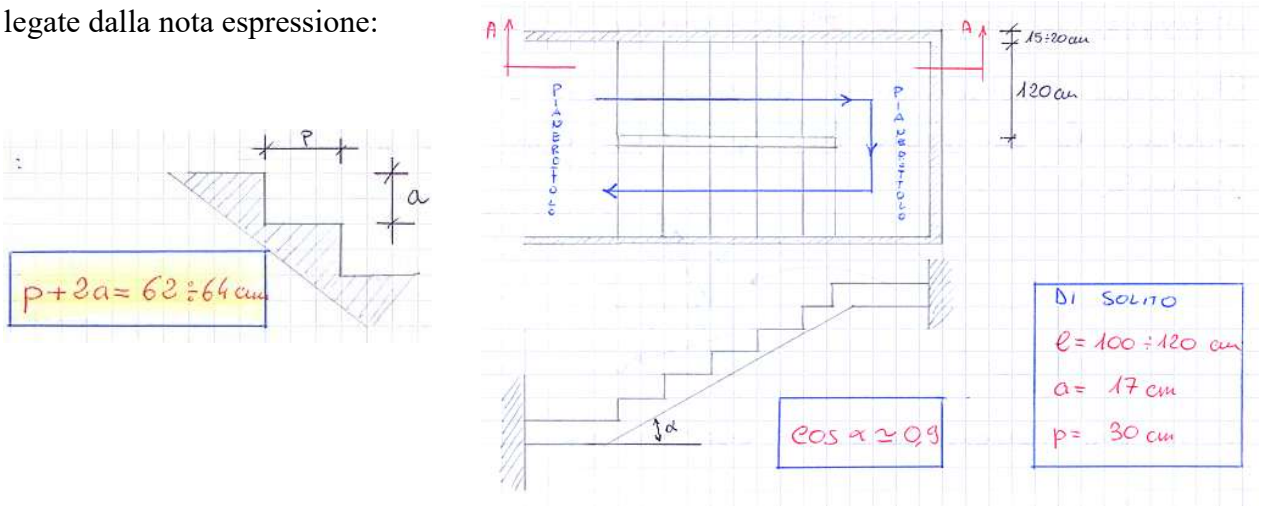
5.3. Le scale

Le scale rappresentano l'elemento architettonico di collegamento fra 2 o più piani consecutivi di un edificio; dal punto di vista strutturale possono inoltre rappresentare, assieme alle pareti ed eventualmente al vano ascensore, un nucleo irrigidente nei confronti delle azioni orizzontali.

Le dimensioni della scala sono generalmente dovute ad aspetti funzionali, oltre che estetici: il primo passo consiste nel definire le dimensioni della "alzata (a)" e della "pedata (p)", che sono legate dalla nota espressione:



Ovviamente il numero delle alzate dipende dall'interpiano da superare.

La larghezza della scala dipende dalla tipologia e dall'importanza:

B = 80÷100 cm (interna all'appartamento)
B = 120 cm (scale comuni)
B > 120 cm (scale edifici pubblici)

I regolamenti edilizi impongono un numero massimo di gradini consecutivi (di solito 13 o 15 gradini), quindi per un interpiano di 3.00 m bisogna prevedere sempre il pianerottolo intermedio.

5.3.1. Classificazione

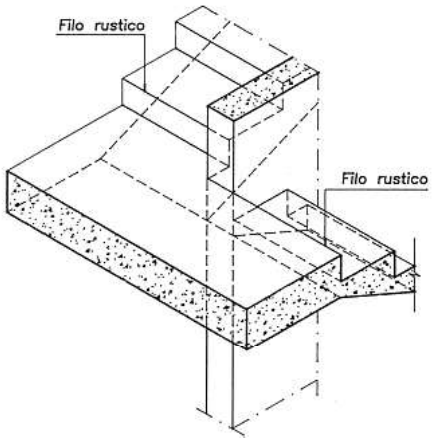
Si possono classificare secondo:

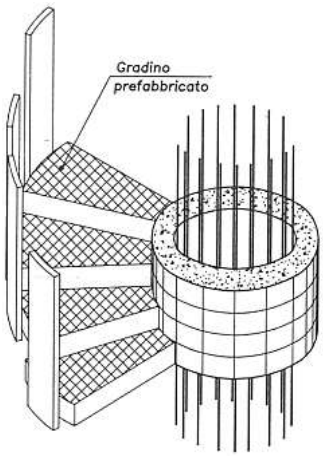
- metodo di realizzazione:
  - scale eseguite in opera;
  - scale parzialmente prefabbricate e completate in opera;
  - scale prefabbricate;
- lo schema strutturale:
  - gradino a sbalzo;
  - soletta a ginocchio

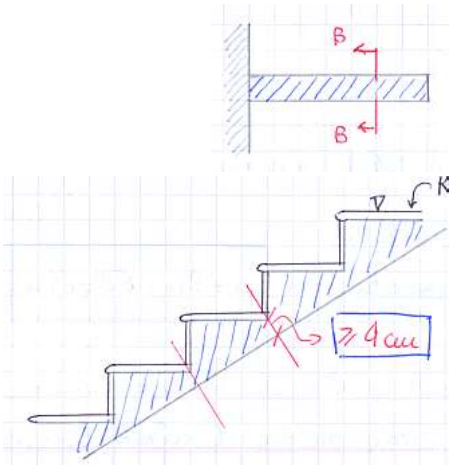
5.3.2. Gradino a sbalzo

In questa tipologia, ciascun gradino risulta incastrato nella parete laterale (o più raramente in una trave a ginocchio) e quindi si comporta come un elemento strutturale indipendente.

Tuttavia, il più delle volte si realizza comunque una soletta inferiore dello spessore minimo di 4 cm, che collega mutuamente i gradini aumentandone la rigidezza e resistenza.

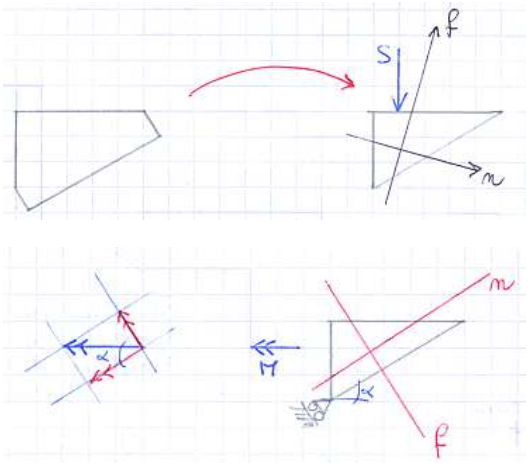


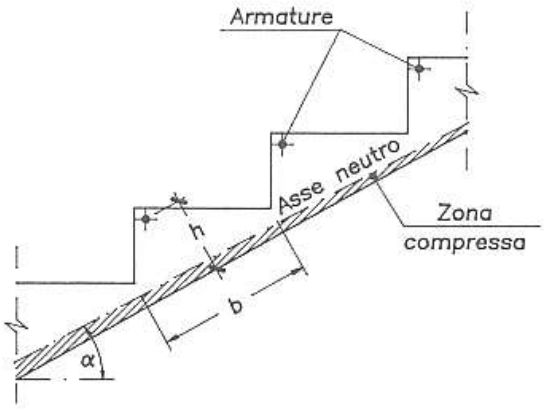




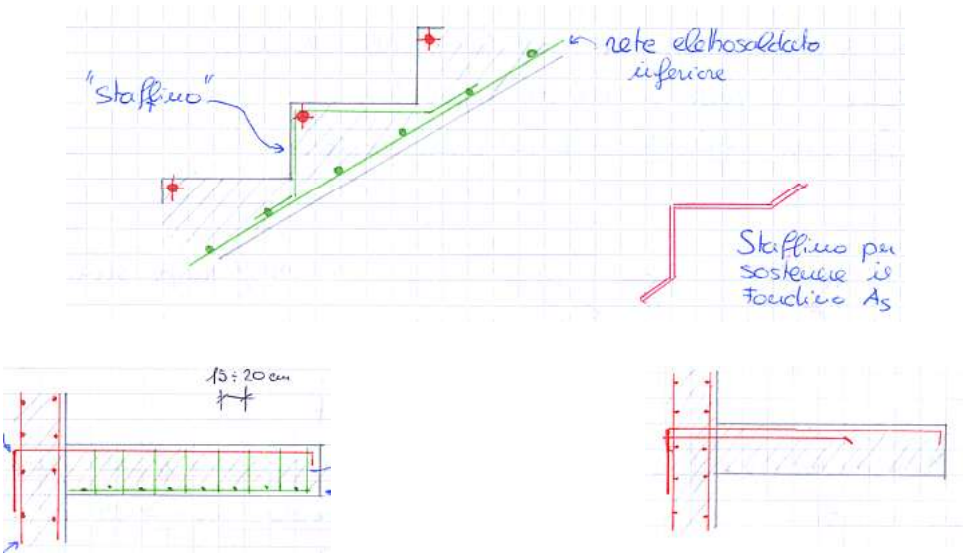
Il gradino è una mensola incastrata che sopporta tutto il carico gravante: peso proprio, peso dei rivestimenti ed il sovraccarico variabile; la sezione resistente è una sorta di triangolo, per cui a rigore sarebbe sollecitato da una flessione deviata.

Nella realtà, in virtù della presenza della soletta inferiore che costituisce un mutuo collegamento e quindi un vincolo allo spostamento trasversale, si può considerare una flessione retta con asse di flessione ortogonale alla soletta inferiore; in questo caso la sezione resistente risulta un rettangolo convenzionale, di larghezza pari al gradino e altezza pari alla distanza dell'armatura tesa dall'intradosso della scala. In tal caso si può considerare agente solamente la componente del momento parallela alla rampa: $M^* = M \cdot \cos\alpha$





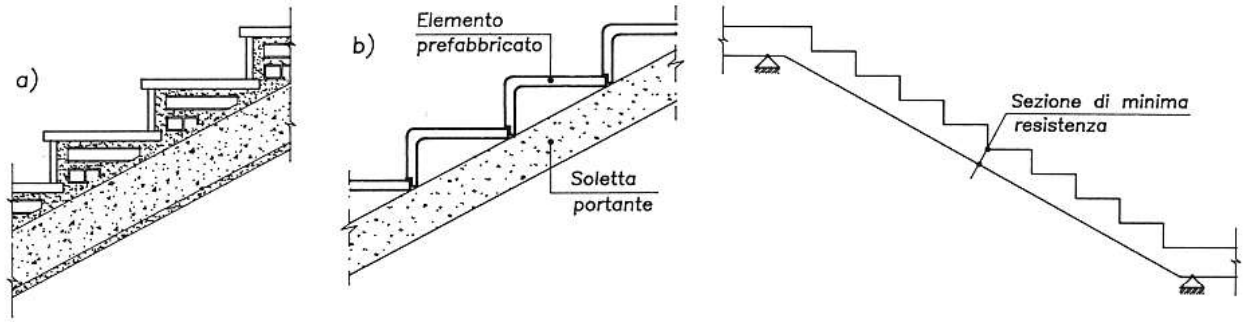
L'armatura principale è costituita da 1 o 2 tondini posti nel vertice superiore del gradino, collegata all'armatura di ripartizione inferiore (rete elettrosaldata) attraverso una semplice staffa.



