



Comune di SANTA MARIA a MONTE

**Percorsi ciclopedonali
passerella ciclopedonale
sul “collettore” in loc.tà Ponticelli**

Progetto definitivo esecutivo

Gruppo di progettazione

Mandatario / Progettista architettonico: Arch. Alessandro Nucci

Piazza G. Rossa n° 2

50050 – Cerreto Guidi

Progettisti strutturali:

Ing. Carmine Parrillo

Ing. Elena Sinimberghi

Verifiche idrauliche:

Ing. Simone Galardini

Rilievi di dettaglio:

Ing. Andrea Spagnolo

Indagini geologiche e sismiche:

Studio Associato di geologia applicata

Di Benedetti e Carmignani

Geol. Andrea Carmignani

Responsabile U.P.

Ing. Maurizio Iannotta

Settore 6 – Ufficio LL.PP.

Comune di Santa Maria a Monte

1. Verifica delle lastre autoportanti

Per rendere possibile il getto della soletta senza ricorrere ad opere provvisorie è necessario disporre lungo tutto lo sviluppo della passerella pedonale delle lastre Predalles autoportanti che siano in grado di sostenere il peso del calcestruzzo sovrastante prima che questo sia indurito. E' quindi necessario eseguire un calcolo strutturale per identificare il numero dei tralicci necessari a tal fine.

I carichi che le lastre predalles devono sostenere sono riportati in tabella:

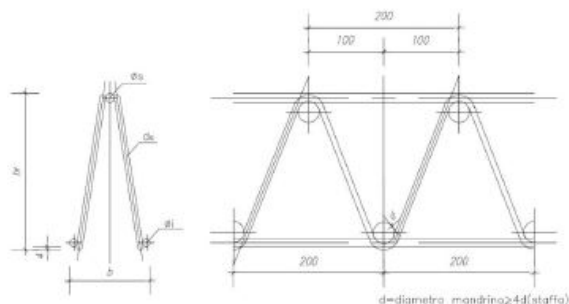
Carichi di superficie			
Tipologia	Carico	Simbolo	Valore caratteristico
Permanente strutturale	p.p. soletta	$g_{1,A}$	3,75 kN/m ²
	p.p. lastra predalles	$g_{1,B}$	1,25 kN/m ²
Accidentale distribuito	Carico dinamico	$q_{ik,d}$	1,0 kN/m ²

Con carico dinamico si è voluto indicare il carico dovuto ad operatori, attrezzature e tutti gli effetti dinamici provocati dalle operazioni di getto.

I tralicci sono continui mentre il fondello viene interrotto in corrispondenza delle travi e dei traversi per consentire al calcestruzzo di entrare in contatto con la staffatura. Il fondello è spesso 5 cm ed ha la sola funzione di creare un piano per il getto. Gli elementi che conferiscono l'autoportanza sono i tralicci proprio per questo devono essere verificati.

I tralicci elettrosaldati diffusi in commercio sono riportati nella seguente tabella, dove si sono evidenziati i tipi di tralicci utilizzati:

BAUSTRADA HD STANDARD						
Standard	Ø inferiore [mm]	Ø superiore [mm]	Ø staffe [mm]	altezza [cm]	base [cm]	pannelli/pacco
10/6	8	10	6	12.5	10.8	45
8/10/6	8	10	6	16.5	10.8	45
8/12/7.2	8	12	7.2	16.5	10.8	45
8/12/7.2	8	12	7.2	20.5	10.8	30
12/16/10	12	16	10	16.5	12.0	30
12/16/10	12	16	10	20.5	12.0	21
6/10/6*	6	10	6	on request	depending on H	depending on H
6/8/6*	6	8	6	on request	depending on H	depending on H

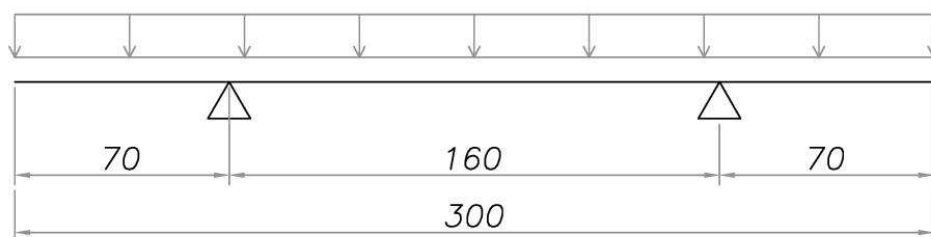


Sono state ipotizzate delle lastre di larghezza 1,2 m in direzione trasversale armate con un traliccio avente un passo di 40 cm.

Le verifiche si effettuano sulla base delle operazioni di getto che si prevedono. Si assume cioè che il getto della soletta avvenga in una sola.

1.1 Verifiche

Lo schema statico analizzato è quello di trave continua su due appoggi con interasse pari a $l=1,6\text{m}$ (interasse tra le travi) con uno sbalzo di lunghezza $l_s = 0,70\text{ m}$ all'estremità. (gettare prima sulla parte centrale e successivamente sull'aggetto).



Dunque, si calcola la lastra come una trave di larghezza 1,20 appoggiata in corrispondenza delle parti terminali delle piattabande superiori. La luce di calcolo scelta, a favore di sicurezza, è pari all'interasse delle travi longitudinali 1,60 m.

I carichi che si considerano agenti sulla lastra sono il peso della soletta in calcestruzzo e il peso di eventuali mezzi d'opera, oltre naturalmente al peso proprio della lastra. L'altezza complessiva della soletta è 20 cm (15 cm getto + 5 cm fondello predalles). Sarà necessario moltiplicare le azioni per la larghezza della lastra pari a 1,2 m ed associare a ciascuna di esse il proprio coefficiente moltiplicativo come mostrato in tabella:

Carichi di superficie					
Tipologia	Carico	Simbolo	Combinazione di carico		
			SLU		
			Molt.	Larghezza lastra	Valore di progetto
			-	m	kN/m
Permanente strutturale	p.p. soletta	$g_{1,A}$	1,35	1,20	6,1
	p.p. predalles	$g_{1,B}$	1,35		2,0
Accidentale	Carico dinamico	$q_{ik,d}$	1,35		1,6
				Totale	9,7

Quindi il carico uniformemente distribuito è pari a:

$$q = 9,7 \text{ kN/m}$$

Da cui:

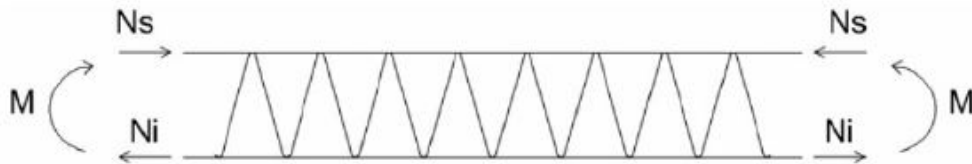
$$M_{\max, \text{campata}} \text{ (a favore di sicurezza)} = qL^2/8 = 3,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max \text{ sbalzo}} = ql^2/2 = 2,4 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = qL/2 = 14,6 \text{ kN}$$

1.1.1 Verifica sezione di mezzeria

Dal momento massimo posso ricavare lo sforzo normale sui ferri longitudinali del traliccio:



In particolare, ci interessa lo sforzo di compressione sui ferri superiori perché, oltre al fatto che i ferri superiori sono in numero minore rispetto a quelli inferiori, essi sono anche soggetti a problemi di stabilità. Considerando che si hanno 3 tralicci per ciascuna lastra, sul singolo ferro si ottiene:

$$N_s = N_i = M_{\max}/3h'$$

Dove $h' = 120 \text{ mm}$

$$N_i = N_{ed} = 8,6 \text{ kN}$$

Si esegue dunque la verifica di stabilità del ferro ($\phi 10$), assumendo come lunghezza di libera inflessione la distanza tra le staffe. Ai fini della verifica di stabilità sarà necessario definire la lunghezza libera d'inflessione come:

$$l_0 = \beta \cdot l$$

dove β dipende dalle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce snellezza di un'asta nel piano di verifica considerato il rapporto:

$$\lambda = l_0 / \rho$$

l_0 è la lunghezza d'inflessione nel piano considerato,

ρ è il raggio d'inerzia relativo.

È opportuno limitare la snellezza λ al valore di 200 per le membrature principali ed a 250 per le membrature secondarie.

Nel caso in esame tutte le aste del traliccio sono semplicemente appoggiate, $\beta = 1$, di conseguenza le lunghezze libere d'inflessione verranno a coincidere con le lunghezze delle aste stesse pari al passo tra le staffe per i ferri dei correnti, 200 mm;

La tabella di seguito contiene: diametro, lunghezza, area, momento e raggio d'inerzia dei correnti costituenti il traliccio.

Elemento	ϕ (mm)	$l = 10$ (mm)	A (mm ²)	J (mm ⁴)	ρ (mm)	λ (-)
Corrente inferiore	8	200	100,5	402,0	2	100
Corrente superiore	10	200	78,5	491,0	2,5	80

-Verifica di stabilità corrente superiore

In accordo con quanto prescritto al § 4.2.4.1.3 delle NTC 2008:

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1, \quad (4.2.42)$$

dove

N_{Ed} è l'azione di compressione di calcolo,

$N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad (4.2.43)$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.} \quad (4.2.44)$$

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (4.2.45)$$

dove $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$, α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2.VI, e la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad (4.2.46)$$

$$\text{Con } N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot A / \lambda^2$$

Nelle tabelle di seguito si riportano i valori di tali grandezze:

N_{cr}	25396	N
$\lambda_{segnato}$	1,02	-
α	0.49	-
ϕ	1.22	-
χ	0.26	-

Per cui procedendo con la verifica si ottiene:

$$N_{b,Rd} = 14,1 \text{ kN} > 8,6 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$$

Le azioni taglianti, invece, provocano azioni assiali alternativamente di trazione o compressione, sui diagonali del traliccio. Si ha che lo sforzo normale di compressione sulla singola staffa (considerando ancora che per ciascuna lastra ci sono 4 tralicci) vale:

$$N_{diag} = \frac{T_{max}/4}{2 (\text{sen} \alpha \text{ sen} \beta)}$$

$$N_{\text{diag}} = N_{\text{ed,diag}} = 1,9 \text{ kN}$$

NB: il 2 al denominatore tiene conto del numero di diagonali compresse.

Si esegue dunque la verifica di stabilità del ferro (ϕ 6); la tabella di seguito contiene: diametro, lunghezza, area, momento ed raggio d'inerzia del ferro costituente la staffa del traliccio.

Elemento	ϕ (mm)	$l = l_0$ (mm)	A (mm ²)	J (mm ⁴)	ρ (mm)	λ (-)
Diagonale	6	202.15	28,3	63,6	1.5	134

-Verifica di stabilità staffe

Si esegue la stessa verifica effettuata sul corrente superiore; nelle tabelle di seguito si riportano i valori delle grandezze relative a tale verifica:

N_{cr}	3263	N
λ_{segnato}	1.7	-
α	0.49	-
ϕ	2.31	-
χ	0.	-

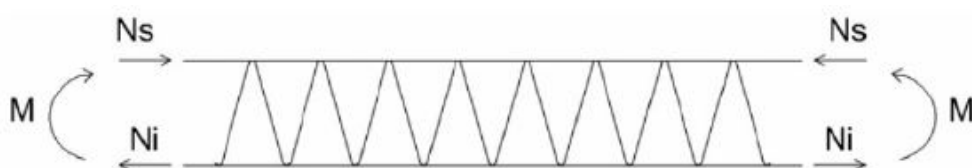
Per cui procedendo con la verifica si ottiene:

$$N_{\text{b,Rd}} = 2,2 \text{ kN} > 1,9 \text{ kNm} \quad \textbf{Verificato}$$

1.1.2 Verifica sezione di sbalzo

-Verifica di stabilità corrente inferiore

Dal momento massimo posso ricavare lo sforzo normale sui ferri longitudinali del traliccio:



In particolare, ci interessa lo sforzo di compressione sui ferri superiori perché, oltre al fatto che i ferri superiori sono in numero minore rispetto a quelli inferiori, essi sono anche soggetti a problemi di stabilità. Considerando che si hanno 3 tralici per ciascuna lastra, sul singolo ferro si ottiene:

$$N_s = N_i = M_{\max}/3h'$$

Dove $h' = 120 \text{ mm}$

$$N_i = N_{ed} = 6,6 \text{ kN}$$

In accordo con quanto prescritto al § 4.2.4.1.3 delle NTC 2008:

N_{cr}	20808	N
λ_{segnato}	1,27	-
α	0.49	-
ϕ	1.56	-
χ	0.30	-

Per cui procedendo con la verifica si ottiene:

$$N_{b,Rd} = 10,2 \text{ kN} > 6,6 \text{ kN} \quad \underline{\text{Verificato}}$$

2. Verifica della soletta

La soletta in c.a. assolve contemporaneamente due compiti:

1. trasferire alle travi i carichi agenti sull'impalcato mediante un funzionamento a lastra inflessa: comportamento locale;
2. collaborare con le travi principali precomprese: comportamento globale.

