

SLU di Taglio, Torsione, Aderenza

Prof. Paolo Riva
Dipartimento di Ingegneria Civile
Università di Brescia

Prof. Giovanni Plizzari
Dipartimento di Progettazione e Tecnologie
Università di Bergamo

INDICE

	pag.
1. SLU DI TAGLIO	4
1.1 Introduzione.....	4
1.2 Travi non Armate al taglio.....	6
1.3 Comportamento a Trave	10
1.4 Comportamento ad Arco	12
1.5 Meccanismi di Collasso (Travi non Armate al Taglio)	14
1.6 Ruolo dell'Armatura d'Anima.....	16
1.7 Meccanismo a Traliccio (Traliccio di Mörsch)	17
1.8 Ruolo dell'Armatura d'Anima.....	18
1.9 Eurocodice 2 (1993)	22
1.9.1 Generalità	22
1.10 Prescrizioni Costruttive EC 2	28
2. SLU DI TORSIONE	35
2.1 Torsione Primaria e Secondaria.....	35
2.2 Prescrizioni EC 2	37
2.3 Comportamento delle Travi in c.a. soggette a Torsione	38
2.3.1 Calcestruzzo NON armato.....	38
2.3.2 Calcestruzzo Armato	40

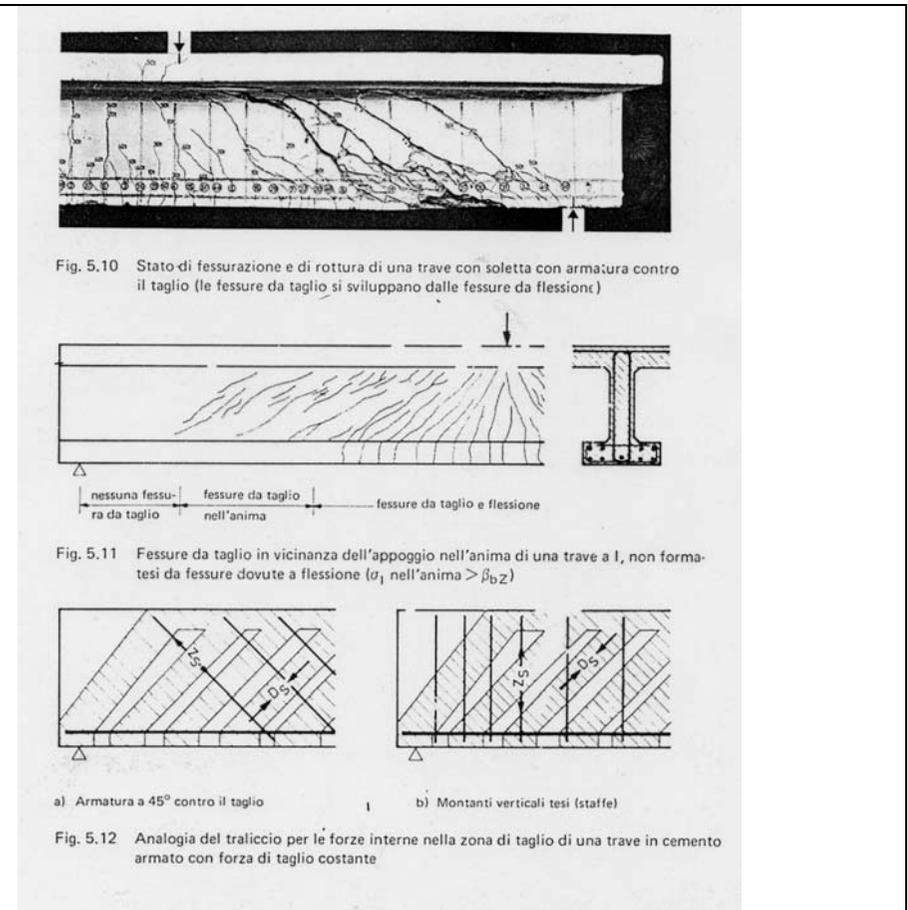
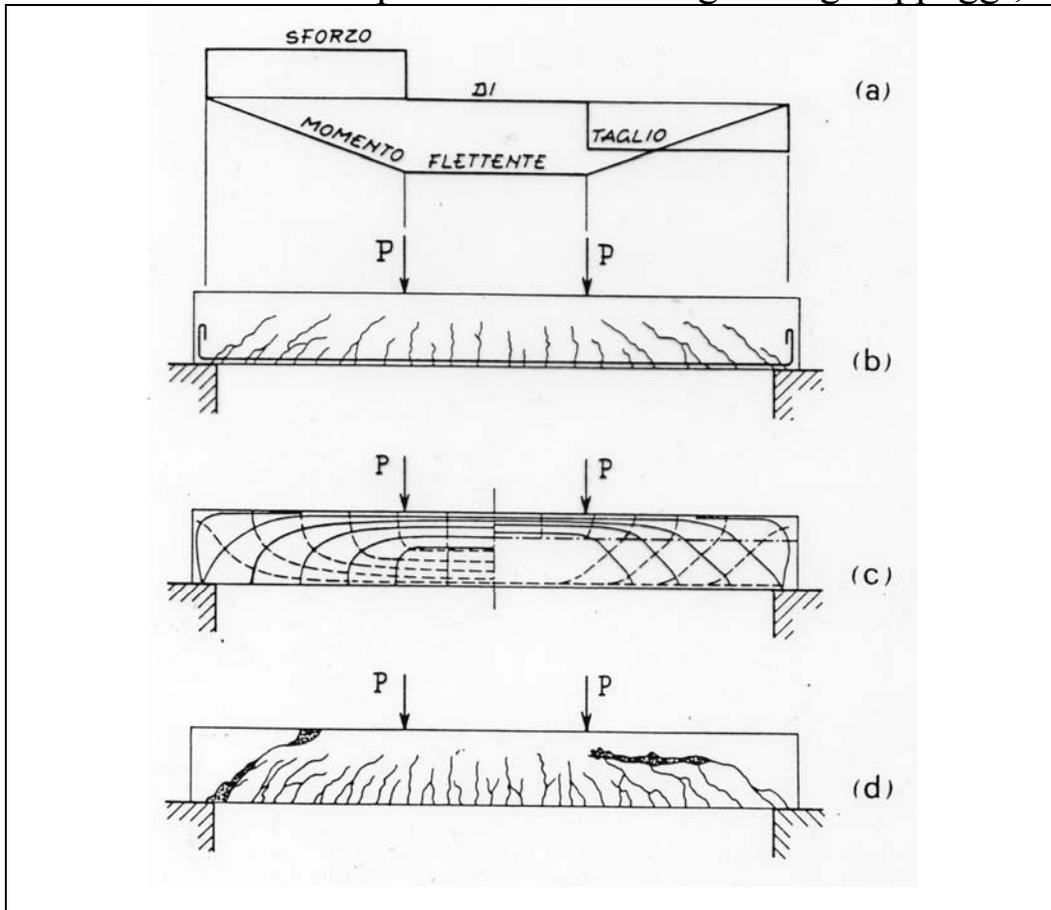
2.4	Verifica secondo EC2.....	44
3.	RIDISTRIBUZIONE DELLE SOLLECITAZIONI IN UNA TRAVE CONTINUA	49
3.1	Prescrizioni secondo EC2.....	53
3.2	Esempio di calcolo.....	54
4.	SLU DI ANCORAGGIO	57
4.1	Aderenza.....	57
4.1.1	Condizioni di aderenza.....	57
4.1.2	Tensione Ultima di Aderenza.....	58
4.1.3	Lunghezza di ancoraggio di base.....	59
4.2	Ancoraggio.....	60
4.2.1	Generalità.....	60
4.2.2	Metodi di ancoraggio.....	60
4.2.3	Armature trasversali parallele alla superficie del calcestruzzo.....	61
4.2.4	Lunghezza di ancoraggio necessaria.....	62
4.2.5	Giunzioni per sovrapposizione di barre o fili.....	63
4.2.6	Sovrapposizioni di reti elettrosaldate di fili ad aderenza migliorata.....	67
4.2.7	Ancoraggi di staffe e di armature a taglio.....	69

1. SLU DI TAGLIO

1.1 Introduzione

PROBLEMI LEGATI AL COMPORTAMENTO A TAGLIO

1. Fragilità del meccanismo di collasso;
2. Ancoraggio delle armature all'estremità in elementi prefabbricati;
3. Necessità di disporre armature adeguate agli appoggi;



MISURA DELLA SICUREZZA

ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE

- Individuazione dei meccanismi resistenti;
 1. Resistenza del calcestruzzo integro;
 2. “Effetto pettine”;
 3. *Effetto spinotto*;
 4. *Ingranamento degli aggregati*;
- Misura della sicurezza

$$V_{sd} < V_{Rd1}$$

ELEMENTI CON ARMATURA TRASVERSALE

Verifica lato elementi tesi (staffe e ferri piegati):

- Traliccio resistente (Traliccio ideale di Morsch);
- Si considerano i meccanismi resistenti aggiuntivi (non previsti dal metodo n);
- Misura della sicurezza:

$$V_{sd} < V_{Rd3}$$

Verifica lato elementi compressi:

- Resistenza dei puntoni di calcestruzzo;
- Misura della sicurezza:

$$V_{sd} < V_{Rd2}$$

1.2 Travi non Armate al taglio

- Flessione e taglio si combinano e danno luogo ad uno stato di sforzo biassiale;
- Fessure si formano quando lo stato di sforzo principale di trazione supera la resistenza a trazione;
- Dove il taglio è massimo si sviluppano tensioni principali di trazione inclinate circa a 45° , che possono dare luogo a fessure inclinate;

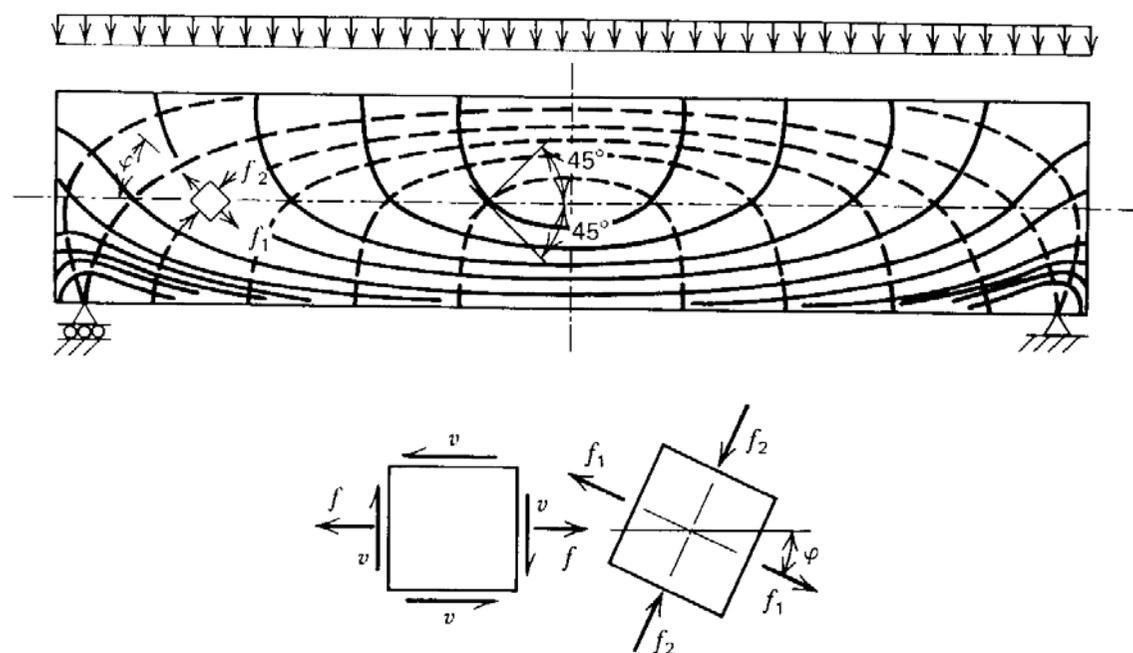


Fig. 1 Isostatiche di Trazione e Compressione in una trave non fessurata

- Salvo rare eccezioni, le fessure inclinate sono estensioni di fessure flessionali (verticali);
- Dopo l'instaurarsi della fessurazione, lo studio delle direzioni e delle tensioni principali è di scarsa rilevanza, dato che si sviluppano meccanismi resistenti totalmente differenti;
- Generalmente, il carico a cui corrisponde la comparsa di fessure inclinate è minore di quello ottenibile dall'analisi delle tensioni principali a causa della presenza di fessure per ritiro, redistribuzione dello sforzo di taglio in seguito all'insorgere di fessure flessionali, indebolimento locale della sezione in corrispondenza delle staffe (qualora presenti).

EQUILIBRIO DI UN CONCIO DI TRAVE

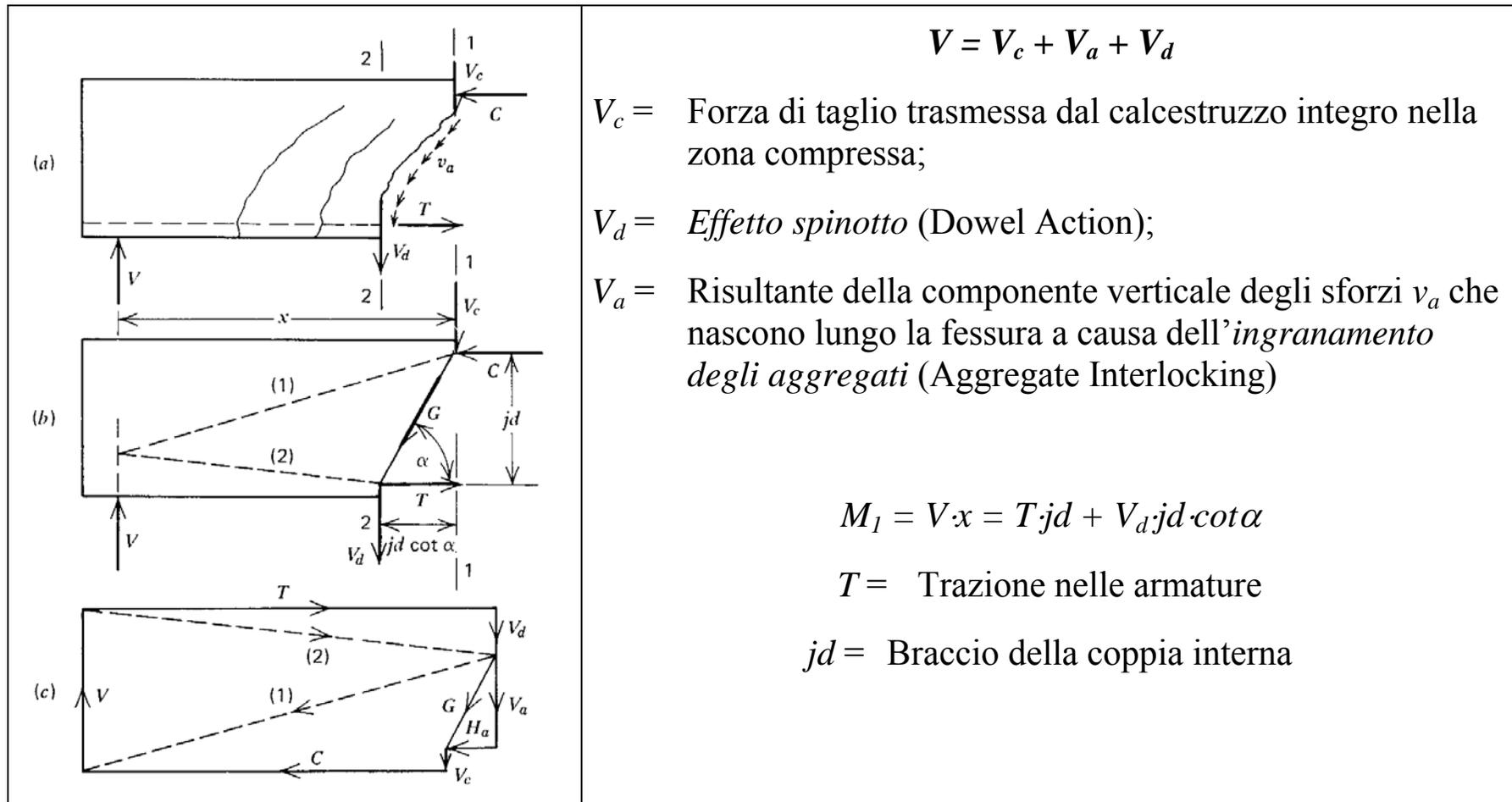


Fig. 2 – Equilibrio di un concio di trave semplicemente appoggiata soggetto a taglio costante.

Osservazione: il momento flettente e la risultante delle trazioni nell'armatura che lo equilibra non si manifestano nella medesima sezione. La trazione nelle armature ad una distanza $(x - jd \cdot \cot \alpha)$ dall'appoggio (sezione 2) è governata dal momento flettente in una sezione a distanza x dall'appoggio (sezione 1). L'aumento di trazione nelle armature dipende quindi dall'inclinazione delle fessure a taglio, per $\alpha \approx 45^\circ \Rightarrow jd \cdot \cot \alpha = jd \approx d$.

MECCANISMI RESISTENTI AL TAGLIO

- Per travi rettilinee vale la relazione:

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx}(T \cdot jd) = jd \frac{dT}{dx} + T \frac{d(jd)}{dx}$$

Il termine $jd \cdot (dT/dx)$ rappresenta il comportamento di un elemento prismatico nel quale la risultante delle trazioni T che agisce per un braccio della coppia interna costante jd varia da punto a punto per equilibrare esattamente il momento flettente applicato. La quantità $(dT/dx)=q$ rappresenta la risultante degli sforzi di aderenza che agiscono lungo l'armatura per unità di lunghezza di trave;

- Se il braccio della coppia interna rimane costante si ottiene l'equazione (**comportamento a trave**);

$$V = jd \frac{dT}{dx} = q \cdot jd$$

dove q è la forza di scorrimento unitaria in quanto (Teoria Classica):

$$q = \tau \pi \phi dx = dT$$

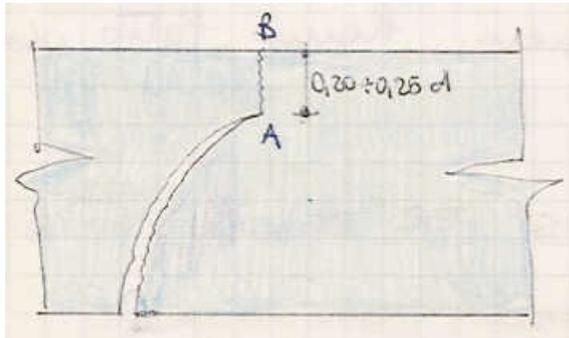
Tale meccanismo resistente è possibile solo se l'aderenza tra l'armatura ed il calcestruzzo è garantita;

- Se manca l'aderenza tra armatura e calcestruzzo, lo sforzo nell'armatura non può variare ($dT/dx=0$). In questo caso la resistenza taglio può essere offerta solo dalla componente verticale della compressione nel puntone inclinato. Questo meccanismo viene definito "**comportamento ad arco**" e la sua resistenza a taglio è data da:

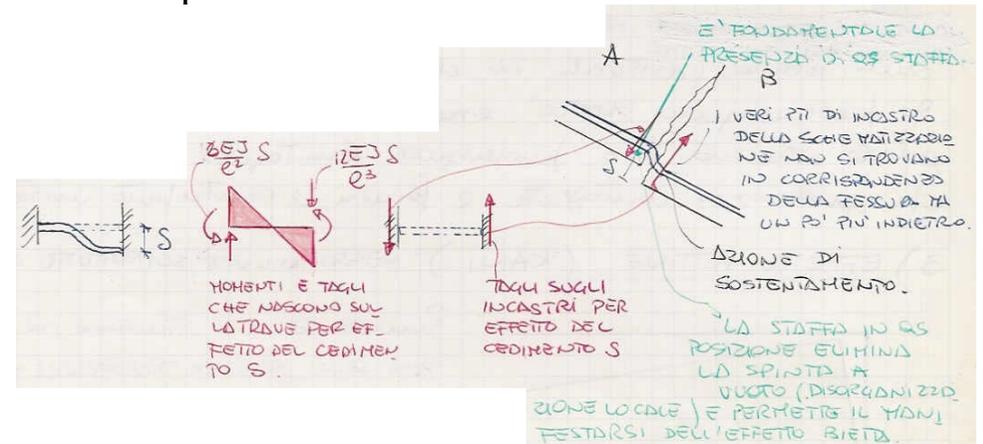
$$V = T \frac{d(jd)}{dx} = C \frac{d(jd)}{dx}$$

- I due meccanismi interagiscono tra di loro. L'entità del contributo di un meccanismo rispetto all'altro dipende dalla congruenza tra le deformazioni associate ai meccanismi durante la storia di carico.

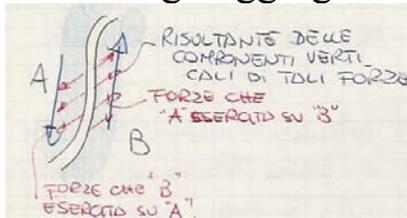
- Resistenza offerta dal calcestruzzo integro nella zona compressa



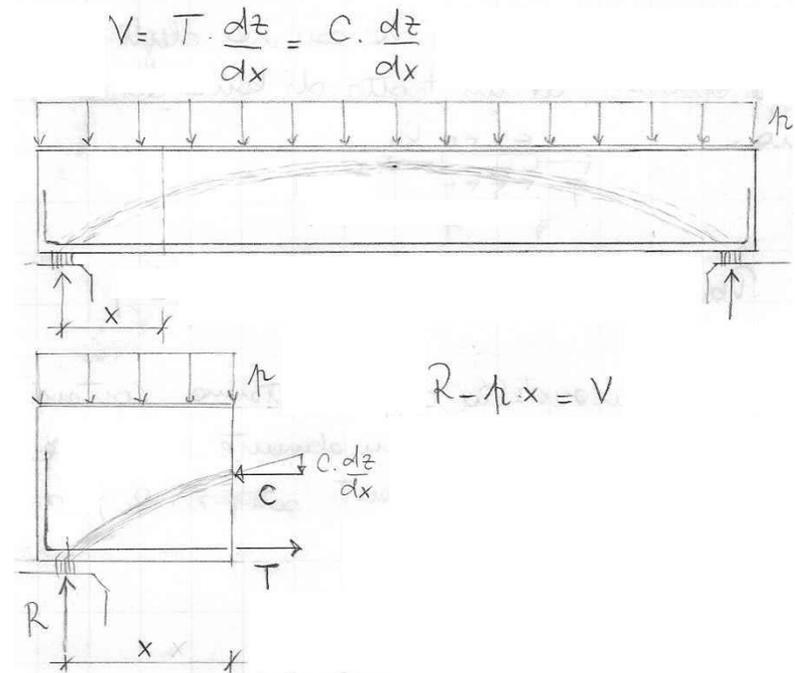
- Effetto spinotto



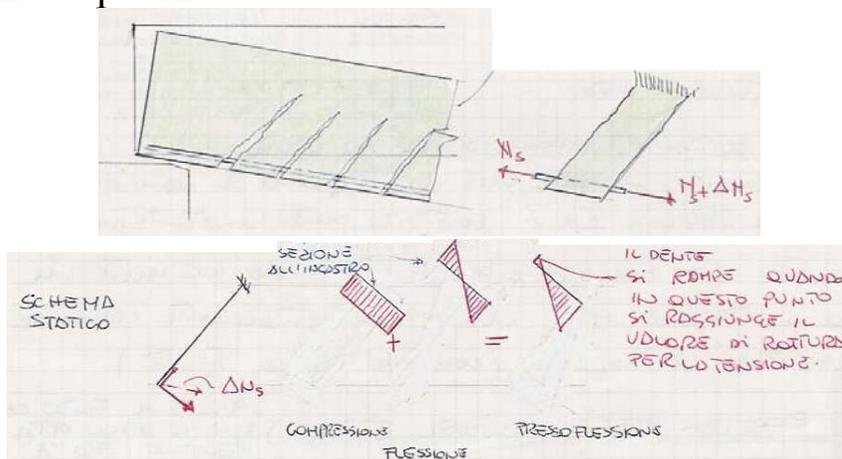
- Effetto ingranamento degli aggregati



- Effetto arco

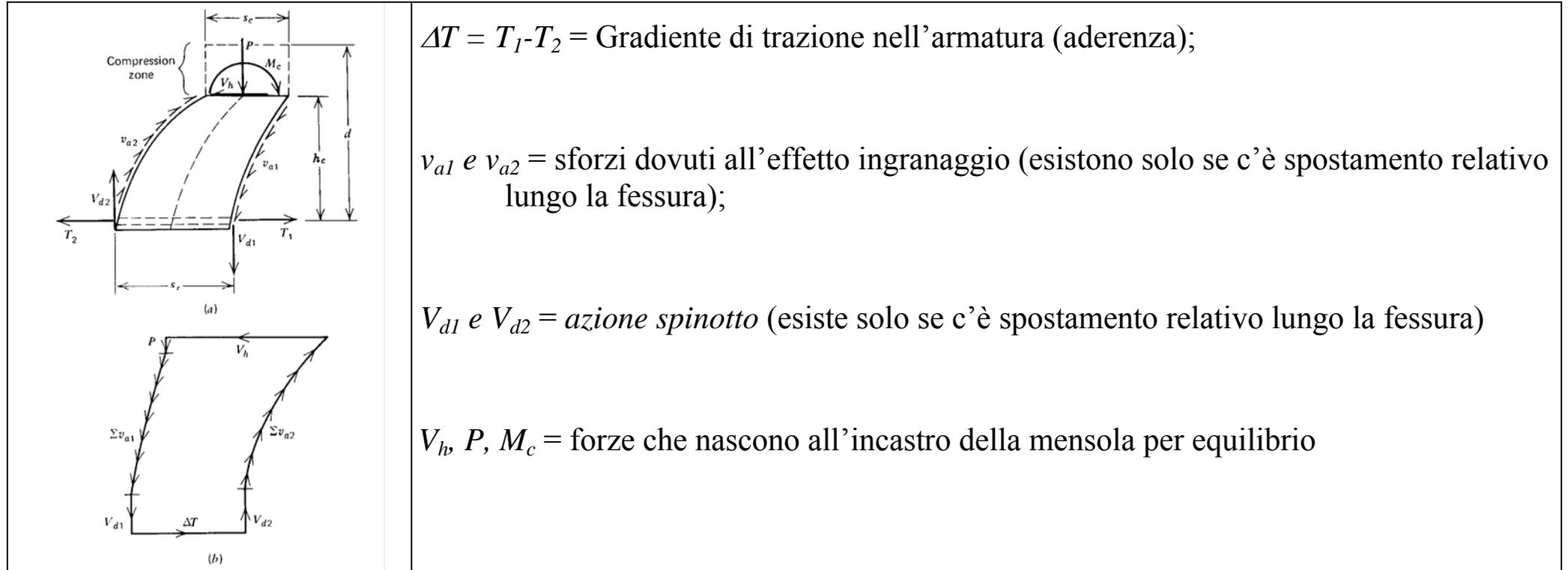


- Effetto pettine



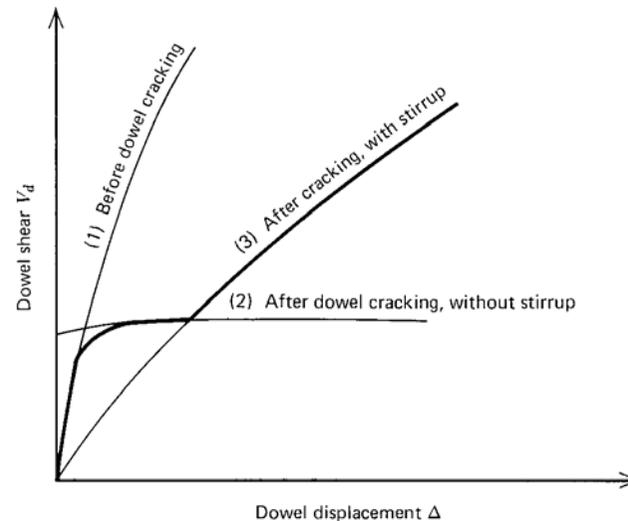
1.3 Comportamento a Trave

- Le fessure dividono la zona tesa in una serie di blocchi (mensole)



