

Capitolo 13

CONSIGLI STRUTTURALI PER IL DIMENSIONAMENTO DI UN PICCOLO EDIFICIO

13.1 Pilastri

Nel presente capitolo vengono fornite indicazioni utili nella progettazione di piccoli edifici con struttura in cemento armato. I *consigli sono direttive generiche fornite dall'autore*; le applicazioni reali devono naturalmente essere supportate da testi specializzati e verifiche analitiche.

La progettazione di un edificio in cemento armato deve essere effettuata tenendo conto dei vincoli architettonici imposti da pilastri e travi che compongono la struttura.

Inserire la struttura in cemento armato su un edificio già definito in tutte le sue parti può risultare molto complesso. Per ottenere un buon risultato è opportuno far interagire la progettazione esecutiva con quella architettonica, facendo sì che nell'organismo architettonico si inserisca armonicamente la struttura.

In costruzioni a un solo piano i vincoli sulla posizione dei pilastri sono connessi al solo piano in oggetto, mentre ben diversa e complessa può essere la situazione che porta all'inserimento dei pilastri in una costruzione multipiano. In tal caso, infatti, bisogna considerare che il pilastro, il quale deve conservare la posizione in pianta piano per piano, può inserirsi in situazioni planimetriche diverse livello per livello.

La funzione del pilastro è quella di trasferire alle fondazioni i carichi verticali e orizzontali che gli vengono trasmessi dalle travi che essi sostengono.

L'inserimento della struttura in un organismo edilizio già delineato dal punto di vista architettonico parte in genere dal dimensionamento e dal posizionamento dei pilastri. I pilastri assolvono la funzione di trasferire i carichi verticali da un piano all'altro e di fare in modo che i piani collegati non possano traslare mutuamente in orizzontale.

Per ottenere una struttura in c.a. si inseriscono in genere dapprima i pilastri.

Questi sono composti da sezioni rettangolari o quadrate.

Se la luce dei pilastri non supera i 5 m di solito è sufficiente disporre pilastri rettangolari di sezione 25×25 .

La dimensione 20 è la minima assoluta; il 25 in genere deriva dallo spessore del tamponamento esterno; il pilastro 25×25 si inserisce bene nelle tamponature esterne senza debordare all'interno o all'esterno.

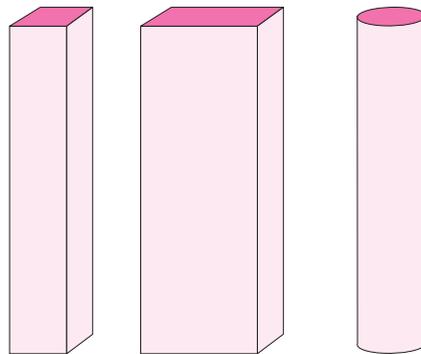


Figura 13.1 Pilastri con sezione rettangolare e circolare.

In zona sismica la circolare ministeriale del 1996 impone un lato minimo di cm 30, per cui in tale zona la sezione minima del pilastro è 30×30 (se il carico verticale supera un certo valore), dimensione minima confermata dall'ordinanza 3274 e dall'EC8, anche se non resa cogente dalle Norme Tecniche del 2008.

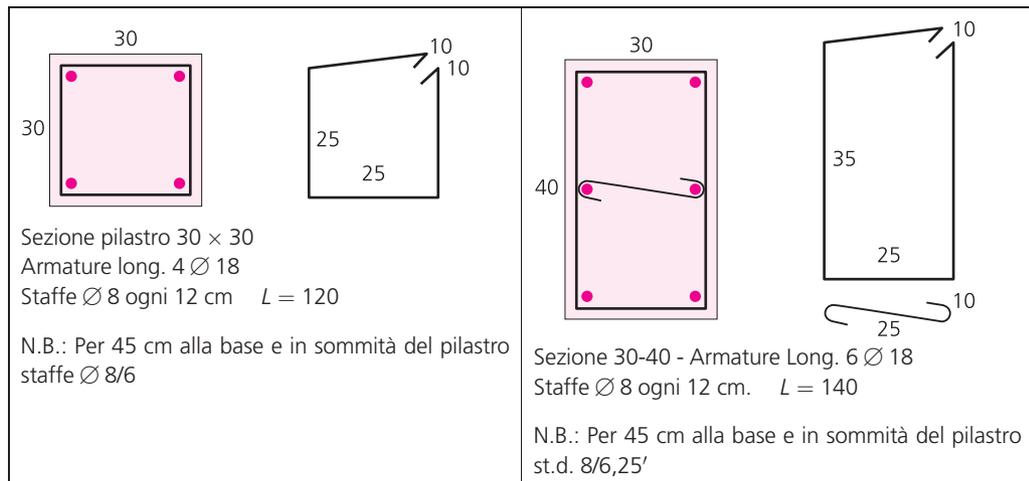


Figura 13.2 Esempio tabella pilastri sintetica.

La dimensione minima è connessa al desiderio del legislatore di ottenere pilastri “forti” e travi “deboli”, allo scopo di avere una struttura con comportamento più duttile nei confronti delle azioni orizzontali.

Dal punto di vista dell'inserimento in pianta si può dire che è opportuno inserire un pilastro in ogni angolo esterno; lungo il perimetro tra due pilastri è opportuno non superare i 6 m.; nella parte interna i pilastri si inseriscono in modo che essi siano posizionati nell'incrocio tra tramezzi interni, in modo tale che diano il minor fastidio possibile.

Nella parte interna i pilastri che sostengono travi a spessore di solai devono essere collocati a distanze mutue massime di 5 metri per evitare fenomeni di eccessiva deformabilità delle travi a spessore sotto carico.

Intorno al vano scale è opportuno avere 4 pilastri nei vertici del rettangolo in cui la scala è inserita in modo da sostenere in modo ottimale le strutture della scala stessa.

Per il dimensionamento e la verifica dei pilastri si rimanda al paragrafo relativo al calcolo di elementi presso-inflessi.

13.2 Travi

Le travi perimetrali sono larghe in genere 25 o 30 cm; è opportuno che esse siano larghe come il pilastro; per la costruzione delle casseforme, infatti, è agevole avere pilastro e trave della stessa larghezza. Esse hanno un'altezza variabile tra 40 e 50 cm.

Le travi perimetrali possono essere “ricalate” o a “coltello” oppure a “spessore”. In figura sono rappresentati tre tipi di soluzioni per travi perimetrali

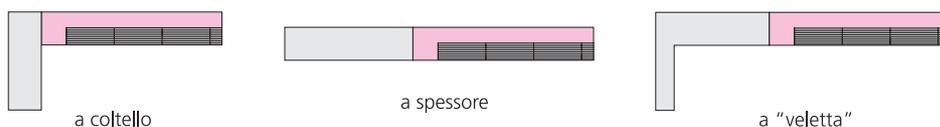


Figura 13.3 Tipi di travi.

La soluzione a coltello è consigliabile quasi sempre poiché comporta minori armature e una maggiore rigidezza di insieme del telaio in cemento armato; nel caso dell'infisso con avvolgibili, si richiede l'inserimento del cassonetto che contiene il rullo con l'avvolgibile arrotolato; nel caso di infisso con avvolgibile è opportuno adottare la soluzione a "veletta" o quella con trave a spessore.

Particolare attenzione deve essere posta al problema del ponte termico che la trave in cemento armato può costituire; si raccomanda, in ogni caso, di prevedere una coibentazione delle parti in cemento armato (sia travi che pilastri) che sono sulle pareti esterne.

Le travi "interne" sono realizzate in preferenza a spessore di solaio. L'altezza della trave è quindi in genere 20 cm oppure 24 cm.

La larghezza della trave a spessore è la variabile da fissare: per piccole luci (circa 2 m) è sufficiente una larghezza di 30 cm, che cresce progressivamente all'aumentare della luce della trave e con l'area di solaio che la trave sostiene. Si consiglia di non superare il doppio del pilastro di sostegno allo scopo di ottenere un trasferimento ottimale dei carichi dalla trave al pilastro.

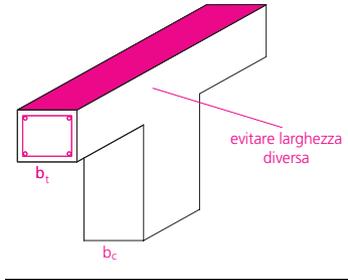


Figura 13.4 Nodo con trave perimetrale e pilastro.

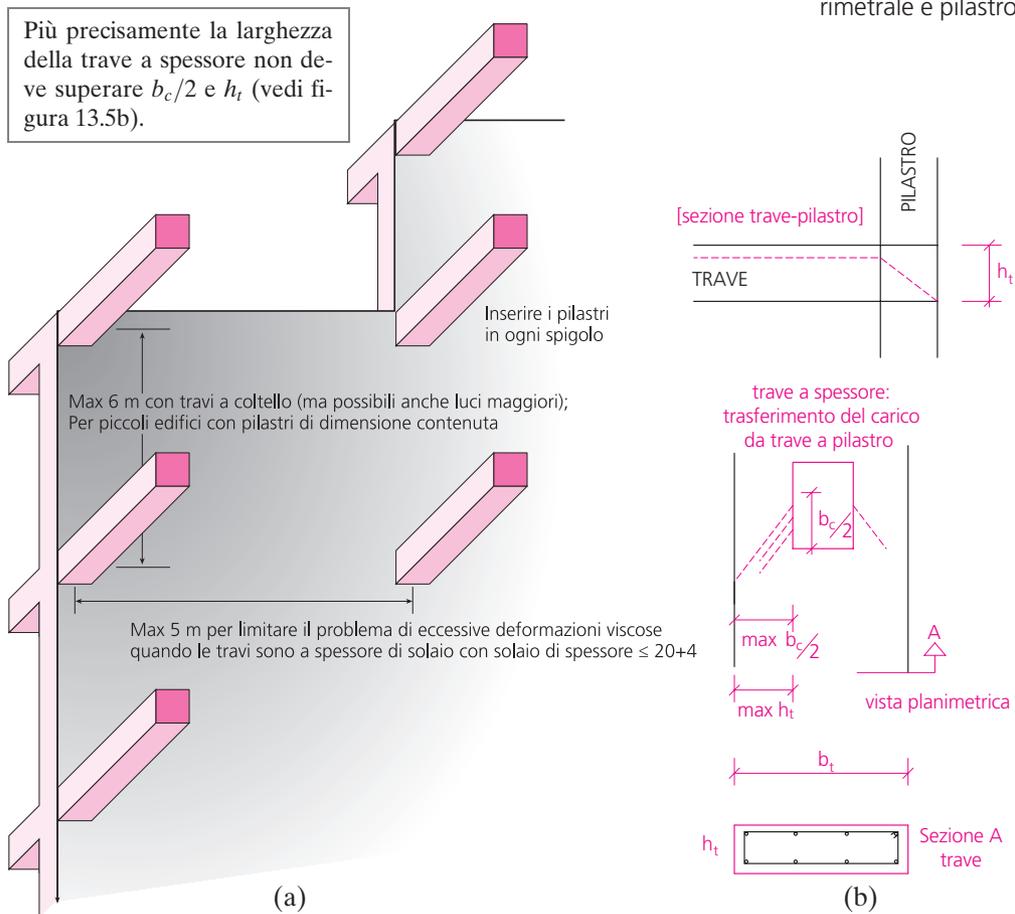
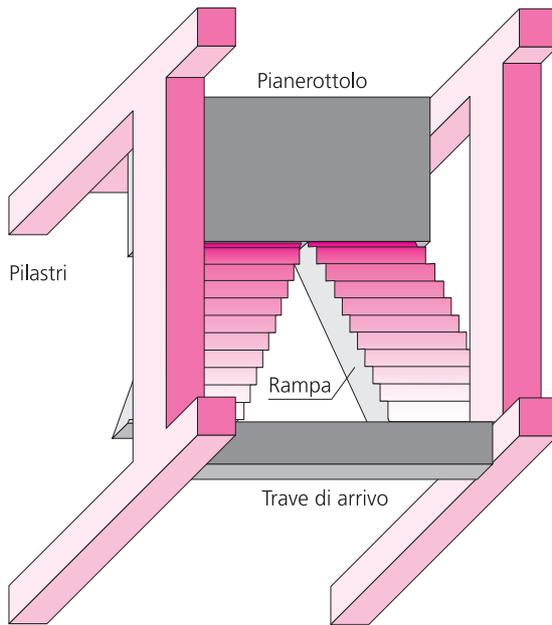


Figura 13.5 Consiglio sull'inserimento dei pilastri in un edificio.



