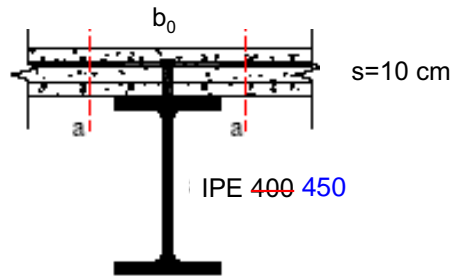


VERIFICA ALLO SLU DI UN TRAVE COMPOSTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO SECONDO LE NTC08

Effettuare la verifica allo SLU della trave composta acc-clc indicata in figura, in assenza di puntellamento e in presenza di un solo puntello posto in mezzaria della trave. Eseguire inoltre il progetto e la verifica del sistema di connessione, considerando entrambe le condizioni di totale e parziale ripristino di resistenza.



DATI DEL PROBLEMA

DATI GEOMETRICI

La trave è realizzata con un profilo d'acciaio IPE 450 e una soletta in cls gettata in opera dello spessore di 10 cm. L'interasse tra le travi necessario alla determinazione della larghezza collaborante b_0 è pari a 3.5 m.

$s := 10 \cdot \text{cm}$	spessore soletta
$h_{tr} := 45 \cdot \text{cm}$	altezza profilo d'acciaio
$h_{tot} := s + h_{tr} = 0.55 \text{ m}$	altezza totale sezione
$i := 3.5 \cdot \text{m}$	interasse travi
$L := 15 \cdot \text{m}$	Luce trave

CARATTERISTICHE TRAVE IPE 450

$A_p := 9880 \cdot \text{mm}^2$	Area
$W_x := 15000 \cdot \text{mm}^3$	Modulo di resistenza elastico
$W_{pl} := 13000 \cdot \text{mm}^3$	Modulo di resistenza plastico
$t_w := 9.4 \cdot \text{mm}$	Spessore anima
$t_f := 14.6 \cdot \text{mm}$	Spessore ala
$c_w := 380 \cdot \text{mm}$	
$c_f := 90 \cdot \text{mm}$	
$r := 21 \cdot \text{mm}$	raggio di curvatura raccordi
$h_{tr} := 450 \cdot \text{mm}$	Altezza trave
$b := 190 \cdot \text{mm}$	larghezza ala
$h_w := 380 \cdot \text{mm}$	altezza netta anima

CONNETTORI (pioli Nelson)

$f_{yc} := 350 \cdot \text{MPa}$	resistenza a snervamento connettori
$f_{uc} := 450 \cdot \text{MPa}$	resistenza ultima connettori

PROPRIETA' DEI MATERIALI

cls di classe C30/35

$R_{ck} := 35 \cdot \text{MPa}$ $f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \cdot \text{MPa}$ resistenza caratteristica cubica-cilindrica

$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 16.462 \cdot \text{MPa}$ resistenza cilindrica di calcolo

$E_c := 22000 \cdot \text{MPa} \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt[3]{\frac{f_{ck} + 8 \cdot \text{MPa}}{10}} = 3.404 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$ Modulo elastico

$f_{ctm} := 0.3 \cdot \text{MPa} \cdot \frac{1}{3} \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2}$ $f_{ctm} = 3.21 \cdot \text{MPa}$

Acciaio di classe S355 (Fe510) (NTC08 4.3.3)

$f_{yka} := 355 \cdot \text{MPa}$ Resistenza caratteristica a snervamento

$f_{yda} := \frac{f_{yka}}{1.05} = 338.095 \cdot \text{MPa}$ Resistenza di calcolo

$f_{ua} := 500 \cdot \text{MPa}$ Resistenza caratteristica ultima

$E_{sa} := 210000 \cdot \text{MPa}$ Modulo elastico (NTC08 11.3.4.1)

Acciaio connettori (NTC08 4.3.3.1.1 e 11.3.4.7)

Si adottano pioli nelson

$f_y := 350 \cdot \text{MPa}$ Resistenza a snervamento caratteristica

$f_u := 450 \cdot \text{MPa}$ resistenza caratteristica ultima

VERIFICA ALLO SLU DELLA TRAVE - CASO NON PUNTELLATO

VERIFICA NELLA FASE CON SOLETTA NON-COLLABORANTE

La verifica si effettua considerando come elemento resistente la sola trave d'acciaio, mentre la soletta come peso.