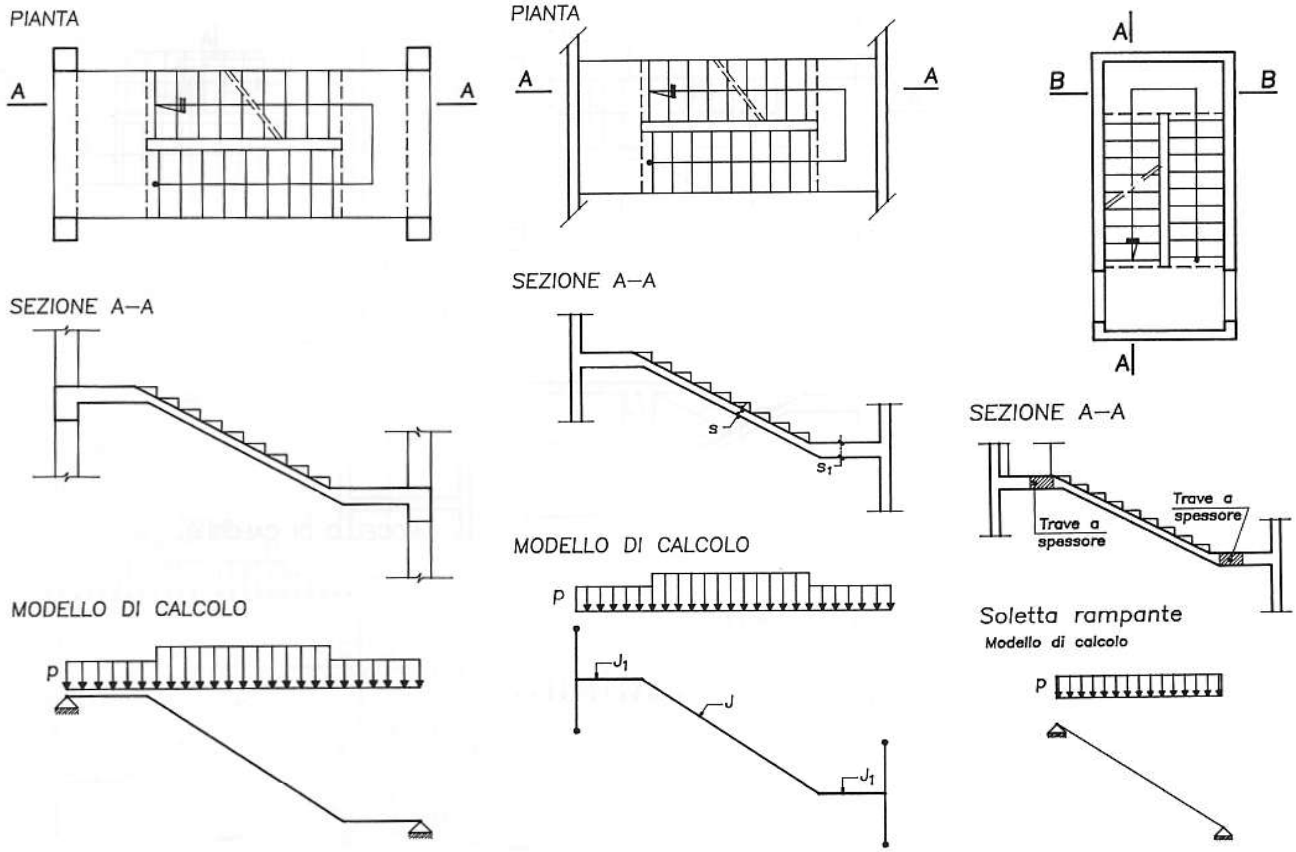
Trattandosi di una mensola, è fondamentale ancorare adeguatamente l'armatura alla struttura portante (parete o trave). Tale operazione risulta alquanto complessa e onerosa; per tale motivo *questa tipologia costruttiva è poco utilizzata*.

5.3.3. Soletta a ginocchio

In questa tipologia la struttura portante della scala è costituita dalla soletta inferiore, pensata come una "trave a ginocchio" con asse secondo l'asse della scala. In tal caso i gradini NON hanno alcuna funzione strutturale, ma semplice rivestimento; spesso per comodità vengono comunque realizzati in c.a. assieme alla parte portante, ma vengono trascurati dal calcolo.



Il modello di calcolo da considerare dipende dalla forma della scala, dalle strutture presenti sul suo perimetro, dal grado di incastro del pianerottolo.
In funzione di questi parametri la "trave" può essere schematizzata come una trave appoggiata o incastrata su tutta la luce, oppure appoggiata con luce pari solamente alla rampa inclinata.

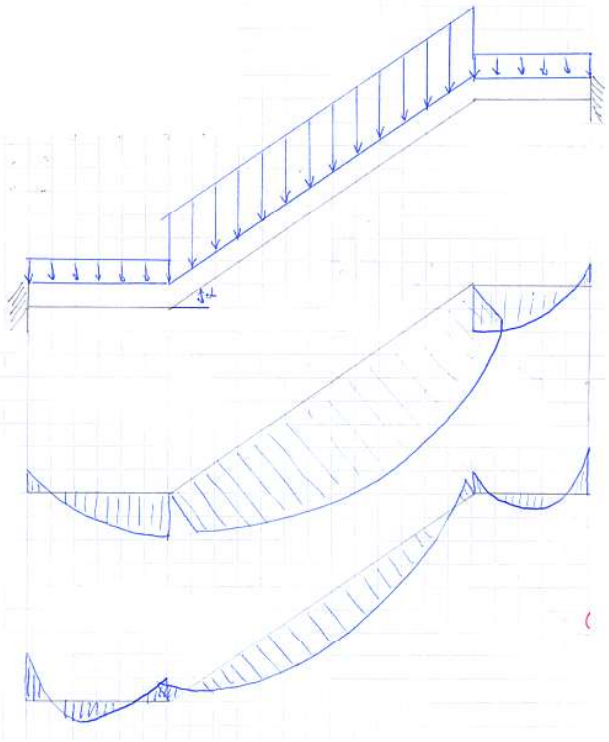


In funzione dell'angolo di inclinazione della rampa può cambiare la forma del diagramma dei momenti sollecitanti. La trave è sollecitata anche a taglio e sforzo normale.

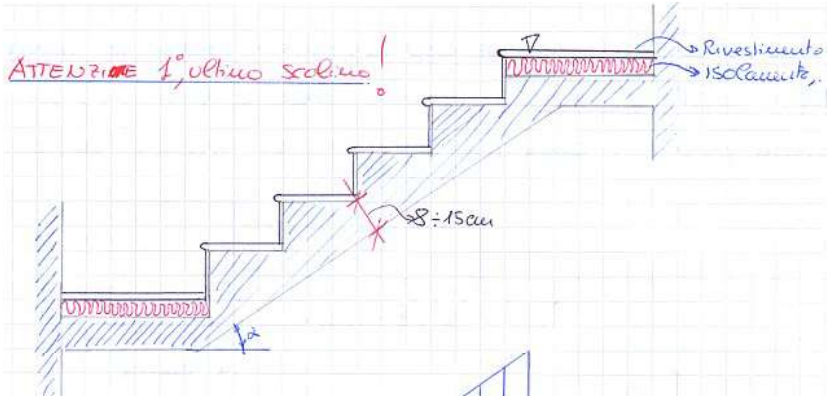
Diagramma del Momento

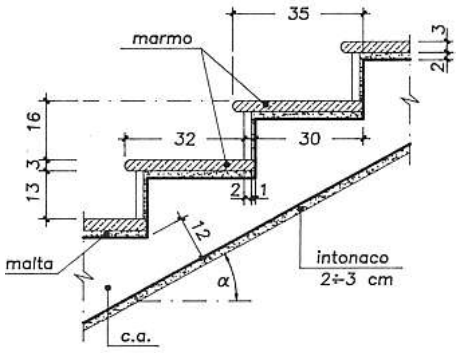
α "piccolo"

α "grande"

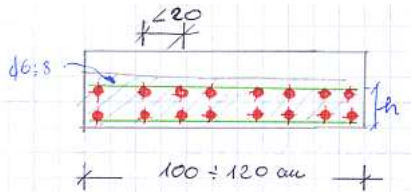


La sezione resistente è un rettangolo di larghezza pari alla rampa (es: B =120 cm) e altezza pari allo spessore della soletta inferiore, che generalmente è pari a 10÷15 (20cm in casi particolari);
in fase di disegno (e realizzazione) va prestata particolare attenzione alle finiture e quindi alle diverse misure delle alzate.

