

BOZZA

Capitolo 7

TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

7.1 Principi generali

7.1.1 Premessa

Con il nome di strutture composte acciaio-calcestruzzo vengono indicate usualmente tutte quelle combinazioni strutturali costituite da parti metalliche e parti in calcestruzzo come, ad esempio, travi metalliche a parete piena con solette in c.a., colonne in profilati metallici inglobati in getti di calcestruzzo armato, tubi metallici riempiti di calcestruzzo, lamiere grecate con getto collaborante in calcestruzzo.

Le travi composte acciaio-calcestruzzo rappresentano la tipologia strutturale in cui è più frequente e, probabilmente, più vantaggioso l'uso combinato dei due materiali.

In tale tipologia strutturale la trave metallica, generalmente a doppio T con ali uguali o disuguali, viene solidarizzata con una sovrastante soletta in calcestruzzo mediante appositi organi metallici (connettori). Pertanto la trave composta è costituita da tre parti che richiedono differenti controlli statici:

- la trave metallica;
- la soletta in calcestruzzo;
- i connettori trave-soletta.

L'idea di utilizzare in forma combinata i due materiali non è certo recente, ma solo il superamento del problema di assicurare una perfetta solidarietà tra le due componenti anche per valori elevati dei carichi, diede il via alle pratiche realizzazioni (ponte sullo Steinbach, 1935-36), succedutesi, numerosissime e sempre più ardite, sulla scorta di studi teorici e processi tecnologici via via perfezionati.

Tali realizzazioni hanno interessato inizialmente quasi esclusivamente il campo delle strutture da ponte, in cui l'adozione del sistema composto acciaio-calcestruzzo risulta nettamente competitivo, rispetto al cemento armato precompresso, per luci superiori ai 50 m o quando la tortuosità dei tracciati stradali non consente il trasporto e quindi l'utilizzo di travi prefabbricate in c.a.p. prefabbricate di grande luce. Il sistema composto è altresì utilizzabile in

edifici pubblici e privati in presenza di solai di grande luce ed in tutti i casi in cui si vogliono conseguire risultati di resistenza e leggerezza.

Nella Fig. 7.1 e Fig. 7.2 si riportano alcuni schemi di sezioni tipo per ponti a struttura composta acciaio-calcestruzzo.

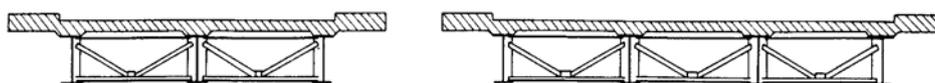


Fig. 7.1: Sezioni tipo di ponti di acciaio-calcestruzzo

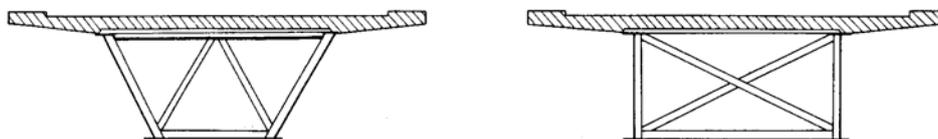


Fig. 7.2: Altre sezioni tipiche di ponti a struttura composta

Occorre premettere allo studio statico della sezione la considerazione che sono possibili nelle travi diversi approcci costruttivi:

- a) costruzione delle solette con travi metalliche integralmente puntellate;
- b) costruzione delle solette con travi metalliche parzialmente puntellate;
- c) costruzione delle solette con travi metalliche non puntellate.

Mentre nel caso a) tutti i carichi vengono, in campo elastico, sostenuti dalla trave composta e quindi la soletta è sempre collaborante, nei casi b) e c) parte delle azioni esterne sollecita esclusivamente la trave metallica.

In quest'ultimo caso le sollecitazioni sulla soletta derivano solo da parte dei carichi, mentre la trave metallica deve essere verificata sovrapponendo stati tensionali in cui la stessa trave reagisce da sola, peso proprio e peso della soletta, e stati tensionali dovuti ai carichi successivi e variabili.

Anche la verifica dei connettori è condizionata dalla stessa problematica in quanto questi sono sollecitati a taglio solo dai carichi che sollecitano anche la soletta.

Tuttavia va sottolineato che nelle verifiche allo s.l.u. il procedimento costruttivo seguito ha scarsa rilevanza in quanto la capacità portante ultima della trave dipende dalla resistenza ultima della sezione che a sua volta non dipende dallo stato tensionale elastico iniziale.

I problemi che le singole parti componenti introducono nella verifica sono molteplici.

La soletta ha un comportamento reologico i cui effetti sono esaltati dalla solidarizzazione con la parte metallica, indenne da tale fenomenologia nei livelli usuali di sollecitazione.

La instabilità locale delle parti metalliche rappresenta un ulteriore aspetto che influenza il dimensionamento di ali ed anime delle travi, specialmente su schemi a trave continua dove le zone sollecitate a momento negativo presentano piattabande ed anime fortemente compresse.

L'unione di due elementi, soletta e trave, costituiti da materiali di ben differenti proprietà meccaniche, comporta l'insorgere di particolari problemi sia sotto il profilo tecnologico sia sotto quello teorico. Possiamo perciò distinguere:

1) problemi tecnologici riguardanti la realizzazione degli organi meccanici per la solidarizzazione tra trave e soletta, atti a resistere alle azioni di scorrimento e a garantire la piena solidarietà tra le parti, fino alla rottura che, per il pieno sfruttamento dell'azione composta, deve preferibilmente presentarsi sotto forma di collasso dell'elemento nel suo insieme, e non come distacco e rottura di una delle due parti componenti;

2) problemi di calcolo, per la valutazione degli sforzi sotto carichi permanenti tenendo conto dei fenomeni di viscosità, cui fatalmente è soggetto il calcestruzzo.

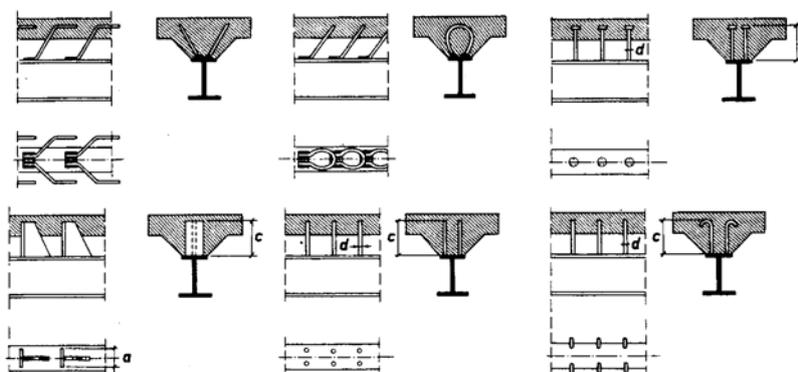


Fig. 7.3: Vari tipi di connettori fra soletta e trave d'acciaio

Per quanto si riferisce al primo punto, il collegamento soletta-trave viene solitamente realizzato mediante opportuni connettori metallici, che nelle travi composte sono generalmente saldati sulla piattabanda superiore della trave di acciaio e successivamente immersi nella soletta di calcestruzzo. Tali connettori possono assumere forme diverse ed in particolare si distinguono in sistemi duttili e rigidi. Alcuni tra i tipi più frequenti sono illustrati nella Fig. 7.3.

La verifica dei connettori rappresenta un problema di non agevole analisi teorica in quanto dipendente da stati di sollecitazione complessi con forti concentrazioni di tensione e notevole sensibilità alla ripetizione dei carichi.

La larga sperimentazione effettuata ha consentito la definizione di metodi di dimensionamento affidabili riportati nelle moderne normative nazionali ed europee.

Nel seguito, dopo aver richiamato gli elementi principali della analisi elastica e plastica delle sezioni composte, si tratta in successione il problema delle travi continue e delle verifiche di servizio.

Il testo che segue riporta, oltre alle basi della meccanica delle strutture composte, alcune formulazioni normative in linea con le prescrizioni della CNR10016/2000, del D.M. M.II.TT. 14/01/2008 recante "Nuove Norme Tecniche" per le costruzioni, nonché l'Eurocodice 4.

7.2 Verifiche sezionali in campo elastico e plastico

7.2.1 Generalità

Il calcolo delle tensioni flessionali in una struttura a sezione composta di acciaio e calcestruzzo si svolge sostanzialmente sulla base delle ipotesi fondamentali della teoria elastica del cemento armato. Dalla ipotesi di conservazione delle sezioni piane deriva la possibilità di ridurre la sezione composta a un'altra ideale, costituita tutta di acciaio, nella quale la parte di sezione in calcestruzzo viene omogeneizzata a quella in acciaio tramite un coefficiente n di omogeneizzazione mentre le tensioni relative al conglomerato dovranno dedursi da quelle ottenute per la sezione ridotta ad acciaio, ossia:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_a}{n} \quad \text{con } n = \frac{E_a}{E_c} \quad (7.1)$$

La definizione del coefficiente di omogeneizzazione deve tener conto del tipo di carico che produce le tensioni che si vogliono determinare. Infatti mentre nel c.a. si adotta un coefficiente di omogeneizzazione ($n=15$) che tiene forfaitariamente conto di una presenza di carichi permanenti e variabili di simile entità, nelle travi composte si tiene generalmente distinto l'effetto dei carichi permanenti da quello dei carichi variabili, potendo essere assai diverso il loro rapporto in casi diversi. Di conseguenza per carichi variabili, non capaci di produrre effetti viscosi, il coefficiente di omogeneizzazione n_o assume il valore base:

$$n_o = \frac{E_s}{E_c} \quad (7.2)$$

In via semplificata i valori assegnabili sono pertanto:

- $n_o = 5$ per calcestruzzi di classe $R_{ck}=600 \text{ daN/cm}^2$,
- $n_o = 6$ per calcestruzzi di classe $R_{ck}=450 \text{ daN/cm}^2$,
- $n_o = 7$ per calcestruzzi di classe $R_{ck}=350 \text{ daN/cm}^2$,
- $n_o = 8$ per calcestruzzi di classe $R_{ck}=250 \text{ daN/cm}^2$.

Per la valutazione degli effetti tensionali dei carichi permanenti sulla trave composta, (carichi applicati alla trave dopo che la parte in calcestruzzo ha raggiunto la piena collaborazione con la trave metallica) occorre tener conto della viscosità. A tale scopo si usano in genere i cosiddetti metodi algebrizzati per evitare la soluzione di complesse equazioni integro-differenziali derivanti dall'essere le deformazioni totali (elastiche più viscosi) funzioni delle tensioni applicate, mentre queste ultime in solette solidarizzate a parti metalliche, sono a loro volta funzione delle deformazioni. Tra i metodi algebrizzati il più frequentemente adottato è il metodo EM ovvero del modulo efficace. Secondo tale metodo le deformazioni nel calcestruzzo sono valutate con un modulo elastico ridotto [$E_r=E_c/(1+\varphi)$] che è coerente con la teoria classica della viscosità nella ipotesi di tensione costante nel calcestruzzo ma sovrastima leggermente gli effetti viscosi nel caso in cui, come succede in genere nelle travi composte, le tensioni si riducono nel tempo. In ogni caso con tale assunzione il coefficiente di omogeneizzazione si definisce:

$$n_t = \frac{E_s}{E_c} \cdot (1 + \varphi(t_o, t)) \quad (7.3)$$

essendo $\varphi(t_o, t)$ il coefficiente di viscosità pari al rapporto tra la deformazione viscosa intervenuta nell'intervallo temporale (t_o, t) e la deformazione elastica corrispondente, immaginata costante nel tempo e pari a quella finale.