- La resistenza alla variazione di sforzo nell'armatura (ΔT) è offerta dall'*ingranamento degli aggregati*, dall'*azione spinotto* e dal momento di incastro nella mensola;
- La resistenza all'incastro dipende molto dall'estensione della sezione resistente (s_c), che decresce al crescere della fessurazione. **La resistenza del comportamento a mensola può raggiungere al massimo il 20% di ΔT** ;
- L'efficacia dell'ingranamento dipende dall'apertura della fessura a taglio. **La resistenza dovuta all'ingranamento degli aggregati può raggiungere al massimo il 50-70% di ΔT** .

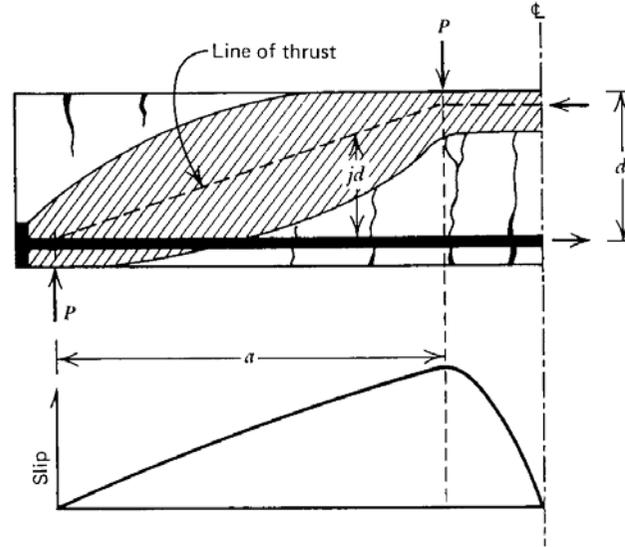
- L'azione spinotto (dowell action) dipende dalla resistenza a trazione del calcestruzzo. Se si formano fessure di "splitting", l'effetto spinotto tende a sparire, e ΔT diminuisce drasticamente. **La resistenza dell'azione spinotto può raggiungere al massimo il 25% di ΔT ;**



- La capacità massima dei tre meccanismi a trave non è necessariamente additiva in prossimità del collasso;
- La progressione delle fessure inclinate verso la zona compressa riduce sensibilmente le dimensioni dell'*incastro*, con conseguenti grandi rotazioni, in particolare all'*estremità libera* della mensola, che possono comportare l'esaurirsi della resistenza per *effetto spinotto*;
- Una riduzione improvvisa della forza legata all'*ingranamento degli aggregati* induce uno squilibrio che deve essere bilanciato dall'incastro della mensola. Poiché tale forza induce ulteriore fessurazione, che in travi snelle non è controllabile, si ha quella che viene denominato collasso per trazione diagonale (estremamente fragile);
- Prove sperimentali hanno mostrato che, al collasso, la resistenza a taglio dovuta al calcestruzzo integro nella zona compressa (sopra le fessure inclinate) può raggiungere il 25-40% del taglio totale. In seguito al collasso dell'*azione spinotto* e dall'*ingranamento degli aggregati*, la zona compressa non è generalmente in grado di sostenere il taglio.

1.4 Comportamento ad Arco

- Il secondo termine dell'equazione: $V = \frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx}(T \cdot jd) = jd \frac{dT}{dx} + T \frac{d(jd)}{dx}$ mostra che la resistenza a taglio può essere offerta dalla componente verticale della compressione nel puntone inclinato.



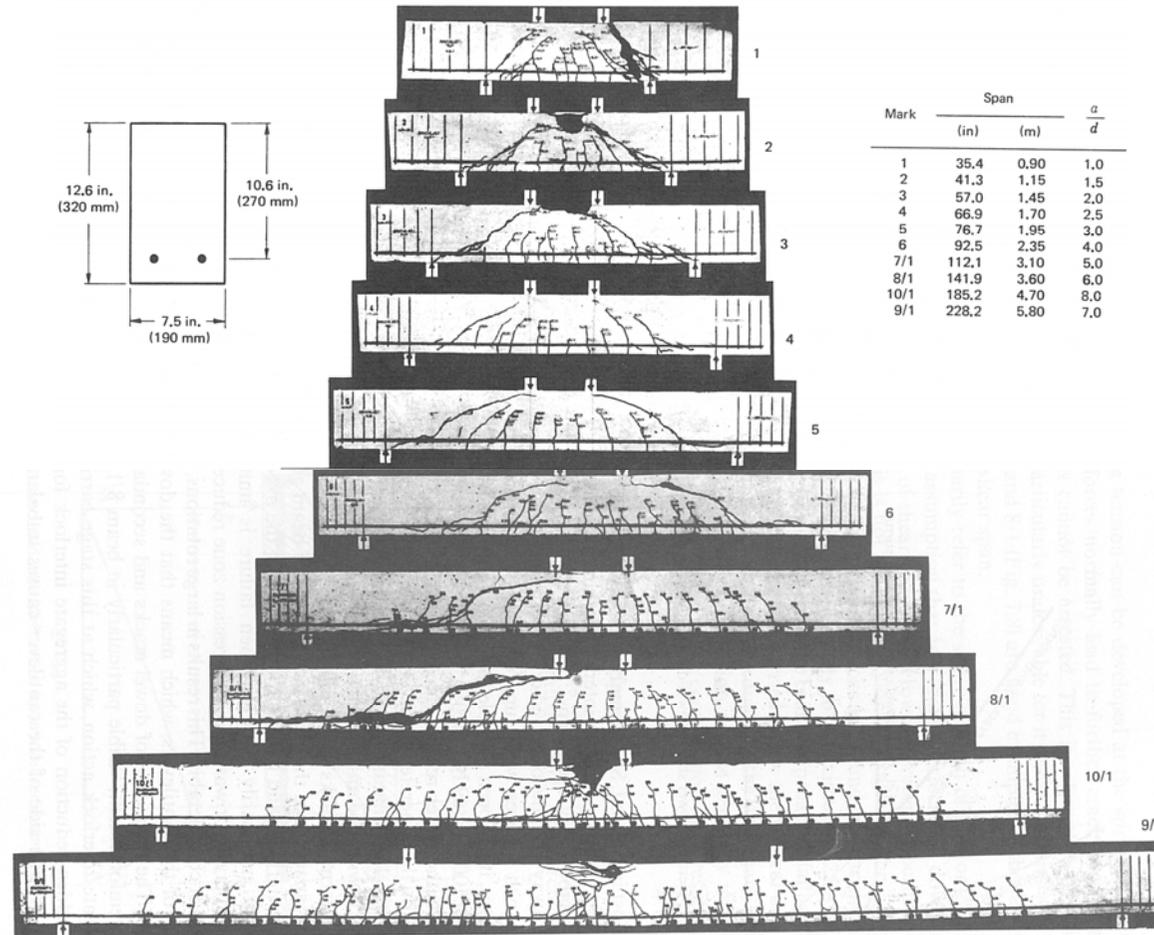
- Il meccanismo ad arco richiede una considerevole resistenza dell'ancoraggio all'appoggio, il cui collasso è la causa principale dell'eventuale mancato funzionamento dell'effetto arco;
- Il meccanismo ad arco si può instaurare solamente a spese dello scorrimento dell'ancoraggio all'appoggio;
- Gli spostamenti necessari al completo sviluppo dell'azione ad arco aumentano verso il punto di carico ed hanno un valore circa uguale all'allungamento totale dell'armatura nella zona in cui si instaura l'arco;
- In prossimità del punto di carico, la linea di azione delle compressioni si alza ben oltre quanto prevedibile secondo la teoria flessionale classica.
- Nelle travi con armature ad aderenza migliorata, gli spostamenti necessari all'instaurarsi dell'effetto arco sono principalmente legati a deformazioni flessionali oppure al collasso delle mensole in c.a.

- Escludendo il collasso per perdita di ancoraggio, il collasso del meccanismo ad arco può essere classificato in tre categorie;
 1. Dopo il collasso del meccanismo a trave si ha la propagazione di una fessura inclinata con una eccessiva riduzione della zona compressa che potrebbe comportare lo schiacciamento del calcestruzzo in prossimità del punto di carico. Questo meccanismo è noto come collasso per compressione a taglio (vedi Travi 4, 5, 6 alla pagina seguente);
 2. La linea di azione delle compressioni può risultare talmente eccentrica da generare flessione nella zona sopra le fessure inclinate, con conseguente collasso a trazione per flessione (Trave 7/1);
 3. Nelle travi alte si può avere una considerevole resistenza a taglio legata esclusivamente all'effetto arco. Il collasso può in questo caso essere dovuto allo schiacciamento del puntone compresso o alla formazione della fessura di "splitting" (Trave 1). Spesso la resistenza a flessione viene raggiunta poiché il meccanismo ad arco è sufficientemente resistente da sostenere il taglio corrispondente al carico di collasso per flessione.

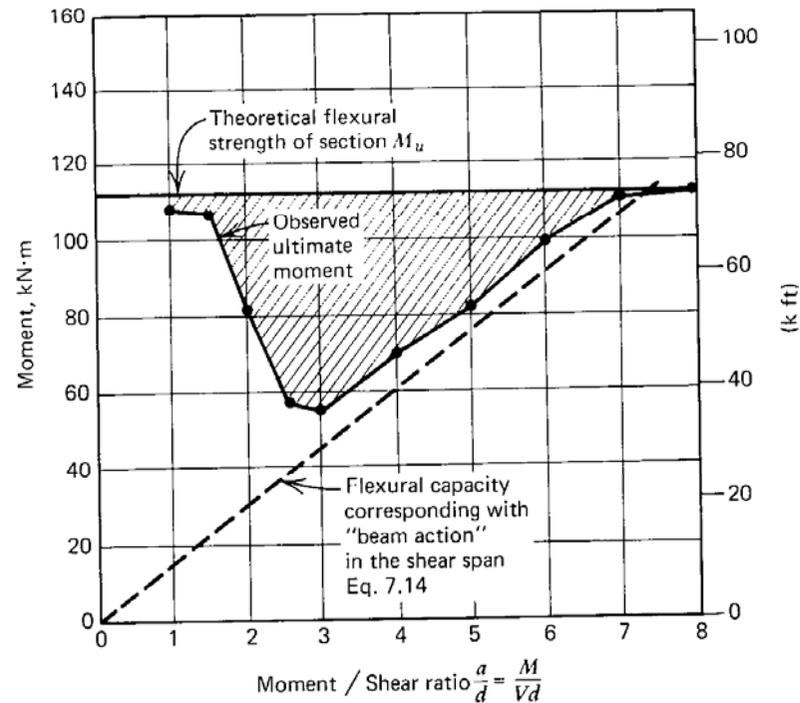
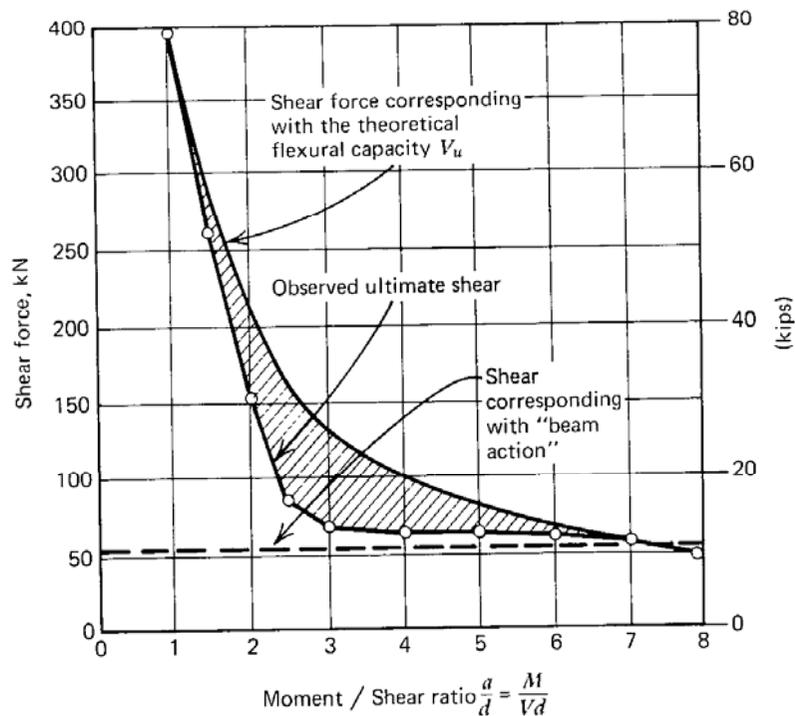


- E' importante notare che l'effetto arco si può instaurare solamente in travi caricate dall'alto (nella zona compressa) perché l'appensione del carico richiederebbe la presenza di armatura trasversale.

1.5 Meccanismi di Collasso (Travi non Armate al Taglio)



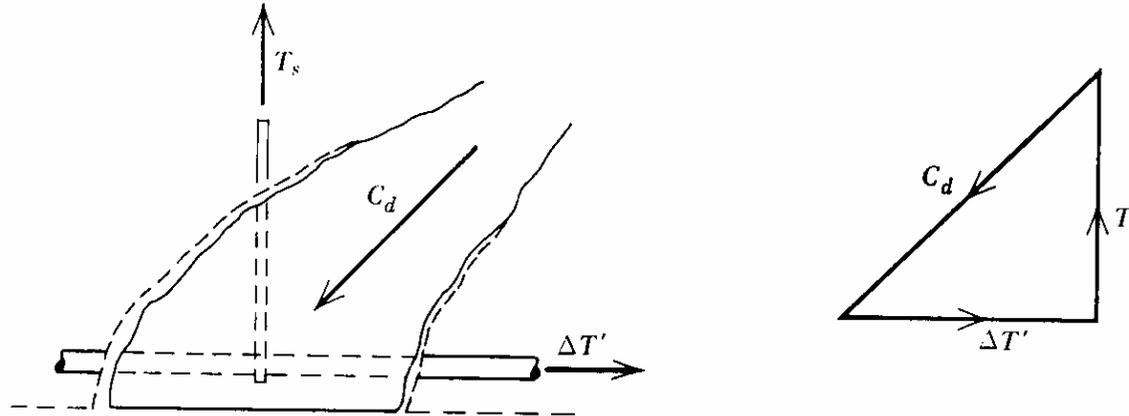
- TIPO I – Collasso del meccanismo a trave in corrispondenza o appena dopo il carico per cui si ha fessurazione inclinata ($3 < a/d < 7$, Travi 5-9). Il meccanismo ad arco conseguente non è in grado di resistere al carico;
- TIPO II – Collasso a compressione o a trazione per flessione della zona superiore alle fessure inclinate, generalmente legato al collasso del meccanismo ad arco ($2 < a/d < 3$, Travi 3-5);
- TIPO III – Collasso per schiacciamento oppure per *splitting* del calcestruzzo (collasso dell'azione ad arco), quando $a/d < 2.5$ (Travi 1-2).



Taglio e Momento Flettente a collasso osservati in funzione di a/d.

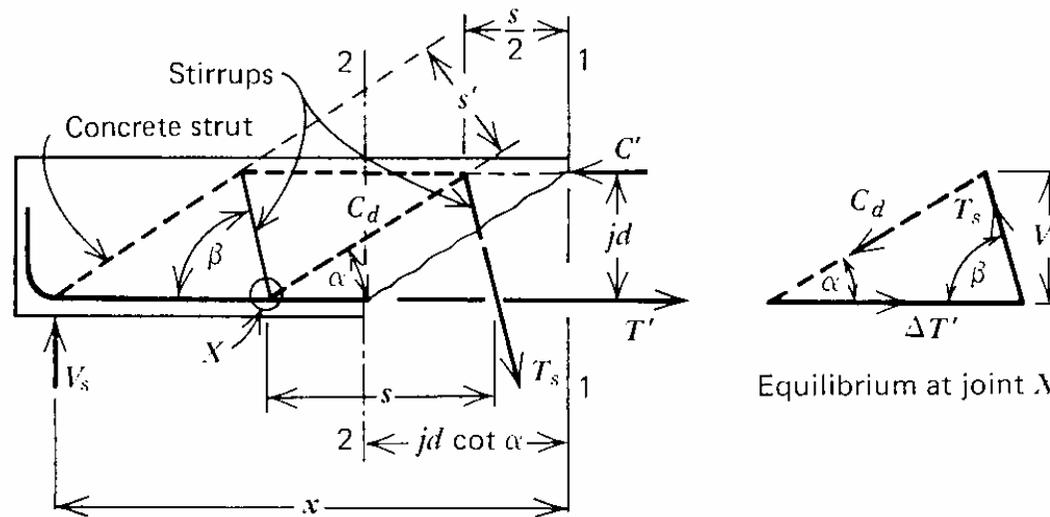
1.6 Ruolo dell'Armatura d'Anima

- La presenza di staffe risulta benefica nei confronti dei meccanismi visti in assenza di staffe. Inoltre, in aggiunta alla forza ΔT resistita dai meccanismi visti, si ha una ulteriore forza $\Delta T'$, resistita da quello che viene generalmente chiamato “comportamento a traliccio”;



- La presenza di staffe migliora il contributo dei meccanismi resistenti osservati in travi non armate al taglio poiché:
 - migliora il contributo dell'effetto *spinotto*, dato che una staffa può efficacemente sorreggere una armatura longitudinale;
 - riduce o sopprime la trazione all'incastro della “mensola” grazie all'insorgere della compressione C_d , conseguente al comportamento a traliccio, nella zona compresa tra due fessure;
 - limita l'apertura delle fessure diagonali, migliorando l'effetto dell'ingranamento;
 - fornisce confinamento al calcestruzzo compresso, qualora le staffe siano sufficientemente vicine, migliorando la resistenza a compressione delle zone interessate dall'effetto arco;
 - controlla il collasso dell'aderenza in corrispondenza delle zone di ancoraggio.
- La presenza di staffe correttamente dimensionate mantiene l'integrità e la resistenza dei meccanismi resistenti prima visti, fornendo un ulteriore contributo resistente, legato al meccanismo a traliccio.

1.7 Meccanismo a Traliccio (Traliccio di Morsch)



- Equilibrio al nodo X (traliccio isostatico):
- Staffe con passo s generico \Rightarrow si introduce $m =$ molteplicità del traliccio:

$$V_s = C_d \cdot \sin \alpha = T_s \cdot \sin \beta$$

$$m = \frac{jd(\cot \alpha + \cot \beta)}{s}$$

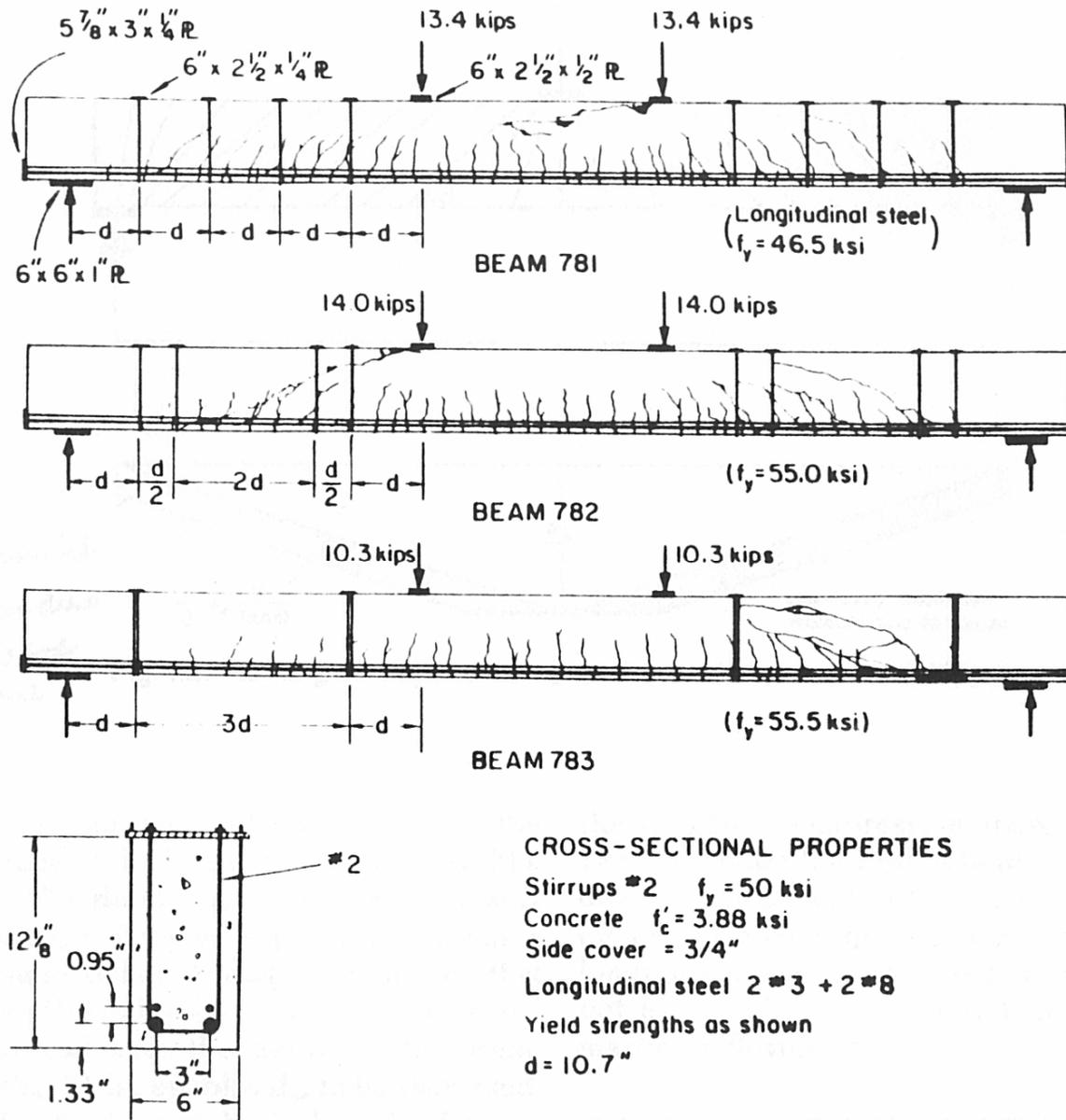
- Sovrapponendo “ m ” tralicci isostatici si ottiene:

$$V_s = m \cdot T_s \cdot \sin \beta \Rightarrow \frac{T_s}{s} = \frac{A_w f_{sd}}{s} = \frac{V_s}{jd \cdot \sin \beta \cdot (\cot \alpha + \cot \beta)}$$

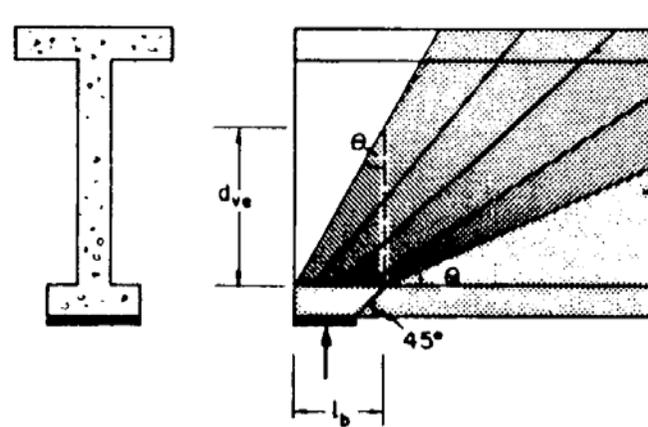
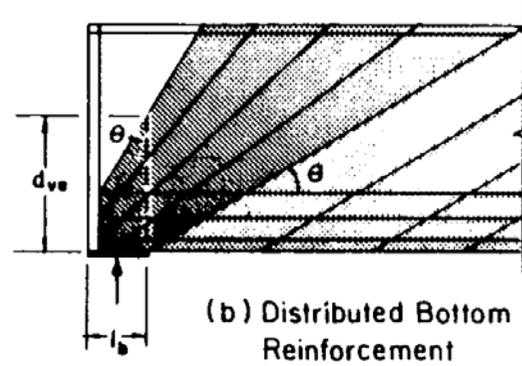
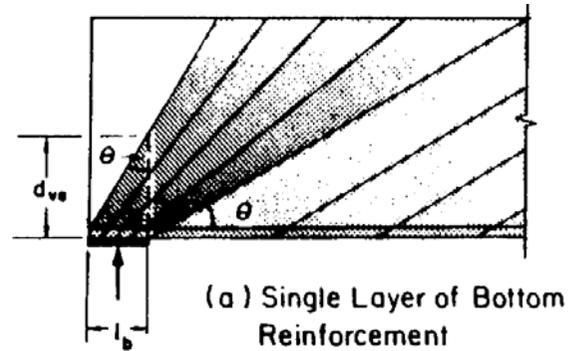
$$V_s = m \cdot C_d \cdot \sin \alpha \Rightarrow f_{cd} = \frac{C_d}{b_w s \cdot \sin \alpha} = \frac{V_s}{b_w jd \cdot \sin^2 \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \beta)}$$

- La resistenza massima del traliccio si ottiene per $\alpha \approx 38^\circ$. L'instaurarsi di puntoni molto inclinati riduce notevolmente il contributo degli altri meccanismi resistenti. Quindi se si adotta traliccio ad inclinazione variabile è bene trascurare gli altri contributi.