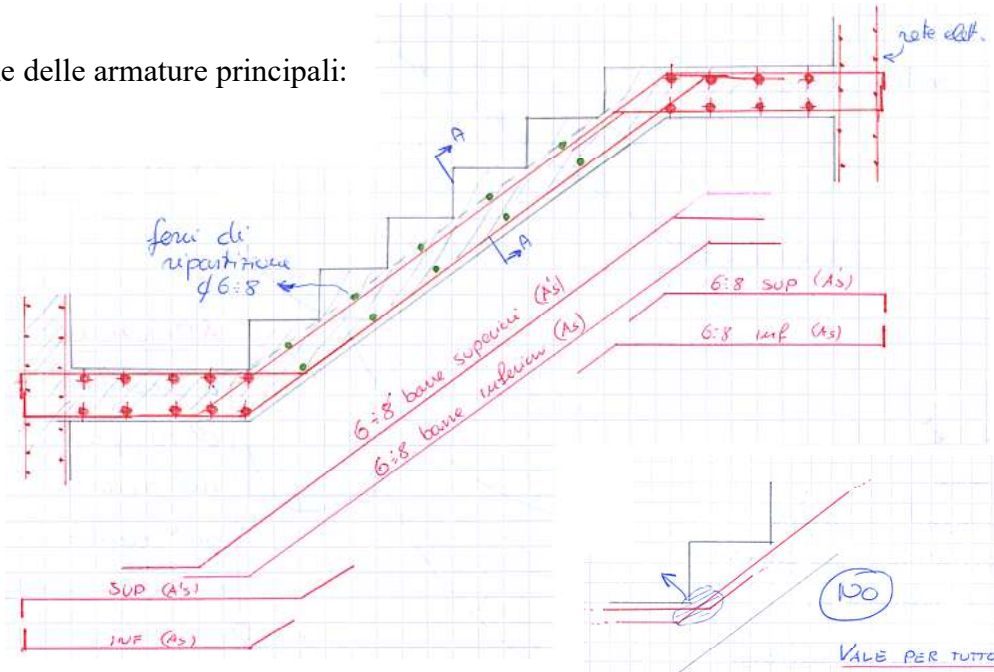


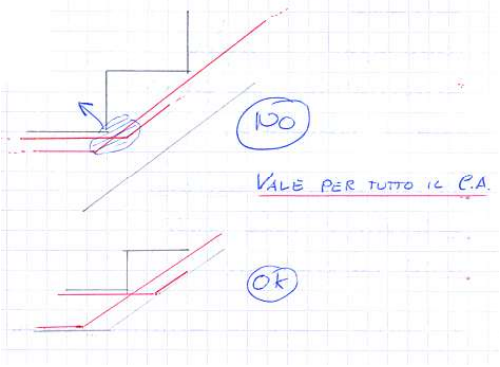


Generalmente si utilizzano barre da c.a. "sottili" ϕ8 ÷ ϕ12 (ϕ14 max) ad interasse 15÷20 cm.
Per le strutture in opera, non è consuetudine prevedere staffe chiuse, ma è bene comunque inserire delle barre ϕ8÷ϕ10 di ripartizione e collegamento fra i due strati di armatura.



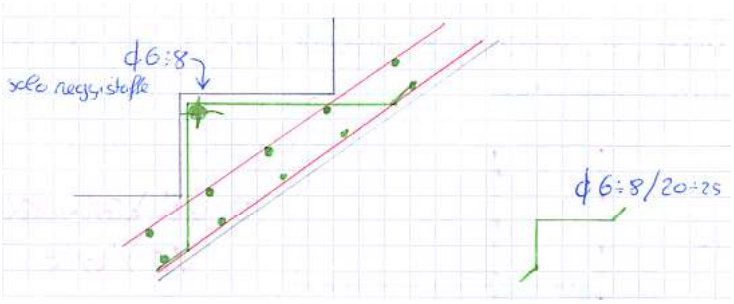
Disposizione delle armature principali:





ATTENZIONE agli incroci delle armature !!

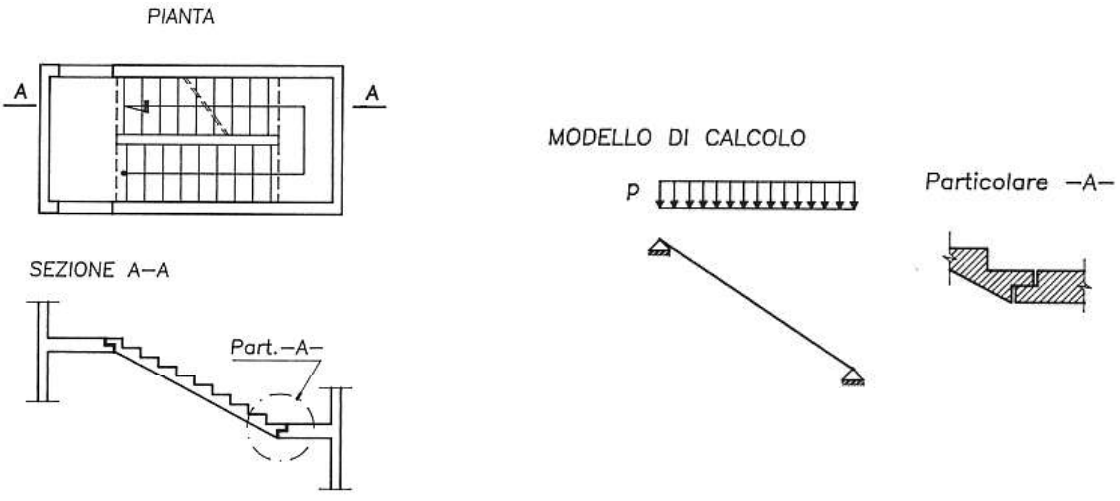
Benché non necessario, alcune volte sono presenti delle modeste armature di collegamento fra il gradito "portato" e la soletta strutturale, utili specialmente se sono realizzati in tempi diversi.



5.3.4. Scale prefabbricate

Nel caso di rampe scale ripetitive e di basso pregio estetico, si può prevedere la prefabbricazione degli elementi strutturali.

In tal caso lo schema statico è di trave in semplice appoggio. Va prestata particolare attenzione e cura del dettaglio di aggancio e trasmissione delle sollecitazioni (particolare A)



5.4. Le pareti in c.a. (cenni)

Le pareti in c.a. o setti sono strutture bidimensionali sollecitate prevalentemente nel loro piano, poste nel piano verticale, che possono assolvere in generale ad una duplice funzione:

- portare i carichi verticali – semplicemente compressi;
- elementi di controvento per le azioni orizzontali – soggetti ad azioni flettenti e taglianti.

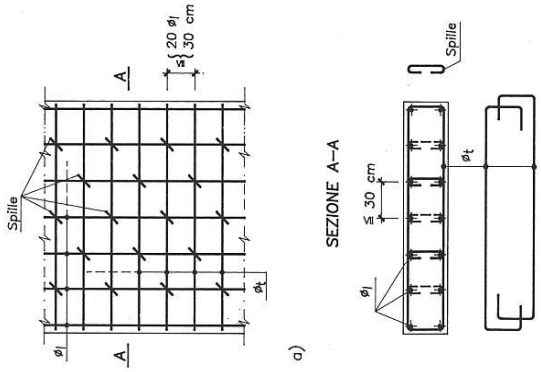
5.4.1. Pareti soggette ai carichi verticali

Si comportano "analogamente ai pilastri" considerando quale sezione resistente un rettangolo, in cui una dimensione prevale sull'altra.
La disposizione e tipologia delle armature è diversa in funzione delle dimensioni della sezioni e dell'entità delle sollecitazioni:

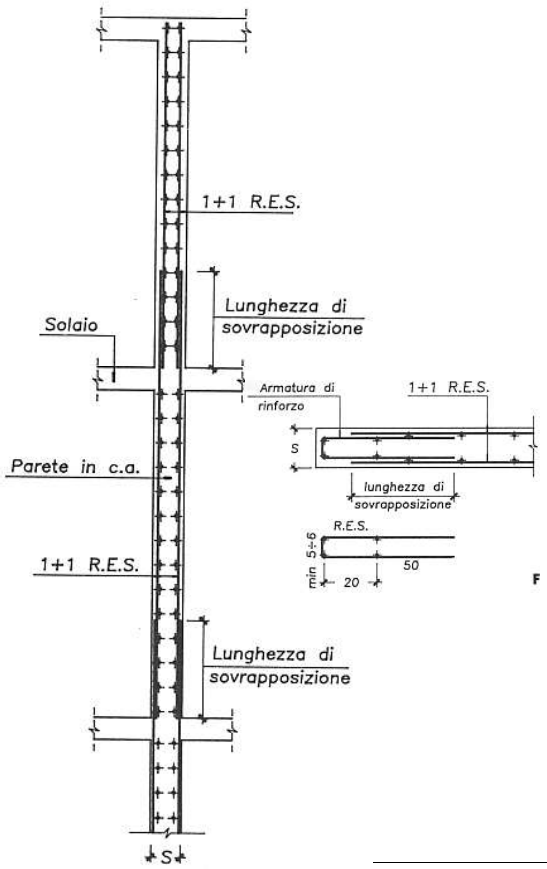
- Per pareti estese e soggette prevalentemente ad azione assiale, la normativa DM1996 prevede una semplice verifica sul calcestruzzo compresso:
  "*Per strutture in c.a. intese come setti e pareti, di importanza corrente, sottoposte prevalentemente a sforzo assiale, quando la compressione media, in combinazione rara, risulti non superiore al limite seguente:* $\sigma_{c,media} \le 0.27\left[1-0.03\left(25-s\right)\right]f_{cd}$
  essendo s lo spessore della parete espresso in cm.