Nel metodo EM gli effetti tensionali del ritiro vengono poi valutati separatamente e sommati ai rimanenti dovuti ai carichi permanenti e variabili, adottando un coefficiente di omogeneizzazione intermedio tra i due visti in precedenza (n_o ed n_t). La ragione di tale assunto è nel fatto che il ritiro, producendo tensioni variabili e crescenti nel tempo produce minori effetti viscosi per effetto del fenomeno dell'invecchiamento del calcestruzzo:

$$n_r = \frac{E_s}{E_c} \cdot (1 + 0.5 \cdot \varphi(t_o, t)) \quad (7.4)$$

La giustificazione numerica della relazione precedente si può ottenere attraverso metodi più accurati.

Lo studio delle sezioni deve essere eseguito con diverse metodologie in rapporto alle finalità della analisi. In presenza di azioni di servizio il comportamento della struttura è sostanzialmente elastico salvo la fessurazione delle solette nelle zone sottoposte a momento negativo. In presenza di carichi ultimi il comportamento può essere ancora elastico o più frequentemente elastoplastico ed i metodi di analisi assunti nelle normative assumono in questo caso legami costitutivi rigido-plastici con diagrammi di tensione a blocchi. Tali analisi sono però condizionate dalla capacità dei profili metallici di deformarsi plasticamente senza raggiungere la instabilità delle parti compresse. E' pertanto necessario controllare la snellezza delle parti compresse dei profili metallici libere di instabilizzarsi. Nel seguito si esaminano i metodi di analisi delle sezioni in campo elastico ed in campo plastico.

7.2.2 Analisi elastica della sezione per azioni istantanee

La verifica della sezione per azioni di breve durata in presenza di carico di servizio si esegue ordinariamente adottando le seguenti ipotesi:

- perfetta aderenza tra trave metallica e soletta in calcestruzzo (assenza di distacco e di scorrimenti);
- comportamento lineare dell'acciaio e del calcestruzzo in compressione;
- non resistenza a trazione del calcestruzzo teso.

La prima ipotesi richiede un efficace dimensionamento dei connettori per impedire sia lo scorrimento tra trave e soletta sia il distacco della seconda. L'insieme delle precedenti ipotesi, analoghe a quelle del c.a., consente di utilizzare anche nelle travi composte l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane.

Con riferimento al tipo di sezione indicato nella Fig. 7.4, per procedere alla scrittura delle relazioni analitiche necessarie alla verifica delle sezioni composte, si distinguono tre casi:

- soletta integralmente compressa;
- soletta parzialmente compressa;

- soletta integralmente tesa nelle zone di momento negativo.

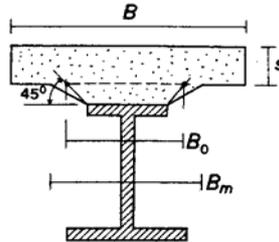


Fig. 7.4: Sezione tipica di struttura mista sollecitata a flessione

Nel primo e nel terzo caso la sezione reagente è nota a priori. La determinazione dell'asse neutro, baricentrico della sezione reagente, si esegue con gli ordinari metodi della geometria delle masse omogeneizzando la parte di sezione in calcestruzzo rispetto all'acciaio.

Indicando con il pedice a, s, c , le aree e le distanze dal bordo superiore rispettivamente del profilato metallico, della armatura metallica longitudinale della soletta ed infine della soletta di calcestruzzo, la distanza dell'asse neutro dal bordo superiore ed il momento di inerzia valgono:

$$y_n = \frac{n \cdot (A_a y_a + A_s y_s) + A_c y_c}{n \cdot (A_a + A_s) + A_c} \quad (7.5)$$

$$I_n = I_a + A_a \cdot (y_n - y_a)^2 + A_s \cdot (y_n - y_s)^2 + \frac{I_c + A_c \cdot (y_n - y_c)^2}{n} \quad (7.6)$$

essendo I_a il momento di inerzia della trave metallica rispetto al proprio baricentro ed I_c, A_c l'inerzia baricentrica e l'area della soletta di calcestruzzo.

In entrambe le espressioni precedenti n rappresenta il coefficiente di omogeneizzazione dell'acciaio rispetto al calcestruzzo, pari, per carichi di breve durata, al rapporto E_s/E_c .

Nelle espressioni (7.5) e (7.6), ponendo pari a zero le quantità relative al calcestruzzo, si ottengono le grandezze meccaniche relative al caso di trave composta con soletta tutta tesa, ovvero, non reagente.

Nel caso di soletta parzializzata (soletta parzialmente compressa), la posizione del baricentro meccanico si ottiene imponendo che il momento statico della sezione composta dalla trave metallica, dalla armatura della soletta e dalla parte compressa della soletta stessa, sia pari a zero; tale condizione, con i simboli introdotti e con b_c larghezza della soletta, si scrive:

$$\frac{b_c \cdot y_n^2}{2 \cdot n} + A_s \cdot (y_n - y_s) - A_a \cdot (y_a - y_n) = 0 \quad (7.7)$$

L'equazione di 2° grado sopra descritta, semplificata, diventa:

$$y_n^2 + \frac{2 \cdot n}{b_c} \cdot (A_a + A_s) \cdot y_n - \frac{2 \cdot n}{b_c} \cdot (A_a \cdot y_a + A_s \cdot y_s) = 0 \quad (7.8)$$

La soluzione dell'equazione precedente si scrive:

$$y_n = \frac{n \cdot (A_a + A_s)}{b_c} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_c \cdot (A_a \cdot y_a + A_s \cdot y_s)}{n \cdot (A_a + A_s)^2}} \right) \quad (7.9)$$

che è identica alla espressione ottenuta nella sezione rettangolare a doppia armatura indicando con A_a l'armatura tesa, con A_s l'armatura compressa, con y_a altezza utile della sezione (corrispondente nella flessione alla distanza del baricentro del profilo dal bordo superiore della soletta) e con y_s il copriferro.

Il momento di inerzia della sezione nel caso di soletta parzializzata, si scrive:

$$I_n = I_a + A_a \cdot (y_n - y_a)^2 + A_s \cdot (y_n - y_s)^2 + \frac{b_c \cdot y_n^3}{3 \cdot n} \quad (7.10)$$

Il calcolo delle tensioni si effettua con la formula di Navier per la flessione, omogeneizzando le tensioni del solo calcestruzzo. Le tensioni rilevanti sono quella estrema della soletta (σ_c), dell'armatura (σ_s), degli estremi inferiore (σ_{ai}) e superiore (σ_{as}) della trave metallica. Tali tensioni si scrivono:

$$\sigma_c = \frac{M}{n \cdot I_n} \cdot y_n \quad (7.11)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{I_n} \cdot (y_n - y_s) \quad (7.12)$$

$$\sigma_{a,s} = \frac{M}{I_n} \cdot (y_n - h_c) \quad (7.13)$$

$$\sigma_{a,i} = \frac{M}{I_n} \cdot (y_n - h) \quad (7.14)$$

essendo h_c ed h le distanze del bordo inferiore e superiore della trave metallica dall'estremo superiore della trave composta.

Nelle verifiche a taglio, le tensioni tangenziali vanno calcolate, nel calcestruzzo, sulle corde $a-a$, $b-b$, mentre per l'acciaio dovrebbe eseguirsi una più accurata ricerca ai fini della determinazione della tensione ideale massima, σ_{idmax} . In effetti, per gli abituali tipi di sezione, quest'ultimo tipo di verifica può eseguirsi, con sufficiente approssimazione, affidando tutto il taglio all'anima del laminato e calcolando la tensione tangenziale media nell'acciaio (Fig. 7.5):

$$\tau_{am} = \frac{T}{s_0 h'} \quad (7.15)$$

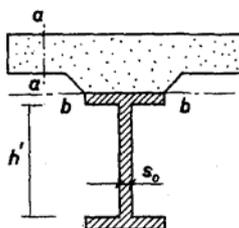


Fig. 7.5: Sezione mista resistente a taglio

Con riferimento alla parte di conglomerato, occorre che la tensione massima tangenziale sia inferiore ai valori ammissibili:

$$\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b} \quad (7.16)$$

ovvero, se la verifica viene condotta agli stati limite, occorre controllare che la risultante delle tensioni tangenziali V_{sd} a filo ala trave metallica sia minore di V_{Rd1} ovvero compreso tra V_{Rd1} e V_{Rd2} . In questo secondo caso occorre progettare idonea armatura.

7.2.3 Analisi plastica della sezione

La verifica della sezione allo s.l.u. si può eseguire con il metodo plastico per profili di classe 1 e 2 mentre per profili di classe 3 e 4 si può eseguire solo con il metodo elastico. Più in dettaglio, per i profili di classe 3 si considerano reagenti tutte le parti del profilo che, per effetto del tipo di verifica, si trovano in campo elastico, mentre in presenza di profili di classe 4 occorre considerare una sezione reagente con aree convenzionalmente ridotte rispetto a quelle geometriche per tener conto della instabilità locale. Le caratteristiche delle sezioni appartenenti alle varie classi sono richiamate nel successivo paragrafo 7.5

La verifica della sezione allo s.l.u., nella ipotesi che il profilo metallico sia capace di deformarsi plasticamente senza instabilizzarsi (profili di classe 1 o 2, cfr. paragrafo 7.5) si esegue utilizzando modelli a blocchi delle tensioni (stress block) conservando l'ipotesi, già adottata nella analisi elastica, della conservazione delle sezioni piane, legata essenzialmente alla assenza di scorrimenti tra trave e soletta. Le resistenze di progetto di riferimento sono quella del calcestruzzo f'_{cd} , dell'acciaio del profilo metallico (f_{ad}), dell'armatura della soletta (f_{sd}) nelle zone di momento negativo; secondo l'EC4 tali resistenze valgono:

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 0.83 \cdot R_{ck}}{1.50} \quad (7.17)$$

$$f_{ad} = \frac{f_{ak}}{\gamma_a} = \frac{f_{ak}}{1.05} \quad (7.18)$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{f_{sk}}{1.15} \quad (7.19)$$

La posizione dell'asse neutro viene determinata imponendo il soddisfacimento dell'equilibrio alla traslazione tra tensioni nella sezione ed azione assiale che, per sezioni inflesse, si traduce nello stabilire l'uguaglianza in valore assoluto tra risultante degli sforzi di trazione e di compressione.

Il miglior sfruttamento dei materiali a momento positivo si ottiene allorché l'asse neutro si colloca sulla linea di separazione tra soletta e profilo metallico. In tal caso, trascurando l'armatura in compressione nella soletta, si ottiene:

$$A_a \cdot f_{ad} = A_c \cdot f'_{cd} \quad (7.20)$$

Al fine di determinare la posizione dell'asse neutro, possono considerarsi tre casi: il primo con un'area del profilo inferiore a quella ottimale fornita dalla (7.18), situazione che

comporta un asse neutro interno alla soletta ($y_n < h_c$), i rimanenti due con un'area superiore a quella ottimale con asse neutro che taglia l'ala superiore del profilo o che taglia l'anima.

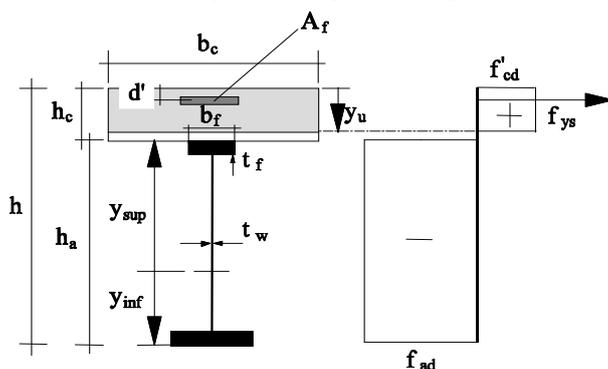


Fig. 7.6: Analisi plastica con asse neutro nello spessore della soletta.

