



PROVINCIA DI ORISTANO

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL CAVALCAFERROVIA
SULLA S.P. 53 SANTA GIUSTA - PALMAS ARBOREA

PROGETTO ESECUTIVO

Il RUP

Geom. Alessandro Serra

Il tecnico incaricato

Ing. Sandro Suella



4					
3					
2					
1					
REV.	DATA	DIS.	CONTR.	APP.	SPAZIO PER VISTI ED APPROVAZIONI

RELAZIONE TECNICA DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI CORDOLI

	DATA	NOME	SOSTITUISCE IL:		CODICE /
DISEGNATO	12/12/2025	**	SOSTITUITO DAL:		B
CONTROLLATO	**/**/2025	**	FORMATO: Ax	SCALA: /	
APPROVATO	**/**/2025	**	FOGLIO 1 DI 1	FILE DI RIF. **	

PROVINCIA DI ORISTANO

**MESSA IN SICUREZZA DEL
CAVALCAFERROVIA SULLA S.P. 53 SANTA
GIUSTA – PALMAS ARBOREA**

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI VERIFICA CORDOLI IMPALCATO

Il RUP

**Il tecnico
Ing. Sandro Suella**

Spazio per visti ed approvazioni

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	3
3	RIFACIMENTO CORDOLI.....	5
3.1	GENERALITÀ	5
3.2	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	5
3.3	MATERIALI	5
3.3.1	CALCESTRUZZO STRUTTURE ESISTENTI.....	5
3.3.2	CALCESTRUZZO STRUTTURE IN PROGETTO.....	6
3.3.3	ACCIAIO ESISTENTE.....	6
3.3.4	ACCIAIO IN PROGETTO	6
3.3.5	TIRAFONDI	6
4	DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE.....	6
4.1	INQUADRAMENTO	6
4.2	AZIONI	7
4.2.1	AZIONI PERMANENTI (G_1 , G_2)	7
4.2.2	AZIONI VARIABILI	8
4.2.3	AZIONI ECCEZIONALI	8
4.3	COMBINAZIONI DI CARICO	8
4.4	VERIFICHE DI RESISTENZA	9
4.5	VERIFICA A SCORRIMENTO	10
4.6	VERIFICA A RIBALTAMENTO	11
4.7	VERIFICA A TORSIONE	13

1 PREMESSA

I calcoli di seguito esposti descrivono le verifiche strutturali riguardanti la sostituzione delle barriere bordo ponte sul cavalcaferrovia posto sulla linea Cagliari-Olbia in abitato di Santa Giusta, sulla strada provinciale n. 53 della Provincia di Oristano. Propedeuticamente alla sostituzione dei sistemi di ritenuta occorre procedere al risanamento del cordolo di sostegno, con l'intervento di demolizione e ricostruzione di questo.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- Legge n. 1086 del 5/11/1971

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge n. 64 del 2/2/1974

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- Norme Tecniche C.N.R. n. 10025-84 del 14/12/1984

Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

- Norme Tecniche C.N.R. n. 10011-85 del 18/4/1985

Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

- D.M. del 24/1/1986

Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.

- D.M. LL. PP. 11-03-88

Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 4 maggio 1990

Norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.

- D.M. del 14/2/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. del 9/1/1996

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. del 16/1/1996

Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

- Circolare n. 65 del 10/4/1997

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 16/1/1996.

- D.M. 14-01-2008

Norme Tecniche per le Costruzioni

- Circolare n. 617 del 2/2/2009

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/1/2008.

- D.M. 17 gennaio 2018

Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

ETAG N.001 ALLEGATO C

- EOTA Technical report TR029 (september 2010).

- UNI CEN/TS 1992-4-5 2009: Progettazione di attacchi da utilizzare nel calcestruzzo

EUROCODICI

- Eurocodice 1 UNI EN 1991 - Azioni sulle strutture.

- Eurocodice 2 UNI EN 1992 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo.

- Eurocodice 3 UNI EN 1993 - Progettazione delle strutture di acciaio

- Eurocodice 4 UNI EN 1994 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.