Ovviamente la suddivisione tra effetti locali ed effetti globali è una conseguenza della maniera in cui vogliamo esaminare questa struttura. Se studiassimo la struttura come bidimensionale nel suo complesso, potremmo evitare di separare i due effetti. Risulta però comodo separarli perché in questo modo si può ricorrere a schemi semplificati che permettono comunque di cogliere con una buona approssimazione il comportamento reale.

Dal momento che il comportamento globale viene esaminato nella progettazione delle travi, in questa fase ci si limiterà ad analizzare quello locale.

Il calcolo degli effetti locali si conduce nell'ottica del metodo dell'equilibrio ipotizzando che in questa fase siano bloccati tutti i movimenti di trave (abbassamenti verticali). La soletta potrà quindi essere trattata come una lastra inflessa su degli allineamenti di appoggi, forniti dalle travi.

In direzione trasversale la soletta si schematizzerà quindi come una trave continua su 2 appoggi, costituiti dalle travi principali, e due sbalzi alle estremità. Per avere una rappresentazione più fedele della realtà, avendo la struttura d'impalcato un comportamento tridimensionale, si studieranno separatamente la struttura su 2 appoggi ed i due sbalzi.

2.1 Studio della soletta in campata

La soletta di campata è composta da una trave continua su 10 appoggi posti ad interasse 2,55 m. I carichi che agiscono sulla soletta sono di due tipologie:

- carichi distribuiti uniformemente lungo l'asse longitudinale (pesi propri ed accidentali distribuiti);
- carichi concentrati su impronte di carico (accidentali concentrati).

Tali tipologie dovranno essere trattate in modo diverso.

Quando il carico è distribuito uniformemente e costante in direzione longitudinale se, come avviene nel caso in esame, l'interasse tra le travi (1,60 m) è minore di due volte quello tra i traversi (7,00 m) si può considerare la lastra infinitamente lunga e la deformata cilindrica: l'inflessione avviene quindi solo in direzione trasversale all'asse del ponte, mentre non c'è curvatura in direzione longitudinale. La lastra si comporta quindi come se fosse costituita da una serie di travi affiancate e indipendenti, per cui ogni striscia elementare in cui è divisibile trasversalmente la soletta sopporta il carico che grava su di essa, senza ricevere sostegno dalle strisce adiacenti: si potrà perciò estrarre una striscia di larghezza unitaria.

Quando invece il carico agisce su un'area concentrata, la deformata della struttura non è più cilindrica ma ha una doppia curvatura, c'è quindi collaborazione tra due strisce adiacenti.

Operando una semplificazione, si potrà condurre comunque un calcolo a trave equivalente considerando una larghezza collaborante che permetta di ottenere un momento che sia uguale al massimo momento che si otterrebbe conducendo uno studio a lastra.

Le impronte di carico fornite dalla Normativa sono misurate sulla superficie della pavimentazione, dovranno perciò essere riportate al piano medio della soletta considerando una diffusione a 45°. Si otterranno così superfici di dimensioni maggiori:

in direzione longitudinale $A = a + 2 sP + sS$

in direzione trasversale $B = b + 2 sP + sS$

dove:

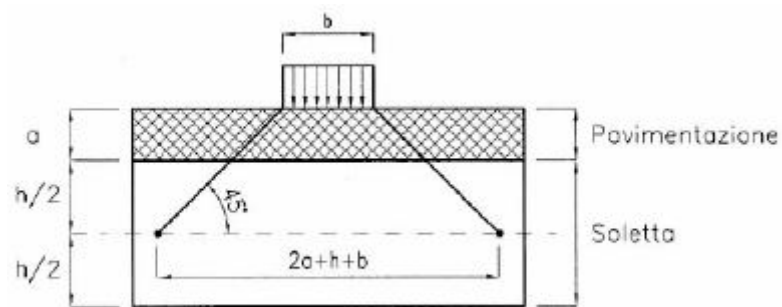
a è la dimensione dell'impronta in direzione longitudinale;

b è la dimensione dell'impronta in direzione trasversale;

sP è lo spessore medio della pavimentazione;

sS è lo spessore della soletta.

Nella figura seguente si riporta la figura di normativa che mostra come si diffondono i carichi concentrati nella soletta:



Per determinare le sollecitazioni di progetto viene fatto riferimento al modello di trave equivalente di larghezza:

$$A^* = A + L/2$$

dove:

L è l'interasse tra le travi

Nello schema di carico 4 si avrà quindi un carico di 10 kN agente su un'impronta quadrata 10x10 cm di dimensioni $A^* \times B^*$.

$$A^* \times B^* = 40 \times 40 \text{ cm}$$

$$\text{con } L_{eq} = A^* + 1,2 = 1,6 \text{ m}$$

2.1.1 Disposizione e combinazione dei carichi

Per massimizzare le sollecitazioni in campata si caricherà la striscia di soletta equivalente larga 1,6 m con il carico distribuito della folla (schema di carico 5) pari a 5 kN/mq e in mezzeria il carico concentrato pari a 10 kN (schema di carico 4).

1 Di seguito si riportano i carichi e i coefficienti moltiplicativi di combinazione:

$$G1 \text{ (peso soletta + fondello)} = 5 \text{ kN/mq}$$

$$G2 \text{ (peso finitura)} = 1,0 \text{ kN/mq}$$

$$q_k \text{ (folla, schema di carico 5)} = 5 \text{ kN/mq}$$

$$Q_k \text{ (carico concentrato, schema di carico 4)} = 10 \text{ kN}$$

$$\gamma G1 = 1,35$$

$$\gamma G2 = 1,50$$

$$\gamma Q = 1,50$$

$$\psi_0 = 0,40 \text{ (per schema di carico 4 e 5)}$$

Si calcolano le sollecitazioni in mezzeria della trave equivalente imponendo la sovrapposizione degli effetti tra carico distribuito e carico concentrato.

$$q_{SLU} = (\gamma G1 * G1 + \gamma G2 * G2 + \gamma Q * q_k) * L_{eq} = 25,2 \text{ kN/m}$$

$$Q_{SLU} = \gamma Q * \psi_0 * Q_k = 6 \text{ kN}$$

$$M_{max, q} \text{ (massima luce 2,05 m)} = q_{slu} l^2 / 8 = 13,2 \text{ kNm}$$

$$M_{max, Q} \text{ (massima luce 2,05 m)} = Q_{slu} l / 4 = 3,1 \text{ kNm}$$

$$M_{max, tot} = 13,2 + 3,1 = 16,3 \text{ kNm}$$

$$Q_{SLE, rara} = (G1 + G2) * L_{eq} = 9,6 \text{ kN/m}$$

$$Q_{SLE, q.p.} = (G1 + G2) * L_{eq} = 9,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} \text{ (RARA, Q.P.)} = 5,0 \text{ kNm}$$

2.1.2 Verifica slv della sezione di campata

Si ipotizzano le armature trasversali alla lunghezza della passerella, posizionate all'interno del fondello della lastra predalles in modo tale da incrementare il più possibile il braccio della coppia interna in quantità pari a $\Phi 12/20$ superiormente ed inferiormente ottenendo i seguenti risultati:

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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	160	20	1	9.05	4
			2	9.05	16

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

M_{xRd} 62.19 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 17.69 ‰
d 16 cm
x 2.643 x/d 0.1652
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Med = 16,3 kNm < Mrd = 62,2 kNm verifica soddisfatta

2.1.3 Verifica sle della sezione di campata

Per gli Stati limite di Esercizio si è fatto riferimento a due diverse combinazioni di carico: quella caratteristica (rara) e quella quasi permanente. Le verifiche sono state condotte controllando il rispetto della tensione di compressione massima del calcestruzzo e, limitatamente alla combinazione rara, della tensione di trazione massima nell'acciaio. Infatti, una compressione eccessiva nel calcestruzzo potrebbe portare alla formazione di fessure longitudinali, pericolose per la durabilità. Altrettanto dicasi per le fessure dovute invece al superamento della resistenza a trazione del calcestruzzo: queste vengono controllate con la verifica a fessurazione. Tuttavia, si impone una limitazione alla trazione nell'acciaio anche nella verifica delle tensioni in esercizio, visto che tale controllo non è considerato nella verifica a fessurazione.

Le verifiche alle tensioni di esercizio verranno condotte ritenendo valide le tre ipotesi seguenti:

1. Legame tensioni-deformazioni lineare;
2. Perfetta aderenza acciaio-cls;
3. Conservazione delle sezioni piane.

4. Resistenza a trazione del cls nulla.

Infine, in via semplificativa, si può assumere per le armature un coefficiente di omogeneizzazione con valore convenzionale $n = 15$.

- Verifiche tensionali

La normativa al § 4.1.2.2.5 fornisce le seguenti prescrizioni: “Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.”

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

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

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 21,0 \text{ N/mm}^2 \text{ per combinazione caratteristica rara}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 15,75 \text{ N/mm}^2 \text{ per combinazione quasi permanente}$$

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

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

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Per il calcolo delle tensioni si è fatto ricorso alle seguenti formule:

$$\sigma_c = \frac{M_y}{J_{yy}} y$$

dove:

y è l'asse baricentrico della sezione parzializzata, che nel caso di flessione semplice coincide con l'asse neutro, $x = y$;

J_{y-y} è il momento d'inerzia rispetto all'asse baricentrico della sezione parzializzata calcolato come:

$$J_{yy} = \frac{b x^3}{3} + n A_s (d - x)^2 + n A'_s (x - d')^2$$

Nota la tensione di compressione da essa si possono calcolare la tensione di trazione nel calcestruzzo σ_t e la tensione σ_s nell'acciaio.

$$\sigma_s = \frac{n \sigma_c (d - x)}{x}$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c (H - x)}{x}$$

Nelle tabelle che seguono si riportano i valori delle tensioni nell'acciaio e nel cls ottenuti assumendo come momento sollecitante il massimo in valore assoluto tra quelli determinati nella sezione di campata:

$\sigma_{c,Rara}$	2,51	\leq	21,0	Verificato
$\sigma_{c,Q.P.}$	2,51	\leq	15,75	Verificato
$\sigma_{s,Rara}$	194,0	\leq	360,0	Verificato

-Verifiche di fessurazione

Lo scopo di questa verifica è quello di garantire un'adeguata durabilità alla struttura, riducendo l'ampiezza delle fessure, che inevitabilmente verranno a crearsi nel calcestruzzo teso, per ostacolare il più possibile la penetrazione di agenti (in particolar modo l'acqua) che possano portare alla corrosione delle armature.