1.8 Ruolo dell'Armatura d'Anima

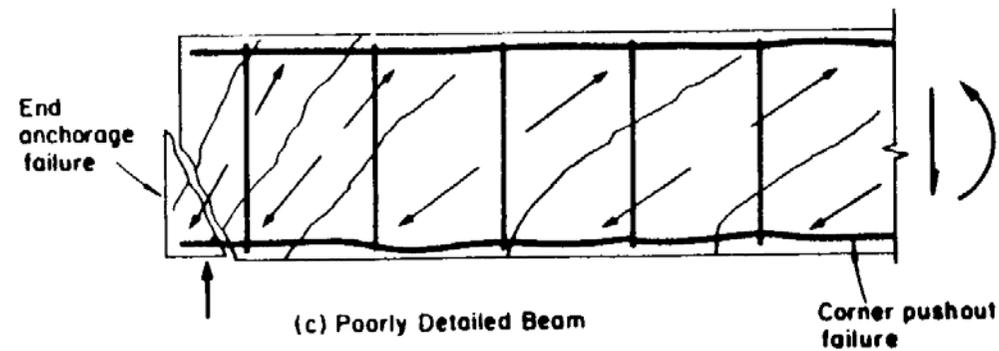
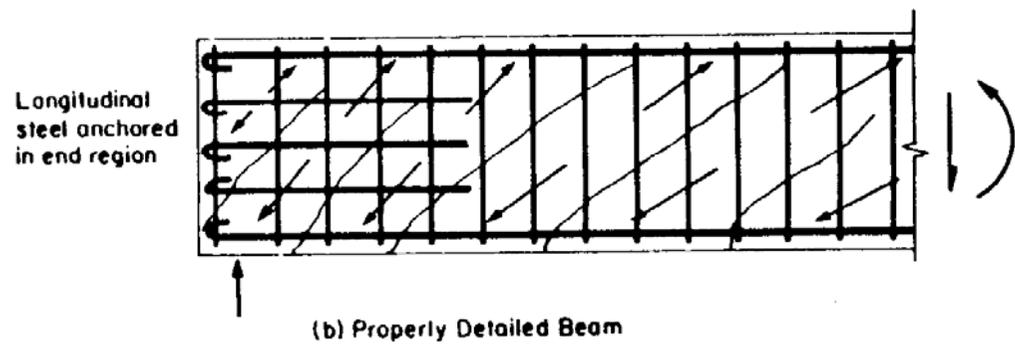
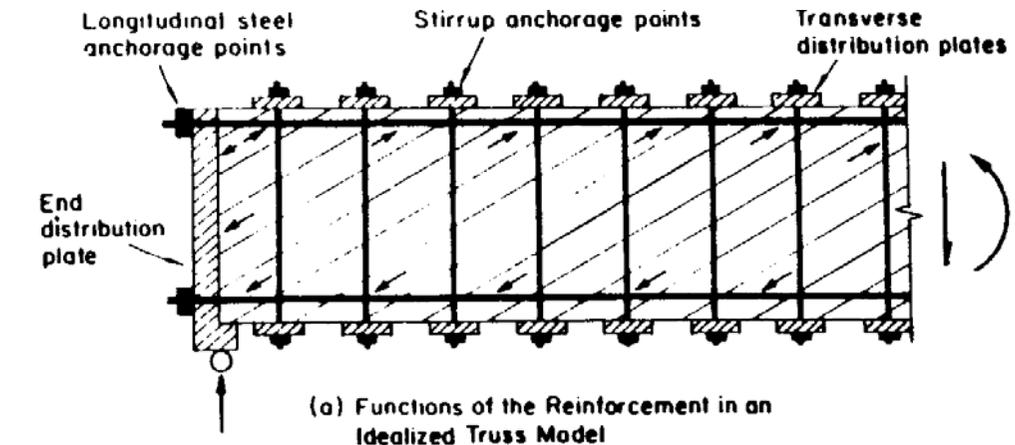


Risposta sperimentale di tre travi caratterizzate da staffe molto distanti. (Collins & Vecchio).

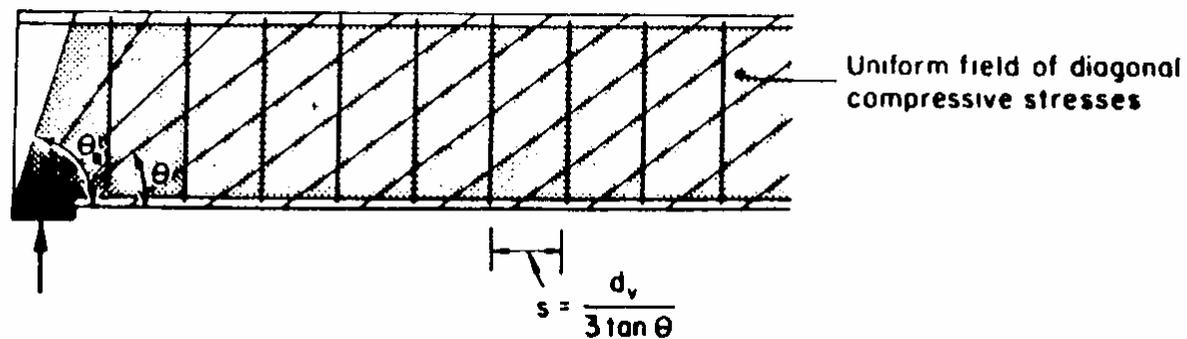


(c) Flanged Section

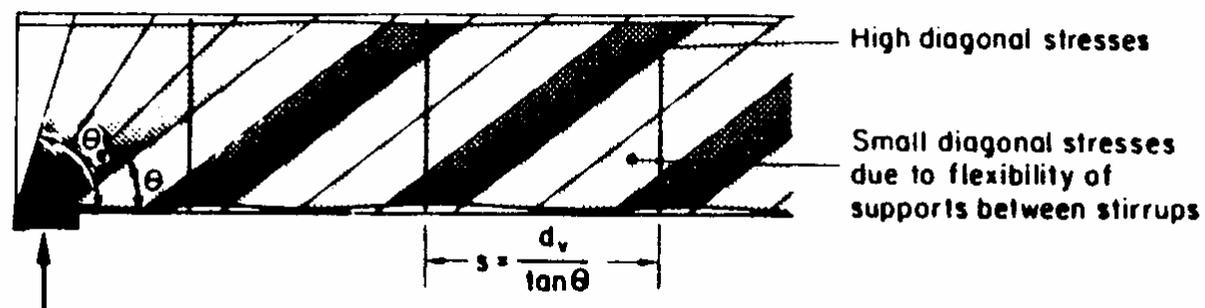
Diffusione degli sforzi in prossimità dell'appoggio di una trave (Collins & Vecchio).



Risposta di travi correttamente armate al taglio o armate in maniera non sufficiente (Collins & Vecchio).



(a) Small Stirrup Spacing



(b) Large Stirrup Spacing

Conseguenza dell'utilizzo di staffe con passo eccessivo (Collins & Vecchio).

1.9 Eurocodice 2 (1993)

1.9.1 Generalità

P(1) Questa sezione si applica a travi e piastre calcolate a flessione in accordo con 4.3.1. Si applica anche a elementi precompressi e a pilastri soggetti a forze di taglio significative calcolati in accordo con 4.3.1 e 4.3.5.

P(2) In generale deve essere prevista una quantità minima di armatura a taglio, anche quando il calcolo indica che l'armatura a taglio non è necessaria. Questa armatura minima può essere omessa in elementi quali piastre (piene, nervate, cave) dotate di adeguata capacità di ripartizione trasversale dei carichi, nel caso in cui esse non siano soggette a forze di trazione significative. L'armatura minima a taglio può anche essere omessa in elementi di minore importanza che non contribuiscano in modo significativo alla resistenza e alla stabilità complessiva della struttura.

(3) Regole per l'armatura minima a taglio sono date in 5.4. Un esempio di elemento di minore importanza potrebbe essere un'architrave di luce minore di 2 m.

P(4) In strutture di altezza variabile, le forze di taglio di calcolo devono essere modificato dal contributo corrispondente alle componenti delle risultanti di trazione e compressione perpendicolari all'asse dell'elemento.

P(5) Nel calcolo di V_{sd} in strutture precomprese si deve tenere conto dell'effetto dell'inclinazione delle armature di precompressione.

P(6) Nel determinare l'area di armatura longitudinale necessaria in zone soggette a taglio, si deve tenere conto di un possibile incremento della forza di trazione oltre il valore corrispondente al momento flettente.

(7) Questo incremento viene coperto dalle regole di traslazione date in 5.4.2.1.

(1) Il metodo di calcolo a taglio, esposto nelle sezioni seguenti, si basa su tre valori della resistenza di calcolo:

- V_{Rd1} Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio (vedere 4.3.2.3);
- V_{Rd2} Massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo (vedere 4.3.2.3, 4.3.2.4.3, 4.3.2.4.4);
- V_{Rd3} Forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio (vedere 4.3.2.4.3 e 4.3.2.4.4).

(2) Le sezioni in cui il taglio di calcolo V_{Sd} è minore di V_{Rd1} non richiedono armature per il taglio di calcolo ma, eccetto nei casi definiti in 4.3.2.1 P(2) e (3), deve di regola essere prevista una armatura minima a taglio in accordo con 5.4.

(3) Per le sezioni in cui V_{Sd} è maggiore di V_{Rd1} , va di regola prevista una armatura a taglio tale che:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3}$$

Di regola il quantitativo di armatura a taglio non deve essere minore del valore dato in 5.4.2.2.

(4) In mancanza di analisi più rigorose, in nessuna sezione di un qualunque elemento la forza di taglio di calcolo deve di regola essere maggiore di V_{Rd2} (vedere 4.3.2.3). Se l'elemento è soggetto a una compressione assiale, V_{Rd2} , di regola, deve essere ridotto secondo la seguente equazione [4.15]:

$$V_{Rd2,red} = 1,67 V_{Rd2} (1 - \sigma_{cp,eff}/f_{cd}) \leq V_{Rd2} \quad [4.15]$$

- dove: $V_{Rd2,red}$ è il valore ridotto di V_{Rd2} ;
 $\sigma_{cp,eff}$ è la tensione media efficace nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale.
 $\sigma_{cp,eff}$ è data dalla seguente equazione [4.16]:

$$\sigma_{cp,eff} = (N_{Sd} - f_{yk} A_{s2}/\gamma_s)/A_c \quad [4.16]$$

- dove: N_{Sd} è la forza assiale di calcolo;
 A_{s2} è l'area di armatura che risulta compressa allo stato limite ultimo;
 f_{yk} è lo snervamento dell'acciaio compresso (f_{yk}/γ_s non deve, di regola, essere maggiore di 400 N/mm²);
 A_c è l'area totale della sezione trasversale di calcestruzzo.

(5) Vicino agli appoggi, dove la configurazione di carichi concentrati e la reazione di appoggio è tale che una parte dei carichi può essere trasferita all'appoggio per compressione diretta (appoggio diretto), si può ammettere un incremento della resistenza a taglio V_{Rd1} [vedere (9) seguente]. Tale incremento di V_{Rd1} sarà ignorato nella determinazione di V_{Rd2} .

(6) Il raggiungimento di V_{Rd1} dipende in modo significativo da un appropriato ancoraggio delle armature tese, o di quelle di precompressione, da una parte e dall'altra di ogni possibile piano di rottura. Nel punto 5 sono date regole per soddisfare questa condizione.

(7) Per i casi in cui $V_{Sd} > V_{Rd1}$, due metodi di calcolo sono dati nei punti seguenti:

- il metodo normale (4.3.2.4.3);
- il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio (4.3.2.4.4).

Il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio consente maggior libertà nella disposizione dell'armatura rispetto al metodo normale. Ciò porta frequentemente a economie sostanziali nell'armatura a taglio, ma può richiedere incrementi della quantità di acciaio longitudinale in trazione. Tale metodo deve, di regola, essere utilizzato quando un elemento è soggetto a combinazione di taglio e torsione.

(8) Se l'anima contiene guaine iniettate aventi diametro $\phi > b_w/8$ la resistenza a taglio V_{Rd2} , di regola, deve essere calcolata sulla base di uno spessore nominale dell'anima dato da:

$$b_{w,nom} = b_w - 1/2 \Sigma \phi$$

dove: $\Sigma \phi$ è determinato per il livello più sfavorevole.

(9) Per elementi senza armatura a taglio, e per elementi con armatura a taglio quando viene utilizzato il metodo normale di calcolo a taglio (4.3.2.4.3) e quando le condizioni stabilite in (11) sono soddisfatte, è permesso un incremento della resistenza a taglio, solo per i carichi concentrati situati ad una distanza $x \leq 2,5 d$ dal filo dell'appoggio [punto (5) precedente]. Unicamente a tal fine il valore τ_{Rd} nella equazione [4.18] nella stima di V_{Rd1} può essere moltiplicato per un fattore β pari a:

$$\beta = 2,5 d/x, \text{ con } 1,0 \leq \beta \leq 15,0 \quad [4.17]$$

Quando questo incremento viene considerato, V_{Rd1} e l'armatura a taglio devono di regola essere calcolati in tutte le sezioni critiche sulla distanza 2,5 d dal filo dell'appoggio, adottando invece $\beta = 1,0$ dal lato della campata per i carichi concentrati pertinenti; la massima armatura a taglio così ottenuta deve, di regola, essere disposta sull'intera distanza pari a 2,5 d dall'appoggio.

Nel caso in cui il carico dominante su una trave sia un carico concentrato vicino a un appoggio, tale procedura può condurre ad adottare l'armatura minima per tutta la trave. Occorre allora essere prudenti, e il progettista potrà fare riferimento, per la resistenza, al valore di V_{Rd1} non incrementato.

(10) A causa dell'incremento di resistenza dovuto al trasferimento diretto dei carichi vicini agli appoggi, per travi o piastre con carico uniformemente distribuito sarà generalmente cautelativo assumere nel tratto terminale il valore di V_{Sd} calcolato alla distanza d da un appoggio diretto.

(11) Quando si tiene conto della resistenza a taglio incrementata vicino agli appoggi come indicato in (9) e (10), devono, di regola, essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- a) il carico e le reazioni di appoggio sono tali da creare una compressione diagonale nell'elemento (appoggio diretto);
- b) a un appoggio di estremità tutta l'armatura tesa richiesta alla distanza pari a $2,5 d$ dall'appoggio deve, di regola, essere ancorata all'interno dell'appoggio;
- c) a un appoggio intermedio l'armatura tesa richiesta al filo dell'appoggio deve di regola proseguire per almeno $2,5 d + l_{b,net}$ nella campata.

4.3.2.3. Elementi che non richiedono armature a taglio ($V_{Sd} \leq V_{Rd1}$)

(1) La resistenza a taglio di calcolo V_{Rd1} è data da:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1) + 10,15 \sigma_{cp}] b_w d \quad [4.18]$$

dove: τ_{Rd} è la resistenza unitaria a taglio di calcolo di riferimento ($0,25 f_{ctk0,05}$) / γ_c . Il valore di γ_c deve di regola essere assunto pari a 1,5 (1 : 1,5] o 1,6] come in prospetto 2.3).

I valori di τ_{Rd} sono dati nel prospetto 4.8;

k è = 1] per elementi in cui più del 50% dell'armatura inferiore è interrotta. In caso contrario:

k è = $1(1,6 - d) \geq 1$ (d in metri);

ρ_1 è = $A_{s1} / (b_w d) \leq 10,02$;

A_{s1} è l'area delle armature di trazione che si estende per non meno di $d + l_{b,net}$ oltre la sezione considerata (vedere fig. 4.12). Il valore di $l_{b,net}$ è definito in 5.2.2.3 e nella fig. 5.2;

b_w è la larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace;

σ_{cp} è = N_{Sd} / A_c ;

N_{Sd} è la forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva).

Prospetto 4.8 - Valori di τ_{Rd} (N/mm²) con $\gamma_c = 1,5$ (1 : 1,5] e 1,6] per diverse resistenze del calcestruzzo

Nota nazionale: Il seguente prospetto riporta i valori incasellati proposti per l'Italia; la prima riga coincide con quella europea, i valori della seconda riga sono alternativi a quelli indicati nella prima.

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\gamma_c=1,5$	τ_{Rd} 0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48
$\gamma_c=1,6$	τ_{Rd} 0,17	0,21	0,24	0,28	0,32	0,35	0,38	0,41	0,45

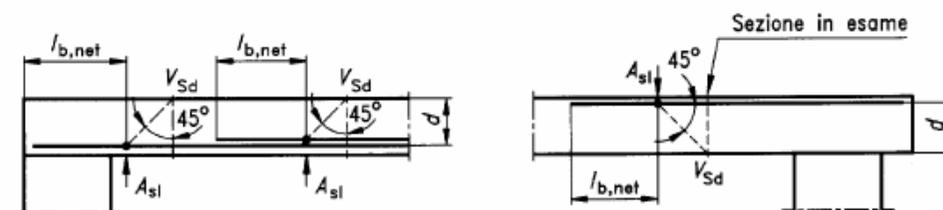


Fig. 4.12 - Definizione di A_{s1} [da utilizzare nell'equazione (4.18)]

(2) L'equazione (4.18) si applica alle zone di ancoraggio degli elementi pretesi qualora siano soddisfatti i requisiti di ancoraggio di 4.2.3.5.6.

(3) Nelle verifiche di sezioni nelle quali non siano richieste armature a taglio, la resistenza di calcolo V_{Rd2} è data da:

$$V_{Rd2} = (1/2) v f_{cd} b_w 0,9 d \quad [4.19]$$

dove: $v = 0,7 - f_{ck}/200 \geq 0,5$ (f_{ck} in N/mm²) [4.20]

4.3.2.4. Elementi che richiedono armature a taglio ($V_{Sd} > V_{Rd1}$)

4.3.2.4.1. Generalità

- P(1) Nelle travi le armature rialzate non devono essere utilizzate come armature a taglio se non in combinazione con staffe. Almeno il 50% del valore di V_{Sd} deve essere assorbito da staffe verticali.
- P(2) Dove siano impiegate armature a taglio inclinate, l'angolo tra le armature e l'asse longitudinale della trave non deve, di regola, essere minore di 45° .
- P(3) Dove il carico non agisca all'estradosso della trave, o quando l'appoggio non sia all'intradosso della trave, si devono disporre ulteriori armature per riportare gli sforzi all'estradosso del traliccio resistente.

4.3.2.4.2. Elementi di altezza costante

- P(1) Per la verifica a taglio si considera l'elemento come costituito da membrature compresse e tese separate da una distanza pari al braccio di leva interno z . La zona di taglio ha profondità z e larghezza b_w . Il braccio di leva è calcolato perpendicolarmente alle armature longitudinali ignorando l'effetto delle armature rialzate.

(2) La simbologia utilizzata è indicata nella fig. 4.13.

- (3) La tensione nel puntone di calcestruzzo deve, di regola, essere limitata a $\sigma_c \leq v f_{cd}$, dove v è il fattore di efficienza dato da:

$$v = 0,7 - f_{ck}/200 \geq 0,5 \quad (f_{ck} \text{ in } N/mm^2) \quad [4.21]$$

- (4) Alla disposizione delle armature a taglio si applicano le seguenti prescrizioni:

- percentuale minima di armatura a taglio secondo 5.4.2.2;
- limitazione delle aperture delle fessure nell'anima secondo 4.4.2;
- disposizione delle armature a taglio secondo 5.4.2.

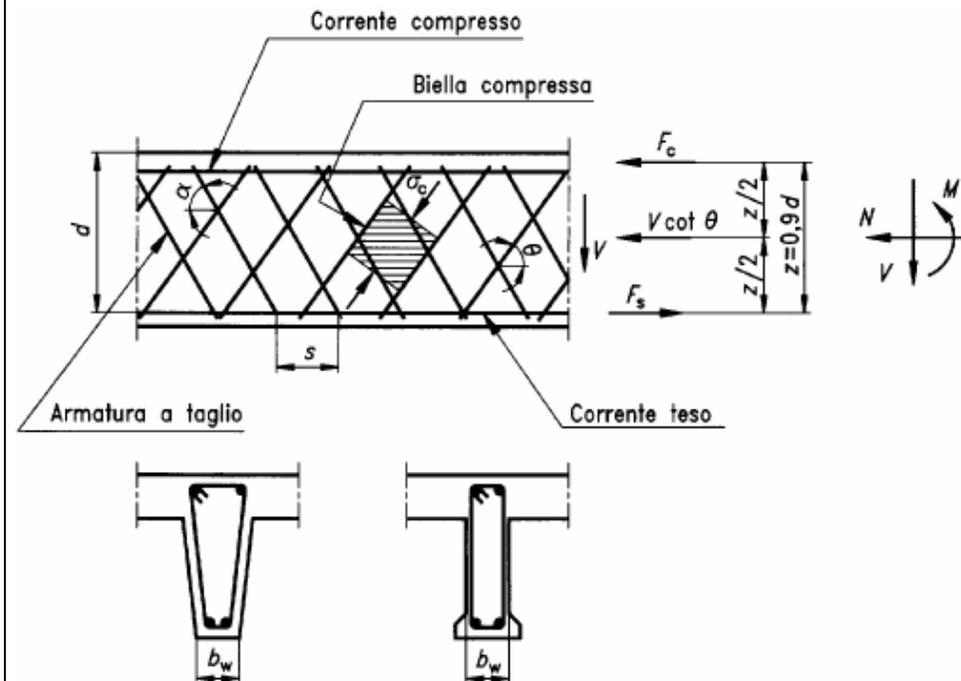


Fig. 4.13 - Simbologia per elementi soggetti a taglio

I parametri indicati nella fig. 4.13 sono:

- α angolo tra armature a taglio e asse longitudinale;
- θ angolo tra bielle compresse di calcestruzzo e asse longitudinale;
- F_s forza di trazione nell'armatura longitudinale;
- F_c forza di compressione nel calcestruzzo nella direzione dell'asse longitudinale;
- b_w larghezza minima dell'anima;
- z per un elemento di altezza costante indica il braccio di leva interno corrispondente al massimo momento flettente nell'elemento considerato. Nell'analisi a taglio, può essere di regola usato il valore approssimato $z = 0,9 d$. In elementi con armature di precompressione inclinate, l'armatura longitudinale del corrente teso deve essere, di regola, predisposta per sopportare la forza di trazione longitudinale dovuta al taglio definita dall'equazione [4.30].