- Eurocodice 8 UNI EN 1998 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

3 RIFACIMENTO CORDOLI

3.1 GENERALITÀ

Gli interventi sono inquadrabili quali di riparazione o intervento locale, come stabiliti al § 8.4.1 delle NTC 2018, ovvero riguardati singole parti e/o elementi della struttura, che non cambino significativamente il comportamento globale della costruzione e siano volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- impedire meccanismi di collasso locale;
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

3.2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Preventivamente alla sostituzione del sistema di ritenuta esistente si intende procedere alla demolizione e ricostruzione dei cordoli, diffusamente degradati dalla carbonatazione del calcestruzzo e dall'ossidazione dei monconi di montante di precedenti barriere installate sull'impalcato.

Nell'intervento di demolizione dovrà porsi la massima cura nel preservare le armature esistenti che andranno integrate con la nuova armatura in progetto. Ai fini del dimensionamento strutturale si assume, in mancanza di dati specifici, che il calcestruzzo esistente sia di classe C16/20 e l'acciaio del tipo FeB44k.

3.3 MATERIALI

3.3.1 CALCESTRUZZO STRUTTURE ESISTENTI

Classe di resistenza C16/20

Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo ($\gamma_c=1,5$)

$$f_{cd} = \alpha_{CC} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 20 / 1,5 = 9,41 \text{ Mpa}$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = (2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}) / \gamma_c; \eta_1 = 0,7, \eta_2 = 1,0$$

$$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 0,70 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1,333 \text{ Mpa}$$

$$f_{bd} = (2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}) / \gamma_c = 1,400 \text{ MPa}$$

3.3.2 CALCESTRUZZO STRUTTURE IN PROGETTO

Classe di resistenza C35/45

Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo ($\gamma_c=1,5$)

$$f_{cd} = \alpha_{CC} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 45 / 1,5 = 21,17 \text{ Mpa}$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = (2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}) / \gamma_c; \eta_1 = 0,7, \eta_2 = 1,0$$

$$f_{ctk} = 0,70 f_{ctm} = 0,70 \cdot 0,30 f_{ck}^{2/3} = 2,246 \text{ Mpa}$$

$$f_{bd} = (2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}) / \gamma_c = 2,36 \text{ MPa}$$

3.3.3 ACCIAIO ESISTENTE

Feb44k

3.3.4 ACCIAIO IN PROGETTO

Classe B450C

Resistenza di progetto

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,3 \text{ N/mm}^2$$

3.3.5 TIRAFONDI

Classe M20 – 220 – 8.8

$$f_{kn} = 240,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{dn} = 240,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{dv} = 170,0 \text{ N/mm}^2$$

4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE

4.1 INQUADRAMENTO

La barriera bordo ponte prevista in progetto è in acciaio con piastra di base rettangolare 292x250 mm, ognuna dotata di fori per due tirafondi $\phi 20$ posti ad interasse di 170 mm. La lunghezza di ancoraggio dei tirafondi deve essere non inferiore a 200 mm. Il montante è in profilato a C in acciaio S235, sezione 120x80x5 mm

Ipotizzando l'utilizzo di ancorante chimico o malta di ancoraggio con tensione ultima di aderenza di calcolo pari a 9 Mpa, la forza ultima di sfilamento per ogni tirafondo è:

$$F_{ud} = \pi \cdot 20 \cdot 200 \cdot 9 = 75360 \text{ N}$$

$$M_{ud} = F_{ud} \cdot 170 = 1281,12 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Per la barriera in progetto, con palo del tipo anzidetto, il massimo momento di plasticizzazione trasferibile al cordolo è:

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_{yd} = 72400 \cdot 235 = 17,014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Noto che la barriera in progetto ha montanti con interasse pari a 2,25 m, il momento massimo trasferito al cordolo è:

$$M_k = M_{pl} / 2,25 = 7,56 \text{ kNm} / \text{m}, \text{ cui corrisponde una forza applicata di } 7,56 \text{ kn/m applicata a 1 metro di altezza lungo la barriera.}$$