Il valore dell'ampiezza limite è dunque stabilito dalla normativa proprio in funzione dell'aggressività dell'ambiente (condizioni climatiche e tipo e quantità di sostanze chimiche che possono essere trasportate dall'acqua all'interno degli elementi strutturali) e della sensibilità delle armature.

Le NTC 2008 trattano la verifica di fessurazione al § 4.1.2.2.4. e definiscono i seguenti stati limite di fessurazione:

1. stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
2. stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{t,lim} = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

3. stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive.

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili (acciai da precompresso);
- armature poco sensibili (acciai ordinari).

Nel caso in esame le armature sono acciai ordinari e quindi poco sensibili, si suppone inoltre che le condizioni ambientali siano aggressive.

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

Le condizioni ambientali sono state riconosciute come aggressive in quanto è probabile che, durante la vita utile della struttura, vengano sparsi sali disgelanti sulla pavimentazione che, essendo a base di cloruri, costituiscono una minaccia seria per la durabilità dell'opera in c.a.

E' evidente che il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 rispettivamente per la combinazione quasi permanente e frequente.

Per verificare che ciò avvenga si può procedere seguendo due strade: calcolo diretto di w_d , oppure verifica indiretta. Per semplicità si seguirà questa seconda modalità operativa. La Normativa a tal proposito afferma che "la verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura."

Nelle tabelle che seguono vengono riportati i diametri massimi delle barre, le spaziature adottate nel progetto e le tensioni nelle due combinazioni, seguiti dai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura correlati al diametro delle barre ed alla loro spaziatura proposti dalla Normativa.

Diametro massimo	φ_{\max}	12	mm
Spaziatura massima	i_{\max}	200	mm
Tensione acciaio teso (Comb. Frequente)	$\sigma_{s,\text{Freq}}$	194,0	N/mm ²
Tensione acciaio teso (Comb. Q.P.)	$\sigma_{s,\text{Q.P.}}$	194,0	N/mm ²

Di seguito si riportano le tabelle di normativa:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Come si può osservare, sia il diametro massimo delle barre impiegate, sia la loro spaziatura rispettano le limitazioni imposte dalle NTC 2008.

2.2 Studio della soletta a sbalzo

Come anticipato, i due sbalzi alle estremità della soletta vengono schematizzati come incastri perfetti in quanto la rigidezza della struttura alla quale sono collegati, è molto maggiore della rigidezza degli sbalzi stessi.

La porzione di struttura studiata presenta una luce di 0,70 m.

I carichi distribuiti che insistono sullo sbalzo sono esattamente gli stessi già determinati durante lo studio della soletta di campata trasversale, i carichi concentrati hanno invece una trattazione leggermente differente. Anche in questo caso, una volta riportate le impronte sul

piano medio di soletta, si farà riferimento ad una trave equivalente, in questo caso avente lo schema statico di una mensola.

La larghezza di tale trave verrà determinata tracciando a partire dall'impronta di carico una diffusione a 45° che arriva sino all'allineamento di appoggio. In particolare si avrà:

$$A^* = A + 2 \cdot f$$

dove:

A è la dimensione dell'impronta diffusa in direzione longitudinale;

f è la distanza tra l'asse medio dell'impronta e l'allineamento di appoggio.

Si ottiene per cui una larghezza collaborante pari a:

$$A^* = 90 \text{ cm}$$

2.2.1 Disposizione e combinazione dei carichi

Per massimizzare le sollecitazioni della sezione di incastro si caricherà la striscia di soletta equivalente larga 0,9 m con il carico distribuito della folla (schema di carico 5) pari a 5 kN/mq e in estremo il carico concentrato pari a 10 kN (schema di carico 4).

2 Di seguito si riportano i carichi e i coefficienti moltiplicativi di combinazione:

$$G1 \text{ (peso soletta + fondello)} = 5 \text{ kN/mq}$$

$$G2 \text{ (peso finitura)} = 1,0 \text{ kN/mq}$$

$$q_k \text{ (folla, schema di carico 5)} = 5 \text{ kN/mq}$$

$$Q_k \text{ (carico concentrato, schema di carico 4)} = 10 \text{ kN}$$

$$\gamma_{G1} = 1,35$$

$$\gamma_{G2} = 1,50$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

$$\psi_0 = 0,40 \text{ (per schema di carico 4 e 5)}$$

Si calcolano le sollecitazioni in mezzeria della trave equivalente imponendo la sovrapposizione degli effetti tra carico distribuito e carico concentrato.

$$q_{SLU} = (\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_Q \cdot q_k) \cdot L_{eq} = 25,2 \text{ kN/m}$$

$$Q_{SLU} = \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k = 6 \text{ kN}$$

$$M_{max, q} \text{ (massimo sbalzo } 0,70 \text{ m)} = q_{slu} l^2 / 2 = 6,2 \text{ kNm}$$

M_{max}, Q (massimo sbalzo 0,7 m) = $Q_{slu} \cdot l = 4,2 \text{ kNm}$

$M_{max,tot} = 6,2 + 4,2 = 10,4 \text{ kNm}$

2.2.2 Verifica slu della sezione di sbalzo

Si ipotizzano le armature trasversali alla lunghezza della passerella, posizionate all'interno del fondello della lastra predalles in modo tale da incrementare il più possibile il braccio della coppia interna in quantità pari a $\Phi 12/20$ superiormente ed inferiormente ottenendo i seguenti risultati:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input fields and calculation results. The 'Tipo Sezione' (Section Type) is set to 'Rettan.re' (Rectangular). The 'Metodo di calcolo' (Calculation Method) is 'S.L.U.+' (S.L.U.+). The 'Tipo flessione' (Bending Type) is 'Retta' (Straight). The 'N° rett.' (Number of Rectangles) is 100. The 'L₀' (Effective Length) is 0 cm. The 'Col. modello' (Model Column) is selected. The 'Precompresso' (Pre-stressed) checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	160	20	1	9.05	4
			2	9.05	16

Materials: B450C, C35/45

Material	Value	Unit
ϵ_{su}	67.5	‰
f_{yd}	391.3	N/mm²
E_s	200.000	N/mm²
ϵ_s / ϵ_c	15	
ϵ_{syd}	1.957	‰
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
ϵ_{c2}	2	‰
ϵ_{cu}	3.5	‰
f_{cd}	19.83	
f_{cc} / f_{cd}	0.8	
$\sigma_{c,adm}$	13.5	
T_{co}	0.8	
T_{c1}	2.257	

Calculation Results:

Parameter	Value	Unit
M_{xRd}	62.19	kN m
σ_c	-19.83	N/mm²
σ_s	391.3	N/mm²
ϵ_c	3.5	‰
ϵ_s	17.69	‰
d	16	cm
x	2.643	
x/d	0.1652	
δ	0.7	

$M_{ed} = 10,4 \text{ kNm} < M_{rd} = 62,2 \text{ kNm}$ verifica soddisfatta

2.2.3 Verifica sle della sezione di sbalzo

Essendo la soletta armata simmetricamente e essendo minori le sollecitazioni rispetto alla sezione di mezzeria si impongono automaticamente soddisfatte le verifiche agli sle per la sezione di sbalzo.

3. Verifica del parapetto

Si eseguono le verifiche che interessano il parapetto della passerella pedonale di cui e ne riporta un elenco nel seguito:

1. Verifica resistenza elemento verticale parapetto;
2. Verifica di resistenza collegamento alla soletta;
3. Verifica momento aggiuntivo sulla soletta.

3.1 Verifica di resistenza elementi verticali

Come indicato al capitolo 5 paragrafo 5.1.3.10 l'azione orizzontale da imporre è pari a 1,5 kN/m

Ipotizzando i montanti a passo di 1,5 m si ottiene un'azione concentrata sul montante ad altezza di 1,20 m dal piano di calpestio pari a:

$$P = q \cdot L = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ kN}$$

Imponendo la combinazione SLU, essendo questa un'azione variabile si ottiene il seguente valore di progetto ($\gamma_{Qk} = 1,5$).

$$P_{SLU} = P \cdot \gamma_{Qk} = 3,4 \text{ kN}$$

La sezione resistente del montante ha le seguenti caratteristiche:

$$s_p = 10 \text{ mm}$$

$$h = 100 \text{ mm}$$

$$J = 83 \text{ cm}^4$$

$$W = 16,6 \text{ cm}^3$$

Il momento sollecitante si calcola con un'altezza pari a $h^* = h + h_{soletta}/2 = 1,2 \text{ m}$

$$M_{slu} = P_{slu} \cdot h^* = 4,10 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = f_{yk} \cdot W / \gamma_{M0} = 4,3 \text{ kNm}$$

$$M_{slu} < M_{rd} \quad \underline{\underline{\text{VERIFICA SODDISFATTA}}}$$

3.2 Verifica di resistenza collegamento

Dal capitolo precedente si ottiene un momento sollecitante alla base pari a:

$$M_{slu} = 4,10 \text{ kNm}$$

Ipotizzando una piastra con 4 + 4 ancoraggi chimici $\Phi 16$ con distanza massima tra gli assi pari a

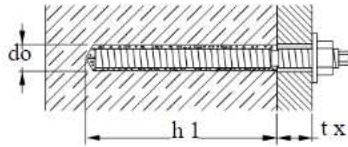
$b = 12 \text{ cm}$ si ottengono le seguenti forze di trazione e compressione agenti sui connettori.

$$T_{slu} (\text{trazione}) = M_{slu} / b / 4 = 8,5 \text{ kN}$$

$$N_{slu} \text{ (compressione)} = M_{slu}/b/4 = 8,5 \text{ kN}$$

Dai cataloghi tecnici si ottengono le seguenti resistenze:

HIT-HY 200-A con barre filettate HIT-V



Carichi raccomandati		*1: calcestruzzo non fessurato C 20/25								
Dimensione ancorante		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30	
Calcestruzzo non fessurato	Trazione N_{res} HIT-V 5.8 [kN]	8,6	13,8	20,0	28,0	44,4	61,0	74,5	88,9	
	Taglio V_{res} HIT-V 5.8 [kN]	5,1	8,6	12,0	22,3	34,9	50,3	65,7	80,0	
Calcestruzzo fessurato	Trazione N_{res} HIT-V 5.8 [kN]	4,8	6,7	13,2	19,9	31,7	43,5	53,1	63,4	
	Taglio V_{res} HIT-V 5.8 [kN]	5,1	8,6	12,0	22,3	34,9	50,3	65,7	80,0	

a) Con coefficiente parziale di sicurezza globale $\gamma = 1,4$. I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni dipendono dal tipo di carico e devono essere desunti dalle normative nazionali.

N.B. Le indicazioni sopra riportate sono da considerarsi valide qualora siano rispettate tutte le informazioni riportate nella scheda tecnica del prodotto che il cliente è tenuto a consultare ed adottare.

Si verifica il corrimano all'azione concentrata orizzontale considerando uno schema statico di appoggio-appoggio.

$$P_{slu} = 3,4 \text{ kN}$$

$$M_{slu} = P_{slu} \cdot l/4 = 1,28 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = W \cdot f_{yd} = 1,31$$

$T_{slu} < T_{rd}$ **VERIFICA SODDISFATTA**

3.3 Verifica di resistenza soletta

Il momento derivante dalla spinta sul parapetto solleciterà la soletta in direzione trasversale alla lunghezza della passerella con un momento pari a $M_{slu} = 9,6 \text{ kNm}$.

Si considera reagente una striscia di soletta larga 50 cm di cui si riporta la resistenza a flessione agli SLU.

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

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

TITOLO :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	20	1	3.39	4
			2	3.39	16

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Calcola MRd
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Mslu < Mrd VERIFICA SODDISFATTA

4. Verifica della sezione composta

L'impalcato sarà realizzato a sezione mista, con travi in acciaio e soletta in calcestruzzo gettata in opera.