Particolare vano scale

In figura si illustra la situazione di un vano scale a due rampe con pianerottolo intermedio e scala a soletta portante. L'inserimento dei pilastrini sul perimetro del vano scala, come in figura, è quello consigliabile poiché permette di ottenere una posizione ottimale delle travi della scala che sostengono le rampe.

Figura 13.6 Vano scale.

Il massimo consigliato per la luce di una trave a spessore è intorno ai 5 m.

In pratica è opportuno, per evitare problemi connessi con la deformazione della trave sotto carico, non superare il valore $l/h = 25$.

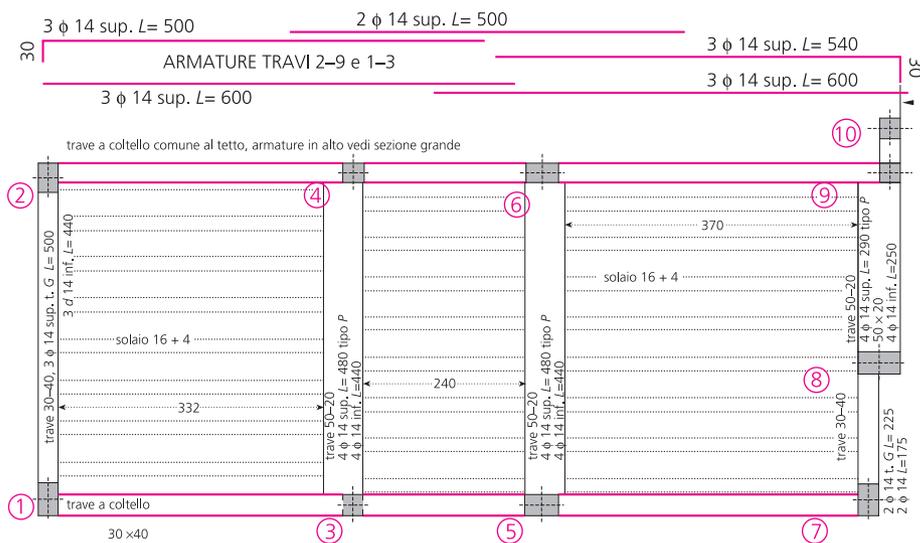


Figura 13.7 Particolare pianta solaio.

13.3 Solai in laterocemento

I solai sono, in genere realizzati, con travetti con fondello in laterizio, parzialmente prefabbricati, dotati di una armatura tralicciata di tipo “bausta”.

I travetti sostengono delle pignatte in laterizio, alte 12, 16, 20 o 24.

Nei travetti sono aggiunti i ferri longitudinali tesi inferiori mentre sono forniti ferri superiori di estremità come corredo da aggiungere in opera prima del getto.

Per i solai con calpestio deve essere gettata una soletta di almeno 4 cm.

È necessario armare la soletta con ferri perpendicolari al verso dei travetti quando la luce del solaio è elevata e quando si suppone che il solaio abbia un funzionamento a piastra.

Per avere un comportamento adeguatamente rigido si utilizza per solai di civile abitazione il 20+4 mentre per i solai di soffitta e copertura si può utilizzare il solaio con pignatte del 16 e soletta realizzata con calcestruzzo alleggerito con granuli di polistirolo che consente una migliore coibentazione del solaio stesso.

Nel caso di solai su cantine o garages, o in costruzioni prefabbricate, si usano anche solai con lastre prefabbricate in cemento armato da 4 cm circa, armati con rete elettrosaldata e tralici bausta, con polistirolo in funzione di alleggerimento e completamento in opera con getto di calcestruzzo dopo aver posizionato nella soletta una rete elettrosaldata superiore.

Con questa soluzione si ottiene un intradosso già finito; di contro si ha in vista il giunto di separazione tra i diversi pannelli.

Vi sono poi altri tipi di solaio che usano volterrane in cemento forato.

Solai di grande luce sono realizzati con pannelli prefabbricati in precompresso che presentano una sezione con fori circolari per alleggerimento.

La soluzione con pignatte resistenti all'estradosso, prive di soletta superiore, è in disuso. Le ultime norme tecniche sulle costruzioni sembra impongano le solette in ogni caso, per cui non si consiglia l'uso di pignatte particolari.

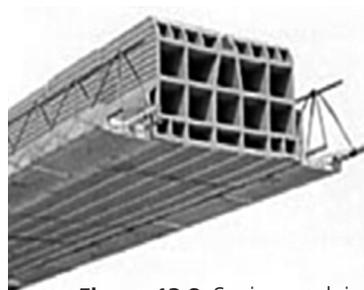


Figura 13.8 Sezione solaio.

13.4 Balconi

I balconi degli edifici sono in genere realizzati in base ai due schemi statici riportati in figura 13.9.

Il tipo statico (A) realizza la continuità completa tra solaio e balcone e il balcone funziona come prolungamento del solaio stesso; solaio e balcone si configurano come una trave con una mensola a sbalzo esterna che grava sulla trave perimetrale.

La seconda soluzione (B) vede ancora il balcone gravare sulla trave perimetrale, affidando la sua stabilità alla resistenza a torsione della trave stessa. Tutto il momento di incastro del balcone si traduce in un momento torcente sulla trave alla quale esso si ancora.

Lo schema statico (B) può essere sintetizzato con una mensola con incastro cedevole.

La soluzione (A) è quella strutturalmente più idonea poiché le deformazioni sono più contenute, il momento di incastro del balcone tende a far diminuire gli abbassamenti in mezzera del solaio interno. Costruttivamente si ha una struttura in cemento armato che comprende balcone e solaio, con armatura principale posizionata in corrispondenza dell'estradosso teso.

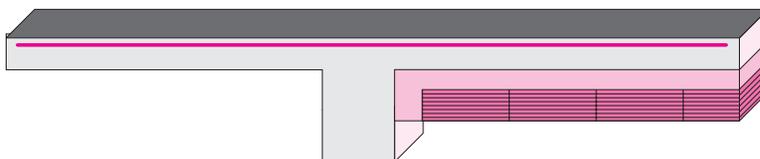
Da notare che, comunque, all'estradosso del solaio sarebbe stato necessario porre un'armatura per il funzionamento a semincastro dei travetti.

La soluzione (B) comporta un impegno eccessivo della trave di bordo ed induce la stessa

ad una rotazione che può risultare deleteria per la stabilità dell'attacco del solaio; infatti a causa di tale rotazione si creano delle forze di compressione all'intradosso dell'attacco del solaio che possono provocare la rottura degli elementi di alleggerimento del solaio stesso.

Il balcone può essere realizzato con una soletta in cemento armato, armata con armature tese superiori e compresse inferiori, opportunamente protette da copriferro; armature trasversali garantiscono il collegamento nella direzione perpendicolare a quella dell'aggetto.

A) BALCONE con schema statico di continuità con il solaio



B) BALCONE con schema statico indipendente dal solaio

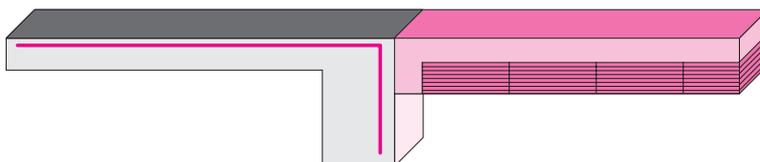


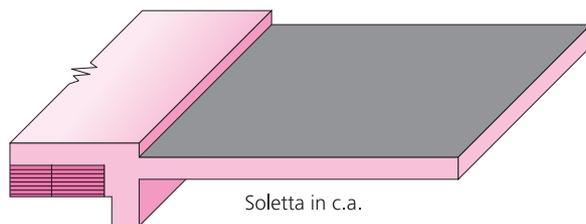
Figura 13.9 Diverse modalità per impostare un balcone.

Il balcone può essere realizzato con una soletta in cemento armato, armata con armature tese superiori e compresse inferiori, opportunamente protette da copriferro; armature trasversali garantiscono il collegamento nella direzione perpendicolare a quella dell'aggetto.

Il balcone può essere realizzato con solaio a sbalzo, con struttura portante in cemento armato localizzata in corrispondenza dei travetti; l'armatura è in tal caso concentrata in corrispondenza dei travetti e comprende l'armatura tesa superiore e l'armatura compressa inferiore.

Per quest'ultima soluzione vi possono essere problemi per il possibile sfondellamento delle pignatte in corrispondenza dell'intradosso all'attacco del balcone dovuto a tensioni di compressione dell'intradosso. Le tensioni di compressione crescono nel tempo a causa della viscosità del calcestruzzo e possono portare alla rottura del fondello di pignatta e a rotture fragili; altro problema riguarda la copertura dei ferri inferiori del travetto, che è spesso insufficiente a garantire una durabilità accettabile.

Altra soluzione è quella che porta in aggetto delle travi incastrate ai pilastri della struttura che sostengono un solaio analogo a quello delle parti interne. Tale soluzione si contraddistingue esteticamente per la presenza di mensole in cemento armato intercalate da parti piane realizzate con solaio.



Soletta in c.a.

■ La soletta è sorretta da armature principali superiori e secondarie inferiori e trasversali.

Figura 13.10 Esempio balcone a soletta portante.

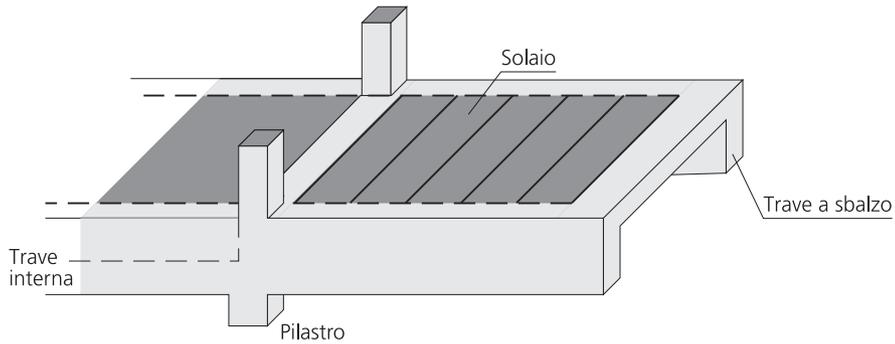


Figura 13.11 Schema balcone realizzato con mensole in cemento armato e soletta trasversale gravanti su di esse.