Assumendo quale base di calcolo la sollecitazione prevista al punto 3.6.3.3.2 (traffico veicolare sopra i ponti) delle NTC 2018, per il quale in assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN, considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo, per la geometria della barriera in progetto si ha un momento agente $M_k = 100 \cdot 1 = 100 \text{ kNm}$. Richiamato il momento di plasticizzazione di un singolo piantone, $M_{pl} = 17,01 \text{ kNm}$, si determina il numero di piantoni sui quali la sollecitazione produce effetti, ovvero

$$n = \frac{M_k}{M_{pl}} \approx 6, \text{ corrispondente a } 13,50 \text{ metri di estensione del nastro guardrail e di}$$

cordolo di sostegno. Di qui, la sollecitazione unitaria applicata al cordolo, pari a $M_{ku} = 100 / 13,50 = 7,41 \text{ kNm} / \text{m}$ con valori congruenti con quelli ottenuti partendo dal momento di plasticizzazione del montante.

4.2 AZIONI

4.2.1 AZIONI PERMANENTI (G_1 , G_2)

Le azioni permanenti G_1 e G_2 , sono rispettivamente il peso proprio di tutti gli elementi strutturali e il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali, entrambi riferite a una striscia lunga un metro :

Elemento	Lunghezza [m]	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso [kN]	Totali
Cordolo	1,00	0,66	0,45	7,45	7,45

Barriera	1,00		---	1,00	1,00
					8,45

4.2.2 AZIONI VARIABILI

Le azioni variabili (Q) sono quelle che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura, quali:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura.

4.2.3 AZIONI ECCEZIONALI

Sono quelle che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura, come per esempio:

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti.

Per quanto evidenziato al punto 4.1, per l'azione rappresentativa dell'urto di un veicolo si assumerà quanto indicato al punto 3.6.3.3.2 delle NTC 2018.

4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche agli stati limite ultimi relativi alle azioni eccezionali si utilizza la combinazione di carico eccezionale:

$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$, dove i coefficienti di combinazione ψ_{21} e ψ_{22} assumono in questo caso entrambi il valore zero (vento e temperatura) secondo la tabella 2.5.1 delle NTC 2018.

4.4 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si illustra di seguito il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

Nei "Tabulati di calcolo", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza. Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti. si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltreché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

Le armature degli elementi trave sono state dimensionati seguendo i dettagli strutturali previsti al punto 4.1.6.1.1 del D.M. 2018:

$$A_s \geq A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d \right\} \quad [\text{TR-C4-A}]$$

$$\max \{A_s; A'_s\} \leq A_{s,\max} = 0,04 A_c \quad [\text{TR-C4-B}]$$

$$A_{st} \geq A_{st,\min} = 1,5 b \text{ mm}^2 / m \quad [\text{TR-C4-C}]$$

$$p_{st} \geq p_{st,\min} = \min \{33,3 \text{ cm}; 0,8 d\} \quad [\text{TR-C4-D}]$$

$$A_{st} \geq 0,5 A_{sw} \quad [\text{TR-C4-E}]$$

$$p_{st} \geq 15 \Phi \quad [\text{TR-C4-F}]$$

dove:

A_s e A'_s sono le aree di armature tese e compresse;

f_{ctm} è la resistenza a trazione media del cls;

f_{yk} è la resistenza caratteristica allo snervamento;

b_t è la larghezza media della zona tesa della trave (pari alla larghezza della trave o dell'anima nel caso di sezioni a T);

d è l'altezza utile della trave;

b è lo spessore minimo dell'anima in mm;

p_{st} è il passo delle staffe;

A_c è l'area della sezione di cls;

A_{st} è l'area delle staffe;

A_{sw} è l'area totale delle armature a taglio (area delle staffe più area dei ferri piegati);

dove Φ è il diametro delle armature longitudinali compresse.