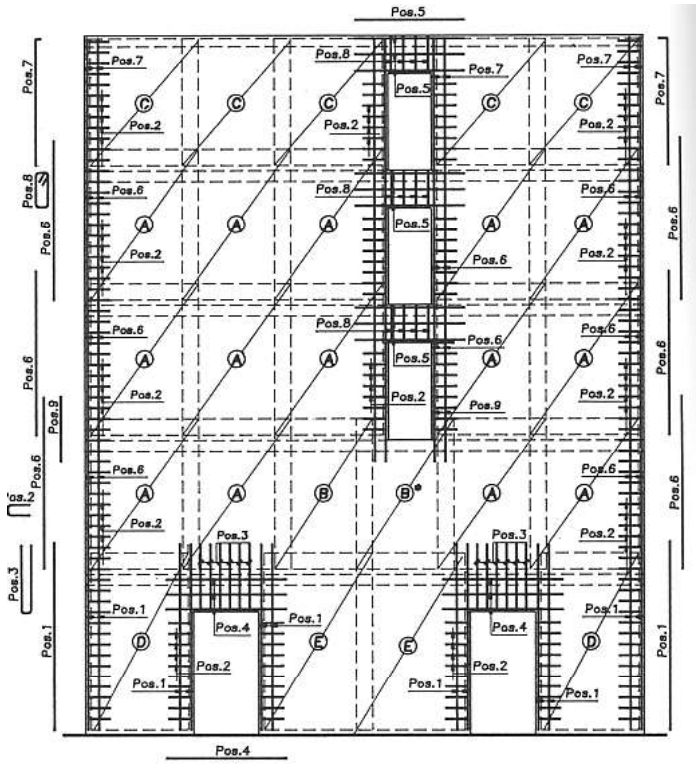
Si potranno adottare per le armature, da disporre presso entrambe le facce, le seguenti limitazioni dimensionali:

- *diametro minimo delle barre longitudinali = 8 mm, interasse massimo < 30 cm;*
- *diametro minimo delle barre trasversali = 5 mm, interasse massimo 20ϕ longitudinale o 30 cm*
- *elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele: 6 per ogni m² di parete.*



Nel caso si faccia utilizzo di reti elettrosaldate, queste vanno opportunamente sovrapposte, collegate trasversalmente; inoltre va curato il dettaglio della testata del setto, degli incroci fra setti ortogonali e nell'intorno delle aperture:

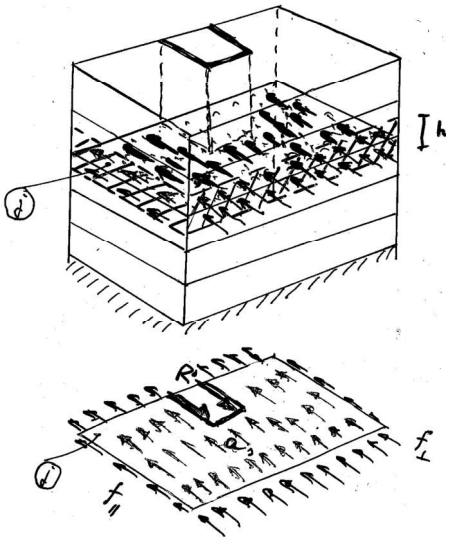


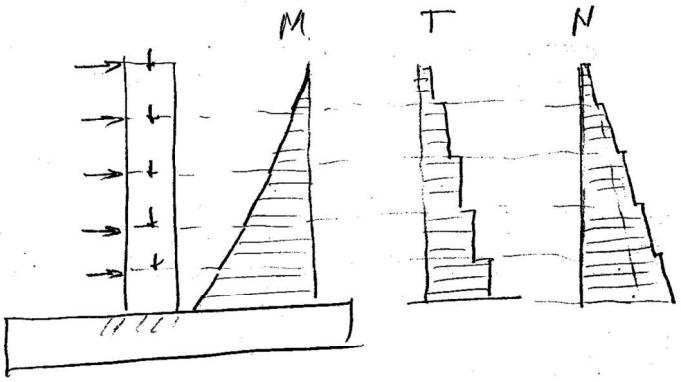


- Per pareti di ridotte dimensioni (setti), assimilabili a "pilastri allungati", si seguono le indicazioni previste per i pilastri, con l'utilizzo di armature verticali e staffe orizzontali.

5.4.2. Elementi di controvento per le azioni orizzontali (Sisma e vento)

In questo caso la parete ha il compito di resistere alle azioni orizzontali e trasmettere le sollecitazioni in fondazione. Questo argomento viene trattato diffusamente nel corso di Costruzioni in Zona Sismica (Progetto di Strutture 2)





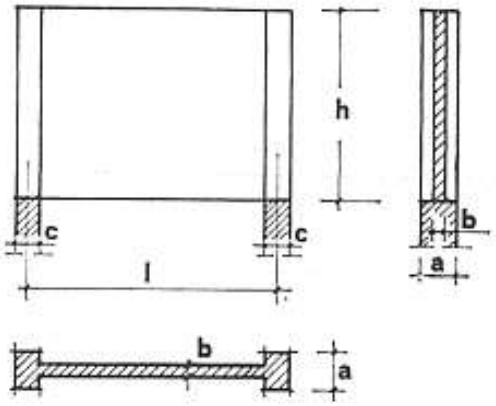
5.5. Le travi-parete

Le travi-pareti in c.a. sono un caso particolare di strutture bidimensionali sollecitate nel proprio piano: assumono tale nome quando il rapporto fra luce ed altezza $\lambda = L/H$ è inferiore a 2.

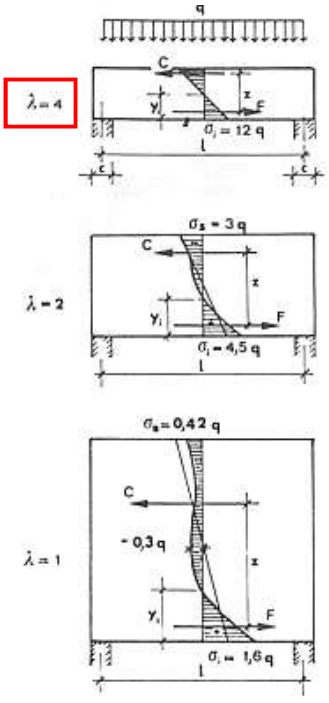
Queste strutture possono essere studiate nello stato non fessurato (Stadio I) con la teoria dell'elasticità, mentre dopo la fessurazione (Stadio II) si può valutare la resistenza solamente mediante schemi a traliccio (tirante-puntone).

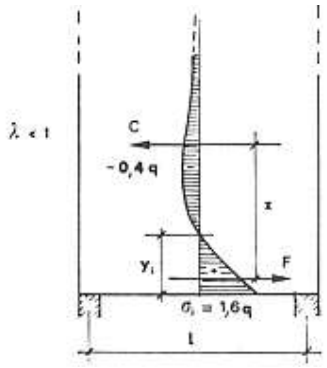
travi appoggiate $\lambda = \frac{L}{H} < 2$

travi continue $\lambda = \frac{L}{H} < 2.5$



L'ipotesi di distribuzione lineare delle tensioni nella sezione trasversale (ipotesi di Navier) non è più sufficientemente approssimata e lo è tanto meno quanto più diminuisce il rapporto $\lambda = L/H$, che viene chiamata snellezza della trave-parete.





λ	Y_i	$\overline{\sigma_i} = \overline{\sigma_s}$	z	F
4	0,5 h	12 q	0,67 h	0,75 q l
2	0,40 h	3 q	0,67 h	0,38 q l
1	0,28 h	0,75 q	0,62 h	0,20 q l
<1	0,28 l	—	≃ 0,62 h	0,20 q l

5.5.1. Analisi dello stato non fessurato

Dalle prove sperimentali si nota che la distribuzione delle tensioni dipende:

a) dalla snellezza λ,

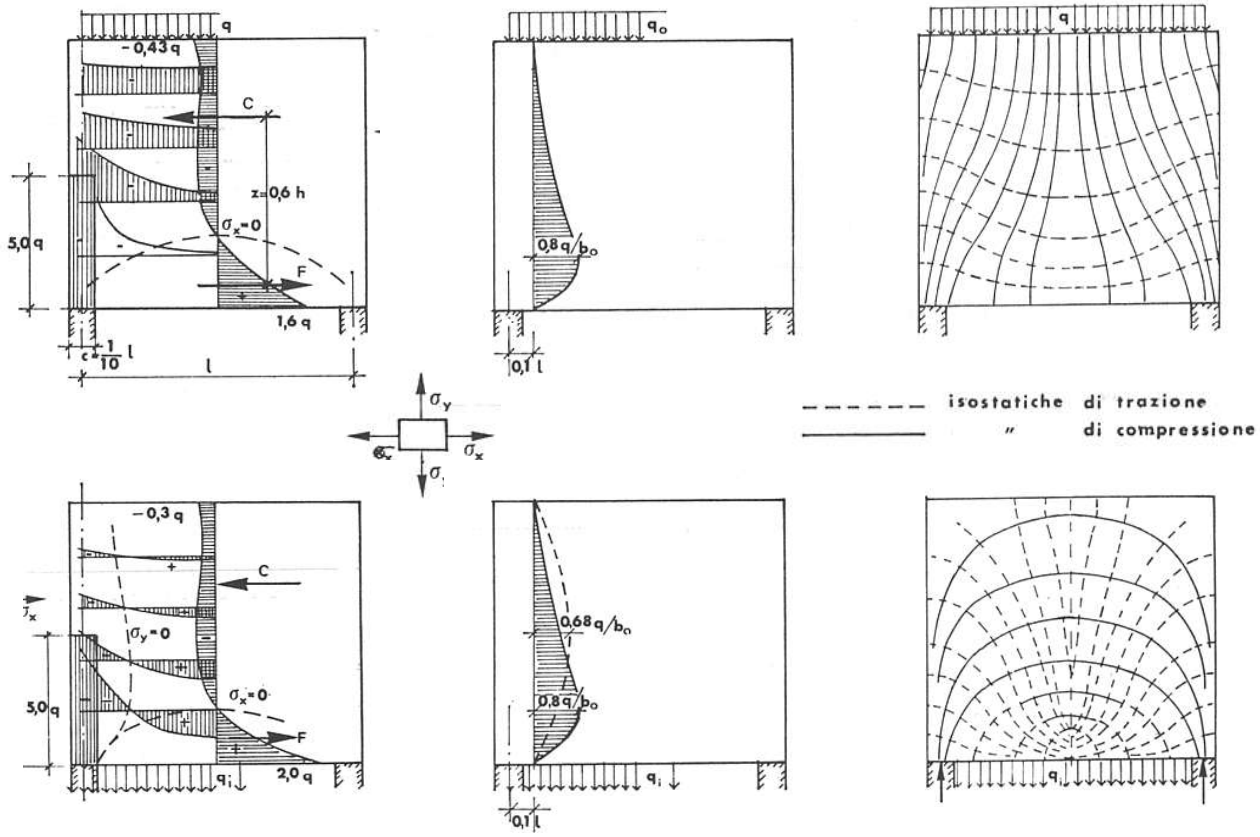
b) dalle dimensioni degli appoggi "c",

c) dalla modalità di applicazione del carico (all'estradosso o all'intradosso),

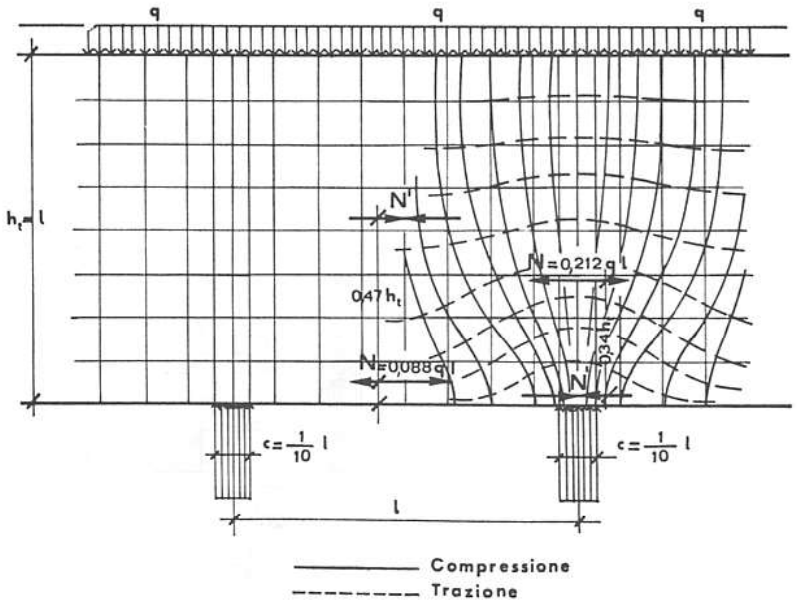
d) da eventuali irrigidimenti agli appoggi.

