4	1	V min	92,1	96,0	0,0	4,9	12,2	14,5	0,0	0,2
50	24,50	5	1	V min	94,8	98,5	0,0	4,8	12,3	14,7	0,0	0,2
51	25,00	5	1	V min	97,5	100,9	0,0	4,6	12,5	14,8	0,0	0,3
52	25,50	5	1	V min	100,2	103,4	0,0	4,4	9,3	11,1	0,0	0,2

Sez. n°	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Comb. N°	Cond.	SLU Resistenza: $\sigma_{id} < \sigma_R = 248,5$				SLU Fatica: $\Delta t < \Delta t_R / (\gamma_m \times \gamma_s) = 59,3$			
					σ_{id} su fibra:				Δt su fibra:			
					B	C	X	Y	B	C	X	Y
53	26,00	5	1	V min	102,9	105,9	0,0	4,2	9,4	11,2	0,0	0,3
54	26,50	5	1	V min	105,6	108,4	0,0	3,9	9,5	11,3	0,0	0,3
55	27,00	6	1	V min	110,9	113,6	0,0	3,6	10,1	11,3	0,0	0,3
56	27,50	6	1	V min	113,7	116,2	0,0	3,4	10,2	11,4	0,0	0,4
57	28,00	6	1	V min	116,5	118,8	0,0	3,7	10,4	11,6	0,0	0,4
58	28,50	6	1	V min	119,3	121,5	0,0	3,9	10,5	11,8	0,0	0,5
59	29,00	6	1	V min	122,1	124,1	0,0	4,3	10,7	12,0	0,0	0,5
60	29,50	6	1	V min	125,0	126,7	0,0	4,7	10,9	12,1	0,0	0,5
61	29,50	6	1	V max	129,7	130,8	0,0	3,8	13,0	14,5	0,0	0,6
62	30,00	6	1	V max	127,0	128,2	0,0	3,7	12,9	14,4	0,0	0,6
63	30,50	6	1	V max	124,2	125,6	0,0	4,0	12,7	14,2	0,0	0,6
64	31,00	6	1	V max	121,4	123,0	0,0	4,2	12,6	14,1	0,0	0,5
65	31,50	6	1	V max	118,6	120,4	0,0	4,5	12,4	13,9	0,0	0,5
66	32,00	6	1	V max	113,3	114,9	0,0	4,7	11,7	13,9	0,0	0,5
67	32,50	5	1	V max	110,6	112,4	0,0	4,9	11,6	13,7	0,0	0,4
68	33,00	5	1	V max	108,0	110,0	0,0	5,1	11,4	13,6	0,0	0,4
69	33,50	5	1	V max	105,3	107,5	0,0	5,3	11,3	13,4	0,0	0,4
70	34,00	5	1	V max	102,6	105,1	0,0	5,4	11,1	13,2	0,0	0,3
71	34,50	4	1	V max	99,9	102,7	0,0	5,6	11,0	13,1	0,0	0,3
72	35,00	4	1	V max	97,2	100,3	0,0	5,7	10,8	12,9	0,0	0,3
73	35,50	4	1	V max	94,6	97,9	0,0	5,8	10,6	12,7	0,0	0,2
74	36,00	4	1	V max	91,9	95,5	0,0	6,0	11,9	14,2	0,0	0,2
75	36,50	3	1	V max	119,7	111,3	0,0	7,6	15,8	17,7	0,0	0,3
76	37,00	3	1	V max	116,2	108,6	0,0	7,7	15,6	17,5	0,0	0,2
77	37,50	3	1	V max	112,6	105,9	0,0	7,8	15,5	17,4	0,0	0,2
78	38,00	3	1	V max	109,1	103,2	0,0	7,9	15,4	17,3	0,0	0,2
79	38,50	3	1	V max	105,6	100,5	0,0	7,9	15,4	17,3	0,0	0,1
80	39,00	3	1	V max	102,1	97,8	0,0	8,0	15,3	17,2	0,0	0,1
81	39,50	3	1	V max	98,6	95,2	0,0	8,0	15,2	17,1	0,0	0,1
82	40,00	3	1	V max	95,1	92,6	0,0	8,2	15,2	17,1	0,0	0,0
83	40,50	3	1	V max	91,6	90,0	0,0	8,0	15,1	17,0	0,0	0,0
84	41,00	3	1	V max	88,1	87,4	0,0	7,8	15,1	17,0	0,0	0,0
85	41,50	3	1	V max	82,0	84,6	0,0	7,6	14,5	16,9	0,0	0,0
86	42,00	3	1	V max	78,7	82,1	0,0	7,4	14,4	16,8	0,0	0,0
87	42,50	3	1	V max	75,3	79,6	0,0	7,3	14,4	16,8	0,0	0,0
88	43,00	3	1	V max	72,0	77,1	0,0	7,1	14,4	16,8	0,0	0,0
89	43,50	3	1	V max	68,7	74,7	0,0	6,9	14,4	16,7	0,0	0,0
90	44,00	3	1	V max	65,4	72,3	0,0	6,7	14,3	16,7	0,0	0,0
91	44,50	7	1	V max	62,1	69,9	0,0	6,6	14,3	16,7	0,0	0,0
92	45,00	7	--	--	59,8	68,0	0,0	6,4	14,6	16,5	0,0	0,0
93	45,50	7	--	--	56,4	65,7	0,0	6,2	14,6	16,4	0,0	0,0
94	46,00	7	--	--	53,1	63,4	0,0	6,0	14,5	16,4	0,0	0,0
95	46,50	7	--	--	49,8	61,2	0,0	5,8	14,5	16,4	0,0	0,0
96	47,00	7	--	--	46,5	59,0	0,0	5,7	14,5	16,4	0,0	0,0
97	47,50	7	--	--	43,2	56,9	0,0	5,5	14,5	16,4	0,0	0,0
98	48,00	7	--	--	39,9	54,9	0,0	5,3	14,5	16,4	0,0	0,0
99	48,50	7	--	--	36,6	52,9	0,0	5,2	14,5	16,4	0,0	0,0
100	49,00	7	--	--	33,3	51,0	0,0	5,0	14,5	16,3	0,0	0,0
101	49,50	7	--	--	30,1	49,2	0,0	4,8	14,5	16,3	0,0	0,0
102	50,00	7	--	--	26,8	47,5	0,0	4,7	14,5	16,3	0,0	0,0
103	50,50	7	--	--	23,6	45,9	0,0	4,5	14,5	16,3	0,0	0,0

Sez. n°	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Comb. N°	Cond.	SLU Resistenza: $\sigma_{id} < \sigma_R = 248,5$				SLU Fatica: $\Delta t < \Delta t_R / (\gamma_m \times \gamma_s) = 59,3$			
					σ_{id} su fibra:				Δt su fibra:			
					B	C	X	Y	B	C	X	Y
104	51,00	7	--	--	26,8	47,5	0,0	4,7	14,5	16,3	0,0	0,0
105	51,50	7	--	--	30,0	49,2	0,0	4,8	14,5	16,3	0,0	0,0
106	52,00	7	--	--	33,3	51,0	0,0	4,9	14,5	16,3	0,0	0,0
107	52,50	7	--	--	36,5	52,8	0,0	5,1	14,5	16,4	0,0	0,0
108	53,00	7	--	--	39,7	54,8	0,0	5,2	14,5	16,4	0,0	0,0
109	53,50	7	--	--	43,0	56,8	0,0	5,3	14,5	16,4	0,0	0,0
110	54,00	7	--	--	46,3	58,8	0,0	5,5	14,5	16,4	0,0	0,0
111	54,50	7	--	--	49,6	61,0	0,0	5,6	14,5	16,4	0,0	0,0
112	55,00	7	--	--	52,8	63,2	0,0	5,8	14,5	16,4	0,0	0,0
113	55,50	7	--	--	56,1	65,4	0,0	5,9	14,6	16,4	0,0	0,0
114	56,00	7	--	--	59,4	67,7	0,0	6,0	14,6	16,5	0,0	0,0
115	56,50	7	1	V min	62,8	70,0	0,0	6,2	14,6	16,5	0,0	0,0
116	57,00	3	1	V min	65,0	72,0	0,0	6,3	14,3	16,7	0,0	0,0
117	57,50	3	1	V min	68,3	74,3	0,0	6,5	14,4	16,7	0,0	0,0
118	58,00	3	1	V min	71,6	76,7	0,0	6,6	14,4	16,8	0,0	0,0
119	58,50	3	1	V min	74,9	79,2	0,0	6,8	14,4	16,8	0,0	0,0
120	59,00	3	1	V min	78,2	81,6	0,0	6,9	14,4	16,8	0,0	0,0
121	59,50	3	1	V min	81,5	84,1	0,0	7,1	14,5	16,9	0,0	0,0
122	60,00	3	1	V min	87,6	86,9	0,0	7,2	15,1	17,0	0,0	0,0
123	60,50	3	1	V min	91,0	89,4	0,0	7,4	15,1	17,0	0,0	0,0
124	61,00	3	1	V min	94,5	92,0	0,0	7,4	15,2	17,1	0,0	0,0
125	61,50	3	1	V min	97,9	94,6	0,0	7,4	15,2	17,1	0,0	0,1
126	62,00	3	1	V min	101,4	97,2	0,0	7,3	15,3	17,2	0,0	0,1
127	62,50	3	1	V min	104,9	99,8	0,0	7,2	15,4	17,3	0,0	0,1
128	63,00	3	1	V min	108,4	102,5	0,0	7,1	15,4	17,3	0,0	0,2
129	63,50	3	1	V min	111,9	105,2	0,0	7,0	15,5	17,4	0,0	0,2
130	64,00	3	1	V min	115,4	107,8	0,0	6,9	15,6	17,5	0,0	0,2
131	64,50	3	1	V min	112,4	117,3	0,0	6,9	14,9	17,8	0,0	0,3
132	65,00	4	1	V min	91,2	94,8	0,0	5,3	11,9	14,2	0,0	0,2
133	65,50	4	1	V min	93,9	97,2	0,0	5,2	10,6	12,7	0,0	0,2
134	66,00	4	1	V min	96,5	99,6	0,0	5,0	10,8	12,9	0,0	0,3
135	66,50	5	1	V min	99,2	102,0	0,0	4,8	11,0	13,1	0,0	0,3
136	67,00	5	1	V min	101,8	104,4	0,0	4,7	11,1	13,2	0,0	0,3
137	67,50	5	1	V min	104,5	106,8	0,0	4,5	11,3	13,4	0,0	0,4
138	68,00	5	1	V min	107,2	109,2	0,0	4,3	11,4	13,6	0,0	0,4
139	68,50	5	1	V min	109,8	111,6	0,0	4,1	11,6	13,7	0,0	0,4
140	69,00	6	1	V min	115,0	117,0	0,0	3,8	12,3	13,8	0,0	0,5
141	69,50	6	1	V min	117,7	119,6	0,0	3,6	12,4	13,9	0,0	0,5
142	70,00	6	1	V min	120,5	122,2	0,0	3,8	12,6	14,1	0,0	0,5
143	70,50	6	1	V min	123,2	124,7	0,0	4,1	12,7	14,2	0,0	0,6
144	71,00	6	1	V min	126,0	127,3	0,0	4,4	12,9	14,4	0,0	0,6
145	71,50	6	1	V min	128,7	129,8	0,0	4,7	13,0	14,5	0,0	0,6
146	71,50	6	1	V max	125,7	127,4	0,0	4,0	10,9	12,1	0,0	0,5
147	72,00	6	1	V max	122,8	124,8	0,0	3,6	10,7	12,0	0,0	0,5
148	72,50	6	1	V max	120,0	122,1	0,0	3,4	10,5	11,8	0,0	0,5
149	73,00	6	1	V max	117,1	119,5	0,0	3,7	10,4	11,6	0,0	0,4
150	73,50	6	1	V max	114,3	116,8	0,0	4,0	10,2	11,4	0,0	0,4
151	74,00	6	1	V max	109,0	111,4	0,0	4,3	9,6	11,4	0,0	0,3
152	74,50	5	1	V max	106,2	108,9	0,0	4,5	9,5	11,3	0,0	0,3
153	75,00	5	1	V max	103,5	106,4	0,0	4,7	9,4	11,2	0,0	0,3
154	75,50	5	1	V max	100,7	103,9	0,0	4,9	9,3	11,1	0,0	0,2

Sez. n°	Ascissa (m)	Sezione Tipo	Comb. N°	Cond.	SLU Resistenza: $\sigma_{id} < \sigma_R = 248,5$				SLU Fatica: $\Delta t < \Delta t_R / (\gamma_m \times \gamma_s) = 59,3$			
					σ_{id} su fibra:				Δt su fibra:			
					B	C	X	Y	B	C	X	Y
155	76,00	5	1	V max	98,0	101,4	0,0	5,1	12,5	14,8	0,0	0,3
156	76,50	4	1	V max	95,3	98,9	0,0	5,2	12,3	14,7	0,0	0,2
157	77,00	4	1	V max	92,5	96,5	0,0	5,4	12,2	14,5	0,0	0,2
158	77,50	4	1	V max	89,8	94,0	0,0	5,5	12,0	14,4	0,0	0,1
159	78,00	4	1	V max	87,1	91,5	0,0	5,6	11,9	14,2	0,0	0,1
160	78,50	3	1	V max	113,1	106,9	0,0	7,2	15,8	17,7	0,0	0,1
161	79,00	3	1	V max	109,6	104,1	0,0	7,3	15,6	17,5	0,0	0,0
162	79,50	3	1	V max	106,0	101,3	0,0	7,1	15,5	17,4	0,0	0,0
163	80,00	3	1	V max	102,4	98,5	0,0	6,9	15,4	17,2	0,0	0,0
164	80,50	3	1	V max	98,8	95,8	0,0	6,7	15,3	17,1	0,0	0,0
165	81,00	3	1	V max	95,2	93,1	0,0	6,5	15,2	17,0	0,0	0,0
166	81,50	3	1	V max	91,6	90,4	0,0	6,3	15,1	16,9	0,0	0,0
167	82,00	3	1	V max	88,1	87,7	0,0	6,1	15,0	16,8	0,0	0,0
168	82,50	3	1	V max	84,5	85,1	0,0	5,9	14,9	16,8	0,0	0,0
169	83,00	3	1	V max	81,0	82,5	0,0	5,7	14,9	16,7	0,0	0,0
170	83,50	3	1	V max	75,0	79,7	0,0	5,5	14,2	16,5	0,0	0,0
171	84,00	3	1	V max	71,6	77,2	0,0	5,3	14,2	16,5	0,0	0,0
172	84,50	3	1	V max	68,2	74,7	0,0	5,1	14,1	16,4	0,0	0,0
173	85,00	3	1	V max	64,8	72,2	0,0	4,9	14,1	16,3	0,0	0,0
174	85,50	2	1	V max	61,4	69,8	0,0	4,7	14,0	16,3	0,0	0,0
175	86,00	2	1	V max	57,9	68,0	0,0	4,5	13,9	16,2	0,0	0,0
176	86,50	2	--	--	54,6	65,6	0,0	4,3	13,9	16,1	0,0	0,0
177	87,00	2	--	--	51,3	63,3	0,0	4,2	13,8	16,0	0,0	0,0
178	87,50	2	--	--	48,0	61,0	0,0	4,3	13,8	16,0	0,0	0,0
179	88,00	2	--	--	44,7	58,8	0,0	4,5	13,7	15,9	0,0	0,0
180	88,50	2	--	--	41,4	56,6	0,0	4,7	13,7	15,9	0,0	0,0
181	89,00	2	--	--	38,1	54,6	0,0	4,8	13,7	15,8	0,0	0,0
182	89,50	2	--	--	34,9	52,6	0,0	5,0	13,6	15,8	0,0	0,0
183	90,00	2	--	--	31,6	50,7	0,0	5,2	13,6	15,7	0,0	0,0
184	90,50	2	--	--	28,4	48,8	0,0	5,4	13,5	15,7	0,0	0,0
185	91,00	2	--	--	27,3	49,1	0,0	5,5	13,5	15,6	0,0	0,0
186	91,50	2	--	--	30,6	51,1	0,0	5,7	13,5	15,6	0,0	0,0
187	92,00	2	--	--	34,0	53,1	0,0	5,9	13,4	15,6	0,0	0,0
188	92,50	2	--	--	37,5	55,2	0,0	6,1	13,4	15,5	0,0	0,0
189	93,00	2	--	--	40,9	57,5	0,0	6,3	13,4	15,6	0,0	0,0
190	93,50	2	--	--	44,3	59,8	0,0	6,5	13,5	15,7	0,0	0,0
191	94,00	2	--	--	47,8	62,2	0,0	6,6	13,6	15,8	0,0	0,0
192	94,50	2	--	--	51,3	64,7	0,0	6,8	13,8	16,0	0,0	0,1
193	95,00	2	--	--	54,8	67,2	0,0	7,0	14,0	16,2	0,0	0,1
194	95,50	2,00	--	--	58,3	69,8	0,0	7,1	14,7	17,0	0,0	0,1
195	96,00	2,00	--	--	61,8	72,5	0,0	7,3	15,4	17,9	0,0	0,1
196	96,50	2,00	--	--	64,7	75,1	0,0	7,5	16,0	18,9	0,0	0,1
197	97,00	1,00	2	V min	68,2	77,8	0,0	7,6	12,4	14,6	0,0	0,1
198	97,50	1,00	2	V min	71,7	80,6	0,0	7,8	13,0	15,3	0,0	0,1
199	98,00	1,00	2	V min	75,3	83,4	0,0	7,9	13,6	16,1	0,0	0,1
200	98,50	1,00	2	V min	78,8	86,3	0,0	8,0	14,2	16,8	0,0	0,1
201	99,00	1,00	2	V min	82,4	89,2	0,0	8,2	14,9	17,6	0,0	0,1
202	99,50	1,00	2	V min	86,0	92,1	0,0	8,3	15,5	18,3	0,0	0,2
203	100,00	1,00	2	V min	96,1	93,1	0,0	8,4	17,5	18,6	0,0	0,2
204	100,50	8,00	2	V min	100,0	96,0	0,0	8,5	18,3	19,4	0,0	0,2
205	101,00	8,00	2	V min	103,9	99,0	0,0	8,6	19,0	20,2	0,0	0,2

Tabella 5.4 - Riepilogo sintetico delle verifiche delle saldature

5.5 Verifiche allo SLU di Fatica

Le verifiche di resistenza a fatica dei componenti degli impalcati metallici prevedono l'individuazione dei dettagli maggiormente sensibili e la loro classificazione in base alle curve S-N. Il coefficiente di sicurezza γ_{Mf} da adottare è funzione della sensibilità del dettaglio e dalla possibilità di effettuare ispezioni e manutenzione (Tabella 5.5).

Criteri di valutazione	Conseguenze moderate (γ_{Mf})	Conseguenze significative (γ_{Mf})
Vita utile a fatica (Safe Life)	1,15	1,35

Tabella 5.5 - Coefficienti parziali γ_{Mf} per i due criteri progettuali

La verifica a fatica è condotta con il metodo “**Unlimited life**” utilizzando il carico di fatica FLM2 in conformità al D.M. 17/01/2018, per i carichi di progetto ed i coefficienti di sicurezza, ed alle indicazioni riportate della Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 Febbraio 2009 n. 617, per le metodologie ed i particolari costruttivi (par. C.4.2.4.1.4.).

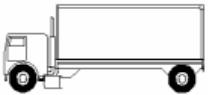


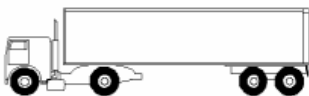

Sagoma del veicolo	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,50	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Figura 5.2 - Modello di carico a fatica LM2

Le verifiche sono condotte per delta di tensione ad ampiezza costante controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$ nel singolo dettaglio, prodotto dagli effetti del carico di fatica, risulti inferiore al limite di fatica ad ampiezza costante ($\Delta\sigma_D$), associato al dettaglio stesso:

$$\gamma_F \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$$

Si adotta il “**Criterio della vita utile**” (**Safe Life**), al quale è associato il coefficiente $\gamma_{Mf} = 1,35$.

Il carico di fatica è applicato secondo le indicazioni contenute nella UNI EN 1991-2, che precisa che i singoli veicoli che compongono il modello FLM2 devono transitare separatamente lungo il viadotto. Il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\max}$ in ogni sezione sarà pari al valore massimo tra i cinque $\Delta\sigma$ dovuti a ciascuno dei veicoli. Ogni veicolo percorre il viadotto, da spalla a spalla, posizionato trasversalmente in asse alla corsia di marcia della sezione stradale.

Particolari di fatica oggetto di verifica

I dettagli sensibili per fatica presenti lungo lo sviluppo dell’opera sono elencati nella tabella seguente:

	Descrizione del Particolare	$\Delta\sigma_c$ (Mpa) 2·10 ⁶ cicli		$\Delta\sigma_D$ (Mpa) 5·10 ⁶ cicli (1)		Size Effect
1	Irrigidimento verticale o montante del traverso in semplice piatto saldato sulle piattabande/fondo	80		59		NO
2	Irrigidimento verticale o montante del traverso con sezione a T saldato sulle piattabande/fondo	56		41,3		NO
3	Contropiastra saldata alla piattabanda inferiore in corrispondenza degli appoggi per compensazione pendenza longitudinale e collegamento apparecchi di appoggio	56		41,3		NO
4	Arco di scarico sull’anima per consentire l’esecuzione della giunzione saldata di testa delle piattabande	71		52,3		NO
5	Saldatura di testa delle piattabande effettuata da entrambi i lati con <u>Tmin > 25 mm</u> Tmin = spessore minimo delle piattabande da unire	Tmin	$\Delta\sigma_c$	Tmin	$\Delta\sigma_d$	SI (2)
		25	112	25	83	
		30	108	30	80	
		35	105	35	77	
		40	102	40	75	
		45	100	45	73	
		50	98	50	72	
		55	96	55	71	
		60	94	60	69	
		65	93	65	68	
		70	91	70	67	
		75	90	75	66	
		80	89	80	65	

1. $\Delta\sigma_D = 0,737 \times \Delta\sigma_c$

2. Per spessori superiori a 25 mm è necessario tener conto dell’effetto dello spessore su $\Delta\sigma_c$ e $\Delta\sigma_D$ secondo la relazione $\Delta\sigma_{rid}(Tmin) = \Delta\sigma_{(25\text{ mm})} \times K_s$; $K_s = (25 / Tmin)^{0,2}$

Nei grafici riassuntivi delle verifiche la curva dei $\Delta\sigma_{R,rid}$ è costruita nel modo seguente:

- lungo lo sviluppo delle travi e laddove sono presenti saldature delle piattabande/fondo eseguite da entrambi i lati è stato considerato il particolare n° 5;
- in corrispondenza della posizione dei diaframmi, l'abbassamento della curva $\Delta\sigma_{R,rid}$ è relativo all'utilizzo il particolare n° 1 ($\Delta\sigma_{R,rid} = 59/1,35 = 43,70$ MPa) per il fondo e il particolare n° 2 ($\Delta\sigma_{R,rid} = 41,3/1,35 = 30,6$ MPa) per le piattabande superiori;
- in corrispondenza delle unioni dei conci in cui è il particolare n.4 ($\Delta\sigma_{R,rid} = 52,3/1,35 = 38,76$ MPa);
- in corrispondenza delle sezioni d'appoggio, in cui è prevista la saldatura al fondo del cassone la piastra di compensazione la variazione della curva $\Delta\sigma_{R,rid}$ è relativa all'adozione del particolare n° 3 ($\Delta\sigma_{R,rid} = 41,3/1,35 = 30,6$ MPa).

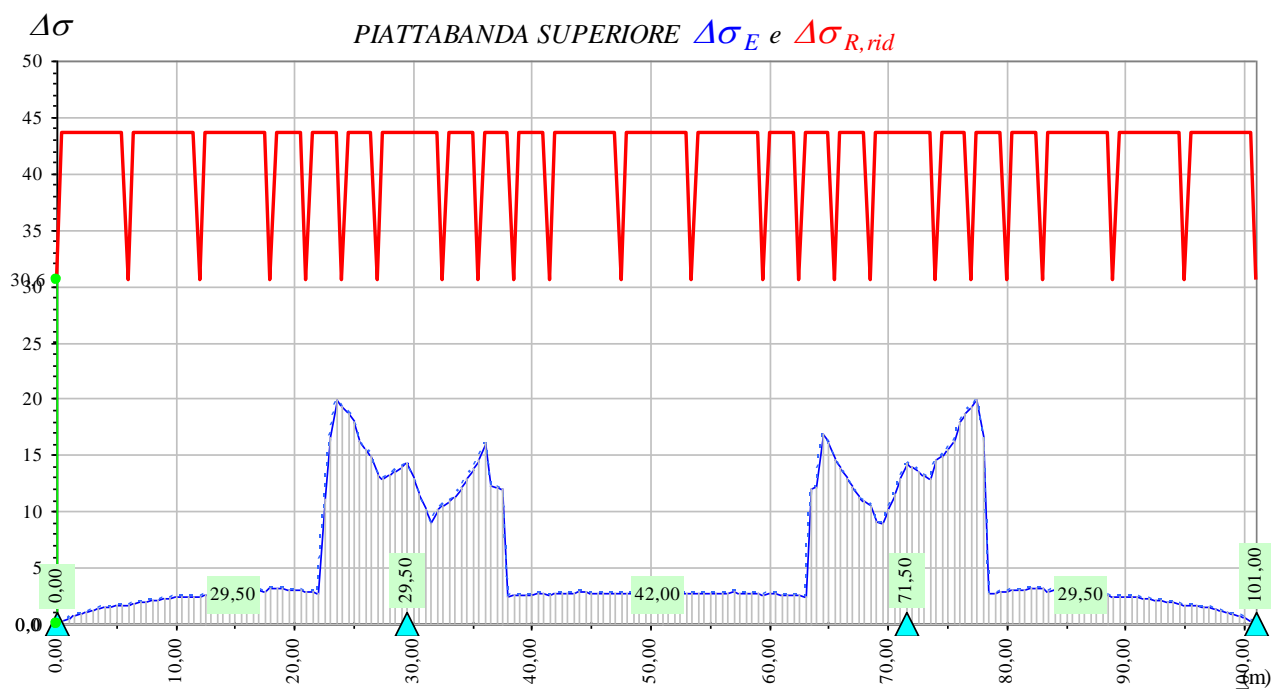


Figura 5.3 – Diagramma dei $\Delta\sigma_E$ di progetto e dei $\Delta\sigma_{R,rid}$ (limiti di verifica) per la piattabanda superiore

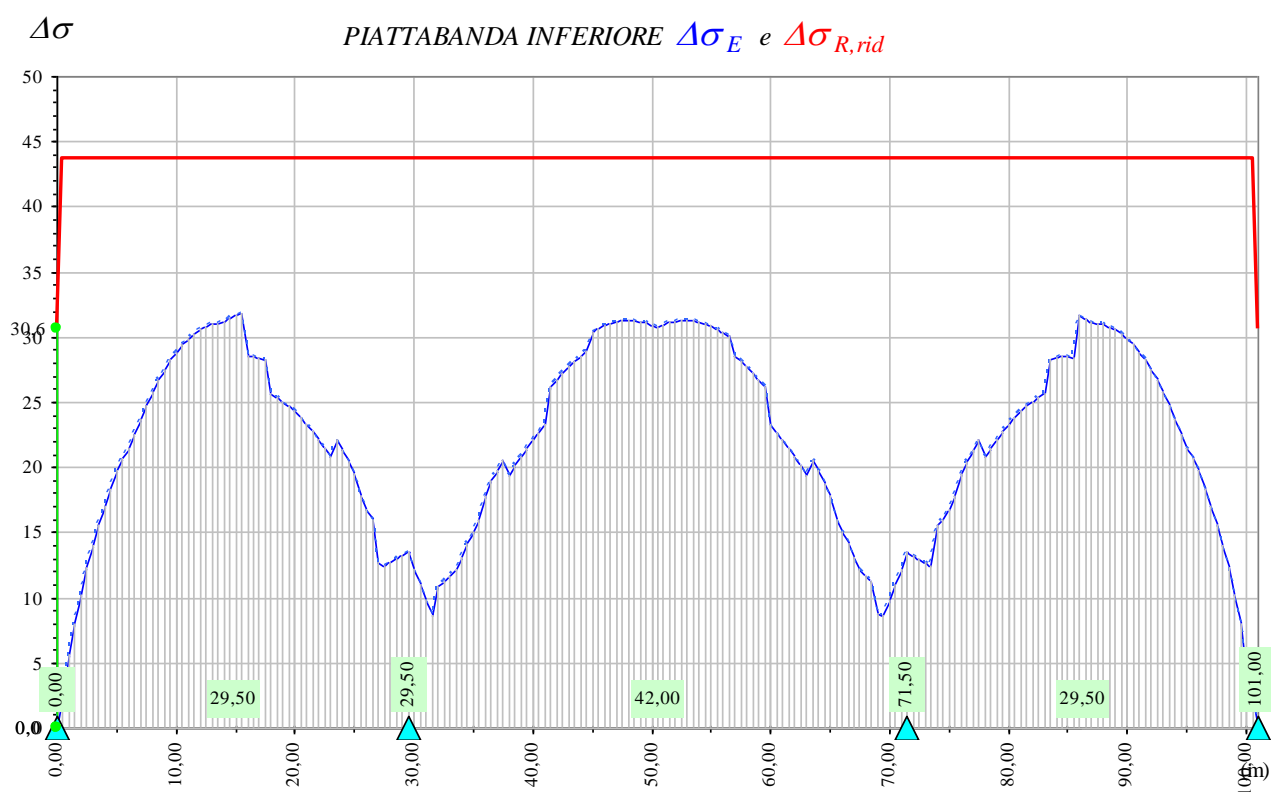


Figura 5.4 – Diagramma dei $\Delta\sigma_E$ di progetto e dei $\Delta\sigma_{R,rid}$ (limiti di verifica) per il fondo del cassone

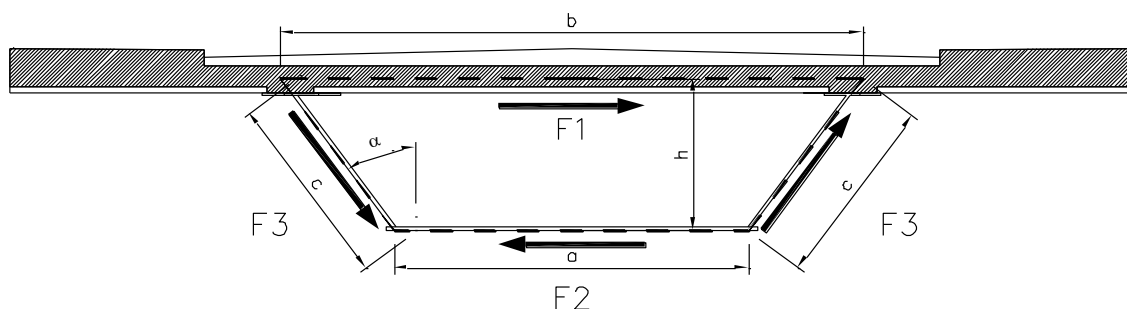


Figura 6.3 – Flusso distorto autoequilibrato

Lunghezza della base superiore del diaframma (1)	a =	6,733 [m]
Lunghezza della base inferiore del diaframma (2)	b =	4,100 [m]
Altezza del cassone	hc =	1,600 [m]
Spessore della soletta	hs =	0,310 [m]
Altezza del diaframma	h =	1,755 [m]
Angolo d'inclinazione dell'anima	α =	36,88 [°]
		0,64 [rad]
Lunghezza delle anime del cassone	cc =	2,00 [m]
Lunghezza delle anime del diaframma (3)	c =	2,19 [m]
Area racchiusa dai lati del cassone	Ω =	9,51 [mq]
Variazione del Momento Torcente	Mt =	3 437,84 [kNm]
Coppia del momento torcente	Q =	510,60 [kNm/m]
Flusso dovuto alla Variazione del Momento	Δv =	180,83 [kN/m]
Forza complessiva agente sul lato (1) (bredit)	P1 =	1 217,50 [kN]
Forza complessiva agente sul lato (2) (bredit)	P2 =	741,38 [kN]
Forza complessiva agente sul lato (3) (bredit)	P3 =	396,71 [kN]
Forza distorcete sulla piattabanda sup. (1)	F1 =	451,46 [kN]
Forza distorcete sulla piattabanda inf. (2)	F2 =	741,38 [kN]
Forza distorcete sulle anime (3)	F3 =	241,57 [kN]

Tabella 6.1 – Dettaglio delle azioni sul telaio corrente

Per la verifica di resistenza è stato utilizzato un modello agli elementi finiti del telaio trasversale definito mediante elementi bidimensionali “shell”, caricato dal sistema di flusso auto-equilibrato distorto. I vincoli esterni (necessari solo per completezza del modello) sono rappresentati da molle elastiche di rigidezza trascurabile, per le quali è verificato che il valore di reazione sia prossimo allo zero. Nelle immagini successive è riportato lo stato di tensione interno al telaio in termini di tensioni ideali di Von Mises. In nessuna parte del telaio si supera il valore della tensione di calcolo f_{yd} .

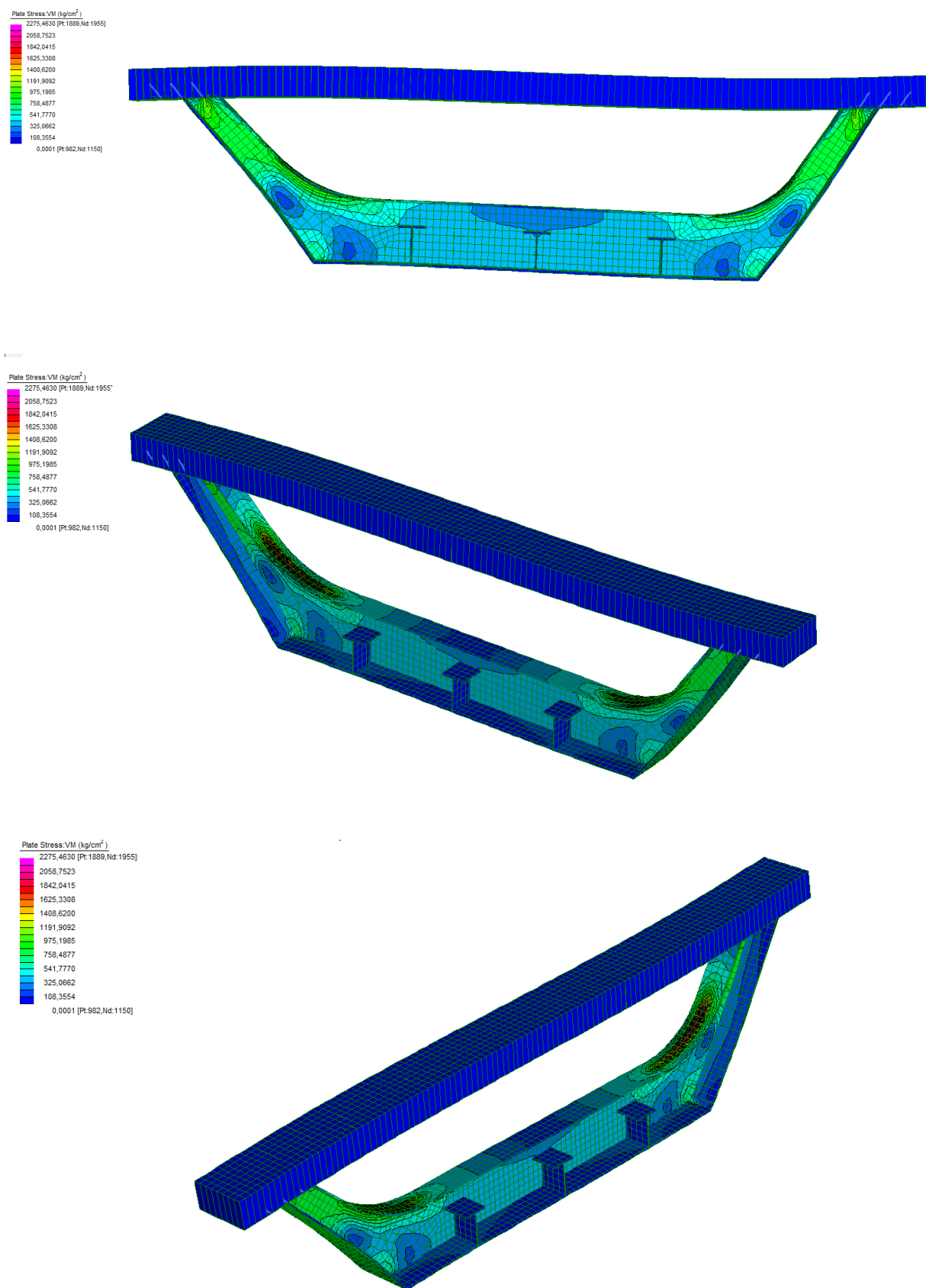


Figura 6.4 - Variazione di torcente tra due telai successivi e flusso di torsione interno

7 Verifiche della soletta in calcestruzzo

7.1 Verifiche delle predalles in fase di auto portanza

Nel presente paragrafo sono riassunte le verifiche di resistenza e deformabilità in fase di auto portanza per le tipologie di predalles significative dell'intero impalcato.

Il getto della soletta dell'impalcato verrà effettuato in due fasi distinte:

- 1^a Fase: getto della zona centrale fra le travi principali e degli sbalzi per un tratto pari a 150 cm a partire dall'asse della trave metallica;
- 2^a Fase: completamento del getto degli sbalzi (da eseguirsi dopo che il calcestruzzo della 1^a fase ha raggiunto la resistenza di 20 MPa).

7.1.1 Verifiche di resistenza e deformabilità - predalle tipo C

Si riportano le verifiche delle sezioni di campata e d'appoggio per le predalles dotate di tralicci HD 12/16/10, H = 20,5 cm, L = 240 cm.