4.5 VERIFICA A SCORRIMENTO

Sulla scorta dei calcoli illustrati al punto 4.1, si considerano le sollecitazioni sul cordolo di dimensioni 66x45 cm di cui è prevista la ricostruzione:

$$V = 7,56 \text{ kN/m}, \quad M = 7,56 \cdot (1 + 0,45) \approx 11 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$T = 8,45 \text{ kN/m}$$

Ipotizzato l'utilizzo di barre in acciaio B450C, in ragione di cinque $\phi 12/m$, per il collegamento solidale alla struttura esistente, posto di affidare la resistenza allo scorrimento interamente all'aderenza generata dalla malta sulle due barre integrative, lo sforzo di trazione su ogni barra è:

$$\sigma = \frac{1}{5} \cdot \frac{11000 \cdot 10^3}{279} \cdot \frac{4}{\pi \cdot (12)^2} = 69,7 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2 \text{ dove } 279 \text{ è la}$$

distanza in mm tra la barra ed il lembo inferiore del cordolo.

La tensione tangenziale agente sulla singola barra è quella dovuta al peso proprio del cordolo e della barriera guardrail, per complessivi 8450 N circa:

$$\tau = \frac{1}{5} \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{T}{A} = 19,94 \text{ N/mm}^2$$

La verifica della sollecitazione composta restituisce:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 77,79 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$$

Per il calcolo della lunghezza di ancoraggio delle barre si ipotizza cautelativamente una bassa qualità del calcestruzzo esistente, corrispondente alla classe C16/20:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = (2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}) / \gamma_c; \eta_1 = 0,7, \eta_2 = 1,0$$

$$f_{ctk} = 0,70 f_{ctm} = 0,70 \cdot 0,30 f_{ck}^{2/3} = 1,333 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = (2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}) / \gamma_c = 1,40 \text{ N/mm}^2$$

Secondo la UNI EN 1992-1:2015 la lunghezza di ancoraggio di base deve essere posta pari a:

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\sigma}{f_{bd}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right) = 3 \cdot \frac{77,79}{1,40} \approx 167 \text{ mm}$$

La lunghezza di ancoraggio minima di progetto è infine data da:

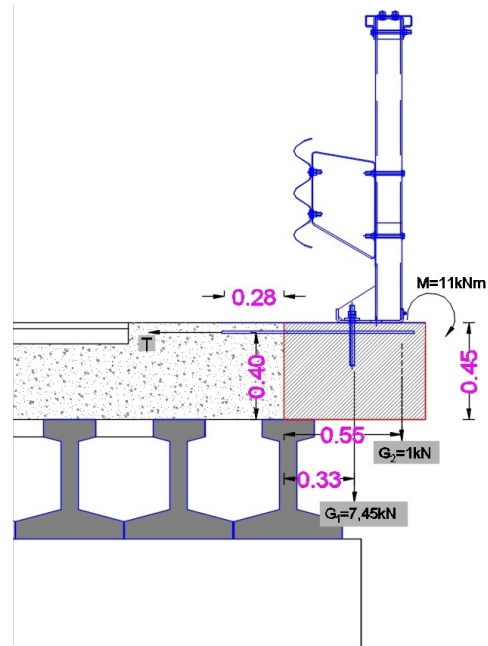
$$l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \text{ con } l_{b,min} = \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm\}. \text{ Per barre diritte,}$$

$$\alpha_1 = 1, \text{ e pertanto } l_{b,min} = 10\phi = 120 \text{ mm e in definitiva } l_{b,eq} = 167 \text{ mm}$$

4.6 VERIFICA A RIBALTAMENTO

In riferimento alla figura a lato, le forze agenti complessivamente sul cordolo sono il momento ribaltante M dovuto al carico accidentale, il peso proprio G_1 del cordolo oggetto di ricostruzione, il peso proprio G_2 della barriera, il tiro T degli ancoraggi del cordolo ricostruito a quello esistente, con bracci rispettivamente b_1 , b_2 , b_t .

Cautelativamente, si ipotizza che la rotazione possa avvenire attorno alla generatrice inferiore della superficie di separazione tra il cordolo esistente e quello ricostruito.