Inoltre (figura precedente) si deduce che:

- il diagramma delle σ_x nella sezione di mezzo si discosta molto da quello lineare per $\lambda<2$;
- per pareti con $\lambda<1$ l'andamento del diagramma nella parte tesa è simile a quello per $\lambda=1$, cioè la parte superiore della parete non partecipa alla resistenza a flessione, ossia si può considerare una parete fittizia resistente di altezza pari alla luce (H=L);
- le tensioni nelle fibre tese inferiori sono circa 1,5 – 2 volte maggiori rispetto al caso della trave snella, mentre le compressioni sono notevolmente inferiori (circa la metà);
- il braccio delle forze interne è minore di quello della distribuzione lineare;

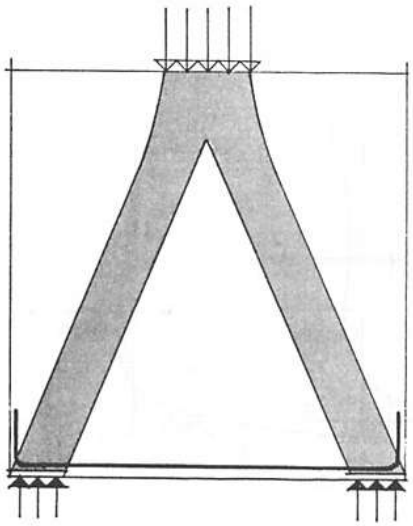


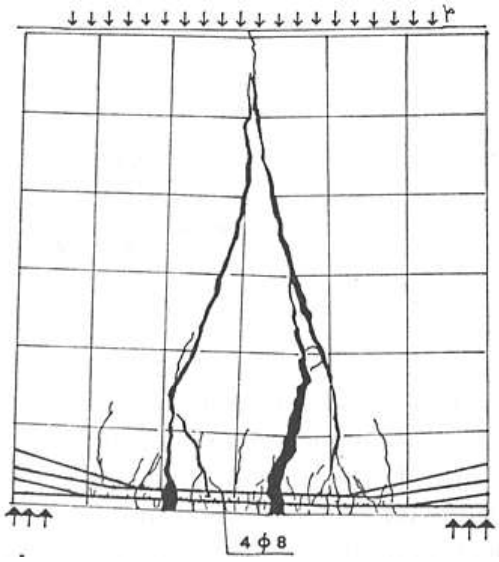
La figura precedente mette in luce le differenze dovute alla modalità di applicazione del carico: cambiano di poco le tensioni σ_x e τ_{xy}, mentre quelle σ_y cambiano di segno, di conseguenza il grafico delle isostatiche di compressione/trazione è completamente diverso.
Nel caso di carico concentrato o agli appoggi di una trave continua, si devono considerare le tensioni trasversali prodotte dalla diffusione del carico.

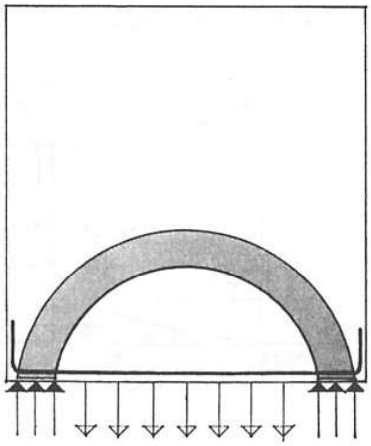


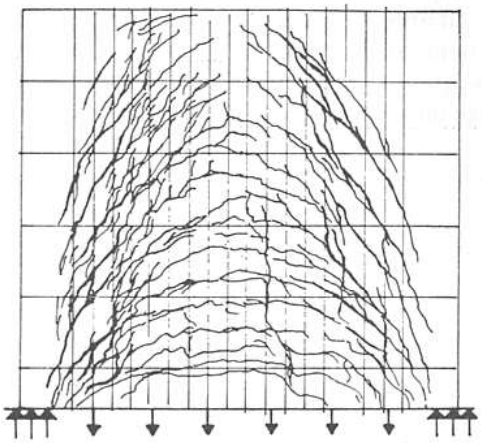
5.5.2. *Analisi dello stato fessurato*

In questo caso non sono più valide le teorie classiche, ma bisogna fare affidamento a schemi statici semplificati del tipo **tirante-puntone** (strut-and-tie) che cercano di riprodurre il comportamento sperimentale.









Dalle evidenze sperimentali (figura precedente) si evince che:

- La resistenza alle azioni taglianti aumenta fortemente al diminuire di λ , per effetto del funzionamento ad arco o a traliccio a seconda della posizione del carico;
- La migliore disposizione delle armature è quella che contrasta le trazioni nel tirante inferiore del traliccio o nella catena dell'arco, ossia barre orizzontali concentrate inferiormente e ben ancorate alle estremità; queste vanno associate a staffe verticali (o armatura di parete) in grado di assorbire gli sforzi principali di trazione. Nel caso di carico applicato inferiormente, le staffe verticali hanno anche il compito di riportare il carico nella parte superiore della trave (*armatura di sospensione*).

Dimensionamento:

Si calcolano le sollecitazioni flessionali come per una trave snella (M_{sd}, V_{sd}).

Armature longitudinali

L'armatura tesa è sollecitata da un forza pari a :

$$F_{As} = \frac{M_{sd}}{z}$$

Nel caso di trave in semplice appoggio il braccio della coppia interna "z" vale:

$$\begin{aligned} z &= 0.2(L+2H) && \text{per } 1<\lambda<2 \\ z &= 0.6L && \text{per } \lambda<1 \end{aligned}$$

Nel caso di trave continua su più campate il braccio della coppia interna "z" vale:

$$\begin{aligned} z &= 0.2(L+1.5H) && \text{per } 1<\lambda<2.5 \\ z &= 0.5L && \text{per } \lambda<1 \end{aligned}$$

Nello stato fessurato, la forza di trazione resta praticamente costante su tutta la luce, pertanto l'armatura dovrà essere prolungata sino agli appoggi senza interruzioni e ben ancorata.

L'armatura va concentrata nella parte inferiore della trave (0.15H ÷ 0.25H).

Calcestruzzo

Nelle travi parete le compressioni dovute alla flessione difficilmente raggiungono valori elevati; più spesso vi è la necessità di valutare l'instabilità della membratura compressa:

lo spessore minimo della parete b è pari a:

$$\text{se } a < \frac{1}{52} = 0.0192 \qquad b \geq \frac{1}{2}\sqrt[3]{\frac{a}{100}}$$

$$\text{se } a > \frac{1}{52} = 0.0192 \qquad b > \frac{3}{2} \cdot a \cdot L$$

dove:

$$a = \frac{q}{\sigma_c \cdot H} \qquad \sigma_c \cong 0.3 \cdot f_{ck}$$

Tensioni principali agli appoggi

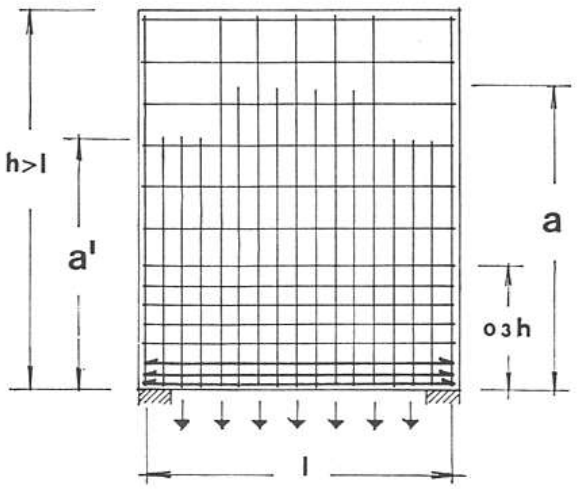
Trattandosi di una trave tozza, non è possibile valutare il taglio agli appoggi a partire dalla sollecitazione tagliante esterna. "La verifica a taglio" consiste nel valutare la stabilità delle bielle compresse in prossimità degli appoggi (molto inclinate), individuate dalle lesioni normali alla direzione delle tensioni principali di trazione.

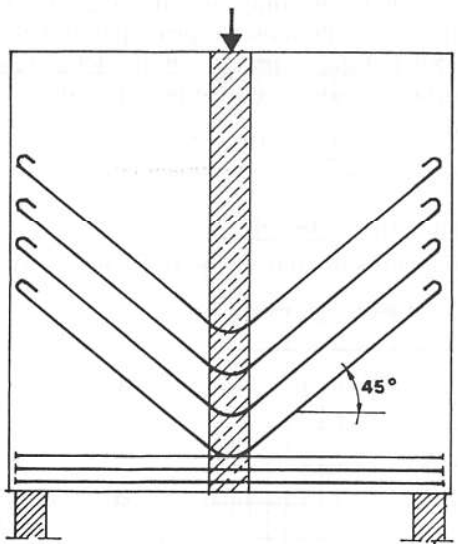
$$T_n = 0.10 \cdot b_0 \cdot H \cdot f_{cd} > V_{sd}$$

Armatura di sospensione

Nel caso di carico applicato all'intradosso della trave, si dovrà prevedere un'armatura trasversale in grado di riprendere la totalità del carico applicato.

