

Prima esercitazione progettuale

Progetto di un solaio laterocementizio

Costruzione della distinta delle armature

NOTA INTRODUTTIVA

Nelle pagine che seguono viene illustrata la una procedura per il tracciamento della cosiddetta “distinta” delle armature per i travetti del solaio latero-cementizio, ovvero per determinare la disposizione delle stesse lungo tutto lo sviluppo longitudinale dei travetti stessi.

L'esempio numerico è svolto con riferimento ad un acciaio per armature del tipo FeB38k, ancora disponibile all'epoca di prima redazione del documento.

Gli studenti dell'anno accademico 2008/09 (e seguenti), dovendo attenersi alle prescrizioni del D.M. 14/01/2008, faranno riferimento ad acciai del tipo B 450 C la cui tensione al limite di snervamento ha il seguente valore di progetto:

$$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,30 \text{ MPa} .$$

DISTINTA DELLE ARMATURE

A partire dalle armature progettate nelle sezioni significative del solco, bisogna ora trovarne una disposizione tale da soddisfare le verifiche in tutte le sezioni.

Si tratta, dunque, di una ulteriore - l'ultima - operazione di progetto nella quale bisogna decidere dimensioni e disposizione dell'armatura lungo l'asse ~~del solco~~ dei travetti del solaio.

Il procedimento sarà condotto con riferimento al momento resistente M_{rd} della sezione e bisognerà che l'armatura sia disposta in maniera che risulti

$$|M_{rd}| \geq |M_{sd}|$$

per ogni sezione del solaio.

Il momento sollecitante M_{sd} è noto sezione per sezione sulla base dell'involuppo delle sollecitazioni.

Quanto al momento resistente M_{rd} (allo S.L.U.) esso dipende dalle caratteristiche della sezione e da quelle dell'armatura. ~~Per questo~~
 In fase di progetto, non avendo ancora

deciso quale sia l'armatura che sarà disposta sezione per sezione, si condurranno valutazioni semplificate del momento resistente M_{Rd} riferendosi sempre a sezioni semplicemente armate. Allo stesso modo, in maniera semplificata (ed a vantaggio di sicurezza), si trascura la presenza di fasce piene e/o semipiene. In questo modo è possibile calcolare il momento resistente delle sezioni - sostanzialmente rettangolari - in funzione delle armature che vi si trovano. Una valutazione semplificata del momento resistente allo S.L.U. è la seguente

$$M_{Rd} = 0.85 \cdot h \cdot f_{cd} \cdot A_s \quad (1)$$

nella quale cioè si è posto $\xi = 0.85$ a prescindere dalla profondità dell'asse neutro ξ . Dalla (1) si può trarre una valutazione del momento resistente con esclusivo riferimento all'armatura; essendo la (1) una ~~relazione~~ relazione LINEARE rispetto ad A_s , ha senso pensare che la resistenza flessionale di una certa sezione si ottiene sommando i contributi dovuti ai diversi tonnellati di armatura.

Per ognuna delle sezioni significative

allora, è possibile valutare il contributo a M_{Rd} fornito da ognuno dei tondini.

~~Ma~~ I valori così ottenuti possono essere sommati a partire dal seguente valore numerico:

$$M_{Rd}^{1\phi 12} = 0.85 \cdot 260 \cdot 326 \cdot 2 \cdot 113 = \quad \text{Nmm}$$

$$M_{Rd}^{1\phi 12} = 16.28 \text{ kNm}$$

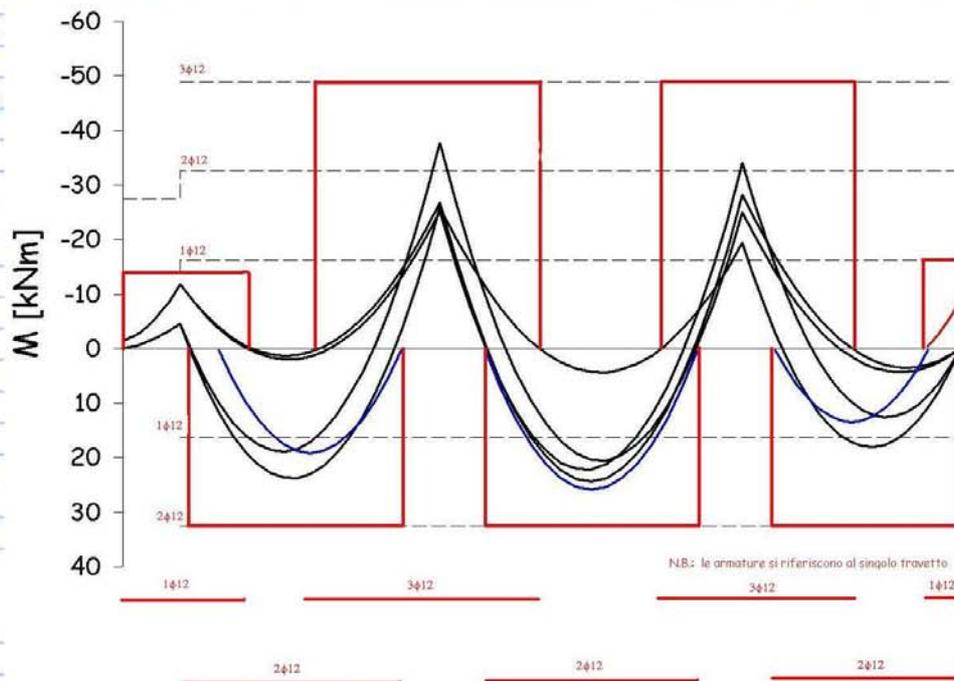
che rappresenta il momento resistente di una sezione di altezza $h = 26 \text{ cm}$ armata con $2\phi 12$ per travetto (diunque $A_s = 2 \cdot 1,13 \text{ cm}^2$)

Attesa la linearità della (1), il momento resistente M_{Rd} allo S.L.V. ~~si può~~ della sezione si può ottenere - in maniera ragionevolmente approssimata - moltiplicando il ~~termine~~ $M_{Rd}^{1\phi 12}$ per il sommando il valore $M_{Rd}^{1\phi 12}$ tante volte quanti sono i tondini calcolati nella sezione di riferimento.