Nel primo caso la posizione dell'asse neutro, che si colloca nello spessore della soletta, ed il momento ultimo, valgono:

$$y_u = \frac{A_a \cdot f_{cd}}{f'_{cd} \cdot b_c} \quad (7.21)$$

$$M_{pl, RD} = A_a \cdot f_{ad} \cdot (y_{sup} + h_c - y_u / 2) \quad (7.22)$$

Nel secondo caso, con l'asse neutro che taglia l'ala superiore del profilo metallico, si ottiene:

$$y_u = h_c + \frac{A_a \cdot f_{ad} - A_c \cdot f_{cd}}{2 \cdot b_f \cdot f_{ad}} \quad (7.23)$$

$$M_{pl, RD} = A_c \cdot f_{cd} \cdot (y_u - h_c / 2) + b_f \cdot (y_u - h_c)^2 / 2 \cdot f_{ad} + A_a \cdot f_{ad} \cdot (y_{sup} + h_c - y_u) \quad (7.24)$$

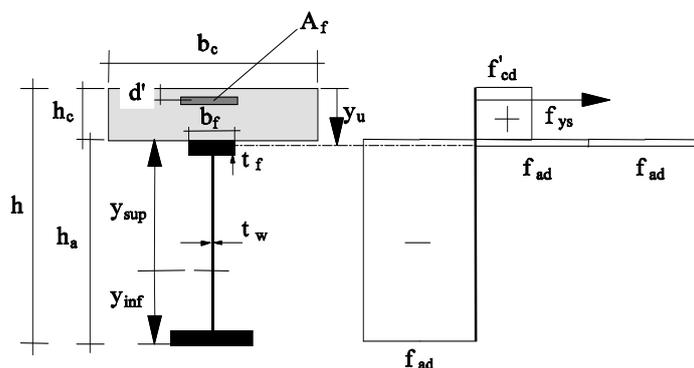


Fig. 7.7: Analisi plastica con asse neutro nello spessore dell'ala superiore.

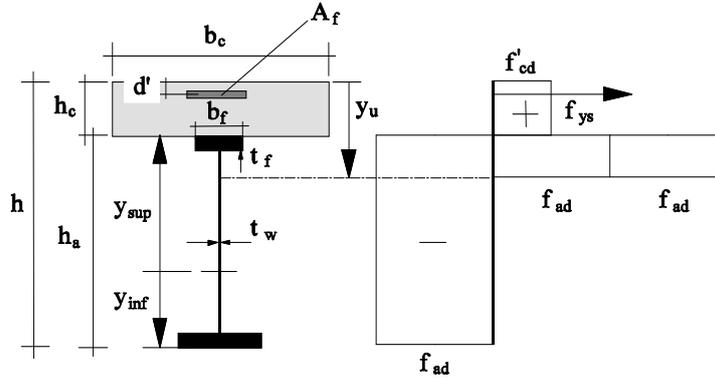


Fig. 7.8: Analisi plastica con asse neutro nell'anima

Nel terzo caso, l'asse neutro ed il momento valgono:

$$y_u = h_c + t_f + \frac{A_a \cdot f_{ad} - A_c \cdot f'_{cd} - 2b_f \cdot t_f \cdot f_{ad} - 4A_r \cdot f_{ad}}{2 \cdot t_w \cdot f_{ad}} \quad (7.25)$$

$$M_{pl,RD} = 2 \cdot \left[b_f \cdot t_f \cdot (y_u - h_c - t_f / 2) + t_w \cdot (y_u - h_s - t_f)^2 / 2 \right] \cdot f_{ad} + \\ + 2 \cdot \left[2A_r \cdot (y_u - h_c - t_f - d_r) \right] \cdot f_{ad} + A_c \cdot f'_{cd} \cdot (y_u - h_c / 2) + \\ + A_a \cdot (y_{sup} + h_c - h_u) \cdot f_{ad} \quad (7.26)$$

dove A_r rappresenta l'area di ciascun raccordo anima-ala e d_r la distanza dal bordo inferiore della flangia del baricentro del raccordo.

Nelle zone sottoposte a momento negativo, il momento ultimo si ricava ipotizzando un diagramma ancora a blocchi delle tensioni con riferimento alle parti reagenti della sezione, costituite soltanto dal profilo metallico e dalla armatura della soletta.

Analogamente al caso di soletta compressa, si possono in generale distinguere tre casi:

- asse neutro tangente superiormente al profilo (se $A_f f_{sd} > A_a f_{ad}$);
- asse neutro nell'ala superiore della trave metallica (Fig. 7.9);
- asse neutro nell'anima della trave metallica (Fig. 7.10).

Nel primo caso l'asse neutro è inessenziale alla determinazione del momento ultimo, che vale:

$$M_{pl,RD} = A_u (y_{sup} + h_c - d') \cdot f_{ad} \quad (7.27)$$

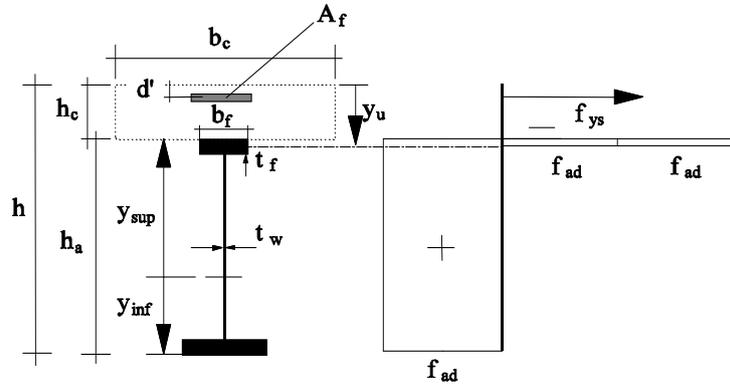


Fig. 7.9: Analisi plastica a momento negativo ed asse neutro nell'ala superiore

Nel secondo caso l'asse neutro ed il momento ultimo valgono rispettivamente:

$$y_u = h_c + \frac{A_a \cdot f_{ad} - A_s \cdot f_{sd}}{2 \cdot b_f \cdot f_{ad}} \quad (7.28)$$

$$M_{pl,Rd} = -2 \cdot \left(b_f \cdot (y_u - h_c) \cdot \left(\frac{h_c + y_u}{2} - d' \right) \right) \cdot f_{ad} + A_a \cdot (y_{sup} + h_c - d') \cdot f_{ad} \quad (7.29)$$

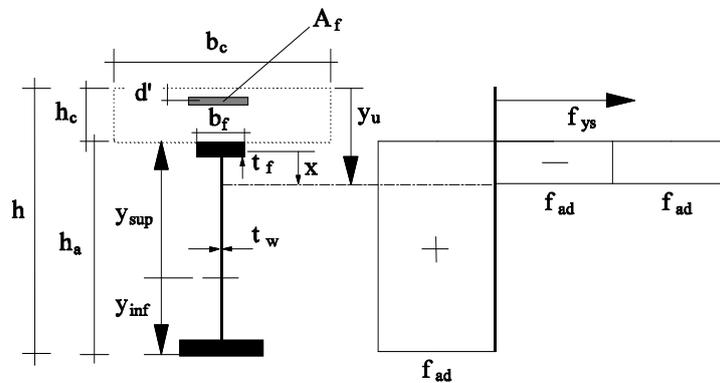


Fig. 7.10: Analisi plastica a momento negativo ed asse neutro nell'ala

Nel terzo caso infine si ottiene:

$$y_u = h_c + t_f + \frac{A_f \cdot f_{ad} - A_s \cdot f_{sd} - 2b_f \cdot t_f \cdot f_{ad} - 4A_r \cdot f_{ad}}{2 \cdot t_w \cdot f_{ad}} \quad (7.30)$$

$$\begin{aligned}
M_{pl,RD} = & 2 \cdot \left[b_f \cdot t_f \cdot (y_u - h_c - t_f / 2) + t_w \cdot (y_u - h_c - t_f)^2 / 2 \right] \cdot f_{ad} + \\
& + 2 \cdot \left[2A_r \cdot (y_u - h_c - t_f - d_r) \right] \cdot f_{ad} + \\
& + A_c \cdot f_{sd} \cdot (y_u - d') + A_a \cdot (y_{sup} + h_c - y_u) \cdot f_{ad}
\end{aligned} \quad (7.31)$$

Per la verifica a taglio con il metodo plastico deve essere preliminarmente determinato il taglio resistente allo s.l.u in assenza di flessione.

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{con } \gamma_{M0} = 1,05 \text{ (coefficiente di sicurezza)} \quad (7.32)$$

dove A_v è l'area dell'anima della trave nei profilati a doppio T compreso i raccordi circolari, incrementata di una porzione d'ala adiacente ai raccordi e di spessore pari alla metà dello spessore dell'ala.

$$A_v = A_g - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad (7.33)$$

Se il taglio sollecitante è inferiore al 50% di V_{Rd} , allora la verifica è soddisfatta e non vi è influenza sulla verifica flessionale.

Se V_{Ed} è maggiore del 50 % di V_{Rd} si deve considerare una resistenza ridotta a flessione.

7.3 Metodi approssimati di calcolo delle travi continue

Le travi composte semplicemente appoggiate rappresentano il più naturale utilizzo della tipologia composta acciaio calcestruzzo in quanto il profilo di acciaio lavora prevalentemente a trazione mentre la soletta è soggetta a sforzi di compressione. Inoltre la flangia potenzialmente compressa, quella superiore, è vincolata alla soletta che è generalmente in grado di contrastare i fenomeni di instabilità locale.

Lo stato limite ultimo si può raggiungere essenzialmente per formazione della cerniera plastica in mezzera della trave, per collasso delle connessioni trave-soletta, ovvero, anche se raramente, per collasso o instabilità a taglio dell'anima del profilo.

Il progetto della sezione deve pertanto assicurare che il momento di progetto sia inferiore al momento ultimo della sezione che, come descritto nel precedente paragrafo 7.2.3, si ricava da diagrammi a blocchi delle tensioni.

Un problema frequente è costituito dalla progettazione della sezione metallica una volta che sia assegnata la soletta. A tale scopo si può determinare una altezza complessiva di tentativo della trave composta sulla base di valutazioni architettoniche o riguardanti la deformabilità flessionale ($L/h = 16-20$), e calcolare l'area del profilo metallico nella ipotesi ottimale di diagramma con profilo metallico completamente plasticizzato in trazione ovvero con asse neutro al limite superiore della soletta metallica o interno alla soletta. Nella ipotesi di profilo simmetrico con soletta rettangolare direttamente poggiata sull'ala superiore della trave metallica, il braccio della coppia interna allo s.l.u. vale $h/2$ e l'area del profilo si ricava dall'equilibrio alla rotazione:

$$A_a = \frac{2 \cdot M_{Ed}}{h \cdot f_{ad}} < \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{ad}} \quad (7.34)$$

Il rispetto del limite superiore è generalmente soddisfatto in quanto le solette sono spesso sovrabbondanti; in ogni caso, nella ipotesi che la verifica non sia soddisfatta per un buon sfruttamento della trave metallica occorre incrementare la soletta o l'altezza della trave.

La conoscenza dell'area della trave consente di scegliere il profilo con l'area assegnata nell'ambito di quelli di altezza prossima a quella ipotizzata.

Seguendo il criterio di progetto illustrato, l'asse neutro in condizioni ultime è sempre contenuto nella soletta. Se le correzioni all'area della soletta o all'altezza della trave per rispettare la disuguaglianza indicata non sono perseguibili, si possono ottenere soluzioni con l'ala superiore del profilo sollecitata a compressione.