VERIFICA CLASSE DELLA TRAVE D'ACCIAIO

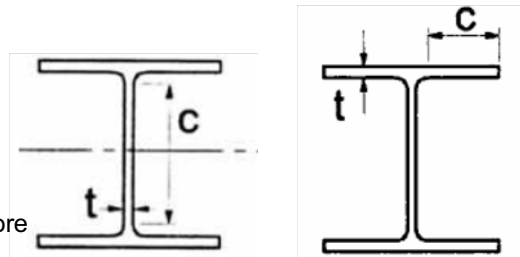
Per la verifica della trave allo SLU occorre determinare la classe della sezione, sulla base della quale calcolare in momento ultimo. In particolare per poter calcolare M_u considerando la completa plasticizzazione della trave occorre che la trave d'acciaio sia di classe 1 (NTC08 4.2.3.2). Affinchè la trave di classe 1 occorre verificare le seguenti condizioni (NTC08 4.2.3.1)

$$\varepsilon_{sw} := \sqrt{\frac{235 \cdot \text{MPa}}{f_{yka}}} = 0.814$$

$$\text{ALA: } c/t_f < 10 \varepsilon$$

$$\text{ANIMA: } c/t_w < 73 \varepsilon$$

dove t_f + lo spessore dell'ala e t_w è lo spessore dell'anima



per la trave d'acciaio in esame si ha:

$$\frac{c_f}{t_f} = 6.164 \quad 10 \cdot \varepsilon = 8.136 \quad \text{TRAVE CLASSE 1}$$

$$\frac{c_w}{t_w} = 40.426 \quad 73 \cdot \varepsilon = 59.394 \quad \text{TRAVE CLASSE 1}$$

CALCOLO AZIONI ESTERNE

Nella fase di costruzione poichè non sono previsti puntelli il peso che grava sulla trave è costituito dal peso proprio della soletta e della trave. I carichi che seguono sono da considerarsi di calcolo

$$p_{pt} := 0.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{peso proprio della trave d'acciaio}$$

$$p_{ps} := s \cdot 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3 \cdot \text{m} = 7.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{peso proprio della soletta}$$

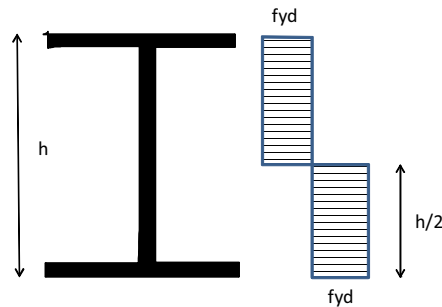
CALCOLO SOLLECITAZIONI

$$M_{\text{max1}} := (p_{pt} + p_{ps}) \cdot \frac{L^2}{8} = 233.438 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$T_{\text{max1}} := (p_{pt} + p_{ps}) \cdot \frac{L}{2} = 62.25 \cdot \text{kN}$$

CALCOLO DEL MOMENTO ULTIMO

Poichè la sezione è di classe 1 la verifica a flessione in condizioni di stato limite ultimo si può effettuare considerando il calcolo plastico, ossia considerando i materiali a comportamento rigido plastico, secondo il quale la distribuzione delle tensioni è quella indicata nella figura seguente. La tensione massima è pari alla tensione di snervamento dell'acciaio.