I tralicci di Tipo 1 sono utilizzati per le verifiche a flessione, quelli di Tipo 2 per le verifiche a taglio.

1^a Fase

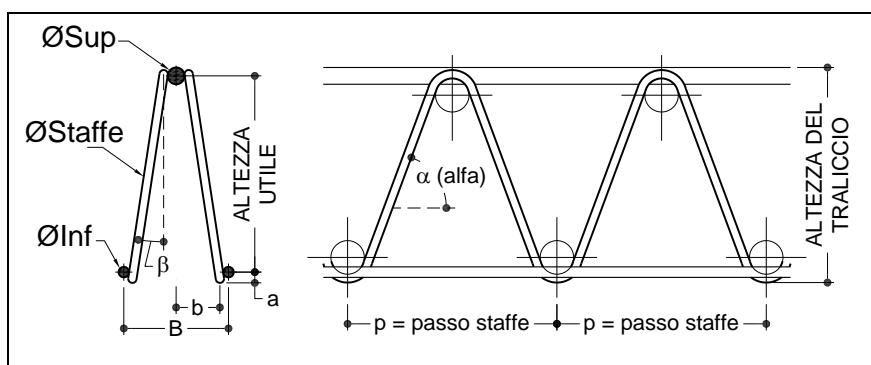
DATI GEOMETRICI

Interasse tra le travi	i =	650 [cm]
Lunghezza dello sbalzo	l =	325 [cm]
Largh. piattabanda superiore SX	b3s =	70 [cm]
Largh. piattabanda superiore DX	b3d =	70 [cm]
Lunghezza della zona di getto da filo piattabanda sullo sbalzo	Lg =	117,5 [cm]
Lungh. di calcolo getto sbalzo	Lcgs =	122,5 [cm]
Lunghezza di calcolo sbalzo	Lcs =	295 [cm]
Luce netta predalle in campata	Ln =	580 [cm]
Distanza fra la linea d'appoggio della predalle e filo piattabanda	=	5 [cm]
Luce di calcolo campata	Lc =	590 [cm]
Distanza di appoggio su piattabanda		5 [cm]

CARATTERISTICHE DEL TRALICCIO

	Tipo 1	Tipo 2
Altezza del traliccio	Ht = 20,5 [cm]	
Øsup	= 16 [mm]	
Øinf	= 12 [mm]	
Østaffe	= 10 [mm]	
n° tralicci/lastra.....	9	6

Parametro a = 4 [mm]
 Altezza utile traliccio H_u = 18,7 [cm]
 Angolo alfa α = 68 (°)
 Angolo beta β = 8 (°)
 Passo delle staffe p = 20 [cm]
 Larghezza base traliccio B = 12 [cm]
 Larghezza b = 4,3 [cm]



ANALISI DEI CARICHI

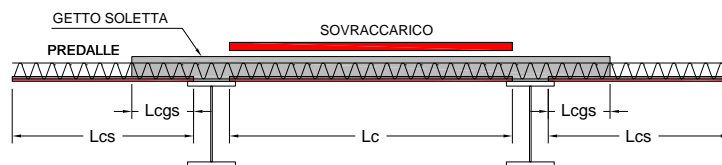
Calcestruzzo R_{ck} = 40 [MPa]
 Tensione di progetto del cls f_{cd} = 18,8 [MPa]
 Acciaio = B450C
 Tensione di progetto acciaio f_{yd} = 391,3 [N/mm²]
 Peso specifico del cls γ_{cls} = 2400 [daN/m³]
 Larghezza della predalle L_p = 240 [cm]
 Spessore della predalle h_p = 7 [cm]
 Spessore getto del cls h_c = 24 [cm]

 Spessore tot = 31 [cm]

	Peso [daN/m ²]	L_p [m]	Carico [daN/m]	coeff combo	tot parz [daN/m]
Peso della soletta W_c =	576 x	2,4 =	1382 x	1,35 =	1866
Peso della predalle W_p =	168 x	2,4 =	403 x	1,35 =	544
Peso delle armature W_a =	100 x	2,4 =	240 x	1,35 =	324
Sovrac. Personale e attrezzature ... W_{acc} =	75 x	2,4 =	180 x	1,5 =	270

 Carico totale = 3004

	[daN/ml]	[m]	[daN]	[daN]
Peso della veletta W_v =	90 x	2,4 =	216 x	1,35 = 292



Il peso proprio della predalle e delle armature sono stati considerati distribuiti per l'intera lunghezza della predalle, compresi gli sbalzi, mentre il carico del getto fluido è considerato agente per l'intera lunghezza della campata centrale e del getto sugli sbalzi, ed i sovraccarichi dovuti a personale e attrezzature distribuiti solamente nella campata centrale.

Il momento flettente nella sezione di mezzeria della campata è pertanto pari al momento dovuto al carico totale, calcolato su uno schema a trave appoggiata, diminuito del contributo del momento negativo dei carichi agenti sugli sbalzi (peso proprio predalle + peso armature + peso getto soletta sugli sbalzi).

Verifica sezione in campata (momento) e sezione in appoggio (taglio)

SOLLECITAZIONI

Momento flettente	M =	7894 [daNm]
Taglio	T =	8862 [daN]
Forza assiale	N =	42214 [daN]
Forza assiale sulle staffe	S =	4826 [daN]

VERIFICA A TRAZIONE CORRENTI INFERIORI

Armature in esercizio inferiori	=	16 Ø 20
Armature in esercizio inferiori	=	2 Ø 14
Area correnti inferiori	Asi =	73,66 [cm ²]
Tensione armature	=	57,3 [N/mm ²] < 391,3 [N/mm ²]

VERIFICA A COMPRESSIONE CORRENTI SUPERIORI

Area correnti superiori	=	18,1 [cm ²]
Coefficiente	β =	0,95
Luce	L =	20 [cm]
Lunghezza libera di inflessione	L0 =	19 [cm]
Raggio d'inerzia	r =	0,4 [cm]
Snellezza	λ =	48
Coefficiente	$1/(\chi)$ =	1,387
Tensione armature	=	323,5 [N/mm ²] < 391,3 [N/mm ²]

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE STAFFE

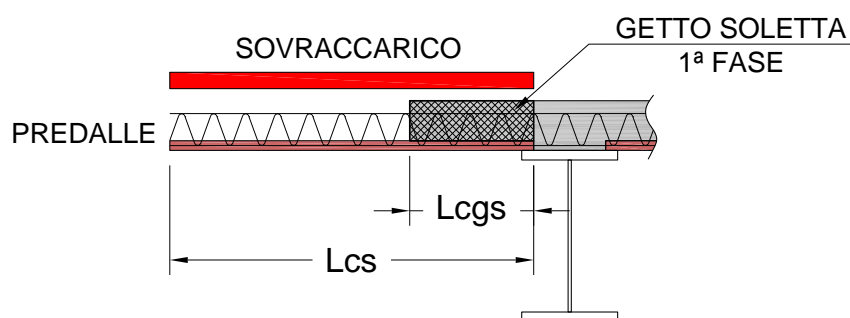
Area di una staffa	Asw =	0,79 [cm ²]
Coefficiente	β =	0,9
Lunghezza di una staffa	Lsw =	21,6 [cm]

Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 19,4$ [cm]
 Raggio d'inerzia $r = 0,25$ [cm]
 Snellezza $\lambda = 78$
 Coefficiente $1/(\chi) = 2,179$
 Tensione armature $= 221,9$ [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

Legenda

- $M = [(W_p + W_a) \times (L_c^2 - 4 \times L_{cs}^2)] / 8 + [W_{acc} \times L_c^2] / 8 + [W_c \times (L_c^2 - 4 \times L_{cgs}^2)] / 8$
- $T = (\text{Carico tot} \times L_c) / 2$
- $N = M / \text{altezza utile del traliccio}$
- $S = T / (2 \times \sin(\alpha) \times \cos(\beta))$, dove S è forza assiale su un braccio delle staffe dei tralicci posizionati sulla predalle
- β il coefficiente che tiene conto delle condizioni di vincolo delle barre nella verifica di stabilità
- $r = \varnothing / 4$ è il raggio d'inerzia delle armature compresse

Verifica dello sbalzo



SOLLECITAZIONI

Momento flettente $M = -7212$ [daNm]
 Taglio $T = 5935$ [daN]
 Forza assiale $N = 38567$ [daN]
 Forza assiale sulle staffe $S = 3232$ [daN]

VERIFICA A TRAZIONE CORRENTI SUPERIORI

Area correnti superiori $A_{si} = 12,06$ [cm²]
 Tensione armature $= 319,8$ [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE ARMATURE AGGIUNTIVE INFERIORI

Armature aggiuntive $\varnothing_{inf} = 20$ [mm]
 n° barre $n = 16$
 Area armature aggiuntive $A_{si} = 50,27$ [cm²]
 Coefficiente beta $\beta = 1$
 Luce $L = 60$ [cm]
 Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 60$ [cm]
 Raggio d'inerzia $r = 0,5$ [cm]
 Snellezza $\lambda = 120$

Coefficiente $1/(\chi) = 4,132$

Tensione armature $= 317 \text{ [N/mm}^2\text{]} < 391,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE STAFFE

Area di una staffa $A_{sw} = 0,79 \text{ [cm}^2\text{]}$

Coefficiente beta $\beta = 0,9$

Lunghezza di una staffa $L_{sw} = 21,6 \text{ [cm]}$

Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 19,4 \text{ [cm]}$

Raggio d'inerzia $r = 0,25 \text{ [cm]}$

Snellezza $\lambda = 78$

Coefficiente $1/(\chi) = 2,179$

Tensione armature $= 148,6 \text{ [N/mm}^2\text{]} < 391,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Legenda

- $M = W_c \times L_{cgs}^2 / 2 + (W_p + W_a + W_{acc}) \times L_{cs}^2 / 2 + W_v \times L_{cs}$

- $T = W_c \times L_{cgs} + (W_p + W_a + W_{acc}) \times L_{cs} + W_v$

- $N = M / \text{altezza utile del traliccio}$

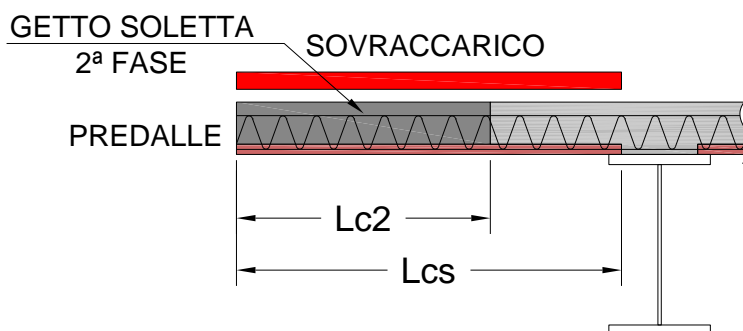
- $S = T / (2 \times \sin(\alpha) \times \cos(\beta))$, dove S è forza assiale su un braccio delle staffe dei tralicci posizionati sulla predalle

- β il coefficiente che tiene conto delle condizioni di vincolo delle barre nella verifica di stabilità

- $r = \emptyset / 4$ è il raggio d'inerzia delle armature compresse

2ª Fase

Verifica dello sbalzo



SOLLECITAZIONI

Momento flettente $M = -4972 \text{ [daNm]}$

Taglio $T = 5474 \text{ [daN]}$

Forza assiale $N = 26588 \text{ [daN]}$

Forza assiale sulle staffe $S = 2981 \text{ [daN]}$

VERIFICA A TRAZIONE CORRENTI SUPERIORI

Area correnti superiori..... $A_{si} = 12,06 \text{ [cm}^2\text{]}$

Tensione armature $= 220,5 \text{ [N/mm}^2\text{]} < 391,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE STAFFE

Area di una staffa $A_{sw} = 0,79$ [cm²]
 Coefficiente beta $\beta = 0,9$
 Lunghezza di una staffa $L_{sw} = 21,6$ [cm]
 Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 19,4$ [cm]
 Raggio d'inerzia $r = 0,25$ [cm]
 Snellezza $\lambda = 78$
 Coefficiente $1/(\chi) = 2,179$
 Tensione armature $= 137$ [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

Legenda

- $M = \text{Carico totale} \times L_c^2 / 2 + W_v \times L_c^2$
- $T = \text{Carico totale} \times L_c + W_v$
- $N = M / \text{altezza utile del traliccio}$
- $S = T / (2 \times \sin(\alpha) \times \cos(\beta))$, dove S è forza assiale su un braccio delle staffe dei tralicci posizionati sulla predalle
- β il coefficiente che tiene conto delle condizioni di vincolo delle barre nella verifica di stabilità
- $r = \emptyset / 4$ è il raggio d'inerzia delle armature compresse

Verifica della freccia massima in campata

La verifica è condotta in conformità al punto C4.1.2.2.2 della Circolare n° 617/C.S.LL.PP secondo il quale la freccia può calcolarsi secondo l'espressione:

$$f = \xi f_{fess} + (1 - \xi) f_{int}$$

dove:

- f_{fess} è la freccia calcolata in condizioni di sezione fessurata;
- f_{int} è la freccia calcolata in condizioni di sezione non fessurata;
- $\xi = 1 - c\beta^2$ con $\beta = M_{cr} / M_{sd}$ [$0 \leq \beta \leq 1$];
- M_{cr} è il momento di prima fessurazione.

Le caratteristiche inerziali per la determinazione della freccia della predalle sono state determinate considerando i seguenti elementi (d è la distanza del centro delle barre d'armatura dalla base della lastra):

	Num.	\emptyset [mm]	d [cm]
Armature superiori traliccio	9	16	22,4
Armature inferiori traliccio	18	12	3,7
Armatura tipo 1	16	20	4,1
Armatura tipo 2	2	14	3,8
Armatura tipo 3	0	0	0
Rete elettrosaldata	12	6	2,8
Spessore predalle in mezzzeria	7	[cm]	

Momento di prima fessurazione = 82,65 [kNm]
 Deformazione massima = 1,21 [cm] = $L_c/488$
 Deformazione limite = 1,48 [cm] = $L_c/400$
 Coefficiente $\beta = M_f/M_{sd}$ = 1,00
 Esito verifica = POSITIVO

Calcolo dei momenti d'inerzia della sezione omogeneizzata all'acciaio					
Momento d'inerzia J della sezione integra	7133,58	cm ⁴	EJ int.	14980,53	[kN x mq]
Momento d'inerzia J della sezione fessurata	4948,66	cm ⁴	EJ fess.	10392,18	[kN x mq]
Elemento	J [cm ⁴]	A [cmq]	dint [cm]	dfess [cm]	pos. [cm]
Predalle	6860	1680	-1,084	4,109	3,5
Armature superiori del traliccio	2,894	18,09	17,816	-14,791	22,4
Armature inferiori del traliccio	1,831	20,35	-0,884	3,909	3,7
Armatura aggiuntiva tipo 1	12,560	50,240	-0,484	3,509	4,1
Armatura aggiuntiva tipo 2	0,376957	3,0772	-0,784	3,809	3,8
Armatura aggiuntiva tipo 3	0	0	-4,584	7,609	0
Rete elettrosaldata	0,076	3,3912	-1,784	4,809	2,8

Modulo elastico dell'acciaio [Es] 210000 [MPa]
 Modulo elastico del calcestruzzo [E_{cm} 10gg] 31986 [MPa]
 Coefficiente d'omogeneizzazione [n] 6,57
 Baricentro sezione fessurata 7,61 [cm]
 Baricentro sezione integra 4,58 [cm]
 Resistenza car. a trazione per flessione [f_{cfk}] 2,60 [MPa]
 Distanza fra correnti sup. e asse predalle [h] 18,9 [cm]
 Momento di prima fessurazione M_{cr} 82,65 [kNm]
 Coefficiente [c] 1
 Momento flettente di progetto [M_{sd} max] 57,60 [kNm]
 Coefficiente [beta] 1,000
 Coefficiente [zeta] 0,00
 Ascissa di calcolo 295 [cm]
 Massimo rapporto P*/l [freccia/luce] 0,00205
 Rapporto luce/freccia 488,21
 Freccia massima 1,208 [cm]
 Rapporto luce/freccia limite 400
 Freccia limite 1,475 [cm]
 Esito verifica POSITIVO

7.1.2 Verifiche di resistenza e deformabilità - predalle tipo B

Si riportano le verifiche delle sezioni di campata e d'appoggio per le predalles dotate di tralicci HD 12/16/10, H = 20,5 cm, L = 180 cm.

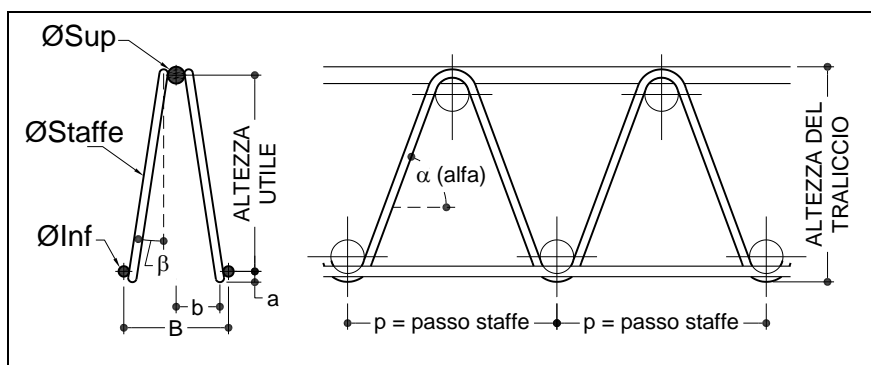
I tralicci di Tipo 1 sono utilizzati per le verifiche a flessione, quelli di Tipo 2 per le verifiche a taglio.

1^a Fase**DATI GEOMETRICI**

Interasse tra le travi $i = 650$ [cm]
 Lunghezza dello sbalzo $l = 325$ [cm]
 Largh. piattabanda superiore SX $b_{3s} = 70$ [cm]
 Largh. piattabanda superiore DX $b_{3d} = 70$ [cm]
 Lunghezza della zona di getto da
 filo piattabanda sullo sbalzo $L_g = 117,5$ [cm]
 Lungh di calcolo getto sbalzo $L_{gs} = 122,5$ [cm]
 Lunghezza di calcolo sbalzo $L_{cs} = 295$ [cm]
 Luce netta predalle in campata $L_n = 580$ [cm]
 Distanza fra la linea d'appoggio
 della predalle e filo piattabanda $= 5$ [cm]
 Luce di calcolo campata $L_c = 590$ [cm]
 Distanza di appoggio su piattabanda $= 5$ [cm]

CARATTERISTICHE DEL TRALICCIO**Tipo 1****Tipo 2**

Altezza del traliccio $H_t = 20,5$ [cm]
 \varnothing_{sup} $= 16$ [mm]
 \varnothing_{inf} $= 12$ [mm]
 \varnothing_{staffe} $= 10$ [mm]
 n° tralicci/lastra $= 7$ 5
 Parametro a $= 4$ [mm]
 Altezza utile traliccio $H_u = 18,7$ [cm]
 Angolo alfa $\alpha = 68$ ($^\circ$)
 Angolo beta $\beta = 8$ ($^\circ$)
 Passo delle staffe $p = 20$ [cm]
 Larghezza base traliccio $B = 12$ [cm]
 Larghezza $b = 4,3$ [cm]

**ANALISI DEI CARICHI**

Calcestruzzo $R_{ck} = 40$ [MPa]
 Tensione di progetto del cls $f_{cd} = 18,8$ [MPa]
 Acciaio $= B450C$
 Tensione di progetto acciaio $f_{yd} = 391,3$ [N/mm²]

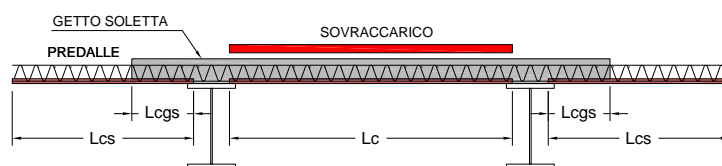
Peso specifico del cls $\gamma_{\text{cls}} = 2400$ [daN/m³]
 Larghezza della predalle $L_p = 180$ [cm]
 Spessore della predalle $h_p = 7$ [cm]
 Spessore getto del cls $h_c = 24$ [cm]

 Spessore tot = 31 [cm]

	Peso [daN/m ²]	L_p [m]	Carico [daN/m]	coeff combo	tot parz [daN/m]
Peso della soletta	$W_c = 576$	$x 1,8$	$= 1037$	$x 1,35$	$= 1400$
Peso della predalle	$W_p = 168$	$x 1,8$	$= 302$	$x 1,35$	$= 408$
Peso delle armature	$W_a = 100$	$x 1,8$	$= 180$	$x 1,35$	$= 243$
Sovrac. Personale e attrezzature ...	$W_{acc} = 75$	$x 1,8$	$= 135$	$x 1,5$	$= 203$

			Carico totale =		2254

	[daN/ml]	[m]	[daN]	[daN]
Peso della veletta	$W_v = 90$	$x 1,8$	$= 162$	$x 1,35 = 219$



Il peso proprio della predalle e delle armature sono stati considerati distribuiti per l'intera lunghezza della predalle, compresi gli sbalzi, mentre il carico del getto fluido è considerato agente per l'intera lunghezza della campata centrale e del getto sugli sbalzi, ed i sovraccarichi dovuti a personale e attrezzature distribuiti solamente nella campata centrale.

Il momento flettente nella sezione di mezzzeria della campata è pertanto pari al momento dovuto al carico totale, calcolato su uno schema a trave appoggiata, diminuito del contributo del momento negativo dei carichi agenti sugli sbalzi (peso proprio predalle + peso armature + peso getto soletta sugli sbalzi).

Verifica sezione in campata (momento) e sezione in appoggio (taglio)

SOLLECITAZIONI

Momento flettente $M = 5925$ [daNm]
 Taglio $T = 6649$ [daN]
 Forza assiale $N = 31684$ [daN]
 Forza assiale sulle staffe $S = 3621$ [daN]

VERIFICA A TRAZIONE CORRENTI INFERIORI

Armature in esercizio inferiori = 9 Ø 20
 Armature in esercizio inferiori = 0 Ø 14
 Area correnti inferiori Asi = 44,13 [cm²]
 Tensione armature = 71,8 [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

VERIFICA A COMPRESSIONE CORRENTI SUPERIORI

Area correnti superiori = 14,07 [cm²]
 Coefficiente β = 0,9
 Luce L = 20 [cm]
 Lunghezza libera di inflessione L₀ = 18 [cm]
 Raggio d'inerzia r = 0,4 [cm]
 Snellezza λ = 45
 Coefficiente $1/(\chi)$ = 1,337
 Tensione armature = 301,1 [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

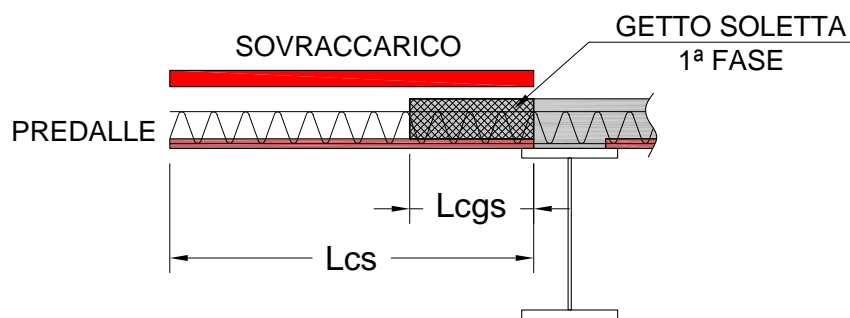
VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE STAFFE

Area di una staffa A_{sw} = 0,79 [cm²]
 Coefficiente β = 0,9
 Lunghezza di una staffa L_{sw} = 21,6 [cm]
 Lunghezza libera di inflessione L₀ = 19,4 [cm]
 Raggio d'inerzia r = 0,25 [cm]
 Snellezza λ = 78
 Coefficiente $1/(\chi)$ = 2,179
 Tensione armature = 199,8 [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

Legenda

- $M = [(W_p + W_a) \times (L_c^2 - 4 \times L_{cs}^2)] / 8 + [W_{acc} \times L_c^2] / 8 + [W_c \times (L_c^2 - 4 \times L_{cgs}^2)] / 8$
- $T = (\text{Carico tot} \times L_c) / 2$
- $N = M / \text{altezza utile del traliccio}$
- $S = T / (2 \times \sin(\alpha) \times \cos(\beta))$, dove S è forza assiale su un braccio delle staffe dei tralicci posizionati sulla predalle
- β il coefficiente che tiene conto delle condizioni di vincolo delle barre nella verifica di stabilità
- $r = \emptyset / 4$ è il raggio d'inerzia delle armature compresse

Verifica dello sbalzo



SOLLECITAZIONI

Momento flettente $M = -5412$ [daNm]
 Taglio $T = 4453$ [daN]
 Forza assiale $N = 28941$ [daN]
 Forza assiale sulle staffe $S = 2425$ [daN]

VERIFICA A TRAZIONE CORRENTI SUPERIORI

Area correnti superiori $A_{si} = 10,05$ [cm²]
 Tensione armature $= 288$ [N/mm²] < $391,3$ [N/mm²]

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE ARMATURE AGGIUNTIVE INFERIORI

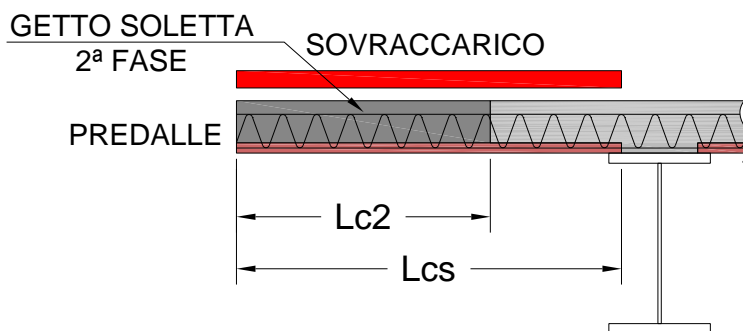
Armature aggiuntive $\varnothing_{inf} = 20$ [mm]
 n° barre $n = 9$
 Area armature aggiuntive $A_{si} = 28,27$ [cm²]
 Coefficiente beta $\beta = 0,9$
 Luce $L = 60$ [cm]
 Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 54$ [cm]
 Raggio d'inerzia $r = 0,5$ [cm]
 Snellezza $\lambda = 108$
 Coefficiente $1/(\chi) = 3,484$
 Tensione armature $= 356,7$ [N/mm²] < $391,3$ [N/mm²]

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE STAFFE

Area di una staffa $A_{sw} = 0,79$ [cm²]
 Coefficiente beta $\beta = 0,9$
 Lunghezza di una staffa $L_{sw} = 21,6$ [cm]
 Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 19,4$ [cm]
 Raggio d'inerzia $r = 0,25$ [cm]
 Snellezza $\lambda = 78$
 Coefficiente $1/(\chi) = 2,179$
 Tensione armature $= 133,8$ [N/mm²] < $391,3$ [N/mm²]

Legenda

- $M = W_c \times L_{cgs}^2 / 2 + (W_p + W_a + W_{acc}) \times L_{cs}^2 / 2 + W_v \times L_{cs}$
- $T = W_c \times L_{cgs} + (W_p + W_a + W_{acc}) \times L_{cs} + W_v$
- $N = M / \text{altezza utile del traliccio}$
- $S = T / (2 \times \sin(\alpha) \times \cos(\beta))$, dove S è forza assiale su un braccio delle staffe dei tralici posizionati sulla predalle
- β il coefficiente che tiene conto delle condizioni di vincolo delle barre nella verifica di stabilità
- $r = \varnothing / 4$ è il raggio d'inerzia delle armature compresse

2ª Fase**Verifica dello sbalzo****SOLLECITAZIONI**

Momento flettente	M = -3731 [daNm]
Taglio	T = 4107 [daN]
Forza assiale	N = 19952 [daN]
Forza assiale sulle staffe	S = 2237 [daN]

VERIFICA A TRAZIONE CORRENTI SUPERIORI

Area correnti superiori.....	Asi = 10,05 [cm²]
Tensione armature	= 198,5 [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE STAFFE

Area di una staffa	Asw = 0,79 [cm²]
Coefficiente beta	β = 0,9
Lunghezza di una staffa	Lsw = 21,6 [cm]
Lunghezza libera di inflessione	L0 = 19,4 [cm]
Raggio d'inerzia	r = 0,25 [cm]
Snellezza	λ = 78
Coefficiente	1/(χ) = 2,179
Tensione armature	= 123,4 [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

Legenda

- $M = \text{Carico totale} \times Lc^2 / 2 + Wv \times Lc2$
- $T = \text{Carico totale} \times Lc + Wv$
- $N = M / \text{altezza utile del traliccio}$
- $S = T / (2 \times \sin(\alpha) \times \cos(\beta))$, dove S è forza assiale su un braccio delle staffe dei tralicci posizionati sulla predalle
- β il coefficiente che tiene conto delle condizioni di vincolo delle barre nella verifica di stabilità
- $r = \emptyset / 4$ è il raggio d'inerzia delle armature compresse

Verifica della freccia massima in campata

La verifica è condotta in conformità al punto C4.1.2.2.2 della Circolare n° 617/C.S.LL.PP secondo il quale la freccia può calcolarsi secondo l'espressione:

$$f = \xi f_{fess} + (1 - \xi) f_{int}$$

dove:

- f_{fess} è la freccia calcolata in condizioni di sezione fessurata;
- f_{int} è la freccia calcolata in condizioni di sezione non fessurata;
- $\xi = 1 - c\beta^2$ con $\beta = M_{cr} / M_{sd}$ [$0 \leq \beta \leq 1$];
- M_{cr} è il momento di prima fessurazione.

Le caratteristiche inerziali per la determinazione della freccia della predalle sono state determinate considerando i seguenti elementi (d è la distanza del centro delle barre d'armatura dalla base della lastra):

	Num.	Ø	d
		[mm]	[cm]
Armature superiori traliccio	= 7	16	22,4
Armature inferiori traliccio	= 14	12	3,7
Armatura tipo 1	= 9	20	4,1
Armatura tipo 2	= 0	14	3,8
Armatura tipo 3	= 0	0	0
Rete elettrosaldata	= 12	6	2,8
Spessore predalle in mezzera	= 7	[cm]	
Momento di prima fessurazione	= 61,99	[kNm]	
Deformazione massima	= 1,18	[cm]	= Lc/502
Deformazione limite	= 1,48	[cm]	= Lc/400
Coefficiente	$\beta = M_f / M_{sd} = 1,00$		
Esito verifica	=	POSITIVO	

Calcolo dei momenti d'inerzia della sezione omogeneizzata all'acciaio					
Momento d'inerzia J della sezione integra	5503,08	cm ⁴	EJ int.	11556,46	[kN x mq]
Momento d'inerzia J della sezione fessurata	3640,01	cm ⁴	EJ fess.	7644,02	[kN x mq]
Elemento	J [cm ⁴]	A [cmq]	dint [cm]	dfess [cm]	pos. [cm]
Predalle	5145	1260	-1,144	4,918	3,5
Armature superiori del traliccio	2,251	14,07	17,756	-13,982	22,4
Armature inferiori del traliccio	1,424	15,83	-0,944	4,718	3,7
Armatura aggiuntiva tipo 1	7,065	28,260	-0,544	4,318	4,1
Armatura aggiuntiva tipo 2	0	0	-0,844	4,618	3,8
Armatura aggiuntiva tipo 3	0	0	-4,644	8,418	0
Rete elettrosaldata	0,076	3,3912	-1,844	5,618	2,8

Modulo elastico dell'acciaio [Es]	210000	[MPa]
Modulo elastico del calcestruzzo [Ecm 10gg]	31986	[MPa]

Coefficiente d'omogeneizzazione [n]	6,57
Baricentro sezione fessurata	8,42 [cm]
Baricentro sezione integra	4,64 [cm]
Resistenza car. a trazione per flessione [fcfk]	2,60 [MPa]
Distanza fra correnti sup. e asse predalle [h]	18,9 [cm]
Momento di prima fessurazione M _{cr}	61,99 [kNm]
Coefficiente [c]	1
Momento flettente di progetto [M _{sd max}]	43,21 [kNm]
Coefficiente [beta]	1,000
Coefficiente [zeta]	0,00
Ascissa di calcolo	295 [cm]
Massimo rapporto P*/l [freccia/luce]	0,00199
Rapporto luce/freccia	502,06
Freccia massima	1,175 [cm]
Rapporto luce/freccia limite	400
Freccia limite	1,475 [cm]
Esito verifica	POSITIVO

7.1.3 Verifiche di resistenza e deformabilità - predalle tipo A

Si riportano le verifiche delle sezioni di campata e d'appoggio per le predalles dotate di tralicci HD 12/16/10, H = 20,5 cm, L = 155 cm.

I tralicci di Tipo 1 sono utilizzati per le verifiche a flessione, quelli di Tipo 2 per le verifiche a taglio.

1ª Fase

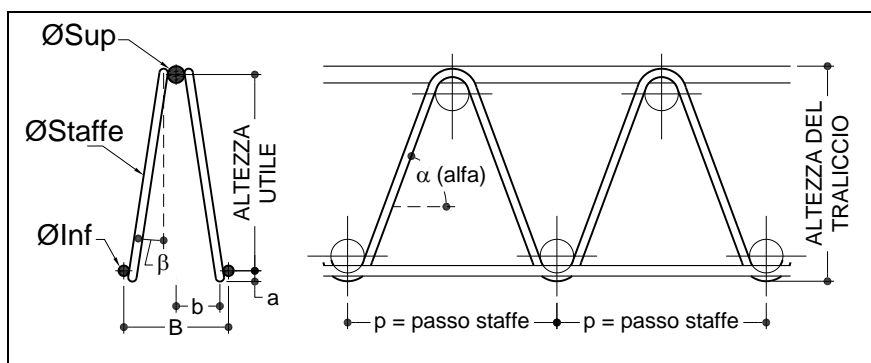
DATI GEOMETRICI

Interasse tra le travi	i =	650 [cm]
Lunghezza dello sbalzo	l =	325 [cm]
Largh. piattabanda superiore SX	b _{3s} =	70 [cm]
Largh. piattabanda superiore DX	b _{3d} =	70 [cm]
Lunghezza della zona di getto da filo piattabanda sullo sbalzo	L _g =	117,5 [cm]
Lungh. di calcolo getto sbalzo	L _{gcs} =	122,5 [cm]
Lunghezza di calcolo sbalzo	L _{cs} =	295 [cm]
Luce netta predalle in campata	L _n =	580 [cm]
Distanza fra la linea d'appoggio della predalle e filo piattabanda	=	5 [cm]
Luce di calcolo campata	L _c =	590 [cm]
Distanza di appoggio su piattabanda		5 [cm]

CARATTERISTICHE DEL TRALICCIO

	Tipo 1	Tipo 2
Altezza del traliccio	H _t =	20,5 [cm]
Ø _{sup}	=	16 [mm]
Ø _{inf}	=	12 [mm]
Østaffe	=	10 [mm]

n° tralicci/lastra..... = 7 5
 Parametro a = 4 [mm]
 Altezza utile traliccio H_u = 18,7 [cm]
 Angolo alfa α = 68 (°)
 Angolo beta β = 8 (°)
 Passo delle staffe p = 20 [cm]
 Larghezza base traliccio B = 12 [cm]
 Larghezza b = 4,3 [cm]



ANALISI DEI CARICHI

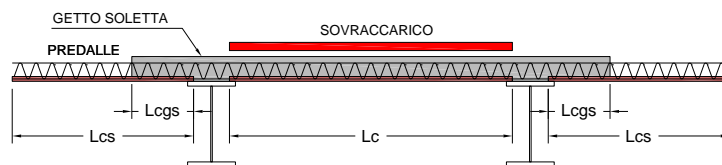
Calcestruzzo R_{ck} = 40 [MPa]
 Tensione di progetto del cls f_{cd} = 18,8 [MPa]
 Acciaio = B450C
 Tensione di progetto acciaio f_{yd} = 391,3 [N/mm²]
 Peso specifico del cls γ_{cls} = 2400 [daN/m³]
 Larghezza della predalle L_p = 155 [cm]
 Spessore della predalle h_p = 7 [cm]
 Spessore getto del cls h_c = 24 [cm]

 Spessore tot = 31 [cm]

	Peso [daN/m ²]	L_p [m]	Carico [daN/m]	coeff combo	tot parz [daN/m]
Peso della soletta	$W_c = 576 \times 1,55 =$		$893 \times 1,35 =$		1206
Peso della predalle	$W_p = 168 \times 1,55 =$		$260 \times 1,35 =$		351
Peso delle armature	$W_a = 100 \times 1,55 =$		$155 \times 1,35 =$		209
Sovrac. Personale e attrezzature ...	$W_{acc} = 75 \times 1,55 =$		$116 \times 1,5 =$		174

 Carico totale = 1940

	[daN/ml]	[m]	[daN]	[daN]
Peso della veletta	$W_v = 90 \times 1,55 =$		$140 \times 1,35 =$	189



Il peso proprio della predalle e delle armature sono stati considerati distribuiti per l'intera lunghezza della predalle, compresi gli sbalzi, mentre il carico del getto fluido è considerato agente per l'intera lunghezza della campata centrale e del getto sugli sbalzi, ed i sovraccarichi dovuti a personale e attrezzature distribuiti solamente nella campata centrale.

Il momento flettente nella sezione di mezzeria della campata è pertanto pari al momento dovuto al carico totale, calcolato su uno schema a trave appoggiata, diminuito del contributo del momento negativo dei carichi agenti sugli sbalzi (peso proprio predalle + peso armature + peso getto soletta sugli sbalzi).