4.3.2.4.3. Metodo normale

(1) La resistenza a taglio di una sezione con armature a taglio è data dall'equazione:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \quad [4.22]$$

dove: V_{cd} è il contributo del calcestruzzo ed è uguale a V_{Rd1} , calcolato secondo 4.3.2.2 (9);
 V_{wd} è il contributo delle armature a taglio.

(2) Il contributo delle armature verticali a taglio è dato dall'equazione:

$$V_{wd} = (A_{sw}/s) 0,9 d f_{ywd} \quad [4.23]$$

dove: A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
 s è il passo delle staffe;
 f_{ywd} è lo snervamento di calcolo delle armature a taglio.

(3) Il contributo delle armature a taglio inclinate è dato dall'equazione:

$$V_{wd} = (A_{sw}/s) 0,9 d f_{ywd} (1 + \cot\alpha) \sin\alpha \quad [4.24]$$

dove: s è il passo misurato sull'asse longitudinale (vedere fig. 4.13).

(4) Nella verifica a schiacciamento del puntone compresso, V_{Rd2} è dato dall'equazione:

$$V_{Rd2} = (1/2) v f_{cd} b_w 0,9 d (1 + \cot\alpha) \quad [4.25]$$

Per staffe verticali o per staffe combinate con armature rialzate $\cot\alpha$ viene assunto pari a zero.

(5) Le forze nei correnti tesi delle travi possono essere ottenute dall'equazione [4.30] ponendo $\cot\theta = 1$.

4.3.2.4.4. Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

(1) La simbologia utilizzata è data nella fig. 4.13. L'angolo θ tra il puntone compresso e l'asse longitudinale è limitato a:

$$|0,4| (1 : 11,0) < \cot\theta < |2,5| (1 : 12,0)$$

per travi con armature longitudinali non interrotte, ed a:

$$|0,5| (1 : 11,0) < \cot\theta < |2,0|$$

per travi con armature longitudinali interrotte. Altri valori di θ possono essere usati a condizione che possano essere giustificati.

(2) Per elementi con armature a taglio verticali, le resistenze a taglio sono definite da:

$$V_{Rd2} = b_w z v f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad [4.26]$$

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta \quad [4.27]$$

con la condizione

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s} \leq (1/2) v f_{cd}$$

Il fattore di efficienza v è dato dall'equazione [4.21]. Il braccio di leva z può essere assunto pari a $0,9 d$.

(3) Per elementi con armature a taglio inclinate, la resistenza a taglio è definita da:

$$V_{Rd2} = b_w z v f_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta) \quad [4.28]$$

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad [4.29]$$

con la condizione:

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{(1/2) v f_{cd} \sin\alpha}{1 - \cos\alpha}$$

Il braccio di leva z può essere assunto pari a $0,9 d$.

(4) Per determinare il minimo quantitativo di armature a taglio, per tensioni di taglio basse o medie, i limiti superiori dati per $\cot\theta$ nel punto (1) governano di norma il progetto. Per tensioni di taglio più elevate, il più grande valore di $\cot\theta$ (corrispondente al minimo quantitativo di armatura) può essere determinato uguagliando la forza di taglio di progetto V_{Sd} a V_{Rd2} . Il valore di $\cot\theta$ può anche essere scelto in modo da ottimizzare il progetto, per esempio riducendo al minimo il quantitativo totale di armatura.

(5) La forza di trazione nelle armature longitudinali può essere calcolata con:

$$T_d = |M_{Sd}|/z + 1/2 |V_{Sd}| (\cot\theta - \cot\alpha) \quad [4.30]$$

Il braccio di leva z può essere assunto pari a $0,9 d$.

- (6) In alternativa all'equazione [4.30], la curva T_d può essere costruita traslando la curva M_{Sd}/z di una quantità pari a $(\cot\theta - \cot\alpha) z/2 = 0,9 d (\cot\theta - \cot\alpha)/2$ in modo che M_{Sd}/z sia sempre incrementato (regola della traslazione, vedere 5.4.2).
- (7) In corrispondenza di appoggi indiretti le armature longitudinali devono essere in grado di assorbire la forza di trazione T_d definita dall'equazione [4.30].
- (8) Il secondo termine dell'equazione [4.30] fornisce l'incremento della forza di trazione oltre il valore determinato tenendo conto del solo momento flettente.

4.3.2.4.5. Elementi di altezza variabile

(1) Tenendo conto della variazione del braccio di leva interno, la forza di taglio di progetto è data da:

$$V_{Sd} = V_{Od} - V_{ccd} - V_{td} \quad [4.31]$$

dove: V_{Od} è la forza di taglio di progetto nella sezione;
 V_{ccd} è la componente parallela a V_{Od} della forza agente nella zona compressa;
 V_{td} è la componente parallela a V_{Od} della forza agente nella zona tesa;
 V_{ccd} e V_{td} sono assunti positivi se agenti nello stesso verso di V_{Od} .

(2) La riduzione di V_{Od} determinata dall'equazione [4.31] può essere combinata con la riduzione secondo 4.3.2.4.6 solo se si può dare una adeguata giustificazione.

4.3.2.5. Taglio tra piattabanda e anima

P(1) La resistenza a taglio della piattabanda può essere calcolata considerando la stessa come un sistema di puntoni compressi combinati con bielle tese costituite da armature.

P(2) Lo stato limite ultimo può essere raggiunto o per compressione nei puntoni o per trazione nei tiranti che assicurano la connessione tra i lati della piattabanda e l'anima. Deve essere disposto un quantitativo minimo di armature (vedere il punto 5).

(3) Il valore medio della forza di scorrimento longitudinale per unità di lunghezza è definito da:

$$v_{Sd} = \Delta F_d / a_v \quad [4.33]$$

dove: ΔF_d è la variazione della forza longitudinale agente in una sezione della piattabanda sulla distanza a_v (vedere fig. 4.14);
 a_v è la distanza tra i punti di momento nullo e massimo (vedere fig. 4.14).

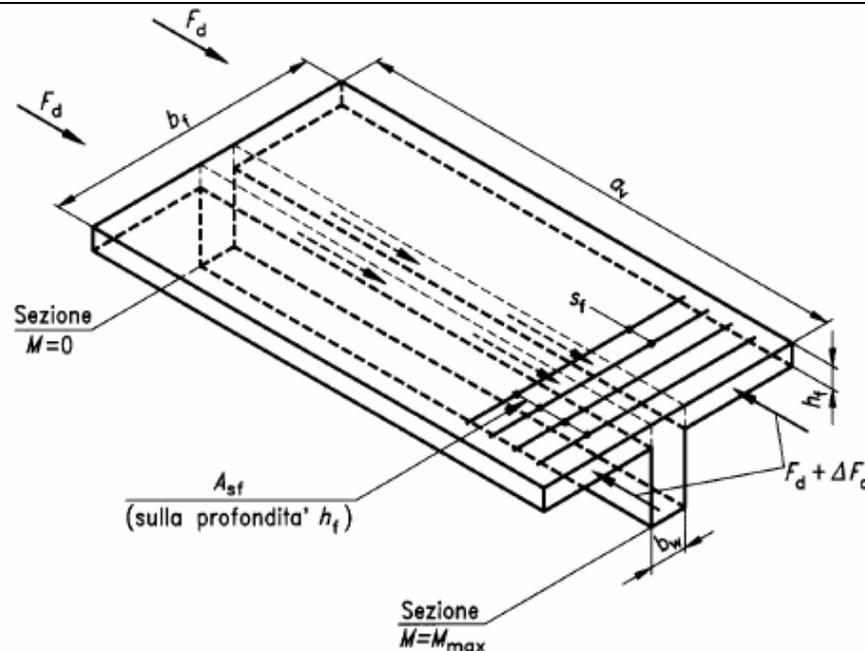


Fig. 4.14 - Simbologia per la connessione anima-piattabanda

(4) In assenza di calcoli più rigorosi, di regola deve essere verificato che sia:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd2} \quad [4.34]$$

$$v_{Sd} \leq v_{Rd3} \quad [4.35]$$

con:

$$v_{Rd2} = 0,2 f_{cd} h_f \quad [4.36]$$

$$v_{Rd3} = 2,5 \tau_{Rd} h_f + (A_{s_f}/s_f) f_{yd} \quad [4.37]$$

τ_{Rd} è definito nel prospetto 4.8 in 4.3.2.3. Per A_{s_f} e s_f vedere fig. 4.14.

(5) Se, nella sezione dove $M = M_{max}$, la piattabanda è soggetta a forze di trazione, il contributo del calcestruzzo ($2,5 \tau_{Rd} h_f$) nell'equazione [4.37] deve, di regola, essere trascurato.

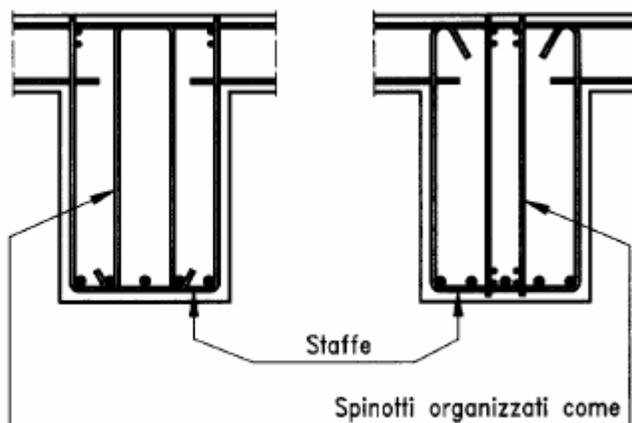
(6) Nel caso di taglio tra piattabanda e anima combinato a flessione trasversale della piattabanda deve, di regola, essere predisposto il quantitativo di armatura maggiore tra quello richiesto per soddisfare l'equazione [4.37] e quello necessario per la flessione trasversale.

1.10 Prescrizioni Costruttive EC 2

(1) L'armatura a taglio deve di regola formare un angolo compreso tra 45° e 90° con il piano medio dell'elemento strutturale.

(2) L'armatura a taglio può essere costituita da una combinazione di:

- staffe che racchiudono le armature longitudinali tese e la zona compressa;
- barre rialzate;
- assemblaggi di armature a taglio in forma di gabbie, graticci, ecc., realizzati con barre ad aderenza migliorata, messi in opera senza contenere le armature longitudinali (vedere fig. 5.14), ma che devono essere adeguatamente ancorati in zona tesa e in zona compressa.



Gabbie di staffe come armatura a taglio

Spinotti organizzati come armatura a taglio

(3) Le staffe saranno ancorate in modo efficace. Sono ammesse giunzioni per sovrapposizione di bracci vicini alla superficie dell'elemento solo per armature ad aderenza migliorata.

(4) Di regola almeno il 150% dell'armatura a taglio necessaria deve essere realizzata mediante staffe.

(5) Il rapporto di armatura a taglio è dato dall'equazione:

$$\rho_w = A_{sw}/s \cdot b_w \cdot \sin \alpha \quad [5.16]$$

- dove:
- ρ_w è il rapporto di armatura a taglio;
 - A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio sulla lunghezza s ;
 - s è il passo dell'armatura a taglio;
 - b_w è la larghezza dell'anima dell'elemento;
 - α è l'angolo tra l'armatura a taglio e l'armatura principale (per staffe verticali $\alpha = 90^\circ$ e $\sin \alpha = 1$).

In generale i valori minimi di ρ_w sono forniti dal prospetto 5.5.

Prospetto 5.5 - Valori minimi di ρ_w

Classi di calcestruzzo*	Classi di acciaio		
	S220	S400	S500
da C12/15 a C20/25	0,001 6	0,000 9	0,000 7
da C25/30 a C35/45	0,002 4	0,001 3	0,001 1
da C40/50 a C50/60	0,003 0	0,001 6	0,001 3

* Come assunto in progetto.

(6) Quando le armature a taglio sono realizzate con barre tonde lisce il loro diametro non deve di regola essere maggiore di 112 mm.

(7) Il massimo passo longitudinale s_{max} di insiemi successivi di staffe o di armature a taglio è definito dalle seguenti condizioni (V_{Sd} , V_{Rd1} e V_{Rd2} definiti in 4.3.2):

- se $V_{Sd} \leq 1/5 V_{Rd2}$: $s_{max} = 0,8 d \leq 300$ mm ; [5.17]

- se $1/5 V_{Rd2} < V_{Sd} \leq 2/3 V_{Rd2}$: $s_{max} = 0,6 d \leq 300$ mm; [5.18]

- se $V_{Sd} > 2/3 V_{Rd2}$: $s_{max} = 0,3 d \leq 200$ mm. [5.19]

(per V_{Rd2} vedere 4.3.2.4, equazioni 4.25 e 4.26)

(8) La massima distanza longitudinale fra barre rialzate è data dall'equazione:

$$s_{max} = 10,6l d (1 + \cot \alpha) \quad [5.20]$$

(9) La distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe a taglio non deve di regola essere maggiore di :

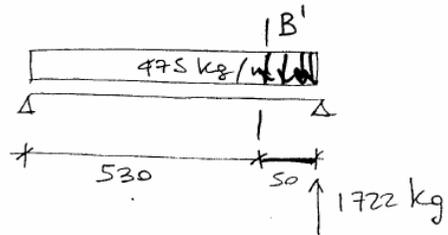
- se $V_{Sd} \leq 1/5 V_{Rd2}$: $s_{max} = d$ o 1800 mm, il minore dei due;

- se $V_{Sd} > 1/5 V_{Rd2}$: si applicano le equazioni 5.18 o 5.19.

(10) I provvedimenti per il contenimento della fessurazione diagonale sono forniti in 4.4.2.3 (5).

ESEMPIO DI VERIFICA A TAGLIO SU UN SOLAIO

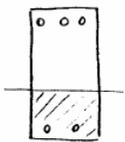
VERIFICA e TAGLIO (ESERCIZIO)



Verifica sezione di incastro

$$V_{max} = 1722 \text{ kg} - 0,50 \times 475 \text{ kg/m} = \underline{1484 \text{ kg}}$$

SEZ B'



$$x = 9,6 \text{ cm}$$

$$J_i = 17075 \text{ cm}^4$$

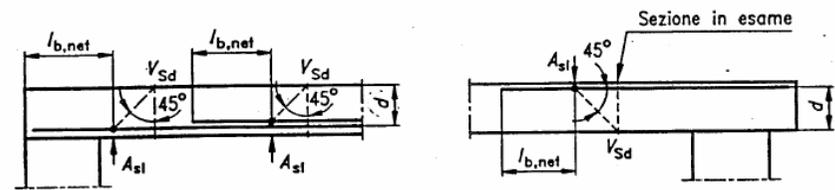
$$S^* = 783 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{VS^*}{J_i b} = \frac{1484 \times 783}{17075 \times 12} = 5,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \tau_{co}$$

$$\frac{\tau_{co}}{\tau} = 1,05$$

VERIFICA SLU

$$V_{sd} < V_{Rd1}$$



$$V_{Rd1} = (\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1)) b w d$$

$$b w = 12 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,25 = 1,35$$

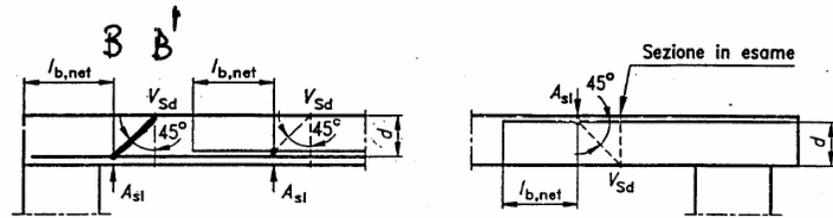
$$\tau_{Rd} = 2,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{co} = \tau_{co} \frac{S^*}{J b} = \frac{\tau_{co} S^*}{J b}$$

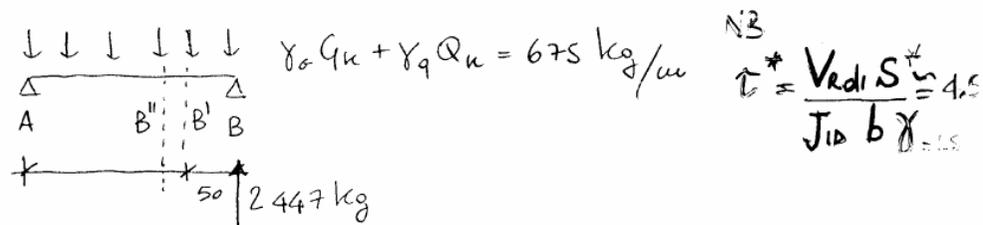
Prospetto 4.8 - Valori di τ_{Rd} (N/mm²) con $\gamma_c = 1,5$ (I : 1.1.1 e 1.1.6) per diverse resistenze del calcestruzzo

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\gamma_c=1,5$	τ_{Rd}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44
$\gamma_c=1,6$	τ_{Rd}	0,17	0,21	0,24	0,28	0,32	0,35	0,38	0,41

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bwd} = \frac{3,39 \text{ cm}^2}{12 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}} = 0,0113$$



$$V_{rd1} = [2,8 \times 1,35 \times (1,2 + 40 \times 0,0113)] \times 12 \times 25 = 1873 \text{ kg}$$



$$V_{sdB'} = 2447 - 6,75 \times 0,50 = 2110 \text{ kg} > V_{rd1} \quad [V_{rd1}/V_{sd} = 0,9]$$

$$V_{sdB''} = 2447 - 6,75 \times 0,75 = 1990 \text{ kg} > V_{rd1} \quad [V_{rd1}/V_{sd} = 0,96]$$

NON VERIFICATO!

VERIFICA CON EC2 "NUOVO":

$$V_{rd,c} = C_{rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} bwd$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 0,2 \quad d \text{ in [mm]}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} = 1,89$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\tau_c} \rightarrow \text{definito dall' Italia!}$$

$$\rho_1 = 0,0113$$

$$V_{rd,c} = \frac{0,18}{1,6} \times 1,89 \left(100 \times 0,0113 \times 25 \text{ MPa} \right)^{\frac{1}{3}} \times 120 \times 250 \text{ mm}^2 = 19427 \text{ N} = 1943 \text{ kg}$$

$$V_{rd,c} \begin{cases} > V_{sdB''} \\ < V_{sdB'} \end{cases}$$

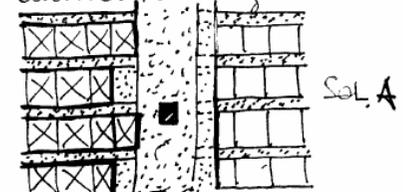
possibili soluzioni

A \Rightarrow Pignatte da 29 cm \Rightarrow aumento larghezza
Trave di spina

B \Rightarrow Pignatte alternate

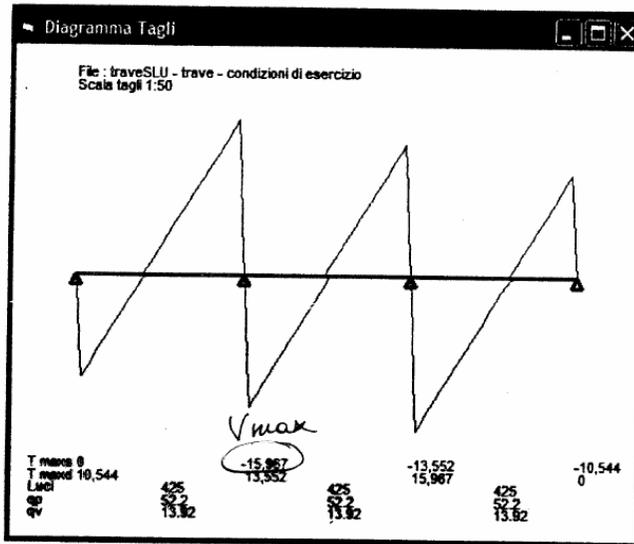
C \Rightarrow Pignatte speciali \Rightarrow travetto da $b = 12$ e 14 cm

D \Rightarrow Se considerarsi effettivo grado di vincolo sulle Trave di bordo \Rightarrow avrei riduzione del V_{sdB} e V_{rd} potrebbe essere sufficiente

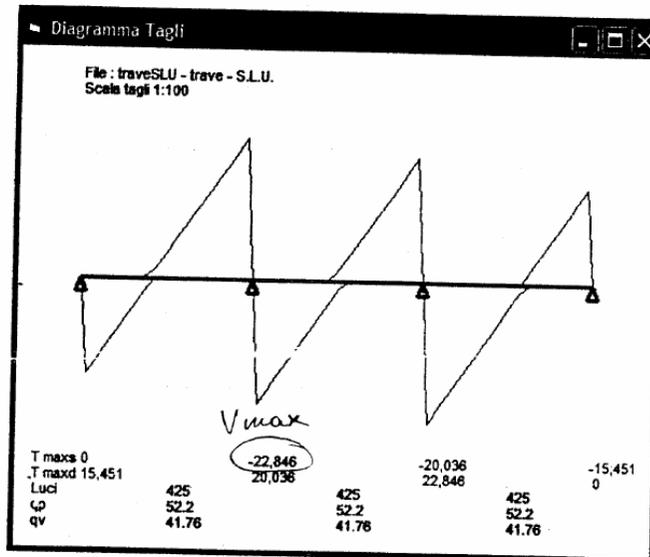


ESEMPIO DI VERIFICA A TAGLIO SU UNA TRAVE

ESERCIZIO :

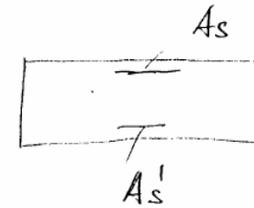


SLU :



DIMENSIONAMENTO ARMATURA A TAGLIO (ESERCIZIO)

Set. B :



$$V_{max} = 15'967 \text{ kg}$$

$$A_s = 21,98 \text{ cm}^2 \quad A_s' = 12,56 \text{ cm}^2$$

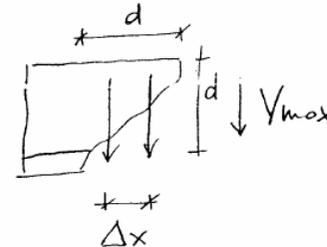
$$\bar{x} = 9,0 \text{ cm}$$

$$S^* = 4946 \text{ cm}^3$$

$$J_{id} = 103'192 \text{ cm}^4$$

$$\tau = \frac{V \cdot S^*}{b \cdot J_{id}} = \frac{15967 \times 4946}{100 \times 103'192} = 7,65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > \tau_{co}$$

per $\tau > \tau_{co}$



$$V_{max} \leq \sigma_s A_{ST} m_b \frac{d}{\Delta x}$$

$m_b = \text{num. braccia stoffe}$

$$\text{se } A_{ST} = \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$m_b = 4$$

$$\Rightarrow \Delta x \leq \frac{m_b A_{st} \bar{\sigma}_s}{\tau \cdot B} = \frac{m_b A_{st} \bar{\sigma}_s}{\tau \cdot B} = \frac{4 \times 0,5 \times 2600}{7,65 \times 100}$$

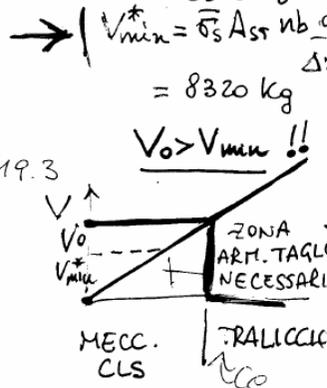
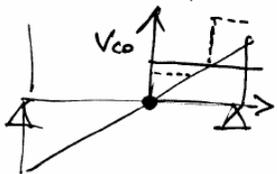
(V/d) flusso q

= 6,8 cm \Rightarrow STAFFE $\phi 8 / 5$ cm

PER $\tau < \tau_{co}$ ARMATURA MINIMA; NB: $V_0 = \tau_{co} b J_{td} =$

STAFFE $\phi 8$ $m_b = 4$

$$\Delta x < \min \begin{cases} 0,8 d = 19,2 \text{ cm} \\ 0,33 \text{ m} \\ \frac{m_b A_{st} 100}{0,1 (1 + 0,15 \frac{d}{B}) B} = 19,3 \end{cases}$$



\Rightarrow 2 STAFFE $\phi 8 / 15$ cm

DIMENSIONAMENTO ARMATURA TAGLIO (SLU)

SE $V_{sd} < V_{rd1} \Rightarrow$ ARMATURA MINIMA

SE $V_{sd} > V_{rd1} \Rightarrow$ ARMATURA TALE CHE

$$V_{sd} < V_{rd3} = V_{wd} + V_{rd1}$$

[NB: "Nuovo" EC2 $V_{sd} < V_{wd}$]

$$V_{rd1} = \tau_{rd} k (1,2 + 40 \rho_1) b_w d$$

$b_w = 100$ cm

$d = 24$ cm

$\tau_{rd} = 2,8$ kg/cm²

$$\rho_1 = \frac{A_s}{B d} = \frac{21,98}{100 \times 24} = 0,009$$

$$V_{rd1} = 14257 \text{ kg} < V_{sd} = 22846 \text{ kg}$$

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{rd1} = 8589 \text{ kg} \quad (\text{EC2})$$

$$V_{wd} = V_{sd} \quad \text{EC2 "Nuovo"}$$

$$\Delta x \leq \frac{m_b A_{st} 0,9 d f_{sd}}{V_{wd}} = \frac{4 \times 0,5 \times 0,9 \times 24 \times 3826}{V_{wd}}$$

$$\begin{cases} (\text{EC2}) 19,2 \Rightarrow 15 \text{ cm} \\ (\text{EC2 nuovo}) 7,23 \Rightarrow 5 \text{ cm} \end{cases}$$

VERIFICA SLU

$$\begin{cases} V_{sd} < V_{rd2} \\ V_{sd} < V_{rd3} = V_{wd} + V_{rd1} \end{cases}$$

$$V_{sd} < V_{rd3} = V_{wd} + V_{rd1}$$

$$V_{wd} = \frac{m_b A_{st}}{\Delta x} 0,9 d f_{sd} =$$

$$= \frac{4 \times 0,5}{5} \times 0,9 \times 24 \times 3826 = 33057 \text{ kg}$$

$$V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{wd} = 14'257 + 33057 = 47314 \text{ kg}$$

$$V_{Rd3} > V_{sd} = 22846 \text{ kg} \quad \text{VERIFICATO}$$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \geq f_{cd} b_w 0,9 d$$

$$\geq = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \text{ (} f_{ck} \text{ in MPa)}$$

$$= 0,7 - \frac{25}{250} = 0,575$$

$$= 0,5 \times 0,575 \times 156,25 \times 100 \times 0,9 \times 24 = 97031 \text{ kg}$$

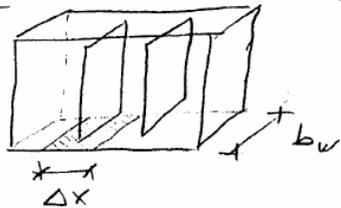
$$V_{sd} < V_{Rd2} \quad \text{VERIFICATO}$$

$$22846 < 97031$$

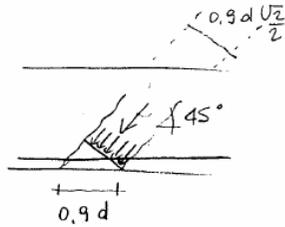
ARMATURA MINIMA A TAGLIO

$$\rho_w = \frac{M_b A_{sr}}{\Delta x b_w}$$

$$= \frac{4 \times 0,5}{15 \times 100} = 0,0013$$



$$V_s < V_{Rd1}$$



Prospetto 5.5 - Valori minimi di ρ_w

Classi di calcestruzzo*	Classi di acciaio		
	S220	S400	S500
da C12/15 a C20/25	0,0016	0,0009	0,0007
da C25/30 a C35/45	0,0024	0,0013	0,0011
da C40/50 a C50/60	0,0030	0,0016	0,0013

* Come assunto in progetto.

