



TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO parte 2

Domenico Leone

fare sismica  **APPUNTI**

TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO parte 2

Domenico Leone

Il prof. Domenico Leone vanta un'esperienza più che trentennale nel campo della progettazione e realizzazione di strutture metalliche sia in campo industriale che infrastrutturale e civile ed è titolare del laboratorio di "Costruzione dell'Architettura" presso la facoltà di Architettura di Genova in qualità di professore a contratto.

E' consulente di azienda avendo occupato in precedenza il ruolo di Responsabile del settore di progettazione di opere in carpenteria metallica prima presso la Società Italimpianti S.p.A. e successivamente presso le Società SMSDemag e Paul-Wurth S.p.A.

Ha partecipato alla progettazione di grandi impianti industriali di produzione e trasformazione dell'acciaio e ne ha seguito la realizzazione con le imprese costruttrici e di montaggio acquisendo ampia esperienza in tutti i settori del ciclo di esecuzione delle opere metalliche.

Per il suo impegno in campo internazionale vanta ampia conoscenza delle norme di settore utilizzate in varie nazioni con particolare riguardo agli Eurocodici.

Ha esercitato ed esercita tuttora attività formativa in ambito Aziendale, Universitario, Pubblico, Privato e dell'Ordine Professionale.

È autore del libro "Eurocodice 3" edito da Sistemi Editoriali nonché di numerosi programmi di calcolo automatico dedicati sia alla progettazione di strutture in acciaio di impianti industriali che alla progettazione di componenti strutturali e di dettaglio proprie degli edifici civili e delle infrastrutture (pacchetto SAITU edito da STA DATA S.r.l.) in base agli Eurocodici ed alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

La presente pubblicazione è tutelata dalla legge sul diritto d'autore e non può essere divulgata senza il permesso scritto dell'autore.

S.T.A. DATA srl
Corso Raffaello, 12 - 10126 Torino
tel. 011 6699345 www.stadata.com

Indice

Parte I	TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO	4
----------------	--	----------

1 TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Parte 2

Verifica della connessione della sezione collaborante :

- Resistenza di progetto del connettore

Il collegamento tra trave in acciaio e soletta in C.A. è realizzato con pioli con testa tipo Nelson con le seguenti caratteristiche :

altezza : $h_{sc} = 95 \text{ mm}$
 diametro. $d = 19 \text{ mm}$

materiale acciaio con resistenza $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$

La resistenza di progetto del connettore è data dal valore minimo tra quelli ottenuti dalle seguenti espressioni

- Resistenza a taglio del gambo :

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot (\pi d^2/4) / \gamma_v = 0.8 \cdot 450 \cdot \pi \cdot 19^2/4 \cdot 10^{-3} / 1.25 = 82 \text{ kN}$$

- Resistenza a schiacciamento del calcestruzzo

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

α è un fattore di riduzione che per $h_{sc} / d > 4$ vale 1 e in generale è dato dalla seguente espressione :

$$\alpha = 0,2 \cdot [h_{sc} / d + 1] \text{ per } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$$

Nel caso di solette su lamiera grecata disposta trasversalmente all'asse della trave (caso in esame) la resistenza del piolo va ridotta del coefficiente k_t dato da :

- Per un connettore / nervatura :

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right]$$

- Per due connettori / nervatura :

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \frac{75}{50} \left[\frac{95}{50} - 1 \right]$$

Il valore di k_t deve comunque essere limitato ai valori riportati nella seguente tabella che richiede la conoscenza dello spessore della lamiera grecata. Questa limitazione non è prevista nell'esempio di riferimento.

Table 6.2 : Upper limits $k_{t,max}$ for the reduction factor k_t

Number of stud connectors per rib	Thickness t of sheet (mm)	Studs not exceeding 20 mm in diameter and welded through profiled steel sheeting	Profiled sheeting with holes and studs 19 mm or 22mm in diameter
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

La resistenza allo schiacciamento del calcestruzzo di seguito calcolata, dipende dal modulo di elasticità del calcestruzzo che nell'esempio di riferimento vale 17200 N/mm² mentre nel calcolo automatico vale 20752 N/mm²

$$P_{Rd,2} = 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot (25 \cdot 17200)^{0,5} \cdot 10^{-3} / 1,25 = 55 \text{ kN}$$

Nel caso di 1 piolo / nervatura si ha :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \frac{75}{50} \left[\frac{95}{50} - 1 \right] = 0,945$$

Nell'esempio di riferimento k_t non viene limitato per cui la resistenza di progetto del connettore vale :

$$P_{Rd} = 0,945 \cdot 55 = 52 \text{ kN}$$

Il calcolo automatico tiene conto della limitazione del fattore k_t al valore $k_{t,max} = 0,85$ nel caso in cui il piolo sia saldato alla trave attraverso la lamiera grecata.

Nelle condizioni sopra dette il calcolo automatico presenta i seguenti risultati :

CONNETTORI A TAGLIO : <input type="text" value="soletta su lamiera grecata trasversale"/>		numero pioli / greca $n_r =$ <input type="text" value="1"/>		W_{pl} nervature <input type="text" value="0"/>
resistenza del singolo piolo : $P_{Rd} = \text{MIN} [(0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2/4) / \gamma_V ; 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5} / \gamma_V]$				
$\alpha = 0,2 \cdot [h_{sc} / d + 1]$ per $3 \leq h_{sc} / d \leq 4$		$\alpha = 1$ per $h_{sc} / d > 4$		$\alpha =$ <input type="text" value="1,00"/>
k = fattore di riduzione per soletta su lamiera grecata :		k = <input type="text" value="0,850"/>	k · P_{Rd} = kN <input type="text" value="51,28"/>	
t = spessore lamiera grecata trasversale :		t = mm <input type="text" value="1"/>	$k_{max} =$ <input type="text" value="0,85"/>	

La resistenza di progetto del piolo, calcolata col programma automatico, vale quindi **51,28** kN molto vicino al valore ottenuto nell'esempio di riferimento (52 kN) con altro criterio ed altri parametri.