Al riguardo, imponendo che il momento complessivo sia maggiore di quello della trave valutato cautelativamente come somma del momento ultimo del profilo da progettare più lo sforzo ultimo della soletta per un braccio ridotto ($h_c/2$), si ottiene:

$$M_{pl,Rd} \geq M_{pl,a} + f_{cd} \cdot A_c \cdot h_c / 2 \quad (7.35)$$

Da tale relazione si può agevolmente ricavare il momento plastico del profilo risolvendo rispetto al momento plastico della trave la precedente relazione scritta in forma di uguaglianza:

$$M_{pl,a} = M_{pl,Ed} - A_c \cdot h_c \cdot f_{cd} / 2 \quad (7.36)$$

Possono pertanto verificarsi le due situazioni tipiche per la sezione composta soggetta a momento positivo nella ipotesi di completa interazione, la prima con asse neutro interno all'ala superiore del profilo, la seconda con asse neutro nell'anima del profilo.

Mentre nelle travi isostatiche il calcolo delle sollecitazioni dovute ai carichi non è per definizione influenzato dalla variazione delle inerzie lungo l'asse delle travi ed inoltre le distorsioni interne come quelle connesse al ritiro non modificano le reazioni vincolari, nelle travi continue entrambi i fenomeni determinano comportamenti significativamente non lineari che possono essere studiati con analisi iterative al passo, generalmente poco proponibili nella pratica progettuale.

Infatti la fessurazione delle zone sottoposte a momento negativo determina una variazione dell'inerzia lungo l'asse della trave essendo la parte fessurata di inerzia inferiore a quella della parte compressa integra.

D'altra parte la viscosità ed il ritiro, determinando curvature anelastiche distribuite prevalentemente nelle zone sottoposte a momento positivo, modificano lo stato di sollecitazione e quindi l'entità delle zone fessurate.

Sono pertanto state introdotte dalla normativa tecnica (EC4) modelli di analisi approssimati capaci di tener conto della parte prevalente degli effetti non lineari. I metodi proposti sono essenzialmente due: analisi elastica a trave non fessurata [*analisi non fessurata*] ed analisi elastica fessurata [*analisi fessurata*]. I due metodi differiscono per il grado di complessità e per il livello di precisione raggiungibile, entrambi crescenti dal primo al secondo metodo.

Nel primo metodo, l'analisi delle sollecitazioni sugli schemi iperstatici viene effettuata ipotizzando travi ad inerzia costante, pari a quella delle sezioni non parzializzate soggette a momento positivo. I momenti negativi ottenuti vengono ridotti con coefficienti che tengono

conto del tipo di analisi che si intende seguire (elastica, elastica con redistribuzione dei momenti) e della classe del profilo.

E' infatti evidente che in presenza di un comportamento elastico delle armature lo scostamento dalla linearità sarà più contenuto, essendo generalmente assenti le deformazioni plastiche delle parti metalliche. D'altra parte assegnare un coefficiente di redistribuzione molto minore dell'unità richiede deformazioni plastiche rilevanti delle sezioni critiche, sedi di deformazioni plastiche, che sono compatibili solo con classi di profili caratterizzate da buone capacità duttili.

In pratica, i coefficienti di riduzione minimi adottabili per i momenti negativi δ sono riportati nella seconda colonna della Tab. 7.1 (cfr. Tabella 5.1, EC4 draft 1° gennaio 2002):

Classe profilo	Analisi elastica fessurata	Analisi elastica non fessurata
I	0,75	0,60
II	0,85	0,70
III	0,90	0,80
IV	1,00	0,90

Tab. 7.1: Coefficienti di riduzione in funzione della classe della sezione

Ovviamente quando si adottino tali coefficienti riduttivi, è necessario per l'equilibrio incrementare coerentemente i momenti in campata. A più bassi coefficienti di redistribuzione corrispondono pertanto maggiori momenti positivi e minori armature integrative sulle solette nelle zone a momento negativo. Minori momenti negativi determinano inoltre profili più leggeri qualora il momento negativo sia determinante nella progettazione.

Il secondo metodo consiste nel fissare a priori la distribuzione delle zone fessurate. Esse sono individuate nelle zone adiacenti agli appoggi intermedi delle travi continue aventi lunghezza $0,15 L$. Le travi sono pertanto divise in due zone, la prima integra soggetta prevalentemente a momento positivo, la seconda fessurata soggetta prevalentemente a momento negativo.

Questo secondo metodo si presta anche a tener conto in maniera più precisa degli effetti lenti, viscosità e ritiro, che riguardano essenzialmente le zone delle travi soggette a momento positivo con soletta reagente.

Il primo metodo proposto consente di pervenire a sollecitazioni delle sezioni abbastanza vicine a quelle di verifica senza un preventivo dimensionamento della trave metallica e, quindi, è facilmente utilizzabile nel progetto delle sezioni.

Per la generica campata, noti i momenti minimi e massimi, il progetto del profilo può essere fatto seguendo per il momento positivo la stessa procedura descritta per la trave in semplice appoggio. Per il momento negativo, ridotto eventualmente mediante un adeguato coefficiente di redistribuzione, occorre progettare l'armatura integrativa: tale progettazione si effettua determinando l'asse neutro a partire dall'equilibrio delle forze interne alla rotazione intorno all'armatura integrativa. Per asse neutro che taglia l'anima si ottiene:

$$A_a \cdot f_{ad} \cdot (y_{\text{sup}} + h_c - d') - 2 \cdot [(b_f \cdot t_f) \cdot (h_c + t_f / 2 - d')] \cdot f_{ad} + \\ + 2 \cdot (x \cdot t_w) \cdot (h_c + t_f + x / 2 - d') \cdot f_{ad} = M_{pl,Sd}^{(-)} \quad (7.37)$$

essendo x la distanza dell'asse neutro dall'estremo inferiore della flangia tesa.

Determinata l'incognita x , l'area di armatura integrativa si ottiene dall'equilibrio alla rotazione:

$$A_s = \frac{(d_w - 2x) \cdot f_{ad} \cdot t_w}{f_{sd}} \quad (7.38)$$

Nel calcolo delle travi continue occorre anche definire la larghezza collaborante della soletta con criteri diversi a seconda che si valutino deformazioni o si eseguano verifiche tensionali. In quest'ultimo caso la larghezza collaborante può essere intesa come la larghezza della soletta per la quale le tensioni massime nella sezione, trattata ipotizzando la conservazione delle sezioni piane, sono uguali a quelle massime nella trave effettiva, che è invece caratterizzata da un andamento variabile delle tensioni sulle fibre della soletta alla stessa quota. Seguendo le prescrizioni dell'EC4, occorre assumere una diversa larghezza collaborante per il calcolo della struttura iperstatica, e per la verifica delle sezioni nelle zone di momento positivo e negativo. Nel primo caso, la soletta collaborante è limitata superiormente da ciascun lato dell'asse della trave da $l_0/8$ essendo l_0 la zona di momento positivo, assunta pari a $0,7L$ nelle campate intermedie e $0,85L$ nelle campate di estremità.

Nella verifica delle sezioni occorre considerare nelle zone a momento positivo la stessa larghezza collaborante determinata per il calcolo della struttura iperstatica, mentre nelle zone soggette a momento negativo la larghezza collaborante è limitata da ciascun lato dal rapporto $l_0/8$ con l_0 pari a $0,25 \cdot (L_1 + L_2)$ essendo L_1 ed L_2 le luci delle campate adiacenti all'appoggio in questione.

Le Istruzioni CNR 10016/2000 prescrivono un valore della larghezza efficace calcolabile come segue:

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} + b_c \quad (7.39)$$

in cui b_c rappresenta lo spazio effettivamente occupato dal dispositivo di connessione tra la trave e la soletta; b_{e1} e b_{e2} dipendono invece dalle caratteristiche geometriche della trave composta, dalle condizioni di vincolo e di sollecitazione. Si assume:

$$b_{e1}, b_{e2} = \min \left[\frac{l_0}{8}, d, \frac{i}{2} \right] \quad (7.40)$$

con l_0 pari alla distanza tra i punti di nullo del momento, “ d ” la distanza dal bordo libero ed “ i ” l'interasse tra le travi.

7.4 Progetto dei connettori

Il progetto dei connettori si differenzia a seconda del tipo di calcolo eseguito per la struttura: calcolo elastico, calcolo elastico con redistribuzione dei momenti, calcolo plastico.

Mentre nel primo e nel secondo caso il calcolo dei connettori è basato sullo scorrimento che localmente si produce tra trave metallica e soletta, nel terzo caso il calcolo deve assicurare il trasferimento alla soletta degli sforzi necessari all'equilibrio in condizioni di meccanismo delle sezioni critiche, intese come sezioni in cui si raggiunge il momento plastico positivo o negativo, ovvero, di appoggio di estremità. Nel caso più generale in cui il carico di progetto non determini il raggiungimento del collasso delle sezioni critiche, il progetto dei connettori si esegue a partire dall'ipotesi di meccanismo determinando i connettori necessari (connettori a completo ripristino di resistenza), ed effettuando successivamente una riduzione del numero dei connettori per tener conto delle parziali esigenze statiche connesse al livello di sollecitazione previsto. Tale riduzione è condizionata dalla duttilità dei connettori che sono classificati in duttili e meno duttili. In generale è raccomandato l'utilizzo di connettori duttili i quali possono ritenersi tali quando sono capaci di uno scorrimento ultimo non minore di 6 mm.

Tenendo conto della estesa gamma di connettori utilizzabili, si evidenzia come la problematica del dimensionamento dei connettori deve tener conto del problema complesso della interazione tra acciaio e calcestruzzo che assume forme diverse in dipendenza della forma dei connettori e dello loro rigidità. Le normative tecniche specifiche forniscono per i più diffusi tipi di connettori formule di origine sperimentale per la determinazione del massimo sforzo di taglio trasmissibile dal singolo connettore. Le più moderne normative affiancano generalmente due espressioni, l'una relativa alla rottura lato calcestruzzo e l'altra relativa alla rottura lato acciaio, ed hanno una impostazione agli stati limite.

Ad esempio le norme CNR 10016/ 2000 introducono vari tipi di connessioni:

- connessioni a taglio
- connessioni a staffa
- connessioni composte da connettori a taglio ed a staffa
- connessioni a ad attrito.

7.4.1 Determinazione delle sollecitazioni sui connettori

Come si è già avuto modo di accennare, la verifica dei connettori può essere condotta a partire sia da una analisi elastica che da una analisi plastica della sezione composta.

Quanto alla prima metodologia, l'analisi consiste nella determinazione dello sforzo di scorrimento al livello della corda *b-b* di separazione tra le due parti collegate (Fig. 7.11) utilizzando la Teoria di Jourawsky che si basa, tra l'altro, sull'assunzione di un comportamento elastico delle due parti che costituiscono la struttura.

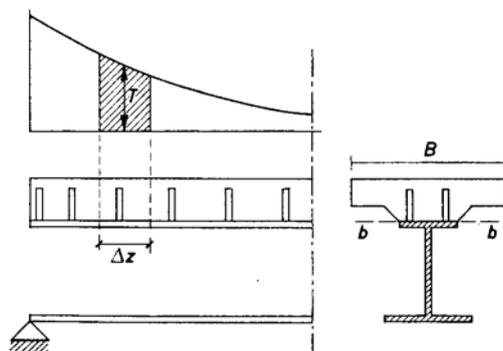


Fig. 7.11: Schema di verifica strutturale dei connettori

A partire dal valore di progetto V_{Ed} del taglio sollecitante legato ai carichi che agiscono sulla sezione composta, ossia applicati una volta che sia già intervenuta la solidarietà strutturale tra soletta e trave (nella soluzione non puntellata si tratta del taglio dovuto ai carichi mobili, alle sovrastrutture ed alle opere complementari), si ha in campo elastico un valore ΔS dello sforzo di scorrimento nel tratto Δz fornito dalla seguente relazione:

$$\Delta S = \frac{V_{Ed} S_x'}{I_x} \Delta z = \tau \Delta z \quad (7.41)$$

dove le caratteristiche S_x' e I_x sono valutate con riferimento alla sola sezione reagente (escludendo l'eventuale area di calcestruzzo teso) come già assunto nel caso di sezioni in cemento armato.