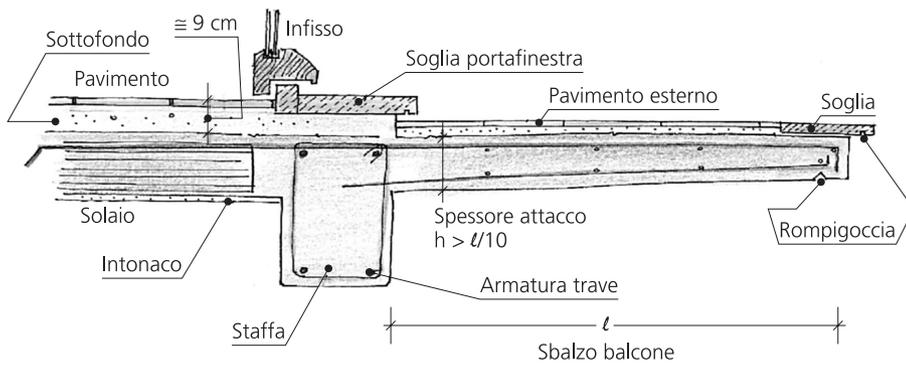


Figura 13.12 Sezione di un balcone in cemento armato completo di perimetro.

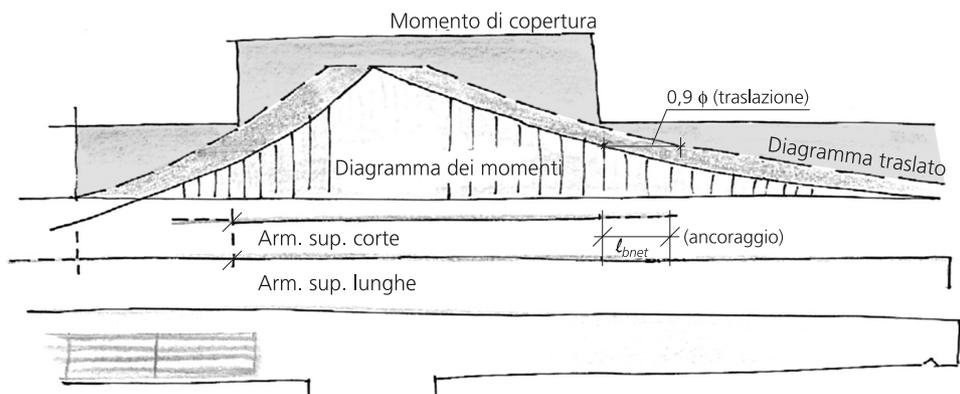


Figura 13.13 Diagrammi dei momenti e di copertura.

Le armature tese presenti nella soletta devono coprire il livello sollecitante indotto dal momento, ricavato con la combinazione $(1,35 G + 1,5 Q)$; dalla sezione in cui l'armatura può diminuire si devono ancorare le barre interrotte.

13.5 Gronde in cemento armato

Le gronde in cemento armato sono realizzate, in genere, con una soletta portante a sbalzo in cemento armato, come illustrato nella figura 13.14. Prestare particolare attenzione alle parti che completano la copertura poiché esse condizionano anche la fattura del contorno della soletta in cemento armato.

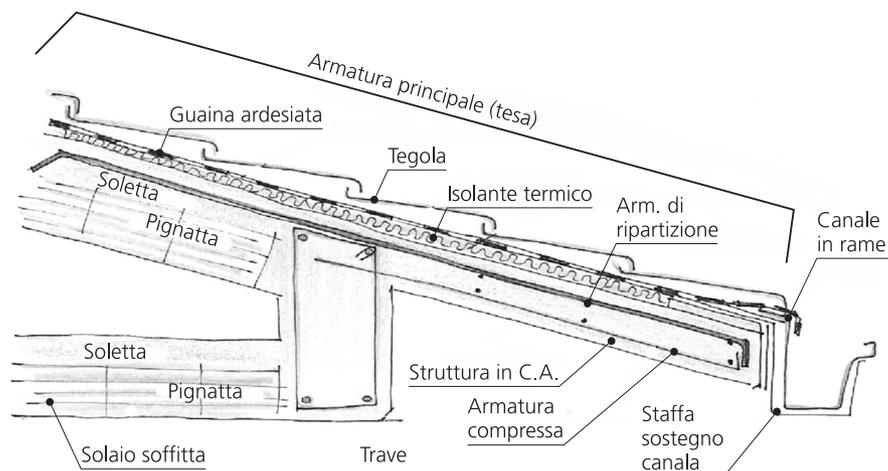


Figura 13.14 Esempio gronda in cemento armato.

L'isolante termico dovrebbe essere aereato per evitare la formazione di condensa, per esempio con guaina traspirante o con bocchette di aereazione. Sarebbe opportuno inserire sotto l'isolante una barriera al vapore.

13.6 Scale

Le scale degli edifici in cemento armato sono in genere realizzate con struttura in cemento armato; esse possono essere di diversi tipi:

- a soletta portante, in cui la struttura è costituita dalla soletta che sostiene i gradini;
- con trave a ginocchio laterale e gradini a sbalzo;
- con trave centrale a sopportare il peso dei gradini;
- con soletta seghettata, con intradosso e estradosso entrambi sagomati a scalino.

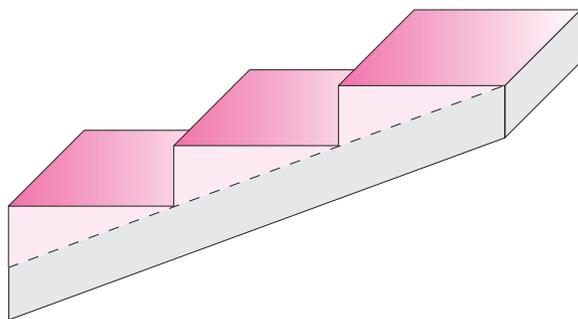


Figura 13.15 Scala a soletta portante, con gradini portati.

■ *Soluzione semplice, eseguibile con facilità consente di avere un intradosso piano. Le armature sono inserite nella soletta; i gradini sono solo un elemento portato.*

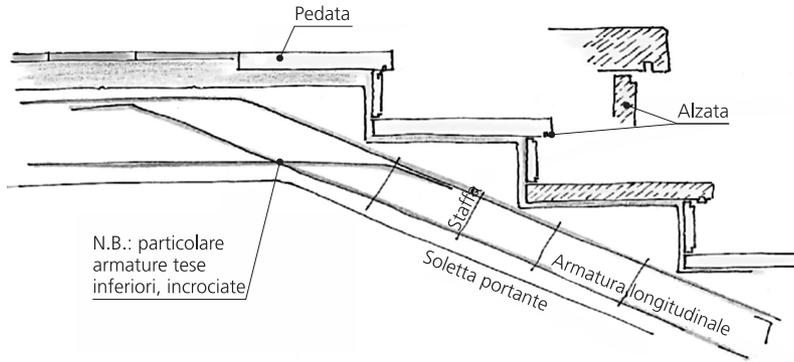


Figura 13.16 Particolare scala a soletta portante.

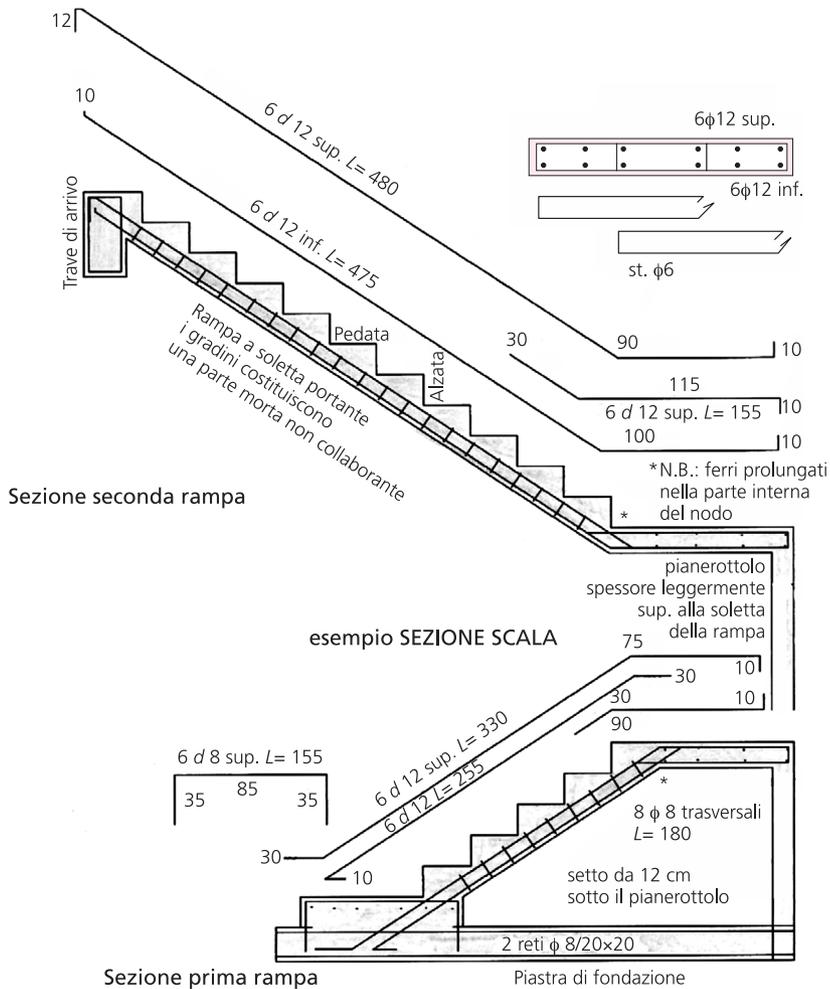


Figura 13.17 Esempio di scala in cemento armato a soletta portante.

Nella soletta portante si generano forze di trazione all'estradosso nelle sezioni di attacco terminali e all'intradosso (filo inferiore) nelle parti centrali delle rampe. In figura è stata adottata una soluzione grossolana ma efficace. Ricavate le armature minime nella sezione più sollecitata, si estendono le armature nell'intera soletta e si inseriscono armature uguali sopra e sotto nella sezione.

Particolare attenzione va posta al nodo; nella parte interna dello spigolo le armature non devono essere piegate ma prolungate, per evitare che il raddrizzamento del nodo porti le barre a raddrizzarsi espellendo il copri ferro ("spalling").