In tali condizioni il momento ultimo assume l'espressione seguente:

$$M_{pl} := W_{pl} \cdot f_{yda}$$

W_{pl} è il modulo di resistenza a flessione in campo plastico della trave che si trova di solito tabellato

$$\text{Per una IPE450 } W_{pl} := 1307000 \cdot \text{mm}^3 = 1.307 \times 10^{-3} \cdot \text{m}^3$$

e qui di il momento ultimo varrà

$$M_{pl} := W_{pl} \cdot f_{yda} = 441.89 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} > M_{max1} = 233.438 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

poichè $M_{pl} > M_{max1}$ la sezione risulta verificata

CALCOLO DEL TAGLIO ULTIMO

Il taglio ultimo della sezione si ottiene come prodotto dell'area resistente a taglio della sezione e la corrispondente tensione tangenziale ultima calcolata con il criterio di Von Mises

L'area resistente al taglio si può calcolare con le formule fornite dalla normativa al punto 4.2.4.1.2

Ad esempio per le sezioni a doppio T l'area resistente a taglio assume l'espressione seguente:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

Per una trave

$$A_v := A_p - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 50.824 \cdot \text{cm}^2$$

$$V_{cRd} := A_v \cdot \frac{f_{yda}}{\sqrt{3}} = 992.089 \cdot \text{kN} \quad \text{La verifica a taglio è dunque ampiamente soddisfatta}$$

$$\text{Infine poichè } \frac{h_w}{t_w} = 40.426 < 72 \cdot \epsilon = 58.58 \quad \text{la verifica di instabilità dell'anima può essere omessa (NTC08 - 4.2.4.1.2)}$$

Occorre ricordare che essendo le travi vincolate tra loro dalla struttura di getto della soletta la verifica a instabilità flessione-torsionale può essere omessa

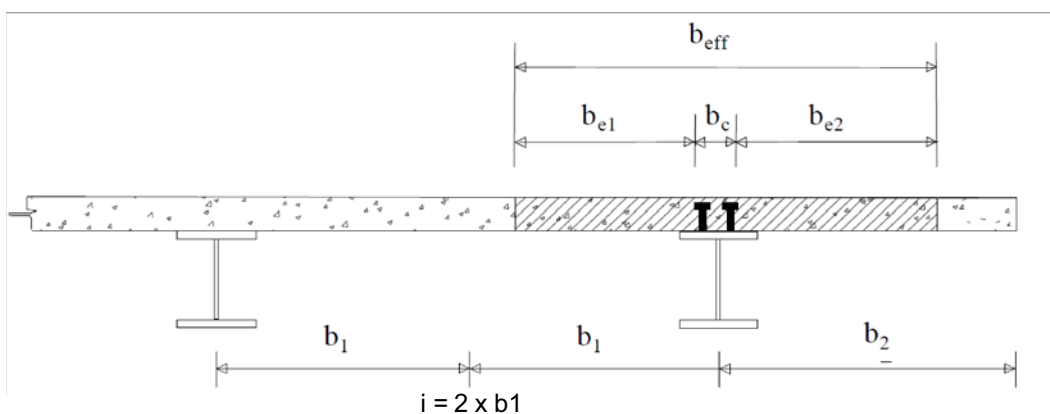
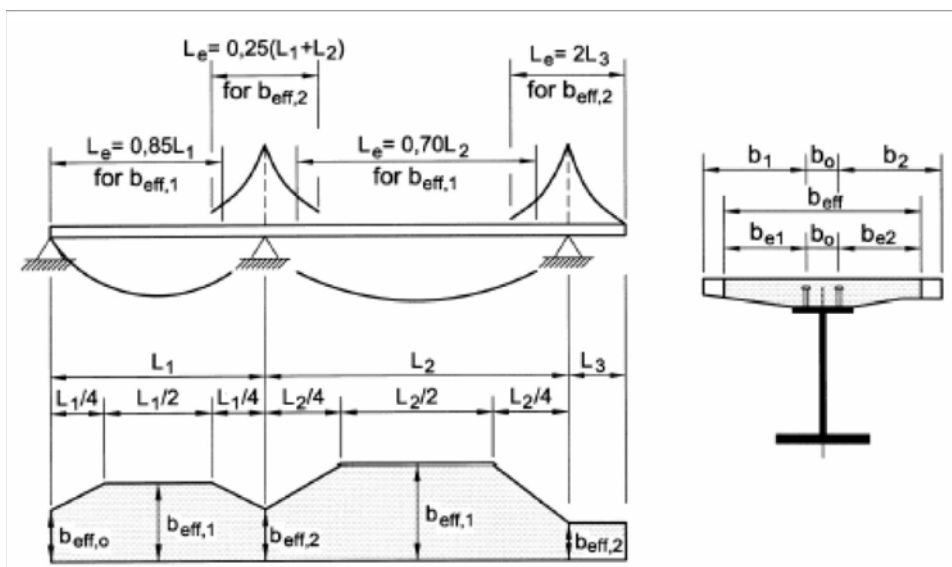
VERIFICA NELLA FASE CON SOLETTA COLLABORANTE