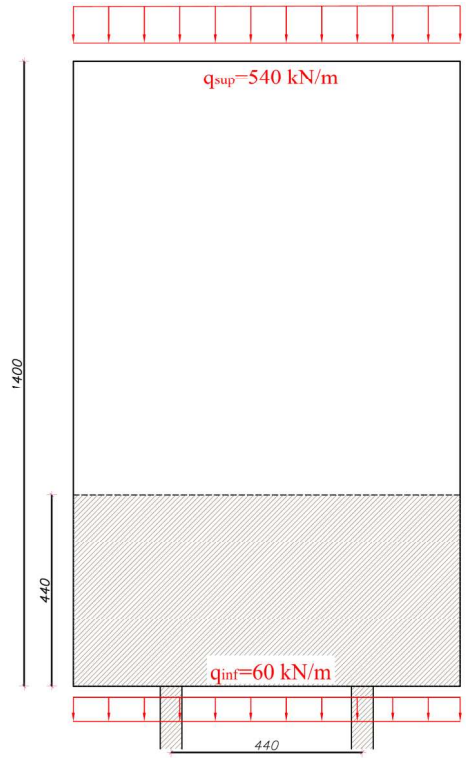
Inoltre, al fine di limitare il pericolo della fessurazione, è bene assumere una tensione in esercizio nell'acciaio non superiore a 220 MPa, cioè un valore di progetto agli SLU pari al 75% f_{sd}.





Esempio *(tratto da "Il calcolo del cemento armato" – R. Calzona e C.Cestelli Guidi – Heopli)*

Si consideri una parete di un silos con le seguenti caratteristiche:



altezza: H = 14 m
spessore: b = 20 cm
interasse pilastri: L = 4.40 m;
carico di progetto: $q_{d,sup}$ = 540 kN/m
$q_{d,inf}$ = 60 kN/m

Poichè λ<1, si considera reagente solo H = L = 4.40 m.

Le sollecitazioni valgono:

$$M_{sd}^{+} = \frac{1}{24} q_d L^2 = 484 \text{ kNm}$$

$$M_{sd}^{-} = \frac{1}{12} q_d L^2 = 968 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = \frac{1}{2} q_d L = 1320 \text{ kN}$$

Armatura longitudinale:

Poichè λ<1, si considera z = 0.5 L = 0.5x4.40=2.20 m
Limitando la tensione massima di progetto a trazione σ_s = 280 MPa, si ha:
in campata:

$$F_{As} = \frac{M}{z} = \frac{484}{2.20} = 220 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{220 \text{x} 10^3}{280} = 785 \text{mm}^2 = 7.85 \text{cm}^2 \qquad 5\phi16 = 10.05 \text{cm}^2$$

all'appoggio: $A_s = 2 \times 7.85 = 15.70 \text{cm}^2$
2ϕ10/20 ripartiti su una fascia di altezza compresa fra 0.2L=0.88m e 0.8L=3.52m, in totale 21.98cm^2

Armatura trasversale (di sospensione):

In virtù del carico appeso (60 kN/m) si prevedono staffe verticali in grado di riprendere tale carico, con una tensione ridotta (fessurazione):

$$A_t = \frac{60 \text{x} 10^3}{280} = 214 \text{mm}^2/\text{m} = 2.14 \text{cm}^2/\text{m} \qquad 3\text{st}\phi8/\text{m} = 2\text{x}0.5\text{x}100/30 = 3.33 \text{cm}^2/\text{m}$$

Calcestruzzo (fck=30MPa)

$$T_n = 0.10 \cdot b_0 \cdot H \cdot f_{cd} = 0.10 \times 200 \times 4400 \times \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 1496 kN$$

$$T_n > V = 1320 kN$$

Per lo spessore minimo si ha:

$$\sigma_c \cong 0.3 \cdot f_{ck} = 9 \ \ MPa \qquad a = \frac{q}{\sigma_c \cdot H} = \frac{600 \times 10^3 / 10^3}{9 \times 4400} = 0.015$$

$$b > \frac{3}{2} \cdot a \cdot L = \frac{3}{2} \times 0.015 \times 4400 = 100 mm = 10 cm$$

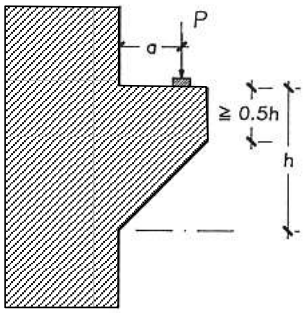
5.6. Le Mensole corte

Le mensole corte sono elementi tridimensionali sollecitati da elevati carichi concentrati, tipico di mensola da carroponte, mensole di pilastri prefabbricati, seggiole Gerber ed elementi di fondazione. Anche in tal caso non si può applicare la teoria della trave, ma bisogna fare riferimento a modelli a traliccio tirante-puntone.

Una mensola è corta se la snellezza $\lambda = a / h < 1$, in particolare:

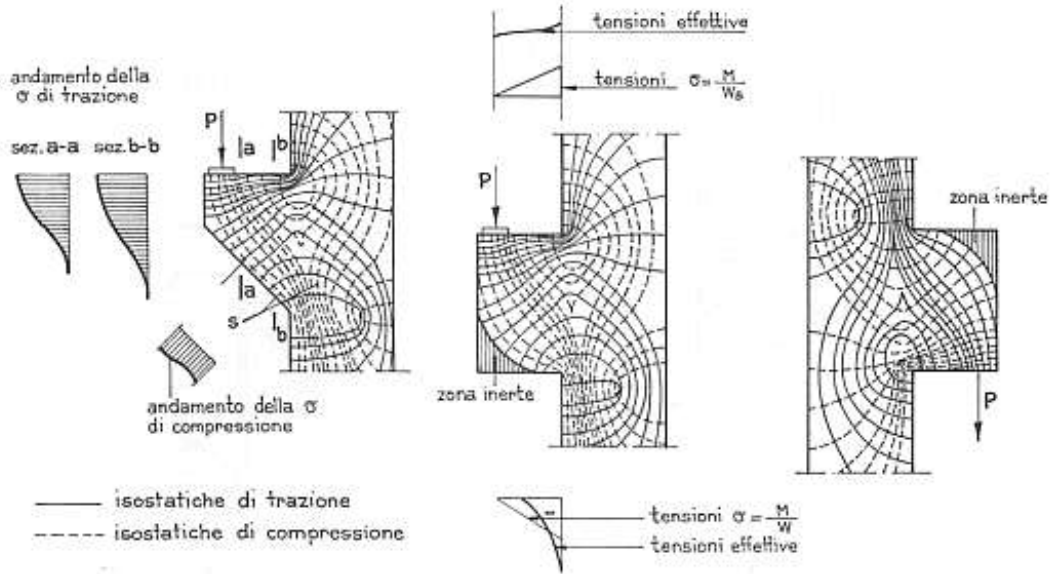
mensole tozze $\quad 0.5 \le \lambda = \frac{a}{h} \le 1$

mensole molto tozze $\quad 0.2 \le \lambda = \frac{a}{h} < 0.5$



Il carico agente sulle mensole è in genere applicato sulla parte superiore mediante apparecchi di appoggio, ma in altri casi può essere anche appeso inferiormente o distribuito su tutta l'altezza.

La figura seguente riporta il tipico andamento delle isostatiche di compressione e trazione:



- nel caso di carico applicato superiormente, le isostatiche di trazione all'estradosso si mantengono pressoché equidistanti e l'intensità della trazione si può ritenere costante;

- le isostatiche di compressione si mantengono anch'esse pressoché parallele, individuando un puntone inclinato di circa 45°;
- le tensioni di trazione, derivanti dagli sforzi di compressione, sono molto piccole perché quest'ultimi hanno andamento quasi rettilineo;
- la massima tensione di compressione si verifica nella sezione S, dove si ha una brusca variazione delle isostatiche. Tale tensione, teoricamente molto elevata, si smorza per effetto della plasticità del calcestruzzo;
- la forma della mensola non ha influenza sull'andamento delle isostatiche e delle tensioni; la zona in corrispondenza dello spigolo inferiore della mensola rettangolare è praticamente inerte; le prove sperimentali hanno messo in luce che, per evitare rotture fragili premature, è necessario che l'altezza del tratto verticale sia maggiore di 0.5H;
- nel caso di carico appeso, l'andamento delle isostatiche cambia completamente, invertendosi quelle di trazione con quelle di compressione;
- inoltre, le prove sperimentali hanno messo in evidenza l'influenza negativa delle azioni orizzontali sullo stato di sollecitazione; a parità di armatura, la capacità portante diminuisce all'aumentare del rapporto T / P, tra forza orizzontale e carico verticale.

5.6.1. Mensole tozze - Analisi dello stato fessurato

Carico applicato dall'alto.

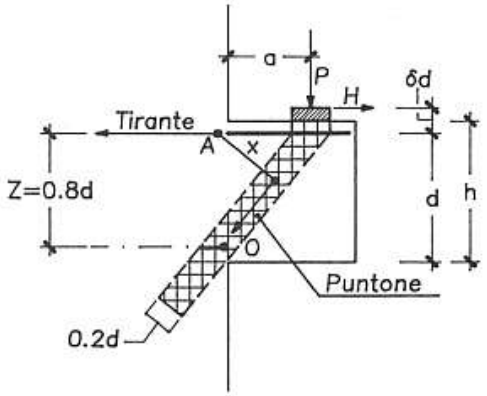
Il dimensionamento delle mensole tozze viene eseguito sulla base di un modello a traliccio costituito da un tirante superiore ed un puntone inclinato inferiore. Gli sforzi si determinano imponendo un equilibrio alla rotazione attorno ai punti O e A.

Tirante superiore - Armature tese

$$T = \frac{P \cdot a}{0.8d} + H\left(1 + \frac{\delta d}{0.8d}\right)$$

$$A_s \geq T / f_{sd}$$

dove f_{sd} è la tensione di progetto dell'acciaio.