Spaziatura massima longitudinale $\Delta x = s_{max}$

(7) Il massimo passo longitudinale s_{max} di insiemi successivi di stiffe o di armature a taglio è definito dalle seguenti condizioni (V_{sd} , V_{Rd1} e V_{Rd2} definiti in 4.3.2):

- se $V_{sd} \leq 1/5 V_{Rd2}$: $s_{max} = 0,8 d \leq 300 \text{ mm}$; [5.17]
 - ⇒ - se $1/5 V_{Rd2} < V_{sd} \leq 2/3 V_{Rd2}$: $s_{max} = 0,6 d \leq 300 \text{ mm}$; [5.18] ←
 - se $V_{sd} > 2/3 V_{Rd2}$: $s_{max} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm}$. [5.19]
- (per V_{Rd2} vedere 4.3.2.4, equazioni 4.25 e 4.26)

$$V_{sd} = 22842 \text{ kg} \quad V_{Rd2} = 96876 \text{ kg}$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} = 0,24 \Rightarrow [5.18] \Rightarrow s_{max} = 0,6 \times 24 = 14,4 \text{ cm}$$

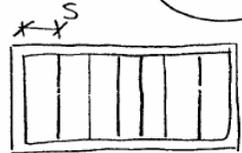
SPAZIATURA MAX TRASVERSALE

(9) La distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe a taglio non deve di regola essere maggiore di:

- ⇒
- se $V_{Sd} \leq 1/5 V_{Rd2}$: $s_{max} = d$ o 1800 mm, il minore dei due;
 - se $V_{Sd} > 1/5 V_{Rd2}$: si applicano le equazioni 5.18 o 5.19.

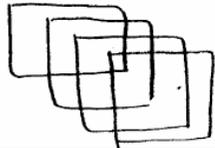
$s_{max} = 14.4 \text{ cm}$

STAFFE $n_b = 8$!!!



B

$$s = \frac{B - 2c}{n_b - 1} = \frac{100 - 2 \times 3}{8 - 1} = 13.4 \text{ cm}$$



⇒ ASSURDO!

2. SLU DI TORSIONE

2.1 Torsione Primaria e Secondaria

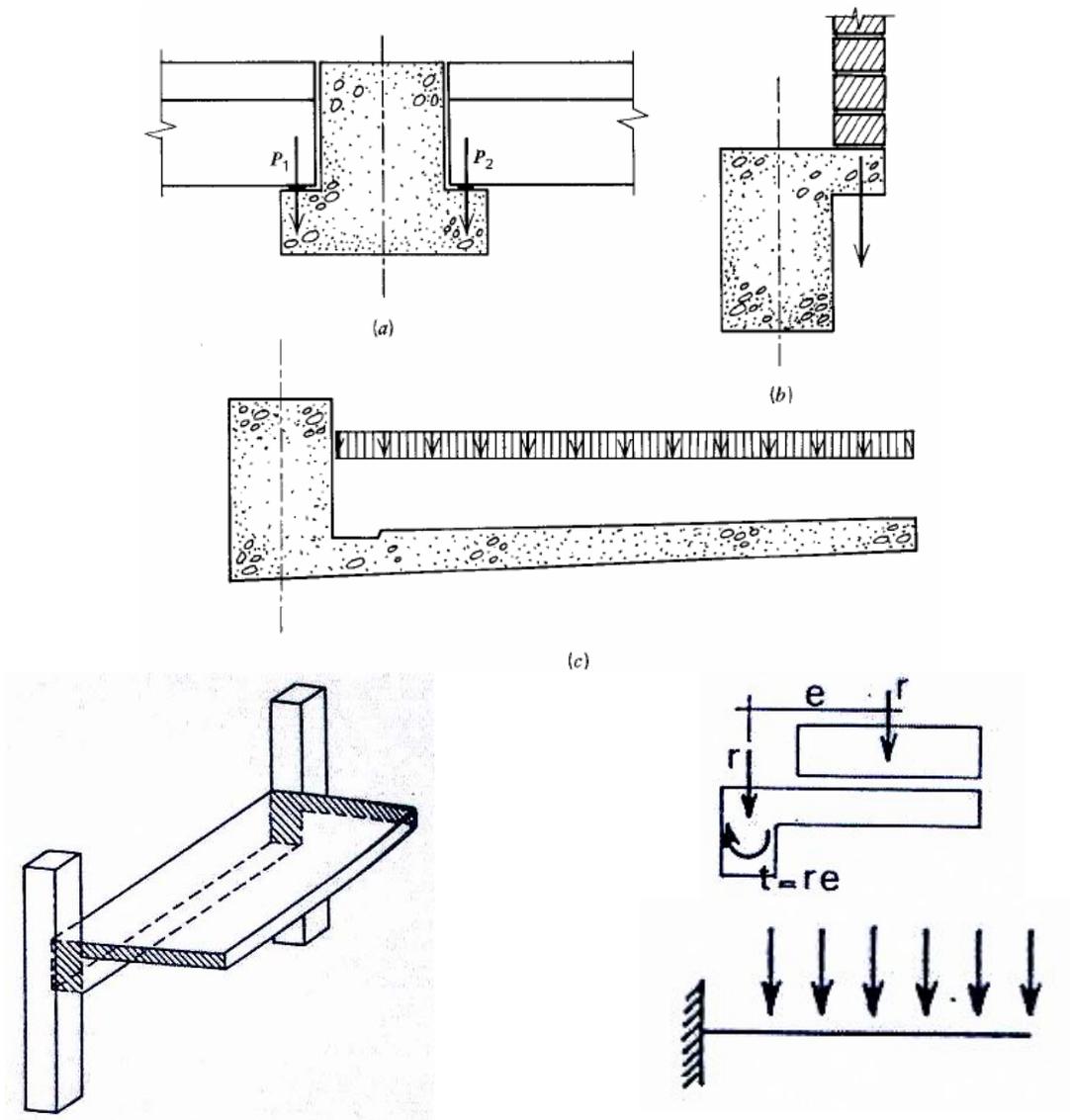


Fig. 1 - Esempi di Torsione Primaria o di Equilibrio

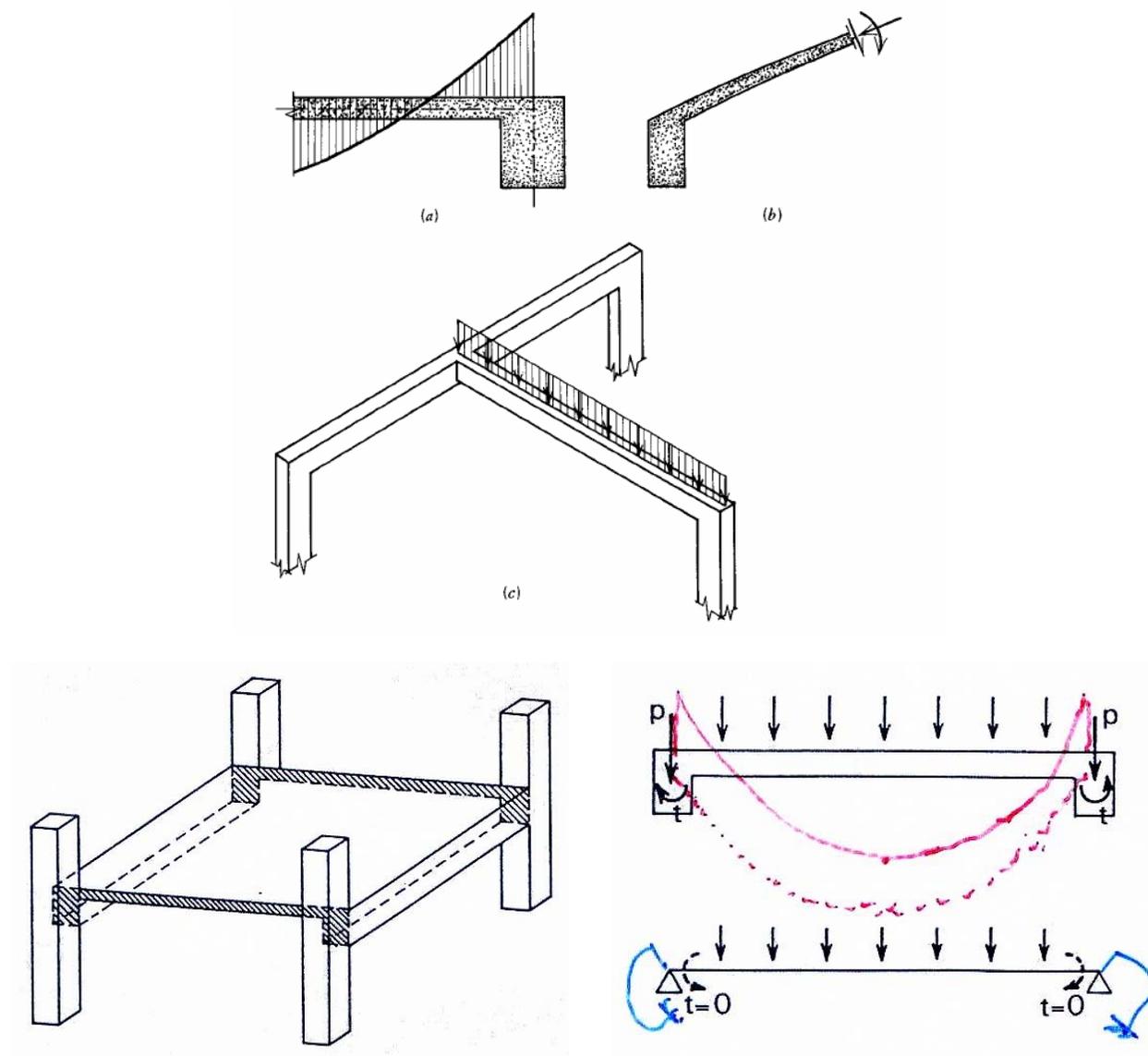


Fig. 2 – Torsione in elementi iperstatici (Torsione secondaria, o di Congruenza).

2.2 Prescrizioni EC 2

Qualora l'**equilibrio statico** di una struttura **dipenda dalla resistenza torsionale** degli elementi che la compongono **sarà necessario** un calcolo completo della torsione nei riguardi sia degli stati limite ultimi che di esercizio.

Qualora, in strutture iperstatiche, la **torsione** insorga solo per esigenze di **compatibilità** e la stabilità della struttura non dipenda dalla resistenza torsionale, **non sarà generalmente necessario** considerare la torsione allo stato limite ultimo.

1. Nei casi in cui la torsione non è essenziale per la stabilità, la torsione derivante da disposizioni geometriche degli elementi strutturali può richiedere adeguati accorgimenti per limitare un'eccessiva fessurazione allo stato limite d'esercizio. Nei casi in cui la torsione non debba essere considerata allo stato limite ultimo, per evitare una fessurazione eccessiva deve, di regola, essere disposta un'armatura minima sotto forma di staffe e barre longitudinali. Le indicazioni previste in 4.4.2 ,5.4.2.2 e 5.4.2.3 sono normalmente sufficienti a tal fine.

Staffe chiuse con ganci a 135° (oppure chiuse con sovrapposizione dei bracci) + Staffe minime da Taglio + Armature Longitudinali per Controllo Fessurazione coprono quindi anche la Torsione di Congruenza nei confronti degli SLE

2.3 Comportamento delle Travi in c.a. soggette a Torsione

2.3.1 Calcestruzzo NON armato

Il comportamento del calcestruzzo armato soggetto a torsione, prima della comparsa della fessurazione può essere basato sullo studio del calcestruzzo non armato, essendo il contributo dell'armatura trascurabile. Si possono quindi usare le teorie elastiche della Torsione (De Saint Venant ed analogie della membrana o idrodinamica).

Sezioni Rettangolari

$$\tau_t = \psi_t \frac{T}{x^2 y}$$

T = Torsione applicata, funzione dell'ascissa z ;

θ_t = angolo di torsione;

$G = E/[2(1+\nu)]$ modulo di elasticità a taglio;

$$\frac{d\theta_t}{dz} = \frac{T}{GC}$$

x ed y = dimensioni della sezione, con $x < y$

$C = \beta_t x^3 y$ momento di Inerzia torsionale;

ψ_t e β_t = fattori di torsione per lo sforzo e la rigidezza (vd. Fig.)

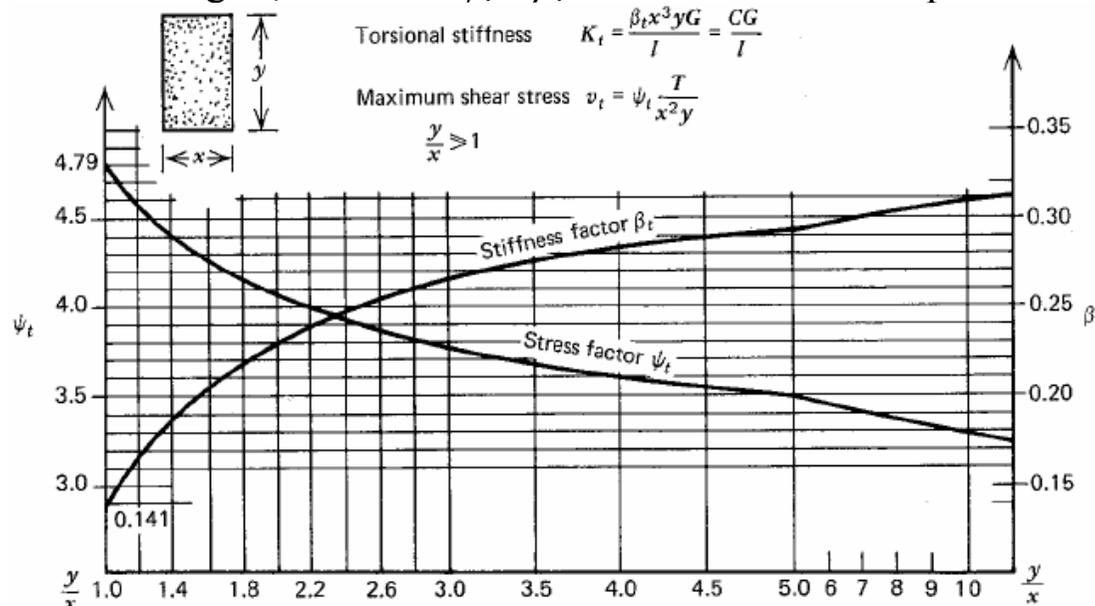


Fig. 3 – Fattori di Rigidezza e di Sforzo per sezioni rettangolari.

Sezioni Cave

Quando lo spessore h della parete è piccolo rispetto alle rimanenti dimensioni della sezione, si può supporre che si instauri un flusso uniforme q di tensioni tangenziali ($q = \tau_t \cdot h = v_0 = v_t \cdot h$), come mostrato in Fig. 4.

$$q = \frac{T}{2A_0} \Rightarrow \tau_t = \frac{T}{2A_0 h}$$

$$T = k\theta = \frac{GC_o}{l} \theta; \quad C_0 = \frac{4A_0^2}{\oint ds/h} \text{ (a)} \quad = \frac{4A_0^2}{\sum l_i/h_i} \text{ (b)} \quad = \frac{4A_0^2 h}{p} \text{ (c)}$$

(a) sez. generica; (b) sez. poligonale; (c) sez. con spessore h costante.

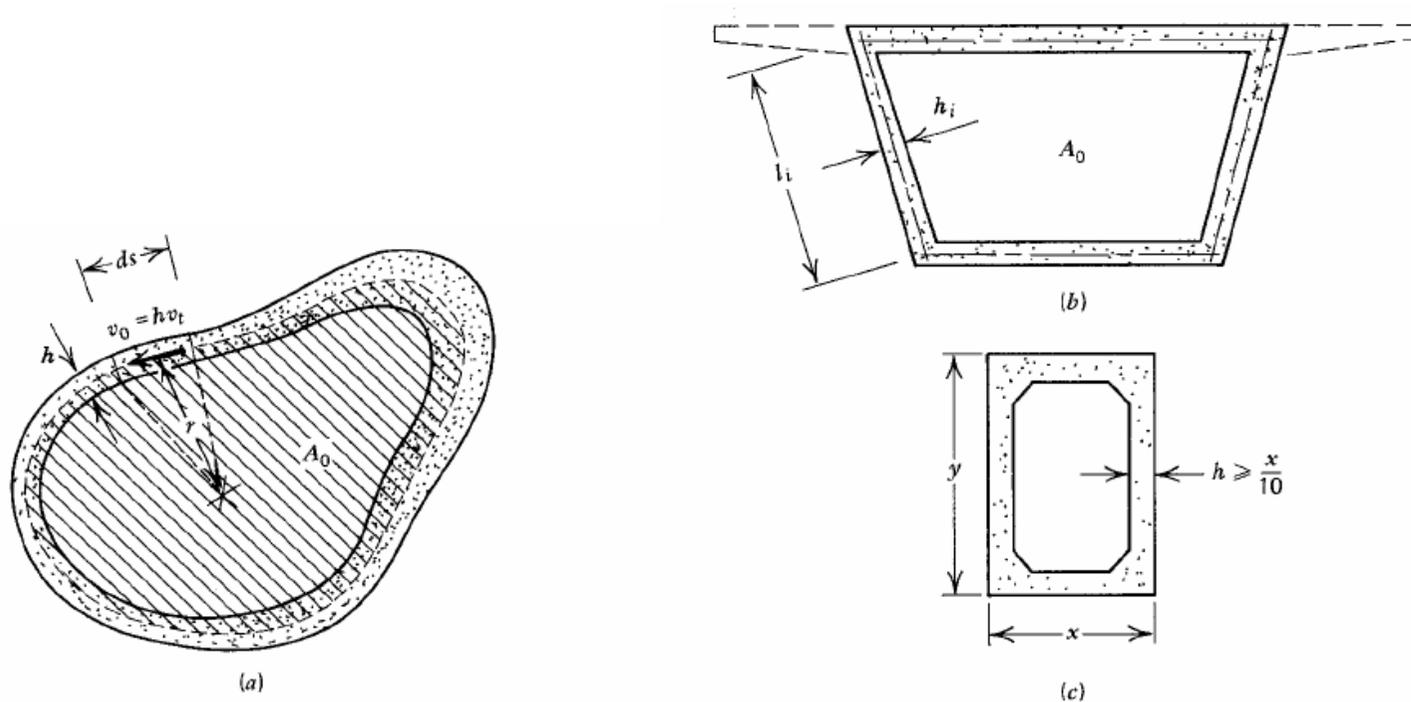


Fig. 4 – Torsione in Profili Cavi

2.3.2 Calcestruzzo Armato

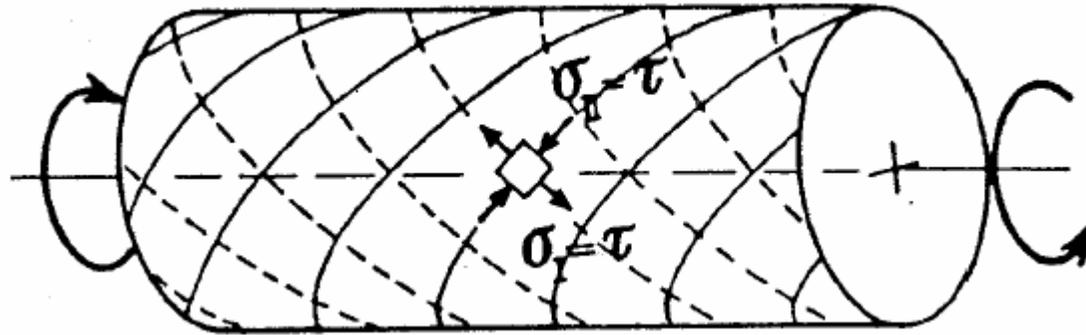


Fig. 5 – Isostatiche a 45° in un elemento soggetto a Torsione Pura.

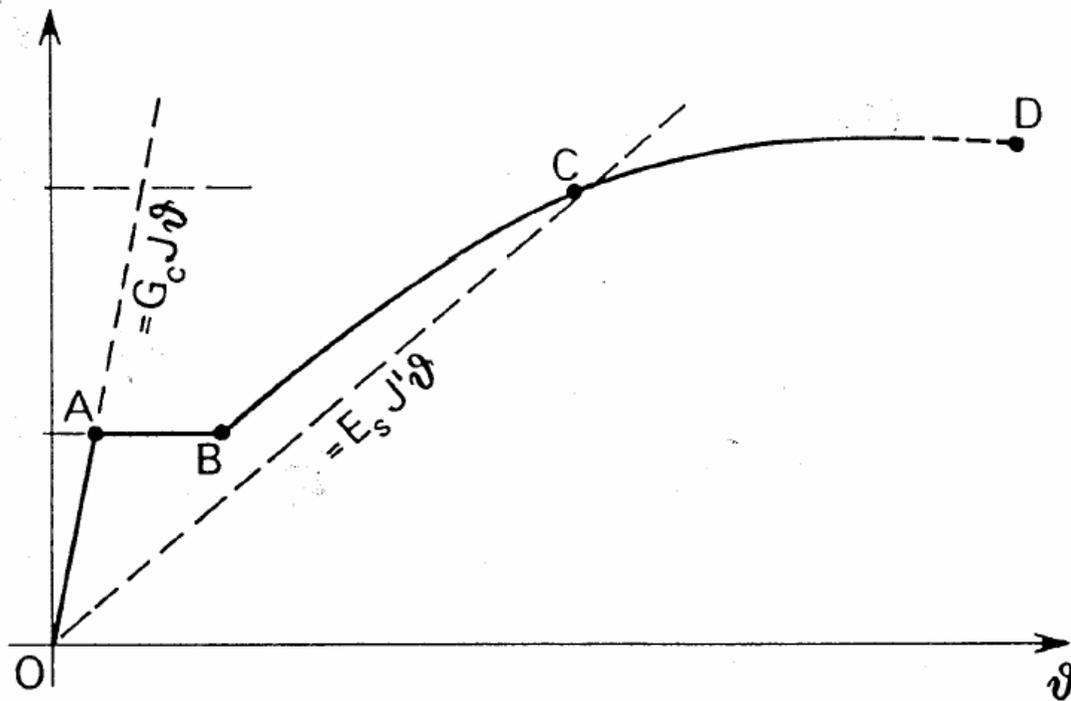


Fig. 6 - Comportamento sperimentale di una trave armata soggetta a Torsione

In seguito alla fessurazione si forma un meccanismo resistente a traliccio spaziale, che consiste di staffe ed armature longitudinali tese e puntoni in calcestruzzo compressi (traliccio di Raush).