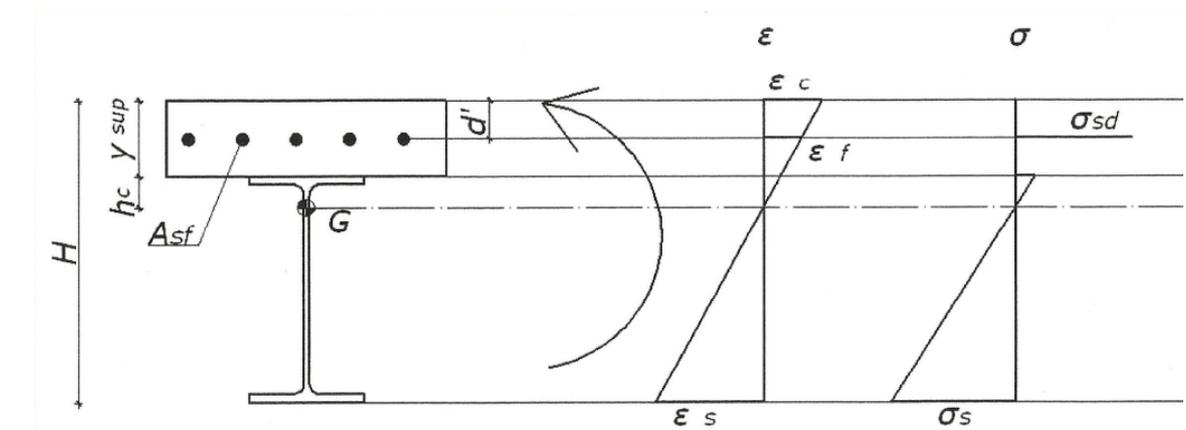
- Connessione a completo ripristino di resistenza :

La resistenza della connessione può essere valutata con la teoria elastica (sezioni di classe qualunque) o con la teoria plastica (sezioni di classe ≤ 2).

Teoria elastica :

L'esempio di riferimento non esegue la verifica con la teoria elastica che viene comunque di seguito riportata.

I diagrammi delle tensioni nella sezione con comportamento elastico evidenziano che la forza di taglio longitudinale che agisce sui pioli di connessione nasce dall'equilibrio delle tensioni di trazione e compressione tra soletta e trave di acciaio. Per trazione nella soletta la condizione di equilibrio è di seguito rappresentata e da questa può essere ricavato il momento elastico M_{el} e quindi la forza di taglio longitudinale.



$$\frac{\varepsilon_f}{(y_{sup} + h_c - d')} = \frac{\varepsilon_s}{(H - y_{sup} - h_c)}$$

$$\varepsilon_{s,max} = \varepsilon_{yd} \quad \sigma_f = E\varepsilon_f \quad \sigma_s = f_{yd}$$

Per compressione nella soletta (trave appoggiata) la posizione dell'asse neutro della sezione omogenea definisce la forza di compressione equilibrata dalla parte della trave in acciaio tesa. Questa forza è il taglio longitudinale che agisce sui pioli della connessione.

Nel caso in esame il braccio di leva tra le forze di compressione e trazione è dato da :

$$z = z_c - z_a \text{ in cui :}$$

per sezioni di classe 1 e 2 :

z_c = posizione del baricentro della parte di soletta compressa, limitata dall'asse neutro plastico, dal lembo inferiore della trave: $z_c = H - x_{pl} / 2$

z_a = posizione del baricentro della sezione efficace della trave in acciaio

per sezioni di classe 3 e 4 :

z_c = posizione del baricentro della soletta (esclusa l'armatura compressa) dal lembo inferiore della trave

z_a = posizione del baricentro delle tensioni di trazione nella trave pari a $1/3 z_G$ in cui

z_G = posizione asse neutro elastico

La forza di taglio longitudinale allo S.L.U. è data da :

$$V_L = M_{el} (M_{pl,Rd}) / z = 2768 \text{ kN}$$

in cui sarà utilizzato il momento resistente elastico ($M_{el} = W_{el,eff} \cdot f_{yd}$) per sezioni di classe 3 e 4 e il momento resistente plastico ($M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd}$) per sezioni di classe 1 e 2.

Infine il numero di pioli da prevedere su metà della lunghezza efficace della trave sarà :

$$n_p = V_L / (k \cdot P_{Rd}) = 54 \quad \text{passo pioli} \quad p_{sc} = L_e / 2 / (n_p / n_r) = 1200 / 2 / (54 / 1) = 11,11 \text{ cm}$$

i connettori possono essere distribuiti uniformemente lungo la trave se sono stati calcolati col metodo elastico (item 6.6.1.3 EN 1994-1-1). Il passo può essere limitato dal rispetto della verifica di stabilità della flangia compressa della trave se considerata di classe 1 o 2 (item 6.6.5.5 (2) EN 1994-1-1) :

(5) The required number of shear connectors may be distributed between a point of maximum sagging bending moment and an adjacent support or point of maximum hogging moment, in accordance with the longitudinal shear calculated by elastic theory for the loading considered. Where this is done, no additional checks on the adequacy of the shear connection are required.

6.6.5.5 Spacing of connectors

(1)P Where it is assumed in design that the stability of either the steel or the concrete member is ensured by the connection between the two, the spacing of the shear connectors shall be sufficiently close for this assumption to be valid.

(2) Where a steel compression flange that would otherwise be in a lower class is assumed to be in Class 1 or Class 2 because of restraint from shear connectors, the centre-to-centre spacing of the shear connectors in the direction of compression should be not greater than the following limits:

- where the slab is in contact over the full length (e.g. solid slab): $22 t_f \sqrt{235 / f_y}$
- where the slab is not in contact over the full length (e.g. slab with ribs transverse to the beam): $15 t_f \sqrt{235 / f_y}$

where:

t_f is the thickness of the flange;

f_y is the nominal yield strength of the flange in N/mm².