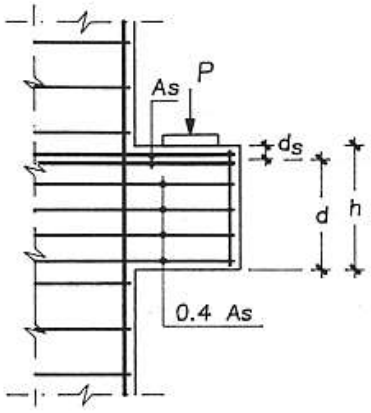


Per evitare rotture fragili e per limitare la fessurazione in esercizio, l'area tesa deve soddisfare le seguenti indicazioni:

$$A_s \geq \frac{0.3b \cdot d}{100} \qquad b = \text{larghezza mensola}$$

L'armatura deve essere disposta nella parte superiore ad una distanza d_s dall'estradosso:

$$0.1d \leq d_s \leq 0.2d$$



Nella porzione inferiore della mensola deve essere prevista un'armatura diffusa pari al 40% di quella nel tirante superiore.

Puntone inclinato - Calcestruzzo

$$N = \frac{P \cdot a}{x} + H\,\frac{\delta d}{x}$$

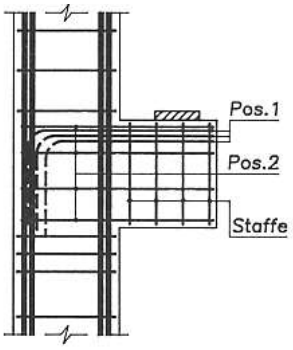
$$x = \frac{0.9d \cdot a}{\sqrt{(0.9d)^2 + a^2}} \cong \frac{1.8d \cdot a}{1.6d + a}$$

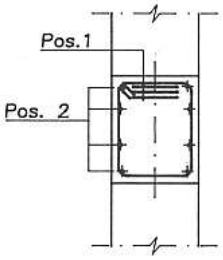
$$\sigma_c = \frac{N}{0.2d \cdot b} \leq f_{cd}$$

NON si effettuano le verifiche a taglio perché questo è assorbito dal puntone compresso

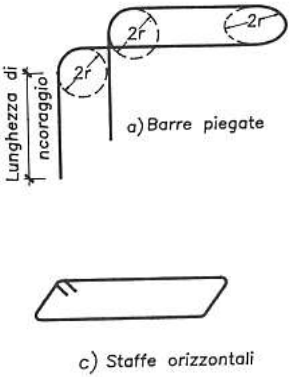
Armature trasversali - verticali

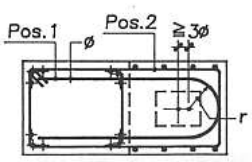
$$T_v = \frac{T}{4}$$

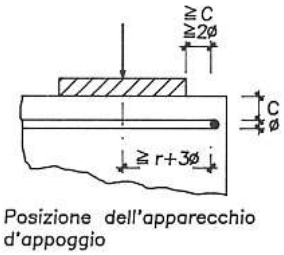




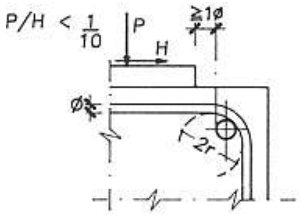
Dettagli costruttivi

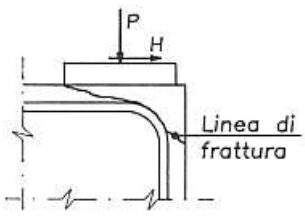




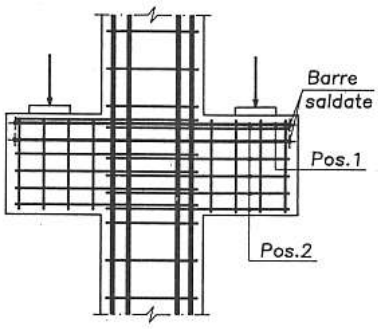


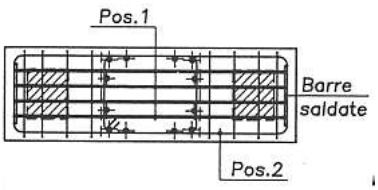
Verificare che il dispositivo di appoggio sia sufficientemente distante dal bordo, per evitare rotture del cls.





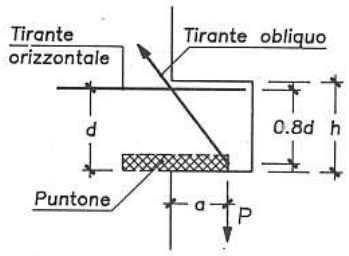
Nel caso di mensola doppia:





Carico appeso.

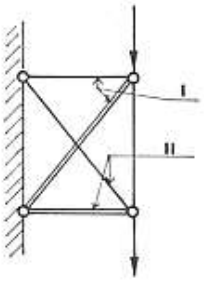
Nel caso di carico applicato inferiormente (carico appeso), in aggiunta al meccanismo precedente, si considera anche un traliccio costituito da un tirante obliquo ed un puntone inferiore orizzontale compresso: la forza va considerata suddivisa fra i due meccanismi applicando ad entrambi un'aliquota del 60% di P (soluzione prudenziale).



Sollecitazioni Meccanismo II

$$N_{inf} = \frac{0.6 \cdot P \cdot a}{0.8d}$$

$$T_{obl} = \sqrt{N^2 + (0.6P)^2}$$



Sollecitazioni Meccanismo I

$$T = \frac{P \cdot a}{0.8d}$$

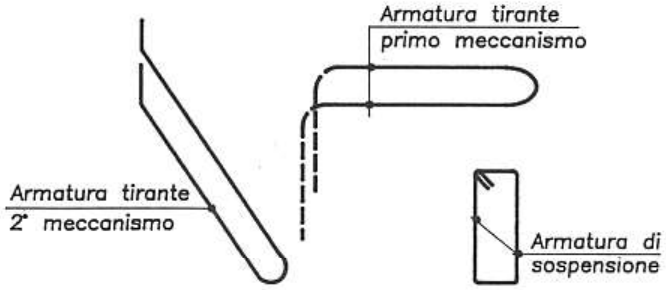
$$N = \frac{P \cdot a}{x}$$

Armature verticali di sospensione

Le staffe di sospensione vanno dimensionate per portare al lembo superiore il 60% del carico che compete al meccanismo I

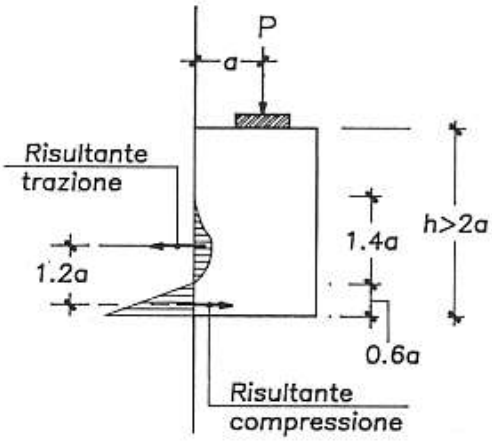
$$T_v = 0.60 \cdot P$$

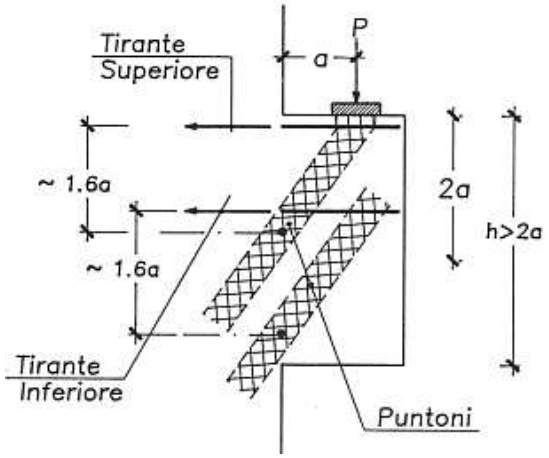
Dettagli costruttivi



5.6.2. Mensole molto tozze

Nel caso di mensole molto tozze (H > 2a) lo stato tensionale si discosta molto dal caso precedente, pertanto vanno apportate alcune modifiche allo schema resistente. Nel caso specifico si possono considerare due meccanismi tirante-puntone sovrapposti, come indicati in figura, ciascuno che interessa un'altezza pari a 2a.



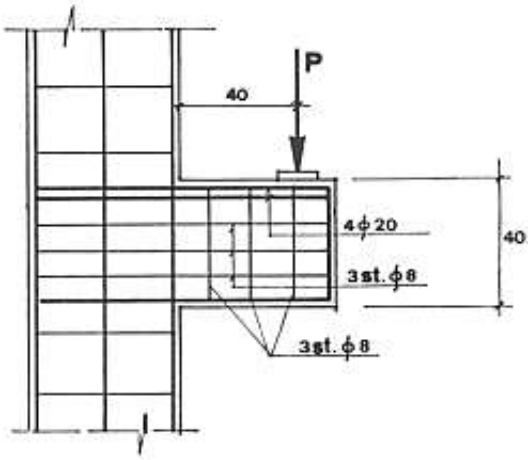


Ciascuno dei due meccanismi deve assorbire l'intero sforzo P

Esempio *(tratto da "Il calcolo del cemento armato" – R. Calzona e C.Cestelli Guidi – Heopli)*

Si consideri una mensola corta con le seguenti caratteristiche:

altezza:	h = 40 cm
lunghezza:	a = 40 cm
larghezza:	b = 40 cm
altezza utile:	d = 37 cm
carico:	P_k = 200 kN γ=1.5
carico di progetto:	P_d = 300 kN
λ= a/h = 1	mensola tozza



Armatura tesa principale:

$$T = \frac{P \cdot a}{0.8d} = \frac{300x10^3 \times 400}{0.8 \times 370} = 405.40\ kN$$

$$A_s \geq \frac{T}{f_{sd}} = \frac{405.40x10^3}{391.3} = 1036\ mm^2$$

$$2x(2\varphi 20) = 1256\ mm^2$$

Armatura tesa secondaria:

$$A_s \geq 40\% \text{ di } 1256 = 502 \text{ mm}^2$$

$$3st\phi 8 + 2\phi 20 = 928 \text{ mm}^2$$

Armatura verticale:

$$T_v = \frac{T}{4} = \frac{405.40x10^3}{4} = 101.35 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{T_v}{f_{sd}} = \frac{101.35x10^3}{391.3} = 259\ mm^2$$

$$3st\varphi 8 = 300\ mm^2$$

Puntone inclinato - Calcestruzzo

$$x \cong \frac{1.8d \cdot a}{1.6d + a} = 269 \text{ mm}$$

$$N = \frac{P \cdot a}{x} = \frac{300x10^3 \times 400}{269} = 446.10 \text{ kN}$$