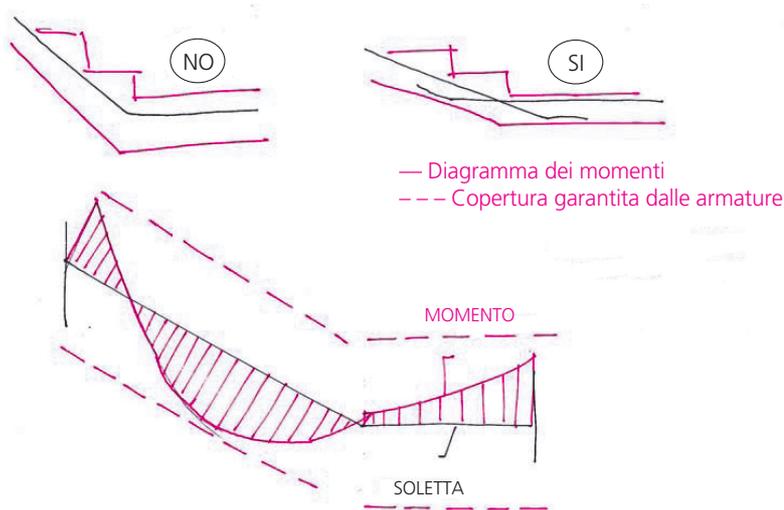


Figura 13.17 (b) Problemi e soluzioni per il nodo

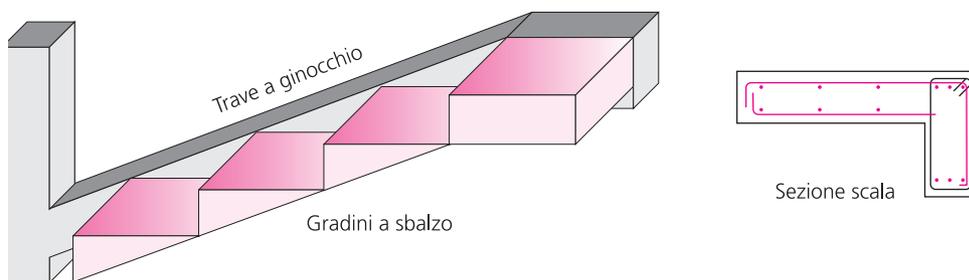


Figura 13.18 Scala con trave a ginocchio laterale

Questa soluzione fa gravare la scala sulla trave laterale inclinata, detta a ginocchio per via dello spigolo che presenta tra il pianerottolo e la rampa.

I gradini sono come armati con ferri principali superiori dato che lavorano come mensole incastrate alla trave a ginocchio.

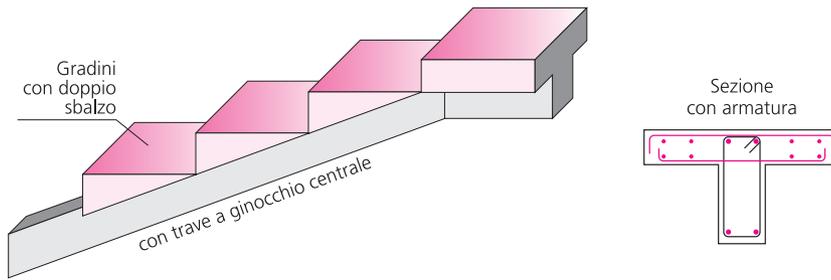


Figura 13.19 Scala con trave a ginocchio centrale

Soluzione che fa gravare la scala sulla trave centrale inclinata, detta a ginocchio per lo spigolo che presenta tra il pianerottolo e la rampa.

I gradini sono come armati con ferri principali superiori dato che lavorano come mensole incastrate alla trave a ginocchio centrale; rispetto alla trave a ginocchio laterale i gradini sono meno impegnati a flessione, di contro la trave centrale trova difficoltà alle estremità poiché spesso non trova pilastri a cui ancorarsi direttamente.

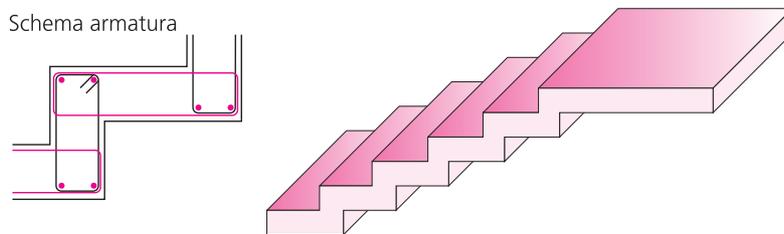


Figura 13.20 Scala con soletta portante "seghettata"

Questa soluzione risulta più complessa, architettonicamente gradevole, ma richiede un calcolo più accurato relativamente all'impegno a flessione e agli abbassamenti che può comportare sotto carico.

13.7 Elementi strutturali particolari

Le soluzioni prospettate per pilastri quadrati e travi rettangolari non devono trarre in inganno.

Esse rappresentano la soluzione "classica" e sono senz'altro l'esempio di tipici elementi correttamente adottati in una ossatura in cemento armato.

Tuttavia, il cemento armato e le sue possibilità consentono di ottenere delle strutture di notevoli caratteristiche sia come forme, variabili e inusuali, sia come conformazione spaziale. La casistica ottenibile è molto ampia; nelle figure si illustra qualche possibile tipologia di pilastro non rettangolare.

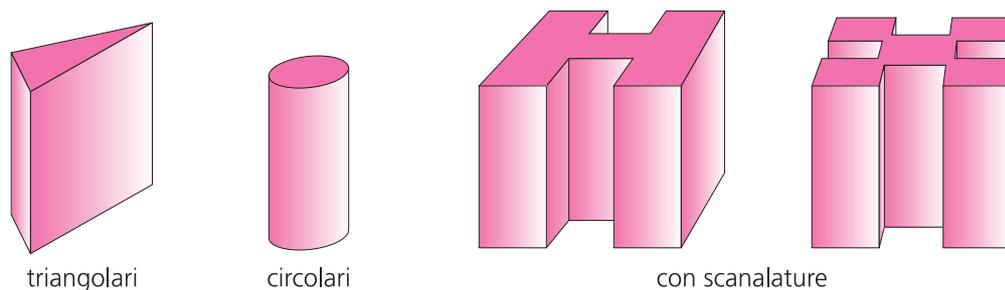


Figura 13.21 Tipi di sezioni per pilastri non rettangolari.

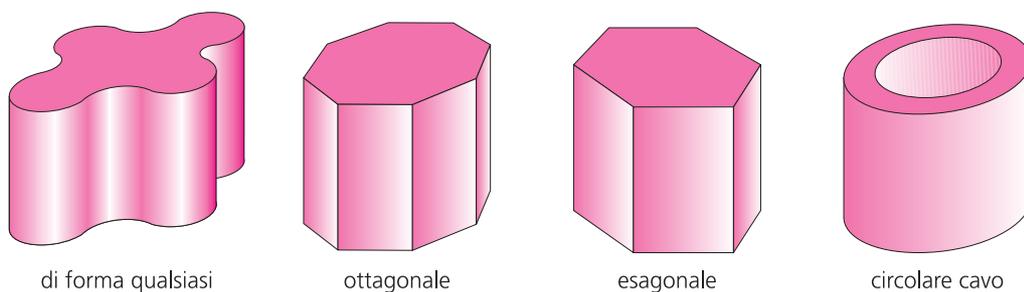


Figura 13.22 Pilastri di sezioni particolari.

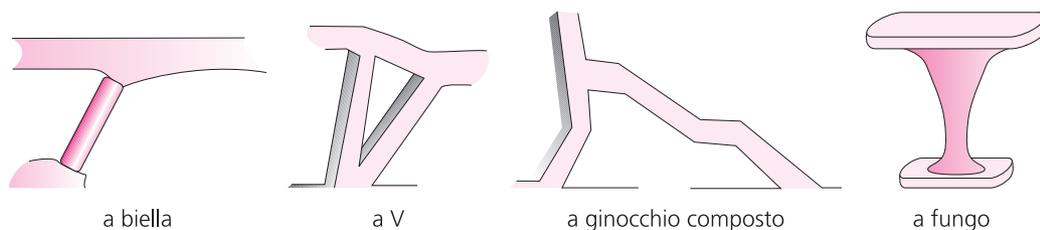


Figura 13.23 Tipologie di pilastri ad asse o sezioni particolari.

● **Esempi di travi non rettangolari**

Anche per le travi, il cemento armato fornisce una infinità di soluzioni, che possono fornire soluzioni particolari. Particolare attenzione va posta alle anime particolarmente ridotte e a tutte le zone soggette a brusche variazioni di direzione nelle tensioni interne.

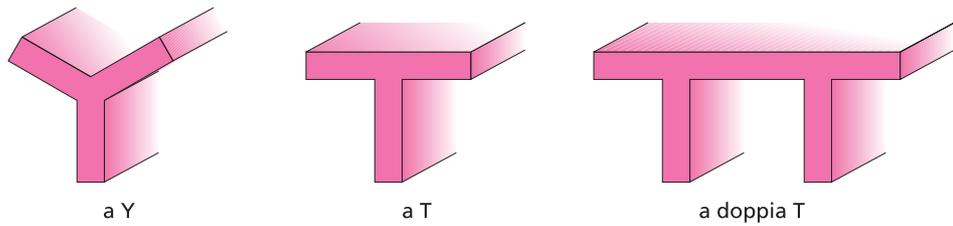


Figura 13.24 Tipi di travi con ali.

Il calcestruzzo permette di realizzare le forme di sezioni più disparate, del tipo illustrate in figura.

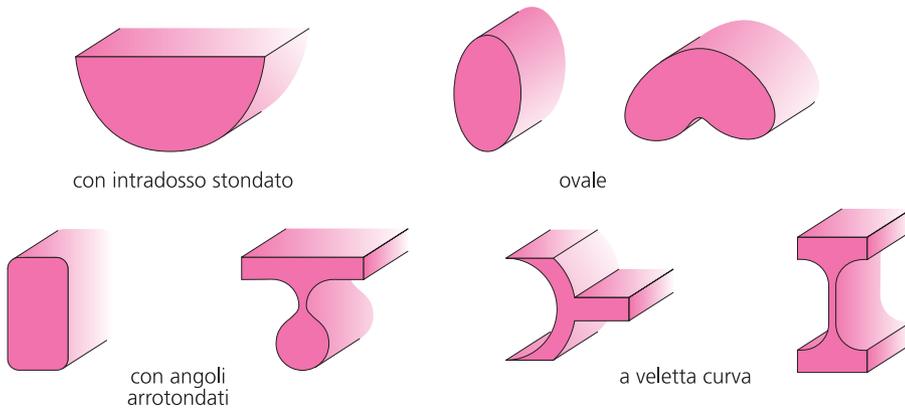


Figura 13.25 Tipi di sezioni per travi.

Si possono realizzare anche travi con asse curvo o che hanno un andamento qualsiasi.