Ogni lato della sezione cava equivalente si comporta come una trave a sezione cava (di spessore t) soggetta a taglio con uno sforzo tangenziale pari a:

$$\tau = \frac{T}{2A_k t}$$

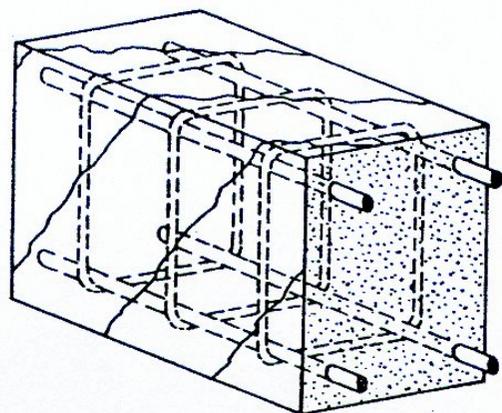


Fig. 7 – Fessurazione da torsione.

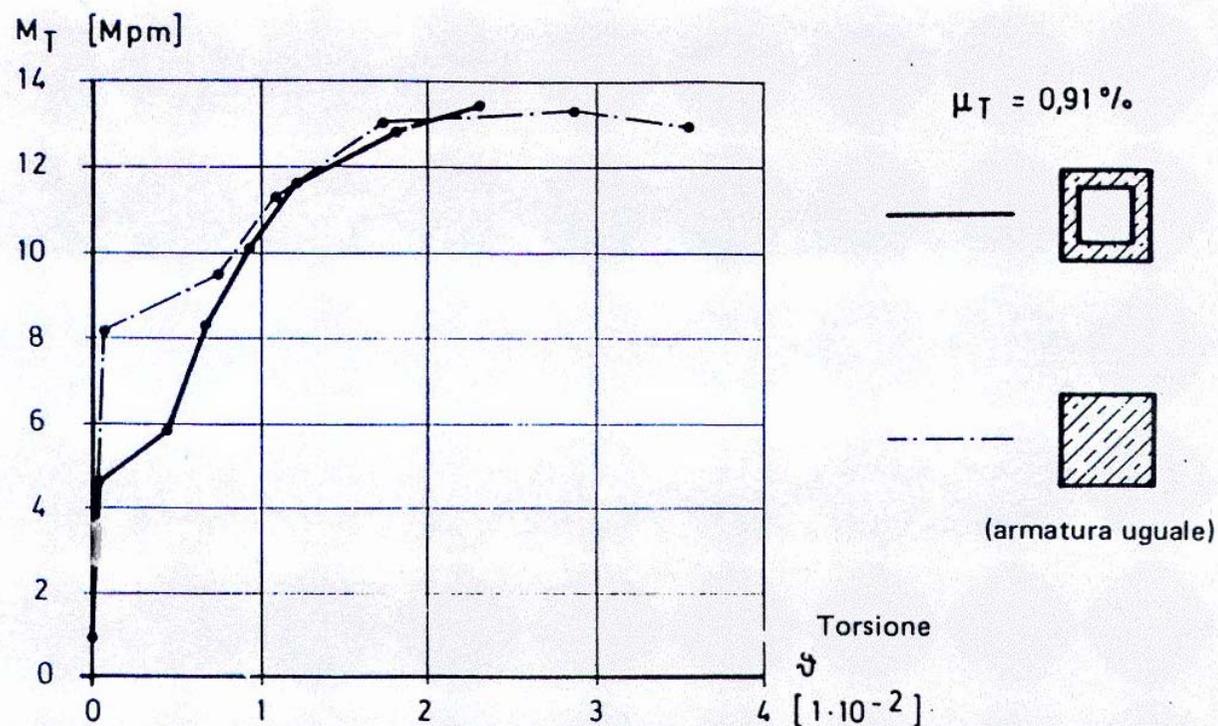


Fig. 8 – Confronto tra la risposta sperimentale di una sezione piena e di una sezione cava.

Il ruolo dell'armatura d'anima in elementi soggetti a torsione è simile a quello delle staffe nelle travi armate al taglio.

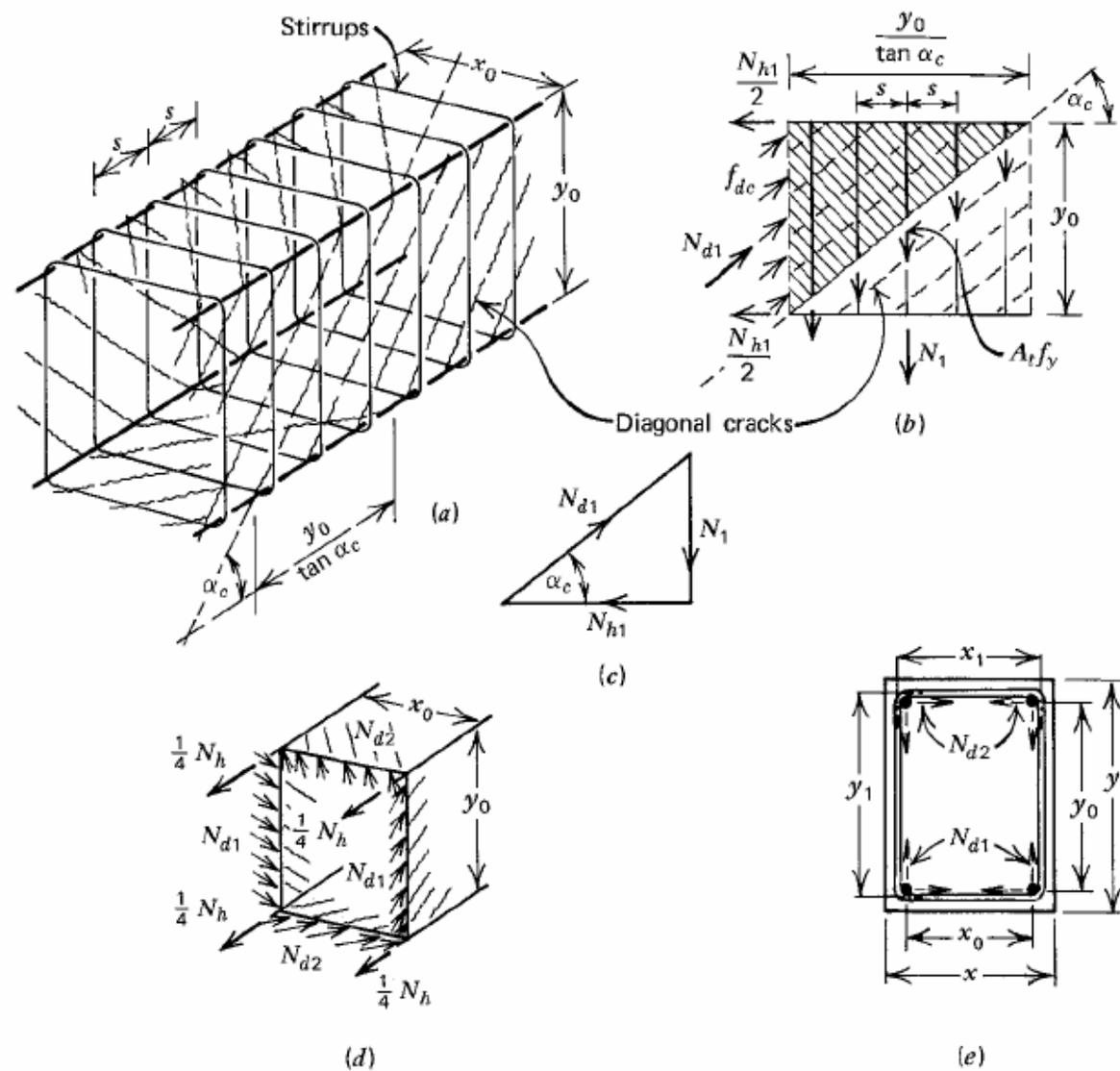


Fig. 9 – Resistenza a Torsione con il modello a traliccio spaziale.

Una potenziale fessura diagonale (Fig. 10b) è attraversata da n_1 staffe:

$$n_1 = y_0 / (s \tan \alpha_c)$$

dove y_0 è l'altezza efficace della staffa, s è il passo e α_c è l'inclinazione dei puntoni compressi. In maniera similare, una fessura sulla faccia superiore è attraversata da n_2 staffe:

$$n_2 = x_0 / (s \tan \alpha_c)$$

dove x_0 è la larghezza efficace della staffa, s è il passo e α_c è l'inclinazione della fessura. La massima forza che si può quindi trasmettere allo SLU attraverso le fessure è quindi:

$$N_1 = n_1 A_{st} f_{sy}; \quad N_2 = n_2 A_{st} f_{sy}$$

Dall'equilibrio, si ottiene che la massima forza nei puntoni di calcestruzzo è quindi pari a:

$$N_{d1} = N_1 / \sin \alpha_c; \quad N_{d2} = N_2 / \sin \alpha_c$$

La forza orizzontale totale, ricavata come somma delle componenti orizzontali nelle forze nei puntoni risulta:

$$N_h = 2 \frac{N_{d1} + N_{d2}}{\sec \alpha_c} = 2 \frac{N_1 + N_2}{\tan \alpha_c} = 2 A_{st} f_{sy} \frac{x_0 + y_0}{\tan^2 \alpha_c}$$

Questa forza deve essere bilanciata da armature poste longitudinalmente lungo la sezione:

$$A_l = 2 A_{st} \frac{f_{sty}}{f_{sly}} \frac{x_0 + y_0}{s \tan^2 \alpha_c} \quad (1), \text{ dove } f_{sty} \text{ e } f_{sly} \text{ sono le tensioni di snervamento delle staffe e delle armature longitudinali,}$$

rispettivamente.

La torsione resistente dovuta alle staffe può essere calcolata mediante equilibrio alla rotazione come:

$$T_{rs} = x_0 N_1 + y_0 N_2 = 2 \frac{A_{st} f_{sy}}{s \tan \alpha_c} x_0 y_0 \quad (2)$$

Questa espressione, sviluppata da Lampert, fornisce il contributo di una sezione tubolare, nel quale la sezione media del profilo passa nel baricentro delle armature longitudinali.

Qualora le armature siano note, l'angolo α_c può essere determinato dalla (1) come:

$$\tan^2 \alpha = \left(\frac{A_{st} \cdot f_{sty}}{s_c} \right) / \left(\frac{A_l}{2(x_0 + y_0)} \cdot f_{sly} \right)$$

Da cui, per sostituzione nella (2) si ottiene:

$$T_{rs} = 2x_0y_0 \sqrt{\frac{A_{st} \cdot f_{sty}}{s_c} \frac{A_l \cdot f_{sly}}{2(x_0 + y_0)}}$$

2.4 Verifica secondo EC2

- La resistenza torsionale delle sezioni è calcolata sulla base di una sezione chiusa a pareti sottili;
- Le sezioni piene sono sostituite da sezioni equivalenti a pareti sottili;
- Per sezioni cave lo spessore della parete equivalente non deve di regola superare lo spessore effettivo;
- Il momento torcente sopportato dai singoli elementi secondo la teoria elastica può essere valutato sulla base della rigidezza torsionale alla St. Venant;
- La rigidezza torsionale alla St. Venant di una sezione non rettangolare può essere ottenuta dividendo la sezione in una serie di rettangoli e sommando le rigidezze torsionali di tali rettangoli;
- La resistenza torsionale totale è calcolata come somma dei contributi dei singoli elementi. Il momento resistente torsionale sopportato da ogni singola sottosezione non deve di regola differire troppo da quello calcolato sulla base di un calcolo elastico con sezione non fessurata;
- La suddivisione della sezione va di regola eseguita in modo da rendere massima la rigidezza così calcolata.

4.3.3.1. Torsione pura

Qualora l'equilibrio statico di una struttura dipenda dalla resistenza torsionale degli elementi che la compongono sarà necessario un calcolo completo della torsione nei riguardi sia degli stati limite ultimi che di esercizio.

Qualora, in strutture iperstatiche, la torsione insorga solo per esigenze di compatibilità e la stabilità della struttura non dipenda dalla resistenza torsionale, non sarà generalmente necessario considerare la torsione allo stato limite ultimo.

Nei casi in cui la torsione non è essenziale per la stabilità, la torsione derivante da disposizioni geometriche degli elementi strutturali può richiedere adeguati accorgimenti per limitare un'eccessiva fessurazione allo stato limite d'esercizio.

(2) Nei casi in cui la torsione non debba essere considerata allo stato limite ultimo, per evitare una fessurazione eccessiva deve, di regola, essere disposta un'armatura minima sotto forma di staffe e barre longitudinali. Le indicazioni previste in 4.4.2, 5.4.2.2 e 5.4.2.3 sono normalmente sufficienti a tal fine.

(3) La resistenza torsionale delle sezioni è calcolata sulla base di una sezione chiusa a pareti sottili. Le sezioni piene sono sostituite da sezioni equivalenti a pareti sottili. Le sezioni di forma complessa, come le sezioni a "T", sono suddivise in una serie di sottosezioni, ciascuna delle quali è modellata come una sezione equivalente a pareti sottili: la resistenza torsionale totale è calcolata come somma dei contributi dei singoli elementi. Il momento resistente torsionale sopportato da ogni singola sottosezione non deve di regola differire troppo da quello calcolato sulla base di un calcolo elastico con sezione non fessurata. Per sezioni cave lo spessore della parete equivalente non deve di regola superare lo spessore effettivo. Il momento torcente sopportato dai singoli elementi secondo la teoria elastica può essere valutato sulla base della rigidità torsionale alla St. Venant. La rigidità torsionale alla St. Venant di una sezione non rettangolare può essere ottenuta dividendo la sezione in una serie di rettangoli e sommando le rigidità torsionali di tali rettangoli. La suddivisione della sezione va di regola eseguita in modo da rendere massima la rigidità così calcolata.

L'armatura di torsione deve consistere di staffe chiuse combinate con barre longitudinali distribuite lungo il perimetro della sezione. Barre longitudinali devono essere sempre disposte a tutti gli angoli della sezione (vedere 5.4.2.3).

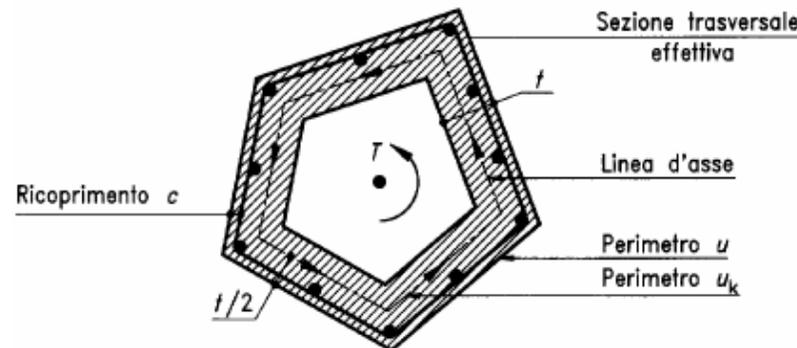
(5) Il momento torcente di calcolo deve, di regola, soddisfare le due condizioni seguenti:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd1} \quad [4.38]$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd2} \quad [4.39]$$

dove: T_{Rd1} è il massimo momento torcente che può essere sopportato dalle bielle di calcestruzzo compresse;

T_{Rd2} è il massimo momento torcente che può essere sopportato dalla armatura.



(6) Il momento resistente torcente T_{Rd1} è dato da:

$$T_{Rd1} = 2 v f_{cd} t A_k / (\cot\theta + \tan\theta) \quad [4.40]$$

dove: $t \leq A/u \leq$ dello spessore effettivo della parete. Nel caso di una sezione piena t rappresenta lo spessore equivalente della parete. Uno spessore minore di A/u può essere utilizzato nel caso in cui sia $T_{Sd} \leq T_{Rd1}$, dove T_{Rd1} è determinato dall'equazione (4.40). Non è permesso uno spessore minore a due volte il copriferro c delle barre longitudinali;

u è il perimetro esterno;

A è l'area totale della sezione retta racchiusa nel perimetro esterno, comprese le aree delle cavità interne;

A_k è l'area compresa all'interno della linea media della sezione trasversale a pareti sottili, comprese le cavità interne.

$$v = 0,7 (0,7 - f_{ck}/200) \geq 0,35 (f_{ck} \text{ in N/mm}^2) \quad [4.41]$$

Questo valore di v si applica se ci sono staffe solo lungo il perimetro esterno dell'elemento. Se si dispongono staffe chiuse su entrambe le facce di ciascun elemento della sezione cava equivalente, o di ciascun elemento di una sezione a cassone, v può essere assunto pari a $(0,7 - f_{ck}/200) \geq 0,5$.

θ è l'angolo tra le bielle di calcestruzzo e l'asse longitudinale della trave, di regola scelto in modo che sia:

$$|0,4| (| : |1,0|) \leq \cot\theta \leq |2,5| (| : |2,0|) \quad [4.42]$$

È possibile usare altri valori di θ se adeguatamente giustificati.

(7) Il momento resistente torcente T_{Rd2} è dato da:

$$T_{Rd2} = 2A_k (f_{ywd} \cdot A_{sw}/s) \cot\theta \quad [4.43]$$

e l'area aggiuntiva di acciaio longitudinale per torsione è data dall'equazione:

$$A_{sl} \cdot f_{yld} = (T_{Rd2} \cdot u_k/2A_k) \cdot \cot\theta \quad [4.44]$$

dove: u_k è il perimetro dell'area A_k ;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di calcolo delle staffe;

f_{yld} è la tensione di snervamento di calcolo dell'armatura longitudinale A_{sl} ;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale delle barre usate come staffe;

A_{sl} è l'area aggiuntiva di acciaio longitudinale richiesta per la torsione.

Quando l'armatura è nota, θ e T_{Rd2} possono essere determinati con le equazioni [4.44] e [4.45].

$$\tan^2 \theta = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} / \left(\frac{A_{sl}}{u_k} f_{yld} \right) \quad [4.45]$$

$$T_{Rd2} = 2A_k \sqrt{\left(\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \right) \left(\frac{A_{sl}}{u_k} f_{yld} \right)} \quad [4.46]$$

Se il valore risultante di θ supera i limiti dati da [4.42], deve di regola essere assunto il limite più vicino.

(8) Si assume che la risultante delle forze di trazione $F_{sl} = A_{sl} \cdot f_{yld}$ agisca nel baricentro della sezione cava equivalente: una parte dell'acciaio longitudinale (o delle armature di precompressione) può pertanto essere disposta lungo la linea d'asse dell'elemento; comunque, per assicurare che la spinta verso l'esterno esercitata dalle bielle compresse sia trasmessa alle staffe, è necessario che almeno una barra longitudinale sia posta a ogni angolo della sezione effettiva.

(9) Per torsione pura valgono i seguenti requisiti di disposizione delle armature:

- percentuale minima di armatura in 5.4.2.2;
- limitazione dell'apertura delle fessure in 4.4.2;
- disposizione dell'armatura in 5.4.2.3.

4.3.3.2. Effetti combinati di azioni

4.3.3.2.1. Procedimento generale

(1) Si usa lo stesso procedimento descritto per la torsione pura per definire una sezione chiusa equivalente a pareti sottili.

Le tensioni normali e tangenziali in tale sezione si determinano con i metodi di calcolo convenzionali elastico o plastico.

(2) Quando siano state calcolate le tensioni, l'armatura necessaria in ogni punto della sezione a pareti sottili può essere determinata con le formule per lo stato di tensione biassiale. Analogamente può essere determinata la tensione del calcestruzzo. L'armatura così trovata, se non è praticamente realizzabile, può essere sostituita con un'altra disposizione staticamente equivalente, a condizione che gli effetti di tale modifica siano presi in conto nelle zone vicine a fori e alle estremità della trave (vedere A.2.8).

(3) La tensione nel calcestruzzo risultante da taglio e torsione combinati nelle singole pareti della sezione equivalente a pareti sottili non deve, di regola, essere maggiore di $\sigma_c = v f_{cd}$ dove v è dato dall'equazione [4.41] in 4.3.3.1.

(4) Per sezioni a cassone, con armatura su entrambe le facce di ogni parete, nel caso di tensioni tangenziali originate da taglio e torsione combinati v può essere assunto pari a $(0,7 - f_{ck}/200) \geq 0,5$.

4.3.3.2.2. Procedimento semplificato

Torsione combinata con flessione e/o forze longitudinali

(1) Le armature longitudinali richieste per flessione e torsione devono, di regola, essere determinate separatamente, rispettivamente secondo (4.3.1) e quanto indicato in questa sezione. Si applicano inoltre le seguenti regole:

- nella zona tesa per flessione, l'armatura longitudinale di torsione va di regola aggiunta a quella richiesta per resistere alla flessione e alle forze assiali;
- nella zona compressa per flessione, se la tensione di trazione dovuta alla torsione è minore della tensione di compressione nel calcestruzzo dovuta alla flessione, non è necessaria armatura longitudinale aggiuntiva per torsione.

(2) Nelle zone in cui la torsione è combinata con un momento flettente significativo, possono insorgere tensioni principali critiche nella zona di compressione, in particolare nelle travi a cassone. In tali casi la tensione principale di compressione non deve di regola essere maggiore di αf_{cd} , (vedere 4.2.1.3.3), essendo tale tensione ricavata dalla compressione longitudinale media per flessione e dalla tensione tangenziale dovuta alla torsione, assunta pari a $\tau_{Sd} = T_{Sd}/(2 A_k \cdot t)$. Per A_k e t , vedere 4.3.3.1.

Torsione combinata con taglio

(3) Il momento torcente di calcolo e il taglio di calcolo applicato, T_{Sd} e V_{Sd} rispettivamente, devono di regola soddisfare la seguente condizione:

$$[T_{Sd} / T_{Rd1}]^2 + [V_{Sd} / V_{Rd2}]^2 \leq 1 \quad [4.47]$$

dove: T_{Rd1} è il momento resistente torcente di calcolo, valutato con l'equazione [4.40];
 V_{Rd2} è il taglio resistente di calcolo relativo a una biella inclinata di un angolo θ , valutato con l'equazione [4.26] o [4.28] in 4.3.2.4.4.

(4) I calcoli per il progetto delle staffe possono essere effettuati separatamente, per la torsione secondo 4.3.3.1 e per il taglio secondo le equazioni [4.27] o [4.29] in 4.3.2.4.4.

L'angolo θ delle bielle equivalenti di calcestruzzo è lo stesso sia per la torsione che per il taglio.

(5) Per una sezione piena approssimativamente rettangolare non è necessaria armatura a taglio e a torsione, tranne l'armatura minima data in 5.4.2.2 (5) prospetto 5.5, se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

$$T_{Sd} \leq V_{Sd} b_w / 4,5 \quad [4.48]$$

$$V_{Sd} [1 + (4,5 T_{Sd}) / (V_{Sd} b_w)] \leq V_{Rd1} \quad [4.49]$$

4.3.3.3. Torsione di ingobbamento

Le tensioni dovute all'ingobbamento impedito di una sezione (tensioni di ingobbamento) possono risultare significative e può essere necessario tenerle in considerazione.

(2) Generalmente, allo stato limite ultimo, risulta cautelativo ignorare le tensioni di ingobbamento.

(3) Per sezioni chiuse a parete sottile e per sezioni piene le tensioni di ingobbamento possono normalmente essere ignorate.

5.4.2.3. Armature a torsione

(1) Le staffe per la torsione devono di regola essere o chiuse e ancorate per sovrapposizione, o secondo lo schema (a) della fig. 5.7 e formare un angolo di 90° con l'asse dell'elemento strutturale.

(2) Le prescrizioni fornite in 5.4.2.2, punti da (3) a (6), sono valide anche per le barre longitudinali e per le staffe di travi soggette a torsione.

(3) La distanza longitudinale fra le staffe di torsione non deve di regola essere maggiore di $l_{yk}/8$ (per la simbologia vedere la fig. 4.15 di 4.3.3.1)

(4) La distanza indicata nel precedente punto (3) dovrà anche soddisfare i requisiti di cui in (7) di 5.4.2.2 per quanto riguarda la massima distanza delle staffe.