In tale fase la verifica si effettua considerando come elemento resistente la trave composta acciaio - calcestruzzo

CALCOLO DELLA LARGHEZZA COLLABORANTE

La larghezza collaborante è la larghezza trasversale della soletta che collabora al trasferimento delle tensioni normali nella sezione composta. Per il suo calcolo la normativa fornisce la seguente relazione

$b_{eff} = b_0 + \min(i/2, 2 \cdot L_0/8)$ dove L_0 è la lunghezza della trave equivalente ed i è l'interasse tra i travi di acciaio



Nel caso specifico si ha:

$$L_0 := L = 15 \text{ m}$$

Lunghezza equivalente

$$b_0 := 100 \text{ mm}$$

interasse tra i pioli

$$b_1 := \min\left(\frac{i}{2}, \frac{L_0}{8}\right) = 1,75 \text{ m}$$

$$b_{eff} := b_0 + 2 \cdot b_1 = 3,6 \text{ m}$$

Larghezza collaborante

CALCOLO AZIONI ESTERNE

In questa fase sulla trave oltre alla soletta graveranno anche i sovraccarichi permanenti (controsoffitti, pavimento, impianti, etc...) e variabili. Nell'esempio si ipotizza la presenza dei seguenti sovraccarichi di calcolo:

$$p := 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Sovraccarico permanente}$$
$$q := 15 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Sovraccarico accidentale}$$

CALCOLO SOLLECITAZIONI

$$M_{\text{max}2} := M_{\text{max}1} + (p + q) \cdot \frac{L^2}{8} = 936.563 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$T_{\text{max}2} := T_{\text{max}1} + (p + q) \cdot \frac{L}{2} = 249.75 \cdot \text{kN}$$

CALCOLO DEL MOMENTO ULTIMO DELLA SEZIONE COMPOSTA

Il momento ultimo di una sezione composta acciaio-clt si calcola, come noto, ipotizzando il comportamento rigido plastico dei due materiali componenti (a patto che la trave di acciaio sia di classe 1 o 2, altrimenti si deve passare al calcolo elasto-plastico). Nel caso specifico il profilo metallico è di classe 1, dunque si può adottare il metodo plastico.

Determinazione della posizione dell'asse neutro

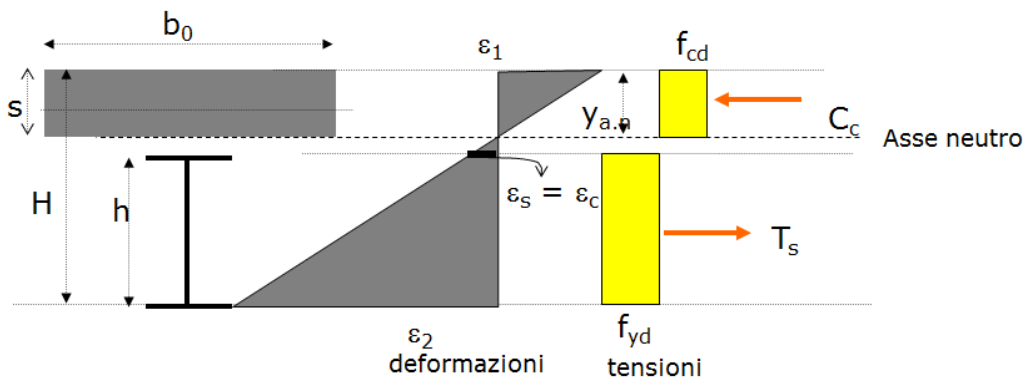
A tale scopo è necessario calcolare la resistenza massima della soletta e del profilo d'acciaio. Nel caso in cui la resistenza della soletta fosse maggiore di quella del profilo, l'asse neutro cadrebbe nella soletta, mentre taglierebbe il profilo nel caso contrario.