Un metodo alternativo per la valutazione delle azioni che competono ai connettori può essere basato su un calcolo plastico della trave, valutando, cioè l'azione che deve essere applicata dai connettori alla soletta in c.a. per garantirne l'equilibrio globale in direzione longitudinale. La Fig. 7.12 mostra la parte una trave composta, considerata in schema appoggiato-appoggiato (ovvero riferita all'appoggio esterno della campata di riva di una trave continua), compresa tra l'appoggio e la sezione di momento massimo: tali sezioni vengono generalmente indicate come "sezioni critiche". Affinché nella sezione di momento massimo possa essere sviluppato completamente il momento plastico della sezione composta $M_{pl,Rd}$. Dal punto di vista della distribuzione interna delle tensioni sulla sezione più sollecitata, possono verificarsi le due situazioni rappresentate nella Fig. 7.12:

- se l'asse neutro allo S.L.U. taglia la sezione della soletta (ovvero se $A_c f_{cd} + A_s f_{sd} > A_a \cdot f_{ad}$), come già illustrato nella Fig. 7.6, la sezione del profilo metallico risulta sollecitata uniformemente da una tensione pari a f_{ad} e, dunque, la risultante delle trazioni su di essa è pari a $F_{a,pl} = A_a f_{ad}$; per l'equilibrio alla traslazione della sezione composta, anche la risultante delle compressioni sulla parte reagente di soletta è pari anch'essa a $F_{a,pl}$: in definitiva, per l'equilibrio della soletta alla traslazione

in direzione longitudinale (Fig. 7.12), la connessione deve essere in grado di fornire una azione d'interfaccia F_{cf1} valutabile come segue:

$$F_{cf1} = A_a \cdot f_{ad}; \quad (7.42)$$

- se, invece, l'asse neutro allo S.L.U. taglia la parte metallica (ovvero se $A_c f_{cd} + A_s f_{sd} < A_a \cdot f_{ad}$), la sezione della soletta risulta soggetta ad una azione assiale di risultante $A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$ e, dunque, per l'equilibrio della soletta alla traslazione in direzione longitudinale (Fig. 7.12), la connessione deve essere in grado di fornire una azione d'interfaccia F_{cf2} valutabile come segue:

$$F_{cf2} = A_c \cdot f'_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \cdot \quad (7.43)$$

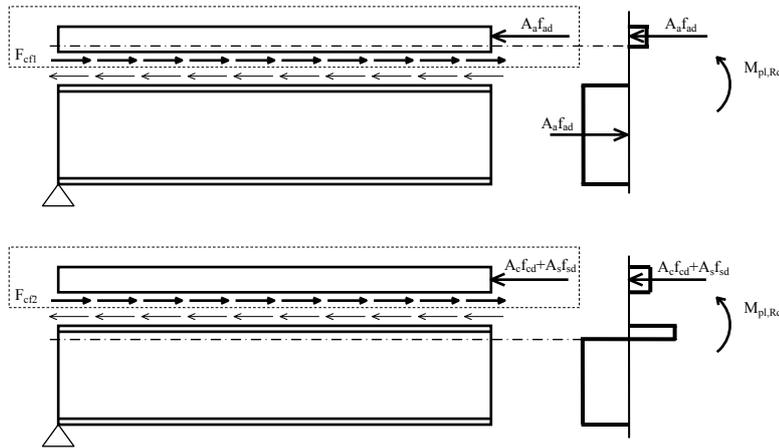


Fig. 7.12: Schema di verifica strutturale dei connettori

In definitiva, allora la connessione a taglio dovrà essere dimensionata per essere capace di resistere ad una azione valutabile come segue:

$$V_l = F_{cf} = \min(F_{cf1}, F_{cf2}), \quad (7.44)$$

Nelle travi continue, tra le sezioni di momento minimo sugli appoggi intermedi e le sezioni di momento massimo in campata, devono essere disposti connettori capaci di consentire sia la plasticizzazione della sezione a momento positivo che negativo. Pertanto la forza di scorrimento da assorbire si incrementa di una seconda aliquota relativa al momento plastico negativo, che è sempre condizionato dalla armatura integrativa nella soletta:

$$V_l = F_{cf} + (A_s \cdot f_{sd}) \quad (7.45)$$

La resistenza V_l , pari a F_{cf} nel caso di travi in semplice appoggio o delle parti esterne di campate di riva in travi continue, richiesta ai connettori consente alla trave composta di sviluppare completamente la resistenza plastica; per questa ragione, connettori la cui resistenza complessiva pari a V_l assicurano il *completo ripristino di resistenza* nella sezione composta.

Se i carichi di progetto non determinano una condizione di meccanismo con contemporanea plasticizzazione delle sezioni a momento positivo e negativo, è possibile ridurre lo sforzo di scorrimento sopra determinato in relazione alla differenza tra il momento positivo di progetto (M_{Sd}) nella campata considerata ed il momento plastico positivo della stessa campata ($M_{pl,Rd}$).

Per connettori duttili si ottiene pertanto una forza di scorrimento ridotta sulla base della relazione lineare seguente:

$$F_c = \frac{M_{Sd} - M_{apl,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{apl,Rd}} \cdot F_{cf} \quad (7.46)$$

in cui $M_{apl,Rd}$ rappresenta il momento plastico del solo profilo metallico.

Per connettori non duttili la relazione che consente la riduzione dello sforzo F_{cf} diventa bilineare. Nella relazione intervengono altri tre parametri: $M_{el,Rd}$ che rappresenta il momento che sulla trave composta determina la prima plasticizzazione del profilo metallico, F_{el} che rappresenta lo sforzo sostenuto dalla soletta in presenza del momento $M_{el,Rd}$, $M_{a,Sd}$ che rappresenta il momento sulla trave metallica nel procedimento costruttivo senza puntellatura a momento positivo prima che la soletta integri la trave metallica.

Occorre distinguere due casi:

- a) $M_{Sd} \leq M_{el,Rd}$
- b) $M_{Sd} > M_{el,Rd}$

Nel primo caso, lo sforzo di scorrimento ridotto vale:

$$F_c = \frac{M_{Sd} - M_{a,Sd}}{M_{el,Rd} - M_{a,Rd}} F_{el}, \quad (7.47)$$

mentre nel secondo caso risulta:

$$F_c = F_{el} + \frac{M_{Sd} - M_{el,Sd}}{M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}} (F_{cf} - F_{el}). \quad (7.48)$$

In tutti i casi in cui si disponga tra due sezioni critiche un sistema di connessione la cui resistenza complessiva F_c sia inferiore ad F_{cf} , si realizzano membrature composte la cui resistenza flessionale ultima M_{Rd} risulta inferiore a quella plastica $M_{pl,Rd}$ definita nel paragrafo 7.2.3. In tali casi si parla di travi composte a *parziale ripristino di resistenza* (o a *connessione parziale*). Se N è il numero di connettori calcolati per resistere ad una azione di

scorrimento pari a F_c ed N_f il numeri di uguali connettori richiesto per sviluppare una resistenza di F_{cf} , il rapporto:

$$\eta = \frac{N}{N_f} \quad (7.49)$$

si definisce *grado di connessione* della trave composta acciaio calcestruzzo ed soggetto ad alcune limitazioni che saranno riassunte nel seguente paragrafo 7.4.3.

7.4.2 Resistenza di diverse tipologie di connettori

Diversi sistemi meccanici possono essere utilizzati per realizzare la connessione tra soletta e profilato metallico; nel paragrafo introduttivo, la Fig. 7.3 illustra diverse soluzioni tecnologiche proposte per lo scopo.

Nel caso di collegamenti realizzati con barre tonde saldate al laminato, considerazioni analoghe a quelle che si svolgono nella teoria convenzionale del cemento armato portano a disporre le barre inclinate rispetto all'asse della trave.

Si tratta di sistemi di connessione tendenzialmente poco duttili in cui la sollecitazione può essere valutata tratto per tratto secondo una analisi di tipo elastico basata sull'impiego della Teoria di Jourawsky secondo la relazione (7.41). Per la valutazione della efficacia del sistema di collegamento, si può adottare una impostazione analoga alla teoria di *Morsch* che schematizza il complesso acciaio-calcestruzzo resistente agli sforzi di scorrimento attraverso una serie di elementi prismatici compressi di conglomerato (bielle compresse) e in una serie di elementi di acciaio tesi (bielle tese). In realtà nel caso della connessione "soletta in calcestruzzo-trave in acciaio", le incertezze relative all'entità della resistenza di attrito tra trave e soletta, consigliano di assumere per lo stesso valori ridotti se non nulli (reazione del calcestruzzo ortogonale alla soletta). In tal caso si otterrebbe infatti:

$$\Delta S = f_{yd} A_f \cdot \cos \beta \cdot \cos \alpha \quad (7.50)$$

Le istruzioni CNR 10016/2000 riportano la relazione meno conservativa:

$$\Delta S = \frac{f_{yd} A_f \cdot \cos \beta}{\sqrt{1 + \sin^2 \alpha}} \quad (7.51)$$

In base allo stesso sforzo, si procede alla verifica delle saldature che uniscono le barre inclinate al profilato. In esse le tensioni tangenziali si ottengono tramite considerazioni di equilibrio alla traslazione parallelamente all'asse della trave, e quelle di trazione ortogonalmente ai cordoni di saldatura con condizioni di equilibrio alla rotazione.

Tra i connettori a taglio i più diffusi sono quelli a piolo; si tratta di dispositivi di connessione a comportamento molto duttile per i quali può essere proficuamente utilizzata

una analisi di tipo plastico basata sul metodo delle sezioni critiche esposto nella seconda parte del precedente paragrafo. Poiché la crisi della connessione può avvenire o per tranciamento del connettore o per schiacciamento del calcestruzzo a contatto con esso, la sua resistenza viene determinata dal minore dei due valori seguenti:

$$P_{Rd} = 0.80 \cdot f_u \cdot (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \quad (7.52)$$

$$P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} / \gamma_v \quad (7.53)$$

dove:

$$\alpha = 0,2 [(h/d)+1] \quad \text{per } 3 \leq h/d \leq 4 \quad \text{ovvero } \alpha = 1 \quad \text{per } h/d > 4$$

in cui h e d sono rispettivamente altezza e diametro del piolo con $d \leq 25.4$ mm

$$\gamma_v = 1,25 \quad (\text{coefficiente parziale di sicurezza})$$

$$f_u = \text{resistenza ultima a trazione del materiale del piolo non superiore a } 500 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = \text{resistenza caratteristica del calcestruzzo della soletta collegata}$$

Le relazioni (7.52) e (7.53) sono applicabili al caso di pioli muniti di testa collegati da un cordone "normale" di saldatura, intendendosi per tale una saldatura che realizza la fusione tra materiale di apporto e gambo del piolo, con un cordone di diametro medio non minore di $1,25d$ di altezza media non minore di $0,2d$ ed altezza minima non minore di $0,15d$.

Soddisfatte che siano le varie verifiche di resistenza dei connettori, si è in pratica garantita la collaborazione trave-soletta, che porterà i due elementi a lavorare mutuamente fino alla rottura del complesso.