Verifica sezione in campata (momento) e sezione in appoggio (taglio)

SOLLECITAZIONI

Momento flettente	M =	5100 [daNm]
Taglio	T =	5723 [daN]
Forza assiale	N =	27273 [daN]
Forza assiale sulle staffe	S =	3117 [daN]

VERIFICA A TRAZIONE CORRENTI INFERIORI

Armature in esercizio inferiori	=	7 Ø 20
Armature in esercizio inferiori	=	0 Ø 14
Area correnti inferiori	Asi =	37,83 [cm ²]
Tensione armature	=	72,1 [N/mm ²] < 391,3 [N/mm ²]

VERIFICA A COMPRESSIONE CORRENTI SUPERIORI

Area correnti superiori	=	14,07 [cm ²]
Coefficiente	β =	0,9
Luce	L =	20 [cm]
Lunghezza libera di inflessione	L0 =	18 [cm]
Raggio d'inerzia	r =	0,4 [cm]
Snellezza	λ =	45
Coefficiente	$1/(\chi)$ =	1,337
Tensione armature	=	259,2 [N/mm ²] < 391,3 [N/mm ²]

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE STAFFE

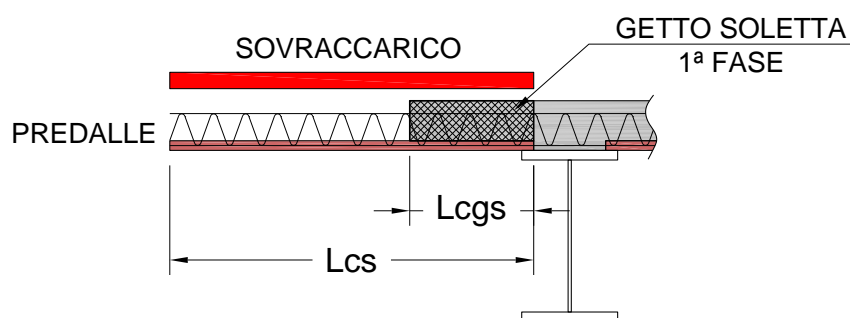
Area di una staffa	Asw =	0,79 [cm ²]
Coefficiente	β =	0,9
Lunghezza di una staffa	Lsw =	21,6 [cm]

Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 19,4$ [cm]
 Raggio d'inerzia $r = 0,25$ [cm]
 Snellezza $\lambda = 78$
 Coefficiente $1/(\chi) = 2,179$
 Tensione armature $= 171,9$ [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

Legenda

- $M = [(W_p + W_a) \times (L_c^2 - 4 \times L_{cs}^2)] / 8 + [W_{acc} \times L_c^2] / 8 + [W_c \times (L_c^2 - 4 \times L_{cgs}^2)] / 8$
- $T = (\text{Carico tot} \times L_c) / 2$
- $N = M / \text{altezza utile del traliccio}$
- $S = T / (2 \times \sin(\alpha) \times \cos(\beta))$, dove S è forza assiale su un braccio delle staffe dei tralicci posizionati sulla predalle
- β il coefficiente che tiene conto delle condizioni di vincolo delle barre nella verifica di stabilità
- $r = \varnothing / 4$ è il raggio d'inerzia delle armature compresse

Verifica dello sbalzo



SOLLECITAZIONI

Momento flettente $M = -4654$ [daNm]
 Taglio $T = 3831$ [daN]
 Forza assiale $N = 24888$ [daN]
 Forza assiale sulle staffe $S = 2086$ [daN]

VERIFICA A TRAZIONE CORRENTI SUPERIORI

Area correnti superiori $A_{si} = 10,05$ [cm²]
 Tensione armature $= 247,6$ [N/mm²] < 391,3 [N/mm²]

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE ARMATURE AGGIUNTIVE INFERIORI

Armature aggiuntive $\varnothing_{inf} = 20$ [mm]
 n° barre $n = 7$
 Area armature aggiuntive $A_{si} = 21,99$ [cm²]
 Coefficiente beta $\beta = 0,85$
 Luce $L = 60$ [cm]
 Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 51$ [cm]
 Raggio d'inerzia $r = 0,5$ [cm]
 Snellezza $\lambda = 102$

Coefficiente $1/(\chi) = 3,195$

Tensione armature $= 361,6 \text{ [N/mm}^2\text{]} < 391,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE STAFFE

Area di una staffa $A_{sw} = 0,79 \text{ [cm}^2\text{]}$

Coefficiente beta $\beta = 0,9$

Lunghezza di una staffa $L_{sw} = 21,6 \text{ [cm]}$

Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 19,4 \text{ [cm]}$

Raggio d'inerzia $r = 0,25 \text{ [cm]}$

Snellezza $\lambda = 78$

Coefficiente $1/(\chi) = 2,179$

Tensione armature $= 115,1 \text{ [N/mm}^2\text{]} < 391,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Legenda

- $M = W_c \times L_{cgs}^2 / 2 + (W_p + W_a + W_{acc}) \times L_{cs}^2 / 2 + W_v \times L_{cs}$

- $T = W_c \times L_{cgs} + (W_p + W_a + W_{acc}) \times L_{cs} + W_v$

- $N = M / \text{altezza utile del traliccio}$

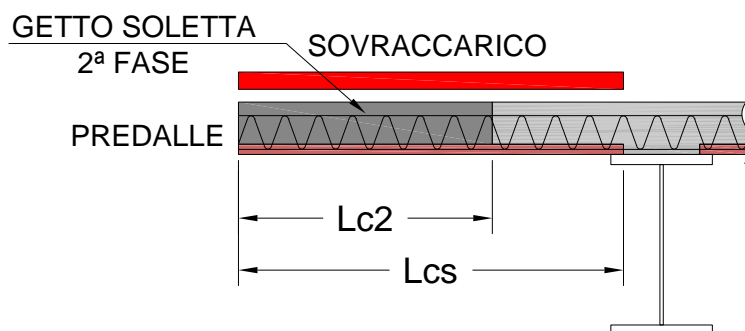
- $S = T / (2 \times \sin(\alpha) \times \cos(\beta))$, dove S è forza assiale su un braccio delle staffe dei tralicci posizionati sulla predalle

- β il coefficiente che tiene conto delle condizioni di vincolo delle barre nella verifica di stabilità

- $r = \varnothing / 4$ è il raggio d'inerzia delle armature compresse

2ª Fase

Verifica dello sbalzo



SOLLECITAZIONI

Momento flettente $M = -3212 \text{ [daNm]}$

Taglio $T = 3536 \text{ [daN]}$

Forza assiale $N = 17176 \text{ [daN]}$

Forza assiale sulle staffe $S = 1926 \text{ [daN]}$

VERIFICA A TRAZIONE CORRENTI SUPERIORI

Area correnti superiori..... $A_{si} = 10,05 \text{ [cm}^2\text{]}$

Tensione armature $= 170,9 \text{ [N/mm}^2\text{]} < 391,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE STAFFE

Area di una staffa $A_{sw} = 0,79 \text{ [cm}^2\text{]}$
 Coefficiente beta $\beta = 0,9$
 Lunghezza di una staffa $L_{sw} = 21,6 \text{ [cm]}$
 Lunghezza libera di inflessione $L_0 = 19,4 \text{ [cm]}$
 Raggio d'inerzia $r = 0,25 \text{ [cm]}$
 Snellezza $\lambda = 78$
 Coefficiente $1/(\chi) = 2,179$
 Tensione armature $= 106,2 \text{ [N/mm}^2\text{]} < 391,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Legenda

- $M = \text{Carico totale} \times L_c^2 / 2 + W_v \times L_c^2$
- $T = \text{Carico totale} \times L_c + W_v$
- $N = M / \text{altezza utile del traliccio}$
- $S = T / (2 \times \sin(\alpha) \times \cos(\beta))$, dove S è forza assiale su un braccio delle staffe dei tralicci posizionati sulla predalle
- β il coefficiente che tiene conto delle condizioni di vincolo delle barre nella verifica di stabilità
- $r = \emptyset / 4$ è il raggio d'inerzia delle armature compresse

Verifica della freccia massima in campata

La verifica è condotta in conformità al punto C4.1.2.2.2 della Circolare n° 617/C.S.LL.PP secondo il quale la freccia può calcolarsi secondo l'espressione:

$$f = \xi f_{fess} + (1 - \xi) f_{int}$$

dove:

- f_{fess} è la freccia calcolata in condizioni di sezione fessurata;
- f_{int} è la freccia calcolata in condizioni di sezione non fessurata;
- $\xi = 1 - c\beta^2$ con $\beta = M_{cr} / M_{sd}$ [$0 \leq \beta \leq 1$];
- M_{cr} è il momento di prima fessurazione.

Le caratteristiche inerziali per la determinazione della freccia della predalle sono state determinate considerando i seguenti elementi (d è la distanza del centro delle barre d'armatura dalla base della lastra):

	Num.	\emptyset [mm]	d [cm]
Armature superiori traliccio	7	16	22,4
Armature inferiori traliccio	14	12	3,7
Armatura tipo 1	7	20	4,1
Armatura tipo 2	0	14	3,8
Armatura tipo 3	0	0	0
Rete elettrosaldata	12	6	2,8

Spessore predalle in mezzzeria = 7 [cm]

Momento di prima fessurazione = 53,38 [kNm]

Deformazione massima = 1,04 [cm] = $L_c/567$

Deformazione limite = 1,48 [cm] = $L_c/400$

Coefficiente $\beta = M_f/M_{sd} = 1,00$

Esito verifica = POSITIVO

Calcolo dei momenti d'inerzia della sezione omogeneizzata all'acciaio					
Momento d'inerzia J della sezione integra	5350,65	cm ⁴	EJ int.	11236,37	[kN x mq]
Momento d'inerzia J della sezione fessurata	3507,17	cm ⁴	EJ fess.	7365,07	[kN x mq]
Elemento	J [cm ⁴]	A [cmq]	dint [cm]	dfess [cm]	pos. [cm]
Predalle	4430,41667	1085	-1,300	5,441	3,5
Armature superiori del traliccio	2,251	14,07	17,600	-13,459	22,4
Armature inferiori del traliccio	1,424	15,83	-1,100	5,241	3,7
Armatura aggiuntiva tipo 1	5,495	21,980	-0,700	4,841	4,1
Armatura aggiuntiva tipo 2	0	0	-1,000	5,141	3,8
Armatura aggiuntiva tipo 3	0	0	-4,800	8,941	0
Rete elettrosaldata	0,076	3,3912	-2,000	6,141	2,8

Modulo elastico dell'acciaio [Es] 210000 [MPa]

Modulo elastico del calcestruzzo [Ecm 10gg] 31986 [MPa]

Coefficiente d'omogeneizzazione [n] 6,57

Baricentro sezione fessurata 8,94 [cm]

Baricentro sezione integra 4,80 [cm]

Resistenza car. a trazione per flessione [fcfk] 2,60 [MPa]

Distanza fra correnti sup. e asse predalle [h] 18,9 [cm]

Momento di prima fessurazione M_{cr} 53,38 [kNm]

Coefficiente [c] 1

Momento flettente di progetto [M_{sd max}] 37,21 [kNm]

Coefficiente [beta] 1,000

Coefficiente [zeta] 0,00

Ascissa di calcolo 295 [cm]

Massimo rapporto P*/l [freccia/luce] 0,00176

Rapporto luce/freccia 566,76

Freccia massima 1,041 [cm]

Rapporto luce/freccia limite 400

Freccia limite 1,475 [cm]

Esito verifica POSITIVO

7.2 Verifiche di resistenza della soletta in esercizio

Le verifiche di resistenza della soletta sono state condotte in base alle sollecitazioni determinate con un modello agli elementi finiti che la schematizza come un grigliato di aste ad altezza variabile con interasse trasversale 0,50 m e longitudinale di 0,40 m appoggiato in corrispondenza degli assi delle piattabande superiori della carpenteria metallica del cassone.

I carichi permanenti considerati sono i seguenti:

- peso proprio della soletta²..... $25 \times 0,31 = 7,75 \text{ kNm}^{-2}$
- peso della pavimentazione stradale $20 \times 0,15 = 3,45 \text{ kNm}^{-2}$
- peso marciapiede e cordolo..... $25 \times 0,18 = 4,50 \text{ kNm}^{-2}$
- peso di ciascuna barriera tipo bordo ponte..... = $1,00 \text{ kNm}^{-1}$
- peso di ciascun parapetto = $0,50 \text{ kNm}^{-1}$
- peso di ciascuna veletta = $0,75 \text{ kNm}^{-1}$
- peso di ciascuna tubazione per lo smaltimento delle acque..... = $2,00 \text{ kNm}^{-1}$

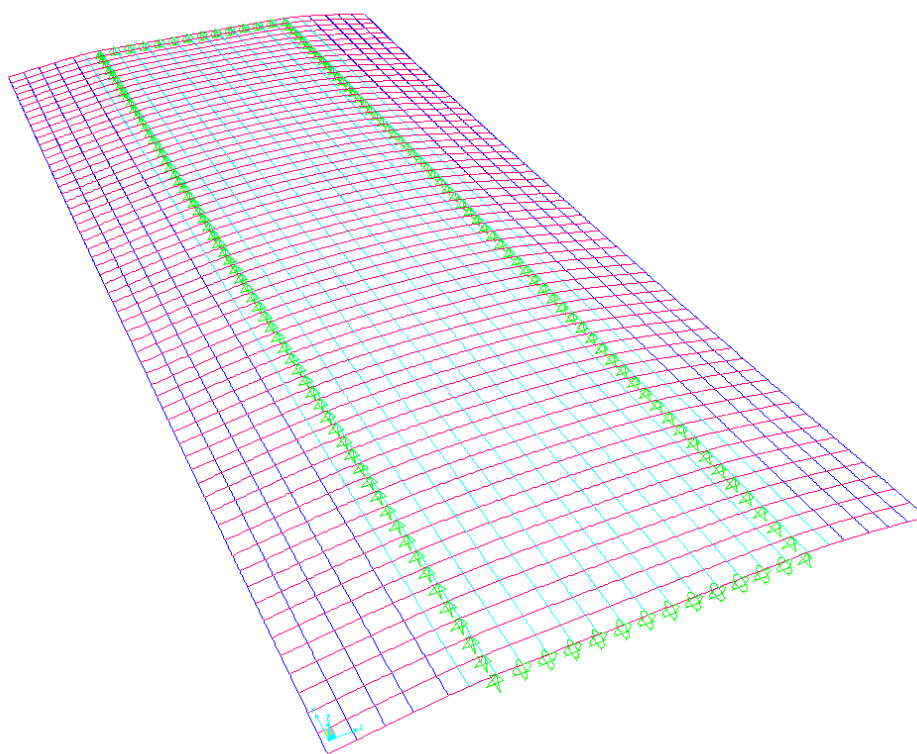


Figura 7.1 – Vista del modello agli elementi finiti deformato per il peso della soletta

I carichi mobili considerati sono quelli relativi allo schema di carico 1 (Q_{1k} e q_{1k}) e allo schema di carico 5 (q_{fk}), ovvero il carico della folla sul marciapiede.

Le sollecitazioni sono state determinate per le seguenti disposizioni longitudinali dei carichi tandem:

- carichi disposti nella generica sezione corrente dell'impalcato;
- carichi disposti in prossimità della testata dell'impalcato.

² E' riportato il peso medio della soletta in funzione dello spessore medio. Nel modello di calcolo in maniera più rigorosa il peso della soletta è stato valutato in base alla sua geometria effettiva.

Per ognuna di tali disposizioni i carichi sono stati disposti trasversalmente sull'impalcato in modo da massimizzare le sollecitazioni sulla soletta secondo le seguenti configurazioni, esposte nelle figure 7.2, 7.3 e 7.4:

- configurazione S con carico mobile sullo sbalzo (S);
- configurazioni C1 e C2 con carico mobile in campata (C).

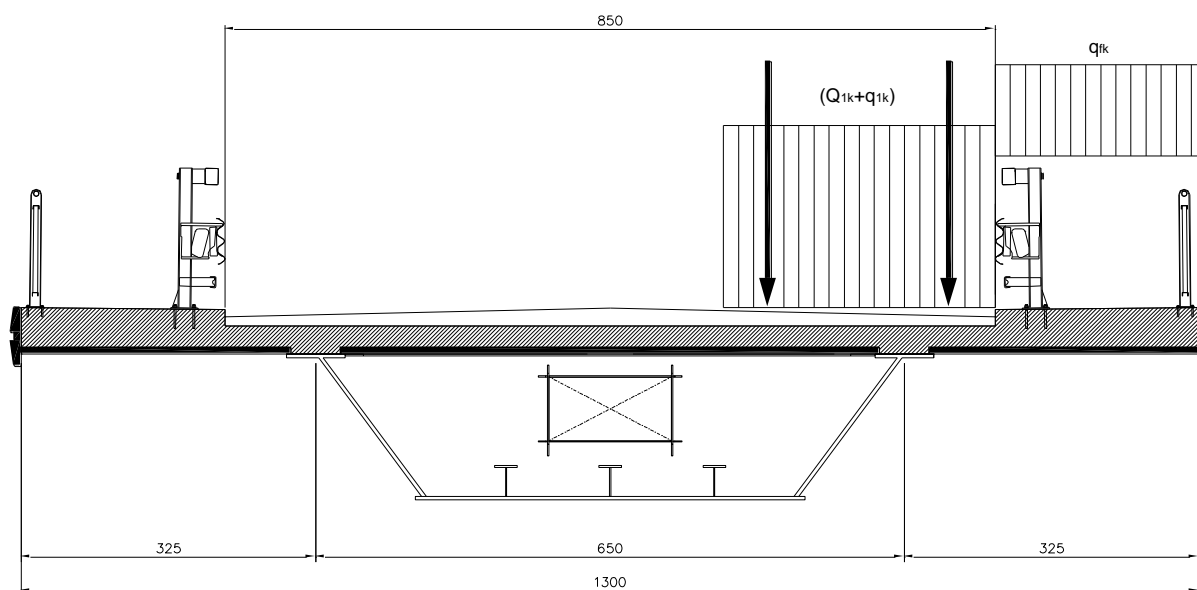


Figura 7.2 – Disposizione trasversale dei carichi mobili per la configurazione S

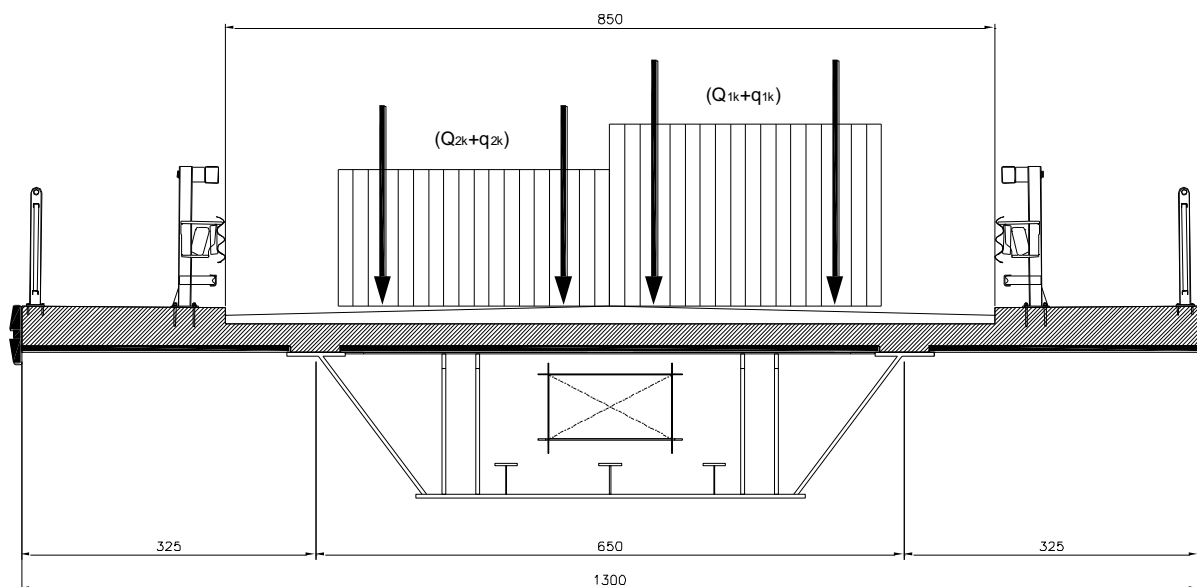


Figura 7.3 - Disposizione trasversale dei carichi mobili per la configurazione C1

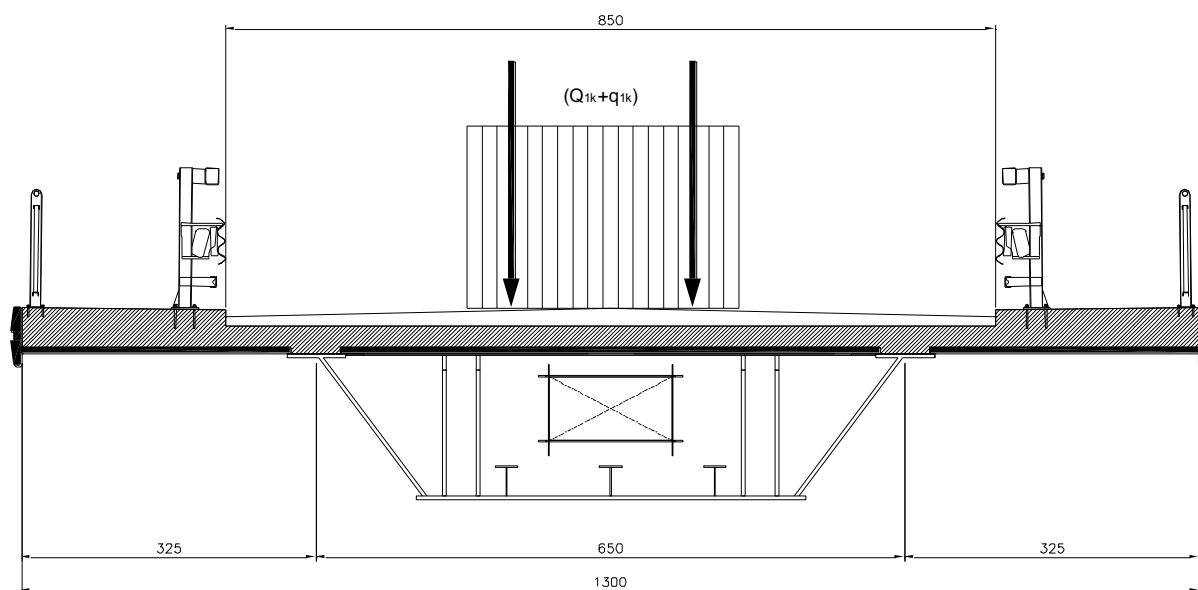


Figura 7.4 - Disposizione trasversale dei carichi mobili per la configurazione C2

Per la realizzazione della soletta è previsto l'utilizzo di calcestruzzo di classe C35/45 e acciaio tipo B450C.

Le sollecitazioni di progetto sono state ottenute combinando le tre diverse configurazioni dei carichi mobili con i carichi permanenti secondo la seguente espressione:

$$\text{SLU} \quad F_d = 1,35 (g_1 + g_2) + 1,35 q_1$$

Le verifiche di resistenza sono state eseguite considerando le sollecitazioni derivanti dall'involuppo delle tre combinazioni precedenti, espone in Figura 7.5.

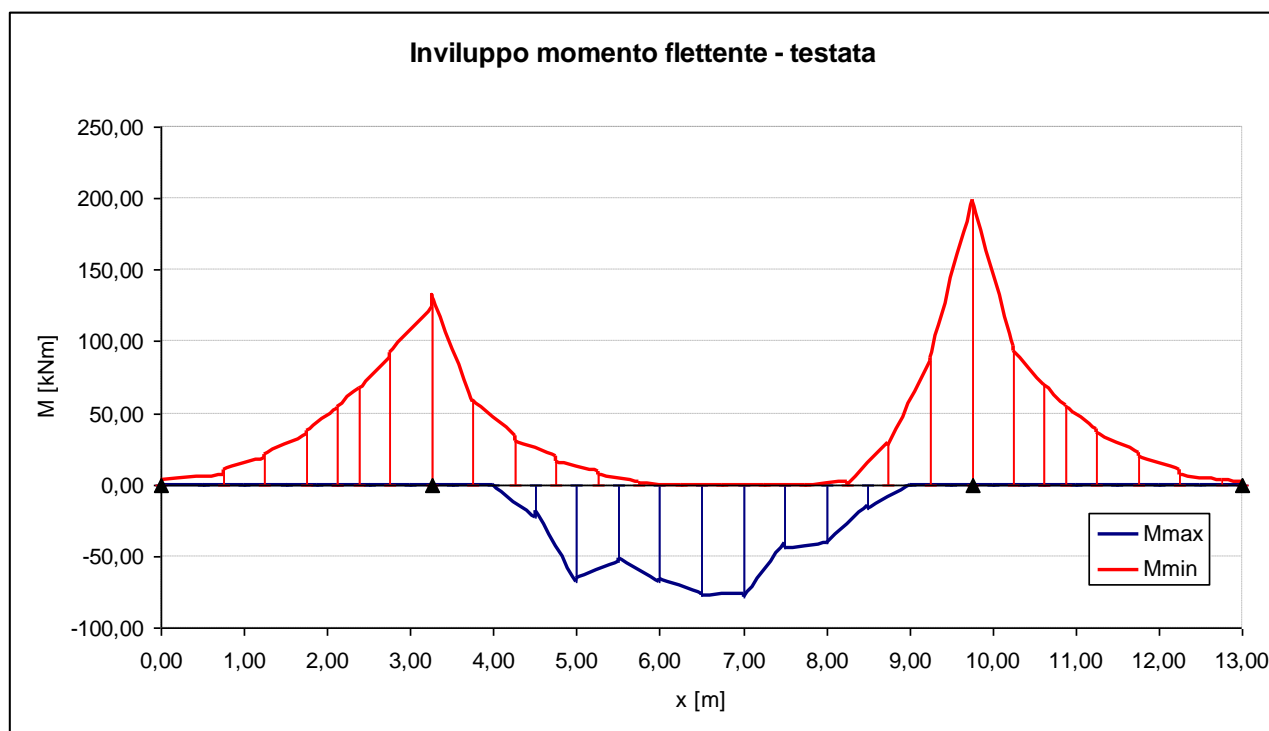
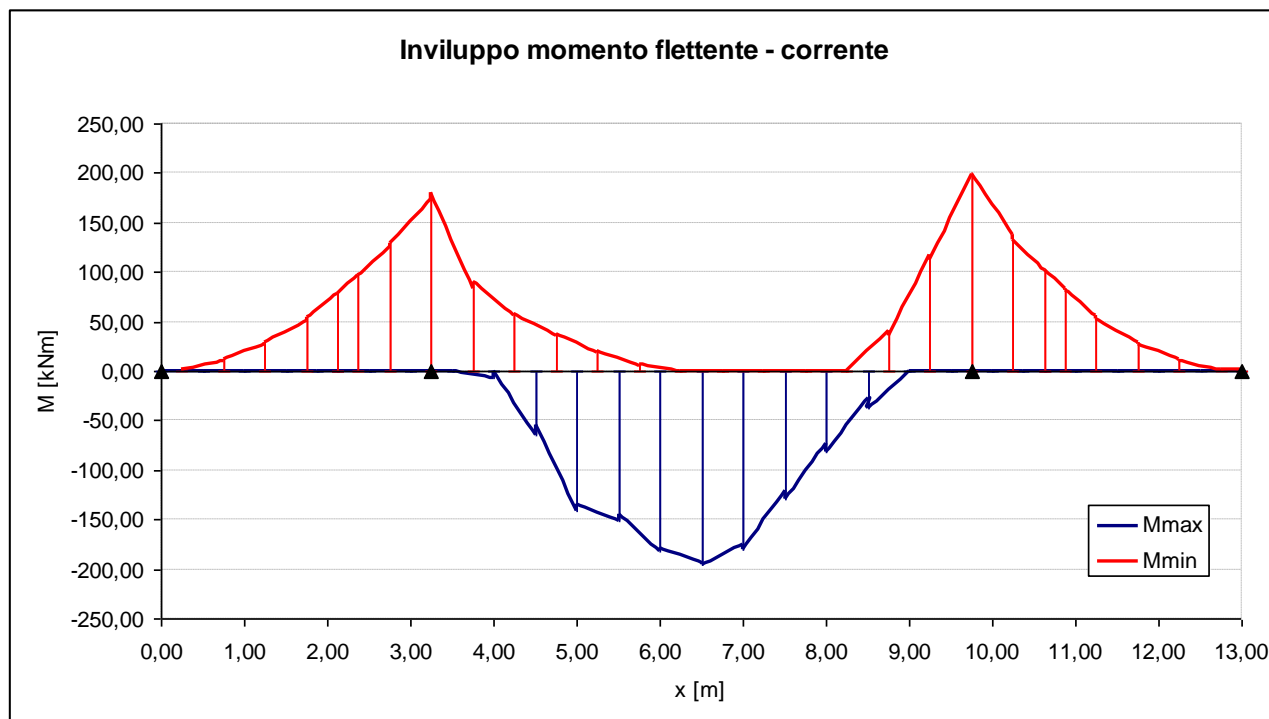


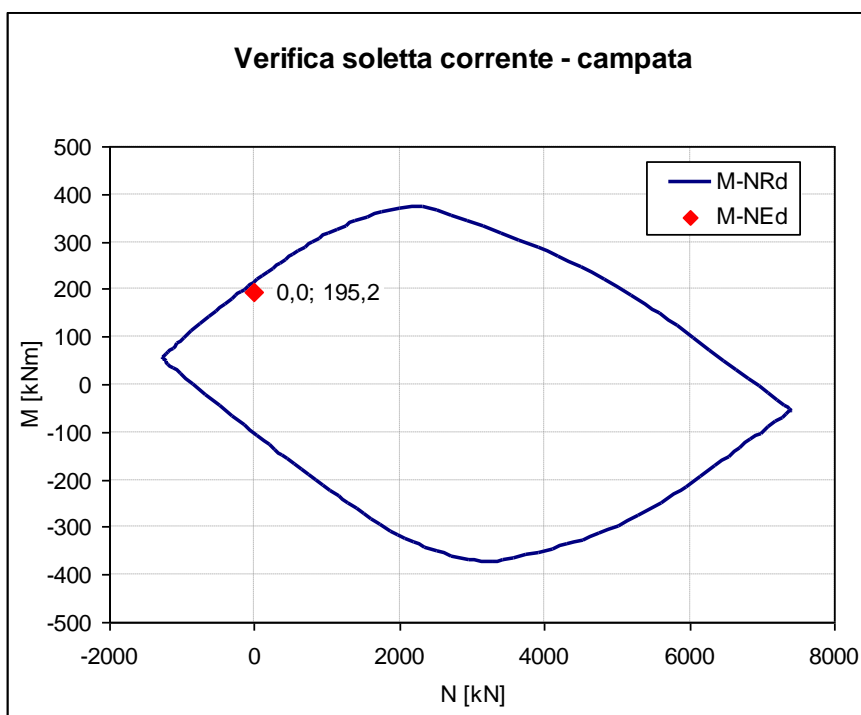
Figura 7.5 Diagrammi d'involuppo del momento flettente sulle sezioni corrente e di testata della soletta

Nel seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative, ossia quelle in corrispondenza della mezzera dell'impalcato e in corrispondenza dell'appoggio.

7.2.1 Verifiche a flessione della soletta corrente

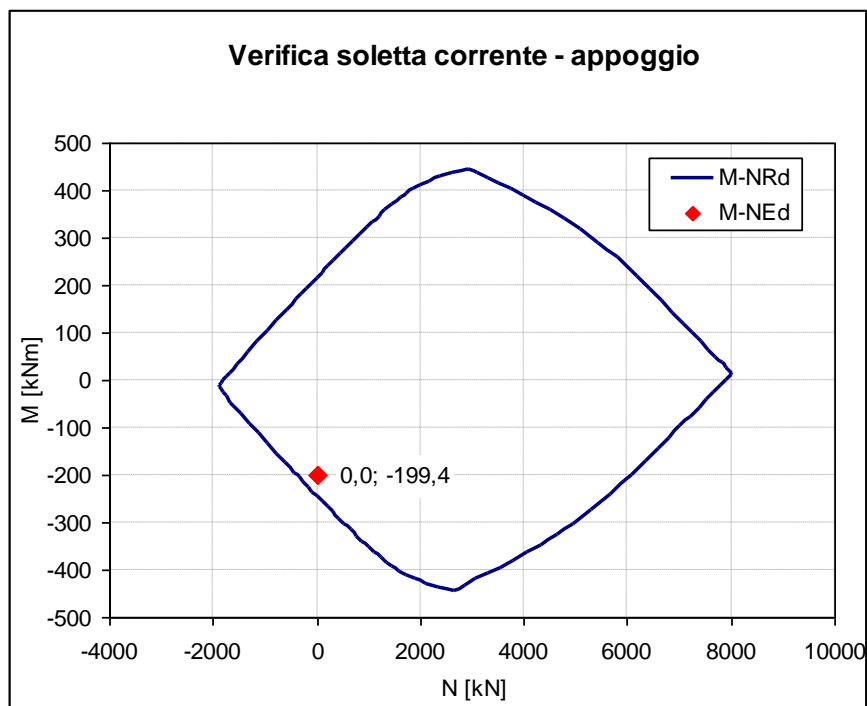
Sezione di campata

In campata la soletta corrente è stata armata superiormente con $1\phi 16$ ogni 20 cm e inferiormente con $16\phi 20$ inseriti nelle predalles tipo C, di lunghezza pari a 2,40 m, corrispondenti a $1\phi 20$ ogni 15 cm. La verifica risulta soddisfatta.



Sezione d'appoggio

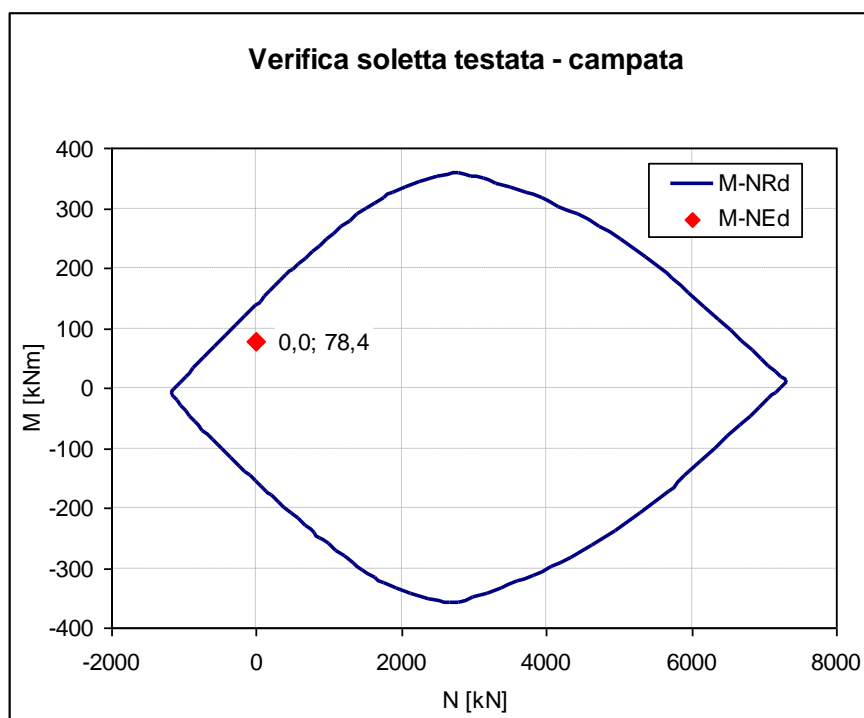
In appoggio la soletta corrente è stata armata superiormente con $1\phi 16+1\phi 20$ ogni 20 cm e inferiormente con $16\phi 20$ inseriti nelle predalles tipo C, di lunghezza pari a 2,40 m, corrispondenti a $1\phi 20$ ogni 15 cm. La verifica risulta soddisfatta.



7.2.2 Verifiche a flessione della soletta di testata

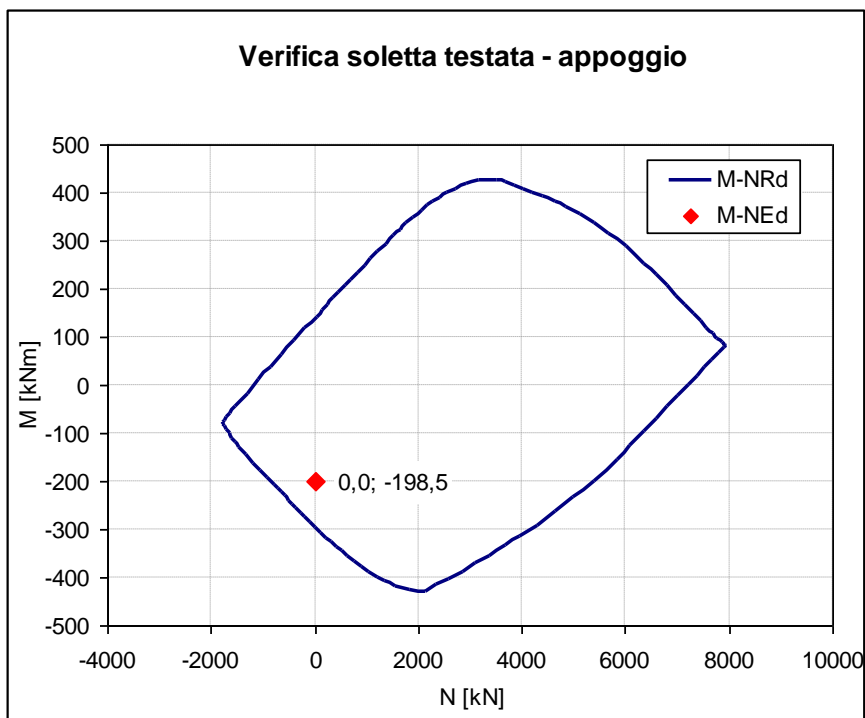
Sezione di campata

In campata la soletta di testata è stata armata superiormente con $1\phi 20$ ogni 20 cm e inferiormente con $7\phi 20$ inseriti nelle predalles tipo A, di lunghezza pari a 1,55 m, corrispondenti a $1\phi 20$ ogni 22 cm. La verifica risulta soddisfatta.