$$R_c := b_{\text{eff}} \cdot s \cdot f_{\text{cd}} = 5.926 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$R_a := A_p \cdot f_{\text{yda}} = 3.34 \times 10^3 \text{ kN}$$

Poichè $R_a < R_c$ l'asse neutro taglia la soletta.

In tal caso, considerando nullo il contributo del cls teso e facendo riferimento allo stato tensione indicato in figura il momento ultimo si può calcolare come segue:



$$y_{an} := \frac{f_{yda} \cdot A_p}{b_{eff} \cdot f_{cd}} = 5.637 \text{ cm}$$

Asse neutro

$$M_u := f_{yda} \cdot A_p \cdot \left(h_{tot} - \frac{h_{tr}}{2} - \frac{y_{an}}{2} \right) = 991.481 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento ultimo trave composta

poichè $M_u > M_{max2}$ la sezione risulta verificata

CALCOLO DEL TAGLIO ULTIMO DELLA SEZIONE COMPOSTA

Le NTC08 prescrivono che il taglio ultimo della sezione composta sia quello della sola trave di acciaio. Rimane quindi invariato il taglio ultimo prima calcolato:

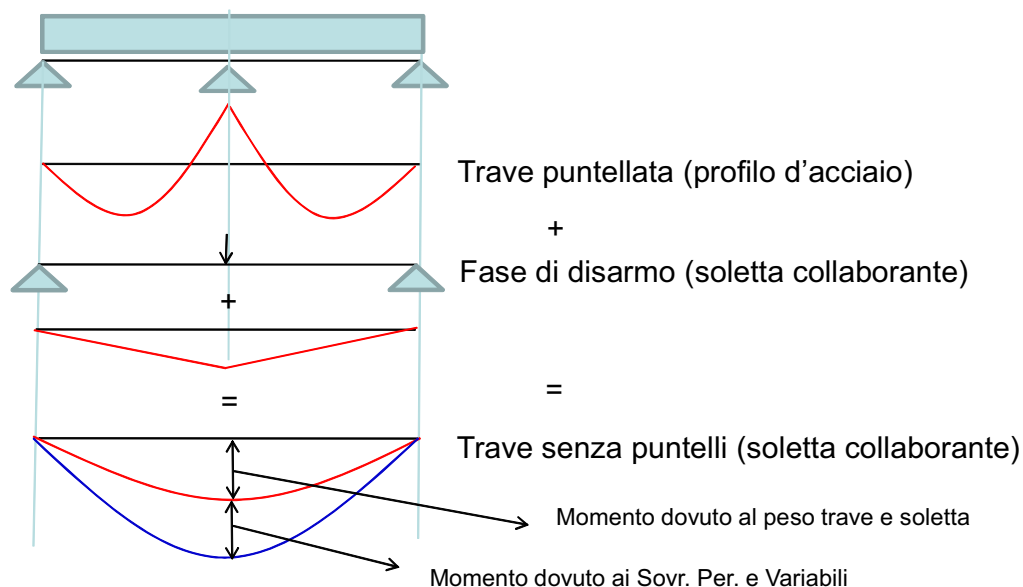
$$V_{cRd} = 992.089 \text{ kN}$$

Essendo $V_{cRd} < T_{max2} = 249.75 \text{ kN}$ la verifica è ampiamente soddisfatta

Analogamente a quanto fatto per la trave di acciaio anche in questo caso la verifica di instabilità dell'anima può essere omessa, così come la verifica ad instabilità flessione-torsionale per la presenza della soletta che vincola le travi l'una all'altra.