Al fine di creare una struttura che lavori in modo ottimale, la trave verrà solidarizzata alla soletta per mezzo di dispositivi di collegamento, generalmente in acciaio (pioli) saldati nella piattabanda superiore della trave e annegati nel getto della soletta, che hanno il compito di impedire gli scorrimenti relativi all'interfaccia tra i due diversi materiali.

Una trave composta in acciaio-calcestruzzo è quindi costituita da tre parti:

1. La trave di acciaio, generalmente in parete piena, laminata o composta, simmetrica o non simmetrica;
2. La soletta di calcestruzzo, situata nella zona di sezione che risulta compressa dal momento flettente; lo spessore della soletta potrà essere ovunque costante, o può aumentare laddove si ha il collegamento tra la soletta e la trave in acciaio;
3. Il sistema di collegamento tra la trave di acciaio e la soletta in calcestruzzo generalmente armato; questo potrà essere rappresentato da un insieme di elementi (pioli Nelson, ferri piegati, connettori rigidi, eliche ad asse orizzontale ed altri) sporgenti dall'estradosso della trave di acciaio, a cui sono saldati, ed interclusi nel getto della soletta.

I dispositivi di collegamento sono distribuiti lungo tutta la luce della trave per realizzare un'unione quanto più possibile diffusa.

In particolare modo lo schema statico di semplice appoggio (utilizzato in questo caso), soggetto a carichi verticali diretti verso il basso, che producono una distribuzione di momenti flettenti positivi, risulta particolarmente idoneo a valorizzare le capacità di prestazione della soletta di calcestruzzo, disposta all'estradosso e quindi compressa almeno per una parte dello spessore.

4.1 Verifica di resistenza della sezione composta FASE "2", n=6,6

Definite le caratteristiche geometriche della sezione, questa verrà verificata controllando che le tensioni, siano di trazione o di compressione, rimangano inferiori al valore della tensione di progetto massima del materiale utilizzato.

Caratteristiche sezione reale		
Tubolare:		
J tubolare	14839.0	cm ⁴
Diametro int	29.89	cm
Diametro est	32.39	cm
A tubolare	122.2	cm ²
Piastra:		
h piastra	1.5	cm
L piastra	33	cm
A piastra	49.5	cm ²
J piastra	9.3	cm ⁴
Soletta:		
h soletta	20	cm
L soletta	95	cm
J soletta	63333.3	cm ⁴
Armature:		
A _{sup}	10.0	cm ²
A _{inf}	10.0	cm ²
d _{sup}	16	cm
d _{inf}	4	cm

Coefficiente di omogeneizzazione n=6,6

Caratteristiche sezione omogeneizzata		
Soletta:		
h* soletta	20	cm
L* soletta	14.4	cm
A* soletta	287.9	cm ²
J* soletta	9596.0	cm ⁴

Calcolo del baricentro della sezione composta e del momento della sezione omogeneizzata:

h tot	53.9	cm
YG (baricentro)	35.7	cm
J sez. composta	79382.1	cm ⁴
A sez. composta	479.7	cm ²

Calcolo dei moduli di resistenza a flessione per le varie quote della sezione composta:

W,tub,inf	2222.1	cm ³
W,tub,sup	23808.5	cm ³
W,piastra, sup	43279.0	cm ³
W,soletta, inf	43279.0	cm ³
W,soletta,sup	4369.9	cm ³
W,soletta, arm.	5590,3	cm ³

Di seguito si riportano le tensioni massime per i materiali costituenti la sezione composta:

cls soletta $f_{cd} = 19,8 \text{ N/mm}^2$
 acciaio tubolare $f_{yd} = 338,1 \text{ N/mm}^2$
 acciaio piastra $f_{yd} = 223,8 \text{ N/mm}^2$
 acciaio barre $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{\text{,tub,inf}} = 5,3 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{\text{,piastra,inf}} = 26,6 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{\text{,soletta,arm}} = -36,72 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{\text{,soletta,sup}} = -4,8 \text{ N/mm}^2$

Verifiche soddisfatte, i valori delle tensioni sono tutti inferiori ai limiti imposti dalla normativa

4.2 Verifica di resistenza della sezione composta FASE "3", n=18

Definite le caratteristiche geometriche della sezione, questa verrà verificata controllando che le tensioni, siano di trazione o di compressione, rimangano inferiori al valore della tensione di progetto massima del materiale utilizzato.

Caratteristiche sezione reale		
Tubolare:		
J tubolare	14839.0	cm ⁴
Diametro int	29.89	cm
Diametro est	32.39	cm
A tubolare	122.2	cm ²
Piastra:		
h piastra	1.5	cm
L piastra	33	cm
A piastra	49.5	cm ²
J piastra	9.3	cm ⁴
Soletta:		
h soletta	20	cm
L soletta	95	cm
J soletta	63333.3	cm ⁴
Armature:		
Asup	10.0	cm ²
Ainf	10.0	cm ²
d sup	16	cm
d inf	4	cm

Coefficiente di omogeneizzazione $n=18$

Caratteristiche sezione omogenizzata		
Soletta:		
h* soletta	20	cm
L* soletta	5.3	cm
A* soletta	105.6	cm ²
J* soletta	3518.5	cm ⁴

Calcolo del baricentro della sezione composta e del momento della sezione omogenizzata:

h tot	53.9	cm
YG (baricentro)	30.7	cm
J sez. composta	30529.7	cm⁴
A sez. composta	297.4	cm²
W,tub,inf	993.9	cm ³
W,tub,sup	18255.9	cm ³
W,piastra, sup	9623.8	cm ³
W,soletta, inf	9623.8	cm ³
W,soletta,sup	1317.5	cm ³
W,soletta, arm.	1590,1	cm ³

$$\sigma_{\text{,tub,inf}} = 35,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{,piastra,inf}} = -30,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{,soletta,arm}} = -61,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{,soletta,sup}} = -18,4 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche soddisfatte, i valori delle tensioni sono tutti inferiori ai limiti imposti dalla normativa

4.3 Verifica della connessione trave-soletta FASE "2", n=6,6

Per far sì che la soletta in calcestruzzo collabori effettivamente con la trave in acciaio ed evitare gli spostamenti relativi tra i due elementi, occorre disporre dei connettori sulla piattabanda superiore ricavata da un piatto saldato sul corrente superiore della reticolare spaziale.

Al § 4.3.4.3 delle NTC 2008 vengono date le seguenti indicazioni sui sistemi di connessione acciaio-calcestruzzo:

- nelle strutture composte si definiscono sistemi di connessione i dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.
- per le travi, sull'intera lunghezza devono essere previsti connettori a taglio ed armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra soletta e trave di acciaio,
- trascurando l'effetto dell'aderenza tra le due parti.

4.3.1 Calcolo delle azioni

La forza di taglio longitudinale che agisce sui pioli di connessione nasce dall'equilibrio delle tensioni di trazione e compressione tra soletta e trave in acciaio.

A livello della fibra della sezione dove sono disposti i connettori, la tensione tangenziale assume il valore:

$$\tau = \frac{V_{Ed} \cdot S_{bx}}{b_f \cdot J_x}$$

dove:

V_{Ed} è il taglio sollecitante assunto pari al taglio massimo agente sulla trave;

S_{bx} è il momento statico dell'area A_c rispetto all'asse neutro considerando la sola sezione reagente (escludendo cioè l'eventuale area di calcestruzzo teso);

J_x è il momento d'inerzia dell'intera sezione rispetto all'asse neutro;

b_f è la lunghezza della corda in questo caso coincidente con la larghezza della piattabanda superiore.

Lo sforzo di scorrimento unitario sarà quindi fornito dalla seguente relazione:

$$q = \tau \cdot b_f = \frac{V_{Ed} \cdot S_{bx}}{J_x}$$

Lo sforzo di taglio che deve essere assorbito da ogni singolo piolo PEd si può ricavare integrando lo sforzo unitario sulla fascia di competenza longitudinale di ogni singolo connettore e dividendola per il numero dei connettori in direzione trasversale m.

$$P_{Ed} = \frac{q \cdot \Delta z}{m} = \frac{V_{Ed} \cdot S_x \cdot i_L}{J_x \cdot m}$$

se si indica con i_L la fascia di competenza di ogni singolo connettore e con m il numero dei connettori in direzione trasversale.

E' stato quindi deciso di utilizzare pioli tipo Nelson:

4.3.2 Verifica agli SLU dei pioli

I pioli vengono verificati soltanto a tempo zero: il rapporto dei moduli elastici da introdurre è quello a tempo iniziale in quanto l'effetto dei fenomeni lenti fa sì che diminuiscano le tensioni sulla soletta e quindi sui connettori. Come sforzo di taglio agente sulla connessione, si assume il massimo prodotto dai carichi accidentali e dai sovraccarichi permanenti, e cioè le sole azioni che agiscono sulla struttura a maturazione del getto avvenuta, valutati allo SLU; tale valore si calcola con la formula di Jourasky come indicato precedentemente.

- **Concio di appoggio:**

Caratteristiche sezione reale		
Tubolari sup:		
J tubolare	29678.0	cm4
Diametro int	29.89	cm
Diametro est	32.39	cm
A tubolare	244.4	cm2
Tubolare inf:		
J tubolare	43181.1	cm4
Diametro int	43.22	cm
Diametro est	45.72	cm
A tubolare	174.5	cm2
Piastra:		
h piastra	1.5	cm
L piastra	33	cm
A piastra	99	cm2
J piastra	18.6	cm4
Soletta:		
h soletta	20	cm
L soletta	95	cm
J soletta	126666.7	cm4
Armature:		
Asup	20.1	cm2

A _{inf}	20.1	cm ²
d _{sup}	16	cm
d _{inf}	4	cm

Coefficiente di omogeneizzazione n=6,6

Caratteristiche sezione omogenizzata		
Soletta:		
h* soletta	20	cm
L* soletta	14.4	cm
A* soletta	287.9	cm ²
J* soletta	9596.0	cm ⁴

h tot	133.70	cm	(All'appoggio)
YG (baricentro)	89.32	cm	
J sez. composta	1063826.30	cm ⁴	
A sez. composta	846.06	cm ²	
A soletta compr.	287.88	cm ²	(soletta tutta compressa)

Ved	80938	kg	
Sbx	6536.75	cm ³	
Jx	1063826.30	cm ⁴	
Bf	66	cm	(si considerano entrambe le piattabande superiori)

$$\tau = \frac{V_{Ed} \cdot S_{bx}}{b_f \cdot J_x} = 7,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = \tau \cdot b_f = \frac{V_{Ed} \cdot S_{bx}}{J_x} = 497,32 \text{ kg/cm}$$

Caratteristiche sezione reale		
Tubolari sup:		
J tubolare	29678,0	cm4
Diametro int	29,89	cm
Diametro est	32,39	cm
A tubolare	244,4	cm2
Tubolare inf:		
J tubolare	43181,1	cm4
Diametro int	43,22	cm
Diametro est	45,72	cm
A tubolare	174,5	cm2
Piastra:		
h piastra	1,5	cm
L piastra	33	cm
A piastra	99	cm2
J piastra	18,6	cm4
Soletta:		
h soletta	20	cm
L soletta	95	cm
J soletta	126666,7	cm4
Armature:		
Asup	20,1	cm2
Ainf	20,1	cm2
d sup	16	cm
d inf	4	cm

n (coeff. omog.)	6,6							
Caratteristiche sezione omogenizzata								
Soletta:								
h* soletta	20	cm						
L* soletta	14,4	cm						
A* soletta	287,9	cm2						
J* soletta	9596,0	cm4						
h tot	133,70	cm	(All'appoggio)					
YG (baricentro)	89,32	cm						
J sez. composta	1063826,30	cm4						
A sez. composta	846,06	cm2						
A soletta compr.	287,88	cm2	(soletta tutta compressa)					
Ved	80938	kg						
Sbx	6536,75	cm3						
Jx	1063826,30	cm4						
bf	66	cm	(si considerano entrambe le piattabande superiori)					