Nel caso in esame, per soletta su lamiera grecata trasversale alla trave la distanza limite tra i pioli è data da :

$$p_{sc,max} = 15 \cdot t_f \cdot (235 / f_y)^{0,5}$$

$$p_{sc,max} = 15 \cdot 1,35 \cdot (235 / 355)^{0,5} = 16,48 \text{ cm}$$

la seguente parte del foglio di calcolo del programma "TraveComp" riassume il calcolo esposto :

SEZIONE IN CAMPATA :		
braccio di leva della coppia interna :	$z = z_c - z_a$	$z = 29,89$ cm
forza di taglio longitudinale :	$V_L = M_{el} (M_{pl,Rd}) / z$	$V_L = 2768$ kN
numero pioli su metà trave :	$n_p = V_L / (k \cdot P_{Rd})$	$n_p = 54$
disposizione dei pioli : singoli	passo per disposizione uniforme	$p_{sc} = 11,11$ cm
	passo max per stabilità flangia	$p_{sc,max} = 16,48$ cm
	interasse di progetto	$p_{sc,d} = 11,11$ cm > 5.d

Eseguendo la connessione con una sola fila di bulloni il passo richiesto è $p_{sc} = 11,11$ cm che però deve essere compatibilizzato con il passo delle nervature della lamiera grecata trasversale.

Se si utilizzasse due file di bulloni accoppiati si avrebbe il seguente risultato :

CONNETTORI A TAGLIO :		W _{pl} nervature	0
soletta su lamiera grecata trasversale	numero pioli / greca	$n_r =$	2
resistenza del singolo piolo :	$P_{Rd} = \text{MIN} [(0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2/4) / \gamma_V ; 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5} / \gamma_V]$		
$\alpha = 0,2 \cdot [h_{sc} / d + 1]$ per $3 \leq h_{sc} / d \leq 4$	$\alpha = 1$ per $h_{sc} / d > 4$	$\alpha =$	1,00
k = fattore di riduzione per soletta su lamiera grecata :	k = 0,668	$k \cdot P_{Rd} =$ kN	40,31
t = spessore lamiera grecata trasversale :	t = mm 1	$k_{max} =$	0,7

SEZIONE IN CAMPATA :		
braccio di leva della coppia interna :	$z = z_c - z_a$	$z = 29,89$ cm
forza di taglio longitudinale :	$V_L = M_{el} (M_{pl,Rd}) / z$	$V_L = 2768$ kN
numero pioli su metà trave :	$n_p = V_L / (k \cdot P_{Rd})$	$n_p = 70$
disposizione dei pioli : accoppiati	passo per disposizione uniforme	$p_{sc} = 17,14$ cm
	passo max per stabilità flangia	$p_{sc,max} = 16,48$ cm
	interasse di progetto	$p_{sc,d} = 16,48$ cm > 5.d

Il passo può essere esteso fino al limite massimo di 16,48 cm che garantisce la stabilità della flangia compressa in fase di costruzione.

Teoria plastica :

La teoria plastica può essere applicata per sezioni di classe 1 o 2.

La connessione può essere calcolata a completo ripristino o a parziale ripristino.

- Connessione a completo ripristino :

Con riferimento agli schemi di comportamento plastico della sezione riportati nella prima parte di questa pubblicazione, la forza di taglio longitudinale che sollecita i connettori presenti nel tratto di trave compreso tra la sezione di momento massimo e quella di momento nullo (1/2 lunghezza efficace L_e ovvero metà trave nel caso in esame) vale :

$$V_L = N_{cf} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{pl} = 0,85 \cdot 1,667 \cdot 300 \cdot 6,215 = 2641 \text{ kN}$$

Per l'equilibrio delle tensioni plastiche il taglio longitudinale può essere calcolato a partire dalla sezione plasticizzata della trave di acciaio ovvero :

$$V_L = A_a \cdot f_y / \gamma_a = 81,84 \cdot 35,5 / 1,1 = 2641 \text{ kN}$$

L'esempio di riferimento produce il seguente risultato e la differenza col calcolo automatico è sempre dovuta alla valutazione dell'area lorda (A_g) della sezione. Ponendo $R_a = V_L$ il valore della forza di taglio longitudinale è dato da :

$$R_a = A_a \cdot f_y / \gamma_a = 8450 \cdot 355 \cdot 10^{-3} / 1,10 = 2727 \text{ kN}$$

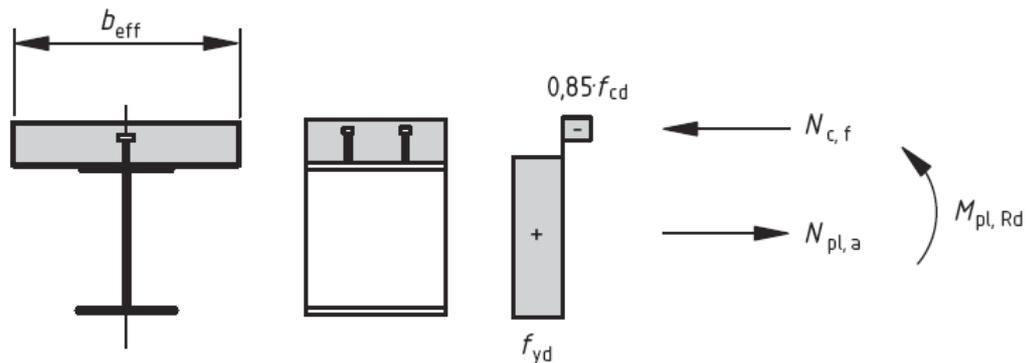
Il numero di pioli da prevedere su metà della lunghezza efficace della trave sarà :

$$n_p = V_L / (k \cdot P_{Rd}) = 52 \quad \text{passo pioli} \quad p_{sc} = L_e / 2 / (n_p / n_t) = 1200 / 2 / (52 / 1) = 11,54 \text{ cm}$$

i connettori possono essere distribuiti uniformemente lungo la trave se è soddisfatta la seguente relazione (item 6.6.1.3 (3) EN 1994-1-1):

$$\bar{M}_{pl,Rd} < 2,5 M_{pl,a,Rd}$$

$M_{pl,Rd}$ = momento resistente plastico di progetto della sezione composta ricavabile dalla seguente figura :



$$M_{pl,Rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot x_{pl} \cdot b_{eff} \cdot z_{pl} \cdot \beta$$