7.4.3 Limitazioni normative

Affinché i connettori possano essere considerati duttili devono essere rispettati dei requisiti dimensionali e tipologici oltre che requisiti di carattere statico. Secondo l'Eurocodice 4, il requisito base affinché un connettore possa essere considerato duttile consiste nel fatto che il valore caratteristico dello scorrimento massimo sia maggiore o uguale a 6 mm.

In particolare, connettori a piolo con altezza maggiore di 4 diametri, diametro tra 16 e 22 mm, possono essere considerati duttili se progettati con un grado di connessione N/N_f pari al rapporto tra il numero dei connettori applicati e quello necessario per garantire il formarsi del meccanismo di collasso con completo ripristino della resistenza plastica delle sezioni in assenza di scorrimento) non inferiore ai seguenti livelli (EC4, bozza del 1° gennaio 2002):

$$L \leq 5m \quad \frac{N}{N_f} \leq 0,4 ;$$

$$5m \leq L \leq 25m \quad \frac{N}{N_f} = 1 - \left(\frac{355}{f_{ay}} \right) \cdot (0,75 - 0,03L) ;$$

$$L \geq 25m \quad \frac{N}{N_f} \geq 1 .$$

Le limitazioni previste dalle CNR10016/2000 non tengono conto, invece, del tipo di acciaio e dunque si ottengono da quelle precedenti semplicemente ponendo pari a 1 il rapporto $355/f_{ay}$.

Nelle precedenti relazioni f_{ay} è la tensione di snervamento del profilo metallico, mentre L rappresenta la distanza nei tratti a momento positivo tra punti di momento nullo.

Infine, per quanto attiene al comportamento reologico del calcestruzzo, esso è responsabile di deformazioni viscosi nel calcestruzzo della soletta sotto l'azione di carichi permanenti, con una conseguente trasmigrazione di sforzi da questa ultima alla trave metallica. In altre parole, la ripartizione iniziale, tra soletta e trave, dell'azione flettente dovuta ai carichi presenti, si modifica al progredire delle deformazioni viscosi nel calcestruzzo, determinando un aggravio di sollecitazione per la trave metallica, mentre le tensioni nella soletta tendono a diminuire.

7.5 Verifiche di stabilità locale delle sezioni metalliche

I metodi di calcolo delle strutture sono legati alle capacità plastiche delle sezioni metalliche. In particolare i profili sono divisi in 4 classi così definiti:

- ▣ *classe 1* profili con alte capacità plastiche, capaci cioè di raggiungere la plasticizzazione delle parti compresse e di deformarsi plasticamente senza perdere capacità portante per elevate rotazioni plastiche;
- ▣ *classe 2* profili con medie capacità plastiche, capaci cioè di raggiungere la plasticizzazione delle parti compresse e di deformarsi plasticamente senza perdere capacità portante per moderate rotazioni plastiche;
- ▣ *classe 3* profili senza significative capacità plastiche, capaci cioè di raggiungere solo il momento di prima plasticizzazione o di snervamento, mentre al crescere della curvatura il momento sopportato dalla sezione si riduce;
- ▣ *classe 4* profili sottili caratterizzati da momenti massimi inferiori a quelli di snervamento, determinabili con riferimento a sezioni convenzionalmente ridotte per tener conto dell'instabilità locale.

La attribuzione dei profili a ciascuna delle classi predette dipende dai rapporti di snellezza delle parti compresse e dalle condizioni di vincolo delle stesse parti. Per i profili a doppio T, che costituiscono la parte prevalente se non quasi esclusiva delle applicazioni nell'ambito delle travi composte acciaio-calcestruzzo, le parti suscettibili di instabilità sono essenzialmente le seguenti:

- le ali compresse non collegate alla soletta in calcestruzzo;
- le anime compresse o parzialmente compresse;
- le ali compresse collegate alla soletta.

Il caso delle ali compresse collegate alla soletta si verifica frequentemente nelle zone di momento positivo quando l'asse neutro taglia il profilo metallico, ma ha scarsa influenza

in quanto, se il collegamento del profilo alla soletta è efficiente, non può intervenire alcuna instabilità dell'ala compressa. La presenza di connettori muniti di testa, è generalmente sufficiente ad evitare l'insorgere di tale fenomeno. Si sottolinea inoltre che in presenza di condizioni ultime che non determinano la completa plasticizzazione della sezione, l'ala superiore del profilo nelle zone di momento positivo è scarsamente sollecitata. Il caso delle ali compresse non collegate alla soletta in calcestruzzo è sempre presente nelle zone di momento negativo e richiede opportuni rapporti c/t , essendo $2c$ la larghezza dell'ala e t il suo spessore. Analogamente per l'anima occorre controllare la snellezza della parte compressa la cui estensione è condizionata dalla posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

Pertanto, per le varie classi di profili, devono essere rispettati i parametri geometrici nella Tab. 7.2. I profili che non rispettano i limiti in tabella sono classificati come profili di classe 4.

In tale tabella αd rappresenta la parte compressa dell'anima di altezza netta d , intesa come altezza dell'anima al netto dei raccordi nei profili laminati e della dimensione dei cordoni nei profili saldati. Per i profili di classe 3, ψ rappresenta invece il rapporto tra la tensione di trazione e la tensione di compressione al limite della zona di anima netta sopra descritta.

Le CNR 10016/2000 considerano *compatte* quelle sezioni composte soggette a momento positivo il cui asse neutro non ricada sull'anima della trave metallica; per essere compatta, una sezione deve rispettare i seguenti requisiti dimensionali:

$$\frac{h_{wc}}{t_w} \leq 33\varepsilon \quad ; \quad \frac{b_1}{t} \leq 9\varepsilon \quad (7.50)$$

in cui h_{wc} è pari all'altezza della parte compressa dell'anima nello stato limite di collasso plastico; b_1 è la semilarghezza della piattabanda compressa.

E' importante sottolineare che per la attribuzione di un profilo ad una data classe occorre considerare sia le ali che l'anima. Mentre i requisiti posti sulle ali compresse dei profili, essendo queste uniformemente sollecitate, sono valutabili a priori, per l'anima la verifica della classe non è in generale possibile prima della verifica a flessione della sezione. Infatti occorre conoscere preliminarmente per le classi 1 e 2 la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime che separa la parte compressa e la parte tesa dell'anima in presenza di un diagramma a blocchi delle tensioni, ovvero per la classe 3, per la quale è previsto una verifica elastica della sezione, il rapporto ($\psi = \sigma_t / \sigma_c$) tra la tensione di minore compressione o di trazione (<0) e la tensione di compressione massima (>0) agli estremi dell'anima netta.

Classe	Ala a doppio T	Anima parzialmente compressa	Anima totalmente. Compressa
1	$c/t \leq 9\varepsilon$ (laminati)	$d/t \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{(13\alpha - 1)} \quad (\alpha > 0.5)$	$d/t \leq 33\varepsilon$

		$d/t \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{(\alpha)} \quad (\alpha < 0.5)$	
2	$c/t \leq 10 \varepsilon$ (laminati)	$d/t \leq \frac{456 \cdot \varepsilon}{(13\alpha - 1)} \quad (\alpha > 0.5)$ $d/t \leq \frac{41.5 \cdot \varepsilon}{(\alpha)} \quad (\alpha < 0.5)$	$d/t \leq 38 \varepsilon$
3	$c/t \leq 14 \varepsilon$ (laminati)	$d/t \leq \frac{42 \cdot \varepsilon}{(0.67 + 0.33\psi)} \quad (\psi > -1)$ $d/t \leq 62 \cdot \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi} \quad (\psi > -1)$	$d/t \leq 42\varepsilon$

Tab. 7.2: Valori dei rapporti dimensionali per la classificazione delle sezioni

Fa eccezione il caso in cui, rispettando l'anima i rapporti in riga 1 o 2, colonna 3, relativa alle anime integralmente compresse, si può a priori asserire che il profilo è di classe rispettivamente 1 o 2 indipendentemente dalla estensione della zona compressa. Il mancato rispetto di tali limiti non esclude tuttavia che il profilo sia ancora classificabile rispettivamente come classe 1 o 2, a valle della analisi della sezione, se sono verificati i più ampi limiti previsti in colonna 2 per anime parzialmente compresse.

7.6 Verifiche di servizio

Le verifiche di servizio delle travi composte sono fortemente influenzate dagli effetti connessi al comportamento reologico del calcestruzzo. Tali effetti non condizionano lo stato limite ultimo in quanto la resistenza ultima delle sezioni non è influenzata dalle deformazioni differite. La viscosità ed il ritiro possono al più determinare nelle travi continue incrementi delle rotazioni plastiche richieste allo s.l.u. rispetto al caso di carichi istantanei.

Gli effetti più rilevanti del comportamento reologico sono invece da ricercarsi negli stati limite di servizio di tipo deformativo o tensionale; in questo caso le azioni esterne sono quelle di normale esercizio delle strutture mentre il comportamento meccanico dei materiali può essere assunto elastico lineare salva la fessurazione del calcestruzzo di cui occorre tener conto.

Gli effetti differiti producono nella sezione una redistribuzione interna delle sollecitazioni tra acciaio e calcestruzzo, con un progressivo trasferimento di tensioni dalla soletta al profilo. Sono anche responsabili di una variazione dei momenti flettenti che ha l'aspetto di una redistribuzione, di segno contrario a quella prodotta dalla fessurazione. Infatti la viscosità determina un incremento di curvatura nelle zone soggette a momento positivo, sede degli scorrimenti viscosi, con effetto simile a quello prodotto da una diminuzione di rigidezza, mentre le curvature *anelastiche* dovute al ritiro determinano variazioni del regime di sollecitazione nelle strutture iperstatiche; in entrambi i casi si ha un

aumento dei momenti negativi sugli appoggi interni delle travi continue, che riduce o addirittura elimina la redistribuzione dei momenti dovuta alla fessurazione sotto i carichi iniziali.

Per la valutazione corretta delle sollecitazioni in esercizio nelle travi continue occorre pertanto utilizzare una procedura di calcolo che tenga conto della fessurazione della soletta nelle zone fessurate ($M > M_{cr}$, momento di prima fessurazione), con il conseguente effetto di tension-stiffening, e degli effetti a lungo termine dovuti alla viscosità ed al ritiro.

Per definire la suddivisione della trave in zona parzializzata e zona tutta reagente, è opportuno far riferimento al momento di I fessurazione M_{cr} determinabile come:

$$M_{cr} = W_1 \cdot n \cdot f_{ct} = \frac{I_1}{y_1} \cdot n \cdot f_{ct} \quad (7.51)$$

essendo W_1 il modulo di resistenza a momento negativo della sezione integra omogeneizzata rispetto all'acciaio (calcestruzzo della soletta non fessurato). Nelle zone non fessurate la rigidità flessionale è pari a quella "integrata" $E_a I_1$ (profilo + calcestruzzo); nelle zone fessurate il comportamento flessionale è intermedio tra quello di sezione interamente reagente e quello di sezione totalmente fessurata a causa del tension-stiffening e può essere interpretato mediante la formula di interpolazione proposta da Favre e recepita dal CEB, espressa in termini di curvatura:

$$\theta_m = \theta_1 \cdot \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 + \theta_2 \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \right] \quad (7.52)$$

$$\theta_1 = \left(\frac{M}{E_a I_1} \right) ; \quad \theta_2 = \left(\frac{M}{E_a I_2} \right) \quad (7.53)$$

In alternativa si può calcolare una rigidità equivalente $E_a I_m$ in cui l'apporto dell'armatura metallica in zona tesa è incrementato per tener conto del tension stiffening.