(5) Le barre longitudinali devono di regola essere disposte in modo tale che ci sia almeno una barra per angolo, essendo le rimanenti uniformemente distribuite lungo il perimetro delle staffe e distanti fra loro non più di 1350 mm.

5.4.2.4. Armature di pelle

(1) In certi casi può essere necessario disporre armature di pelle, sia per il contenimento della fessurazione, sia per assicurare una resistenza adeguata al distacco del copriferro.

(2) Armature di pelle per il controllo della fessurazione devono di regola essere previste nel caso di travi di altezza maggiore di 1 m [vedere 4.4.2.3 (4)].

(3) Le armature di pelle poste in opera al fine di evitare il distacco del calcestruzzo di superficie a causa, per esempio, del fuoco o nei casi in cui si usino gruppi di barre o anche barre singole di diametro maggiore di 32 mm, devono di regola essere realizzate con reti a filo o barre ad aderenza migliorata di piccolo diametro messe all'esterno delle staffe, come indicato nella fig. 5.15.

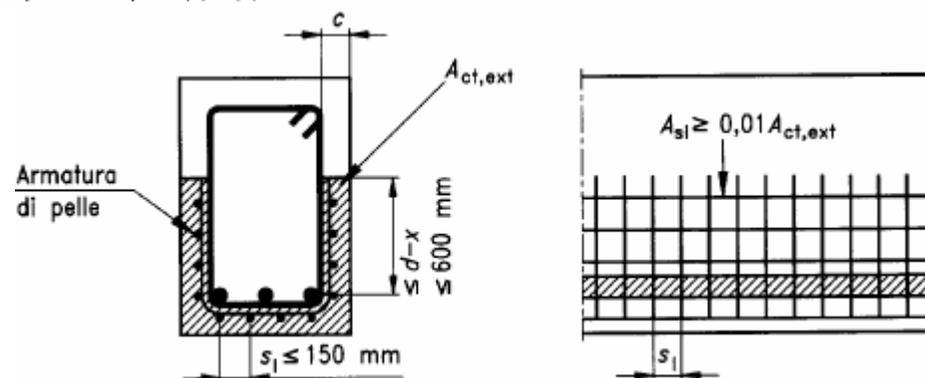
(4) Il ricoprimento minimo delle armature di pelle è dato in 4.1.3.3 (6) e (7).

(5) L'area delle armature di pelle $A_{s,surf}$ deve di regola essere non minore di $0,01 A_{ct,ext}$ nella direzione parallela alle armature tese della trave.

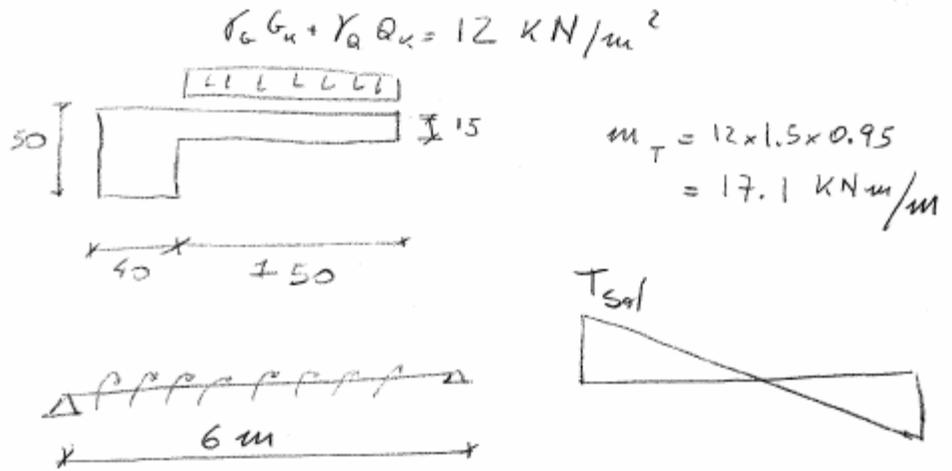
$A_{ct,ext}$ indica l'area del calcestruzzo teso esterno alle staffe, definito nella fig. 5.15.

(6) Le barre longitudinali delle armature di pelle possono essere considerate come armature resistenti a flessione, e le barre trasversali come armature a taglio, purché esse soddisfino i requisiti relativi alle condizioni di posa in opera e di ancoraggio per questi tipi di armature.

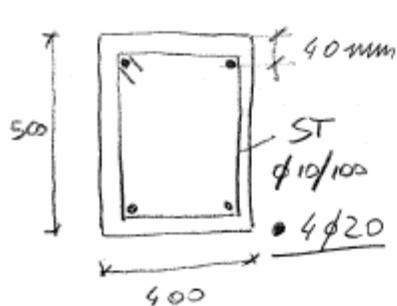
(7) Nelle travi precomprese l'armatura di pelle può essere considerata nelle condizioni espresse nei precedenti punti (5) e (6).



Esempio di Calcolo



$$T_{sol, max} = 17.1 \times \frac{6}{2} = 51.3 \text{ kNm}$$



$$\tau = A/u = \frac{400 \times 500}{2(400+500)} = 111.1 \text{ mm}$$

$$A_k = (500 - 111.1)(400 - 111.1) = 111353.2 \text{ mm}^2$$

$$\nu = 0.7(0.7 - \rho_{cu}/200) = 0.7(0.7 - 25/200) = 0.4025$$

$f_{cu} = 25 \text{ MPa}$
 $\theta = 45^\circ$
 $f_{sy} = 430 \text{ MPa}$

$$T_{rd1} = 2 \nu f_{cd} T A_k / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$= \frac{[2 \times 0.4025 \times 25 \times 111.1 \times 111353.2]}{1.6} \times 10^{-6}$$

$$= 155.6 \text{ kNm} > T_{sol} = 51.3 \text{ kNm}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{T_{sol}}{2 A_k f_{ywd} \cot \theta} = \frac{51.3 \times 10^6}{2 \times 111353.2 \times \frac{430}{1.15}} = 0.616 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$s = 100 \text{ mm} \Rightarrow A_{sw} = 61.6 \text{ mm}^2 \Rightarrow 1 \phi 10 = 78 \text{ mm}^2$

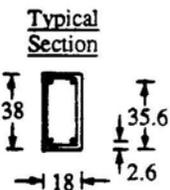
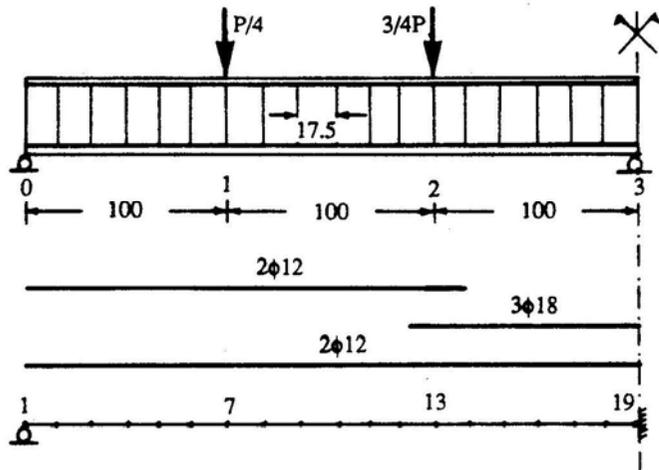
$\Rightarrow T_{rd2} = \frac{78}{61.6} \times 51.3 = 64.9 \text{ kNm} (> T_{sol})$

$$A_{s0} = \frac{T_{rd2} u_p / A_k \cot \theta}{f_{yld}} = \frac{64.9 \times 13556 / 2 \times 111353.2 \times 10^6}{430 / 1.15} = \frac{1056.5 \text{ mm}^2}{4 \phi 20 = 1256 \text{ mm}^2}$$

3. RIDISTRIBUZIONE DELLE SOLLECITAZIONI IN UNA TRAVE CONTINUA

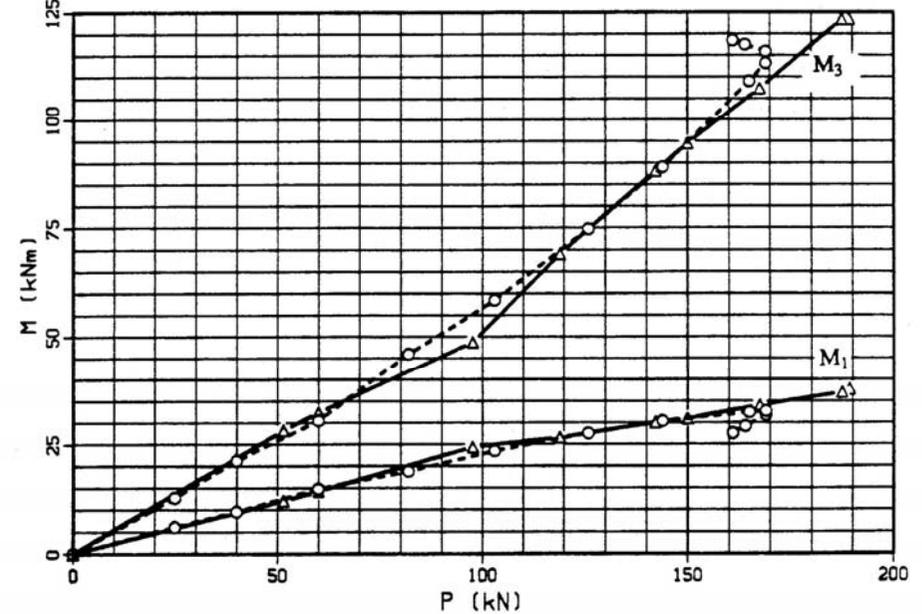
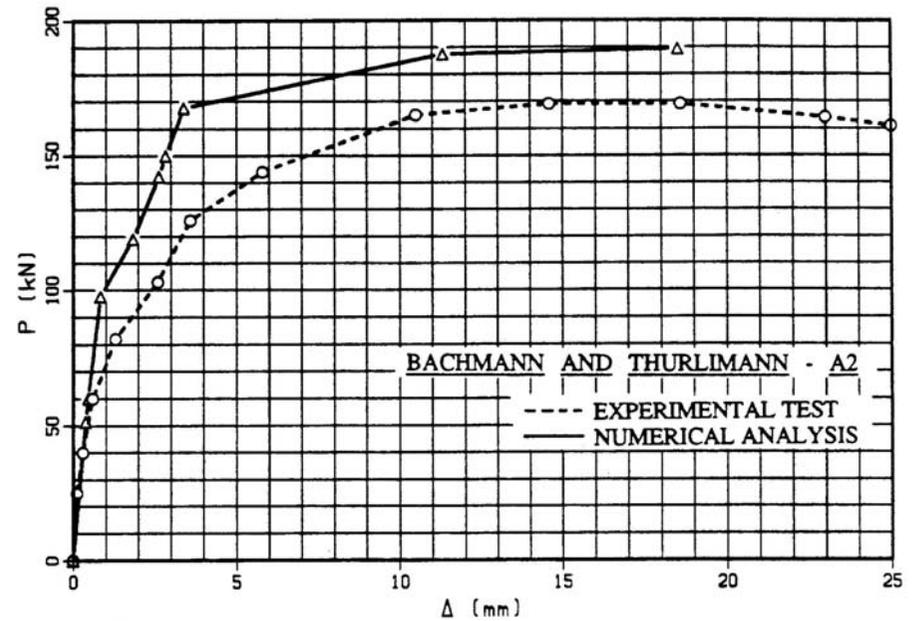
- In travi iperstatiche, la distribuzione delle azioni interne devia dalla distribuzione calcolata sulla base di una analisi elastica a partire dalla prima fessurazione della trave;

BACHMANN AND THÜRLIMANN'S BEAMS [10]

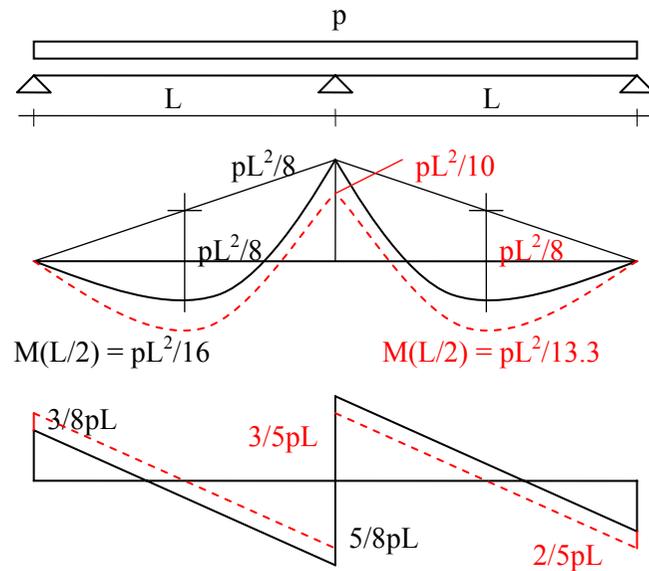


BEAM A2

$f_c' = 385 \text{ kg/cm}^2$
 $E_c = 419\,000 \text{ kg/cm}^2$



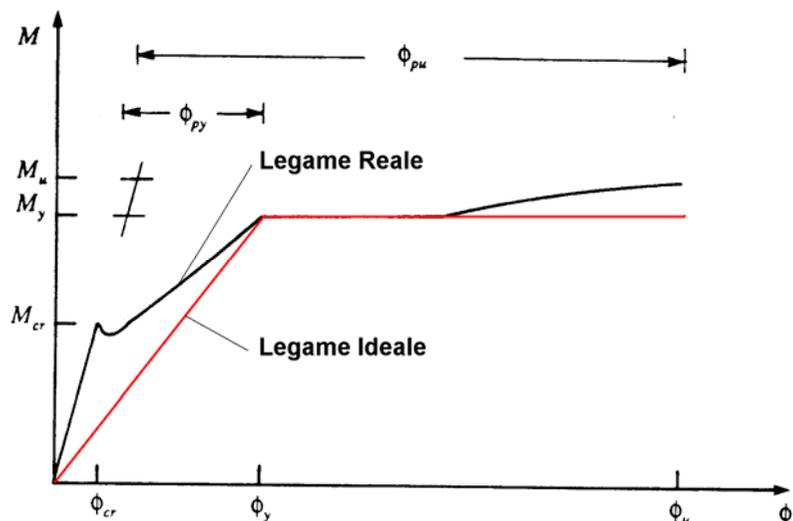
Ridistribuzione in una trave a due campate



$M(L/2) = pL^2/16$

$M(L/2) = pL^2/13.3$

Legame Momento-Curvatura

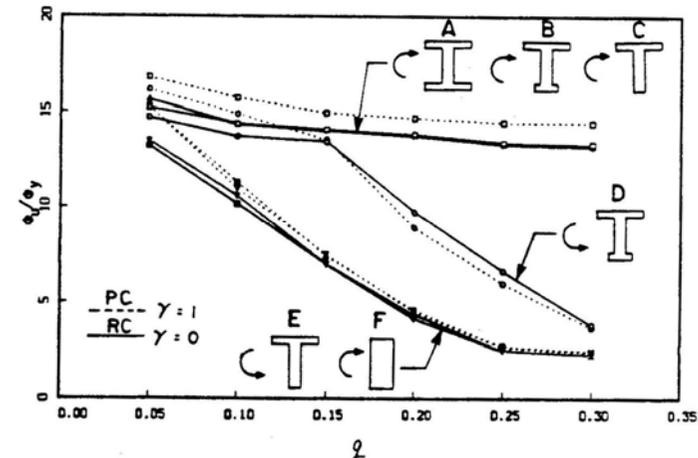


- Generalmente si trascura la redistribuzione che avviene in seguito alla fessurazione, malgrado questa possa essere importante per travi con sezione a T in corrispondenza degli appoggi, e si considera solo la redistribuzione conseguente allo snervamento delle armature;
- Si definisce come duttilità (in termini di curvatura) il rapporto tra la curvatura ultima e la curvatura a primo snervamento:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

- Quanto più una struttura è duttile, tanto maggiore sarà la redistribuzione possibile;

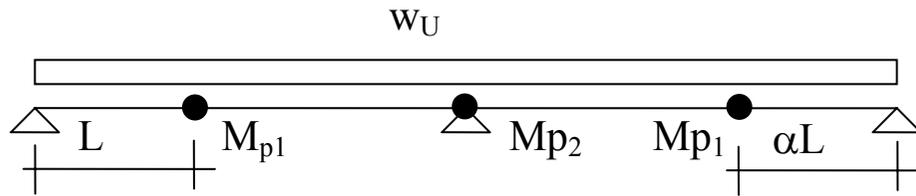
Duttilità al variare della sezione e di q



$$q = \frac{A_s f_{sy} + A_p f_{py}}{b_w d f_{ck}} - \text{Percentuale meccanica di armatura}$$

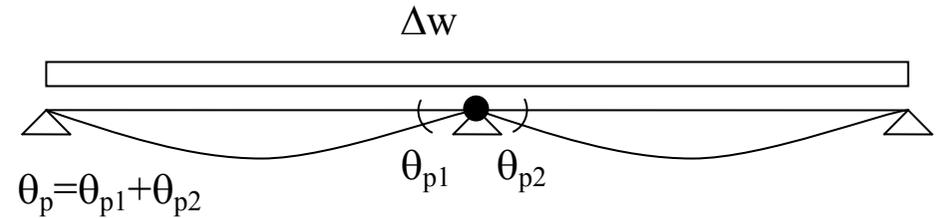
Calcolo Plastico

- Con calcolo plastico si intende generalmente un calcolo basato sulla analisi limite finalizzato alla determinazione del meccanismo di collasso della trave e del carico ultimo;
- È applicabile solo agli SLU;
- Una volta individuate le sezioni critiche (cerniere plastiche), si utilizza generalmente un legame elastico-lineare per le travi, ed un legame rigido plastico per le travi, con momento ultimo uguale a M_{Rd} .



$$M_{p1} + \alpha M_{p2} = w_u \frac{L^2}{2} \cdot \alpha(1 - \alpha)$$

- In linea di principio, si dovrebbe controllare che le sezioni critiche siano sufficientemente duttili da consentire di giungere a collasso. Questa verifica consiste nel controllare che la rotazione calcolata ad incipiente collasso, sia inferiore alla rotazione plastica ammissibile.



$$\Delta w = w_u - w_1 = w - 8M_{p2} / L^2$$

$$\theta_p = 2 \cdot \Delta w \frac{L^3}{24EI}$$

$$\theta_p \leq \theta_{pu}$$

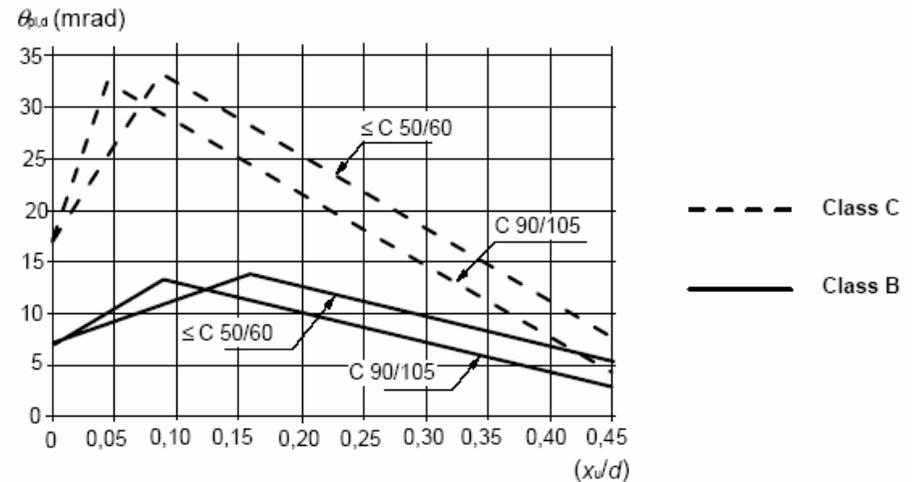


Figure 5.6N: Allowable plastic rotation, $\theta_{pl,d}$, of reinforced concrete sections for Class B and C reinforcement. The values apply for a shear slenderness $\lambda = 3,0$

VANTAGGI DELLA RIDISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

- Consente di ridurre la congestione delle armature nelle sezioni critiche;
- Consente un più razionale sfruttamento delle caratteristiche di resistenza della struttura;

SVANTAGGI DELLA RIDISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

- È necessario prestare particolare attenzione affinché le sezioni siano sufficientemente duttili
- Se si utilizza una redistribuzione eccessiva, potrebbero esserci problemi agli stati limite di esercizio, qualora il momento di esercizio risultasse prossimo, o addirittura superiore, al momento di primo snervamento in qualche sezione critica. Per redistribuzioni entro il 20%, praticamente tale problema non sussiste.

VANTAGGI DEL CALCOLO PLASTICO

- Consente di determinare l'effettivo carico di collasso della struttura, e quindi di determinare l'effettiva sicurezza nei confronti del collasso;
- Il carico ultimo non è influenzato da distorsioni termiche o cedimenti vincolari.

SVANTAGGI DEL CALCOLO PLASTICO

- Richiede la verifica di duttilità delle sezioni critiche, salvo per le travi debolmente armate, per cui la verifica è generalmente implicitamente soddisfatta.

3.1 Prescrizioni secondo EC2

Analisi Elastica con Ridistribuzione Limitata

- L'influenza della redistribuzione dei momenti dovrebbe essere considerata con riferimento a tutti gli aspetti della progettazione;
- L'analisi elastica con redistribuzione limitata può essere utilizzata per la verifica agli SLU;
- I momenti flettenti allo SLU calcolati secondo una analisi elastica possono essere redistribuiti purché la distribuzione dei momenti risultante sia in equilibrio con i carichi applicati;
- In travi continue o piastre (solai) che siano:
 - a. Prevalentemente soggette a flessione;
 - b. Il rapporto tra le luci di campate contigue sia compreso tra 0.5 e 2;

la redistribuzione dei momenti può essere effettuata senza verifica della capacità di rotazione se:

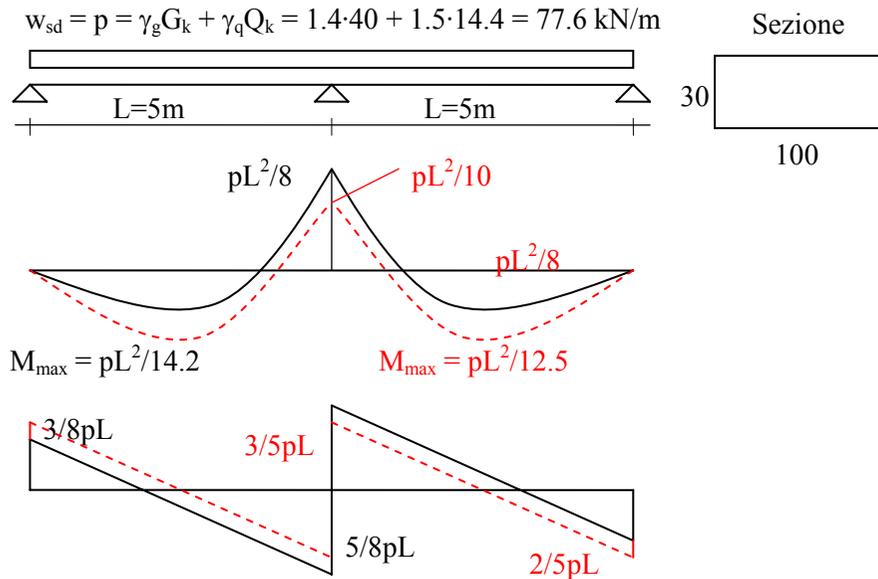
$$\frac{M_{Rd}}{M_{el}} \geq 0.44 + 1.25 \left(0.6 + \frac{0.0014}{0.0035} \right) \frac{x}{d} \geq 0.70 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{MPa})$$

Dove x è la posizione dell'asse neutro allo SLU e d è l'altezza utile della sezione.

Analisi Plastica

- Metodi basati sull'analisi plastica possono essere usati solo per la verifica allo SLU;
- La duttilità delle sezioni critiche deve essere sufficiente a consentire la formazione del meccanismo previsto;
- L'analisi plastica può essere basata o sul metodo statico o sul metodo cinematico dell'analisi limite;
- La storia di carico può essere trascurata, ed i carichi possono essere assunti linearmente crescenti da 0.
- Per travi, telai, e piastre (solai), non è necessaria la verifica esplicita della capacità di rotazione se:
 - a. Allo stato limite ultimo $x/d \leq 0.25$ ($f_{ck} \leq 50 \text{MPa}$);
 - b. Acciaio classe B o C (acciaio ad alta duttilità o acciaio sismico);
 - c. Il rapporto tra il momento agli appoggi ed il momento in campata sia compreso tra 0.5 e 2.
- Qualora sia necessaria la verifica delle rotazioni plastiche, può essere effettuata con il metodo precedentemente illustrato.