In cui z_{pl} = braccio di leva delle forze interne = $H - x_{pl}/2 - z_G = 53 - 6,21/2 - 20 = 29,893 \text{ cm}$

β = coefficiente di riduzione per acciai ad alta resistenza (vedere parte 1 della presente trattazione) = 1

$$M_{pl,Rd} = 0,85 \cdot 1,667 \cdot 6,21 \cdot 300 \cdot 29,893 = 78952 \text{ kNcm}$$

$M_{pl,a,Rd}$ = momento resistente plastico di progetto della sola trave di acciaio = 40675 kNcm

$$M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} = 1,941 < 2,5$$

L'esempio di riferimento fornisce il seguente rapporto dei momenti : $M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} = 1,924$

La differenza dipende sempre dalla diversa valutazione delle caratteristiche geometriche della trave.

Il passo può essere limitato dal rispetto della verifica di stabilità della flangia compressa della trave se considerata di classe 1 o 2 (item 6.6.5.5 (2) (3) EN 1994-1-1) come precedentemente esposto per la verifica con la teoria elastica. Nel caso in esame risulta $p_{sc} < p_{sc,max} = 16,48$ cm.

La seguente parte del foglio di calcolo del programma "TraveComp" illustra la verifica della connessione a completo ripristino:

RESISTENZA AL TAGLIO LONGITUDINALE A COMPLETO RIPRISTINO			
SEZIONE IN CAMPATA :			
posizione asse neutro plastico :	$x_{pl} \leq h_s + h_p$	$x_{pl} =$	6,21 cm
forza di taglio longitudinale :	$V_L = N_{cf} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{pl}$	$V_L =$	2641 kN
numero pioli su metà trave :	$n_p = V_L / (k \cdot P_{Rd})$	$n_p =$	52
disposizione dei pioli :	singoli	passo per disposizione uniforme	$p_{sc} =$ 11,54 cm
		passo max per stabilità flangia	$p_{sc,max} =$ 16,48 cm
		interasse di progetto	$p_{sc,d} =$ 11,54 cm > 5.d

Il criterio di calcolo della connessione a completo ripristino può essere propedeutico al criterio di calcolo a parziale ripristino che consente di ridurre il numero dei pioli una volta accertata la loro effettiva duttilità come di seguito illustrato.

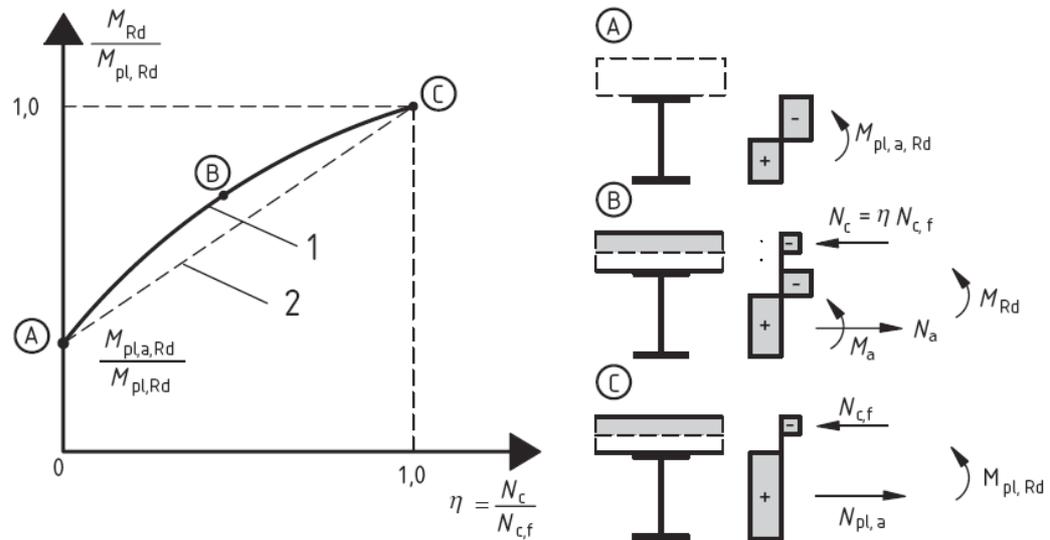
- Connessione a parziale ripristino :

Il momento resistente della trave composta (M_{Rd}) può essere calcolato con la teoria rigido-plastica sostituendo la forza di compressione (N_{cf}) nella soletta con il valore $N_c = \eta \cdot N_{cf}$

Il rapporto $\eta = N_c / N_{cf}$ definisce il grado di connessione a taglio

Il metodo iterativo consente di definire il diagramma del momento resistente per diverse posizioni dell'asse neutro plastico x_{pl} determinato in funzione di η

Il metodo semplificato linearizza il diagramma del momento resistente tra i valori estremi del momento resistente plastico della sola trave di acciaio e il momento resistente plastico della sezione omogenea collaborante. Il seguente schema illustra la procedura di calcolo del momento resistente.

**Key**

- 1 plastic theory
- 2 simplified method

L'espressione per il calcolo del momento resistente di progetto è la seguente (item 6.2.1.3 (5) EN 1994-1-1)

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{cf}}$$

Dalla linearizzazione del momento resistente viene definito il grado della connessione η

$$\eta = [(M_{Ed} - M_{pl,a,Rd}) / (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd})]$$

il numero di connettori necessari a parziale ripristino è dato da :

$$n = n_{cf} \cdot \eta$$

in cui n_{cf} è il numero di pioli necessari nella condizione di completo ripristino precedentemente calcolati.