Si ottiene per cui la forza di taglio su ciascun piolo indicando con:

m = numero dei pioli per fila

2

-

Δz = interasse longitudinale dei pioli

12

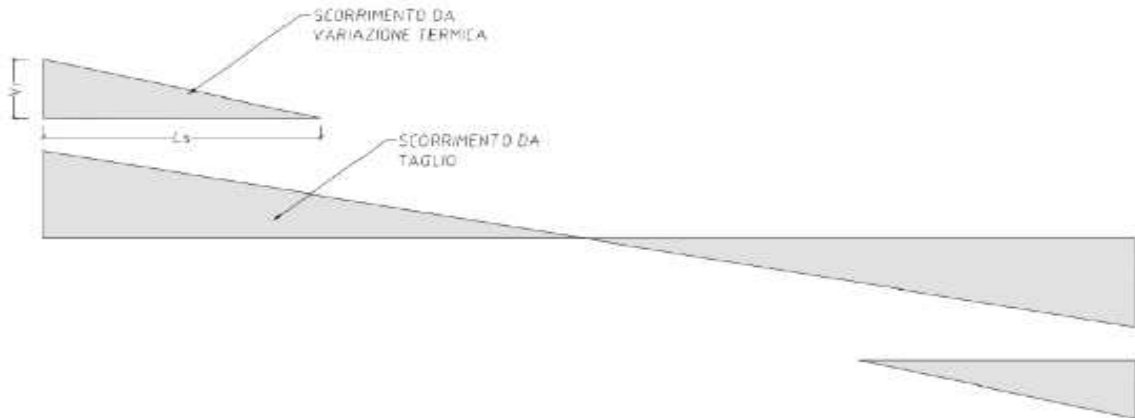
cm

$$P_{Ed} = \frac{q \cdot \Delta z}{m} =$$

2983,97

kg

In aggiunta allo scorrimento legato all'azione tagliante occorre valutare anche gli effetti dello scorrimento legato alle variazioni termiche, distribuito su un'area triangolare come indicato in figura:



La lunghezza del diagramma triangolare di influenza dello scorrimento termico è dedotta dalla seguente relazione [CNR 10016]:

$$L_s = 0,06 \cdot (L + 10 \cdot b) + 7 \cdot K \cdot (L - 3 \cdot b)$$

Dove:

L è la luce della trave

b è il valor medio della larghezza di soletta su ciascun lato della trave

k è la cedevolezza del collegamento a pioli

Lo sforzo di scorrimento unitario $V_{\Delta T}$ massimo all'appoggio si ottiene:

$$V_{\Delta T} = (N_R - R_C) \cdot 2/L_s$$

Dove:

N_R è lo sforzo normale in fase 1 che si genera sulla soletta;

R_C è la risultante di compressione per azioni termiche nella soletta della sezione composta.

Essendo:					
k	0,03	cm ² /kg			
L	3500	cm			
b	33	cm			
Ls	944	cm			
NR	80000	kg	800000	N	
RC	-10827,21	kg	-108272	N	
V _{ΔT}	146,55	kg/cm	1465,51	N/cm	
P _{ΔT}	879,31	kg	8793,058	N	
Si può adesso trovare la forza massima agente sul singolo piolo data dalla somma dei due precedenti contributi					

P_{tot}	3863,28	kg	38632,79	N	
<p>In accordo con quanto prescritto al §4.3.4.3.1.2 la resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:</p> $P_{Rd,o} = 0.8 \cdot f_t \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_v$ $P_{Rd,c} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0.5} / \gamma_v$ <p>dove:</p> <p>γ_v è il fattore parziale per le connessioni pari a 1.25</p> <p>f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_t \leq 450 \text{ MPa}$),</p> <p>f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta,</p> <p>d è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;</p> <p>h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo;</p> <p>α è un coefficiente moltiplicativo che assume il valore:</p> $\alpha = 0.2 (h_{sc} / d + 1) \quad \text{per } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$ $\alpha = 1.0 \quad \text{per } h_{sc} / d > 4.$ <p>Nel nostro caso $\alpha = 1$.</p>					
γ_v	1,25				
f _t	3600	kg/cm ²			
f _{ck}	350	kg/cm ²			
d	1,5	cm			
h _{sc}	15	cm			
α	1				
E _c	333000	kg/cm ²			
P _{Rd,o}	4069,4	kg	40694,4	N	
P _{Rd,c}	5635,4	kg	56354,2	N	

VERIFICA SODDISFATTA

- **Concio di campata:**

Caratteristiche sezione reale		
Tubolari sup:		
J tubolare	29678.0	cm4
Diametro int	29.89	cm
Diametro est	32.39	cm
A tubolare	244.4	cm2
Tubolare inf:		
J tubolare	43181.1	cm4
Diametro int	43.22	cm
Diametro est	45.72	cm
A tubolare	174.5	cm2
Piastra:		
h piastra	1.5	cm
L piastra	33	cm
A piastra	99	cm2
J piastra	18.6	cm4
Soletta:		
h soletta	20	cm
L soletta	95	cm
J soletta	126666.7	cm4
Armature:		
Asup	20.1	cm2
Ainf	20.1	cm2
d sup	16	cm
d inf	4	cm

Coefficiente di omogeneizzazione $n=6,6$

Caratteristiche sezione omogenizzata		
Soletta:		
h* soletta	20	cm
L* soletta	14.4	cm
A* soletta	287.9	cm2
J* soletta	9596.0	cm4

h tot	186.10	cm	(All'appoggio)
YG (baricentro)	127.30	cm	
J sez. composta	2487470.02	cm4	
A sez. composta	846.06	cm2	
A soletta compr.	287.88	cm2	(soletta tutta compressa)

Ved	60000	kg	
Sbx	9378.56	cm3	
Jx	2487470.02	cm4	
bf	66	cm	(si considerano entrambe le piattabande superiori)

$$\tau = \frac{V_{Ed} \cdot S_{bx}}{b_f \cdot J_x} = 3,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = \tau \cdot b_f = \frac{V_{Ed} \cdot S_{bx}}{J_x} = 226,22 \text{ kg/cm}$$

Caratteristiche sezione reale		
Tubolari sup:		
J tubolare	29678,0	cm ⁴
Diametro int	29,89	cm
Diametro est	32,39	cm
A tubolare	244,4	cm ²
Tubolare inf:		
J tubolare	43181,1	cm ⁴
Diametro int	43,22	cm
Diametro est	45,72	cm
A tubolare	174,5	cm ²
Piastra:		
h piastra	1,5	cm
L piastra	33	cm
A piastra	99	cm ²
J piastra	18,6	cm ⁴
Soletta:		
h soletta	20	cm
L soletta	95	cm
J soletta	126666,7	cm ⁴
Armature:		
A sup	20,1	cm ²
A inf	20,1	cm ²
d sup	16	cm
d inf	4	cm

n (coeff. omog.) 6,6

Caratteristiche sezione omogenizzata		
Soletta:		
h* soletta	20	cm
L* soletta	14,4	cm
A* soletta	287,9	cm ²
J* soletta	9596,0	cm ⁴

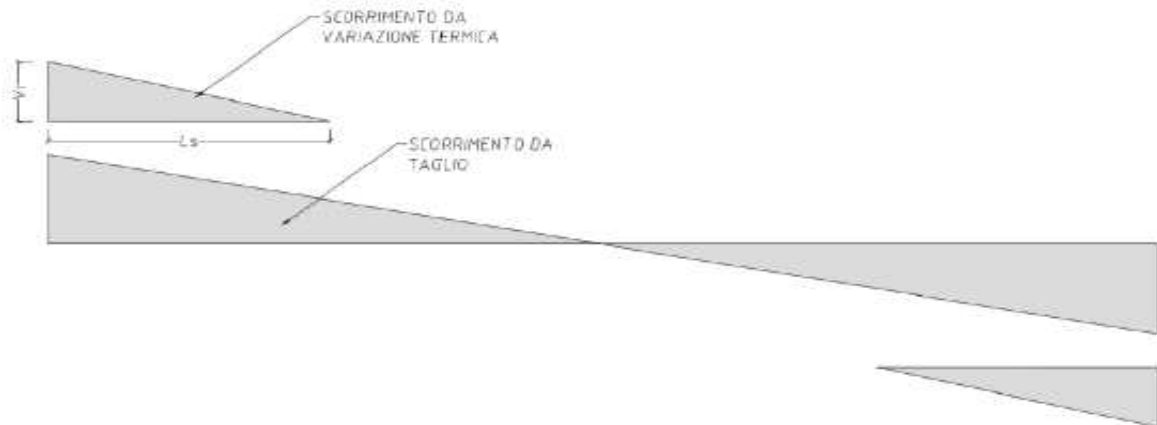
h tot	186,10	cm	(All'appoggio)
YG (baricentro)	127,30	cm	
J sez. composta	2487470,02	cm ⁴	
A sez. composta	846,06	cm ²	
A soletta compr.	287,88	cm ²	(soletta tutta compressa)
Ved	60000	kg	
Sbx	9378,56	cm ³	
Jx	2487470,02	cm ⁴	
bf	66	cm	(si considerano entrambe le piattabande superiori)

Si ottiene per cui la forza di taglio su ciascun piolo indicando con:

$m =$ numero dei pioli per fila	2	-				
$\Delta z =$ interasse longitudinale dei pioli	25	cm				
$P_{Ed} = \frac{q \cdot \Delta z}{m} =$	2827,74	kg				

Come si vede dalla figura seguente, dopo una lunghezza pari a L_s non si risente più dell'effetto del taglio sui pioli, per cui il taglio agente sarà costituito soltanto dal contributo precedentemente calcolato.

In aggiunta allo scorrimento legato all'azione tagliante occorre valutare anche gli effetti dello scorrimento legato alle variazioni termiche, distribuito su un'area triangolare come indicato in figura:



La lunghezza del diagramma triangolare di influenza dello scorrimento termico è dedotta dalla seguente relazione [CNR 10016]:

$$L_s = 0,06 \cdot (L + 10 \cdot b) + 7 \cdot K \cdot (L - 3 \cdot b)$$

Dove:

L è la luce della trave

b è il valor medio della larghezza di soletta su ciascun lato della trave

k è la cedevolezza del collegamento a pioli

Lo sforzo di scorrimento unitario $V_{\Delta T}$ massimo all'appoggio si ottiene:

Ptot	2827,74	kg	28277,40	N
------	---------	----	----------	---

In accordo con quanto prescritto al §4.3.4.3.1.2 la resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,o} = 0.8 \cdot f_t \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{Rd,c} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0.5} / \gamma_v$$

dove:

γ_v è il fattore parziale per le connessioni pari a 1.25

f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_t \leq 450 \text{ MPa}$),

f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta,

d è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;

h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo;

α è un coefficiente moltiplicativo che assume il valore:

$$\alpha = 0.2 (h_{sc} / d + 1) \quad \text{per } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$$

$$\alpha = 1.0 \quad \text{per } h_{sc} / d > 4.$$

Nel nostro caso $\alpha = 1$.

γ_v	1,25				
f_t	3600	kg/cm ²			
f_{ck}	350	kg/cm ²			
d	1,5	cm			
h_{sc}	15	cm			
α	1				
E_c	333000	kg/cm ²			
$P_{Rd,o}$	4069,4	kg	40694,4	N	
$P_{Rd,c}$	5635,4	kg	56354,2	N	

VERIFICA SODDISFATTA

4.4 Verifica delle armature a taglio

L'armatura trasversale della soletta deve essere progettata in modo da prevenire la rottura prematura per scorrimento o fessurazione longitudinale nelle sezioni critiche della soletta di calcestruzzo causata dalle elevate sollecitazioni di taglio create dai connettori. L'armatura deve essere dimensionata in modo da assorbire le tensioni di scorrimento agenti sulle superfici "critiche" di potenziale rottura, a-a, b-b, c-c, d-d, esemplificate nella figura che segue.