Il momento ribaltante è pertanto dato da:

$M_r = M + G_1 \cdot b_1 + G_2 \cdot b_2 = 11 + 7,45 \cdot 0,33 + 1 \cdot 0,55 = 14,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$, mentre il momento stabilizzante è:

$$M_s = T \cdot b_t$$

Supposto di utilizzare un ancorante chimico oppure una malta per ancoraggi con tensione di aderenza ultima di calcolo τ di $8,00 \text{ N/mm}^2$, la reazione sviluppabile alla rotazione del cordolo è:

$$T = 2 \cdot \tau \cdot \pi \cdot d \cdot l = 169,41 \text{ kN}, \text{ con } d = 12 \text{ mm}, l = 281 \text{ mm}$$

Si ha pertanto $M_s = 169,41 \cdot 0,40 = 67,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$ e $M_s / M_r = 4,84$.

4.7 VERIFICA A TORSIONE

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che $T_{Rd} > T_{Ed}$ dove T_{Ed} è il valore di progetto del momento torcente agente, assunto, secondo quanto esposto al 4.1, in $1,5 \cdot M_{pl}$, ovvero $T_{Ed} = 1,5 \cdot 17,01 = 25,52 \text{ kN} \cdot \text{m}$. Lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo. La resistenza di queste si calcola con:

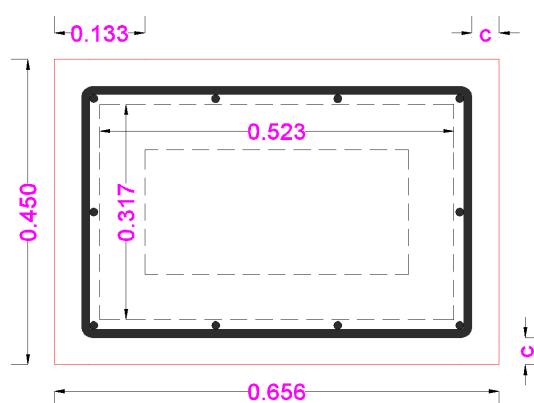
$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot t \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque > 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

$$t = (656 \cdot 450) / [2 \cdot (656 + 450)] \approx 133 \text{ mm}$$

$$v = 0,6 \cdot [1 - f_{ck}/250] = 0,516;$$

Il valore dell'angolo θ è definito da: $\cotg\theta = (a_1/a_s)^{1/2}$, dove a_1 è dato dal rapporto tra l'area complessiva delle armature longitudinali (ΣA_1) e il perimetro medio (u_m) delle bielle in calcestruzzo, mentre a_s è dato dal rapporto tra l'area delle staffe (A_s) e il passo (s). Deve essere in ogni caso rispettato il limite: $1 < \cotg\theta < 2,5$.



Si dispongono staffe $\phi 12$ ogni 20 cm, e 5+5 $\phi 12$ longitudinali. Si ha perciò:

$$a_1 = (10 \cdot 113) / 1680 = 0,672 \text{ mm}$$

$$a_s = (113) / 200 = 0,565 \text{ mm}$$

$$\cotg\theta = (a_1/a_s)^{1/2} = 1,09.$$

Si assume pertanto $\cotg\theta = 1,09$, e quindi $\theta = 42,52^\circ$; si ha perciò:

$$T_{Rcd}=2 \cdot (523 \cdot 317) \cdot 133 \cdot 0,516 \cdot 35 \cdot 0,676 \cdot 0,737=396,04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza di progetto si calcola con:

$$T_{Rsd}=2 \cdot A_k \cdot (A_s/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta=2 \cdot (523 \cdot 317) \cdot [(113,04)/200] \cdot 391,3 \cdot 1,09=79,93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza di progetto si calcola con:

$$T_{Rld}=2 \cdot A_k \cdot (\Sigma A_l/u_m) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta=2 \cdot (523 \cdot 317) \cdot [(10 \cdot 113)/1680] \cdot 391,3 \cdot 1,09=94,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La resistenza di progetto alla torsione è data dalla più piccola tra le resistenze prima calcolate:

$$T_{Rd} = \min \{ T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld} \} = 79,93 \text{ kN} \cdot \text{m} > T_{Ed}$$

$$T_{Rd}/T_{Ed}=3,13$$