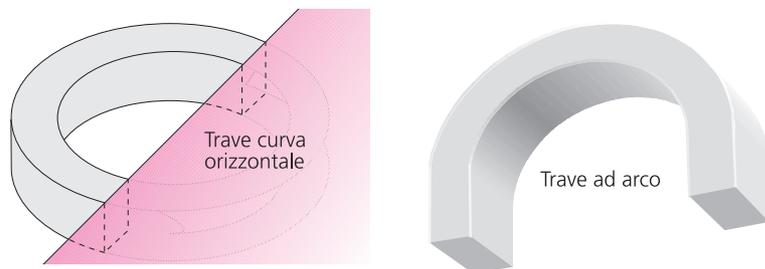


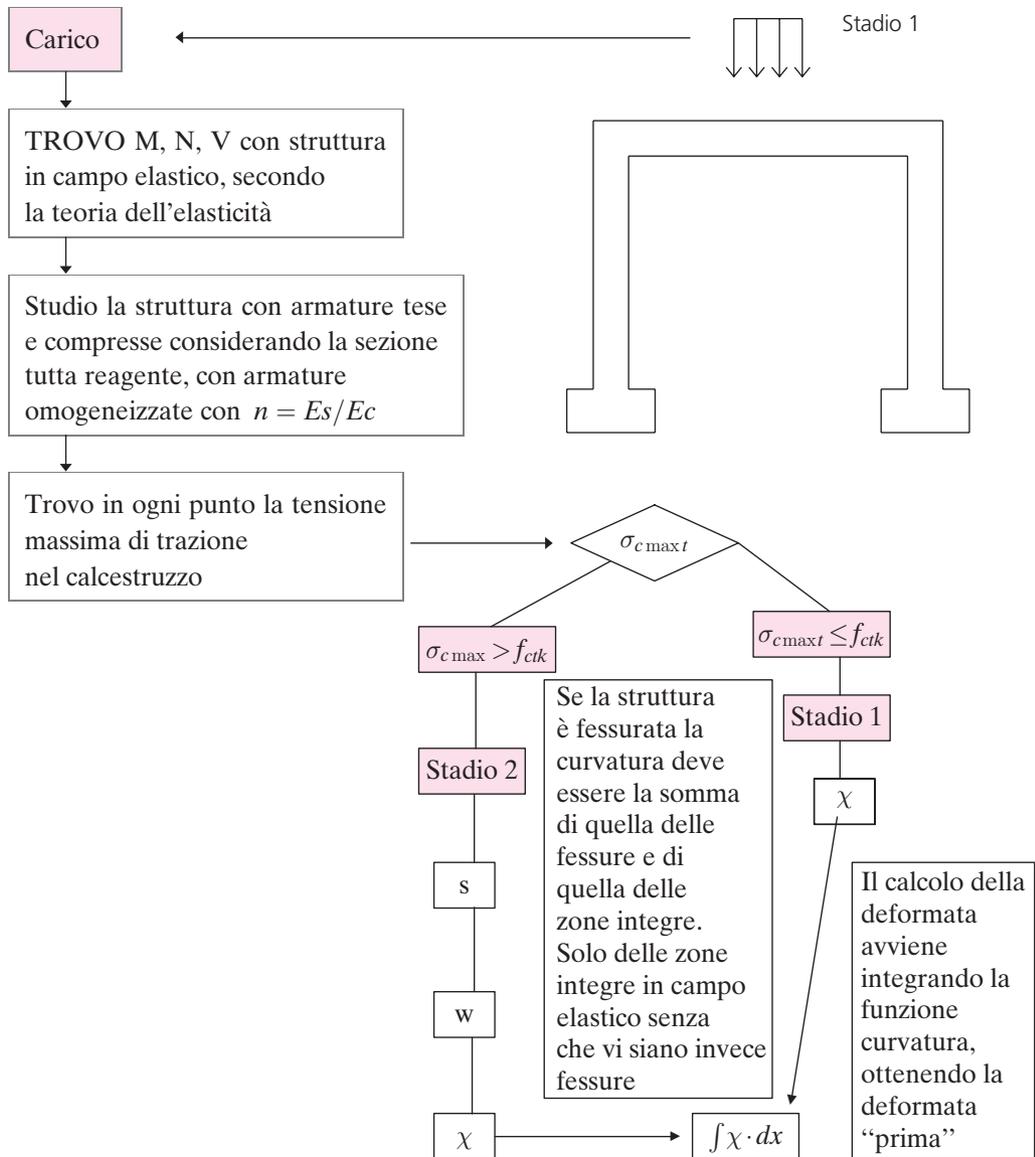
Figura 13.26 Tipi di travi curve.

13.8 Considerazioni sul calcolo di una struttura in cemento armato

13.8.1 Ricerca della deformata

Per effettuare il calcolo di una struttura in cemento armato si dovrebbe ricercare la sua deformata.

Il fattore rilevante interno è il livello di sollecitazione del calcestruzzo nelle parti tese. Se il livello è contenuto sotto il livello di resistenza a trazione del calcestruzzo la porzione in oggetto è tutta reagente e senza fessure, ovvero allo stadio 1. Se il livello è superato si formano delle fessure e la porzione di struttura si parzializza in zone integre separate dalle altre da fessure; nelle sezioni fessurate, e solo in esse, siamo in stadio 2.



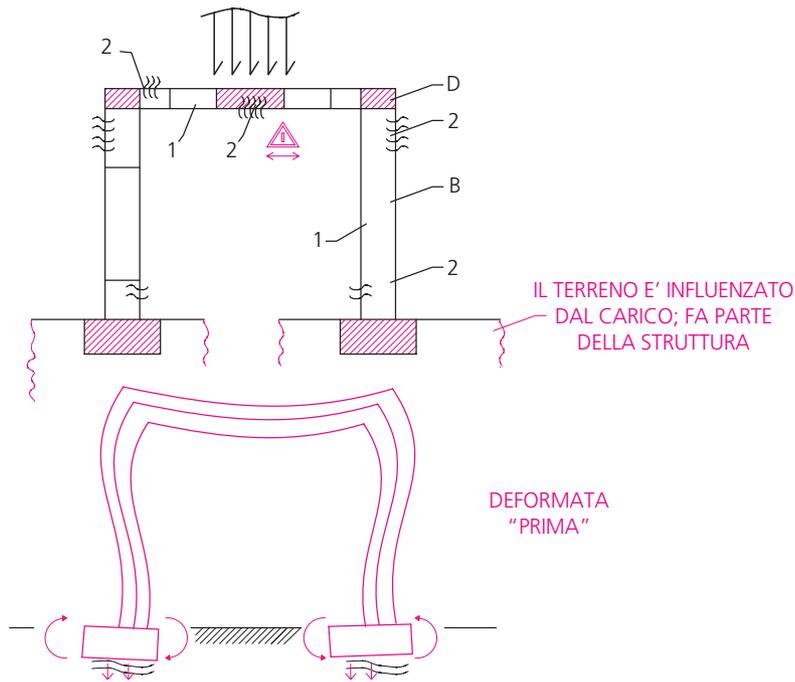


Figura 13.27 Deformata "Prima"

A questo punto si osserva che il carico e le sollecitazioni insistono in realtà sulla struttura deformata e non su quella che si era ipotizzata in deformata iniziale.

Tenendo conto della "nuova" struttura si determinano di nuovo gli effetti sollecitanti M' , N' , V' con i quali si ripete il calcolo di χ nei vari conci e si ottiene una nuova deformata, "deformata seconda".

N.B.: Se la deformata comporta spostamenti d'asse, soprattutto dei pilastri, molto contenuti, si può limitare il calcolo alla struttura indeformata.
Si osservi, comunque, che la struttura nella realtà è sempre CONTORTA.

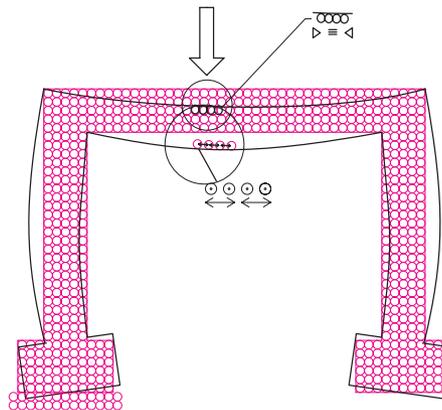


Figura 13.28 Deformata e analogia con le palline.

L'analogia delle palline legate spiega bene il comportamento della struttura sottocarico.

L'assetamento sotto carico ridotto delle palline, che trovano un assetto interno più compatto, spiega la divergenza del legame costitutivo dall'ideale elastico. Si ha, infatti, una deformazione non proporzionale al carico ma con una flessione dovuta ad assetamenti, deformazioni collaterali (trazioni perpendicolari al carico), che altera lo schema idealizzabile con molle interne perfettamente elastiche.

13.8.2 Imperfezioni geometriche: strutture non lineari

● *Inclinata*

La struttura è in realtà sempre un po' fuori piombo per cui il carico non induce solo un'azione di compressione ma anche un'azione flettente. La deviazione accidentale è indicata con la lettera e ed è quantificata all'incirca in $1/200$ dell'altezza.

● *Curva*

La struttura è sempre un po' incurvata.

L'incurvamento dell'asse, con carichi di forte compressione, induce la formazione di un momento flettente pari alla forza N , nella sezione, per la distanza tra baricentro della sezione resistente e l'asse d'azione del carico.

Le considerazioni effettuate fin'ora devono invitare il progettista a non trascurare le deformazioni delle strutture, sia quelle iniziali senza carichi applicati che quelle conseguenti all'applicazione del carico.

Le deformazioni iniziali vengono catalogate come errori costruttivi, associando ad esse valori probabilistici attenuati dall'esperienza delle costruzioni esistenti.

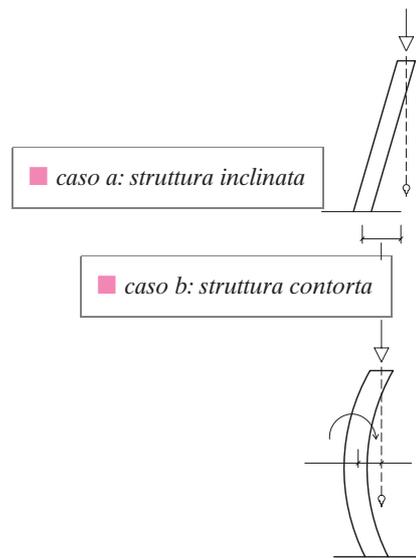


Figura 13.29 Imperfezioni geometriche.

13.8.3 Deformazione sotto carico ed effetti del second'ordine

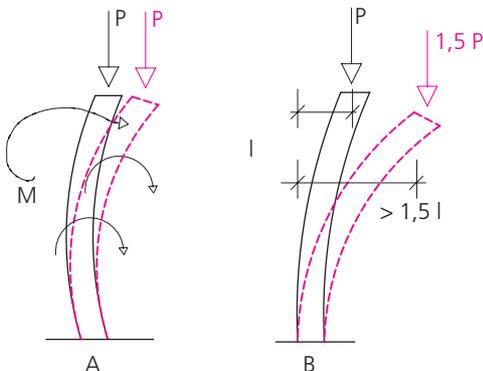


Figura 13.30 Deformazioni sotto carico ed effetti del secondo ordine.

Le deformazioni sotto carico, invece, sono responsabili di effetti del secondo ordine. Nella figura 13.30 (A) si vede un carico P che agisce su un pilastro leggermente curvo. Per la deformazione del pilastro si induce nel pilastro un'azione flettente.

Questa azione è responsabile di un aggravio della deformazione che, a sua volta, provoca un aumento di momento flettente. Dunque, se la deformazione della struttura sotto carico sposta l'asse dell'elemento, può innescarsi un pericoloso effetto del secondo ordine, nel quale nuova distorsione comporta nuovo incremento di livello sollecitante, con conseguenze che possono portare fino al crollo.