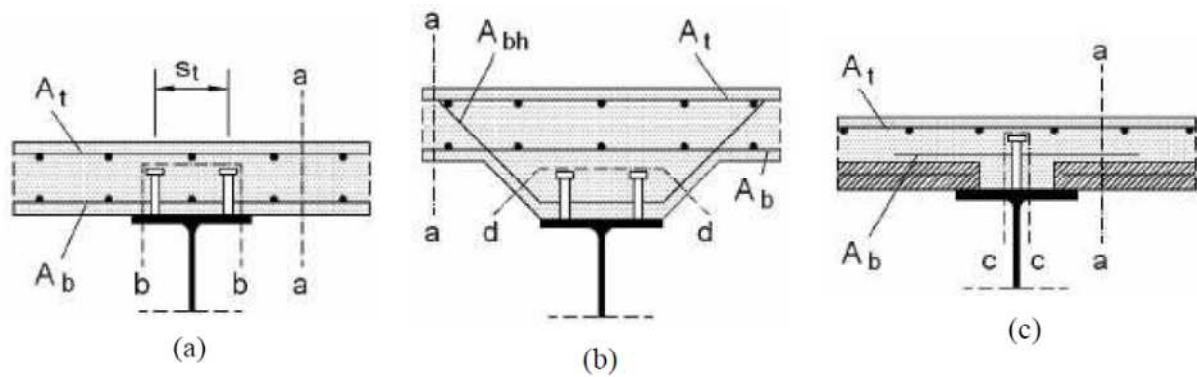


Figura 4.3.5 - Tipiche superfici di collasso a taglio nelle piattabande di calcestruzzo.

La sollecitazione di taglio agente lungo le superfici critiche deve essere determinata coerentemente con le ipotesi di calcolo assunte per la determinazione della resistenza della connessione.

Tale verifica verrà condotta in riferimento al modello di calcolo proposto al § C4.3.4.3.5 della Circolare delle NTC 2008 che recepisce EC4 UNI EN1994 § 6.6.6 in cui all'armatura trasversale viene affidato uno sforzo di trazione che viene valutato a partire dal valore dello scorrimento locale (e non quindi considerando il piolo in condizioni di rottura).

La sollecitazione di taglio agente lungo tali superfici critiche, v_{Ed} , è determinata, dalla forza di compressione massima sviluppata in soletta. Per cui la sollecitazione di taglio per unità di lunghezza si ricava, dalla formula:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_s}{\Delta x \cdot h_f}$$

dove:

$h_f = t_f$ è lo spessore della piattabanda in calcestruzzo;

Δx è la distanza tra la sezione di momento massimo o minimo e la sezione di momento nullo;

ΔF_s è lo sforzo di scorrimento agente nella zona di lunghezza Δx :

$$\Delta F_s = \frac{V_{Ed} \cdot S_{bx}}{J_x} \cdot \Delta x$$

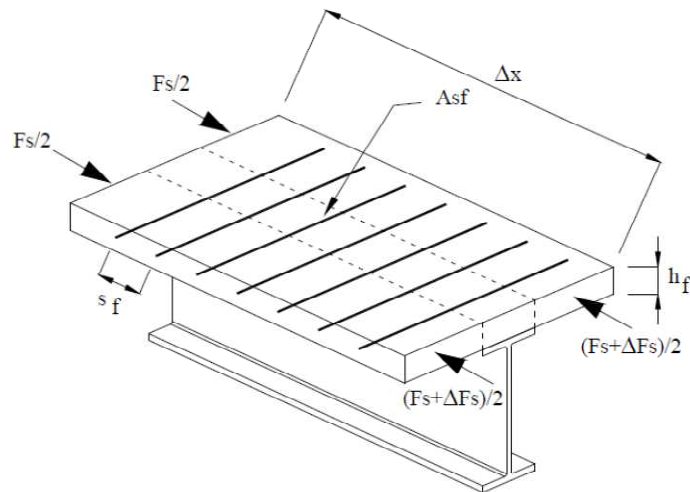


Figura C4.3.7. Distribuzione della sollecitazione di taglio longitudinale nella piastrina in calcestruzzo.

L'area dell'armatura minima necessaria all'assorbimento della sollecitazione v_{Ed} è data da:

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{sk}}{\gamma_s \cdot s_f} \geq v_{Ed} \cdot h_f$$

dove A_{sf} è l'area della singola barra d'armatura disposta ad un interasse s_f . Per evitare la rottura del calcestruzzo compresso è necessario imporre che:

$$v_{Ed} \leq 0,3 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Se le tensioni v_{Ed} sono inferiori a $0,4 \cdot f_{ctd}$, dove f_{ctd} è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo, non è necessario disporre apposita armatura trasversale.

Caratteristiche sezione reale		
Tubolari sup:		
J tubolare	29678.0	cm4
Diametro int	29.89	cm
Diametro est	32.39	cm
A tubolare	244.4	cm2
Tubolare inf:		
J tubolare	43181.1	cm4
Diametro int	43.22	cm
Diametro est	45.72	cm
A tubolare	174.5	cm2
Piastra:		
h piastra	1.5	cm
L piastra	33	cm
A piastra	99	cm2
J piastra	18.6	cm4

Soletta:		
h soletta	20	cm
L soletta	95	cm
J soletta	126666.7	cm ⁴
Armature:		
Asup	20.1	cm ²
Ainf	20.1	cm ²
d sup	16	cm
d inf	4	cm

Coefficiente di omogeneizzazione n=6,6

Caratteristiche sezione omogenizzata		
Soletta:		
h* soletta	20	cm
L* soletta	14.4	cm
A* soletta	287.9	cm ²
J* soletta	9596.0	cm ⁴

h tot	133.70	cm	(All'appoggio)
YG (baricentro)	89.32	cm	
J sez. composta	1063826.30	cm ⁴	
A sez. composta	846.06	cm ²	
A soletta compr.	287.88	cm ²	(soletta tutta compressa)
Ved	80938	kg	
Sbx	6536.75	cm ³	
Jx	1063826.30	cm ⁴	
bf	66	cm	(si considerano entrambe le piattabande superiori)

$$\Delta F_s = \frac{V_{Ed} \cdot S_{bx}}{J} \cdot \Delta x = 49732 \text{ kg}$$

$$V_{Ed} = \frac{\Delta F_s}{\Delta x \cdot h_f} = 24,9 \text{ kg/cm}$$

Asf (2 Φ 12) 2.26 cm²

Asf min 2.32 cm²

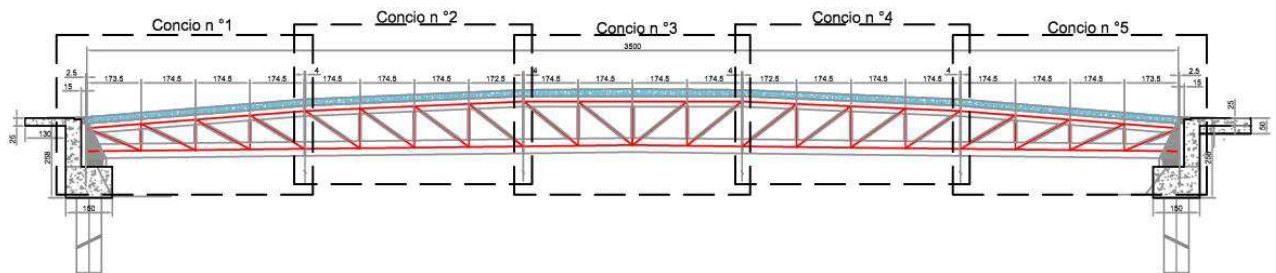
NOTA: Si predispongono armature Φ 12/15 per il primo tratto di 2,0 m dall'appoggio in direzione trasversale ed armature Φ 12/20 per la restante porzione di ponte.

5. Verifica delle connessioni

Le connessioni da verificare sono quelle tra i conci che compongono l'intera passerella pedonale. Essendo la struttura a sezione non costante si verificheranno separatamente le due connessioni intermedie così come indicato in figura:

- Connessione CONCI 1-2
- Connessione CONCI 2-3

Simmetricamente dalla parte opposta.



- **Connessione CONCI 1-2**

Le sollecitazioni massime allo slu agenti sulla connessione sono le seguenti:

corrente inferiore	
N [kg]	M3[kgm]
265735	8213

corrente superiore	
N [kg]	M3[kgm]
71700	3700

* da moltiplicare per 2: numero dei correnti superiori
combinazione più sfavorevole n 1 SLU - str

– Corrente inferiore

Si utilizzano bulloni M20 classe 10.9

n° M20	28		
A_{res}	245	mm ²	
f_{tk}	1000	N/mm ²	
γ_{M2}	1.25		
$F_{t,rd}$	176400	N	Resistenza a trazione del singolo bullone

I bulloni verranno concentrati in prossimità del tubolare disposti radialmente a distanza pari a 40 mm dal bordo esterno del tubolare.

Per il calcolo della sollecitazione sul singolo bullone si dovrà per cui combianare le sollecitazioni di sforzo normale e quella flettente

Si ricava per cui il J della connessione bullonata rispetto al centro del

tubolare:

J	421649633	mm ⁴
A	6860	mm ²
Y_{max}	268.6	mm

$$F_{ed,max} = 107723.4 \quad N$$

$$F_{ed,max} < F_{t,rd} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

– **Corrente superiore**

Si utilizzano bulloni M20 classe 10.9

n° M20	10	
A_{res}	245	mm ²
f_{tk}	1000	N/mm ²
γ_{M2}	1.25	

$$F_{t,rd} = 176400 \quad N \quad \text{Resistenza atrazione del singolo bullone}$$

J	104015477	mm ⁴
A	2450	mm ²
Y_{max}	194.4	mm

$$F_{ed,max} = 88642.1 \quad N$$

$$F_{ed,max} < F_{t,rd} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

• **Connessione CONCI 2-3**

Le sollecitazioni massime allo slu agenti sulla connessione sono le seguenti:

corrente inferiore	
N [kg]	M3[kgm]
400722	15000

corrente superiore	
N [kg]	M3[kgm]
71700	5960

* da moltiplicare per 2: numero dei correnti superiori
| **combinazione più sfavorevole n 1 SLU - str**

– **Corrente inferiore**

Si utilizzano bulloni M20 classe 10.9

n° M20	28		
A_{res}	245	mm ²	
f_{tk}	1000	N/mm ²	
γ_{M2}	1.25		
$F_{t,rd}$	176400	N	Resistenza a trazione del singolo bullone

I bulloni verranno concentrati in prossimità del tubolare disposti radialmente a distanza pari a 40 mm dal bordo esterno del tubolare.

Per il calcolo della sollecitazione sul singolo bullone si dovrà per cui combianare le sollecitazioni di sforzo normale e quella flettente

Si ricava per cui il J della connessione bullonata rispetto al centro del tubolare:

J	421649633	mm ⁴
A	6860	mm ²
Y_{max}	268.6	mm

$F_{ed,max}$	166525.6	N
--------------	----------	---

$F_{ed,max}$	<	$F_{t,rd}$	<u>VERIFICA SODDISFATTA</u>
--------------	---	------------	------------------------------------

– **Corrente superiore**

Si utilizzano bulloni M20 classe 10.9

n° M20	10		
A_{res}	245	mm ²	
f_{tk}	1000	N/mm ²	
γ_{M2}	1.25		
$F_{t,rd}$	176400	N	Resistenza atrazione del singolo bullone

J	104015477	mm ⁴
A	2450	mm ²
Y_{max}	194.4	mm

$F_{ed,max}$	98990.4	N
--------------	---------	---

$F_{ed,max}$	<	$F_{t,rd}$	<u>VERIFICA SODDISFATTA</u>
--------------	---	------------	------------------------------------

6. Verifica di resistenza e stabilità tubolari

Si procede alla verifica dei tubolari metallici della reticolare spaziale facendo l'ipotesi conservativa di non considerare il contributo della soletta per quelli superiori. Le verifiche saranno di resistenza per il corrente inferiore e di resistenza e stabilità per i correnti superiori e per i diagonali.