Sezione d'appoggio

In appoggio la soletta corrente è stata armata superiormente con $1+1\phi 20$ ogni 20 cm e inferiormente con $7\phi 20$ inseriti nelle predalles tipo A, di lunghezza pari a 1,55 m, corrispondenti a $1\phi 20$ ogni 22 cm. La verifica risulta soddisfatta.



8 Pile

8.1 Criteri di calcolo

La protezione sismica del ponte è concepita in modo da non aver danni che possano comprometterne la funzionalità allo stato limite di salvaguardia della vita. Tale risultato è raggiunto con un sistema di isolamento sismico che permette di disaccoppiare il moto della sovrastruttura (impalcato) da quello delle sottostrutture (pile e spalle), concentrando gli spostamenti all'interfaccia di isolamento e progettando in campo elastico l'impalcato, le pile, le spalle e le fondazioni. Questi elementi vengono pertanto progettati per resistere alle azioni derivanti dall'applicazione alla struttura dello *spettro elastico* (orizzontale e verticale), senza applicare le regole della gerarchia delle resistenze ed i dettagli costruttivi per la duttilità.

I dispositivi utilizzati appartengono alla categoria di *isolatori a scorrimento a superficie curva o isolatori a pendolo scorrevole* nei quali la dissipazione di energia è fornita dall'attrito che si sviluppa durante lo scorrimento, e la capacità di ricentraggio è garantita dalla curvatura della superficie di scorrimento.

Il viadotto risulta totalmente isolato in entrambe le direzioni e quindi necessita di giunti che consentano spostamenti longitudinali e trasversali in corrispondenza delle spalle. E' stato verificato che, per tutti i casi di analisi, gli spostamenti assoluti tra le parti siano tali da escludere martellamenti fra le strutture contigue.

8.2 Analisi dei carichi

Le azioni di progetto considerate per il calcolo delle sollecitazioni sulle pile sono le seguenti:

Peso proprio della struttura (g_1): peso del fusto e del pulvino.

Carichi permanenti (g_2): peso proprio e carichi permanenti dell'impalcato.

Ritiro del calcestruzzo (ε_2): $\varepsilon_2 = 2,79 \times 10^{-4}$, (cfr, par. 2, parte II della presente Relazione di Calcolo).

Variazioni termiche uniformi (ε_3)

I valori dei gradienti di temperatura uniformi sono definiti dalla UNI EN 1991-1-5. Fissando un valore della temperatura di costruzione e montaggio pari a $T_0 = 15^\circ\text{C}$ (D.M. 17/01/2018), si ottengono i seguenti gradienti:

- $\Delta t_{\text{positivo}} = +30^{\circ}\text{C}$
- $\Delta t_{\text{negativo}} = -24^{\circ}\text{C}$.

Azioni variabili da traffico ($q_1 + q_2$):

- Sistema Tandem (TS): mezzo convenzionale da 600 kN a due assi;
- Sistema UDL: carico ripartito su corsie convenzionali e zone rimanenti.

Il carico viene applicato nelle posizioni che massimizzano alternativamente i carichi verticali ed i momenti flettenti nella pila, secondo le due configurazioni mostrate in Figura 8.1 e Figura 8.2.

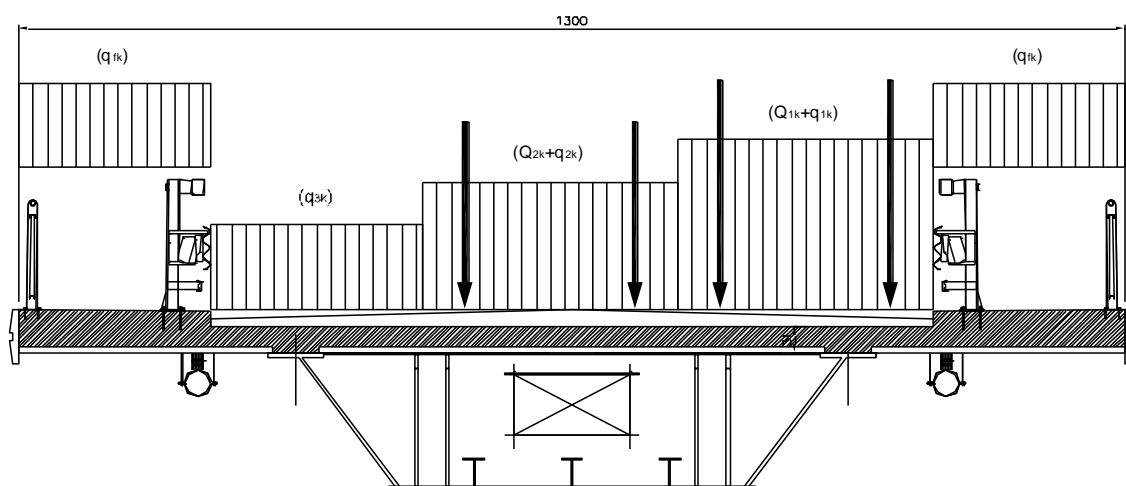


Figura 8.1 - Carico mobile nelle condizioni di massimo carico verticale

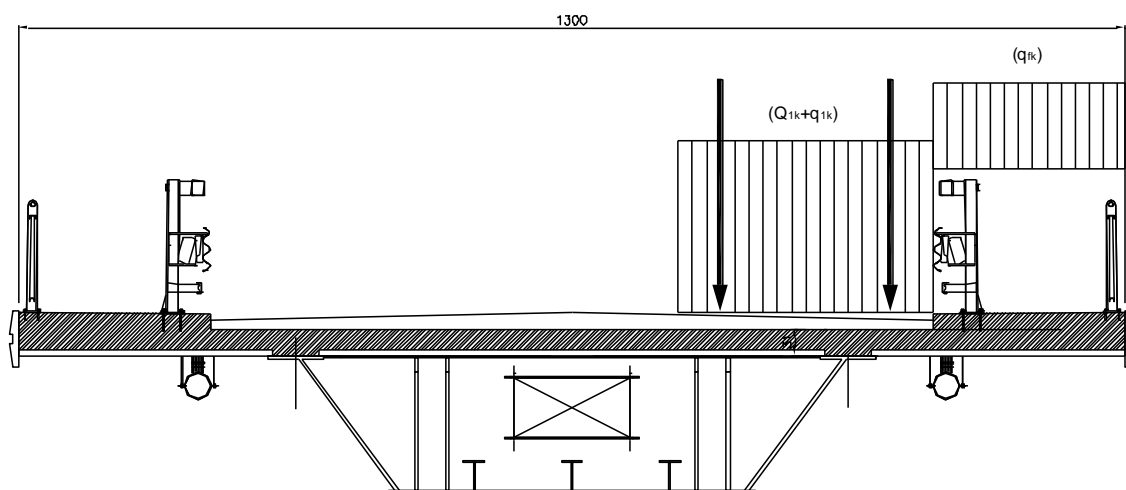


Figura 8.2 – Carico mobile nelle condizioni di massima eccentricità

Azione longitudinale di frenamento (q_3): cfr. par. 2, parte II della presente Relazione di Calcolo.

Azione del vento (q_5): cfr. par. 2, parte II della presente Relazione di Calcolo

Azione del sisma (q_6): cfr. par. 2, parte II della presente Relazione di Calcolo.

8.3 Combinazioni di carico

8.3.1 Combinazioni agli SLU

Le combinazioni dei carichi per le verifiche agli stati limite ultimi di resistenza non sismici (SLU) sono effettuate in base alle disposizioni dei punti 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 17/01/2018. La combinazione fondamentale è la seguente:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{\varepsilon 2} \cdot \varepsilon_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- G_1 valore caratteristico delle azioni permanenti dovute ai pesi propri;
- G_2 valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- ε_2 valore caratteristico dell'azione da ritiro;
- P valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k valore caratteristico delle azioni variabili;
- $\gamma_G, \gamma_s, \gamma_P$ e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- ψ_0 , sono i coefficienti di combinazione delle generiche azioni variabili.

I valori di $\gamma_G, \gamma_s, \gamma_Q, \psi_0$, sono riportati in Tab. 5.1.V e Tab. 5.1.VI del D.M. 17/01/2018.

Le combinazioni impiegate nel progetto in esame sono le seguenti:

COMBINAZIONI SLU										
CARICO	SLU-1	SLU-2	SLU-3	SLU-4	SLU-5	SLU-6	SLU-7	SLU-8	SLU-9	SLU-10
PESO DELL'IMPALCATO	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
PESO DELLA PILA	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
CARICHI MOBILI - TS	1,35	1,35	0	0	1,0125	1,0125	0	0	1,0125	1,0125
CARICHI MOBILI - UDL	1,35	1,35	0	0	0,54	0,54	0	0	0,54	0,54
CARICHI MOBILI PER FRENAM.	0	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	0
VENTO A PONTE SCARICO	0	0	0	0	0	0	1,5	1,5	0	0
VENTO A PONTE CARICO	0,9	0,9	0,9	0,9	1,5	1,5	0	0	0,9	0,9
FRENAMENTO	0	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	0
RITIRO DEL CLS SOLETTA	1,2	0	1,2	0	1,2	0	1,2	0	1,2	0
VAR TERMICA POSITIVA	0	0,72	0	0,72	0	0,72	0	0,72	0	1,2
VAR TERMICA NEGATIVA	0,72	0	0,72	0	0,72	0	0,72	0	1,2	0
SISMA LONGITUDINALE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA TRASVERSALE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 8.1

8.3.2 Combinazioni sismiche (SLV-SLC)

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni si fa riferimento al paragrafo 2.5.3 del D.M. 17/01/2018, in cui è indicata la seguente espressione, da adottare ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi (SLV-SLC):

$$G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove E è l'azione sismica per lo stato limite in esame.

I valori dei coefficienti ψ_2 sono riportati in Tab. 5.1.V e Tab. 5.1.VI del D.M. 17/01/2018.

Le combinazioni impiegate nel progetto in esame sono le seguenti:

COMBINAZIONI SISMICHE [SLV-SLC]		
CARICO	S-1	S-2
PESO DELL'IMPALCATO	1	1
PESO DELLA PILA E ZATTERA	1	1
CARICHI MOBILI	0	0
CARICHI MOBILI PER FRENAM.	0	0
VENTO A PONTE SCARICO	0	0
VENTO A PONTE CARICO	0	0
AZIONE DI FRENAMENTO	0	0
RITIRO DEL CLS SOLETTA	1	0
VAR TERMICA POSITIVA	0	0,5
VAR TERMICA NEGATIVA	0,5	0
SISMA LONGITUDINALE	1	1
SISMA TRASVERSALE	1	1

Tabella 8.2

8.3.3 Combinazioni agli SLE

Le combinazioni caratteristiche (rare), da utilizzarsi per le verifiche agli stati limite di esercizio irreversibili, sono definite in base alle disposizioni dei punti 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 17/01/2018, secondo la seguente espressione:

$$G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + P + Q_{K1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Le combinazioni frequenti generalmente impiegate nelle verifiche degli stati limite di esercizio reversibili sono definite dalla seguente espressioni:

$$G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{22i} \cdot Q_{ki}$$

Le combinazioni quasi permanenti da impiegarsi nella valutazione degli effetti a lungo termine sono definite come:

$$G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori dei coefficienti ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 sono riportati in Tab. 5.1.V e Tab. 5.1.VI del D.M. 17/01/2018.

Le combinazioni impiegate nel progetto in esame sono riportate nelle tabelle che seguono.

COMBINAZIONI SLE – CARATTERISTICHE [RARE]										
CARICO	RARA-1	RARA-2	RARA-3	RARA-4	RARA-5	RARA-6	RARA-7	RARA-8	RARA-9	RARA-10
PESO DELL'IMPALCATO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PESO DELLA PILA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CARICHI MOBILI - TS	1	1	0	0	0,75	0,75	0	0	0,75	0,75
CARICHI MOBILI - UDL	1	1	0	0	0,4	0,4	0	0	0,4	0,4
CARICHI MOBILI PER FRENAM.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
VENTO A PONTE SCARICO	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0
VENTO A PONTE CARICO	0,6	0,6	0,6	0,6	1	1	0	0	0,6	0,6
FRENAMENTO	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0
RITIRO DEL CLS SOLETTA	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
VAR TERMICA POSITIVA	0	0,6	0	0,6	0	0,6	0	0,6	0	1
VAR TERMICA NEGATIVA	0,6	0	0,6	0	0,6	0	0,6	0	1	0
SISMA LONGITUDINALE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA TRASVERSALE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 8.3

COMBINAZIONI SLE – FREQUENTI										
CARICO	FRE-1	FRE-2	FRE-3	FRE-4	FRE-5	FRE-6	FRE-7	FRE-8		
PESO DELL'IMPALCATO	1	1	1	1	1	1	1	1		
PESO DELLA PILA	1	1	1	1	1	1	1	1		
CARICHI MOBILI - TS	0,75	0,75	0	0	0	0	0	0		
CARICHI MOBILI - UDL	0,4	0,4	0	0	0	0	0	0		
CARICHI MOBILI PER FRENAM.	0	0	0	0	0	0	0	0		
VENTO A PONTE SCARICO	0	0	0	0	0,2	0,2	0	0		
VENTO A PONTE CARICO	0	0	0	0	0	0	0	0		
FRENAMENTO	0	0	1	1	0	0	0	0		
RITIRO DEL CLS SOLETTA	1	0	1	0	1	0	1	0		
VAR TERMICA POSITIVA	0	0,5	0	0,5	0	0,5	0	1		
VAR TERMICA NEGATIVA	0,5	0	0,5	0	0,5	0	1	0		
SISMA LONGITUDINALE	0	0	0	0	0	0	0	0		
SISMA TRASVERSALE	0	0	0	0	0	0	0	0		

Tabella 8.4

COMBINAZIONI SLE – QUASI PERMANENTI										
CARICO	QP-1	QP-2								
PESO DELL'IMPALCATO	1	1								
PESO DELLA PILA	1	1								
CARICHI MOBILI - TS	0	0								
CARICHI MOBILI - UDL	0	0								
CARICHI MOBILI PER FRENAM.	0	0								
VENTO A PONTE SCARICO	0	0								
VENTO A PONTE CARICO	0	0								
FRENAMENTO	0	0								
RITIRO DEL CLS SOLETTA	1	0								
VAR TERMICA POSITIVA	0	0,5								
VAR TERMICA NEGATIVA	0,5	0								
SISMA LONGITUDINALE	0	0								
SISMA TRASVERSALE	0	0								

Tabella 8.5

8.4 Modello di calcolo

Le sollecitazioni e le deformazioni di progetto sono determinate attraverso l'impiego di un modello agli elementi finiti dell'intero viadotto, elaborato con l'ausilio del Software SAP2000.

Le pile sono simulate tramite elementi finiti di tipo “*beam*” a comportamento elastico lineare, tenendo debitamente conto dell'effettivo stato di fessurazione mediante l'impiego di rigidzze flessionali ridotte in funzione delle sollecitazioni agenti. L'impalcato è modellato mediante elementi finiti di tipo “*shell*” a comportamento elastico lineare. Le spalle sono schematizzate con appoggi fissi. Le masse strutturali sono concentrate in corrispondenza dei nodi.

Il modello è vincolato all'esterno tramite incastri alla base delle pile.

Il collegamento fra l'impalcato e le sottostrutture (pile e spalle), costituito da isolatori a pendolo scorrevole, è schematizzato mediante elementi finiti del tipo “*link*” a comportamento non lineare. Si è tenuto conto, nelle analisi, della variabilità delle proprietà nominali dei dispositivi causata dall'invecchiamento, mediante l'impiego di due gruppi di proprietà di progetto:

- proprietà di progetto limiti inferiori (LBPD) con cui sono calcolati gli spostamenti;
- proprietà di progetto limiti superiori (UBPD) con cui si valutano le sollecitazioni.

Le sollecitazioni e le deformazioni nelle situazioni di progetto allo stato limite ultimo non sismico (SLU) sono state calcolate mediante analisi statiche lineari.

Le sollecitazioni e le deformazioni in situazione sismica sono invece calcolate attraverso tre metodi di analisi:

- Metodo del modo fondamentale;
- Analisi multimodale con spettro di risposta;
- Analisi dinamica non lineare.

L'analisi dinamica non lineare con integrazione al passo (*time histories non lineari*), considera simultaneamente le due componenti accelerometriche orizzontali e quella verticale e cioè un gruppo di accelerogrammi.

Eseguendo le analisi con tre gruppi di accelerogrammi, le sollecitazioni e deformazioni sulla struttura in situazione sismica sono definite con i massimi valori ottenuti nelle tre analisi.

In Figura 8.3 è mostrato il modello di calcolo del ponte.

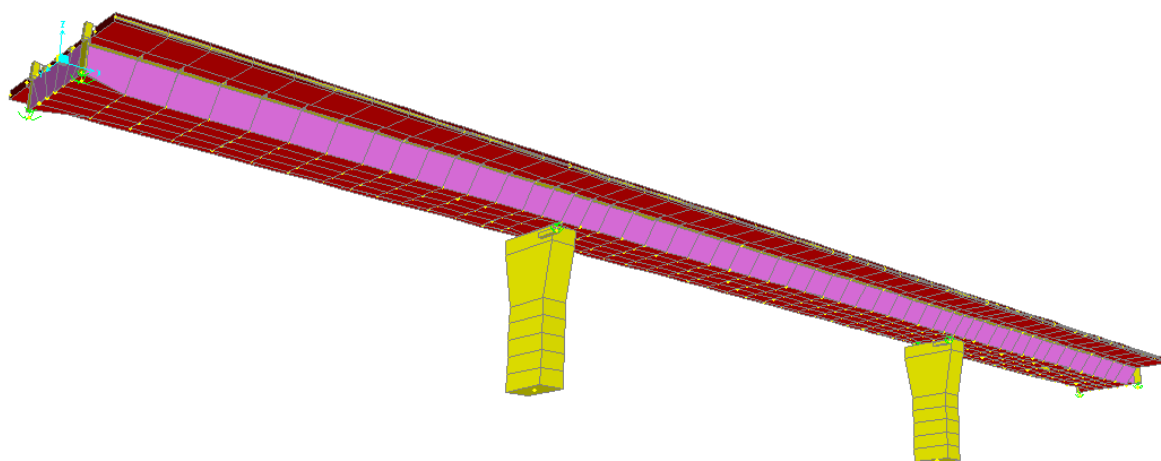


Figura 8.3 – Modello F.E.M. con vista in modalità estrusione dell'intero ponte

8.5 Proprietà degli isolatori

Il legame costitutivo nelle direzioni orizzontali, di un pendolo a doppia calotta sferica è costituito da una legge bi-lineare definita in funzione dell'attrito e del carico verticale agente sull'elemento. In direzione verticale l'elemento assume il comportamento di un appoggio rigido che reagisce esclusivamente a compressione. Il valore reale del carico verticale sul dispositivo in ogni istante temporale è tenuto in conto per stabilire il legame costitutivo dell'isolatore. Gli effetti della deformabilità e del sisma verticale sono anch'essi tenuti in conto per definire il carico verticale agente sull'isolatore.

Gli isolatori utilizzati nella presente applicazione possiedono le caratteristiche elencate di seguito:

- $\mu (N_{Sd} / N_{Ed} = 1) = 0,025 \pm 10\%$ isolatori a basso attrito (L);
- $R = 3100 \text{ mm}$;
- $N_{Ed} = 9000 \text{ kN}$ (tipo A su pile) ;
- $N_{Ed} = 3000 \text{ kN}$ (tipo B su spalle);
- $d_{MAX} = 250 \text{ mm}$.

Le proprietà nominali dell'isolatore, e dunque quelle di tutto il sistema di isolamento, possono subire modifiche dovute a invecchiamento, temperatura, storia di carico. Questa variabilità è tenuta in conto in accordo alla UNI EN 1998-2 (punto 7.5.2.4(2)P) tramite l'utilizzo di due gruppi di caratteristiche del sistema di isolamento:

- proprietà di progetto limiti superiori [upper bound design properties (UBDP)];
- proprietà di progetto limiti inferiori [lower bound design properties (LBDP)].

In generale devono essere effettuate due distinte analisi, usando una volta UBDP ed un'altra LBDP. L'analisi con UBDP conduce in genere alle azioni massime su sottostrutture ed impalcato, mentre quella con LBDP porta ai massimi spostamenti dei dispositivi di isolamento. Per il sistema di isolamento considerato nella presente applicazione solo il coefficiente di attrito “ μ ” è soggetto a variabilità rispetto del valore di progetto, mentre il raggio equivalente della superficie di scorrimento “ R ” non è soggetto ad alcuna variabilità. I valori di progetto UBDP e LBDP per μ sono calcolati in accordo alle Appendici J e JJ della UNI EN 1998-2.

Valori dell'attrito in condizioni nominali (Design Properties)

Il valore di carico verticale gravante sui singoli isolatori derivante dalla combinazione quasi permanente (carichi gravitazionali) sono:

$$N_{sd,spalle} = 863,7 \text{ kN}$$

$$N_{sd,pile} = 3562,6 \text{ kN}$$

Quindi, il valore dell'attrito nominale è:

- isolatori sulle spalle $\mu_{nom} = 0,0706 \pm 10\% = 0,0636 \div 0,0777$
- isolatori sulle pile $\mu_{nom} = 0,0542 \pm 10\% = 0,0487 \div 0,0596$

Limite inferiore del valore di attrito di progetto: LBDP

- isolatori sulle spalle $\mu_{min} = \min DP = 0,0636$
- isolatori sulle pile $\mu_{min} = \min DP = 0,0487$

Limite superiore del valore di attrito di progetto: UBDP

La temperatura minima dell'isolatore per il progetto in fase sismica vale:

$$T_{min, b} = T_{av} - \psi_2 \times (T_{av} - T_{min}) + \psi_2 \Delta T_1 = 14,49 - 0,5 (14,49 - (-13,9)) + 0,5 \times 5,0 = 2,8 \text{ } ^\circ\text{C},$$

dove:

- $\psi_2 = 0,5$ è il fattore di combinazione delle azioni termiche in situazione sismica;
- $T_{min} = -13,9 \text{ } ^\circ\text{C}$ è la temperatura dell'aria minima nel sito con periodo di ritorno 75 anni;
- $\Delta T_1 = 5,0 \text{ } ^\circ\text{C}$ è la temperatura correttiva per ponti composti.

Definiti i fattori λ_{max} :

- f_1 invecchiamento $\lambda_{max, f1} = 1,2$ per ambiente normale, PTFE non lubrificato, assenza di sigilli di protezione;

- f_2 temperatura $\lambda_{\max, f2} = 1,19$ per $T_{\min, b} = 2,8^\circ\text{C}$, PTFE non lubrificato;
 - f_3 alterazione superficiale $\lambda_{\max, f3} = 1,2$ per superfici non protette, PTFE non lubrificato;
 - f_4 accumulo di spostamento $\lambda_{\max, f4} = 1,0$ per distanza < 1 km, PTFE non lubrificato;
- e il fattore di combinazione $\psi_{fi} = 0,90$ per classe di importanza III,

si ottengono i fattori modificatori: $\lambda_{U, fi} = 1 + (\lambda_{\max} - 1) \psi_{fi}$:

- f_1 invecchiamento: $\lambda_{U, f1} = 1 + (1,2 - 1) \times 0,9 = 1,180$;
- f_2 temperatura: $\lambda_{U, f2} = 1 + (1,19 - 1) \times 0,9 = 1,171$;
- f_3 contaminazione: $\lambda_{U, f3} = 1 + (1,2 - 1) \times 0,9 = 1,180$;
- f_4 c. passaggi: $\lambda_{U, f4} = 1 + (1,0 - 1) \times 0,9 = 1,000$.

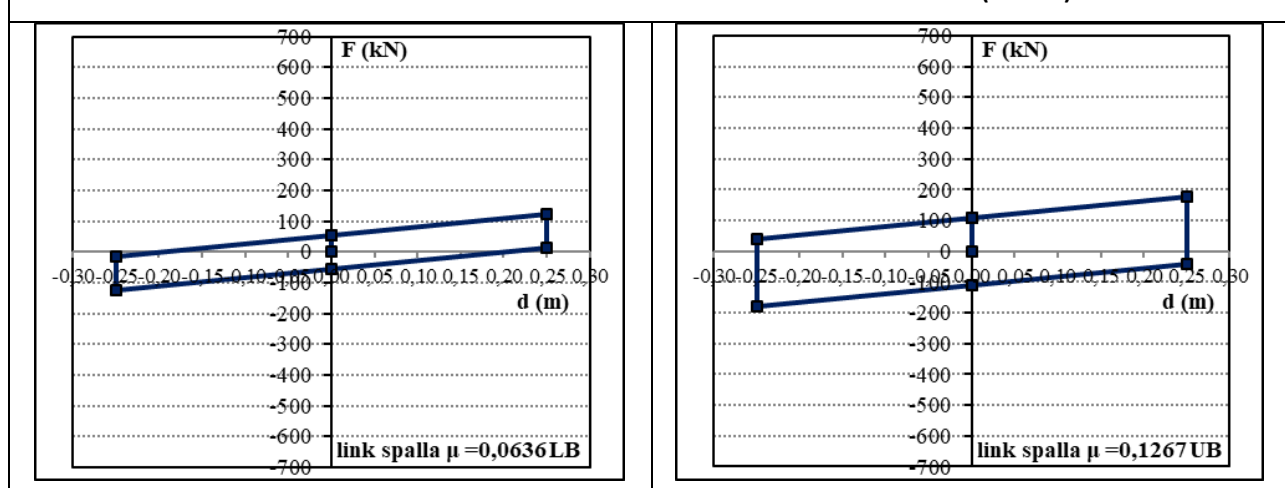
Quindi, il valore massimo dell'attrito di progetto vale:

$$\mu_{\max} = \max DP \times \lambda_{U, f1} \times \lambda_{U, f2} \times \lambda_{U, f3} \times \lambda_{U, f4}$$

- isolatori spalle $\mu_{\max} = 0,0777 \times 1,180 \times 1,171 \times 1,180 \times 1,000 = 0,1267$
- isolatori pile $\mu_{\max} = 0,0596 \times 1,180 \times 1,171 \times 1,180 \times 1,000 = 0,0971$

Il campo di variabilità del coefficiente di attrito in fase sismica ($\mu_{\min} - \mu_{\max}$) è evidenziato nelle figure seguenti, che mostrano i legami costitutivi nelle due situazioni LBPD e UBPD per i dispositivi in corrispondenza delle spalle e delle pile.

LEGAMI COSTITUTIVI ISOLATORI IN CORRISPONDENZA DELLE SPALLE (TIPO A)



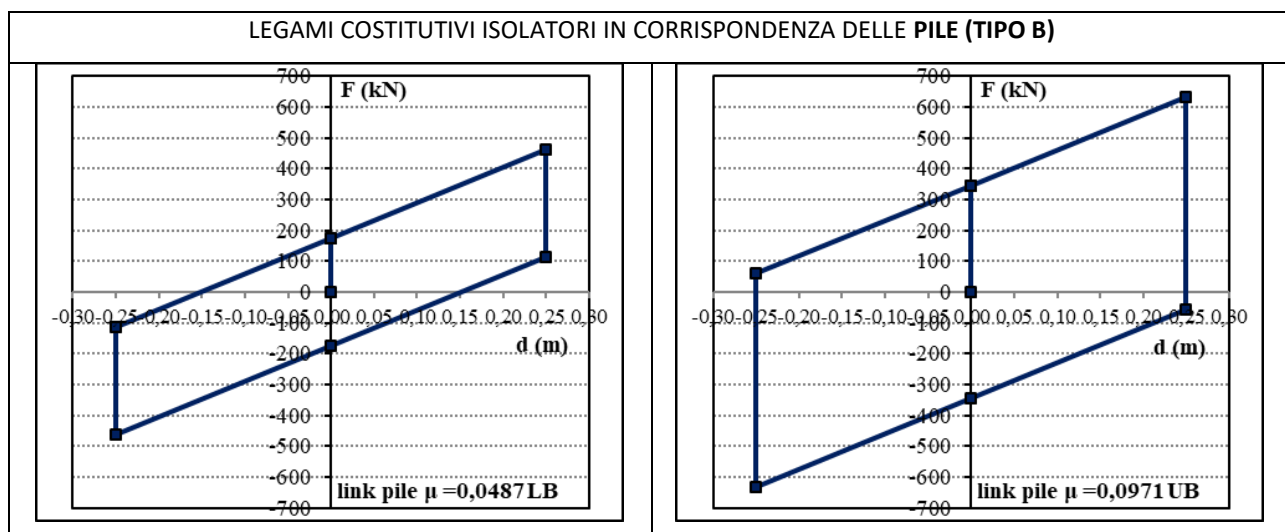


Figura 8.4 - Legami costitutivi isolatori sulle spalle e sulle pile

Dai risultati pervenuti riguardo ai valori estremi dell'attrito si evince la necessità di eseguire due distinte analisi, una usando il valore di attrito minimo (analisi in LBDP) ed l'altra usando il valore massimo (analisi in UBDP).

8.6 Analisi sismica

8.6.1 Metodo del modo fondamentale

Peso sismico gravante sugli isolatori spalle: $W_{d1} = 863,7 \times 4 = 3454,8 \text{ kN}$

Peso sismico gravante sugli isolatori pile: $W_{d2} = 3562,7 \times 4 = 14250,4 \text{ kN}$

Peso sismico complessivo gravante sul sistema di isolamento $W_d = 17705,2 \text{ kN}$

La rigidezza effettiva in corrispondenza di ogni sottostruttura è definita come somma della rigidezza dell'isolatore e della pila:

$$\frac{1}{K_{\text{eff,iso}}} = \frac{1}{K_{\text{iso}}} + \frac{1}{K_{\text{pile}}}$$

La rigidezza flessionale della pila nelle direzioni longitudinale e trasversale valgono:

- $K_{P1,X} = 3 \times 34625000 \times 1,5447 / 10^3 = 320911,4 \text{ kN/m};$
- $K_{P1,Y} = 3 \times 34625000 \times 5,7646 / 10^3 = 1197595,65 \text{ kN/m}.$

Le analisi sismiche saranno condotte per entrambe le direzioni.

8.6.1.1 Metodo del Modo Fondamentale con LBDP

Direzione longitudinale

Dopo alcune iterazioni, per uno spostamento $d_{cd} = 0,093$ m, si giunge al seguente risultato:

Rigidezza equivalente del sistema di isolamento:

- $K_{eff,ISO,spalle} = F / d_{cd} = W_{d1} \times [\mu_{sp,min} + d_{cd} / R] / d_{cd} = 3482,2 \text{ kN/m}$
- $K_{iso,pile} = F / d_{cd} = W_{d2} \times [\mu_{pile,min} + d_{cd} / R] / d_{cd} = 12085,6 \text{ kN/m}$
- $K_{eff,iso,pile} = 1 / (1 / K_{iso,pile} + 1 / (K_{P1,X} \times 2)) = 11647 \text{ kN/m}$
- $K_{eff} = K_{eff,ISO,spalle} + K_{eff,ISO,pile} = 15129 \text{ kN/m}$

Periodo equivalente del sistema di isolamento:

- $T_{eff} = 2\pi (M / K_{eff})^{0.5} = 2,17 \text{ sec}$

Energia dissipata per ogni ciclo:

- $E_D = 4 \times (W_{d1} \times \mu_{sp,min} + W_{d2} \times \mu_{pile,min} + W_{d3} \times \mu_{pile,min}) \times d_{cd} = 339,1 \text{ kNm}$

Fattore di smorzamento viscoso equivalente:

- $\xi_{eff} = E_D / (4 \pi \times K_{eff} \times d_{cd}^2 / 2) = 0,41$
- $\eta_{eff} = [0,10 / (0,05 + \xi_{eff})]^{0.5} = 0,46$

Calcolo dello spostamento di progetto:

- $d_{cd} = (0,625 / \pi^2) \times a_g \times S \times \eta_{eff} \times T_{eff} \times T_C = 0,093 \text{ m}$

Lo spostamento calcolato coincide con quello assunto 0,093 m e la convergenza è raggiunta.

Accelerazione spettrale:

- $S_e = F_0 \times (T_C / T_{eff}) \times a_g \times S \times \eta_{eff} = 0,079 \times g \text{ m/s}^2$

Forza di taglio totale sul sistema di isolamento:

- $V_d = K_{eff} \times d_{cd} = 1403,1 \text{ kN}$.

Direzione trasversale

Dopo alcune iterazioni, per uno spostamento $d_{cd} = 0,092$ m, si giunge al seguente risultato:

Rigidezza equivalente del sistema di isolamento:

- $K_{eff,ISO,spalle} = F / d_{cd} = W_{d1} \times [\mu_{sp,min} + d_{cd} / R] / d_{cd} = 3488,3 \text{ kN/m}$
- $K_{iso,pile} = F / d_{cd} = W_{d2} \times [\mu_{pile,min} + d_{cd} / R] / d_{cd} = 12105,0 \text{ kN/m}$
- $K_{eff,iso,pile} = 1 / (1 / K_{iso,pile} + 1 / (K_{P1,Y} \times 2)) = 11983,9 \text{ kN/m}$
- $K_{eff} = K_{eff,ISO,spalle} + K_{eff,ISO,pile} = 15472,2 \text{ kN/m}$

Periodo equivalente del sistema di isolamento:

$$- T_{eff} = 2 \pi M / K_{eff})^{0.5} = 2,15 \text{ sec}$$

Energia dissipata per ogni ciclo:

$$- E_D = 4 \times (W_{d1} \times \mu_{sp,min} + W_{d2} \times \mu_{pile,min} + W_{d3} \times \mu_{pile,min}) \times d_{cd} = 338,2 \text{ kNm}$$

Fattore di smorzamento viscoso equivalente:

$$- \xi_{eff} = E_D / (4 \pi \times K_{eff} \times d_{cd}^2 / 2) = 0,41$$

$$- \eta_{eff} = [0,10 / (0,05 + \xi_{eff})]^{0.5} = 0,47$$

Calcolo dello spostamento di progetto:

$$- d_{cd} = (0,625 / \pi^2) \times a_g \times S \times \eta_{eff} \times T_{eff} \times T_C = 0,092 \text{ m}$$

Lo spostamento calcolato coincide con quello assunto 0,092 m e la convergenza è raggiunta.

Accelerazione spettrale:

$$- S_e = F_0 \times (T_C / T_{eff}) \times a_g \times S \times \eta_{eff} = 0,080 \times g \text{ m/s}^2$$

Forza di taglio totale sul sistema di isolamento:

$$- V_d = K_{eff} \times d_{cd} = 1431,5 \text{ kN}.$$

8.6.1.2 Metodo del Modo Fondamentale con UBDP

Direzione longitudinale

Dopo alcune iterazioni, per uno spostamento $d_{cd} = 0,048 \text{ m}$, si giunge al seguente risultato:

Rigidezza equivalente del sistema di isolamento:

$$- K_{eff,ISO,spalle} = F / d_{cd} = W_{d1} \times [\mu_{sp,max} + d_{cd} / R] / d_{cd} = 10206,3 \text{ kN/m}$$

$$- K_{iso,pile} = F / d_{cd} = W_{d2} \times [\mu_{pile,max} + d_{cd} / R] / d_{cd} = 33353 \text{ kN/m}$$

$$- K_{eff,iso,pile} = 1 / (1 / K_{iso,pile} + 1 / (K_{P1,X} \times 2)) = 30212,9 \text{ kN/m}$$

$$- K_{eff} = K_{eff,ISO,spalle} + K_{eff,ISO,pile} = 40419,2 \text{ kN/m}$$

Periodo equivalente del sistema di isolamento:

$$- T_{eff} = (2\pi M / K_{eff})^{0.5} = 1,33 \text{ sec}$$

Energia dissipata per ogni ciclo E_D :

$$- E_D = 4 \times (W_{d1} \times \mu_{sp,max} + W_{d2} \times \mu_{pile,max} + W_{d3} \times \mu_{pile,max}) \times d_{cd} = 350,7 \text{ kNm}$$

Fattore di smorzamento viscoso equivalente:

$$- \xi_{eff} = E_D / (4 \pi \times K_{eff} \times d_{cd}^2 / 2) = 0,59$$

$$- \eta_{eff} = [0,10 / (0,05 + \xi_{eff})]^{0.5} = 0,39$$

Calcolo dello spostamento di progetto:

$$- d_{cd} = (0,625 / \pi^2) \times a_g \times S \times \eta_{eff} \times T_{eff} \times T_C = 0,048 \text{ m}$$

Lo spostamento calcolato coincide con quello assunto 0,048 m e la convergenza è raggiunta.