Per garantire la duttilità dei pioli, devono essere rispettate limitazioni geometriche e del fattore η come di seguito indicato.

- Diametro dei pioli compreso tra 16 e 25 mm
- Altezza totale dopo saldatura maggiore di 4 volte il diametro

- Per sezioni con flange uguali

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e), \quad \eta \geq 0,4$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1$$

- Per sezioni con la flangia inferiore di area pari a 3 volte l'area della flangia superiore

$$L_e \leq 20: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015 L_e), \quad \eta \geq 0,4$$

$$L_e > 20: \quad \eta \geq 1$$

- Per valori intermedi può essere effettuata l'interpolazione lineare

La duttilità dei connettori è comunque garantita se i seguenti requisiti particolari sono soddisfatti :

- Soletta gettata su lamiera grecata continua con nervature perpendicolari all'asse della trave

- Altezza totale dei pioli dopo saldatura maggiore di 76 mm e diametro del piolo uguale a 19 mm
- Sezione della trave a I laminata o saldata con flange uguali
- Un solo piolo per greca disposto in linea o a "zig-zag" lungo lo sviluppo della trave
- Il rapporto tra l'interasse delle anime della lamiera grecata e l'altezza della greca (b_0 / h_p) deve essere maggiore o uguale a 2 e l'altezza della greca $h_p \leq 60$ mm
- N_c è calcolata col metodo semplificato (momento resistente linearizzato)

In queste condizioni il fattore η deve soddisfare le seguenti relazioni:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (1,0 - 0,04 L_e), \quad \eta \geq 0,4$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1$$

Nel caso in esame la trave è costituita da un profilo laminato a I con flange uguali, la soletta è eseguita con lamiera grecata di altezza < 60 mm disposta trasversalmente alla trave solidarizzata con pioli Nelson di 19 mm di diametro, altezza maggiore di 76 mm e in numero di 1 per ciascuna greca;

il rapporto $b_0 / h_p = 1,5$ è però minore di 2 per cui non viene soddisfatto un requisito geometrico di duttilità.

La connessione non rientra quindi nel caso particolare che consentirebbe un valore del fattore η minore (minor numero di pioli rispetto al completo ripristino) ma soddisfa i requisiti di duttilità del caso generale attraverso una diversa limitazioni del fattore η

Di seguito viene riportato il calcolo automatico eseguito dal programma "TraveComp" dal quale si evidenzia che il numero minimo dei pioli necessari su metà trave è $n_{fc} = 40$ da cui discende un fattore $\eta = 0,769 > 0,733$ ottenuto dal diagramma linearizzato del momento resistente.

Il passo dei pioli in fila singola uniforme sale a 150 mm evidenziando la convenienza del calcolo a parziale ripristino per sezioni di classe 1 o 2 e quando tutte le condizioni di duttilità dei pioli sono soddisfatte.

SEZIONE IN CAMPATA :		
rapporto momenti :	$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	$R_{Ed} = 0,870$
rapporto momenti :	$M_{pl,a,Rd} / M_{pl,Rd}$	$R_{pl} = 0,515$
	$\eta = [(M_{Ed} - M_{pl,a,Rd}) / (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd})]$	$\eta = 0,733$
	η per flange con area uguale	$\eta_1 = 0,610$
	η per $A_{flangia\ inf} = 3 \times A_{flangia\ sup}$	$\eta_2 = 0,880$
limitazione di η	SEZIONE A DOPPIA SIMMETRIA	$\eta \geq 0,480$
limitazione per pioli duttili	soletta su lamiera grecata trasv.	$b_0 / h_p = 1,500 \geq 2$
numero minimo pioli su metà trave	$n_f = \eta \cdot n_p$	$n_f = 25$
numero di pioli effettivo su metà trave	$n_{f,e} \geq n_f$	$n_{f,e} = 40$
		$\eta = 0,769$
forza di taglio longitudinale	$N_c = N_{cf} \cdot \eta$	$N_c = 2032$ kN
condizione di duttilità della connessione	$M_{Rd} / M_{pl,a,Rd} \leq 2,5$	$M_{Rd} / M_{pl,a,Rd} = 1,724 < 2,5$
	$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \eta$	$M_{Rd} = 70119$ kNcm
disposizione dei pioli : singoli	passo per disposizione uniforme	$p_{sc} = 15,00$ cm
	passo max per stabilità flangia	$p_{sc,max} = 16,48$ cm
	interasse di progetto	$p_{sc,d} = 15,00$ cm $> 5.d$