Gli effetti differiti, infine, possono essere presi in conto in maniera semplificata, ma sufficientemente affidabile, separando gli effetti della viscosità e del ritiro. Al riguardo sono utilizzabili il metodo del modulo efficace (EM) per la viscosità ed il metodo AAEM, con coefficiente di invecchiamento $\chi=0,5$ per la determinazione della curvatura da ritiro. In sintesi, l'effetto a lungo termine dei carichi permanenti (quasi permanenti nella definizione normativa che comprende sia le azioni da peso proprio che quelle derivanti da carichi permanenti e da quote di carichi variabili), si valuta assumendo un modulo di elasticità ridotto con il conseguente coefficiente di omogeneizzazione appresso indicato:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{(1+\varphi)} \quad \Rightarrow \quad n_{eff} = \frac{E_a}{E_c} \cdot (1+\varphi) \quad (7.54)$$

La curvatura dovuta ai carichi esterni, risulta:

$$\theta_t = \left(\frac{M}{E_s I_{1,eff}} \right) \quad (7.559)$$

Per il ritiro, essendo nulle le tensioni iniziali, si può definire un modulo corretto per tener conto dell'invecchiamento del materiale e dell'incremento progressivo nel tempo delle deformazioni da ritiro, ottenendo:

$$E_{c,adj} = \frac{E_c}{(1 + 0.5\varphi)} \Rightarrow n_{adj} = \frac{E_a}{E_c} \cdot (1 + 0.5\varphi) \quad (7.60)$$

La curvatura determinata dal ritiro vale allora:

$$\theta_{sh} = \left(\frac{S_{c,adj}}{I_{1,adj}} \right) \cdot \varepsilon_r \quad (7.61)$$

essendo $S_{c,adj}$ il momento statico della soletta di calcestruzzo rispetto al baricentro della sezione omogeneizzata rispetto all'acciaio con un coefficiente di omogeneizzazione n_{adj} , ed ε_r la deformazione da ritiro.

L'analisi delle sollecitazioni dovrebbe essere iterativa a causa della non-linearità dovuta alla fessurazione. Infatti non è nota a priori la estensione dei tratti fessurati né l'entità del tension stiffening, legato al valore dei momenti. Tuttavia, i metodi suggeriti dalle normative per le applicazioni pratiche consentono di evitare tale complicazione.

In condizioni di servizio è importante che le armature metalliche nelle zone di momento negativo siano sufficientemente distanti dalla condizione di snervamento che determinerebbe una apertura incontrollata delle fessure. Questa condizione sfavorevole può preferibilmente presentarsi quando il progetto allo s.l.u. è stato eseguito applicando il metodo plastico o elastico con redistribuzione dei momenti, e contemporaneamente gli effetti lenti sono rilevanti.

Si può mostrare, infine, che il coefficiente δ_s di redistribuzione dei momenti di servizio è dipendente principalmente dal rapporto di inerzia I_2/I_1 , dalla curvatura "anelastica" da ritiro adimensionalizzata rispetto a quella prodotta dai carichi $\bar{\theta} = \theta_r / \theta_M$, e dal rapporto $\mu_{cr} = M_{cr} / M_{min}$ tra il momento di prima fessurazione ed il momento minimo sugli appoggi interni. Trascurando quest'ultima influenza, con modesta approssimazione per $\mu_{cr} \leq 0,3$, si può scrivere:

$$\delta_s = \left(\frac{I_2}{I_1} \right)^\alpha \cdot (1 + k_\theta \cdot \bar{\theta}) \quad (7.62)$$

essendo i coefficienti $\alpha=0,25$ e $K_\theta=0,60$ definiti sulla base di analisi parametriche (Faella et al., 1996).

Altre limitazioni tensionali dovrebbero riguardare le tensioni di compressione sulla soletta che, coerentemente con l'EC2, non dovrebbero superare il 45% della tensione di progetto per la condizione di carico rara ed il 60% della stessa tensione per la condizione di carico frequente, al fine di limitare deformazioni da viscosità in campo non lineare e microfessurazioni in compressione del calcestruzzo.

7.7 Stato limite di fessurazione

Un altro aspetto importante del comportamento in condizioni di servizio di una trave composta continua, è costituito dalla fessurazione della soletta in zona tesa che richiede apposite verifiche. Tale fenomeno deve essere limitato ad un livello tale da non pregiudicare la durabilità o rendere inaccettabile l'aspetto ed il corretto funzionamento.

Il problema è assente nelle campate appoggiate in quanto la soletta è compressa dai carichi esterni ed il solo ritiro non è sufficiente a determinare una fessurazione significativa.

La verifica di fessurazione può essere in generale condotta a tre livelli:

- a) stato limite di decompressione;
- b) stato limite di formazione delle fessure;
- c) stato limite di ampiezza delle fessure.

Nelle travi composte il primo stato limite ("decompressione") ha senso solo in presenza di precompressione della soletta nelle zone di momento negativo; tale soluzione costruttiva è spesso adottata proprio per ridurre la fessurazione negli impalcati da ponte dove la ripetizione dei carichi e le condizioni di esposizione rendono la fessurazione particolarmente insidiosa.

La verifica dello <stato limite di formazione delle fessure> consiste nel controllare che la tensione di trazione rimanga inferiore a quella caratteristica per trazione:

$$|\sigma_{ct}| \leq f_{ctk} \quad (7.63)$$

Tale verifica può anche essere espressa in termini di caratteristiche della sollecitazione controllando che il momento minimo risulti minore in valore assoluto del momento di fessurazione:

$$|M_{min}| \leq M_{cr} \quad (7.564)$$

La condizione, pur facendo riferimento alla condizione di carico quasi permanente per la quale è richiesta la verifica di fessurazione, è generalmente troppo onerosa da soddisfare a causa della limitata resistenza a trazione del calcestruzzo. Pertanto la verifica dello stato limite di fessurazione può essere eseguita controllando l'entità della ampiezza delle fessure.

Il calcolo dell'ampiezza delle fessure di seguito riportato è significativo se l'armatura tesa non ha raggiunto lo snervamento. Pertanto è preliminare al controllo dell'ampiezza delle fessure generalmente eseguito in condizione di carico semipermanente, che non si sia raggiunto lo snervamento per la più gravosa delle condizioni di carico di servizio (condizione di carico rara).

La valutazione dell'ampiezza delle fessure si effettua in linea di principio valutando la differenza di allungamento tra le barre di armatura ed il calcestruzzo nel tratto compreso tra due fessure:

$$w_m = \int_0^s (\varepsilon_s - \varepsilon_c) \cdot dz = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \cdot s_{sm} \quad (7.65)$$

essendo ε_{sm} ed ε_{cm} le deformazioni medie nell'armatura e nel calcestruzzo teso, s_{sm} la distanza tra le fessure. Trascurando nella relazione precedente la deformazione del

calcestruzzo ε_{cm} rispetto a quella dell'acciaio teso, si può esprimere quest'ultima in funzione delle deformazioni estreme ε_{s1} ed ε_{s2} relative alle condizioni di calcestruzzo teso reagente (sezione non fessurata) e di calcestruzzo completamente non reagente (sezione fessurata).

Allo scopo si utilizza una combinazione convessa, regolata dal livello tensionale raggiunto dall'armatura nella sezione in rapporto a quello di prima fessurazione. Si pone infatti:

$$\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{s1} \cdot \gamma + \varepsilon_{s2} \cdot (1 - \gamma) = \varepsilon_{s1} \cdot \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \right)^2 + \varepsilon_{s2} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (7.576)$$

con σ_s tensione nell'armatura prodotta dal momento applicato e σ_{sr} tensione nell'armatura prodotta dal momento di prima fessurazione M_{cr} , entrambe calcolate a sezione parzializzata, β_1 e β_2 , come per il c.a. normale, coefficienti legati alla aderenza delle armature ed alle modalità di applicazione del carico e/o permanenza dello stesso.

La distanza tra le fessure si esprime mediante una relazione di genesi teorico sperimentale; essa fornisce la distanza tra le fessure sulla base di parametri quali il diametro delle barre di armature, il copriferro, la percentuale delle armature, le caratteristiche di aderenza tra acciaio e calcestruzzo, il tipo di sollecitazione (trazione o trazione-flessione).

La relazione regolamentare vale:

$$s_m = 50 + \frac{0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot D}{\rho_r} \quad (7.587)$$

Per la verifica dell'ampiezza delle fessure si usa in genere il suo valore caratteristico w_k , ricavabile come frattile superiore della distribuzione probabilistica delle ampiezze delle fessure, che si pone:

$$w_k = 1.7 \cdot w_m \quad (7.598)$$

Per la limitazione sulla ampiezza delle fessure si può far riferimento alle relative prescrizioni imposte dalle vigenti normative sul cemento armato; esse prescrivono aperture delle fessure comprese tra 0,1 e 0,4 mm in relazione alle condizioni ambientali ed alle combinazioni di carico allo stato limite d'esercizio.

7.8 Stato limite di deformazione

Per lo stato limite di deformazione occorre limitare l'inflessione delle travi in modo che non ne venga pregiudicata la funzionalità con particolare riferimento nelle travi di edifici alla integrità delle finiture e degli elementi non strutturali. Per quanto riguarda il calcolo delle frecce in travi iperstatiche, esso deve essere eseguito assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali ma considerando la fessurazione delle solette in zona tesa.

Pertanto, applicando il metodo della forza unitaria, la freccia massima in una campata di una travata continua si esegue utilizzando la relazione:

$$f_c = \int_0^l M^{(1)}(z) \cdot \theta(z) dz \quad (7.609)$$

essendo $M^{(1)}$ il momento dovuto alla forza unitaria applicata nel punto di massima inflessione sulla trave considerata semplicemente appoggiata, $\theta(z)$ la curvatura dello schema reale, pari a $M/E_s I_1$ per carichi istantanei, a $M/E_s I_{1,eff} + \theta_r$ nel caso di carichi di lunga durata e di ritiro, a $M/E_s I_2$ nelle zone di momento negativo in assenza di tension stiffening, ovvero in base alle relazioni di interpolazione convessa (7.65). Nella valutazione dei momenti lungo l'asse della trave è possibile tener conto della redistribuzione dei momenti dovuta alla fessurazione ed agli effetti lenti, mediante una analisi non lineare ovvero valutando la redistribuzione con la relazione semplificata (87).

Nel caso in cui la connessione trave-soletta sia a parziale ripristino di resistenza e di rigidità, si hanno valori delle frecce più grandi, specialmente in presenza di carichi ripetuti, a causa della maggiore deformabilità flessionale della membratura. Sono disponibili in letteratura formule di genesi teorico-sperimentale per tener conto in modo semplificato della deformabilità della connessione. Si riporta la formula suggerita dall'EC4 (Norma italiana, Bozza del 1994):

$$f = f_{full} \cdot \left[1 + c \cdot \left(1 - \frac{N}{N_f} \right) \cdot \left(\frac{f_a}{f_{full}} - 1 \right) \right] \quad (7.70)$$

essendo $N/N_f (<1)$ il grado di connessione, f_a la freccia nell'ipotesi di trave di solo acciaio, f_{full} la freccia della trave considerando la completa interazione ovvero la assenza di scorrimento tra trave e soletta. Il coefficiente numerico c assume i valori 0,5 o 0,3 nei casi di travi di trave puntellata o non puntellata, rispettivamente.