In figura 13.30 (B) si illustra il caso in cui il pilastro, stabilizzatosi sotto l'effetto di P , viene sollecitato con un carico $1,5 P$. L'eccentricità che si osserva non è proporzionale all'incremento di carico, ma spesso comporta un aumento più marcato. Questa evenienza comporta spiacevoli conseguenze che possono indurre effetti indesiderati e disastrosi. In sintesi l'effetto del secondo ordine è da considerare soprattutto in elementi compressi in cui le forze di compressione sono molto elevate. L'effetto è connesso con la curvatura sotto carico e deve essere tenuto in conto dal progettista sulle analisi della struttura.

13.8.4 Analisi del comportamento di un concio di una struttura in cemento armato

● *Concio poco sollecitato*

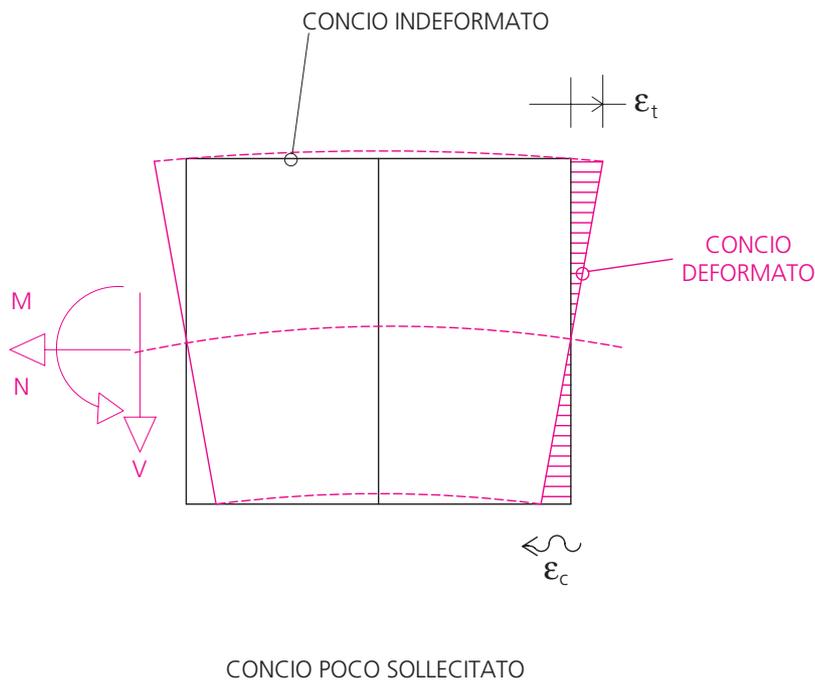
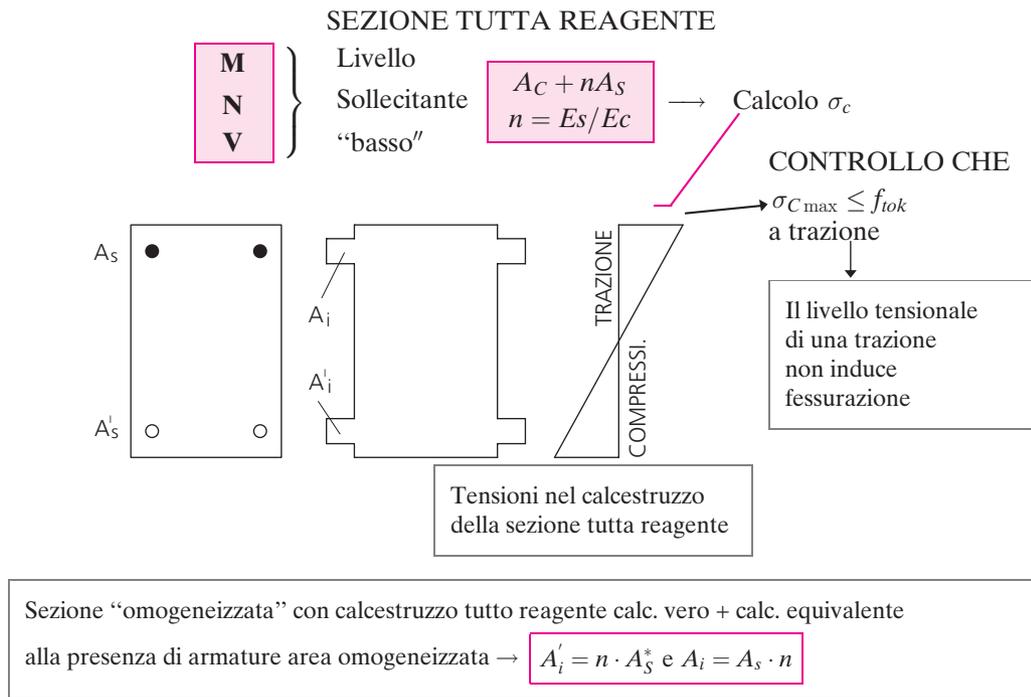


Figura 13.31 Concio poco sollecitato



Per il concio in campo elastico la curvatura si calcola molto semplicemente una volta note la deformazione ϵ alle estremità, nell'ipotesi di conservazione della sezione prova.

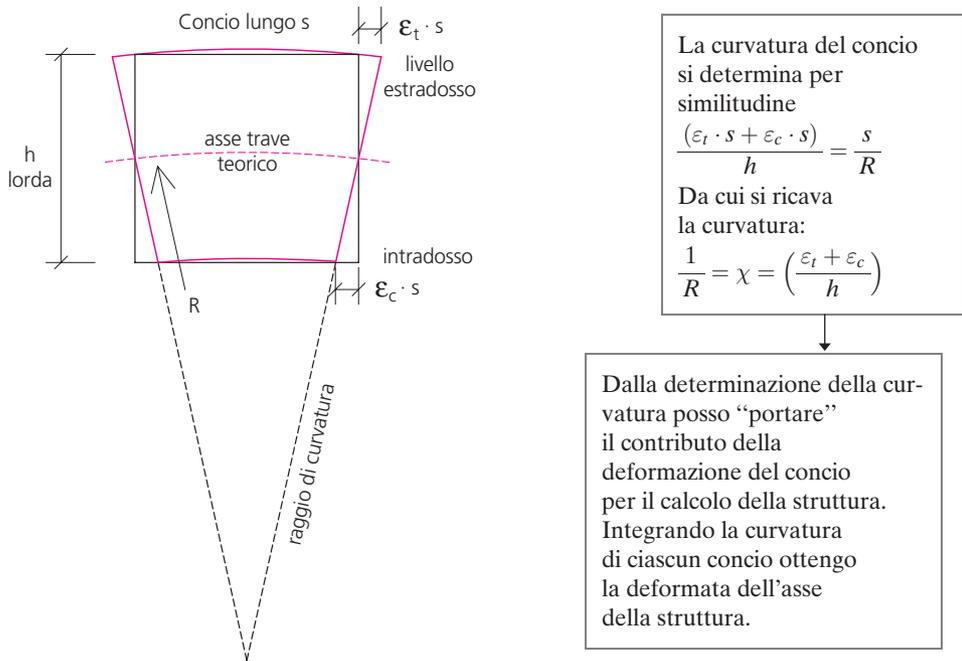
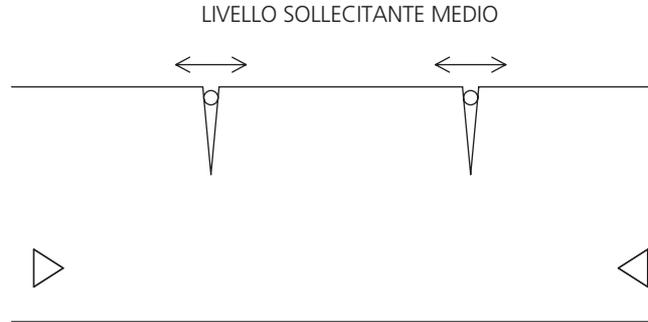


Figura 13.32 Curvatura nel concio.

● **Livello sollecitante medio**



Il livello sollecitante è tale da indurre la formazione di fessure nelle parti in calcestruzzo teso.

Figura 13.33 Livello sollecitante medio

■ Con il calcolo della struttura M, N, V sono tali da indurre, nella sezione omogeneizzata tutta reagente, tensioni al lembo teso che superano la tensione resistente di trazione del calcestruzzo. In sintesi:

$$\sigma_{c\text{traz.max}} > f_{tok}$$

Nasce la fessura

Il concio si “spezza” con zone in campo elastico separate da fessure

Al formarsi delle fessure si hanno delle vere e proprie interruzioni dovute alla separazione del calcestruzzo teso e all’allungamento delle facce delle fessure.

L’allungamento non avviene in zona compressa, mentre in zona tesa è impedito dalla presenza dell’armatura, che si oppone all’apertura della fessura con una forza che dipende dal livello sollecitante che la impegna.

Se il livello è contenuto la barra tesa resta in campo elastico e l’allontanamento è limitato da un elemento “molla” che risponde alla teoria dell’elasticità con:

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s$$

Nella parte tra le fessure il calcestruzzo rimane praticamente tutto reagente e l’armatura ha una deformazione molto contenuta, a causa dell’avvolgimento del calcestruzzo integro, che ne limita fortemente la deformazione, con un effetto detto “*tension stiffening*”.

Per la determinazione della curvatura del concio, che è il nostro obiettivo, si opera in questo modo:

1. determino il livello tensionale σ_c (trazione max nel calcestruzzo);
2. determino la distanza media tra le fessure s_k ;

3. a questo punto faccio riferimento al concio lungo s_k limitato da due fessure consecutive;
4. il concio viene schematizzato come incernierato in corrispondenza del baricentro medio delle compressioni del calcestruzzo e dell'armatura compressa e tenuto dall'armatura tesa con un legame di tipo elastico (o elasto-plastico per sollecitazioni elevate).