Accelerazione spettrale:

$$- S_e = F_0 \times (T_C / T_{eff}) \times a_g \times S \times \eta_{eff} = 0,109 \times g \text{ m/s}^2$$

Forza di taglio totale sul sistema di isolamento:

$$- V_d = K_{eff} \times d_{cd} = 1945,1 \text{ kN.}$$

Direzione trasversale

Dopo alcune iterazioni, per uno spostamento $d_{cd} = 0,048 \text{ m}$, si giunge al seguente risultato:

Rigidità equivalente del sistema di isolamento:

- $K_{eff,ISO,spalle} = F / d_{cd} = W_{d1} \times [\mu_{sp,max} + d_{cd} / R] / d_{cd} = 10248,1 \text{ kN/m}$
- $K_{iso,pile} = F / d_{cd} = W_{d2} \times [\mu_{pile,max} + d_{cd} / R] / d_{cd} = 33485 \text{ kN/m}$
- $K_{eff,iso,pile} = 1 / (1 / K_{iso,pile} + 1 / (K_{P1,X} \times 2)) = 32574,2 \text{ kN/m}$
- $K_{eff} = K_{eff,ISO,spalle} + K_{eff,ISO,pile} = 42822,3 \text{ kN/m}$

Periodo equivalente del sistema di isolamento:

$$- T_{eff} = (2\pi M / K_{eff})^{0.5} = 1,29 \text{ sec}$$

Energia dissipata per ogni ciclo:

$$- E_D = 4 \times (W_{d1} \times \mu_{sp,max} + W_{d2} \times \mu_{pile,max} + W_{d3} \times \mu_{pile,max}) \times d_{cd} = 349,1 \text{ kNm}$$

Fattore di smorzamento viscoso equivalente:

- $\xi_{eff} = E_D / (4 \pi \times K_{eff} \times d_{cd}^2 / 2) = 0,57$
- $\eta_{eff} = [0,10 / (0,05 + \xi_{eff})]^{0.5} = 0,40$

Calcolo dello spostamento di progetto:

$$- d_{cd} = (0,625 / \pi^2) \times a_g \times S \times \eta_{eff} \times T_{eff} \times T_C = 0,048 \text{ m}$$

Lo spostamento calcolato coincide con quello assunto 0,048 m e la convergenza è raggiunta.

Accelerazione spettrale:

$$- S_e = F_0 \times (T_C / T_{eff}) \times a_g \times S \times \eta_{eff} = 0,115 \times g \text{ m/s}^2$$

Forza di taglio totale sul sistema di isolamento:

$$- V_d = K_{eff} \times d_{cd} = 2051,7 \text{ kN.}$$

8.6.2 Analisi dinamica lineare con spettro di risposta

8.6.2.1 Analisi dinamica lineare con LBDP

Si riportano i modi di vibrare principali della struttura.

Con i tre modi principali si arriva ad una massa partecipante superiore all'85%.

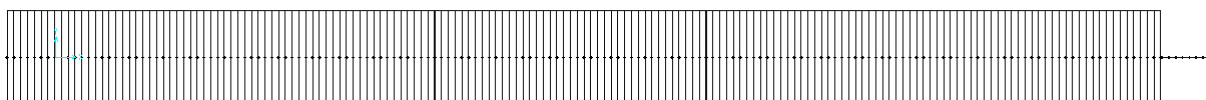


Figura 8.5 - Primo modo di vibrare traslazionale longitudinale, $T = 2,18$ s

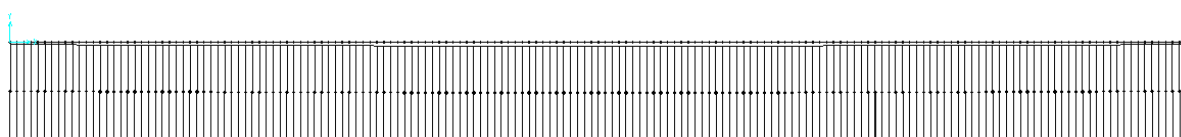


Figura 8.6 - Secondo modo di vibrare traslazionale trasversale, $T = 2,16$ s

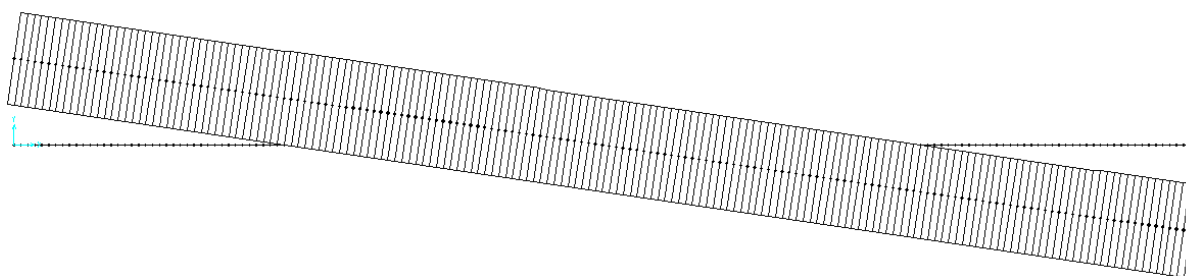


Figura 8.7 - Terzo modo di vibrare torsionale, $T = 2,08$ s

Sia per gli spostamenti massimi che per i tagli massimi, vengono riportati i valori relativi dei link 1 della spalla A, link 3 della pila 1, dove il link 1 è rappresentativo dei link 1-2-7-8, delle spalle, link 3 rappresentativo dei link 3-4-5-6 delle pile.

LINK	OUTPUT CASE	STEP	U2(m) [X]	U3(m) [Y]
1	RS_SLC X+0.3Y+0.3Z	Max	<u>0,093</u>	0,028
	RS_SLC Y+0.3X+0.3Z	Max	0,024	<u>0,92</u>
3	RS_SLC X+0.3Y+0.3Z	Max	<u>0,089</u>	0,027
	RS_SLC Y+0.3X+0.3Z	Max	0,023	<u>0,091</u>

Tabella 8.6 - Spostamenti link 1, 3, da analisi dinamica lineare con LBDP

Si rileva un'ottima rispondenza con i valori calcolati in precedenza con il Metodo del Modo Fondamentale.

Vengono riportati i tagli sul sistema di isolamento:

LINK	OUTPUT CASE	STEP	V2(kN) [X]	V3(kN) [Y]
1	RS_SLC X+0.3Y+0.3Z	Max	<u>80,76</u>	24,15
	RS_SLC Y+0.3X+0.3Z	Max	20,67	<u>80,40</u>
3	RS_SLC X+0.3Y+0.3Z	Max	<u>268,56</u>	82,44
	RS_SLC Y+0.3X+0.3Z	Max	68,42	<u>274,52</u>

Tabella 8.7 - Tagli link 1,3, da analisi dinamica lineare con LBDP

I tagli totali agenti sull'interfaccia di isolamento valgono:

$V_{2,TOT} = 1398 \text{ kN}$ in direzione longitudinale;

$V_{3,TOT} = 1420 \text{ kN}$ in direzione trasversale.

8.6.2.2 Analisi dinamica lineare con UBDP

Si riportano i modi di vibrare principali della struttura.

Con i tre modi principali non si arriva ad una massa partecipante superiore all'85%, comunque si tengono in conto di tutti i modi per raggiungerlo.

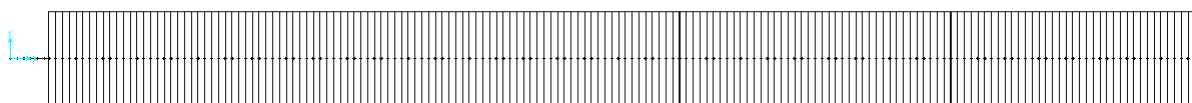


Figura 8.8 - Primo modo traslazionale longitudinale, $T = 1,33 \text{ s}$

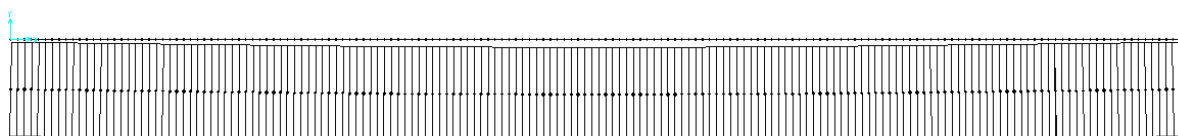


Figura 8.9 - Secondo modo traslazionale trasversale, $T = 1,30 \text{ s}$

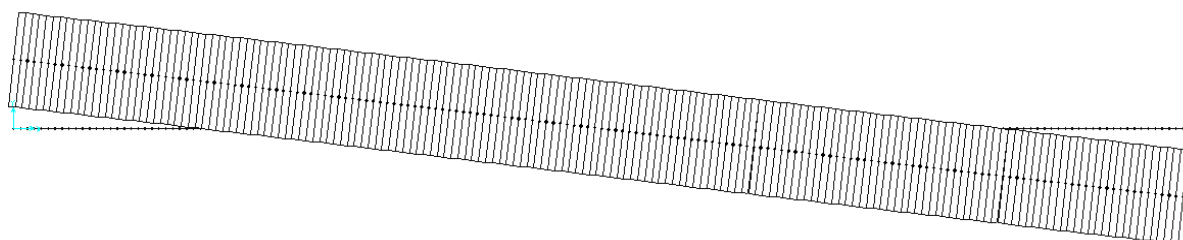


Figura 8.10 - Terzo modo di vibrare torsionale, $T = 1,23 \text{ s}$

Sia per gli spostamenti massimi che per i tagli massimi, vengono riportati i valori relativi dei link 1 relativo alla spalla, link 3 relativo alla pila, dove il link 1 è rappresentativo dei link 1-2 e 7-8 delle spalle, link 3 rappresentativo dei link 3-4-5-6 delle pile.

LINK	OUTPUT CASE	STEP	U2(m) [X]	U3(m) [Y]
1	RS_SLC X+0.3Y+0.3Z	Max	<u>0,048</u>	0,014
	RS_SLC Y+0.3X+0.3Z	Max	0,013	<u>0,048</u>
3	RS_SLC X+0.3Y+0.3Z	Max	<u>0,043</u>	0,014
	RS_SLC Y+0.3X+0.3Z	Max	0,011	<u>0,046</u>

Tabella 8.8 - Spostamenti link 1, 3, da analisi dinamica lineare con UBDP

Vengono riportati i tagli dei link 1, link 3:

LINK	OUTPUT CASE	STEP	V2(kN) [X]	V3(kN) [Y]
1	RS_SLC X+0.3Y+0.3Z	Max	<u>123,64</u>	36,87
	RS_SLC Y+0.3X+0.3Z	Max	31,97	<u>122,46</u>
5	RS_SLC X+0.3Y+0.3Z	Max	<u>361,31</u>	115,40
	RS_SLC Y+0.3X+0.3Z	Max	92,37	<u>383,86</u>

Tabella 8.9 - Tagli link 1, 5, 9 da analisi dinamica lineare in UBDP

I tagli totali agenti sull'interfaccia di isolamento valgono

$V_{2,TOT} = 1940 \text{ kN}$ in direzione longitudinale;

$V_{3,TOT} = 2025 \text{ kN}$ in direzione trasversale.

Entrambi i valori sono di poco inferiori a quelli che si ottengono con il Metodo del modo fondamentale, mostrando un ottimo accordo fra le due analisi.

8.6.3 Analisi dinamica non lineare

L'analisi è condotta attraverso l'integrazione nel tempo dell'equazione del moto utilizzando il metodo di Newmark con i parametri $\psi = 0,5$ e $\beta = 0,25$. Gli step temporali di integrazione sono costanti ed ognuno pari a 0,01 sec. Ad ogni iterazione la convergenza si considera raggiunta allorché l'aliquota di forza non bilanciata è minore di 10^{-4} della forza totale.

La matrice di smorzamento è definita come

$$C = \alpha M + \beta K$$

Per la struttura in esame lo smorzamento modale vale $\xi = 5 \%$ per tutti i modi tranne per quelli caratterizzati da spostamenti che interessano gli isolatori per i quali lo smorzamento del resto della struttura viene ignorato.

Tale comportamento è definito impostando $\alpha = 0$. Il coefficiente β è determinato come:

$$\beta = T_n \xi_n / \pi$$

in modo da raggiungere lo smorzamento ξ_n al periodo T_n .

In corrispondenza del primo periodo proprio della pila $T_1 = 0,11$ sec lo smorzamento è pari al 5%, per cui il coefficiente β vale 0,0018 sec.

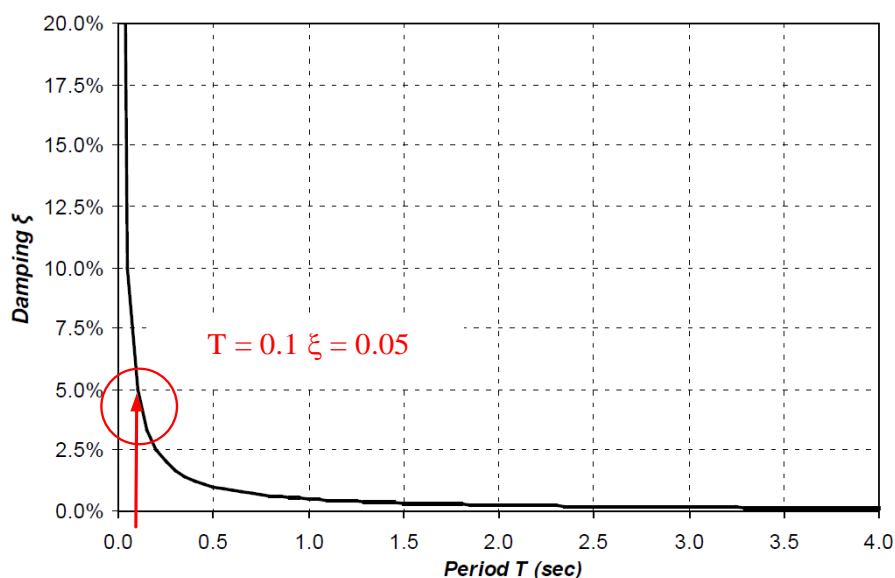


Figura 8.11 - Curva di smorzamento viscoso equivalente passante al 5% in corrispondenza del periodo proprio max delle pile

Le analisi dinamiche non lineari sono eseguite per i tre gruppi di accelerogrammi relativi allo SLC di Tabella 2.7. Ogni gruppo contiene due accelerogrammi orizzontali ed uno verticale.

La risposta della struttura è valutata mediante integrazione al passo dell'equazione completa del moto, considerando contemporaneamente le due componenti accelerometriche orizzontali e quella verticale. Gli effetti sulla struttura sono rappresentati dal valore massimo dei massimi effetti di ogni gruppo.

8.7 Sollecitazioni di progetto

Nel seguito sono riportate le sollecitazioni di progetto (flettenti e tagli) per le sezioni significative della pila riferite all'analisi dinamica non lineare condotta allo SLV con UBDP.

In Tabella 8.10 sono riportate le sollecitazioni massime per le tre analisi, mentre in Tabella 8.11 sono riportati i massimi e minimi momenti sollecitanti con lo sforzo assiale e il momento flettente nell'altra direzione concomitanti.

Si sottolinea che nelle analisi non lineari, perdendo di significato il principio di sovrapposizione degli effetti, le azioni sono applicate al modello con i rispettivi coefficienti parziali, ossia le combinazioni di carico vengono eseguite contestualmente alle analisi.

Nei risultati che seguono le convenzioni sulle azioni sono:

- M3 momento flettente in direzione longitudinale (associato al taglio V2);
- M2 momento flettente in direzione trasversale (associato al taglio V3);

PILA	Sezione	Analisi	Step	N	M3	M2	V3	V2
				[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
1 (frame 235)	BASE FUSTO	T.H._1 SLV	Max	-7722,0	8415,9	9416,3	1010,6	933,2
			Min	-9869,9	-10145,1	-10825,2	-1094,8	-1044,8
		T.H._2 SLV	Max	-7956,6	10302,0	9409,1	914,1	1142,5
			Min	-9556,1	-9533,4	-11175,4	-1052,9	-1008,2
		T.H._3 SLV	Max	-7708,3	8881,0	11112,9	994,7	986,7
			Min	-10124,3	-9819,2	-10098,2	-1028,5	-1028,1
1 (frame 666)	ATTACCO FUSTO PULVINO	T.H._1 SLV	Max	-6888,5	3952,0	5071,2	904,3	843,9
			Min	-9042,6	-4561,8	-5974,1	-945,2	-1017,2
		T.H._2 SLV	Max	-7168,2	4423,4	5332,3	833,3	1032,0
			Min	-8702,9	-4217,0	-5760,7	-929,2	-944,1
		T.H._3 SLV	Max	-6898,3	3770,7	6227,3	938,3	900,7
			Min	-9278,4	-4374,1	-5217,6	-899,1	-975,7

Tabella 8.10

Pila	Sezione	N	M3	M2
		[kN]	[kNm]	[kNm]
1 (frame 235)	BASE FUSTO	-8730	10302	-459
		-9101	-2143	11113
		-8736	-10145	1792
		-9175	4026	-11175
1 (frame 666)	ATTACCO FUSTO PULVINO	-7968	4453	-754
		-8172	-1688	6233
		-7894	-4476	703
		-8322	1587	-6014

Tabella 8.11

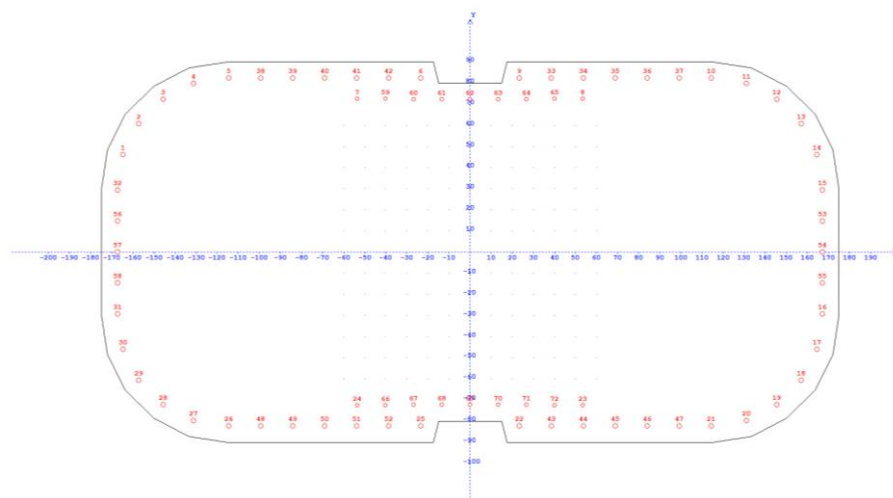
8.8 Verifiche di resistenza delle pile

8.8.1 Verifica a presso-flessione della sezione di base del fusto

L'armatura della sezione trasversale del fusto è ipotizzata costante lungo l'altezza ed uguale per entrambe le pile del ponte. La verifica è dunque condotta per la sezione di base della pila n° 1, che risulta essere maggiormente sollecitata; i risultati si ritengono validi anche per la pila n° 2.

ARMATURA:

54 ϕ 26 + 18 ϕ 20



MATERIALI:

Calcestruzzo: C25/30; $R_{ck}=30.00$; $E_c=31447.16$; MPa; $\Gamma_{cC}=1.50$

$f_{ck}=24.90$; $f_{cd}=14.11$; $f_{ctk}=1.79$; $f_{ctd}=1.19$; $f_{ctm}=2.56$; $f_{cfm}=3.07$; (in MPa)

Grafico tensioni/deformazioni cls: $f_2=14.11$ MPa; $\epsilon_{sCu2}=0.0035$; $\epsilon_{sC2}=0.0020$

Acciaio barre: B450C; $\Gamma_{sS}=1.15$

$f_{yk}=450.00$; $f_{yd}=391.30$; $f_{bd}=2.69$; $E_s=206000.00$; (in MPa);

Grafico tensioni/deformazioni acciaio: $\epsilon_{sSu}=0.0675$; $k=1.15$

Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls : Si

Acciaio staffe: $f_{yks}=430.00$, $f_{yds}=373.91$ (in MPa)

Percent. torsione limite ($TorSoll/TorRes$)*100=20.00 %

FORMA DELLA SEZIONE: Generica

Diam. cerchio inscr.: $d=30.00$ cm;

Area totale acciaio $A_{st}=343.25$ cm²

Copriferro di progetto $c=2.80$ cm

Diametro staffe $d_s=8$ mm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: $A_{cls}=59074.54$ cm²; Baricentro: $X_{gCls}=0.00$ cm; $Y_{gCls}=0.00$ cm

Momenti d'inerzia: $J_x=145941914.69$ cm⁴; $J_y=557576615.53$ cm⁴; $J_{xy}=0.00$ cm⁴;

Momenti principali d'inerzia: $J_{csi}=557576615.53$ cm⁴; $J_{eta}=145941914.69$ cm⁴;

Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: $\Theta=-1.57$ rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (KN, KN*m).

Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	8730.00	-459.00	0.00	10302.00	0.00	0.00
2	9101.00	11113.00	0.00	-2143.00	0.00	0.00
3	8736.00	1792.00	0.00	-10145.00	0.00	0.00
4	9175.00	-11175.00	0.00	4026.00	0.00	0.00

VERIFICA PRESSO-TENSO-FLESSIONE (comb. di carico N.ro 4):

Equaz. asse neutro $ax+by+c=0$: $a=208.243268$; $b=-1989.129141$; $c=-99199.682298$
 Angolo asse neutro-asse x : $\alpha = -174.02344$ gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls epsilon c = 3.50000 / 1000

Deformazione massima acciaio epsilon f = -9.67085 / 1000

Deformazione minima acciaio epsilon f' = 2.97915 / 1000

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N*m):

NS=9175000.00; MxiS=4026000.00; MyiS=11175000.00; TxiS=0.00; TyiS=0.00

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N*m):

NR=9174863.03; MxiR= 6160041.78; MyiR= 16647708.83

Mxi0=-0.00, Myi0=-0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.

MR=((MxiR-Mxi0)²+(MyiR-Myi0)²)^{1/2}=17750840.10; MS=((MxiS-Mxi0)²+(MyiS-Myi0)²)^{1/2}=11878101.74

Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 1.4944 > 1

VERIFICA POSITIVA

Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni											
NS, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia											
NR, MRxi, MRyi: azioni resistenti											
sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU											
Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione											
T: tipo N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante;											
C = il fattore NRd/NS risulta piu' sfavorevole (NRd= 78847.90 KN)											
V : verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata											
con un N se la combinazione non converge											
comb	NS	MSxi	MSyi	NR	MRxi	MRyi	sic.	Aft	Afc	T	V
n.ro	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)		(cm ²)	(cm ²)		
1	8730.00	10302.00	459.00	8729.85	30541.55	1586.20	2.966	252.99	90.26	N	
2	9101.00	-2143.00	-11113.00	9100.55	-3204.52	-16947.13	1.524	203.48	139.77	N	
3	8736.00	-10145.00	-1792.00	8735.78	-29016.70	-5367.14	2.864	244.54	98.71	N	
4	9175.00	4026.00	11175.00	9174.86	6160.04	16647.71	1.494	208.79	134.46	N	
Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU											

8.8.2 Verifica a taglio della sezione di base del fusto

La verifica a taglio viene condotta nei confronti delle sollecitazioni più gravose, che si verificano in situazione sismica allo SLV in corrispondenza della pila n° 1; i risultati si ritengono validi anche per la pila n° 2.

La sezione della pila viene considerata, in favore di sicurezza, non armata a taglio e sottoposta alla forza assiale minima, considerando i massimi tagli nelle due direzioni orizzontali.

Verifica in direzione longitudinale

DATI GENERALI			
TIPOLOGIA SEZIONE	RETTANGOLARE		
Raggio della sezione circolare	r	190,0	cm
Raggio della circonferenza di armature	rs	182,3	cm
Altezza sezione rettangolare	h _r	180,0	cm
Larghezza sezione rettangolare	b _r	329,2	cm

Larghezza equivalente sezione circolare	b_c	568,1	cm
Larghezza sezione di calcolo	b_w	329,2	cm
Area sezione trasversale	A_c	59260	cm ²
diametro barre longitudinali tese	ϕ_L	26	mm
Numero di barre longitudinali tese	n_B	19	-
copriferro di calcolo in asse barra	c	7,7	cm
Altezza utile sezione	d	172,3	cm
Resistenza caratter. compr. cubica	R_{ck}	45	Mpa
Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	f_{yk}	450	Mpa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	f_{ck}	37,35	Mpa
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,35	MPa
Resistenza di calcolo cls	f_{cd}	21,17	MPa
Resistenza di calcolo ridotta	$f_{cd'}$	10,58	MPa
Resistenza di calcolo acciaio	f_{yd}	391,3	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,56	MPa
SOLLECITAZIONI			
Forza assiale nella sezione	N_{Ed}	8730	kN
Taglio nella sezione	V_{Ed}	1143	kN
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Tensione media di compressione	σ_{cp}	1,47	MPa
Tensione di compressione uniforme limite	$0.2 \times f_{cd}$	4,23	MPa
Armatura longitudinale tesa totale	A_{sl}	100,9	cm ²
rapporto geom. armatura long.	ρ_1	0,001778	---
parametro - k	k	1,341	---
parametro - v_{min}	v_{min}	0,332	Mpa
Taglio resistente	$[V_{Rd}]$	2969,0	kN
Limitazione inferiore normativa	$(v_{min} + k \sigma_{cp}) b_w d$	3137,1	kN
Taglio resistente	V_{Rd}	3137,1	kN
Esito verifica a taglio	FS	0,364	<1.0 OK

Verifica in direzione trasversale

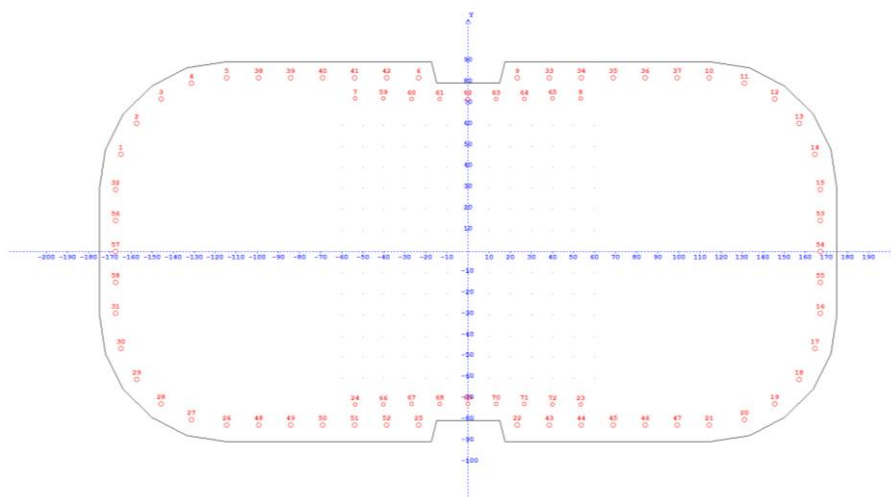
DATI GENERALI			
TIPOLOGIA SEZIONE	RETTANGOLARE		
Raggio della sezione circolare	r	190,0	cm
Raggio della circonferenza di armature	r_s	182,3	cm
Altezza sezione rettangolare	h_r	169,3	cm
Larghezza sezione rettangolare	b_r	350,0	cm
Larghezza equivalente sezione circolare	b_c	605,7	cm
Larghezza sezione di calcolo	b_w	350,0	cm
Area sezione trasversale	A_c	59260	cm ²
diametro barre longitudinali tese	ϕ_L	26	mm
Numero di barre longitudinali tese	n_B	18	-
copriferro di calcolo in asse barra	c	7,7	cm
Altezza utile sezione	d	161,6	cm

Resistenza caratter. compr. cubica	R_{ck}	45	Mpa
Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	f_{yk}	450	Mpa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	f_{ck}	37,35	Mpa
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,35	MPa
Resistenza di calcolo cls	f_{cd}	21,17	MPa
Resistenza di calcolo ridotta	$f_{cd'}$	10,58	MPa
Resistenza di calcolo acciaio	f_{yd}	391,3	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,56	MPa
SOLLECITAZIONI			
Forza assiale nella sezione	N_{Ed}	9509	kN
Taglio nella sezione	V_{Ed}	1095	kN
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Tensione media di compressione	σ_{cp}	1,60	MPa
Tensione di compressione uniforme limite	$0.2 \times f_{cd}$	4,23	MPa
Armatura longitudinale tesa totale	A_{sl}	95,6	cm2
rapporto geom. armatura long.	ρ_1	0,00169	---
parametro - k	k	1,352	---
parametro - v _{min}	v_{min}	0,336	Mpa
Taglio resistente	$[V_{Rd}]$	3057,1	kN
Limitazione inferiore normativa	$(v_{min} + k \sigma_{cp}) b_w d$	3263,1	kN
Taglio resistente	V_{Rd}	3263,1	kN
Esito verifica a taglio	FS	0,336	<1.0 OK

8.8.3 Verifica a presso-flessione della sezione di attacco fusto-pulvino

ARMATURA:

72Φ20



MATERIALI:

Calcestruzzo: C25/30; $R_{ck}=30.00$; $E_c=31447.16$; MPa; $\gamma_c=1.50$

fck=24.90; fcd=14.11; fctk=1.79; fctd=1.19; fctm=2.56; fcfm=3.07; (in MPa)

Grafico tensioni/deformazioni cls: f2=14.11 MPa; epsCu2=0.0035; epsC2=0.0020

Acciaio barre: B450C: GammaS : 1.15

fyk=450.00; fvd=391.30; fbd=2.69; Es=206000.00; (in MPa);

Grafico tensioni/deformazioni acciaio: $\epsilon_{psu}=0.0675$; $k=1.15$

Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls : Si

Acciaio staffe: fyks=430.00, fyds=373.91 (in MPa)

Percent. torsione limite (TorSoll/TorRes)*100=20.00 %

FORMA DELLA SEZIONE: Generica

Diam. cerchio inscr.: d = 30.00 cm;

Area totale acciaio Ast = 226.19 cm²

Copriferro di progetto c = 2.80 cm

Diametro staffe ds = 8 mm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: Acls = 59074.54 cm²; Baricentro: XgCls = 0.00 cm; YgCls = 0.00 cm

Momenti d'inerzia: Jx = 145941914.69 cm⁴; Jy = 557576615.53 cm⁴; Jxy = 0.00 cm⁴;

Momenti principali d'inerzia: Jcsi = 557576615.53 cm⁴; Jeta = 145941914.69 cm⁴;

Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: Theta = -1.57 rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (KN, KN*m).

Combinazioni stati limite ultimi:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Mt
1	7968.00	-754.00	0.00	4453.00	0.00	0.00
2	8172.00	6233.00	0.00	-1688.00	0.00	0.00
3	7894.00	703.00	0.00	-4476.00	0.00	0.00
4	8322.00	-6014.00	0.00	1587.00	0.00	0.00

VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE (comb. di carico N.ro 2):

Equaz. asse neutro ax+by+c=0 : a=-134.887839; b=1995.446133; c=-111529.213756

Angolo asse neutro-asse x : alfa= 3.86719 gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls epsilon c = 3.50000 / 1000

Deformazione massima acciaio epsilon f = -12.21989 / 1000

Deformazione minima acciaio epsilon f' = 2.87830 / 1000

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N*m):

NS=8172000.00; MxiS=-1688000.00; MyiS=-6233000.00; TxIS=0.00; TyIS=0.00

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N*m):

NR=8171612.15; MxiR= -3438377.75; MyiR= -12946570.49

Mxi0=-0.00, Myi0=0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.

MR=((MxiR-Mxi0)²+(MyiR-Myi0)²)^{1/2}=13395377.15; MS=((MxiS-Mxi0)²+(MyiS-Myi0)²)^{1/2}=6457525.30

Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 2.0744 > 1

VERIFICA POSITIVA

Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni											
NS, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia											
NR, MRxi, MRyi: azioni resistenti											
sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU											
Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione											
T: tipo N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante;											
C = il fattore NRd/NS risulta piu' sfavorevole (NRd= 74267.46 KN)											
V : verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata											
con un N se la combinazione non converge											
comb.	NS	MSxi	MSyi	NR	MRxi	MRyi	sic.	Aft	Afc	T	V
n.ro	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)		(cm ²)	(cm ²)		
1	7968.00	4453.00	754.00	7967.94	22876.77	3993.68	5.142	175.93	50.27	N	
2	8172.00	-1688.00	-6233.00	8171.61	-3438.38	-12946.57	2.074	135.09	91.11	N	
3	7894.00	-4476.00	-703.00	7893.75	-23027.75	-3539.71	5.142	175.93	50.27	N	
4	8322.00	1587.00	6014.00	8321.93	3441.32	13039.20	2.168	135.09	91.11	N	
Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU											

8.9 Verifica dei baggioli

La verifica è condotta secondo le indicazioni del punto 6.2.5 della UNI EN 1992-1-1.

Il controllo riguarda la massima tensione tangenziale che può essere trasferita all'interfaccia tra due calcestruzzi gettati in tempi diversi. Nel caso in esame l'interfaccia considerata è quella fra il baggiolo ed il pulvino.

La tensione tangenziale trasferita dalle azioni di progetto derivanti dall'impalcato vale:

$$\tau_{Ed} = T / A_c$$

dove T è il taglio di progetto agente sul singolo baggiolo e A_c è l'area di impronta del baggiolo.

La tensione tangenziale resistente di progetto all'interfaccia vale:

$$\tau_{Rd} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \cdot \rho \cdot f_{yd} \quad (\sigma_n = N / A_c)$$

che deriva dalla somma dei contributi di coesione, attrito e resistenza delle armature.

La verifica viene eseguita per le due direzioni principali del ponte.

Verifica in direzione longitudinale

La verifica è condotta nella situazione più gravosa, ossia in corrispondenza della pila n° 1, in fase sismica; i risultati si ritengono validi anche per la pila n° 2.

CARATTERISTICHE GEOMETRICO - MECCANICHE

Resistenza caratteristica del CLS	Rck =	45	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza CLS	γ_c =	1,50	
Resistenza di calcolo del CLS a trazione	fctd =	1,59	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _y =	450	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza ACCIAIO	γ_s =	1,15	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f _{sd} =	391,3	[MPa]
Coeff. di riduzione della resistenza tangenziale	γ_t =	1,00	
Coefficiente di coesione	c =	0,25	
Coefficiente d'attrito	μ =	0,5	
Numero delle barre	n _b =	24	
Diametro delle barre	Φ =	14	[mm]
Angolo asse barre rispetto dir orizzontale	α =	90	[°]
Area barre acciaio	A _s =	3695	[mm²]
Lato del baggiolo	l =	1,20	[m]
Area della sezione di base dell'elemento	A _c =	1,44	[m²]
Rapporto geometrico d'armatura (A _s /A _c)	ρ =	0,00257	
Coefficiente n	n =	0,510	
Massima tensione tangenziale trasmissibile	n max =	6,354	
Presenza carichi dinamici o fatica		SI	

SOLLECITAZIONI

Forza assiale	N	2404	[kN]
---------------	---	------	------

Taglio longitudinale	T	427	[kN]
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Combinazione di carico		SLV	
Contributo di resistenza a taglio della coesione		0,1993	[MPa]
Tensione normale sul baggiolo	σ_n	1,6694	[MPa]
Contributo di resistenza a taglio dell'attrito		0,8347	[MPa]
Contributo di resistenza a taglio delle armature		0,502	[MPa]
Tensione tangenziale resistente	τ_{rd}	1,536	[MPa]
Tensione tangenziale sollecitante	τ_{ed}	0,297	[MPa]
Esito verifica	FS	5,18	>1,0 OK

Verifica in direzione trasversale

La verifica è condotta nella situazione più gravosa, ossia in corrispondenza della pila n° 1, in fase sismica; i risultati si ritengono validi anche per la pila n° 2.

CARATTERISTICHE GEOMETRICO - MECCANICHE

Resistenza caratteristica del CLS	Rck =	45	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza CLS	γ_c =	1,50	
Resistenza di calcolo del CLS a trazione	fctd =	1,59	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _y =	450	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza ACCIAIO	γ_s =	1,15	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f _{sd} =	391,3	[MPa]
Coeff. di riduzione della resistenza tangenziale	γ_t =	1,00	
Coefficiente di coesione	c =	0,25	
Coefficiente d'attrito	μ =	0,5	
Numero delle barre	n _b =	24	
Diametro delle barre	Φ =	14	[mm]
Angolo asse barre rispetto dir orizzontale	α =	90	[°]
Area barre acciaio	A _s =	3695	[mm ²]
Lato del baggiolo	l =	1,20	[m]
Area della sezione di base dell'elemento	A _c =	1,44	[m ²]
Rapporto geometrico d'armatura (A _s /A _c)	ρ =	0,00257	
Coefficiente n	n =	0,510	
Massima tensione tangenziale trasmissibile	n max =	6,354	
Presenza carichi dinamici o fatica		SI	

SOLLECITAZIONI

Forza assiale	N	2404	[kN]
Taglio longitudinale	T	435	[kN]

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Combinazione di carico		SLV	
Contributo di resistenza a taglio della coesione		0,1993	[MPa]

Tensione normale sul baggiolo	σ_n	1,6694	[MPa]
Contributo di resistenza a taglio dell'attrito		0,8347	[MPa]
Contributo di resistenza a taglio delle armature		0,502	[MPa]
Tensione tangenziale resistente	τ_{rd}	1,536	[MPa]
Tensione tangenziale sollecitante	τ_{ed}	0,302	[MPa]
Esito verifica	FS	5,08	>1,0 OK

8.10 Verifica delle zattere di fondazione

La verifica di resistenza delle zattere di fondazione è stata effettuata con un modello di calcolo del tipo puntone-tirante a partire dalle azioni presenti in testa ai pali di fondazione, in accordo con la UNI EN 1992-1-1 (Figura 8.12).