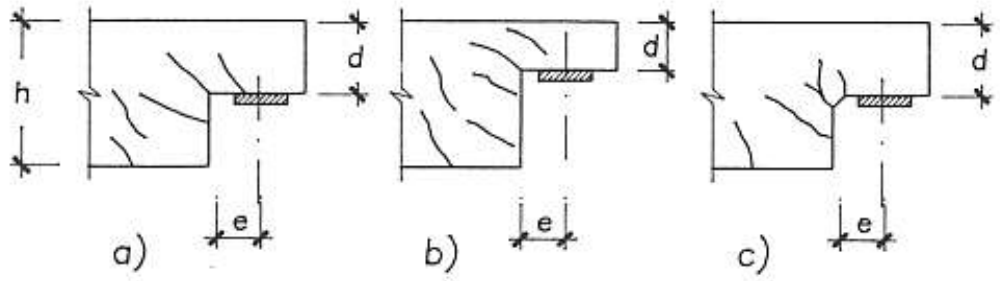
$$\sigma_c = \frac{N}{0.2d \cdot b} = \frac{446.10x10^3}{0.2 \times 370 \times 400} = 15.07 \text{ MPa} \leq f_{cd} = 15.86 \text{ MPa (C28/30)}$$

5.7. Selle Gerber

La "sella Gerber" è un particolare costruttivo costituito da una riduzione dell'altezza della trave in corrispondenza dell'appoggio, oppure quando si vuole contenere l'altezza di sovrapposizione di due travi negli elementi prefabbricati.

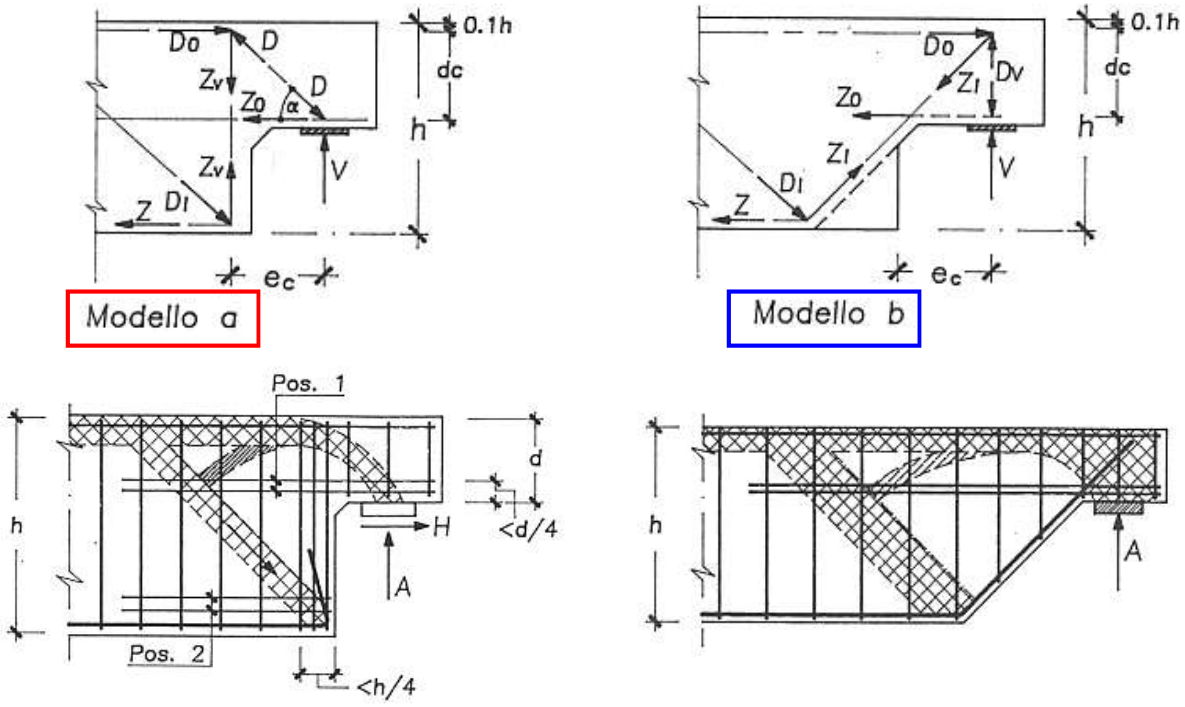
Nel caso in cui la dimensione d sia maggiore di e, cioè $\lambda = e/d < 1$, si segue la teoria delle mensole tozze, altrimenti si considera una classica mensola snella dimensionata a momento e taglio.

A seconda delle dimensioni della sella, può variare l'andamento delle lesioni; inoltre per evitare concentrazioni pericolose di tensione e fessurazione si suole "smussare" l'angolo interno, ottenendo un miglior comportamento.



(d≈e) (d<e) (d>e)

Il comportamento della sella può essere rappresentato con due diversi tralicci tirante-puntone, a seconda della geometria della sella e della disposizione delle armature.



$$Z_O = \frac{e_c}{d_c} V$$

$$Z_V = V$$

$$D = V\sqrt{1+\left(e_c/d_c\right)} = \frac{V}{\sin\alpha}$$

$$D_O = Z_O$$

$$Z_I = \frac{V}{\sin\alpha}$$

$$D_V = V$$

Prove sperimentali hanno evidenziato che

- per mensole snelle il miglior modello consiste in un meccanismo misto con prevalenza del "caso a";
- per mensole tozze un meccanismo misto con prevalenza del "caso b".

In entrambi i modelli, la valutazione della forza Z_O deve tener conto di eventuali forze orizzontali, quali ad esempio l'attrito del dispositivo di appoggio:

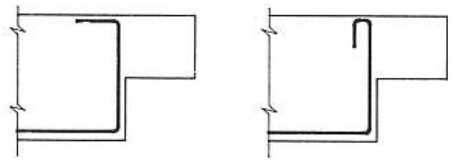
nel "modello a" tali armature a forcella (pos.1) vanno disposte in un'altezza massima inferiore a 0.25d.

nel "modello b", non sarebbero necessarie armature, ma è comunque opportune prevedere uno sforzo di trazione non inferiore a :

$$Z_O \geq 0.25 \frac{h}{d} V \frac{e_c}{d_c}$$

Nel "modello a", la forza Z_V può essere assorbita da staffe verticali disposte in prossimità degli appoggi in uno spazio pari a 0.25h oppure dalle stesse armature del corrente inferiore, piegate verso l'alto.

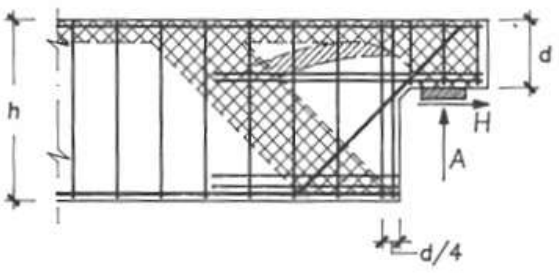
In entrambi i casi è opportuno predisporre apposite forcelle (pos.2) a contrastare il puntone compresso.



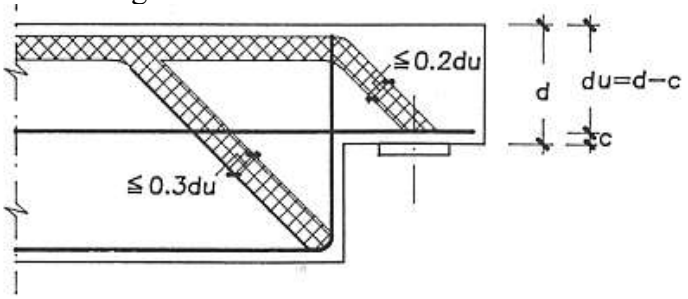
Lo schema misto garantisce il miglior comportamento strutturale.

Nel "modello b", la forza Z_I può essere assorbita dalle stesse armature del corrente inferiore teso, prolungate all'appoggio superiore.

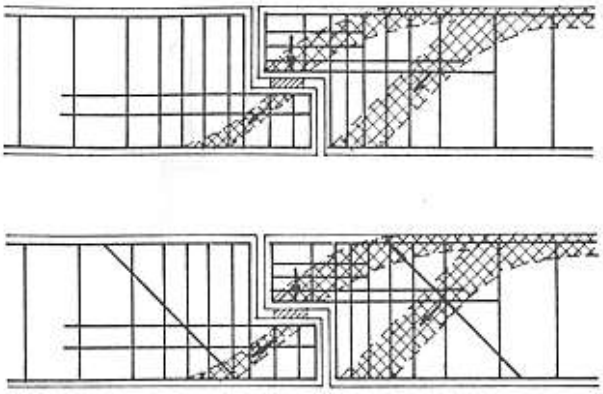
Nel modello "b" la zona inferiore di calcestruzzo risulta inerte, quindi è opportuno rastremare la trave. In caso contrario vanno previste opportune armature aggiuntive secondo il "modello a", ottenendo uno schema misto:



La verifica delle diagonali compresse di calcestruzzo si eseguono considerando una larghezza convenzionale come indicate in figura:



"Seggiole Gerber" in un trave da ponte



Riferimenti bibliografici essenziali

- "Tecniche di progettazione per strutture di edifici in c.a." – A. Cinuzzi e S. Gaudiano – Casa Editrice Ambrosiana
- "Il manuale dei solai in laterizio" – V. Bacco e L. Ciancabilla –Edizioni Laterconsult
- "Il calcolo del cemento armato" – R. Calzona e C.Cestelli Guidi – Heopli
- "C.a. e c.a.p – Calcolo di progetto e tecniche costruttive – Vol II: Casi speciali di dimensionamento nelle costruzioni in c.a. e c.a.p." – F. Leonhardt – Edizioni Tecniche ET
- "C.a. e c.a.p – Calcolo di progetto e tecniche costruttive – Vol III: L'armatura nelle costruzioni in cemento armato" – F. Leonhardt – Edizioni Tecniche ET
- D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC2018"
- D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC2008"
- Circolare 21 Gennaio 2009 - Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018