Ovviamente, per lo sbalzo tale valore sarà il seguente

$$M_{Rd, sb}^{1\phi 12} = 0.85 \cdot 220 \cdot 326 \cdot 2 \cdot 113 = 13.78 \text{ kNm}$$

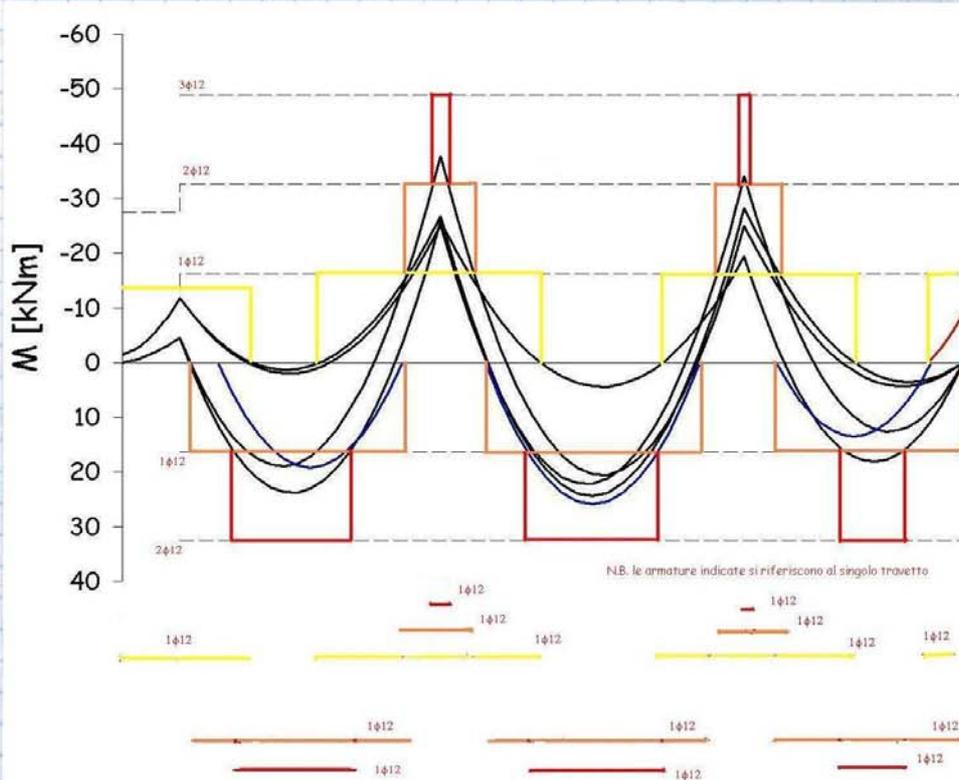
Avendo progettato l'armatura per tutte le sezioni significative della campata e degli appoggi, la più semplice disposizione delle armature si ottiene estendendo ~~le~~ i tendini calcolati in campata lungo tutto il tratto a momento positivo e tutti i tendini calcolati in corrispondenza dell'appoggio per il tratto in cui il momento rimane negativo.



Operando in questo modo è garantito il soddisfacimento della disequazione

$$|M_{sd}| \leq |M_{rd}|$$

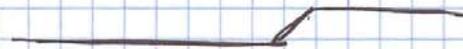
che rappresenta la verifica allo stato SLS per flessione del solaio. Tuttavia questa soluzione può essere, in linea di principio, migliorata riducendo l'estensione dei tendini e rendendo più "aderenti" il diagramma dei momenti resistenti a quello dei momenti sollecitanti.



Δ partire da questa soluzione è possibile ottenere quella finale osservando le seguenti ~~regole~~ "regole" derivanti da limitazioni normative o da esigenze pratiche:

- in ogni campata deve essere presente almeno un fondino (la normativa prevede un'armatura minima pari a $0.07 H \text{ cm}^2$ al metro);
- dove è possibile, ~~si~~ si possono avere fondini posti nella parte superiore e quelli presenti nella parte inferiore.

In questo caso si dice che il fondo è "sagomato"



- vanno di norma eseguite al massimo due sagomature.
- a partire dalla sezione di interruzione teorica del fondino, bisogna prevedere una lunghezza di ancoraggio dello stesso che può essere assunta come segue

$$L_d = \begin{cases} 35\phi & \text{ancoraggio in zona compressa} \\ 70\phi & \text{ancoraggio in zona trazione} \end{cases}$$

- le sovrapposizioni tra fondini possono

esser dimensionate come gli ancoraggi.
 Applicando tali "principi" si ottiene la
 seguente soluzione cui corrisponde il
~~una~~ diagramma approssimato dei
 momenti resistenti allo SLU rappresentato
 nella figura.