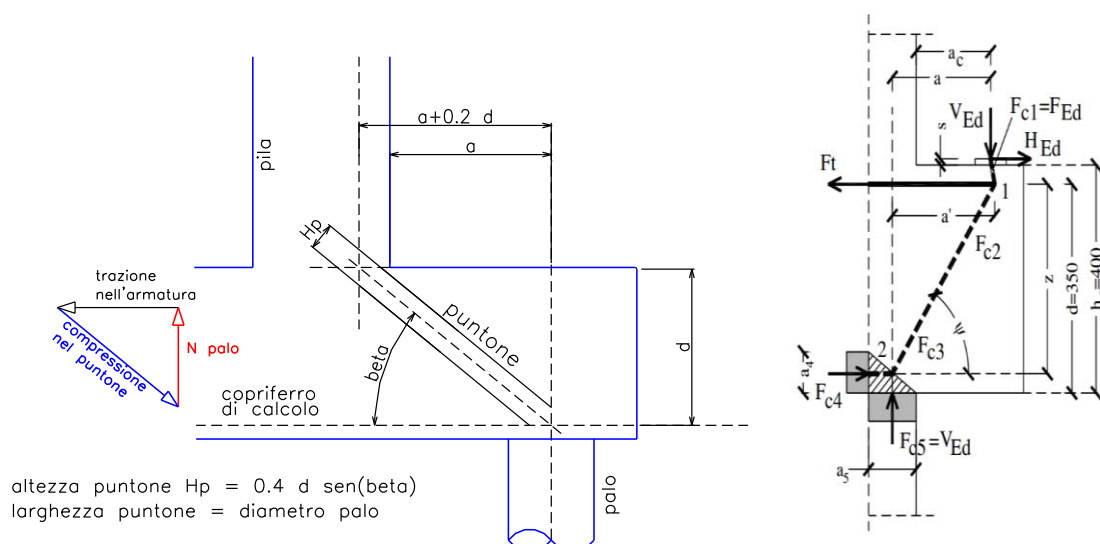


Figura 8.12 – Modello geometrico puntone-tirante della zattera e secondo l'Eurocodice

Per calcolare il massimo carico verticale sui pali sono state prese le sollecitazioni, derivanti dall'analisi dinamica non lineare del ponte allo SLV, alla base delle pile con i massimi e minimi tagli e momenti e i valori di sforzo assiale, taglio e momento nell'altra direzione concomitanti (Tabella 8.12)

N	M3	M2	V3	V2
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
8730	10302	-459	1011	246
9101	-2143	11113	43	1143
8736	-10145	1792	-1095	-780
9175	4026	-11175	-168	-1045

Tabella 8.12

e sono state distribuite sui 6 pali tramite le seguenti espressioni (Tabella 8.13):

$$N_i = \frac{N^*}{6} \pm \frac{M_2^*}{3i_y} \pm \frac{M_3^*}{2i_x}$$

dove:

$N^* = N + P$, con P = peso della zattera,

$M_2^* = M_2 + V_2 \cdot H$, con H = altezza della zattera,

$M_3^* = M_3 + V_3 \cdot H$,

$i_x = 5,80$ m è l'interasse tra le file più esterne dei pali in direzione trasversale,

$i_y = 3,80$ m è l'interasse tra le file più esterne dei pali in direzione longitudinale.

N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2938	2944	1876	1882	813	819
588	2939	765	3116	942	3293
796	837	1859	1900	2923	2963
3435	1107	3116	789	2798	471

Tabella 8.13

Il massimo carico verticale sui pali è pari a **3435 kN**, che è stato assunto come valore per V_{Ed} .

La verifica ha richiesto l'inserimento di **10 ϕ 26+10 ϕ 22** sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale nella parte inferiore della zattera in corrispondenza dei pali di fondazione.

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche nei correnti compressi e tesi del modello.

Materiali			
Resistenza caratteristica cubica cls	R_{ck}	40,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrca cls	f_{ck}	33,20	N/mm ²
Resistenza di progetto a compressione cls	f_{cd}	18,81	N/mm ²
Resistenza di progetto a trazione acciaio	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Coefficiente resistenza nodo compresso cls	k_2	0,85	-
coefficiente di riduzione resistenza puntone	ν'	0,8672	-
Resistenza di progetto nodo compresso CCC	$\sigma_{1 Rd,max}$	16,31	N/mm ²
Resistenza di progetto nodo compresso CCT	$\sigma_{2 Rd,max}$	13,87	N/mm ²
Sollecitazioni			
Azione verticale di progetto	V_{Ed}	3435	kN
Azione orizzontale di progetto	H_{Ed}	0	kN
Inclinazione risultante rispetto alla verticale	α	0,0000	rad
Geometria			

Distanza asse appoggio-filo esterno pilastro	a_c	1770,0 mm
Larghezza mensola tozza	b	1200,0 mm
Altezza mensola tozza	h_c	2000,0 mm
Distanza baricentro tirante principale - bordo sup. mensola	d'	100,0 mm
Distanza filo superiore mensola - quota applicazione carico	s	0,0 mm
Dimensione applicazione del carico nel piano del meccanismo	C_{PAR}	1200,0 mm
Dimensione applicazione del carico perp. al piano del meccanismo	C_{PERP}	1200,0 mm
Altezza strato di posizionamento armatura tirante principale	u	200,0 mm
Altezza utile mensola tozza	d	1900,0 mm
Braccio coppia interna $z = 0.8 * d$	z	1710,0 mm
Larghezza biella compressa a_5	a_5	175,5 mm
Altezza biella compressa $a_4 / 2$	$a_4 / 2$	190,0 mm
Altezza biella compressa a_4	a_4	380,0 mm
Distanza tra V_{Ed} e asse biella compressa a_5	a	1857,7 mm
Distanza asse V_{Ed} - nodo 1 (dovuto a H_{Ed})	e	0,0 mm
Distanza tra nodo 1 e asse biella compressa a_5 (corretta per H_{Ed})	a'	1857,7 mm
Dimensione a_1 (sotto la zona di applicazione del carico)	a_1	1200,0 mm
Larghezza puntone a_3	a_3	418,5 mm
Larghezza puntone a_2	a_2	1216,6 mm
Larghezza puntone a^*	a^*	959,8 mm
Angolo di inclinazione biella compressa sull'orizzontale	ψ	0,7440 rad
Angolo di inclinazione beta	β	0,1651 rad
Somma angoli beta + psi	$\beta + \psi$	0,9092 rad
Rapporto a_c / h_c	a_c / h_c	0,885 -
Tipologia armature secondarie	Armature secondarie verticali	

Verifica puntone e tirante principale

Forza di trazione tirante	F_T	3731,7 kN
Forza di compressione sulla biella inclinata $F_{C2} = F_{C3}$	$F_{C2} = F_{C3}$	5072,0 kN
Forza di compressione F_{C4}	F_{C4}	3731,7 kN
verifica di compressione nodo 2	σ_{C4}	8,18 N/mm ²
verifica di compressione nodo 2	σ_{C3}	10,10 N/mm ²
esito verifica a compressione puntone in cls nodo 2	$FS_{NODO 2}$	0,62 -
verifica di compressione nodo 1	σ_{C2}	3,47 N/mm ²
verifica di compressione nodo 1	σ_{C1}	2,39 N/mm ²
esito verifica a compressione puntone in cls nodo 1	$FS_{NODO 1}$	0,25 -
Numero di ferri tirante principale	n	25 -
Diametro barre tirante principale	ϕ	26 mm
Area totale di acciaio tirante superiore	A_s	13273 mm ²
Tensione di trazione nel tirante	σ_s	281 N/mm ²
Esito verifica di resistenza a trazione tirante principale	$FS_{TIRANTE}$	0,718 -

8.11 Verifiche di resistenza dei pali di fondazione

Per effettuare le verifiche di resistenza dei pali delle pile, da Tabella 8.12 è stato ricavato il taglio massimo agente in testa ai pali con la formula:

$$V_i = \frac{\sqrt{V_2^2 + V_3^2}}{6}$$

Il momento flettente massimo agente sui pali è stato valutato con la formula:

$$M_{\max} = \frac{V \cdot \lambda}{2} = \frac{V}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4E_c J_p}{E_t}}$$

dove:

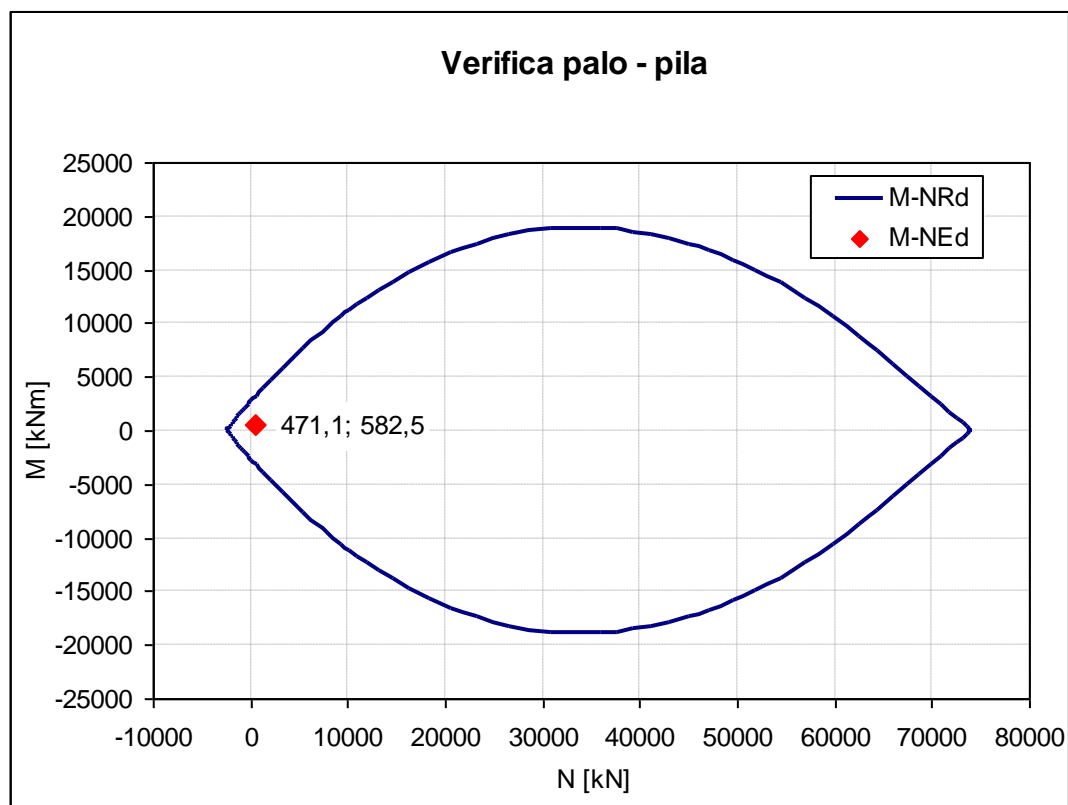
E_c è il modulo elastico del calcestruzzo C28/35,

$J_p = \frac{\pi D^4}{64}$ è il momento d'inerzia del palo $\phi 1200\text{mm}$,

$E_t = k \cdot D_{\text{eff}}$ è il modulo di reazione del terreno, con $k = 10000 \text{ kN/m}^3$ costante di Winkler del terreno e $D_{\text{eff}} = 1,5 \times D$.

8.11.1 Verifica a presso-flessione dei pali

Il massimo momento flettente vale 582 kNm, a cui è stato associato, a vantaggio di sicurezza, il minimo valore di sforzo assiale desunto da Tabella 8.12, pari a 471 kN. I pali sono stati armati con 16 $\phi 22$.



La verifica risulta soddisfatta.

8.11.2 Verifica a taglio dei pali

Il massimo taglio agente in testa ai pali vale 224 kN. Nei pali sono state inserite staffe a spirale $\phi 10$ con passo di 10 cm per i primi 4,00 m e 20 cm per la restante lunghezza.

DATI GENERALI

TIPOLOGIA SEZIONE	CIRCOLARE		
Raggio della sezione circolare	r	60,0	cm
Raggio della circonferenza di armature	r_s	52,9	cm
Altezza sezione rettangolare	h_r	10,0	cm
Larghezza sezione rettangolare	b_r	10,0	cm
Larghezza equivalente sezione circolare	b_c	101,1	cm
Larghezza sezione di calcolo	b_w	101,1	cm
Area sezione trasversale	A_c	11310	cm ²
diametro barre longitudinali	ϕ_L	22	mm
diametro staffe	ϕ_s	10	mm
numero bracci staffatura	n	2	---
copriferro netto	c'	5,0	cm
copriferro di calcolo in asse barra	c	7,1	cm
Altezza utile sezione	d	93,7	cm
Resistenza caratter. compr. cubica	R_{ck}	35	Mpa
Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	f_{yk}	450	Mpa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	f_{ck}	29,05	Mpa

Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,83	MPa
Resistenza di calcolo cls	f_{cd}	16,46	MPa
Resistenza di calcolo ridotta	f_{cd}'	8,23	MPa
Resistenza di calcolo acciaio	f_{yd}	391,3	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,32	MPa
SOLLECITAZIONI			
Forza assiale nella sezione	N_{Ed}	471,0	kN
Taglio nella sezione	V_{Ed}	224,0	kN
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,416	Mpa
Angolo di inclinazione campo di compr.	$ctg \theta_1$	1,071	-
Angolo di inclinazione di calcolo	$\theta_{1, CALC}$	43,04	°
Angolo di inclinazione di progetto	$\theta_{1, prog}$	43,04	°
Angolo di inclinazione di progetto	$ctg \theta_{1, prog}$	1,071	
rapporto σ_{cp} / f_{cd}	σ_{cp} / f_{cd}	0,025	-
coefficiente maggiorativo	α_c	1,025	-
Resistenza di calcolo bielle in cls	V_{Rcd}	3589	kN
Indice resistenza bielle compresse	IR	0,062	<1.0 OK
PROGETTO STAFFE			
Staffe per unità di lungh. $V_{Ed} = V_{Rsd}$	A_{sw} / s	6,340	cm ² /m
Diametro staffe	ϕ	10	mm
Numero di bracci della staffa	n	2	---
Passo staffe	p	24,776	cm
VERIFICA STAFFE			
Passo staffe	p	10,00	cm
Staffe per unità di lungh.	A_{sw} / s	15,71	cm ² /m
Verifica di duttilità		0,144	R. DUTTILE
Resistenza di calcolo armatura trasv	V_{Rsd}	555	kN
Resistenza di calcolo bielle in cls	V_{Rcd}	3589	kN
Esito verifica a taglio	FS	0,404	<1.0 OK

La verifica risulta soddisfatta.

9 Spalle

9.1 Geometria

Le spalle del ponte in oggetto presentano entrambe la geometria indicata in Figura 9.1 e Figura 9.2. Le verifiche saranno pertanto eseguite per una sola spalla.

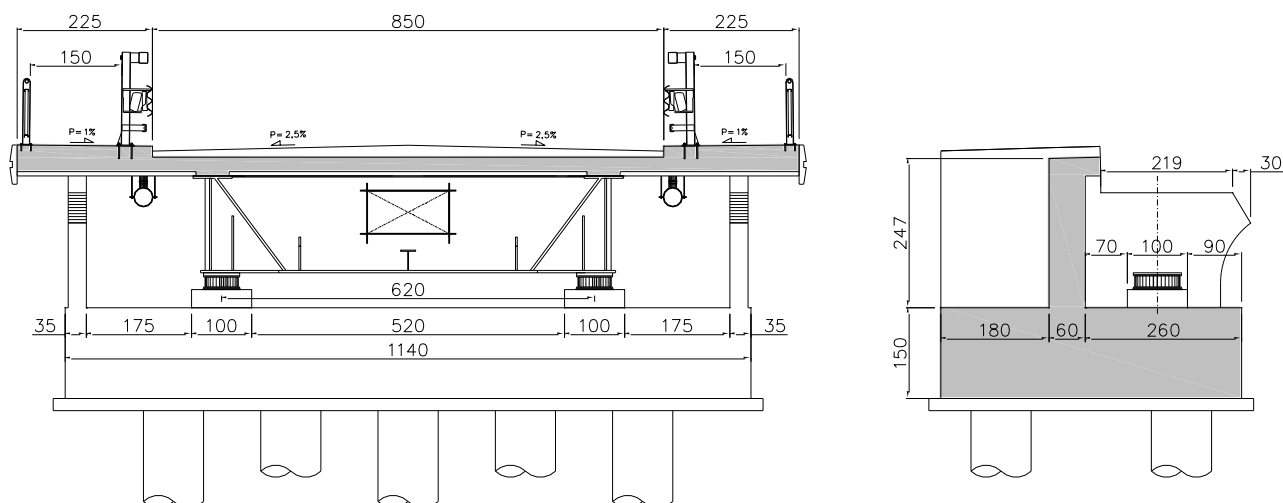


Figura 9.1 – Prospetto della Spalla A

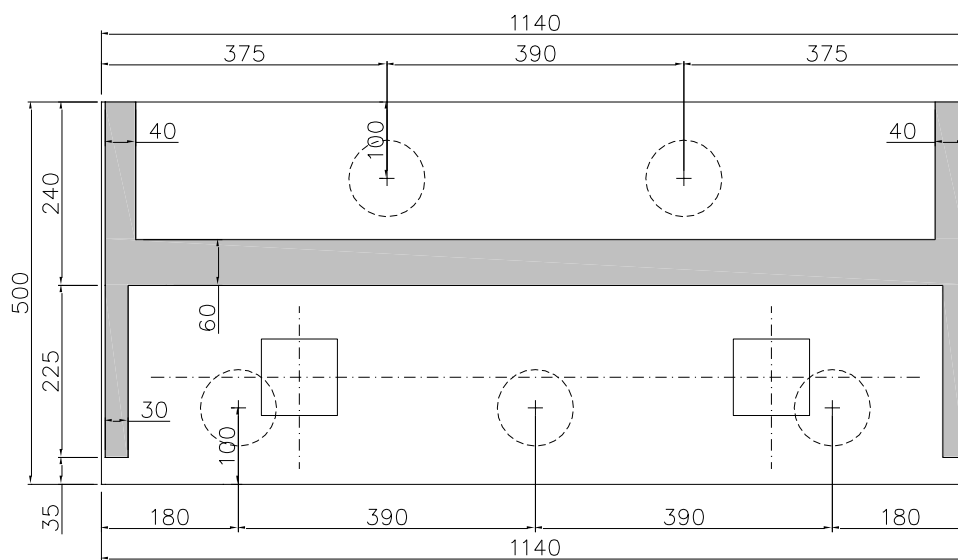


Figura 9.2 – Sezione allo spiccatto del muro paraghiaia

9.2 Azioni

a) Carichi accidentali trasferiti dall'impalcato (carichi mobili)

Le azioni agenti sulla spalla sono state calcolate in funzione della distribuzione dei carichi mobili previste al paragrafo 2, parte II della presente Relazione di Calcolo.

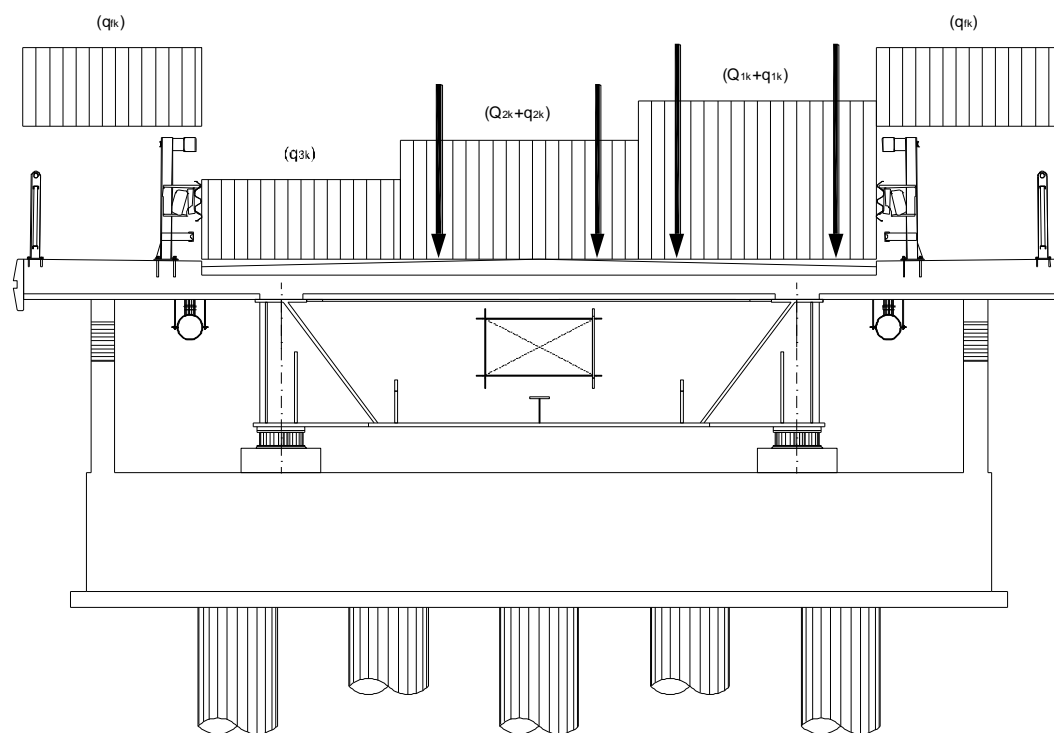


Figura 9.3 - Configurazione trasversale dei carichi mobili per la determinazione delle forze agenti sulla spalla

b) Azione sismica

A vantaggio di sicurezza le forze di progetto considerate risultano le massime compatibili con il dispositivo sismico ovvero quelle connesse ad uno spostamento di 25 cm: ogni isolatore trasmette alla spalla una forza pari a **180 kN** (cfr.

LEGAMI COSTITUTIVI ISOLATORI IN CORRISPONDENZA DELLE **PILE (TIPO B)**

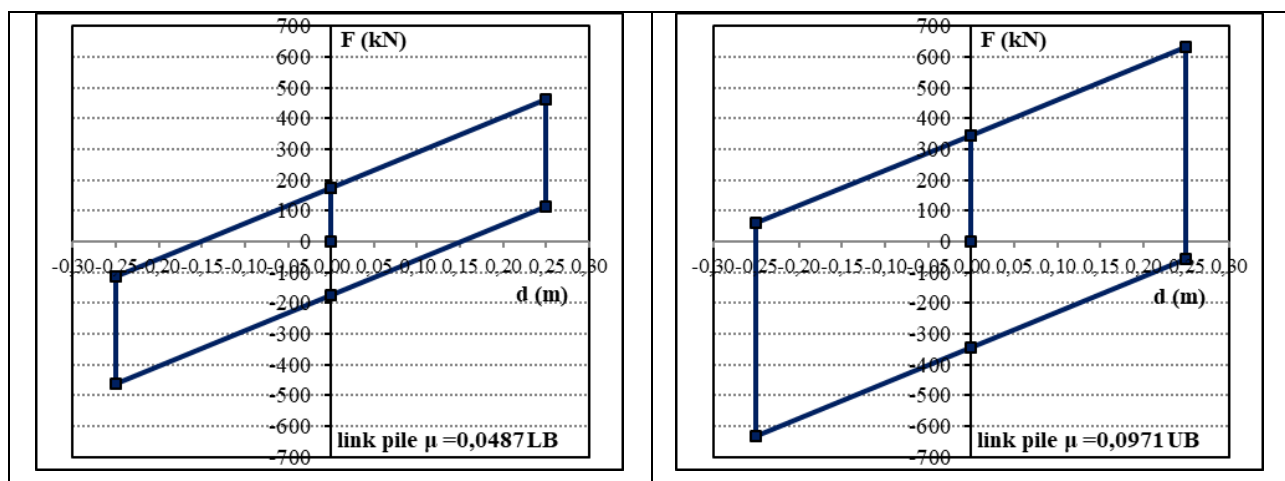


Figura 8.4 par. 8.5 della presente Relazione di Calcolo).

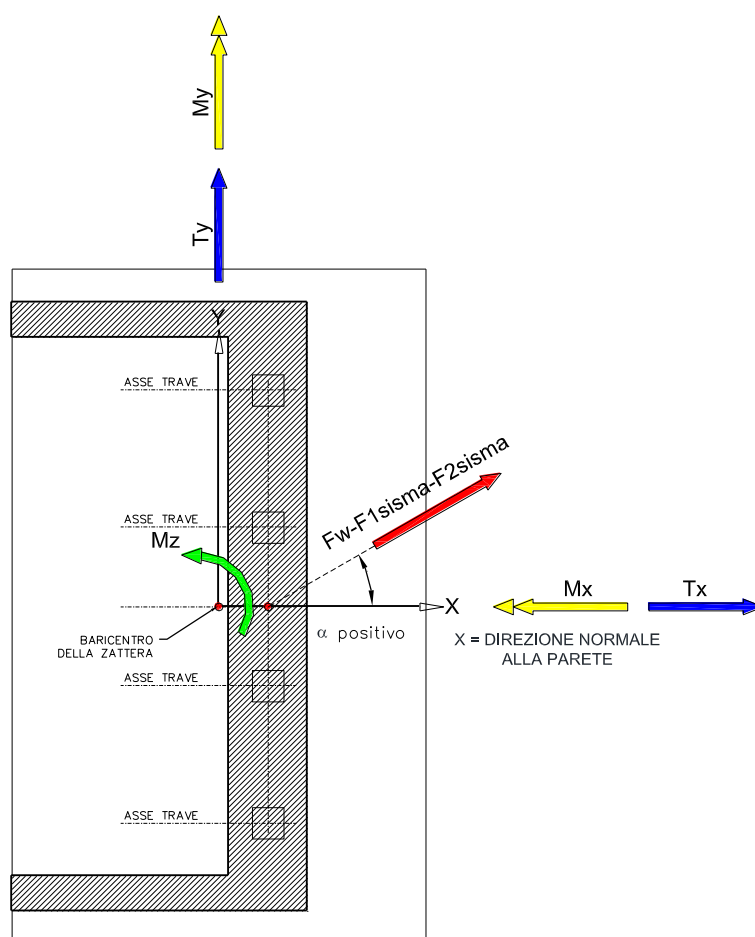


Figura 9.4 – Schema d'applicazione delle forze sismiche nel modello di calcolo della spalla

c) Azione del vento

L'azione di progetto deriva dall'applicazione sul modello FEM del viadotto delle forze associate alla pressione agente trasversalmente all'impalcato determinata come da Tabelle successive.

Pressione del vento: $p = q_{\text{ref}} \times c_e(z) \times c_d \times C_{fx} = 0,4217 \times 2,352 \times 1 \times 1,73 = 1,716 \text{ kNm}^{-2}$

Forza associata alla pressione del vento : $q = p \times A_{\text{ref}} = 1,716 \times 5,02 = 8,614 \text{ kNm}^{-1}$

Forza agente trasversalmente sulla Spalla : $F_w = q \times L_{\text{campata}}/2 = 8,614 \times 29/2 = \mathbf{124,9 \text{ kN}}$

d) *Variazione termica*

L'azione di progetto deriva dall'applicazione sul modello FEM del viadotto di una variazione termica negativa (accorciamento dell'impalcato) di **-24°C** determinata secondo le raccomandazioni della UNI EN 1991-1-5 e dell'Annesso Nazionale.

e) *Ritiro*

L'azione di progetto deriva dall'applicazione sul modello FEM del viadotto di una variazione termica negativa equivalente al ritiro ($\epsilon = 2,79 \times 10^{-4}$) di **-26,8°C**.

9.3 Modello di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche strutturali e geotecniche degli elementi che costituiscono la spalla sono stati eseguiti con un programma di calcolo dedicato alle strutture di sostegno poggianti su pali, tenendo conto delle seguenti azioni:

a) *Pesi propri della struttura;*

b) *Peso del terreno gravante sulla zattera di fondazione;*

c) *Carichi permanenti strutturali e non strutturali trasferiti dall'impalcato:*

- Peso della carpenteria metallica;
- Peso della soletta;
- Carichi permanenti gravanti sull'impalcato.

d) *Ritiro*

Il ritiro della soletta preso in conto nel calcolo dell'impalcato può determinare un carico orizzontale ed in funzione dell'iperstaticità dello schema statico anche un carico verticale, agente al livello degli appoggi.

e) Azioni indotte da variazioni termiche

Le variazioni termica prese in conto nel calcolo dell'impalcato possono determinare in funzione dell'iperstaticità dello schema statico un carico verticale agente al livello degli appoggi.

E' possibile inoltre considerare le azioni orizzontali dovute ad una variazione termica uniforme che interessa l'intero impalcato in presenza di un sistema d'isolamento.

f) Azione del vento

L'azione del vento sull'impalcato determina carichi verticali ed orizzontali agenti a livello degli appoggi.

g) Azioni variabili da traffico

- Carico verticale agente sugli appoggi indotto dai carichi mobili transitanti sull'impalcato (Schema di carico 1);
- Carico verticale agente sugli appoggi indotto dalla folla compatta sull'impalcato (Schema di carico 5);
- Carico disposto sul terrapieno a monte della spalla di 20 kNm^{-2} ;
- Carico verticale di 300 kN ed orizzontale di 180 kN agente in sommità al paraghiaia ed utilizzato per il calcolo dello stesso (punto C5.1.3.3.7.2 della Circ. Min. 02/02/2009 n° 617).

h) Azioni connesse al frenamento

In funzione dei dispositivi di vincolo sulla spalla agisce un carico orizzontale ed un carico verticale concomitante connessi all'azione di frenamento (punto 5.1.3.5 del D.M. 17/01/2018).

i) Resistenze parassite dei vincoli

Nel calcolo della spalla si tiene conto delle forze orizzontali che nascono per effetto dell'attrito degli apparecchi d'appoggio, a seguito degli allungamenti/accorciamenti dell'impalcato dovuti alle variazioni termiche. Tali forze, in presenza di isolatori, sono sostituite da quelle associate alla variazione termica longitudinale uniforme. Si definisce l'azione dovuta all'attrito nelle due situazioni di ponte carico e scarico.

j) Azioni sismiche trasferite dall'impalcato

In funzione del tipo di vincolo fornito dagli appoggi l'impalcato trasferisce azioni sismiche in direzione verticale, trasversale e longitudinale.

k) Azioni inerziali in fase sismica

Sono considerate agenti su tutti gli elementi della spalla (compreso il terreno che grava sulla zattera di fondazione) le forze orizzontali connesse all'azione sismica date dal prodotto della massa degli stessi per l'accelerazione massima attesa nel sito $a_{\max} = S \cdot a_g$.

1) *Spinte del terreno:*

- Spinta del terreno statica calcolata in condizione di spinta attiva (K_a) o spinta a riposo (K_0);
- Sovraspinta indotta da un carico uniformemente distribuito (carico mobile) disposto a monte della spalla;
- Incremento di spinta del terreno in fase sismica calcolato come differenza fra la spinta calcolata mediante la formulazione di Mononobe-Okabe e quella del terreno in condizione di spinta attiva o a riposo (la risultante delle forze è considerata applicata a metà dell'altezza della spalla nel caso di fondazione su pali).

Per quanto concerne le verifiche geotecniche e il calcolo delle azioni di progetto per il dimensionamento dei pali o micropali di fondazione, dato un sistema di riferimento (O,X,Y,Z) centrato in O proiezione del baricentro della zattera alla base della stessa, con X ortogonale alla parete, Y a formare con X un angolo di 90° in senso antiorario e Z diretto secondo la verticale, il programma determina preventivamente nelle varie combinazioni di carico le risultanti delle azioni alla base della zattera in corrispondenza del suo baricentro secondo le relazioni:

$$\begin{aligned}
 N &= \sum_i N_i & T_x &= \sum_i T_{xi} & T_y &= \sum_i T_{yi} \\
 M_x &= \sum_i (N_i \cdot y'_i + T_{yi} \cdot z_i) \\
 M_y &= \sum_i (N_i \cdot x_i + T_{xi} \cdot z_i) \\
 M_z &= \sum_i (-T_{xi} \cdot y_i + T_{yi} \cdot x_i)
 \end{aligned}$$

dove:

- N è la risultante delle azioni verticali;
- N_i è la forza verticale della i-esima condizione di carico;
- M_x è il momento attorno all'asse X del riferimento;
- T_{yi} è la forza orizzontale della i-esima condizione di carico in direzione Y;
- M_y è il momento attorno all'asse Y del riferimento;
- T_{xi} è la forza orizzontale della i-esima condizione di carico in direzione X;
- M_z è il momento attorno all'asse Z del riferimento;

- $x_i y_i z_i$ coordinate della posizione del punto d'applicazione delle forze;
- M_z è il momento attorno all'asse Z del riferimento.

Convenzionalmente:

- N è positiva se diretta verso il basso (verso negativo asse Z);
- M_x è positivo se tende a ribaltare la spalla nel verso positivo dell'asse Y;
- M_y è positivo se tende a ribaltare la spalla nel verso positivo dell'asse X;
- T_x è positiva se diretta nel verso positivo dell'asse X;
- T_y è positiva se diretta nel verso positivo dell'asse Y;
- M_z è positivo se tende a ruotare la spalla attorno all'asse Z in senso antiorario.

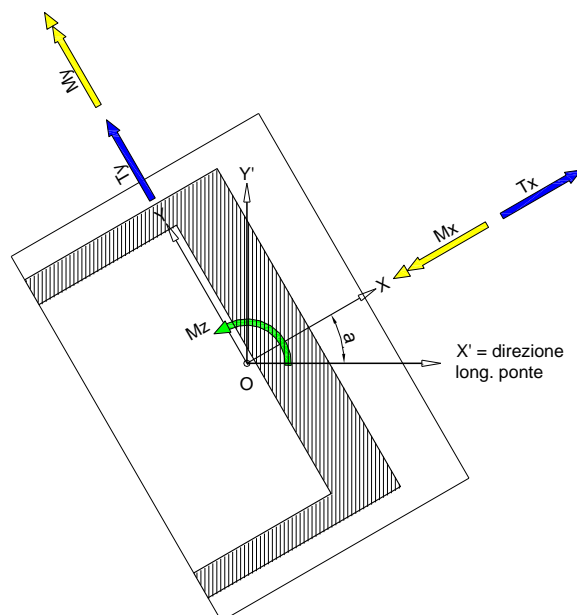


Figura 9.5 – Sistemi di riferimento e convenzioni per il calcolo delle sollecitazioni alla base della zattera

Nel caso di fondazione su pali il sistema di forze che agisce in testa all'i-esimo palo una volta trasportate le sollecitazioni dall'origine O del sistema di riferimento nel "baricentro" O_p della palificata è data da:

$$N_{pi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \times y_{pi}}{\sum_j (y_{pj})^2} + \frac{M_y \times x_{pi}}{\sum_j (x_{pj})^2}$$

$$T_{pi} = \sqrt{\left[\frac{T_x}{n} + \frac{M_z \times d_{pi}}{\sum_j (d_{pj})^2} \times \cos(\theta + \pi/2) \right]^2 + \left[\frac{T_y}{n} + \frac{M_z \times d_{pi}}{\sum_j (d_{pj})^2} \times \sin(\theta + \pi/2) \right]^2}$$

dove:

- x_{pi} e y_{pi} sono le coordinate del centro dell'i-esimo palo rispetto al sistema di riferimento (O_p, X_p, Y_p, Z_p) ottenuto traslando (O, X, Y, Z) in O_p ;
- θ è l'angolo formato dalla retta congiungente O_p con il centro del palo e l'asse X_p .

Le sollecitazioni di progetto degli elementi che costituiscono la spalla (parete, paraghiaia e muri andatori) possono essere determinate ipotizzando per i paramenti uno schema statico a mensola incastrata alla base oppure mediante un modello complessivo agli elementi finiti.

Le verifiche sono state svolte secondo l'**Approccio 2**, come richiesto dal D.M. 17/01/2018.