7.9 Un approccio alternativo per la stima delle frecce

Le formule proposte nel paragrafo precedente consentono di quantificare le frecce delle travi composte in funzione del grado di connessione N/N_f ; in particolare, la formula (7.69) implicherebbe che la freccia f sia pari al valore f_{full} ottenibile in assenza di scorrimenti ($N/N_f=1$). Questo fatto è in contraddizione con l'evidenza sperimentale secondo cui anche per connessione a completo ripristino di resistenza ($N/N_f \geq 1$) si possono avere degli scorrimenti di interfaccia dovuti alla deformabilità dei dispositivi di connessione che comportano un aumento della deformabilità della trave. In altre parole questo concetto si può esprimere dicendo che la *completa connessione*, ovvero capace di garantire la formazione di un meccanismo plastico con momenti plastici pari a quelli teorici delle sezioni in assenza di scorrimento, non implica la *completa interazione*, ovvero la assenza di scorrimenti tra trave e soletta. La Fig. 7.13 con riferimento a travi puntellate, rappresenta l'andamento dell'incremento di deformabilità globale, mostrando che la formula lineare dell'EC4 sottostima spesso i valori delle frecce, specie per gradi di connessione elevati.

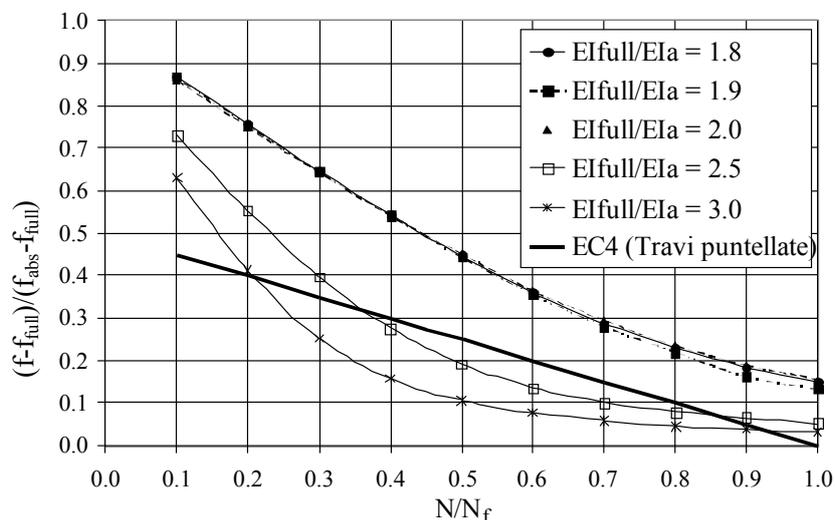


Fig. 7.13: andamento delle frecce in funzione del grado di connessione

Un approccio alternativo per la quantificazione degli effetti della *parziale interazione* sul valore delle frecce nelle travi composte può dunque partire dalla introduzione di un parametro γ che rappresenta il termine di interpolazione tra i due valori f_{full} e f_{abs} , calcolati rispettivamente per interazione completa ed assente, che vanno considerati come estremi del possibile campo di variazione del valore di f .

Si può stabilire, allora, la seguente formula di interpolazione lineare

$$f = f_{full} \cdot (1 - \gamma) + f_{abs} \cdot \gamma \tag{7.71}$$

nella quale al variare di γ da 0 (per interazione completa) ad 1 (in caso di interazione assente) si ottengono i corrispondenti valori della freccia f .

Bisogna ora stabilire l'espressione da assumere per γ ed i parametri da cui essa dipende in funzione del modello assunto per il comportamento della connessione a taglio.

7.9.1 Ipotesi di comportamento lineare della connessione

Una prima espressione del fattore interpolante γ può essere ottenuta sulla base della ben nota teoria di Newmark, che fornisce l'equazione differenziale della curvatura di una trave composta a parziale interazione.

Si può dimostrare (Cosenza e Mazzolani, 1993) che la soluzione di tale equazione con riferimento ad una trave appoggiata può essere ben approssimata dalla seguente relazione razionale:

$$\gamma = \frac{10}{10 + (\alpha L)^2} \tag{7.72}$$

nella quale è stato introdotto la grandezza adimensionale αL definita come segue:

$$\alpha L = \sqrt{\frac{k}{EI_{full} - EI_{abs}} \frac{EI_{full}}{EI_{abs}} h^{*2}} \cdot L \quad (7.73)$$

essendo h^* la distanza tra i baricentri di trave e soletta.

Nell'ultima relazione compare la rigidezza k della connessione ed altre grandezze già definite per la sezione e lo schema statico della trave composta.

L'andamento di γ secondo la formula (7.72) è rappresentata nella Fig. 7.14.

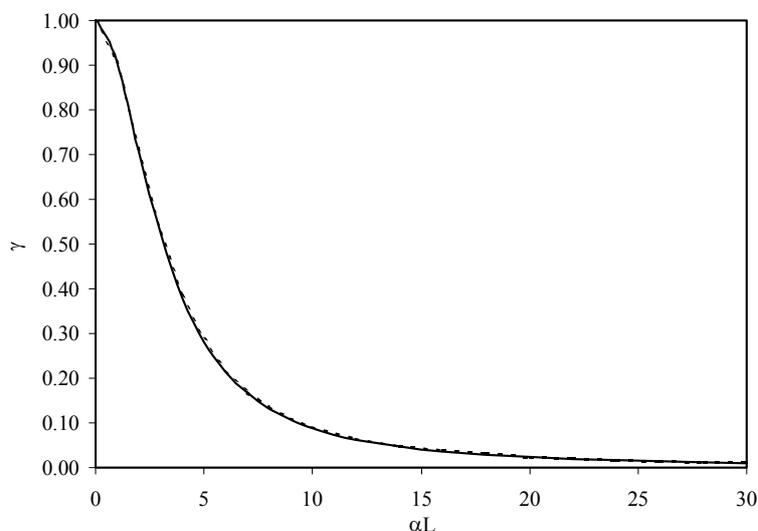


Fig. 7.14: andamento della funzione interpolante γ in ipotesi di linearità del comportamento della connessione

7.9.2 Ipotesi di comportamento non-lineare della connessione

Una modellazione più aderente al reale comportamento dei connettori prevede la possibilità di assumere un andamento non lineare della curva carico-scorrimento P-s (Fig. 7.15).

Per questa strada non è possibile definire un unico valore per la rigidezza k della connessione a taglio, ma bisogna ragionare in termini di rigidezza secante.

Ai fini del metodo semplificato di valutazione delle frecce e tenendo conto delle condizioni di lavoro usuali dei connettori, si può far riferimento al valore secante $k_{50\%}$ corrispondente al 50% della resistenza del connettore. In tal modo si definisce un corrispondente valore $\alpha L_{50\%}$ per il parametro αL :

$$\alpha L_{50\%} = \sqrt{\frac{k_{50\%}}{EI_{full} - EI_{abs}} \frac{EI_{full}}{EI_{abs}} h^{*2}} \cdot L \quad (7.614)$$

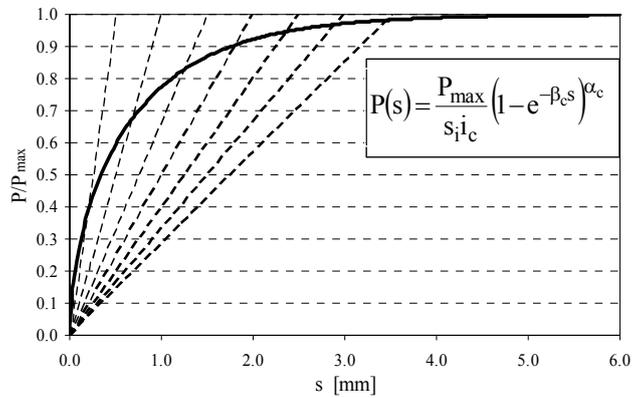


Fig. 7.15: Modello di curva carico scorrimento del connettore secondo la formula di Olgaard et al. (1968)

Un altro parametro di interesse quando si ipotizza un comportamento non lineare dei connettori, risulta essere il seguente:

$$s_y = \varphi_y \cdot d = \frac{q_y L^3}{24EI_{abs}} \cdot \frac{h_a + h_c}{2} \cong \frac{\varepsilon_y L}{3} \quad (7.625)$$

legato alla luce L della trave ed alla deformazione al limite di snervamento ε_y del profilo metallico. Esso esprime lo scorrimento relativo tra trave metallica e soletta in assenza di connessione ed attrito e con profilo metallico al limite di snervamento.

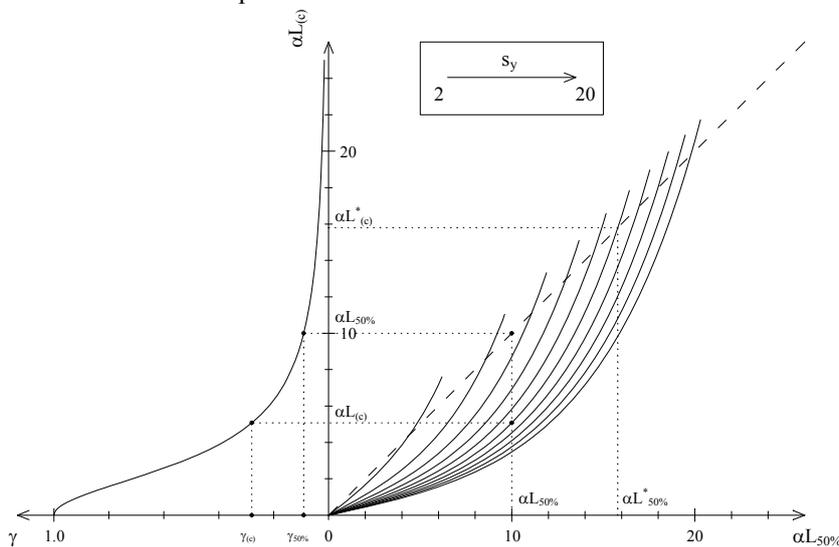


Fig. 7.16: abaco di correzione del valore $\alpha_{L50\%}$ per tener conto della non-linearità della connessione

Con riferimento a queste due grandezze, uno studio parametrico (Faella et Al, 2003) ha consentito di mettere a punto una correlazione tra il valore della coppia ($\alpha L_{50\%}$, s_y) ed il corrispondente valore della funzione interpolante γ .

La procedura di calcolo si basa su una serie di formule di correzione del valore elastico fornito dalla (7.72). Tale procedura può essere condotta anche per via grafica con l'ausilio dell'abaco in Fig. 7.16 operando nelle seguenti fasi:

- si entra con il valore $\alpha L_{50\%}$ sull'asse delle ascisse posto alla destra dell'abaco e si individua la curva corrispondente al valore pertinente del parametro s_y ;
- si determina l'intersezione tra semiretta verticale condotta per $\alpha L_{50\%}$ e la più bassa tra la curva individuata per s_y e la bisettrice del piano (semiretta tratteggiata);
- da tale punto si conduce la retta orizzontale e si ottiene sull'asse delle ordinate il valore corretto $\alpha L_{(c)}$ (che risulta sempre non superiore di $\alpha L_{50\%}$) ed il valore di $\gamma_{(c)}$ (sempre non minore di $\gamma_{50\%}$ ottenibile in funzione di $\alpha L_{50\%}$ usando la relazione (97));
- noto il valore della funzione interpolante $\gamma_{(c)}$ si può risalire alla stima della freccia secondo l'equazione (96) nella quale, ovviamente, si considera $\gamma_{(c)}$ in luogo di γ .

Maggiori dettagli su questo metodo, sulla sua genesi e sui confronti con gli altri metodi previsti dalle norme, possono essere trovati in Faella et Al. (2003).

7.10 Riferimenti normativi

- C.N.R. 10016 (2000): *Strutture Composte di Acciaio e Calcestruzzo: Istruzioni per l'Impiego nelle Costruzioni*;
- D.M. II. TT. 14/01/2008: Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- UNI ENV 1994-1-1 Eurocodice 4. *Progettazione delle strutture composte acciaio - calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*.