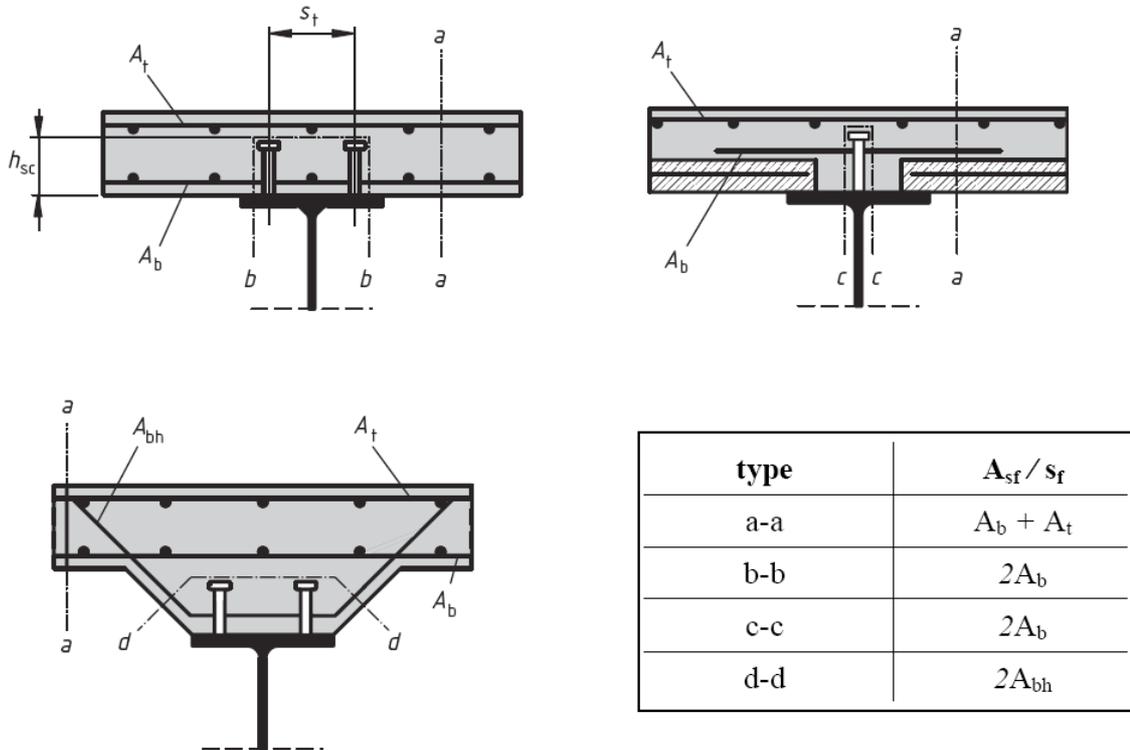
Dal foglio di calcolo si può notare che il valore del momento resistente $M_{Rd} = 70119$ kNcm è maggiore del momento massimo di progetto $M_{Ed} = 68714$ kNcm e che, anche fosse stato soddisfatto il criterio di duttilità $b_0 / h_p > 2$, non si sarebbe potuto ridurre il numero di pioli a **25** come consentito dal valore ridotto di $\eta = 0,480$ dovendo rispettare il criterio $M_{Rd} > M_{Ed}$. Tale situazione è di seguito evidenziata per un numero di 38 pioli su metà trave.

SEZIONE IN CAMPATA :		
rapporto momenti :	$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	$R_{Ed} = 0,870$
rapporto momenti :	$M_{pl,a,Rd} / M_{pl,Rd}$	$R_{pl} = 0,515$
	$\eta = [(M_{Ed} - M_{pl,a,Rd}) / (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd})]$	$\eta = 0,733$
	η per flange con area uguale	$\eta_1 = 0,610$
	η per $A_{flangia\ inf} = 3 \times A_{flangia\ sup}$	$\eta_2 = 0,880$
limitazione di η	SEZIONE A DOPPIA SIMMETRIA	$\eta \geq 0,480$
limitazione per pioli duttili	soletta su lamiera grecata trasv.	$b_0 / h_p = 1,500 \geq 2$
numero minimo pioli su metà trave	$n_f = \eta \cdot n_p$	$n_f = 25$
numero di pioli effettivo su metà trave	$n_{f,e} \geq n_f$	$n_{f,e} = 38$
		$\eta = 0,731$
forza di taglio longitudinale	$N_c = N_{cf} \cdot \eta$	$N_c = 1930$ kN
condizione di duttilità della connessione	$M_{Rd} / M_{pl,a,Rd} \leq 2,5$	$M_{Rd} / M_{pl,a,Rd} = 1,688 < 2,5$
	$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \eta$	$M_{Rd} = 68647$ kNcm
disposizione dei pioli : singoli	passo per disposizione uniforme	$p_{sc} = 15,79$ cm
	passo max per stabilità flangia	$p_{sc,max} = 16,48$ cm
	interasse di progetto	$p_{sc,d} = 15,79$ cm $> 5.d$

In questo caso $M_{Rd} = 68647$ kNcm $< M_{Ed} = 68714$ kNcm ed il fattore $\eta = 0,731 < 0,733$

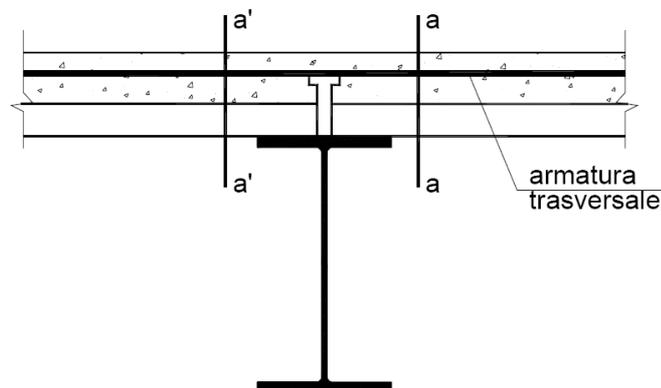
Calcolo dell'armatura trasversale a taglio

In generale deve essere definita l'area di "scorrimento" al taglio longitudinale secondo gli schemi di seguito riportati :



Nel caso in esame si prevede di disporre un solo livello di armatura trasversale per contrastare la rottura a taglio longitudinale nella sezione a-a della soletta ($A_{sf} / s_f = A_t$).

Lo schema dell'esempio di riferimento è di seguito riportato.