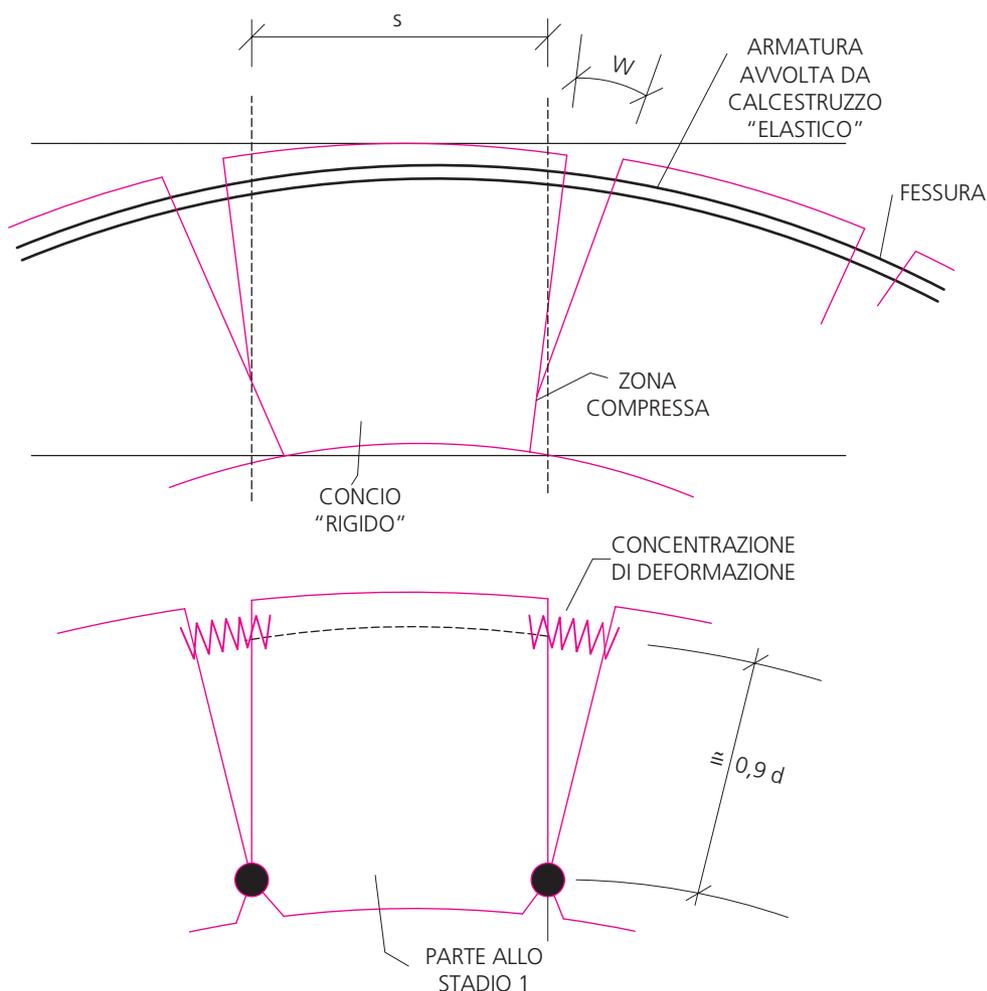


Figura 13.34 Schema concio in stadio 2 fessurato.

Il concio nello stadio 2 si deforma in campo elastico con sezioni tutte reagenti, con armature omogenizzate con $n = E_s/E_c$

A tale deformazione, già calcolata per il concio sollecitato a livello basso, si deve aggiungere la deformazione indotta dalle due fessure che delimitano il concio che distano s .

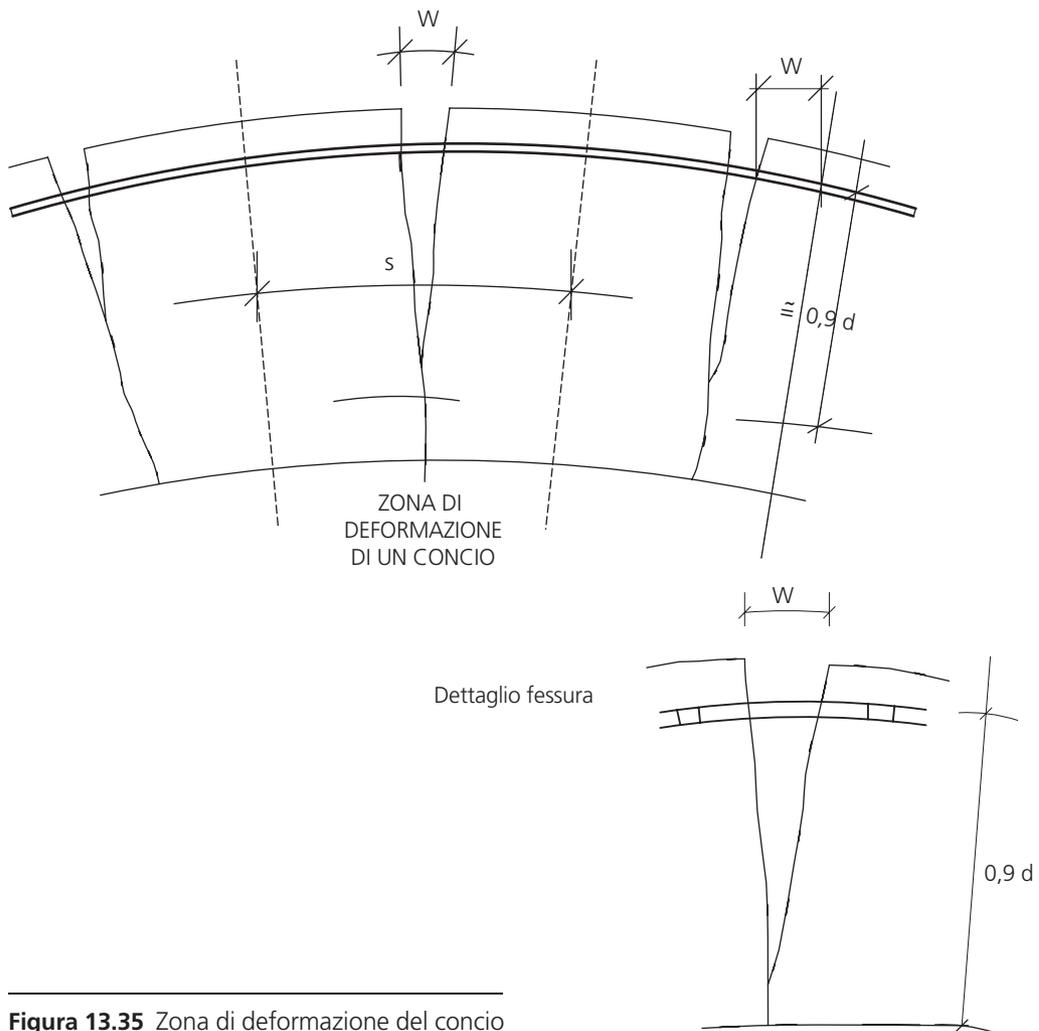


Figura 13.35 Zona di deformazione del concio

N.B.: $w \approx w$ a livello baricentro armature tese.

Nell'ambito della striscia fessurata la curvatura si può determinare con la relazione seguente:

$$\frac{w}{0,9d} = \frac{s}{R}$$

Tenendo conto che il concio comunque continua a deformarsi in campo elastico (stadio 1). Si ricava la seguente espressione per la curvatura totale

$$\frac{1}{R} = \frac{(\varepsilon_t + \varepsilon_c)}{h} + \frac{w}{s \cdot 0,9 \cdot d}$$

In questa relazione la parte connessa alle fessurazioni è spesso molto più elevata della deformazione del concio "rigido" per cui è accettabile trascurare tale deformazione del concio.

L'analisi delle deformazioni del concio permette anche di tenere conto del comportamento viscoso del calcestruzzo compresso sotto carico di lunga durata.

● **Carico di lunga durata (creep)**

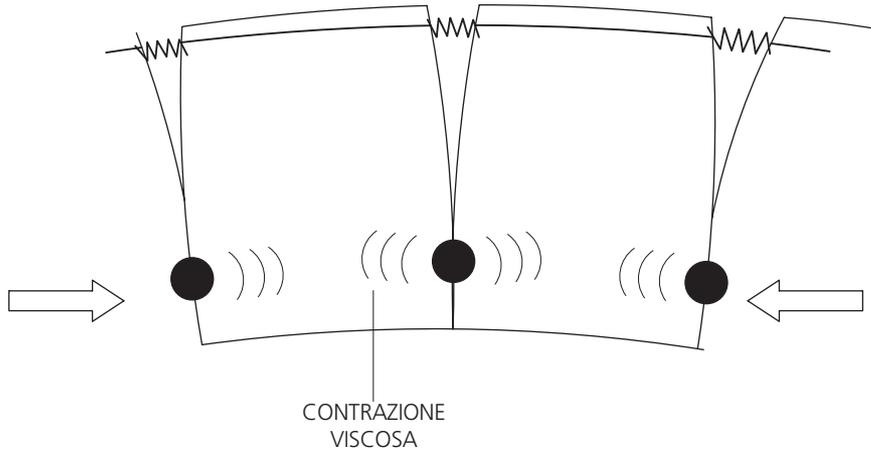


Figura 13.36 Deformazione viscosa

Nelle formule delle curvatura la contrazione del calcestruzzo nelle zone compresse, è pari a ε_C .

Variando nel tempo, sotto carico costante, a seconda del carico del calcestruzzo, dell'umidità relativa ecc. si verifica il fenomeno che va sotto il nome di deformazione viscosa, fluage o creep.

Nota la tensione σ nella zona all'incirca baricentrica del calcestruzzo compresso (comprese armature compresse omogeneizzate), si determina il modulo di elasticità istantaneo E_c , del calcestruzzo, e il modulo di elasticità differito $E_{c\infty}$, nel tempo che tiene conto della viscosità del calcestruzzo sotto carico, responsabile del "rammollimento" del materiale, con conseguente diminuzione del modello elastico che da E_c si porta a $E_{c\infty} = E'_c < E_c$.

A questo punto si possono determinare le varie deformazioni del calcestruzzo sotto carichi di lunga durata che permettono di determinare al tempo voluto:

$$\varepsilon'_C = \frac{\sigma_c}{E'_c}$$

Con un valore più elevato di ε_C iniziale.

Nota ε'_C si inserisce nella formula della curvatura allo stadio 2

$$\chi = \frac{1}{R} = \frac{(\varepsilon_t + \varepsilon_C)}{h} + \frac{w}{s \cdot 0,9 \cdot d}$$

Ottenendo la curvatura modificata con la deformazione viscosa:

$$\chi' = \frac{1}{R'} = \frac{(\varepsilon_t + \varepsilon'_C)}{h} + \frac{w}{s \cdot 0,9 \cdot d}$$

che permette di ottenere, per integrazione, la deformata della struttura sotto carico al tempo desiderato, considerando la viscosità del calcestruzzo.

● **Livello di sollecitazione elevato**

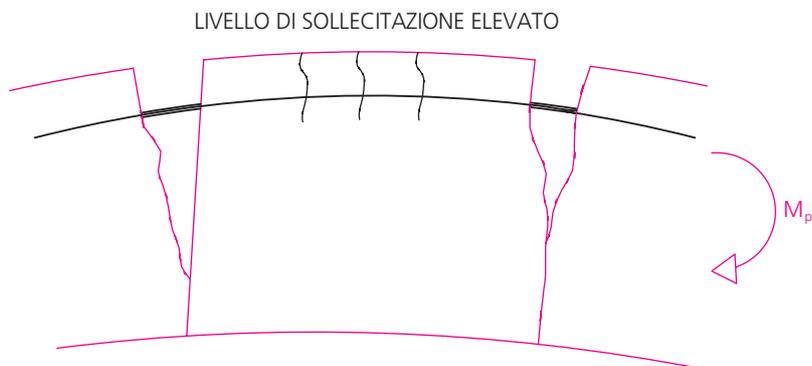


Figura 13.37 Livello di sollecitazione elevato

Sotto carico elevato l'armatura nella fessura si snerva:

$$\sigma_t = f_{yk}$$

Il momento, o più in generale il livello sollecitante, induce lo snervamento nelle armature tese.

A questo punto il livello sollecitante raggiunge il livello resistente della sezione.

La sezione non reagisce ulteriormente, ovvero gli altri aumenti di carico trovano una vera e propria nuova sezione, con una sorta di cerniera posta nella sezione fessurata con armatura plasticizzata.