6.1 Verifica di resistenza del corrente inferiore

S 355

Tipo di acciaio utilizzato

Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.05	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25	[-]

Caratteristiche del profilo

UTENTE

Sezione trasversale del tubolare			1
Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE)	d_{ext}	457.20	[mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	12.50	[mm]
Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		457.2	[mm]
Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		12.5	[mm]

Geometria della membratura

Lunghezza geometrica della membratura	L	1.75	[m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1.00	[-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1.00	[-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	1750.00	[mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	1750.00	[mm]


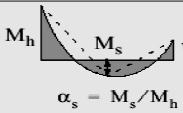
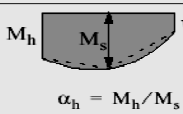
Coefficienti di momento equivalente

Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my} , C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".

Coefficienti di momento equivalente

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y	C_{my}	1.000	[-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z	C_{mz}	1.000	[-]

Table B.3: Equivalent uniform moment factors C_m in Tables B.1 and B.2

Moment diagram	range		C_{my} and C_{mz} and $C_{m1,T}$	
			uniform loading	concentrated load
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
For members with sway buckling mode the equivalent uniform moment factor should be taken $C_{my} = 0,9$ or $C_{mz} = 0,9$ respectively.				
C_{my} , C_{mz} and $C_{m1,T}$ should be obtained according to the bending moment diagram between the relevant braced points as follows:				
moment factor	bending axis	points braced in direction		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
$C_{m1,T}$	y-y	y-y		

Sollecitazioni di progetto:

- Ned (trazione)= 400722 kg
- Med,fin = Med,in = 15000 kgm

Materiali utilizzati

Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	510 [N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo	G	80769 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25 [-]

Caratteristiche meccaniche del profilo

Diametro esterno del profilo tubolare	d_{ext}	457.20 [mm]
Spessore del profilo tubolare	t	12.50 [mm]
Diametro interno	d_{int}	432.20 [mm]
Raggio esterno	r_{ext}	228.60 [mm]
Raggio interno	r_{int}	216.10 [mm]
Area della sezione trasversale	A	17463 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	I_y	4.3203E+08 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	1.8899E+06 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,y}$	2.4726E+06 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano dell'anima	$A_{V,z}$	11118 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_y	157.29 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse debole	I_z	4.3203E+08 [mm ⁴]

Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,z}$	1.8899E+06 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,z}$	2.4726E+06 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano delle ali	$A_{v,y}$	11118 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_z	157.29 [mm]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	8.641E+08 [mm ⁴]

Caratteristiche di sollecitazione nella sezione di verifica

Forza normale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	-4007.00 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela all'anima	$V_{z,Ed}$	0.00 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela alle ali	$V_{y,Ed}$	0.00 [kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia	$M_{y,Ed}$	150.00 [kNm]
Momento flettente attorno all'asse minore di inerzia	$M_{z,Ed}$	0.00 [kNm]
Momento torcente primario (alla Saint Venant)	T_{Ed}	0.00 [kNm]

Classificazione della sezione trasversale di verifica

Coefficiente ϵ	ϵ	0.814 [-]
Rapporto tra diametro esterno e spessore	ρ	36.576 [-]
Rapporto limite per la classe 1	ρ_1	33.099 [-]
Rapporto limite per la classe 2	ρ_2	46.338 [-]
Rapporto limite per la classe 3	ρ_3	59.577 [-]

Classificazione della sezione trasversale	CL	2
--	-----------	----------

Verifiche di resistenza della sezione trasversale

Resistenza a trazione pura

Resistenza plastica a trazione	$N_{t,Rd}$	5904.27 [kN]
--------------------------------	------------	--------------

Verifica a trazione pura	ρ_{Nt}	0.679 [-]
--------------------------	-------------	-----------

Resistenza a flessione

Modulo di resistenza di calcolo per flessione attorno all'asse y - y	W_y	2.47E+06 [mm ³]
--	-------	-----------------------------

Resistenza a flessione attorno all'asse y - y	$M_{cy,Rd}$	835.98 [kNm]
---	-------------	--------------

Verifica flessionale attorno all'asse y - y	ρ_{My}	0.179 [-]
---	-------------	-----------

Resistenza a flessione, forza assiale e taglio

Calcolo plastico per sezioni in classe 1 o 2

Coefficiente n	n	0.679 [-]
----------------	---	-----------

Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse y - y	$M_{Ny,Rd}$	403.46 [kNm]
--	-------------	--------------

Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse z - z	$M_{Nz,Rd}$	403.46 [kNm]
--	-------------	--------------

Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo EN1993 - 1 - 1:2010)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	0.138 [-]
---	---------------------------	-----------

Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo cautelativo)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	0.858 [-]
---	---------------------------	-----------

6.2 Verifica di resistenza e stabilità del corrente superiore

S 355

Tipo di acciaio utilizzato

Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.05	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25	[-]

Caratteristiche del profilo

UTENTE

Sezione trasversale del tubolare		1	
Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE)	d_{ext}	323.90	[mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	12.50	[mm]
Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		323.9	[mm]
Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		12.5	[mm]

Geometria della membratura

Lunghezza geometrica della membratura	L	1.75	[m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1.00	[-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1.00	[-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	1750.00	[mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	1750.00	[mm]


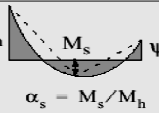
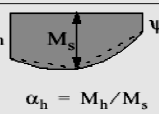
Coefficienti di momento equivalente

Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my} , C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".

Coefficienti di momento equivalente

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y	C_{my}	1.000	[-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z	C_{mz}	1.000	[-]

Table B.3: Equivalent uniform moment factors C_m in Tables B.1 and B.2

Moment diagram	range		C_{my} and C_{mz} and $C_{m1,T}$	
			uniform loading	concentrated load
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
For members with sway buckling mode the equivalent uniform moment factor should be taken $C_{my} = 0,9$ or $C_{mz} = 0,9$ respectively.				
C_{my} , C_{mz} and $C_{m1,T}$ should be obtained according to the bending moment diagram between the relevant braced points as follows:				
moment factor	bending axis	points braced in direction		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
$C_{m1,T}$	y-y	y-y		

Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	510 [N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo	G	80769 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25 [-]

Caratteristiche meccaniche del profilo

Diametro esterno del profilo tubolare	d_{ext}	323.90 [mm]
Spessore del profilo tubolare	t	12.50 [mm]
Diametro interno	d_{int}	298.90 [mm]
Raggio esterno	r_{ext}	161.95 [mm]
Raggio interno	r_{int}	149.45 [mm]
Area della sezione trasversale	A	12229 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	I_y	1.4847E+08 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	9.1674E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,y}$	1.2128E+06 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano dell'anima	$A_{V,z}$	7785 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_y	110.19 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse debole	I_z	1.4847E+08 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,z}$	9.1674E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,z}$	1.2128E+06 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano delle ali	$A_{V,y}$	7785 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_z	110.19 [mm]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	2.969E+08 [mm ⁴]

Caratteristiche di sollecitazione nella sezione di verifica

Forza normale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	717.00 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela all'anima	$V_{z,Ed}$	0.00 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela alle ali	$V_{y,Ed}$	0.00 [kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia	$M_{y,Ed}$	59.60 [kNm]
Momento flettente attorno all'asse minore di inerzia	$M_{z,Ed}$	0.00 [kNm]
Momento torcente primario (alla Saint Venant)	T_{Ed}	0.00 [kNm]

Classificazione della sezione trasversale di verifica

Coefficiente ϵ	ϵ	0.814 [-]
Rapporto tra diametro esterno e spessore	ρ	25.912 [-]
Rapporto limite per la classe 1	ρ_1	33.099 [-]
Rapporto limite per la classe 2	ρ_2	46.338 [-]
Rapporto limite per la classe 3	ρ_3	59.577 [-]

Classificazione della sezione trasversale

CL

1

Resistenza a compressione pura

Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd}$	4134.45 [kN]
Verifica a compressione pura	ρ_{Nc}	0.173 [-]

Resistenza a flessione

Modulo di resistenza di calcolo per flessione attorno all'asse y - y	W_y	1.21E+06 [mm ³]
Resistenza a flessione attorno all'asse y - y	$M_{cy,Rd}$	410.03 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse y - y	ρ_{My}	0.145 [-]

Resistenza a flessione, forza assiale e taglio

Calcolo plastico per sezioni in classe 1 o 2

Coefficiente n	n	0.173 [-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse y - y	$M_{Ny,Rd}$	389.17 [kNm]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse z - z	$M_{Nz,Rd}$	389.17 [kNm]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo EN1993 - 1 - 1:2010)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	0.023 [-]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo cautelativo)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	0.319 [-]

Verifiche di stabilità flessionale

Lunghezza geometrica della membratura	L	1.75 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1.00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1.00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	1750.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	1750.00 [mm]

Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale

Area della sezione trasversale da considerare nel calcolo	A	12229 [mm ²]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse y - y	$N_{cr,y}$	100477 [kN]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse z - z	$N_{cr,z}$	100477 [kN]
Snellezza adimensionale attorno all'asse y - y	$\lambda_{ad,y}$	0.2079 [-]
Snellezza adimensionale attorno all'asse z - z	$\lambda_{ad,z}$	0.2079 [-]
Rapporto dimensionale per la determinazione delle curve di instabilità	h/b	25.91 [-]
Spessore massimo della sezione trasversale	t_{max}	298.9 [mm]
Curva di instabilità attorno all'asse y - y	Curva $y - y$	a [-]
Curva di instabilità attorno all'asse z - z	Curva $z - z$	a [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse y - y	α_y	0.21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse y - y	ϕ_y	0.5224 [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse z - z	α_z	0.21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse z - z	ϕ_z	0.5224 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse y - y	χ_y	0.998 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse z - z	χ_z	0.998 [-]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse y - y	$N_{by,Rd}$	4127.33 [kN]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse z - z	$N_{bz,Rd}$	4127.33 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessionale	$\rho_{buck, N}$	0.174 [-]

7. Scelta degli isolatori

Gli isolatori elastomerici sono dispositivi caratterizzati da una ridotta rigidità alla traslazione orizzontale che consente di incrementare i primi periodi propri di vibrazione della struttura in modo da ottenere risposte sismiche in termini di accelerazioni assai inferiori al caso di struttura non isolata. Volendo imporre un periodo alla struttura isolata pari a $T_{is} = 2$ sec., è stata calcolata la rigidità che il sistema di isolamento deve fornire alla struttura, nell'ipotesi secondo la quale le spalle si spostino di una quantità trascurabile rispetto allo spostamento dell'impalcato isolato:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \Rightarrow k_{eq} = \frac{4\pi^2 \cdot m}{T_{is}^2}$$

Con:

m (massa totale) = 107510 kg

R_v (SLU) (reazione verticale allo SLU) = 44366 kg (singolo appoggio)

R_v (SLV) (reazione verticale allo SLV) = 26878 kg (singolo appoggio)

$K_{eq,tot} = 1060005 \text{ kg/m} = 10600 \text{ kN/m}$

Adottando 4 isolatori si ottiene una rigidità richiesta per ogni appoggio pari a:

$K_{isolatore} = K_{eq,tot} / 4 = 2650 \text{ kN/m}$

Dalla tabella seguente si ricava il tipo di isolatore idoneo:

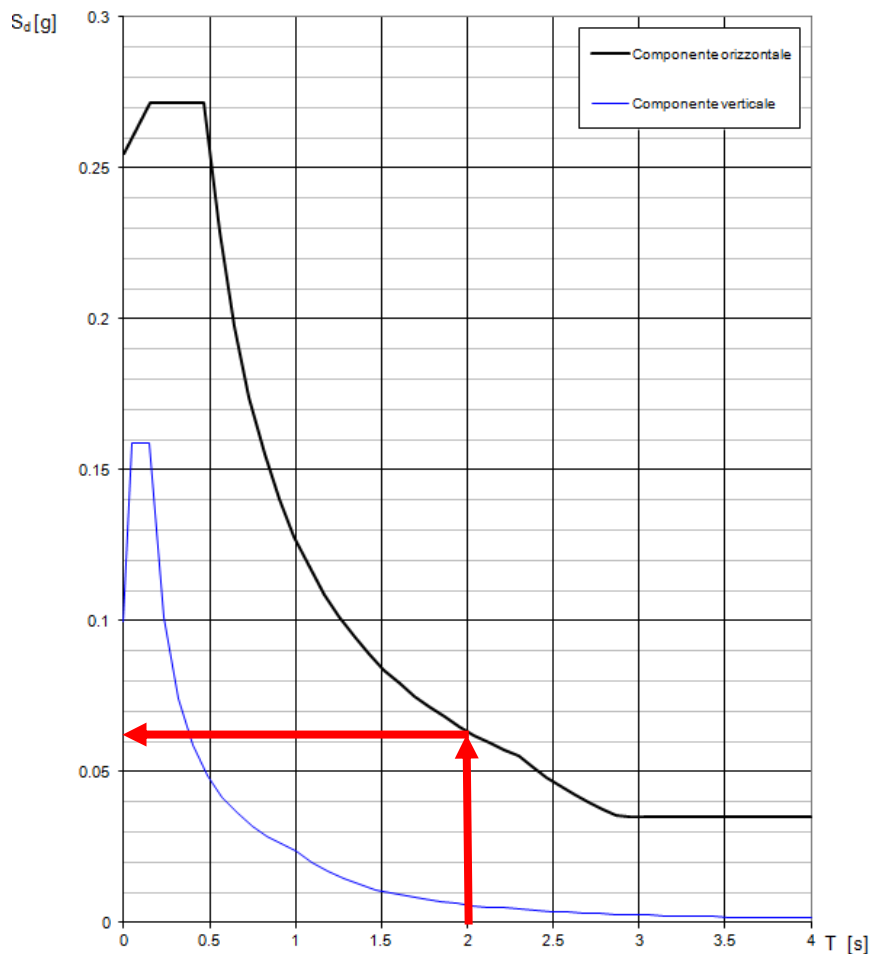
SI-H	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 300/52	920	2610	1.90	1122	300	52	116	166	350	84
SI-H 350/50	2240	3510	2.69	1550	350	50	108	158	400	109
SI-H 400/50	3200	4680	3.52	2276	400	50	108	158	450	140
SI-H 450/54	5400	7510	4.12	2592	450	54	118	168	500	183
SI-H 500/54	7040	9380	5.09	3475	500	54	118	168	550	224
SI-H 550/56	7610	9820	5.94	3944	550	56	117	167	600	265
SI-H 600/56	8190	10310	7.07	4585	600	56	114	164	650	307
SI-H 650/54	8770	10830	8.60	5470	650	54	109	159	700	351
SI-H 700/60	9370	11370	8.98	5612	700	60	125	185	750	481
SI-H 800/60	12690	14990	11.73	8129	800	60	125	185	850	624
SI-H 900/60	18340	21220	14.84	9930	900	60	126	186	950	790
SI-H 1000/70	19830	22590	15.71	10210	1000	70	146	226	1050	1214
SI-H 1100/70	24420	27460	19.01	13263	1100	70	146	226	1150	1463
SI-H 1200/80	25800	28700	19.79	13443	1200	80	156	236	1250	1750

Legenda

V	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC
F _{zd}	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU), concomitante con rotazione 0 e spostamento orizzontale 10 mm
K _e	Rigidità orizzontale equivalente
K _v	Rigidità verticale
D _g	Diametro elastomero
t _e	Spessore totale gomma
h	Altezza escluse piastre di ancoraggio
H	Altezza totale incluse piastre di ancoraggio
Z	Lato piastre di ancoraggio
W	Peso isolatore escluse zanche

Dallo spettro elastico in accelerazione si ricava il valore della quota parte di accelerazione g da applicare alla massa della passerella:

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



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

$$S_d(T) = 0.063 \text{ g}$$

$$F_h = m S_d(T) g = 0.063 * 107510 * 9.81 = 66444 \text{ N}$$

$$F_h \text{ spalla} = F_h/2 = 33222 \text{ N}$$

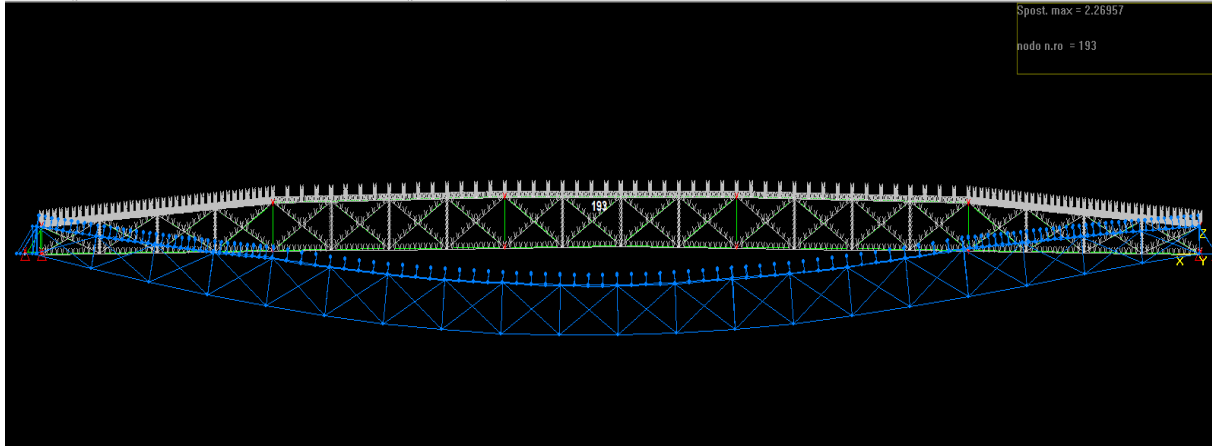
Rispetto ad una forza massima orizzontale trasmissibile dai due vincoli per ogni spalla di

$$F_{h,max} = d * K_e = 100 * 2,69 = 269 \text{ kN} > F_h \text{ spalla}$$

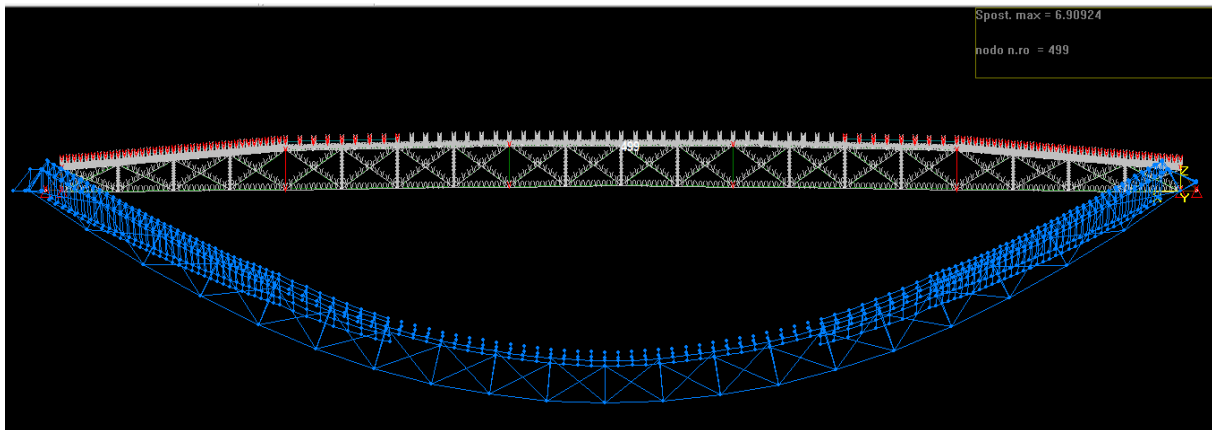
8. Verifica di deformabilità

Di seguito si riportano i risultati in termini di freccia nella varie fasi di montaggio della passerella ciclo pedonale:

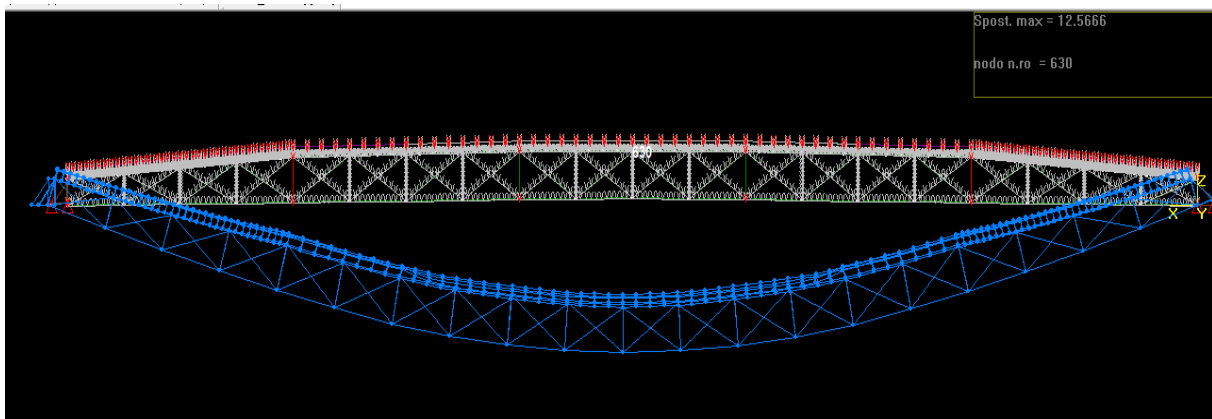
- “FASE 0”



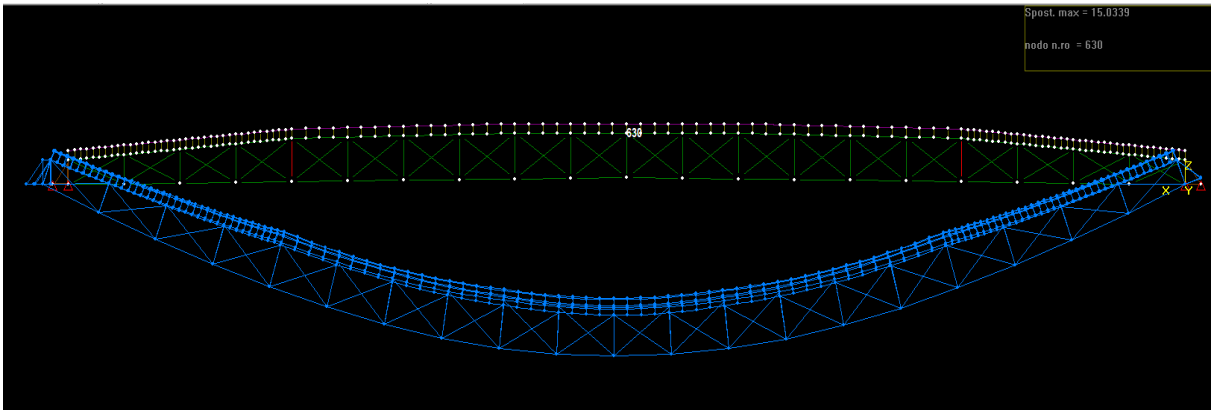
- “FASE 1-1”



- “FASE 1-2”



- **“FASE 3”**



- **“FASE 4”**