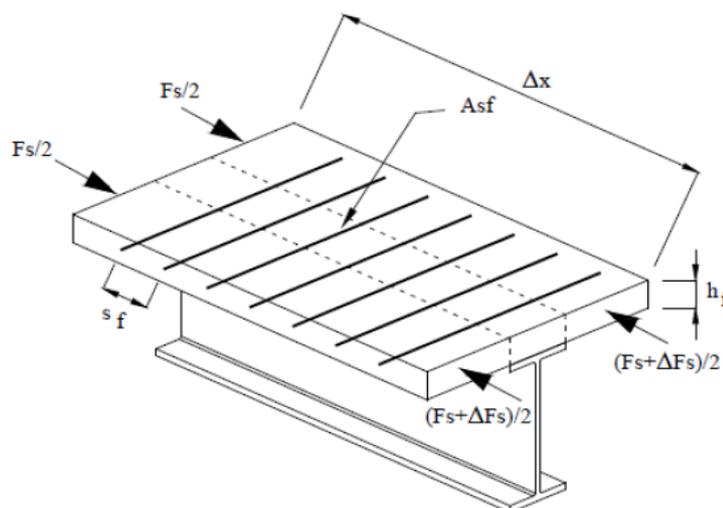
La sezione minima di armatura metallica trasversale deve essere presa pari allo 0,2 % della sezione di calcestruzzo al di sopra della greca. Nel caso in esame l'area minima dell'armatura trasversale per unità di lunghezza vale : $A_s = 0,002 \cdot 80 \cdot 1000 = 160 \text{ mm}^2 / \text{m}$

Considerando un passo tra le barre pari a 250 mm si ha : $A_{sf} = 160 \cdot 250 / 1000 = 40 \text{ mm}^2$ che corrisponde a

1 Φ 8 / 250 mm ($A_s = 50,3 \text{ mm}^2$).

In termini di rapporto $A_{sf} / s_f = 50,3 / 250 = \mathbf{0,201} > 40 / 250 = \mathbf{0,160}$

Per calcolo con la teoria elastica il calcolo dell'armatura trasversale si ferma qui mentre per calcolo con la teoria plastica è necessario eseguire anche la verifica in base all'item 6.2.4 (4) della norma EN 1992-1-1 ovvero controllare la resistenza allo scorrimento lungo i piani di taglio secondo il seguente schema.



Il calcolo della sezione minima di armatura metallica trasversale deriva dalla seguente espressione (item 6.2.4 & EN 1992-1-1) :

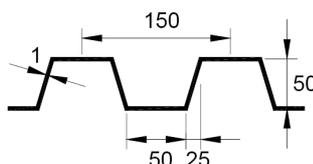
$$A_{sf} / s_f \geq (v_{Ed} \cdot l_f - 2 \cdot A_{pe} \cdot f_{yp,d}) / (f_s / \gamma_s) / 2$$

L'espressione è valida ipotizzando una distribuzione a 45° delle linee di forza ($\cot \theta = 1$ per $\theta = 45^\circ$)

Il secondo termine dentro la parentesi rappresenta il contributo alla resistenza al taglio longitudinale dato dalla lamiera grecata trasversale nel caso in cui la soletta sia realizzata con questo sistema costruttivo.

Nel caso in esame A_{pe} è l'area della sezione trasversale della lamiera grecata per unità di lunghezza e vale :

$$A_{pe} = 1412 \text{ mm}^2/\text{m}$$



$f_{yp,d}$ è la tensione di snervamento di progetto (snervamento diviso per coeff. di sicurezza) della

lamiera grecata.

Nel caso in esame vale : $f_{yp,d} = 254,5 \text{ N/mm}^2$

l_f è lo sviluppo della sezione di taglio longitudinale (sez. a-a ; b-b ; c-c ; d-d delle figure precedenti); nel caso in esame è l'altezza della soletta nella sezione a-a per due piani di taglio.
 $l_f = 2 \cdot 80 \text{ mm} = 160 \text{ mm}$

v_{Ed} è la tensione tangenziale nella sezione di taglio della soletta in calcestruzzo :

$$v_{Ed} = N_c / A_{sl}$$

$$N_c = \eta \cdot N_{cf}$$

$$N_{cf} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{pl}$$

Per il caso in esame :

$$\eta = 0,769$$

$$N_{cf} = 2641 \text{ kN}$$

$$N_c = 2032 \text{ kN}$$

A_{sl} è l'area della sezione longitudinale efficace della soletta riferita alla sezione di taglio l_f e alla lunghezza di scorrimento Δ_x che viene assunta convenzionalmente pari a $L_e / 2$

Per il caso in esame :

$$\Delta_x = L_e / 2 = 1200 / 2 = 600 \text{ cm}$$

$$A_{sl} = \Delta_x \cdot l_f = 600 \cdot 16 = 9600 \text{ cm}^2$$

$$\text{quindi : } v_{Ed} = N_c / A_{sl} = 2032 / 9600 = 0,2116 \text{ kN/cm}^2 = \mathbf{2,116 \text{ N/mm}^2}$$

f_s e γ_s sono rispettivamente la tensione di snervamento e il coefficiente di sicurezza dell'acciaio delle barre trasversali ; nel caso in esame $f_s / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ N/mm}^2$

$$A_{sf} / s_f \geq (2,116 \cdot 160 - 2 \cdot 1412 \cdot 254,5 / 1000) / 434,8 / 2 = -0,437$$

Il valore negativo evidenzia che la resistenza al taglio longitudinale offerto dalla lamiera grecata è superiore alla resistenza al taglio longitudinale del calcestruzzo. In questo caso prevale la regola dell'area minima quale percentuale della sezione del calcestruzzo ovvero :

$$A_{sf} / s_f \geq 0,160$$

che corrisponde (come si è visto per il calcolo elastico) a barre trasversali $\Phi \mathbf{8 / 250 \text{ mm}}$

se non si considerasse il contributo della lamiera grecata si avrebbe :