9.4 Verifiche delle spalle

GEOMETRIA DELLA SPALLA			
Lunghezza zattera.....	Lzx	5,00	[m]
Lunghezza zattera.....	Lzy	11,40	[m]
Altezza della zattera.....	Hx	1,50	[m]
Lunghezza della parete.....	Lpy	11,30	[m]
Spessore della parete.....	Sparx	3,20	[m]
Altezza della parete.....	Hpar	0,00	[m]
Distanza fra bordo zattera e parete (lati di valle).....	d1	0,00	[m]
Spessore del paraghiaia.....	Sprg	0,60	[m]
Altezza del paraghiaia.....	Hprg	2,50	[m]
Distanza fra i fili di monte di parete e paraghiaia.....	d2	0,00	[m]
Spessore base paraghiaia (solo per paragh. arretrato).....	Sbprg	0,00	[m]
Sporgenza oggetto di sommità.....	Lnasx	0,37	[m]
Altezza oggetto di sommità.....	Hnas	0,53	[m]
Spessore muro andatore in corrispondenza della parete.....	Smala1	0,40	[m]
Spessore muro andatore in corrispondenza del paraghiaia.....	Smala2	0,40	[m]
Lunghezza bandiera.....	Lbdx	0,00	[m]
Altezza lato superiore bandiera.....	Hbdsup	0,00	[m]
Altezza lato inclinato bandiera.....	Hbdincl	0,00	[m]
Altezza totale appoggio.....	Happ	0,50	[m]
Lato baggio.....	Lbag	1,00	[m]
Eccentricità asse appoggi rispetto asse parete in dir. X.....	x	0,20	[m]
Eccentricità asse parete rispetto asse zattera in dir. Y.....	y	0,00	[m]
Angolo fra la normale X all'asse degli appoggi e l'asse X' dell'impalcato.....	alpha	0,00	[deg]
PESO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI			
Peso totale della zattera.....	Gtzat	2137,50	[kN]
Peso della parete per unità di lunghezza.....	Gpar	0,80	[kN/m]
Peso totale della parete.....	Gtpar	9,04	[kN]
Peso del paraghiaia per unità di lunghezza.....	Gprg	37,50	[kN/m]
Peso totale del paraghiaia.....	Gtprg	423,75	[kN]
Peso oggetto di sommità per unità di lunghezza.....	Gnas	4,90	[kN/m]
Peso totale oggetto di sommità.....	Gtnas	55,40	[kN]
Peso muro andatore in corrispondenza della parete/ml.....	Gand1	0,10	[kN/m]
Peso muro andatore in corrispondenza del paraghiaia/ml.....	Gand2	25,00	[kN/m]
Peso di volume del terreno di riempimento.....	gammatr	18,00	[kN/mc]
Peso del terreno di riempimento per unità di lunghezza.....	Gterr	81,32	[kN/m]
Peso del terreno di riempimento.....	Gtterr	918,96	[kN]
POSIZIONE BARICENTRO ELEMENTI STRUTTURALI RISPETTO AGLI ASSI DELLA ZATTERA			
Parete.....	x	0,90	[m]
	z	1,51	[m]
Paraghiaia.....	x	-0,40	[m]
	z	2,76	[m]

Aggetto di sommità.....	x	0,08	[m]
	z	3,75	[m]
Terreno di riempimento.....	x	-1,60	[m]
	z	2,76	[m]

PARAMETRI DI PROGETTO DEL TERRENO			
Peso specifico.....	gammat	18,00	[kN/mc]
Angolo d'attrito (valore caratteristico).....	fi	35,00	[deg]
Angolo d'attrito fra cls e terreno (frazione angolo d'attrito).....	delta/fi	0,50	
Inclinazione profilo del terreno rispetto direz. orizzontale.....	i	0,00	[deg]
Coefficiente parziale di sicurezza angolo d'attrito/coesione (M1).....	gammafi	1,00	
Angolo d'attrito (valore di progetto) (M1).....	fid	35,00	[deg]
Angolo d'attrito fra cls e terreno (valore di progetto) (M1).....	delta	17,50	[deg]
Angolo d'attrito fra terreno di fondazione e zattera (caratteristico).....	fit	45,00	[deg]
Adesione fra terreno di fondazione e zattera (caratteristico).....	ca	0,00	[kPa]
Angolo d'attrito terreno di fondazione/zattera (progetto) (M1).....	fitd	45,00	[deg]
Coeff. d'adesione terreno di fondazione/zattera (progetto) (M1).....	cad	0,00	[kPa]

COEFFICIENTI SISMICI PER IL CALCOLO DELLA SPINTA DEL TERRENO			
Coefficiente di amplificazione stratifica.....	Ss	1,418	
Coefficiente di amplificazione topografica.....	St	1,000	
Accelerazione orizzontale di riferimento/g.....	ag/g	0,185	
Accelerazione orizzontale massima attesa/g.....	amax/g	0,262	
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione.....	betam	1,000	
Coefficiente sismico orizzontale.....	kh	0,360	
Coefficiente sismico verticale.....	kv	0,180	

AZIONI SISMICHE INDOTTE DALL'IMPALCATO			
Angolo fra la direzione 1 e la normale X all'asse degli appoggi.....	alpha1	0,00	[deg]
Angolo fra la direzione 2 e la normale X all'asse degli appoggi.....	alpha2	90,00	[deg]
Angolo fra la direzione 3 e la normale X all'asse degli appoggi.....	alpha3	0,00	[deg]
Forza nella direzione 1.....	F1sisma	360,00	[kN]
Forza nella direzione 2.....	F2sisma	360,00	[kN]
Forza nella direzione 3.....	F3sisma	360,00	[kN]
Ecc. forza verticale Ne associata a F1sisma rispetto asse X zattera.....	y	0,00	[m]
Ecc. forza verticale Ne associata a F2sisma rispetto asse X zattera.....	y	0,00	[m]
Ecc. forza verticale Ne associata a F3sisma rispetto asse X zattera.....	y	0,00	[m]

CARICHI STATICI E PARAMETRI CORRELATI (VALORI CARATTERISTICI)			
---	--	--	--

< Carichi permanenti >			
Peso della carpenteria metallica.....	g11	195,00	[kN]
Peso della soletta.....	g12	974,70	[kN]
Carichi permanenti.....	g2	656,10	[kN]
Totale carichi permanenti.....	F	1825,80	[kN]
Eccentricità del carico rispetto asse X zattera.....	y	0,00	[m]

< Azioni indotte dal ritiro >			
Totale carichi.....	F	-262,20	[kN]
Eccentricità del carico rispetto asse X zattera.....	y	0,00	[m]
Azione orizzontale del ritiro.....	Hrit	70,85	[kN]

< Azioni indotte da variazioni termiche >			
Totale carichi.....	F	-143,00	[kN]
Eccentricità del carico rispetto asse X zattera.....	y	0,00	[m]

< Vento >			
Totale carichi.....	F	0,10	[kN]
Eccentricità del carico rispetto asse X zattera.....	y	1596,00	[m]

< Azione orizzontale del vento >			
Angolo ingresso del vento.....	alpha3	90,00	[deg]
Forza del vento.....	Fw	124,90	[kN]

< Carichi mobili >			
Carico mobile complessivo.....	q1	1685,00	[kN]
Eccentr. carico mobile rispetto asse zattera in dir. Y.....		1,72	[m]
Carico mobile complessivo associato al frenamento (verticale).....		339,00	[kN]
Eccentr. carico mobile rispetto asse zattera in dir. Y (fren.).....		0,00	[m]
Azione orizzontale di frenamento.....		158,00	[kN]
Carico mobile per il calcolo del paraghiaia.....	Q1k	300,00	[kN]
Carico orizzontale associato al carico mobile per il calcolo del paraghiaia.....	0,6*Q1k	180,00	[kN]

< Azione dell'attrito >			
Peso fittizio per calcolo forza d'attrito a ponte scarico.....		63,45	[kN]
Peso fittizio per calcolo forza d'attrito a ponte carico.....		63,45	[kN]
Coefficiente d'attrito a ponte scarico.....		1,00	
Coefficiente d'attrito a ponte carico.....		1,00	
Attrito a ponte scarico.....		63,45	[kN]
Attrito a ponte carico.....		63,45	[kN]

SPINTE E CARICHI DEL TERRENO			
Coefficiente d'incremento delle spinte in direzione X.....		1,00	
Coefficiente d'incremento delle spinte in direzione Y.....		1,00	
Spinte statiche terreno nelle combinazioni di carico valutate in condizione.....	Ka		
< Azioni statiche >			
Coefficiente di spinta attiva (M1).....	Ka	0,25	
Coefficiente di spinta a riposo (M1).....	K0	0,43	
Altezza totale della spalla per il calcolo delle spinte.....		4,01	[m]
Altezza complessiva di parete e paraghiaia.....		2,51	[m]
Altezza applicazione spinta terreno.....		1,34	[m]
Altezza applicazione spinta terreno (per soll. base parete).....		0,84	[m]
Altezza applicazione spinta terreno (per soll. base paraghiaia).....		0,83	[m]
Spinta del terreno alla base della zattera (/ml) [Ka].....	Sptot/ml	35,62	[kN/m]
Spinta del terreno totale base della zattera [Ka].....	Sptot	402,50	[kN]
Spinta del terreno alla base di parete e muri andatori (/ml) [Ka].....	Spar/ml	13,96	[kN/m]
Spinta del terreno alla base del paraghiaia (/ml) [Ka].....	Sprg/ml	13,84	[kN/m]
Sovraccarico sul terrapieno a monte della spalla.....		20,00	[kN/mq]
Peso del sovraccarico sulla zattera.....		406,80	[kN]
Spinta del sovraccarico alla base della zattera (/ml) [Ka].....		19,74	[kN/m]
Spinta del sovraccarico alla base della zattera [Ka].....		223,05	[kN]
Spinta del sovraccarico alla base della parete (/ml) [Ka].....		12,36	[kN/m]
Spinta del sovraccarico alla base del paraghiaia (/ml) [Ka].....		12,31	[kN/m]
Spinta del terreno alla base della zattera (/ml) [K0].....		61,71	[kN/m]
Spinta del terreno totale base della zattera [K0].....		697,35	[kN]
Spinta del terreno alla base di parete e muri andatori (/ml) [K0].....		24,18	[kN/m]
Spinta del terreno alla base del paraghiaia (/ml) [K0].....		23,99	[kN/m]
Spinta del sovraccarico alla base della zattera (/ml) [K0].....		34,20	[kN/m]
Spinta del sovraccarico alla base della zattera [K0].....		386,45	[kN]
Spinta del sovraccarico alla base della parete (/ml) [K0].....		21,41	[kN/m]
Spinta del sovraccarico alla base del paraghiaia (/ml) [K0].....		21,32	[kN/m]
Altezza applicazione spinta sovraccarico.....		2,01	[m]
Altezza applicazione spinta sovraccarico (per soll. base parete).....		1,26	[m]
Altezza applicazione spinta sovraccarico (per soll. base paragh.).....		1,25	[m]
< Azioni sismiche >			
Spinte associate all'azione sismica verticale diretta verso il basso			
=====			
Coefficiente di spinta attiva (M1).....	Kas	0,48	
Altezza applicazione spinta terreno.....		2,01	[m]
Altezza applicazione spinta terreno (per soll. base parete).....		1,26	[m]
Altezza applicazione spinta terreno (per soll. base paraghiaia).....		1,25	[m]
Spinta del terreno in fase sismica (/ml).....	Sstot/ml	81,94	[kN/m]
Incremento di spinta rispetto alla fase statica (base zattera) (/ml).....	DSstot/ml	46,32	[kN/m]
Incremento di spinta rispetto alla fase statica (base zattera).....	DSstot	523,45	[kN]
Incremento di spinta alla base di parete (/ml).....	DSpar/ml	29,00	[kN/m]
Incremento di spinta alla base del paraghiaia (/ml).....	DSprg/ml	28,88	[kN/m]
Sovraccarico sul terrapieno a monte della spalla.....		0,00	[kN/mq]
Peso del sovraccarico sulla zattera.....		0,00	[kN]
Spinta del sovraccarico alla base della zattera (/ml).....		0,00	[kN/m]
Spinta del sovraccarico alla base della zattera.....		0,00	[kN]
Spinta del sovraccarico alla base della parete (/ml).....		0,00	[kN/m]
Spinta del sovraccarico alla base del paraghiaia (/ml).....		0,00	[kN/m]
Spinte associate all'azione sismica verticale diretta verso l'alto			
=====			
Coefficiente di spinta attiva (M1).....	Kas	0,66	
Altezza applicazione spinta terreno.....		2,01	[m]
Altezza applicazione spinta terreno (per soll. base parete).....		1,26	[m]
Altezza applicazione spinta terreno (per soll. base paraghiaia).....		1,25	[m]
Spinta del terreno in fase sismica (/ml).....	Sstot/ml	78,30	[kN/m]
Incremento di spinta rispetto alla fase statica (base zattera) (/ml).....	DSstot/ml	42,68	[kN/m]
Incremento di spinta rispetto alla fase statica (base zattera).....	DSstot	482,28	[kN]
Incremento di spinta alla base di parete (/ml).....	DSpar/ml	26,71	[kN/m]
Incremento di spinta alla base del paraghiaia (/ml).....	DSprg/ml	26,61	[kN/m]
Sovraccarico sul terrapieno a monte della spalla.....		0,00	[kN/mq]
Peso del sovraccarico sulla zattera.....		0,00	[kN]
Spinta del sovraccarico alla base della zattera (/ml).....		0,00	[kN/m]
Spinta del sovraccarico alla base della zattera.....		0,00	[kN]
Spinta del sovraccarico alla base della parete (/ml).....		0,00	[kN/m]
Spinta del sovraccarico alla base del paraghiaia (/ml).....		0,00	[kN/m]
DATI RELATIVI AI PALI DI FONDAZIONE			
Diametro dei pali.....	D	100,00	[cm]
Lunghezza della zona di terreno interessata dallo spostamento dei pali.....	Def	150,00	[cm]
Modulo elastico del calcestruzzo.....	E	32588108	[kPa]
Coefficiente di Winkler ($k=A+Bz^n$).....	A	30000	[kN/mc]
Coefficiente di Winkler ($k=A+Bz^n$).....	B	0,00	[kN/m^4]
Momento d'inerzia di un palo.....	J	4908739	[cm^4]
Modulo di reazione del terreno.....	Es	45000,00	[kPa]
Lunghezza dei pali di fondazione.....	L	30,00	[m]

DISTINTA DEI CARICHI VERTICALI SUI SINGOLI APPOGGI			
Carichi Permanenti Strutturali e Non Strutturali			
Trave.....	n°	1	2
Posizione appoggio rispetto asse X parete.....	ypar	-3,10	3,10
Posizione appoggio rispetto asse X zattera.....	yzat	-3,10	3,10
Peso della carpenteria metallica.....	g11	97,50	97,50
Peso della soletta.....	g12	487,30	487,30
Carichi permanenti.....	g2	328,00	328,00
Totale carico su singolo appoggio Fi.....	[kN]	913,00	913,00
Azioni Indotte dal Ritiro			
Trave.....	n°	1	2
Ritiro.....	e2 [kN]	-131,00	-131,00
Azioni Indotte dalla Variazione di Temperatura			
Trave.....	n°	1	2
Azioni indotte dalla variazione di temperatura.....	e3 [kN]	-71,50	-71,50
Vento			
Trave.....	n°	1	2
Vento.....	[kN]	-22,50	22,50
Carichi Mobili			
Trave.....	n°	1	2
Carichi mobili.....	[kN]	475,00	1210,00
Carichi Mobili associati al Frenamento			
Trave.....	n°	1	2
Carichi mobili associati al frenamento.....	[kN]	169,50	169,50

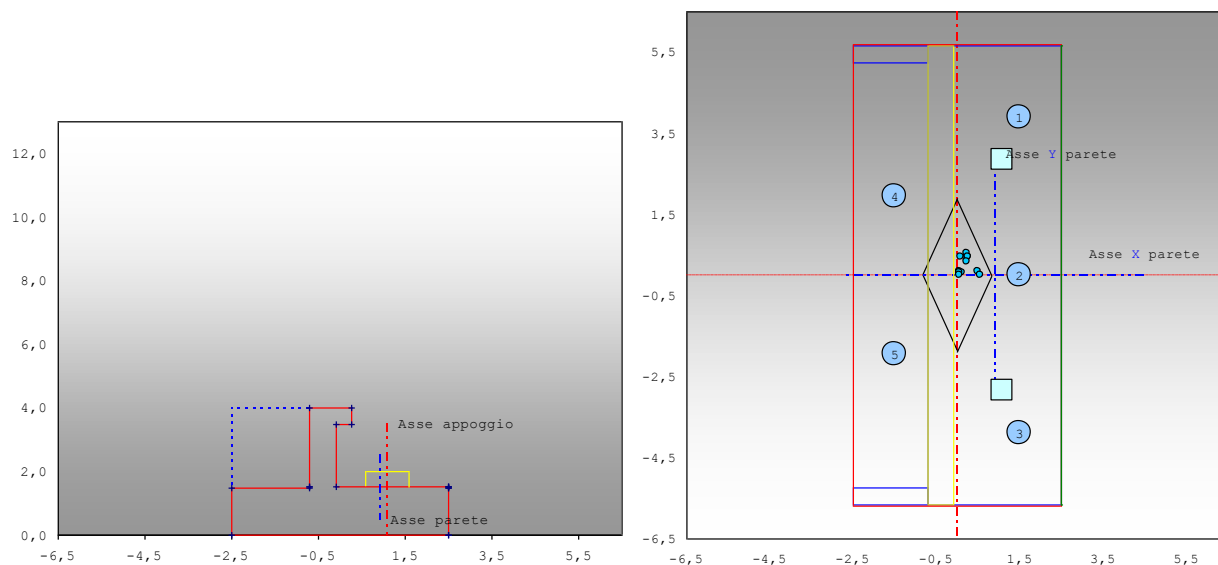


Figura 9.6 – Sezione e pianta della spalla

9.4.1 Verifiche delle pareti verticali

Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza per la sezione maggiormente sollecitata della struttura. I calcoli sono stati eseguiti con un programma su sezioni aventi larghezza di base pari a 100 cm ed altezza pari allo spessore dell'elemento strutturale distanti fra loro circa 20 cm, con riferimento alla disposizione delle armature riportate in Figura 9.7, tenendo conto a livello di ciascuna sezione dell'effettivo ancoraggio delle barre.

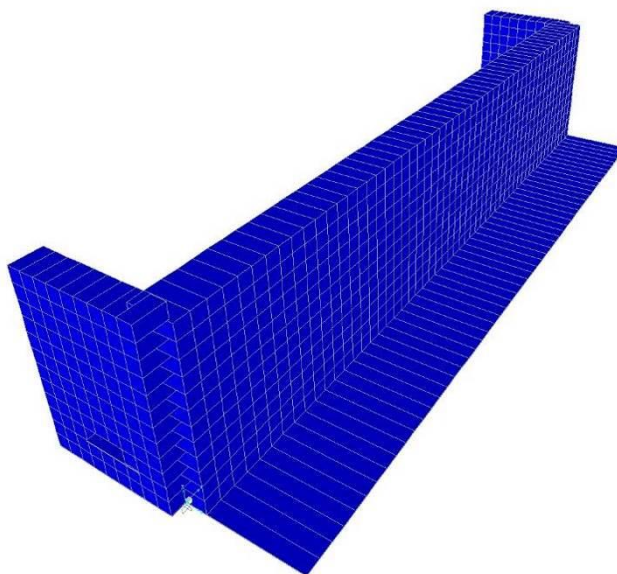
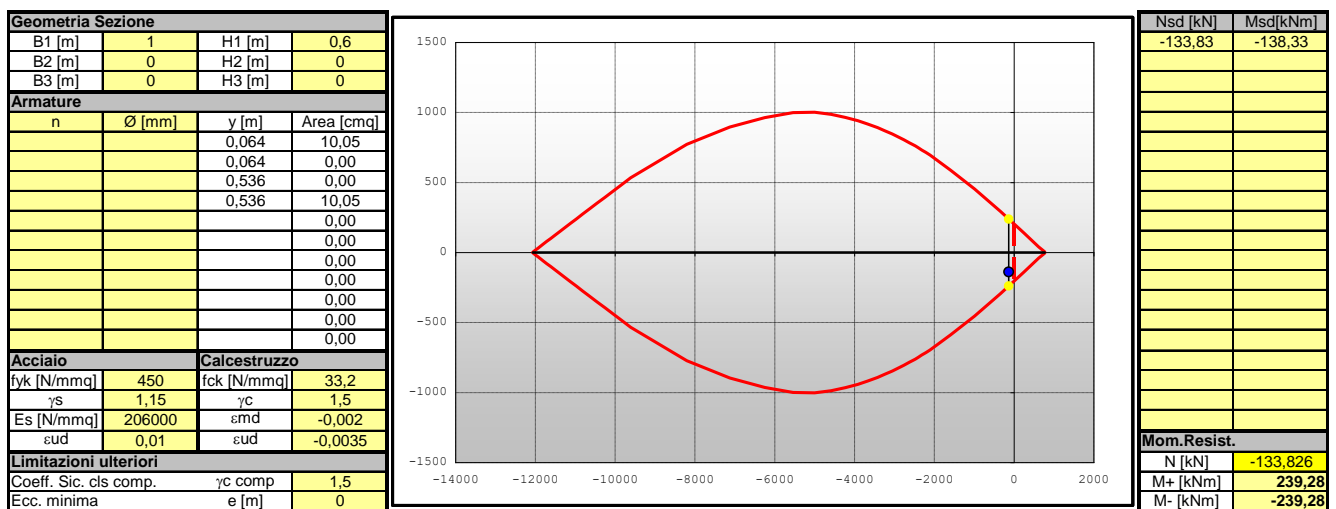


Figura 9.7 – Vista estrusa del modello agli elementi finiti dell'elevazione della Spalla A

Negli schemi delle armature riportati nel seguito la lunghezza L riportata nelle etichette indica la misura del solo tratto rettilineo delle barre. In talune circostanze accanto al valore L può comparire la dicitura +[L1d] o +[L1s] a significare che il tratto rettilineo della barre prosegue oltre L per un tratto di lunghezza L1 a destra o a sinistra (tipicamente L1 rappresenta una lunghezza d'ancoraggio).

Verifica a presso-flessione (comb. SLU)



Coefficiente di sicurezza: $M_{sd}/M_{rd} = -138,33/-239,28 = 0,58 < 1,00$

Verifica a taglio (comb. SLU)

Larghezza della sezione.....	B	100,00	[cm]
Altezza della sezione.....	H	60,00	[cm]
Altezza utile della sezione.....	d	53,60	[cm]
Angolo.....	teta'	44,00	[°]
Angolo.....	teta	44,00	[°]
Cotangente.....	ctg(teta)	1,04	
Area armatura a taglio.....	Asw/s	7,07	[cmq/m]
Resistenza di calcolo dell'acciaio.....	fyd	3913,04	[daN/cm ²]
Resistenza di calcolo a compressione.....	fcd	188,13	[daN/cm ²]
Resistenza di calcolo a compressione ridotta.....	f'cd	94,07	[daN/cm ²]
Resistenza media a trazione.....	fctm	30,99	[daN/cm ²]
Tensione media a compressione/trazione.....	sigmacp	2,23	[daN/cm ²]
Coefficiente.....	alphac	1,01	

SOLLECITAZIONI

Forza assiale di progetto.....	N	13382,60	[daN]
Taglio di progetto.....	T	10048,20	[daN]

RISULTATI DEL CALCOLO

Taglio resistente lato armature.....	VRsd	13817,11	[daN]
Taglio resistente lato calcestruzzo.....	VRcd	229438,85	[daN]
Taglio resistente.....	VRd	13817,11	[daN]
Coefficiente di valutazione della sicurezza.....	T/Vrd	0,73	< 1

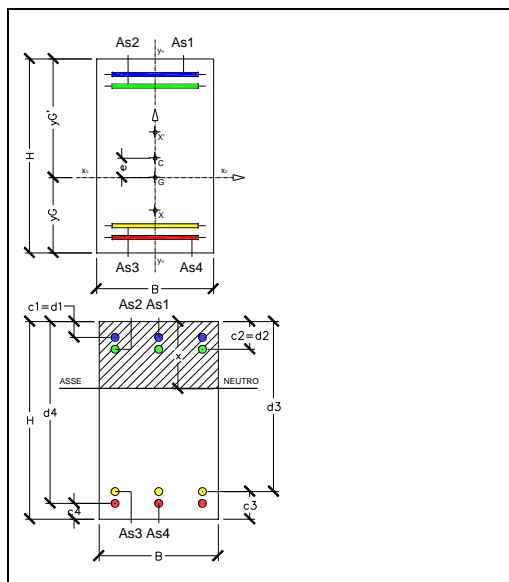
Verifica a presso-flessione (comb. RARA)

Figura 9.8 – Geometria della

Sezione per le verifiche agli SLE

GEOMETRIA

sezione.....	B	100,00	[cm]
Altezza della sezione.....	H	60,00	[cm]
Area barre superiori strato esterno.....	As1	10,05	[cmq]
Area barre superiori strato interno.....	As2	0,00	[cmq]
Area barre inferiori strato interno.....	As3	0,00	[cmq]
Area barre inferiori strato esterno.....	As4	10,05	[cmq]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo superiore.....	c1=d1	6,40	[cm]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo superiore.....	c2=d2	6,40	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c3	6,40	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c4	6,40	[cm]
Distanza delle barre inferiori dal lembo superiore.....	d3	53,60	[cm]
Distanza delle barre inferiori dal lembo superiore.....	d4	53,60	[cm]
Area totale delle barre d'armature.....	Astot	20,11	[cmq]

SOLLECITAZIONI

Forza assiale di progetto.....	N	10888,20	[daN]
Momento flettente di progetto.....	M	10246,88	[daNm]
Eccentricità della forza risultante.....	e	94,11	[cm]

CARATTERISTICHE D'INERZIA SEZIONE PARZIALIZZATA

Distanza.....	u	64,11	[cm]
Distanza.....	dr1	70,51	[cm]
Distanza.....	dr2	70,51	[cm]
Distanza.....	dr3	117,71	[cm]
Distanza.....	dr4	117,71	[cm]
Parametro.....	p	178326,00	[cmc]
Parametro.....	q	3542,44	[cmq]
Distanza dell'asse neutro dal centro di pressione.....	y	77,70	[cm]
Posizione asse neutro rispetto al lembo superiore.....	x	13,59	[cm]
Momento statico sezione reagente rispetto asse neutro...	Sn	4282,75	[cmc]

RISULTATI DEL CALCOLO

Tensione lembo superiore calcestruzzo.....	scs	34,55	[daN/cm ²]
Tensione sulle armature As1.....	ss1	274,13	[daN/cm ²]
Tensione sulle armature As2.....	ss2	0,00	[daN/cm ²]
Tensione sulle armature As3.....	ss3	0,00	[daN/cm ²]
Tensione sulle armature As4.....	ss4	-1525,84	[daN/cm ²]
Tensione lembo inferiore calcestruzzo.....	sci	0,00	[daN/cm ²]
Tensione massima sul calcestruzzo.....	scmax	34,55	[daN/cm ²] < 199,2
Tensione massima sulle armature.....	ssmax	1525,84	[daN/cm ²] < 3600

Tensione minima di trazione sulle armature..... ssmin -1525,84 [daN/cm²] > -3600

Verifica a presso-flessione (comb. FREQUENTE)

GEOMETRIA

Larghezza della sezione.....	B	100,00	[cm]
Altezza della sezione.....	H	60,00	[cm]
Area barre superiori strato esterno.....	As1	10,05	[cm ²]
Area barre superiori strato interno.....	As2	0,00	[cm ²]
Area barre inferiori strato interno.....	As3	0,00	[cm ²]
Area barre inferiori strato esterno.....	As4	10,05	[cm ²]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo superiore.....	c1=d1	6,40	[cm]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo superiore.....	c2=d2	6,40	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c3	6,40	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c4	6,40	[cm]
Distanza delle barre inferiori dal lembo superiore.....	d3	53,60	[cm]
Distanza delle barre inferiori dal lembo superiore.....	d4	53,60	[cm]
Area totale delle barre d'armature.....	Astot	20,11	[cm ²]

SOLLECITAZIONI

Forza assiale di progetto.....	N	9082,60	[daN]
Momento flettente di progetto.....	M	7960,38	[daNm]
Eccentricità della forza risultante.....	e	87,64	[cm]

CARATTERISTICHE D'INERZIA SEZIONE PARZIALIZZATA

Distanza.....	u	57,64	[cm]
Distanza.....	dr1	64,04	[cm]
Distanza.....	dr2	64,04	[cm]
Distanza.....	dr3	111,24	[cm]
Distanza.....	dr4	111,24	[cm]
Parametro.....	p	117004,63	[cm ⁴]
Parametro.....	q	2794,21	[cm ⁴]
Distanza dell'asse neutro dal centro di pressione.....	y	71,47	[cm]
Posizione asse neutro rispetto al lembo superiore.....	x	13,83	[cm]
Momento statico sezione reagente rispetto asse neutro...	Sn	4686,00	[cm ³]

RISULTATI DEL CALCOLO

Tensione lembo superiore calcestruzzo.....	scs	26,81	[daN/cm ²]
Tensione sulle armature As1.....	ss1	216,00	[daN/cm ²]
Tensione sulle armature As2.....	ss2	0,00	[daN/cm ²]
Tensione sulle armature As3.....	ss3	0,00	[daN/cm ²]
Tensione sulle armature As4.....	ss4	-1156,27	[daN/cm ²]
Tensione lembo inferiore calcestruzzo.....	sci	0,00	[daN/cm ²]
Tensione massima sul calcestruzzo.....	scmax	26,81	[daN/cm ²]
Tensione massima sulle armature.....	ssmax	1156,27	[daN/cm ²]
Tensione minima di trazione sulle armature.....	ssmin	-1156,27	[daN/cm ²]

Verifica a presso-flessione (comb. QUASI PERMANENTE)

GEOMETRIA

Larghezza della sezione.....	B	100,00	[cm]
Altezza della sezione.....	H	60,00	[cm]
Area barre superiori strato esterno.....	As1	10,05	[cm ²]
Area barre superiori strato interno.....	As2	0,00	[cm ²]
Area barre inferiori strato interno.....	As3	0,00	[cm ²]
Area barre inferiori strato esterno.....	As4	10,05	[cm ²]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo superiore.....	c1=d1	6,40	[cm]
Copriferro di calcolo/distanza dal lembo superiore.....	c2=d2	6,40	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c3	6,40	[cm]
Copriferro di calcolo.....	c4	6,40	[cm]
Distanza delle barre inferiori dal lembo superiore.....	d3	53,60	[cm]
Distanza delle barre inferiori dal lembo superiore.....	d4	53,60	[cm]
Area totale delle barre d'armature.....	Astot	20,11	[cm ²]

SOLLECITAZIONI

Forza assiale di progetto.....	N	3665,00	[daN]
Momento flettente di progetto.....	M	1100,86	[daNm]
Eccentricità della forza risultante.....	e	30,04	[cm]

CARATTERISTICHE D'INERZIA SEZIONE PARZIALIZZATA

Distanza.....	u	0,04	[cm]
Distanza.....	dr1	6,44	[cm]
Distanza.....	dr2	6,44	[cm]
Distanza.....	dr3	53,64	[cm]
Distanza.....	dr4	53,64	[cm]
Parametro.....	p	-13202,26	[cmc]
Parametro.....	q	-181,18	[cmq]
Distanza dell'asse neutro dal centro di pressione.....	y	23,79	[cm]
Posizione asse neutro rispetto al lembo superiore.....	x	23,76	[cm]
Momento statico sezione reagente rispetto asse neutro...	Sn	26337,62	[cmc]

RISULTATI DEL CALCOLO

Tensione lembo superiore calcestruzzo.....	scs	3,31	[daN/cm ²]
Tensione sulle armature As1.....	ss1	36,23	[daN/cm ²]
Tensione sulle armature As2.....	ss2	0,00	[daN/cm ²]
Tensione sulle armature As3.....	ss3	0,00	[daN/cm ²]
Tensione sulle armature As4.....	ss4	-62,29	[daN/cm ²]
Tensione lembo inferiore calcestruzzo.....	sci	0,00	[daN/cm ²]
Tensione massima sul calcestruzzo.....	scmax	3,31	[daN/cm ²] < 149,4
Tensione massima sulle armature.....	ssmax	62,29	[daN/cm ²]
Tensione minima di trazione sulle armature.....	ssmin	-62,29	[daN/cm ²]

9.5 Verifiche delle zattere di fondazione

Le sollecitazioni di progetto della zattera di fondazione della spalla sono state determinate mediante un modello agli elementi finiti che la schematizza attraverso elementi shell. Il modello presenta vincoli in corrispondenza della posizione degli appoggi ed è caricato dalle reazioni dei pali, da quelle connesse alla presenza a tergo della parete del terreno di riempimento nonché del carico accidentale.

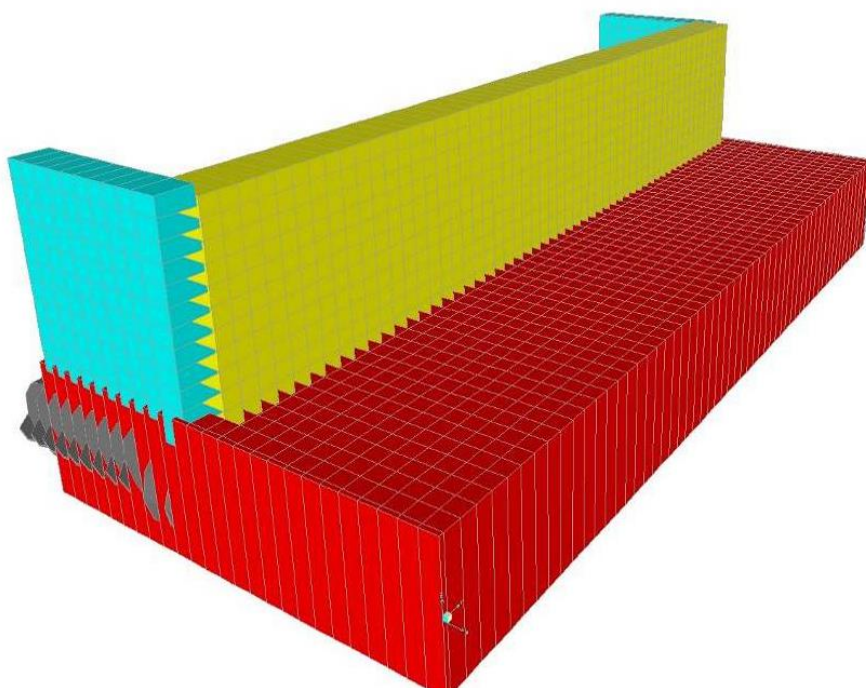


Figura 9.9 – Vista del modello agli elementi finiti della zattera di fondazione

La Tabella seguente riassume i valori delle sollecitazioni agenti alla base della zattera:

COMBINAZIONI (A1) STR							
NUMERO	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE DELLA ZATTERA						
COMB.*	N [kN]	My [kNm]	Tx [kN]	Mx [kNm]	Ty [kNm]	Mz [kNm]	
1	6850,6	442,6	648,9	649,7	204,2	224,6	
2	6796,8	444,6	679,4	389,8	122,5	134,7	
3	5221,7	475,3	594,4	389,8	122,5	134,7	
4	9918,9	2584,8	936,1	4564,4	122,5	134,7	
5	8665,5	2100,9	851,1	4564,4	122,5	134,7	
6	7947,9	845,4	1149,4	389,8	122,5	134,7	
7	6694,5	361,5	1064,4	389,8	122,5	134,7	
8	9151,9	2049,3	864,3	3780,6	204,2	224,6	
9	6244,5	3207,9	2486,2	596,8	382,8	-175,7	
10	6087,1	550,8	766,7	2646,4	1603,1	-226,0	
11	6053,1	3295,7	2486,2	0,0	0,0	0,0	
12	7317,4	1906,1	705,5	3352,1	81,7	89,8	
13	6760,3	1508,8	646,0	2319,2	0,0	0,0	
14	5055,7	318,7	486,4	0,0	0,0	0,0	

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza condotte sugli allineamenti longitudinali (direzione X) e trasversali (direzione Y) in cui si registrano i massimi valori delle sollecitazioni in funzione della disposizione e delle aree delle armature riportate nei grafici e per tutte le combinazioni di carico considerate.

Negli schemi delle armature riportati nel seguito la lunghezza L riportata nelle etichette indica la misura del solo tratto rettilineo delle barre. In talune circostanze accanto al valore L può comparire la dicitura +[L1d] o +[L1s] a significare che il tratto rettilineo della barre prosegue oltre L

per un tratto di lunghezza L_1 a destra o a sinistra (tipicamente L_1 rappresenta una lunghezza d'ancoraggio).