VERIFICA ALLO SLU DELLA TRAVE - CASO PUNTELLATO

la seguente, rappresenta una variante del caso sopra trattato. Si immagina di puntellare nella fase di costruzione le travi di acciai impiegando un solo puntello posto in mezzera. sicchè in tale fase la trave si comporta come una trave continua su due appoggi. Maturata la soletta e tolto il puntello la trave torna ad essere una trave semplicemente appoggiata. Le fasi appena descritte sono sintetizzate nella figura che segue



VERIFICA NELLA FASE CON SOLETTA NON-COLLABORANTE

VERIFICA A MOMENTO ULTIMO

Poichè lo schena strutturale è quello di trave continua su tre appoggi soggetta a carico uniformemente ripartito, il momento massimo vale, come noto:

$$M_{\max 1p} := \frac{(p_{pt} + p_{ps}) \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = 58.359 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Poichè il momento ultimo della sola trave di acciaio (prima calcolato) vale

$$M_{pl} = 441.89 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{La trave risulta abbondantemente verificata}$$

VERIFICA A TAGLIO ULTIMO

Il taglio massimo agente sulla trave continua vale:

$$T_{\max 1} := 0.625 \cdot p \cdot L = 93.75 \text{ kN} \quad \text{anch'esso inferiore al taglio ultimo prima calcolato. La sezione è quindi verificata anche a taglio.}$$

VERIFICA NELLA FASE CON SOLETTA COLLABORANTE

In tale fase la verifica si effettua considerando come elemento resistente la trave composta acciaio - calcestruzzo. La larghezza collaborante rimane quella calcolata nel caso si trave non calcolata

$$b_{eff} = 3.6 \text{ m} \quad \text{Larghezza collaborante}$$

CALCOLO AZIONI ESTERNE

All'atto dell'eliminazione del puntello la trave torna ad essere una trave appoggiata (vedi figura sopra). Le sollecitazioni sono dunque uguali a quelle del caso non puntellato

$$p := 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Sovraccarico permanente}$$

$$q := 15 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Sovraccarico accidentale}$$

CALCOLO SOLLECITAZIONI

$$M_{\max 2} := M_{\max 1} + (p + q) \cdot \frac{L^2}{8} = 936.563 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$T_{\max 2} := T_{\max 1} + (p + q) \cdot \frac{L}{2} = 281.25 \cdot \text{kN}$$

CALCOLO DEL MOMENTO ULTIMO DELLA SEZIONE COMPOSTA

la sezione di riferimento per il calcolo del momento ultimo è uguale a quella del caso non puntellato. Il momento ultimo rimane dunque invariato e la verifica ugualmente soddisfatta

CALCOLO DEL SISTEMA DI CONNESSIONE (NTC08 4.3.4.3.1)

Il sistema di connessione adottato è un sistema a pioli disposti ad interasse costante. Ciò presuppone evidentemente una loro disposizione con interasse costante. Essi devono necessariamente possedere elevate capacità di degormazione post-elastica.

la loro resistenza può calcolarsi come il minimo tra la resistenza a taglio del piolo e la resistenza a rifollamento del cls date dalle formule seguenti

$$P_{Rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_V.$$
$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_V.$$

γ_V è il fattore parziale definito al § 4.3.3.

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

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;

$$\alpha = 0,2 (h_{sc} / d + 1) \text{ per } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4, \quad (4.3.9 a)$$

$$\alpha = 1,0 \text{ per } h_{sc} / d > 4. \quad (4.3.9 b)$$

Nel caso specifico si adottano pioli con le seguenti caratteristiche geometriche

$$h_c := 95 \text{ mm}$$

altezza pioli

$$d_c := 19 \text{ mm}$$

diametro pioli

$$\frac{h_c}{d_c} = 5 \quad \rightarrow \quad \alpha := 1$$

$$P_{Rda} := 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_c^2}{4} \right) \cdot \frac{1}{1,25} = 81.656 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a taglio del piolo}$$

$$P_{Rdc} := 0,29 \cdot \alpha \cdot d_c^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{\frac{1}{2}} = 104.109 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a rifollamento del cls}$$

$$P_R := \min(P_{Rda}, P_{Rdc}) = 81.656 \text{ kN} \quad \text{Resistenza massima del singolo piolo}$$