$$A_{sf} / s_f \geq (2,116 \cdot 160) / 434,8 / 2 = 0,389$$

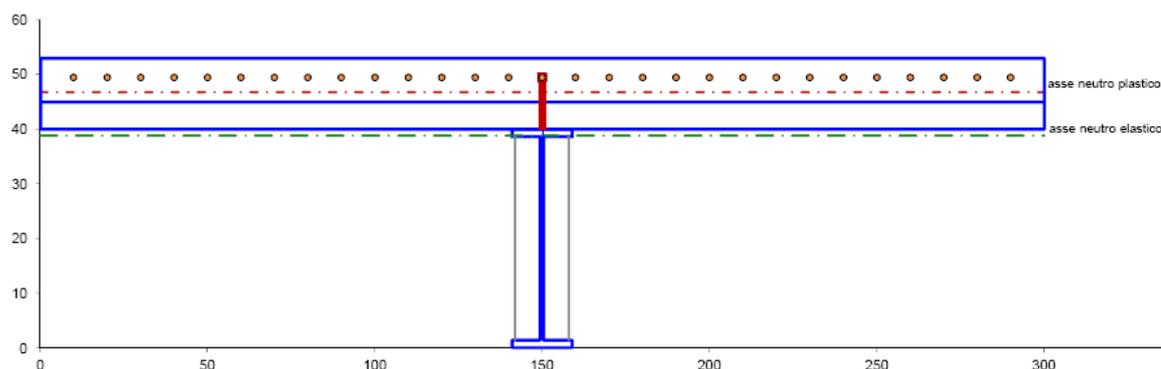
ovvero, con lo stesso passo, sarebbe necessario utilizzare $\mathbf{1 \Phi 12 / 250 \text{ mm}}$ ($A_{sf} / s_f = 0,452 > 0,389$)

Si riporta di seguito l'estratto del foglio del programma "TraveComp" per il calcolo dell'armatura trasversale.

SEZIONE IN CAMPATA :		
lunghezza fascia di scorrimento	$\Delta_x = L_e / 2$	$\Delta_x =$ <input type="text" value="600"/> cm
distanza pioli esterni allineati	(solo se previsti altrimenti porre 0)	$s_t =$ <input type="text" value="0"/> cm
superficie resistente al taglio longitudinale	sezione a-a sulla soletta	$A_{s11} =$ <input type="text" value="9600"/> cm ²
	sezioni b-b ; c-c ; d-d sui pioli	$A_{s12} =$ <input type="text" value="13110"/> cm ²
	sezione di area minima	$A_{s1} =$ <input type="text" value="9600"/> cm ²
contributo della lamiera grecata trasversale	sezione lamiera grecata trasvers.	$A_{pe} =$ <input type="text" value="14,12"/> cm ² / m
	snervamento di progetto	$f_{yp,d} = f_{yp} / \gamma_{MO} =$ <input type="text" value="25,45"/> kN/cm ²
forza di taglio longitudinale	$N_c = \eta \cdot N_{cf}$	<input type="text" value="2032"/> kN
tensione tangenziale sulla superf. di taglio	$v_{Ed} = N_c / A_{s1}$	<input type="text" value="2,116"/> N/mm ²
passo armatura metallica		$s_f =$ <input type="text" value="25"/> cm
lunghezza della superficie di taglio	sezione a-a sulla soletta	$l_f =$ <input type="text" value="16"/> cm
sezione min. armatura metallica per u.l.	$A_{sf}/s_f \geq (v_{Ed} \cdot l_f \cdot A_{pe} \cdot f_{yp,d}) / (f_s / \gamma_s) / 2$	$A_{sf} / s_f \geq$ <input type="text" value="0,160"/> mm
armatura metallica effettiva per u.l.	<input type="text" value="1"/> ϕ <input type="text" value="8"/> / <input type="text" value="250"/>	$A_{sf} / s_f =$ <input type="text" value="0,201"/> mm
posizione armatura trasversale	livello sup. e inf. soletta	

La sezione è automaticamente disegnata in base a tutte le caratteristiche geometriche fornite in input o calcolate dal programma "TraveComp".

SEZIONE IN CAMPATA



Considerazioni finali

Il calcolo delle travi composte acciaio-calcestruzzo richiede la disponibilità e la conoscenza di diverse norme europee, oltre la norma EN 1994-1-1, tra loro interconnesse per l'esecuzione di una verifica completa della sezione.

Il comportamento della trave in fase di getto non può essere trascurato (EN 1993-1-1) anche se si tratta di sezioni di classe 1 o 2 per le quali si può applicare la teoria plastica per la verifica della sezione finale pienamente solidale. Quando la trave è di classe 3 o 4 deve essere eseguito il calcolo con la teoria elastica (facoltativo per sezioni di classe 1 o 2) e, nel caso di sezioni snelle di classe 4 particolare attenzione deve essere posta nel calcolo della sezione efficace sia ai fini della verifica di resistenza che ai fini della verifica di stabilità flessione-torsionale. In questo caso, la decisione di se e come irrigidire l'anima parzialmente efficace di una trave snella spetta al progettista e l'influenza degli irrigidimenti sulla instabilità locale va valutata correttamente con pieno riferimento alla norma EN 1993-1-5.

Nel caso di travi composte continue non può non essere valutato l'effetto di uno stato di fessurazione della soletta sugli appoggi interni sia ai fini della deformazione che della resistenza. La norma EN 1994-1-1 rimanda alla norma EN 1992-1-1 la valutazione degli effetti di uno stato fessurato considerando 3 aperture di fessurazione (0,2 mm, 0,3 mm, 0,4 mm) in funzione del diametro delle barre di armatura per ridurre la resistenza a snervamento delle barre stesse secondo la seguente tabella :

Table 7.1 : Maximum bar diameters for high bond bars

Steel stress σ_s (N/mm ²)	Maximum bar diameter ϕ^* (mm) for design crack width w_k		
	$w_k=0,4\text{mm}$	$w_k=0,3\text{mm}$	$w_k=0,2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Per fessure maggiori di 0,4 mm si ritiene pienamente attiva ciascuna barra fino allo stato limite ultimo.

L'interazione diametro barre – apertura di fessurazione – limite di snervamento è necessaria nel calcolo allo S.L.U. proprio per limitare il comportamento della sezione composta allo S.L.S. (durabilità del manufatto in funzione dello stato di fessurazione)

Il programma “TraveComp” tiene conto di questi criteri nel calcolo di travi composte continue definendo da input il diametro delle barre longitudinali e il limite di fessurazione accettato.