Con $M > M_{pl}$ la parte fessurata diventa una cerniera (plastica)

$$\Delta M = M_{vero} - M_{pl}$$

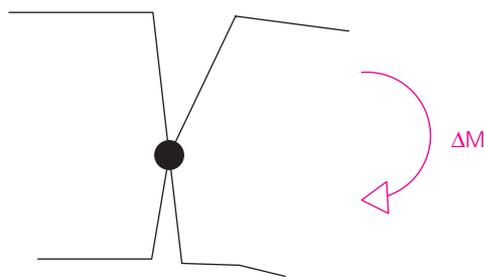


Figura 13.38 Cerniera plastica

A questo punto lo studio della struttura comporta, ai fini della risoluzione, un doppio sistema statico:

Struttura integra

con livello sollecitante fino a M_{pl}

Strutture con cerniere

per sollecitazioni oltre il livello di plasticizzazione

N.B.: Per ottenere la deformazione complessiva bisogna a questo punto sommare le deformate delle due strutture.

Si osservi che la deformazione delle parti plasticizzate diventa molto evidente a causa delle forti deformazioni dell'acciaio teso snervato, che inducono grandi "piegature" (relativamente molto rilevanti rispetto a quelle prodotte nella sezione tutta reagente).

SINTESI FORMULE

Formule cemento armato

$N_{Ed} = f_{yd} \cdot A_s$	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$	Verifica a trazione
N_{Ed} si calcola con la comb. eccezionale 1,35 G + 1,5 Q		

SLE	Travi inflesse allo SLE M_E provocata da (G + Q)
$x = \frac{15(A'_s + A_s)}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(A_s d + c A'_s)}{15(A_s + A'_s)^2}} \right]$	
$I_i = b \cdot x^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - x)^2 + 15 \cdot A'_s \cdot (x - c)^2$	
$\sigma_c = (M_E / I_i) x$	Tensione max cls compresso $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}$
$\sigma_s = 15 \cdot (M_E / I_i) \cdot (d - x)$	Tensione max acciaio teso $\sigma_s \leq 0,8 f_{yk}$
$(\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$ con comb. quasi perm)	

SLU	Verifica travi inflesse allo SLU (con armature compresse snervate)
<i>Dalla prima equazione si può ricavare l'altezza della zona compressa allo stato limite ultimo</i>	
$x = f_{yd} \cdot (A_s - A'_s) / (f_{cu} \cdot b \cdot 0,8)$	$x = 34,5 \cdot (A_s - A'_s) / b$
$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A'_s \cdot (d - c) + f_{cu} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x(d - 0,4 x)$	C25 & B450C
Verifica	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$
	$M_{Rd} = 3913 \cdot A'_s \cdot (d - c) + 113 \cdot b \cdot x(d - 0,4 x)$

Pilastro solo compresso	Verifica	(NB da considerare anche M_{Ed})
$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cu}$	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$	

$f_{yd} = f_y / 1,15$	$f_{yd} = 3913$ da N/cm ²
$f_{cd} = f_y / 1,5$	$f_{cd} = 167$ da N/cm ²
C25 & B450C	$f_{cu} = 0,85 f_{cd} = 142$ da N/cm ²

Dimensionamento travi inflesse

$$A_s \min = M_{Ed \text{ SLU}} / 0,9 \cdot d \cdot f_{yd}$$

○ Dimensionamento della Sezione con "Armatura Massima" nota la scatola

Porta a un dimensionamento con una sezione che presenta una situazione di armatura ai limiti del comportamento duttile (valori solo indicativi).

Noto b & M_{Ed}

$$A_s = 0,002 \sqrt{M_{Ed} \cdot b}$$

$$d = 0,159 \sqrt{M_{Ed} / b}$$

Noto d & M_{Ed}

$$b = M_{Ed} / 39,3 \cdot d^2$$

$$A_s \leq 0,013 \cdot b \cdot d = 0$$

Si ottiene un dimensionamento "equilibrato" con una sezione che ha valori intermedi tra gli "estremi" valutati con i due valori.

L'armatura compressa inserita A'_s è tra il 25% e il 50% dell'area A_s

Per l'altezza utile si tenga presente che se $d < l/25$ si può evitare la verifica a deformazione

Noto d & M_{Ed}

$$b = M_{Ed} / 25 \cdot d^2$$

$$A_s \geq 0,0074 \cdot b \cdot d$$

Noto b & M_{Ed}

$$A_s = 0,0015 \sqrt{M_{Ed} \cdot b}$$

$$d = 0,2 \sqrt{M_{Ed} / b}$$

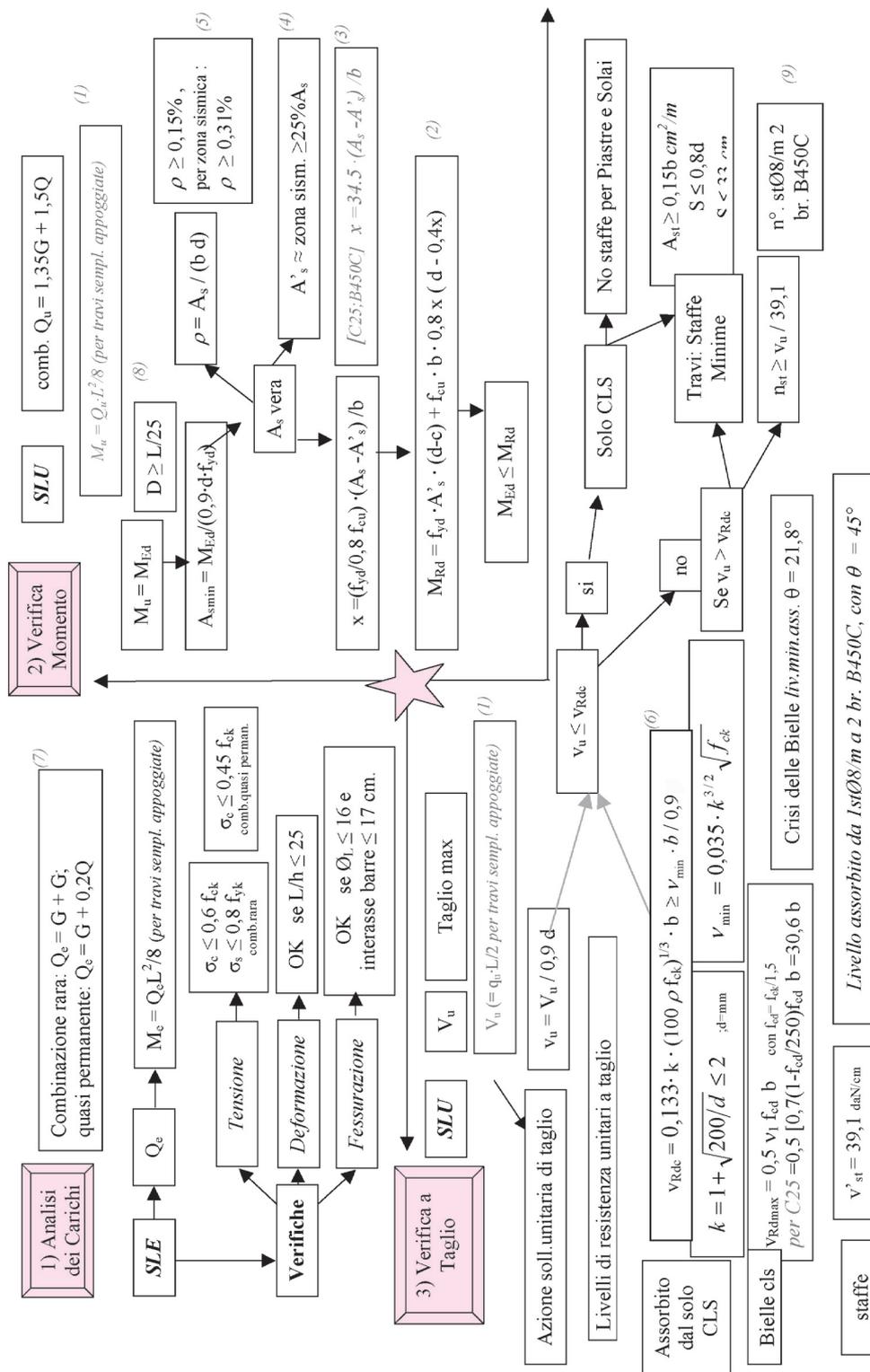
○ Dimensionamento della Sezione con "Armatura Minima" nota la scatola

I minimi di armatura 0,15% e per la zona sismica 0,31% sono valori minimi da rispettare; essi condizionano le formule, dato che impongono un minimo a un elemento A_s di una "coppia" di valori. Stabilito $d > l/25$ si trova $A_s > A_{s \min}$

La percentuale di armatura è data da $\rho = \frac{A_s}{d \cdot b}$ con $\rho \geq 0,15\%$ per zona non sismica

Per zona sismica $\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho' + \frac{3,5}{f_{yk}}$ che per B450C diventa $0,31\% < \rho < +0,78\%$

Figura 13.39 Diagramma di flusso semplificato per il calcolo di una trave in cemento armato. (valori numerici per C25 e B450C)



$M_u = q_u L^2 / 8$ (per travi sempl. appoggiate)	<i>Nota (1) : Momento e taglio massimi con trave semplicemente appoggiata e carico uniforme pari a q_u</i>
$V_u = q_u L / 2$ (per travi sempl. appoggiate)	(1)
$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - c) + f_{cu} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x \cdot (d - 0,4x)$	<i>Nota (2) nella formula $f_{ct} = 0,85 \cdot f_{ck}$; la formula è valida con acciaio teso e compresso snervati</i>
$[C25; B450C] \quad x = 34,5 \cdot (A_s \cdot A_s) / b$	<i>Nota (3) si fa spesso riferimento al calcestruzzo di classe C25 con $f_{ck} = 25$ MPa e acciaio (l'unico) B450C</i>
$A_s \approx \text{zona sism.} \geq 25\% A_s$	<i>Nota (4) : Le zone critiche interessate da cerniere plastiche in corrispondenza delle parti terminali dei pilastri sono in zona sismica d per CD 'B' e 1,5d per CD 'A'; nelle zone critiche la percentuale di armatura compressa minima raggiunge il 50% di quella tesa</i>
$x \geq 0,15\%$, per zona sismica : $x \geq 0,31\%$	<i>Nota (5) per zona sismica (NTC08 par. 7.4.25) : $1,4 / f_{ck} < x < x^2 + 3,5 / f_{ck} = 0,31\% < x < x^2 + 0,78\%$ per B450C</i>
$v_{Rdc} = 0,133 \cdot k \cdot (100 \cdot x \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b \geq v_{min} \cdot b / 0,9$	<i>con 0,133 = 0,18 / 1,5</i>
Combinazione rara: $q_e = g + q_i$ quasi permanente: $q_e = g + 0,2q_i$	<i>Nota (7) : vedi le combinazioni dettate da NTC08</i>
$d \geq L / 25$	<i>Nota (8) : l'altezza utile della trave è opportuno che sia $> L / 25$ per evitare problemi di deformazioni eccessive e evitare il calcolo della freccia; la larghezza della trave deve essere almeno come il pilastro e per le travi a spessore in zona sismica non può superare all'incirca il doppio del pilastro</i>
$n_{st} \geq v_u / (39,1 \cdot A_{sw})$	<i>Nota (9) la formula riportata a lato è quella generale, n° st/m di area unitaria A_{sw} B450C; se le staffe sono a due braccia da 8 l'area di una staffa è 1 cm^2</i>