CALCOLO CONNETTORI A TOTALE RIPRISTINO DI RESISTENZA

In tale caso la sollecitazione che agisce sui pioli è rappresentata dalla minima tra le resistenze massime del profilo d'acciaio R_a e della soletta di cls R_c

$$S_p := \min(R_c, R_a) = 3,34 \times 10^3 \text{ kN}$$

Il numero totale minimo di connettori necessari per avere la rottura della trave a flessione mentre sistema di connessione è ancora efficiente deve essere:

$$N_p := 2 \cdot \frac{S_p}{P_R} = 81,816 \quad N_p := \text{round}(N_p) = 82$$

La loro disposizione può essere a passo costante a patto però che il momento ultimo della trave composta sia almeno 2.5 volte quello della sola trave di acciaio. Ciò al fine di garantire l'effettivo sviluppo della resistenza della trave composta. Nel caso specifico si ha:

$$M_u = 991,481 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl} = 441,89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Il passo dei connettori può essere determinato dividendo la luce della trave per il numero di spazi tra un connettore e l'altro:

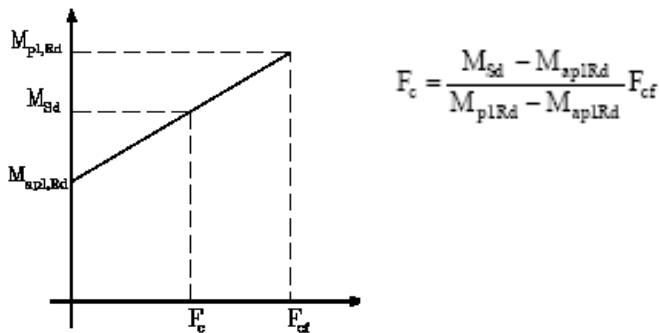
$$p_c := \frac{L}{(N_p - 1)} = 0.185 \text{ m}$$

Il passo minimo a cui essi possono essere posti è pari a 5 volte il diametro del piolo

$$p_{cmin} := 5 \cdot d_c = 0.095 \text{ m} > p_c \quad \text{dunque la verifica sul passo è soddisfatta}$$

CALCOLO CONNETTORIA PARZIALE RIPRISTINO DI RESISTENZA

In tale caso la sollecitazione che agisce sui pioli è pari alla massima forza calcolata come segue che corrisponde all'approccio semplificato che prevede una relazione lineare tra momento e forze nei pioli a partire dalla condizione di sola trave di acciaio (metodo dell'interpolazione lineare). Tal approccio non è previsto esplicitamente dalle NTC08 mentre è adottato dall'EC4.



Metodo dell'interpolazione lineare

$$Sp1 := \frac{M_{max2} - M_{pl}}{M_u - M_{pl}} \cdot Sp = 3.007 \times 10^3 \text{ kN}$$

Il numero totale minimo di connettori necessari per avere la rottura della trave a flessione mentre sistema di connessione è ancora efficiente deve essere:

$$N_{p1} := 2 \cdot \frac{Sp1}{P_R} = 73.64 \quad \underline{N_{p1}} := \text{round}(N_{p1}) = 74$$

Una loro disposizione a passo costante dipende dal rapporto N_p/N_{p1} (grado di connessione) :

$$\frac{N_{p1}}{N_p} = 0.902 \quad \text{esso deve essere maggiore di} \quad 0.25 + 0.03 \cdot \frac{L}{m} = 0.7$$

Il passo dei connettori può essere determinato dividendo la luce della trave per il numero di spazi tra un connettore e l'altro:

$$p_{c,c} := \frac{L}{(N_{p1} - 1)} = 0.205 \text{ m}$$

Il passo minimo a cui essi possono essere posti è pari a 5 volte il diametro del piolo

$$p_{cmin} := 5 \cdot d_c = 0.095 \text{ m} > p_{c,c} \quad \text{dunque la verifica sul passo è soddisfatta}$$