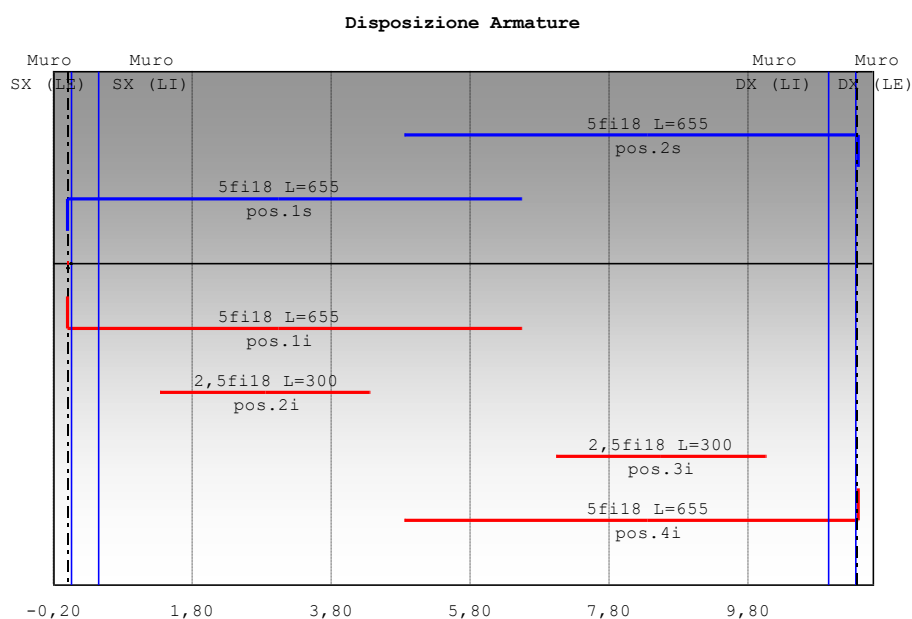


Figura 9.10- Schema delle armature per le verifiche di Resistenza

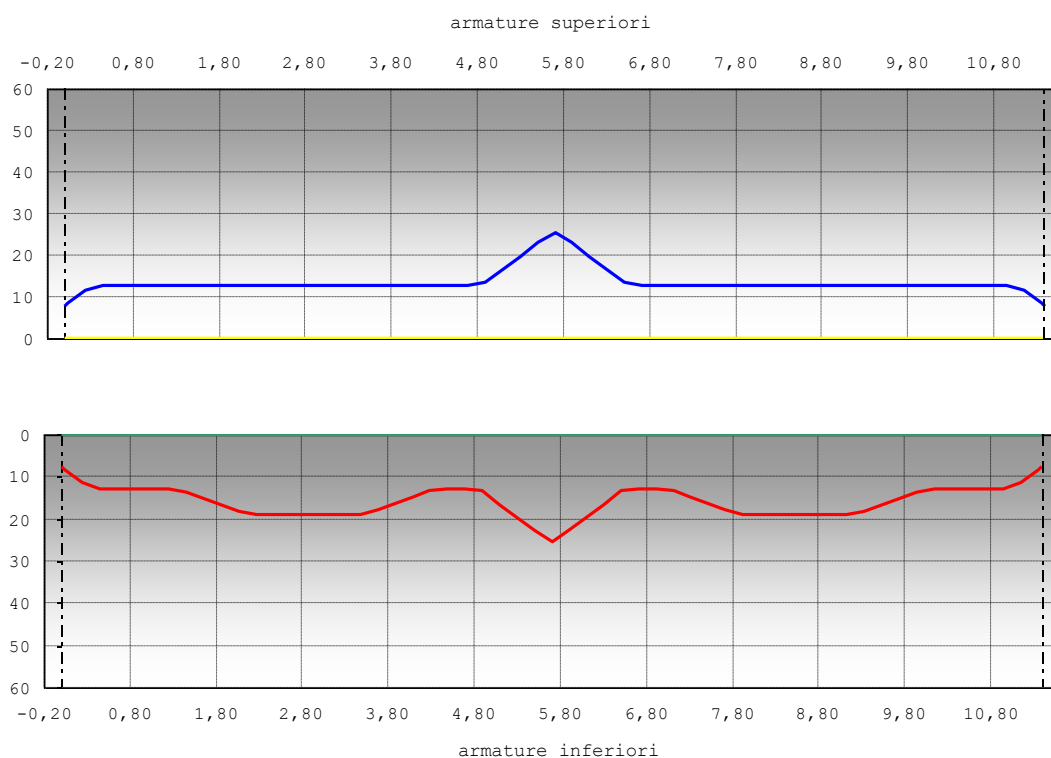


Figura 9.11 - Aree delle armature usate nelle verifiche (colori rosso e blu, più scuri, quelle sugli strati esterni)

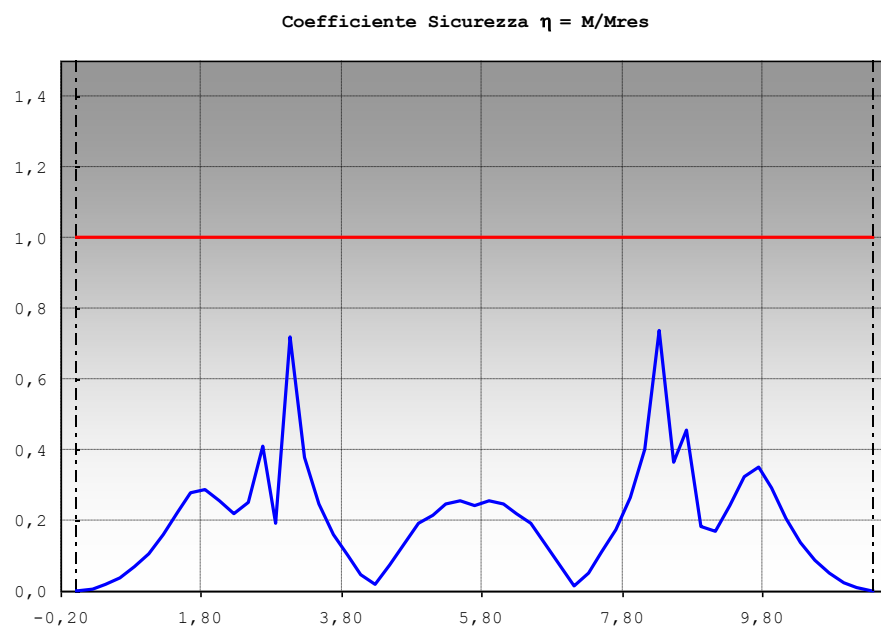


Figura 9.12 - Diagramma riassuntivo delle verifiche di resistenza (SLU-SLV)

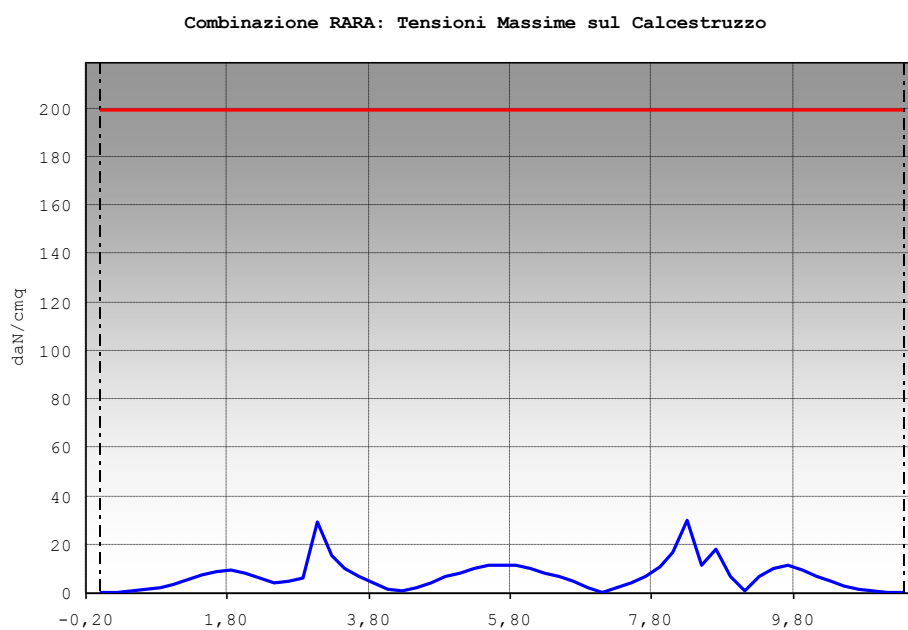


Figura 9.13 - Diagramma riassuntivo delle tensioni massime sul calcestruzzo (combinazione RARA)

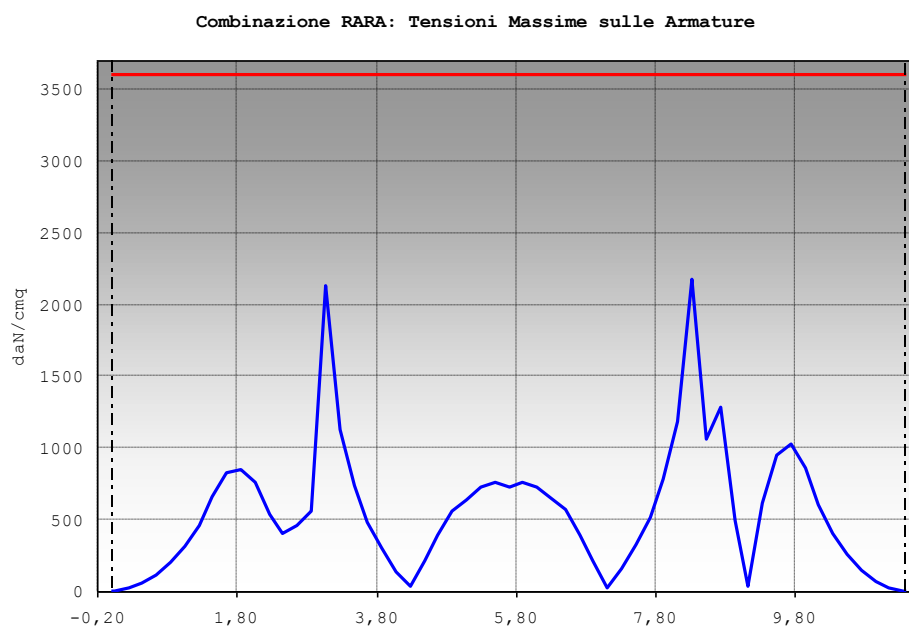


Figura 9.14 - Diagramma riassuntivo delle tensioni massime sulle armature (combinazione RARA)

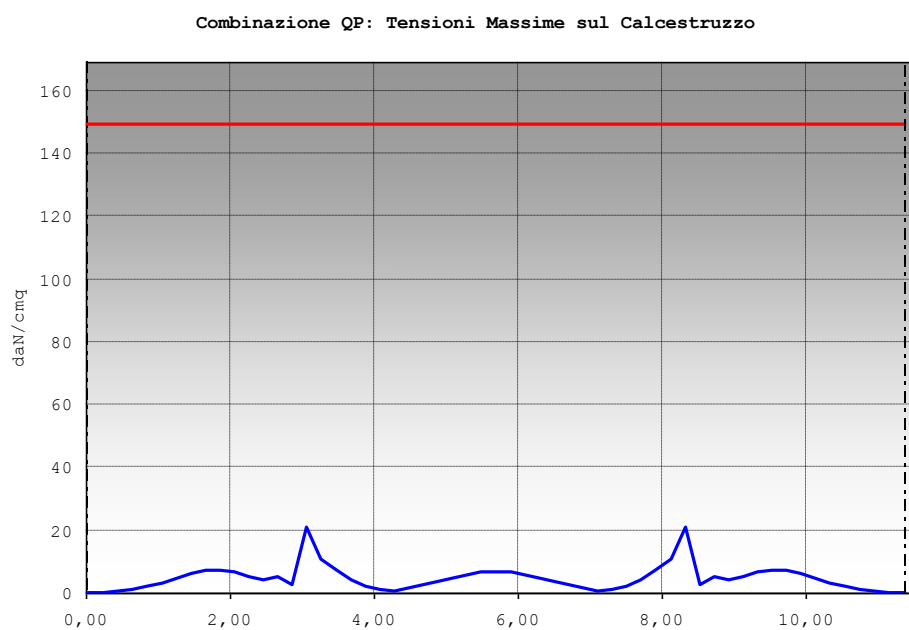


Figura 9.15 - Diagramma riassuntivo delle tensioni massime sul calcestruzzo (combinazione QUASI PERMANENTE)

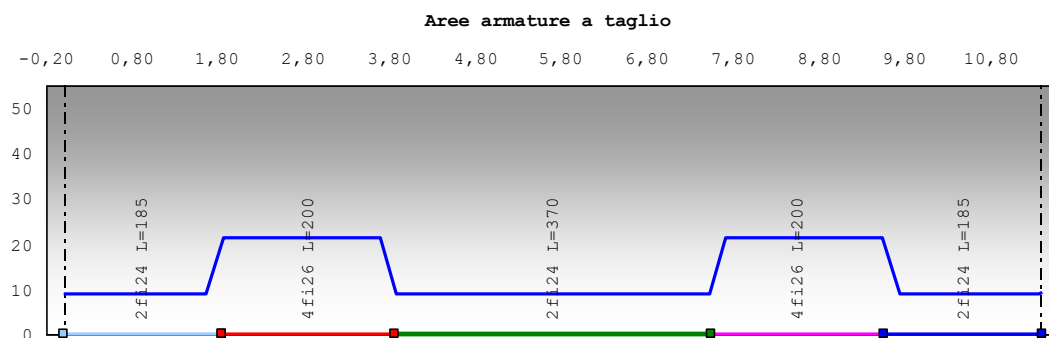


Figura 9.16 - Schema delle armature usate nelle verifiche di resistenza a Taglio

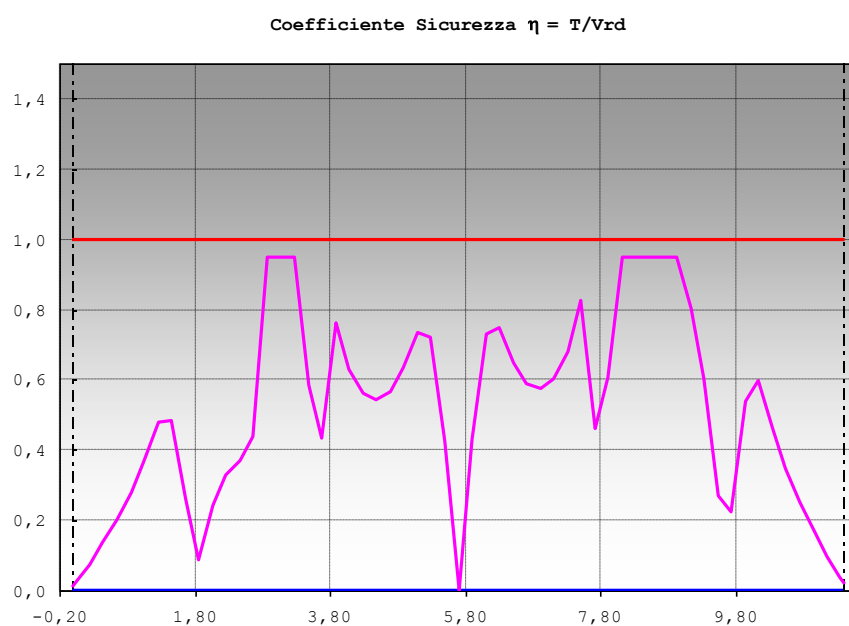


Figura 9.17 - Diagramma riassuntivo delle verifiche di resistenza a Taglio (SLU-SLV)

9.6 Verifiche di resistenza dei pali di fondazione

La Tabella seguente riassume i valori delle sollecitazioni agenti alla sommità dei pali di fondazione:

CARICHI VERTICALI AGENTI SUI PALI [kN]														
n°	Combinazioni di Carico													
Palo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	1257,6	1222,2	963,1	2408,5	2145,8	1458,6	1195,9	2140,8	1458,4	1347,1	1375,0	1775,2	1532,2	878,0
2	1190,9	1182,2	923,1	1940,3	1677,7	1418,6	1155,9	1753,0	1397,2	1075,7	1375,0	1431,4	1294,4	878,0
3	1124,3	1142,2	883,1	1472,2	1209,5	1378,6	1115,9	1365,2	1336,0	804,3	1375,0	1087,5	1056,5	878,0
4	1672,2	1645,1	1246,2	2283,0	2050,3	1866,1	1633,4	2140,3	1057,1	1565,7	964,0	1683,6	1557,5	1210,8
5	1605,6	1605,1	1206,2	1814,9	1582,2	1826,1	1593,4	1752,5	995,9	1294,3	964,0	1339,8	1319,7	1210,8
TAGLIO ALLA SOMMITA' DEI PALI [kN]														
n°	Combinazioni di Carico													
Palo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	121,1	128,2	111,6	178,6	161,9	220,9	204,0	161,7	516,3	358,7	497,2	135,2	129,2	97,3
2	137,8	138,7	122,1	189,3	172,5	231,6	214,7	179,0	502,5	350,4	497,2	142,3	129,2	97,3
3	154,8	149,3	132,6	199,9	183,1	242,2	225,4	196,3	488,6	342,9	497,2	149,4	129,2	97,3
4	125,1	131,9	115,2	182,9	166,0	225,3	208,4	167,1	511,0	366,8	497,2	138,1	129,2	97,3
5	142,5	142,6	125,8	193,6	176,7	236,1	219,1	184,7	497,2	359,2	497,2	145,3	129,2	97,3

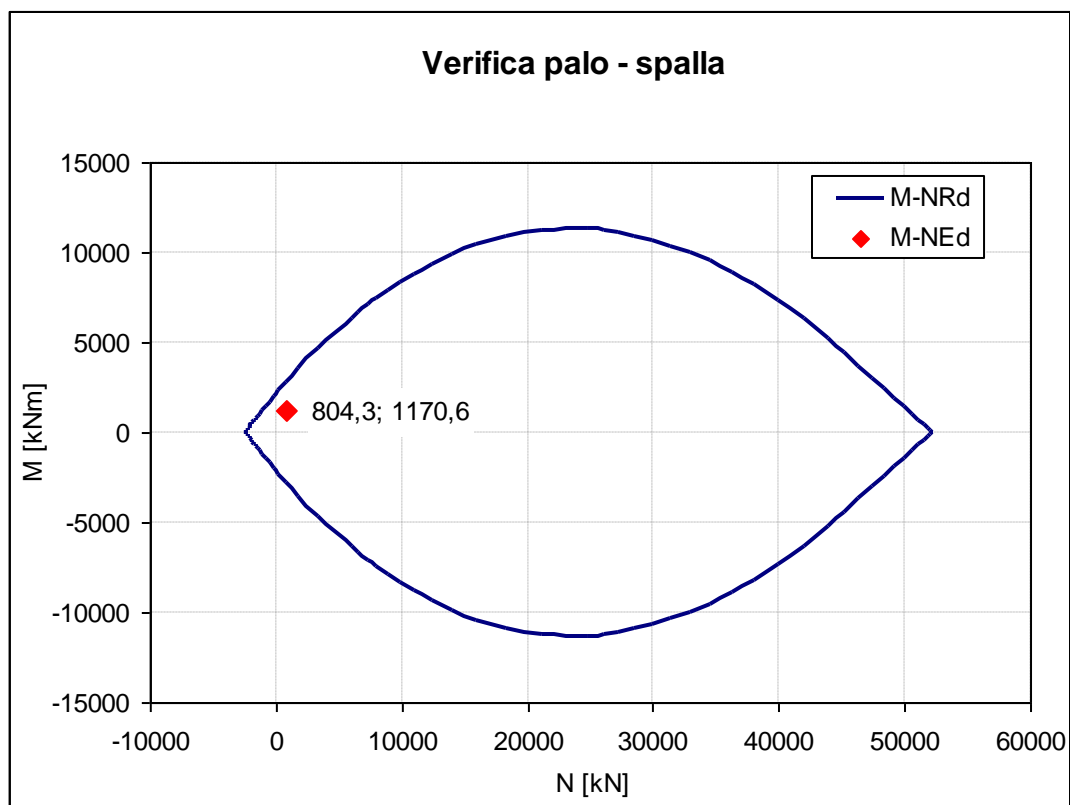
* Combinazioni di carico da 1 a 8: Combinazioni SLU
 Combinazioni di carico da 9 a 11: Combinazioni SLV
 Combinazioni di carico 12: Combinazione Rara
 Combinazioni di carico 13: Combinazione Frequente
 Combinazioni di carico 14: Combinazione Quasi Permanente

Come per i pali delle pile, Il momento flettente massimo agente sui pali delle spalle è stato valutato con la formula:

$$M_{\max} = \frac{V \cdot \lambda}{2} = \frac{V}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4E_c J_p}{E_t}}$$

9.6.1 Verifica a presso-flessione dei pali

Il massimo momento flettente vale **1171** kNm, a cui è stato associato, a vantaggio di sicurezza, il minimo valore di sforzo assiale pari a **804** kN. I pali sono stati armati con **16φ22**.



La verifica risulta soddisfatta.

9.6.2 Verifica a taglio dei pali

Il massimo taglio agente in testa ai pali vale 516 kN. Nei pali sono state inserite staffe a spirale $\phi 12$ con passo di 10 cm per i primi 4,00 m e 20 cm per la restante lunghezza.

DATI GENERALI			
TIPOLOGIA SEZIONE	CIRCOLARE		
Raggio della sezione circolare	r	50,0	cm
Raggio della circonferenza di armature	r_s	42,7	cm
Altezza sezione rettangolare	h_r	10,0	cm
Larghezza sezione rettangolare	b_r	10,0	cm
Larghezza equivalente sezione circolare	b_c	84,3	cm
Larghezza sezione di calcolo	b_w	84,3	cm
Area sezione trasversale	A_c	7854	cm ²
diametro barre longitudinali	ϕ_L	22	mm
diametro staffe	ϕ_s	12	mm
numero bracci staffatura	n	2	---
copriferro netto	c'	5,0	cm
copriferro di calcolo in asse barra	c	7,3	cm
Altezza utile sezione	d	77,2	cm
Resistenza caratter. compr. cubica	R_{ck}	35	Mpa

Resistenza caratteristica snerv. Acciaio	f_{yk}	450	Mpa
Resistenza caratter. compr. cilindrica	f_{ck}	29,05	Mpa
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,83	MPa
Resistenza di calcolo cls	f_{cd}	16,46	MPa
Resistenza di calcolo ridotta	f_{cd}'	8,23	MPa
Resistenza di calcolo acciaio	f_{yd}	391,3	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,32	MPa
SOLLECITAZIONI			
Forza assiale nella sezione	N_{Ed}	804,0	kN
Taglio nella sezione	V_{Ed}	516,0	kN
Tensione media di compressione	σ_{cp}	1,024	Mpa
Angolo di inclinazione campo di compr.	$ctg \theta_1$	1,167	-
Angolo di inclinazione di calcolo	$\theta_{1, CALC}$	40,60	°
Angolo di inclinazione di progetto	$\theta_{1, prog}$	40,60	°
Angolo di inclinazione di progetto	$ctg \theta_{1, prog}$	1,167	
rapporto σ_{cp} / f_{cd}	σ_{cp} / f_{cd}	0,062	-
coefficiente maggiorativo	α_c	1,062	-
Resistenza di calcolo bielle in cls	V_{Rcd}	2529	kN
Indice resistenza bielle compresse	IR	0,204	<1.0 OK
PROGETTO STAFFE			
Staffe per unità di lungh. $V_{Ed} = V_{Rsd}$	A_{sw} / s	16,271	cm ² /m
Diametro staffe	ϕ	12	mm
Numero di bracci della staffa	n	2	---
Passo staffe	p	13,901	cm
VERIFICA STAFFE			
Passo staffe	p	10,00	cm
Staffe per unità di lungh.	A_{sw} / s	22,62	cm ² /m
Verifica di duttilità		0,240	R. DUTTILE
Resistenza di calcolo armatura trasv	V_{Rsd}	717	kN
Resistenza di calcolo bielle in cls	V_{Rcd}	2529	kN
Esito verifica a taglio	FS	0,719	<1.0 OK

La verifica risulta soddisfatta.

10 Dispositivi d'isolamento

Le verifiche degli isolatori a scorrimento a doppia superficie curva sono eseguite con i risultati delle analisi condotte con le proprietà upper e lower bound.

10.1 Combinazioni di carico

10.1.1 Combinazioni non sismiche

Le combinazioni di azioni previste per la verifica degli spostamenti allo SLU non sismico sono:

$$\text{➤ } F_d = 1,00 \times G_k + 1,50 \times Q_5 + 1,20 \times \varepsilon_2 + 1,20 \times 0,60 \times \varepsilon_3 \quad \text{I_SLU}$$

con:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_5 azione del vento (q_5);
- ε_2 ritiro;
- $\varepsilon_3 = (-45 \text{ }^\circ\text{C})$ variazione termica differenziale negativa.

$$\text{➤ } F_d = 1,00 \times G_k + 1,50 \times Q_5 + 1,20 \times 0,60 \times \varepsilon_3 \quad \text{II_SLU}$$

con:

- $\varepsilon_3 = (+49 \text{ }^\circ\text{C})$ variazione termica differenziale positiva.

$$\text{➤ } F_d = 1,00 \times G_k + 1,50 \times 0,6 \times Q_5 + 1,20 \times \varepsilon_2 + 1,20 \times \varepsilon_3 \quad \text{III_SLU}$$

- $\varepsilon_3 = (-45 \text{ }^\circ\text{C})$ variazione termica differenziale negativa.

$$\text{➤ } F_d = 1,00 \times G_k + 1,50 \times 0,6 \times Q_5 + 1,20 \times \varepsilon_3 \quad \text{IV_SLU}$$

- $\varepsilon_3 = (+52 \text{ }^\circ\text{C})$ variazione termica differenziale positiva.

Si considera, inoltre, una combinazione per le verifiche allo SLE:

$$\text{➤ } F_d = 1,00 \times G_k + Q_5 + \varepsilon_2 + 0,60 \times \varepsilon_3 \quad \text{I_SLE}$$

10.1.2 Combinazioni sismiche

Nella situazione sismica i dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere senza rotture gli spostamenti d_{Ed} valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC.

Le due combinazioni principali sono:

$$\text{➤ } F_d = G_k + \varepsilon_2 + 0,50 \times \varepsilon_3 + E \quad \text{I_SISMA}$$

dove:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- ε_2 ritiro;
- ε_3 variazione termica uniforme sull'impalcato negativa;
- E azione sismica.

$$\text{➤ } F_d = G_k + 0,50 \times \varepsilon_3 + E$$

II_SISMA

dove:

- ε_3 variazione termica uniforme sull'impalcato positiva.

10.2 Verifiche degli isolatori

La capacità di spostamento degli isolatori a pendolo scorrevole è la stessa in tutte le direzioni del piano orizzontale X-Y. Il massimo spostamento si verifica in una direzione che in generale non coincide con le direzioni principali (X e Y) del ponte.

Lo spostamento di progetto (valutato secondo la direzione più sfavorevole) è determinato, sia in fase sismica che allo SLU non sismico, componendo gli spostamenti relativi degli isolatori nel piano orizzontale secondo la seguente espressione:

$$d_e = [(d_x)^2 + (d_y)^2]^{0.5}$$

con:

d_x , d_y = spostamenti relativi fra due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalle azioni di progetto nelle direzioni principali X e Y.

La massima capacità di spostamento dei dispositivi è pari a $d_{MAX} = 250$ mm.

10.2.1 Verifiche in fase non sismica

10.2.1.1 Verifica di spostamento allo SLU non sismico

La verifica è condotta per i dispositivi posizionati in corrispondenza della spalla, che subiscono i maggiori spostamenti per effetto delle variazioni termiche e ritiro/ viscosità appena calcolati.

Le combinazioni che generano i massimi spostamenti dei dispositivi sono quelle che prevedono il vento come azione variabile dominante.

Per il progetto di appoggi e giunti di espansione, in accordo con quanto indicato nella UNI EN 1991-1-5, 6.1.3.3(3) nota 2, i valori massimo e minimo degli intervalli di temperatura determinati al paragrafo 2 della parte II, sono incrementati come segue:

- massimo intervallo di contrazione per appoggi = $\Delta T_{N, \text{con}} + 20 \text{ }^{\circ}\text{C} = 26,98 + 20 \approx 47 \text{ }^{\circ}\text{C}$;
- massimo intervallo di espansione per appoggi = $\Delta T_{N, \text{exp}} + 20 \text{ }^{\circ}\text{C} = 31,82 \text{ }^{\circ}\text{C} + 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \approx 52 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Dai valori di progetto delle variazioni di componenti di temperatura uniforme che agiscono sull'impalcato si possono valutare gli spostamenti massimi degli appoggi. Nel caso di ponti isolati si può considerare come punto fisso di espansione la mezzeria dell'impalcato; ne deriva una lunghezza effettiva di espansione/contrazione pari a $L_T = 29+42/2 = 50 \text{ m}$.

Gli spostamenti massimi si verificano in corrispondenza delle spalle e valgono:

$$d_{T,X}^{+} = \Delta T^{+} \times L_T \times \alpha = 52^{\circ}\text{C} \times 50000 \text{ mm} \times 1,0 \times 10^{-5} \text{ 1/}^{\circ}\text{C} = - 26 \text{ mm (verso la spalla);}$$

$$d_{T,X}^{-} = \Delta T^{-} \times L_T \times \alpha = 47^{\circ}\text{C} \times 50000 \text{ mm} \times 1,0 \times 10^{-5} \text{ 1/}^{\circ}\text{C} = 23 \text{ mm (verso la mezzeria).}$$

Lo spostamento dovuto agli effetti del ritiro vale:

$$d_{S,X, \text{max}} = \epsilon_{cs} \times L_{\text{imp}} / 2 = 0,00035 \times 50000 = 18 \text{ mm (verso la mezzeria).}$$

Il massimo spostamento trasversale dovuto al vento considerato azione dominante vale:

$$d_{V, Y, \text{max}} = 52 \text{ mm.}$$

Gli spostamenti massimi di verifica dell'isolatore sono quindi determinati come segue:

$$d_{Ed,I} = ((1,2 \times 18 + 0,72 \times 23)^2 + (1,5 \times 52)^2)^{0,5} = 87 \text{ mm} \quad \text{I_SLU}$$

$$d_{Ed,II} = ((0,72 \times 26)^2 + (1,5 \times 52)^2)^{0,5} = 80 \text{ mm} \quad \text{II_SLU}$$

$$d_{Ed,III} = ((1,2 \times 18 + 1,2 \times 23)^2 + (0,9 \times 52)^2)^{0,5} = 68 \text{ mm} \quad \text{III_SLU}$$

$$d_{Ed,IV} = ((1,2 \times 26)^2 + (0,9 \times 52)^2)^{0,5} = 56 \text{ mm} \quad \text{IV_SLU}$$

Tali spostamenti risultano sempre inferiori al massimo spostamento ammissibile dell'isolatore, pertanto le verifiche in termini di spostamento relativo sono soddisfatte.

10.2.1.2 Verifica di spostamento allo SLE

Il sistema d'isolamento è anche dimensionato in maniera da limitare gli spostamenti orizzontali trasversali dell'impalcato sotto l'azione del vento, in una condizione in cui si suppone l'assenza di attrito per gli isolatori, come indicato al punto 6.7 della UNI EN 1337-2 e al punto 8.3.1.2.5 della UNI EN 15129: *"Gli effetti dell'attrito non devono essere utilizzati per alleviare gli effetti dei carichi orizzontali applicati esternamente diversi dal sisma"*.

La condizione del vento dominante, nella combinazione **I_SLE**, fa compiere gli stessi spostamenti agli isolatori; si sceglie di verificare l'isolatore della spalla sempre per il fatto che subisce maggiori spostamenti dovuti alle variazioni termiche e ritiro.

Alla spalla arriva una forza orizzontale totale di 86,2 kN, quindi ogni dispositivo porta 43,1 kN. Lo spostamento del dispositivo supposto senza attrito è pari a 146 mm, come si vede dalla figura, che mostra il legame costitutivo del dispositivo.

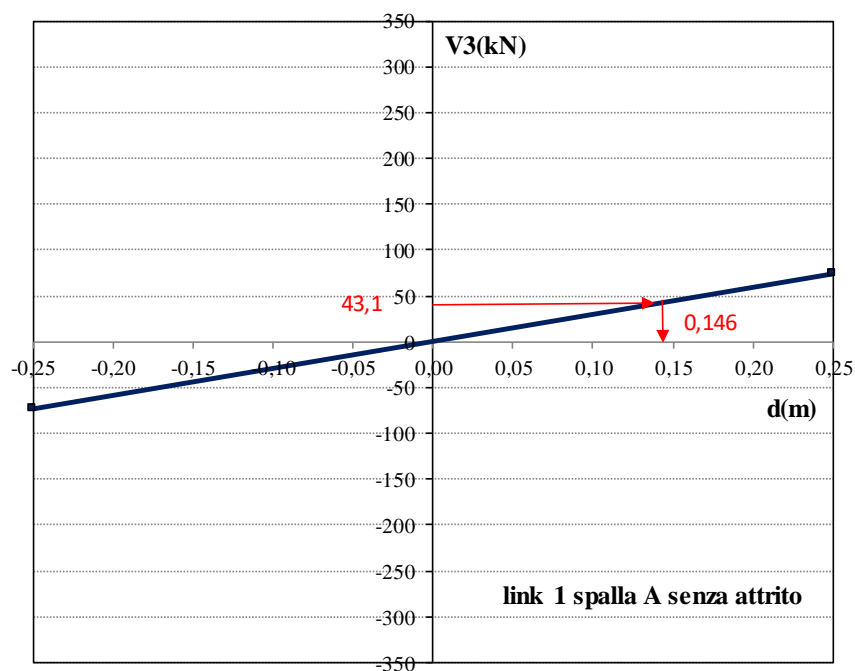


Figura 10.1 - Legame costitutivo isolatore spalla senza attrito con taglio e spostamento allo SLE con vento dominante. Combinando gli spostamenti dovuti al vento con quelli imposti dalle distorsioni si ottiene il seguente spostamento di progetto:

$$d = ((18 + 0,6 \times 23)^2 + (146)^2)^{0,5} = 149 \text{ mm (accorciamento)}.$$

Tale spostamento risulta inferiore al massimo spostamento ammissibile dell'isolatore, pertanto la verifica in termini di spostamento relativo è soddisfatta.

10.2.2 Verifiche in fase sismica

10.2.2.1 Spostamenti sismici

Spostamenti sismici di progetto nelle analisi con LBPD

La Tabella 10.1 riporta i massimi e minimi valori degli spostamenti relativi dei link 1 e link 3 ottenuti per le 3 analisi time history effettuate allo SLC e nella condizione LBPD:

Isolatore	Analisi	Step	U2 (m)	U3 (m)
1	T.H._1 SLC	Max	0,070	0,064
		Min	-0,070	-0,083
	T.H._2 SLC	Max	0,080	0,076
		Min	-0,119	-0,080
	T.H._3 SLC	Max	0,084	0,100
		Min	-0,080	-0,072
3	T.H._1 SLC	Max	0,066	0,064
		Min	-0,067	-0,083
	T.H._2 SLC	Max	0,077	0,076
		Min	-0,117	-0,080
	T.H._3 SLC	Max	0,079	0,098
		Min	-0,078	-0,071

Tabella 10.1 - Spostamenti massimi e minimi link 1, 3, da analisi dinamica non lineare con LBDP

Gli spostamenti massimi ottenuti con le 3 analisi nelle due direzioni valgono:

SPALLA A [link 1] $U_{2, \text{LONG}} = 0,119 \text{ m}$ $U_{3, \text{TRASV}} = 0,100 \text{ m}$

PILE [link 3] $U_{2, \text{LONG}} = 0,117 \text{ m}$ $U_{3, \text{TRASV}} = 0,098 \text{ m}$

In ogni direzione il valore di progetto ottenuto con l'analisi time-history non lineare risulta inoltre maggiore dell'80% del corrispondente valore calcolato con il Fundamental Mode Method:

SPALLA A $U_{2, \text{LONG}} / U_{2, \text{LONG}, \text{FMM}} = 0,119 / 0,093 = 1,28 > 0,80,$

$U_{3, \text{TRASV}} / U_{3, \text{TRASV}, \text{FMM}} = 0,100 / 0,093 = 1,08 > 0,80,$

PILE $U_{2, \text{LONG}} / U_{2, \text{LONG}, \text{FMM}} = 0,117 / 0,093 = 1,26 > 0,80,$

$U_{3, \text{TRASV}} / U_{3, \text{TRASV}, \text{FMM}} = 0,098 / 0,093 = 1,05 > 0,80.$

Spostamenti sismici di progetto nelle analisi con UBPD

La Tabella 10.2 riporta i massimi e minimi valori degli spostamenti relativi dei link 1 e link 3 ottenuti per le 3 analisi time history effettuate allo SLC e nella condizione UBPD:

Isolatore	Analisi	Step	U2 (m)	U3 (m)
1	T.H._1 SLC	Max	0,053	0,027
		Min	-0,061	-0,060
	T.H._2 SLC	Max	0,068	0,034
		Min	-0,055	-0,061
	T.H._3 SLC	Max	0,042	0,070
		Min	-0,065	-0,038
3	T.H._1 SLC	Max	0,045	0,027
		Min	-0,057	-0,059
	T.H._2 SLC	Max	0,059	0,033
		Min	-0,048	-0,060
	T.H._3 SLC	Max	0,037	0,070
		Min	-0,061	-0,038

Tabella 10.2 - Spostamenti massimi e minimi link 1, 3, da analisi dinamica non lineare con UBPD

I valori massimi dei massimi valori assoluti conseguiti con le 3 analisi nelle due direzioni:

SPALLA A [link 1] $U_{2, \text{LONG}} = 0,068 \text{ m}$ $U_{3, \text{TRASV}} = 0,070 \text{ m}$

PILE [link 3] $U_{2, \text{LONG}} = 0,061 \text{ m}$ $U_{3, \text{TRASV}} = 0,070 \text{ m}$

In ogni direzione il valore di progetto ottenuto con l'analisi time history non lineare risulta inoltre maggiore dell'80% del corrispondente valore calcolato con il Fundamental mode method:

SPALLA A $U_{2, \text{LONG}} / U_{2, \text{LONG}, \text{FMM}} = 0,068 / 0,048 = 1,42 > 0,80,$

$U_{3, \text{TRASV}} / U_{3, \text{TRASV}, \text{FMM}} = 0,070 / 0,048 = 1,26 > 0,80,$

PILE $U_{2, \text{LONG}} / U_{2, \text{LONG}, \text{FMM}} = 0,061 / 0,048 = 1,27 > 0,80,$

$U_{3, \text{TRASV}} / U_{3, \text{TRASV}, \text{FMM}} = 0,070 / 0,048 = 1,46 > 0,80.$

10.2.2.2 Verifica di spostamento in fase sismica

La verifica è condotta per i dispositivi posizionati in corrispondenza della spalla, che subiscono i maggiori spostamenti per effetto delle variazioni termiche e ritiro/viscosità.

Si fa riferimento ai valori di spostamento ottenuti con le analisi time history non lineari con LBDP, che conduce a spostamenti relativi maggiori.

Per il calcolo dello spostamento di verifica del dispositivo di isolamento si opera come segue:

- le componenti di spostamento ottenute dall'analisi sismica vengono sommate, ad ogni step temporale (tenendo anche conto dei coefficienti parziali di combinazione) agli spostamenti derivanti da: variazioni termiche, ritiro (longitudinali), residui allo SLD (longitudinali e trasversali) e variabilità spaziale del moto (la somma è fatta secondo la SSRS);
- per ogni istante di integrazione viene calcolato lo spostamento totale con la radice quadrata della somma dei quadrati;
- si determina il massimo spostamento totale nel tempo per ognuno dei 3 gruppi di accelerogrammi;
- si considera il valore massimo tra quelli calcolati, ottenendo lo spostamento di progetto.

Nella presente applicazione la procedura descritta conduce ai seguenti valori di progetto:

LINK	T.H.	d I_SISMA (dx)	d II_SISMA (sx)
LINK 1 (SPALLA A)	GR. 1	0,092	0,093
	GR. 2	0,134	0,154
	GR. 3	0,111	0,119
	Max	0,134	0,154

Tabella 10.3 - Valori degli spostamenti vettoriali del link 1 per la combinazione I e II sismica

La massima richiesta di spostamento per gli isolatori si verifica dunque nella combinazione sismica.

La verifica di spostamento è soddisfatta in quanto $d_{Ed} = 154 \text{ mm} < 250 \text{ mm} = d_{MAX}$.

Gli isolatori saranno i seguenti:

- SPALLE: isolatori a basso attrito μ ($N_{Sd} / N_{Ed} = 1$) = $0,025 \pm 10\%(L)$ con raggio di curvatura equivalente $R = 3100 \text{ mm}$, carico verticale massimo in presenza di spostamento orizzontale $N_{Ed} = 3000 \text{ kN}$, con corsa massima $d_{MAX} = 250 \text{ mm}$;
- PILE: isolatori a basso attrito μ ($N_{Sd} / N_{Ed} = 1$) = $0,025 \pm 10\%(L)$ con raggio di curvatura equivalente $R = 3100 \text{ mm}$, carico verticale massimo in presenza di spostamento orizzontale $N_{Ed} = 9000 \text{ kN}$, con corsa massima $d_{MAX} = 250 \text{ mm}$.

11 Giunti di dilatazione

L'escursione longitudinale dei giunti di dilatazione in gomma armata, pari a $\pm 200 \text{ mm}$, è determinata considerando variazioni termiche longitudinali uniformi sull'impalcato pari a:

- $\Delta t_{positiva} = +50^\circ\text{C}$;
- $\Delta t_{negativa} = -50^\circ\text{C}$.