3.2 Esempio di calcolo



Calcolo elastico

Campata:

$$A_s = \frac{M_{sD}}{0.9d \cdot f_{syd}} = \frac{pL^2 / 14.2}{0.9d \cdot f_{syk} / \gamma_s} = \frac{136.6 \times 10^6}{0.9 \cdot 260 \cdot 430 / 1.15} = 1561 \text{ mm}^2 \quad (8\phi 16 - \rho = 0.62\%)$$

Appoggio:

$$A_s = \frac{M_{sD}}{0.9d \cdot f_{syd}} = \frac{pL^2 / 8}{0.9d \cdot f_{syk} / \gamma_s} = \frac{242.5 \times 10^6}{0.9 \cdot 260 \cdot 430 / 1.15} = 2772 \text{ mm}^2 \quad (9\phi 20 - \rho = 1.09\%)$$

Calcolo elastico con Ridistribuzione

Campata:

$$A_s = \frac{M_{sD}}{0.9d \cdot f_{syd}} = \frac{pL^2 / 12.5}{0.9d \cdot f_{syk} / \gamma_s} = \frac{155.2 \times 10^6}{0.9 \cdot 260 \cdot 430 / 1.15} = 1774 \text{ mm}^2 \quad (6\phi 20 - \rho = 0.72\%)$$

Appoggio:

$$A_s = \frac{M_{sD}}{0.9d \cdot f_{syd}} = \frac{pL^2 / 10}{0.9d \cdot f_{syk} / \gamma_s} = \frac{194 \times 10^6}{0.9 \cdot 260 \cdot 430 / 1.15} = 2217 \text{ mm}^2 \quad (7\phi 20 - \rho = 0.84\%)$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

Titolo: Ridistribuzione - Campata

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	18.85	26
			2	4.52	4

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Solecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Sd} 0 kN
 M_{xSd} 0 kNm
 M_{ySd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali: FeB44k C25/30

ε_{su} 10 ‰ ε_{cu} 3.5 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm² f_{cd} 15.63 N/mm²
 E_s 200 000 N/mm² α 0.85
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.870 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 164.8 kNm
 σ_c -13.29 N/mm²
 σ_s 373.9 N/mm²
 ε_c 2.980 ‰
 ε_s 10.00 ‰
 d 26.00 cm
 x 5.970 x/d 0.2296
 δ 0.7270

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso
 Predeformazione acciaio 0 ‰

Verifica C.A. S.L.U. - File: File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

Titolo: Ridistribuzione - Appoggio

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	21.99	26
			2	8.55	4

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Solecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Sd} 0 kN
 M_{xSd} 0 kNm
 M_{ySd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali: FeB44k C25/30

ε_{su} 10 ‰ ε_{cu} 3.5 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm² f_{cd} 15.63 N/mm²
 E_s 200 000 N/mm² α 0.85
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.870 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 190.5 kNm
 σ_c -13.29 N/mm²
 σ_s 373.9 N/mm²
 ε_c 3.086 ‰
 ε_s 10.00 ‰
 d 26.00 cm
 x 6.131 x/d 0.2358
 δ 0.7348

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

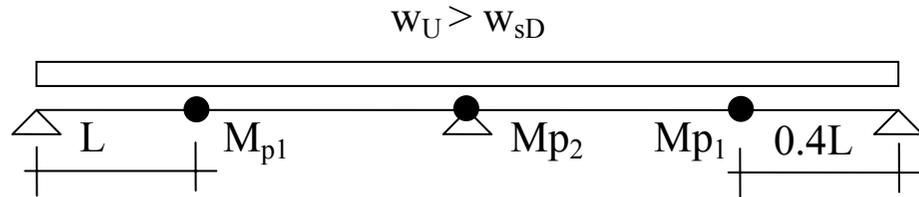
Precompresso
 Predeformazione acciaio 0 ‰

$$x/d = 6.131/26 = 0.236$$

$$\frac{M_{Rd}}{M_{el}} = \frac{190.5}{242.5} = 0.79 > 0.44 + 1.25(0.6 + \frac{0.0014}{0.0035}) \frac{x}{d} = \text{OK}$$

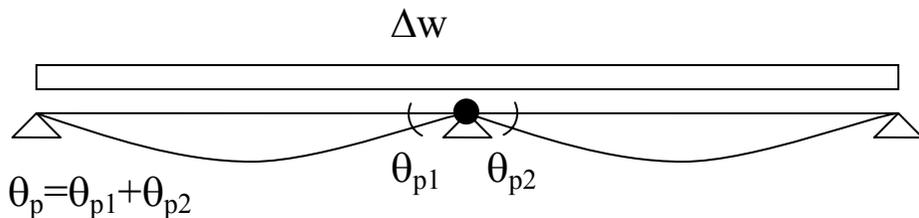
$$= 0.44 + 1.25(0.6 + \frac{0.0014}{0.0035}) \frac{6.131}{26} = 0.735$$

Calcolo plastico



$$M_{p1} + \alpha M_{p2} = w_u \frac{L^2}{2} \cdot \alpha(1 - \alpha)$$

$$w_u = \frac{164.8 + 0.4 \cdot 190.5}{25/2 \cdot (1 - 0.4) \cdot 0.4} = 80.3 \frac{kN}{m} > 77.6 \frac{kN}{m} \text{ OK}$$



$$\begin{aligned} \Delta w = w_u - w_1 &= w - 8M_{p2} / L^2 = \\ &= 80.3 - \frac{8 \cdot 190.5}{25} = 19.4 kNm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta_p &= 2 \cdot \Delta w \frac{L^3}{24EI} = \\ &= 2 \cdot 19.4 \cdot \frac{5^3}{24 \cdot 25 \times 10^6 \cdot 1 \cdot 0.3^3 / 12} = 0.0121 \text{ rad} = 12.1 \text{ mrad} \end{aligned}$$

Acciaio tipo B

$$\theta_p = 12.1 < \theta_{pu} \approx 12 \cdot \sqrt{\frac{\alpha L}{3d}} = 12 \cdot \sqrt{\frac{0.4 \cdot 5}{3 \cdot 26}} = 19.2 \text{ mrad}$$

Acciaio tipo C

$$\theta_p = 12.1 < \theta_{pu} \approx 23 \cdot \sqrt{\frac{\alpha L}{3d}} = 23 \cdot \sqrt{\frac{0.4 \cdot 5}{3 \cdot 26}} = 36.8 \text{ mrad}$$

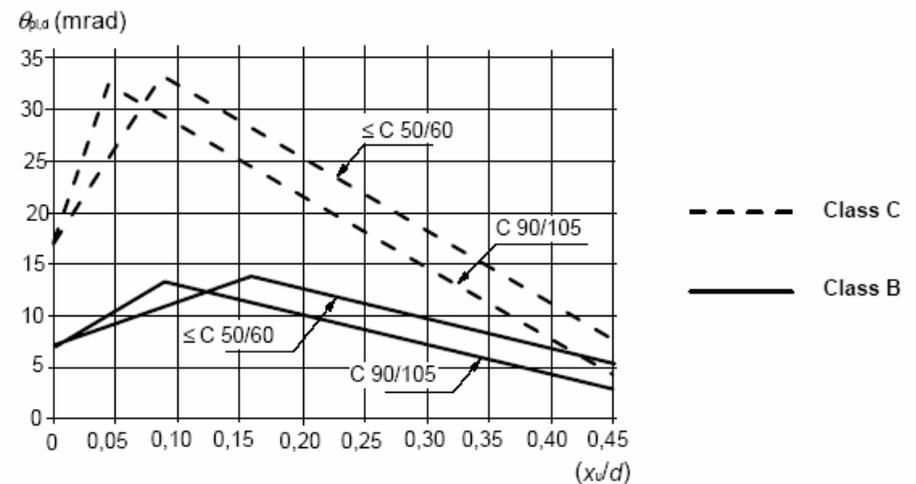


Figure 5.6N: Allowable plastic rotation, $\theta_{pl,d}$, of reinforced concrete sections for Class B and C reinforcement. The values apply for a shear slenderness $\lambda = 3,0$

4. SLU DI ANCORAGGIO

4.1 Aderenza

4.1.1 Condizioni di aderenza

- P(1) La qualità dell'aderenza dipende dal profilo della barra, dalle dimensioni dell'elemento, dalla posizione e dall'inclinazione dell'armatura durante il getto.
- (2) Per calcestruzzi di massa volumica normale, le condizioni di aderenza sono da considerarsi buone per:
- tutte le barre con inclinazione sull'orizzontale compresa tra $|45^\circ \text{ e } 90^\circ|$ durante il getto [fig. 3.1 a)];
 - tutte le barre che hanno inclinazione sull'orizzontale compresa tra $|0^\circ \text{ e } 45^\circ|$ durante il getto e sono:
 - o poste in elementi la cui profondità nella direzione del getto non è maggiore di $|250 \text{ mm}|$ [fig. 3.1 b)]
 - o inglobate in elementi con una profondità maggiore di $|250 \text{ mm}|$ e che, quando il getto è completato, sono:
 - o nella metà inferiore dell'elemento [fig. 3.1c)]
 - o ad almeno $|300 \text{ mm}|$ dalla superficie superiore dell'elemento [fig. 3.1d)].
- (3) Tutte le altre condizioni sono da considerarsi di aderenza mediocre.

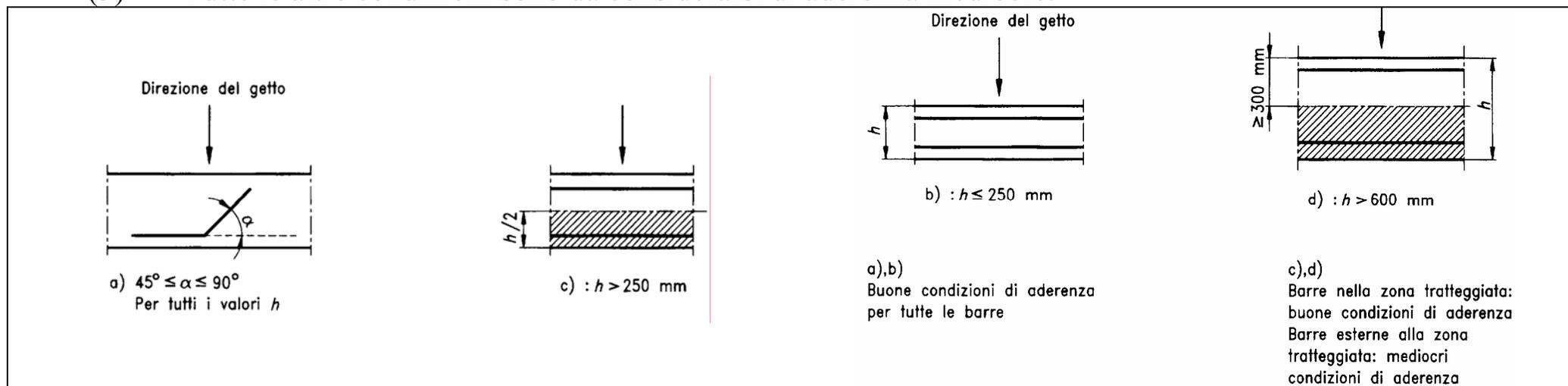


Fig. 3.1 - Definizione delle condizioni di aderenza

4.1.2 Tensione Ultima di Aderenza

- P(1) La tensione ultima di aderenza deve essere tale che non si verifichino spostamenti relativi significativi dell'acciaio rispetto al calcestruzzo sotto i carichi di esercizio e vi sia un adeguato margine di sicurezza nei confronti della rottura dell'aderenza.
- (2) In condizioni di buona aderenza, i valori di calcolo della tensione di aderenza ultima f_{bd} sono riportati nel prospetto 3.3. In tutti gli altri casi i valori del prospetto 3.3 devono di regola essere moltiplicati per un coefficiente 0,7.

Prospetto 3.3 - Valori di calcolo di f_{bd} (N/mm²) per condizioni di buona aderenza
(questi valori tengono conto di un fattore γ_c pari a 1,5 (I:|1,6|))

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Barre lisce	0,9 (I: 0,8)	1,0 (I: 0,9)	1,1 (I: 1,0)	1,2 (I: 1,1)	1,3 (I: 1,2)	1,4 (I: 1,3)	1,5 (I: 1,4)	1,6 (I: 1,5)	1,7 (I: 1,6)
Barre ad alta aderenza con $\varnothing \leq 32 $ mm, reti elettrosaldate di fili nervati	1,6 (I: 1,5)	2,0 (I: 1,8)	2,3 (I: 2,1)	2,7 (I: 2,5)	3,0 (I: 2,8)	3,4 (I: 3,1)	3,7 (I: 3,5)	4,0 (I: 3,8)	4,3 (I: 4,0)

Questi valori sono definiti come segue (assumendo $\gamma_c=1,5$ (I:|1,6|)):

$$\text{barre lisce } f_{bd} = (0,36 \sqrt{f_{ck}}) / \gamma_c \quad [3.1]$$

$$\text{barre ad aderenza migliorata } f_{bd} = (2,25 f_{ctk 0,05}) / \gamma_c \quad [3.2]$$

dove: f_{ct} e $f_{ctk 0,05}$ sono definiti in 3.1.

- (3) Nel caso di pressione trasversale p (in N/mm²) (trasversale al possibile piano di fenditura) i valori del prospetto 3.3 devono di regola essere moltiplicati per $|1/(1-0,04 p) \leq 1.4|$ dove p è il valore medio della pressione trasversale.

4.1.3 Lunghezza di ancoraggio di base

P(1) La lunghezza di ancoraggio di base è la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra soggetta alla forza $A_S f_{yd}$, avendo assunto una tensione di aderenza costante pari a f_{bd} ; nello stabilire la lunghezza di ancoraggio di base si deve prendere in considerazione il tipo di acciaio e le caratteristiche di aderenza delle barre.

(2) La lunghezza di ancoraggio di base necessaria per l'ancoraggio di una barra di diametro \varnothing è:

$$l_b = \frac{\varnothing f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad [3.3]$$

I valori di f_{bd} sono dati nel prospetto 3.3.

(3) Per reti saldate aventi coppie di barre il diametro \varnothing nella [3.3] deve essere sostituito con il diametro equivalente

$$\varnothing_n = \varnothing \sqrt{2}$$

4.2 Ancoraggio

4.2.1 Generalità

P(1) Le barre di armatura, i fili o le reti elettrosaldate devono essere ancorati in modo tale da consentire la completa trasmissione al calcestruzzo delle forze interne a cui sono soggette ed evitare la fessurazione longitudinale e il distacco del calcestruzzo. Se necessario, devono essere utilizzate armature trasversali.

P(2) Dove si utilizzino dispositivi meccanici di ancoraggio, la loro efficienza deve essere provata e la loro capacità di trasmettere forze concentrate all'ancoraggio deve essere verificata con particolare cura.

4.2.2 Metodi di ancoraggio

(1) I metodi usuali di ancoraggio sono riportati nella fig. 3.2.

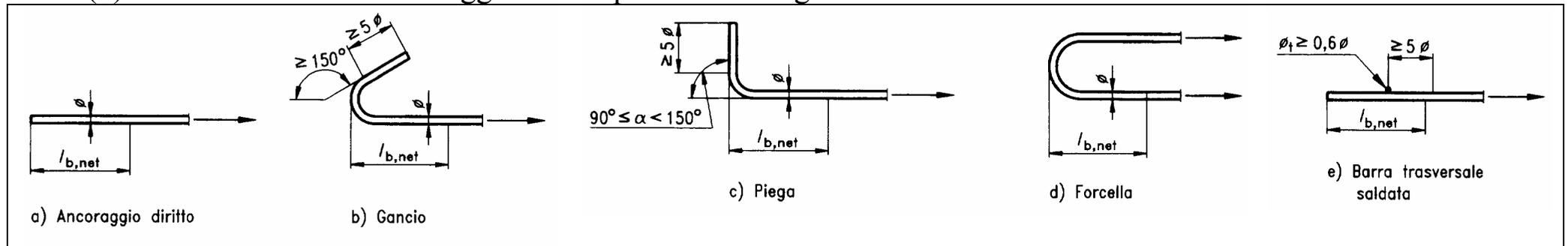


Fig. 3.2 - Lunghezza di ancoraggio necessaria

- (2) Ancoraggi dritti o piegati [fig. 3.2 a) o c)] non devono di regola essere utilizzati per ancorare barre lisce di diametro maggiore di 8 mm.
- (3) Piegature, ganci o risvolti non sono raccomandati per ancoraggi compressi eccetto per barre lisce che possono essere soggette, per particolari condizioni di carico, a forze di trazione nella zona di ancoraggio.
- (4) Il distacco o la fenditura del calcestruzzo possono essere prevenuti rispettando il prospetto 3.1 (Diametro delle Piegature delle barre) ed evitando la concentrazione di ancoraggi.

4.2.3 Armature trasversali parallele alla superficie del calcestruzzo

- (1) Nelle travi devono di regola essere previste armature trasversali:
 - per ancoraggi in trazione, se non vi è compressione trasversale dovuta a reazione di appoggio (come per esempio nel caso di appoggi indiretti);
 - per tutti gli ancoraggi di barre compresse.
- (2) L'area totale minima delle armature trasversali (bracci paralleli allo strato delle armature longitudinali) è pari al 25 % dell'area di una barra ancorata (fig. 3.3).

$$\sum A_{st} = n \cdot A_{st}$$

dove: n è il numero di barre comprese nella lunghezza di ancoraggio;

A_{st} è l'area di una barra di armatura trasversale.

- (3) Le armature trasversali devono di regola essere distribuite in modo uniforme sulla lunghezza di ancoraggio. Almeno una barra deve, di regola, essere posta in corrispondenza del gancio, della piegatura o del risvolto degli ancoraggi curvi.

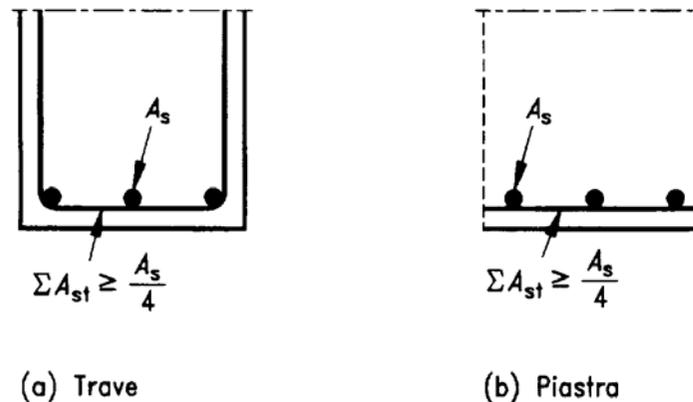


Fig. 3.3 - Armature trasversali nella zona di ancoraggio

- (4) Nel caso di barre compresse, le armature trasversali devono di regola circondare le barre, essere concentrate alla fine dell'ancoraggio ed estendersi per una distanza almeno pari a 4 volte il diametro della barra ancorata [vedere fig. 3.5 b)].

4.2.4 Lunghezza di ancoraggio necessaria

4.2.4.1 Barre e fili

(1) La lunghezza di ancoraggio necessaria $l_{b,net}$ può essere calcolata con:

$$l_{b,net} = \alpha_a l_b \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min} \quad [3.4]$$

dove (vedere fig. 3.2):

l_b è la lunghezza data dalla equazione [3.3] in 3.1.3;

$A_{s,req}$ e $A_{s,prov}$ sono rispettivamente l'area dell'armatura richiesta dal calcolo e l'area effettivamente disposta;

$l_{b,min}$ è la lunghezza minima di ancoraggio:

– per ancoraggi in trazione $l_{b,min} = 0,3 l_b \quad (\geq 10 \varnothing)$ [3.5]

oppure

– per ancoraggi in compressione $l_{b,min} = 0,6 l_b \quad (\geq 100 \text{ mm})$ [3.6]

α_a è il coefficiente che assume i seguenti valori:

$\alpha_a=1$ per barre dritte,

$\alpha_a=0,7$ per barre piegate in trazione (vedere fig. 3.2) se nella zona della piegatura, del gancio o del risvolto lo spessore del calcestruzzo che ricopre l'armatura, misurato perpendicolarmente al piano di piegatura, è almeno pari a $\underline{3 \varnothing}$.

4.2.4.2 Reti elettrosaldate di fili ad aderenza migliorata

(1) Si può applicare l'equazione [3.4].

(2) Se nella zona di ancoraggio sono presenti barre trasversali saldate si deve, di regola, applicare un coefficiente $\underline{0,7}$ ai valori forniti dall'equazione [3.4].

4.2.4.3 Reti elettrosaldate di fili lisci

(1) Possono essere utilizzate, purché codificate da norme specifiche.

4.2.4.4 Ancoraggi con dispositivi meccanici

P(1) L'idoneità dei dispositivi meccanici di ancoraggio deve essere dimostrata da certificati di conformità.

(2) Per la trasmissione al calcestruzzo delle forze di ancoraggio concentrate vedere 5.4.8.1 (Forze Concentrate).

4.2.4.5 Giunzioni

P(1) I dettagli costruttivi delle giunzioni tra barre devono essere tali da:

- assicurare la trasmissione delle forze da una barra all'altra;
- evitare il distacco del calcestruzzo nelle vicinanze delle giunzioni;
- garantire che la larghezza delle fessure alle estremità delle giunzioni non sia maggiore dei valori dati in 4.4.2.1 (fessurazione).

4.2.5 Giunzioni per sovrapposizione di barre o fili

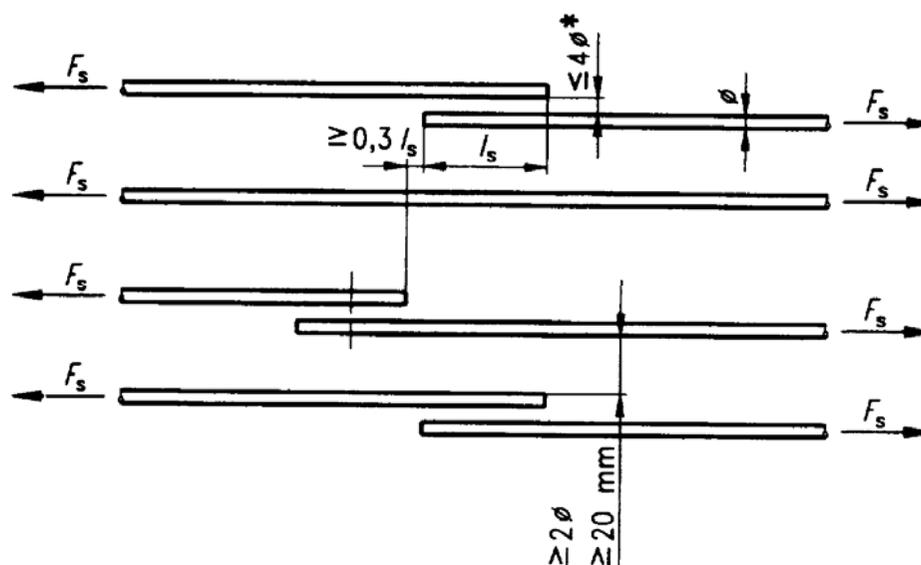
4.2.5.1 Disposizione delle giunzioni per sovrapposizione

(1) Per quanto possibile:

- le sovrapposizioni tra barre devono di regola essere sfalsate e non devono essere poste in zone di elevate tensioni (vedere anche 2.5.3, analisi);
- in tutte le sezioni le sovrapposizioni devono di regola essere disposte simmetricamente e parallelamente alla faccia esterna dell'elemento.

(2) Le prescrizioni di cui in (1) a (4) di 3.2.2 sono applicabili anche alle giunzioni per sovrapposizione.

(3) In una giunzione lo spazio libero tra due barre sovrapposte deve di regola soddisfare i valori indicati nella fig. 3.4.



* altrimenti la lunghezza di sovrapposizione sarà aumentata di quanto lo spazio libero è maggiore di $|4\phi|$.

Fig. 3.4 - Sovrapposizioni adiacenti

4.2.5.2 Armature trasversali

- (1) Se il diametro ϕ delle barre sovrapposte è minore di $|16|$ mm, o se in una sezione generica le barre sovrapposte sono meno del 20%, allora le armature trasversali minime disposte per qualsiasi altra ragione (armature a taglio, barre di distribuzione) sono da considerarsi sufficienti.
- (2) Se $\phi \geq |16|$ mm le armature trasversali devono di regola:
 - avere area totale (somma di tutti i bracci paralleli allo strato delle barre giuntate, vedere fig. 3.5) non minore dell'area A_s di una barra giuntata ($\sum A_{st} \geq 1,0 A_s$);
 - avere forma di staffa se $a \leq |10\phi|$ (vedere fig. 3.6) ed essere diritte negli altri casi;
 - le armature trasversali devono di regola essere poste tra le armature longitudinali e la superficie esterna del calcestruzzo.

(3) Per la distribuzione delle armature trasversali si applicano (3) e (4) di cui in 3.2.3.

4.2.5.3 Lunghezza di sovrapposizione

(1) La lunghezza di sovrapposizione necessaria è:

$$l_s = l_{b,net} \alpha_1 \geq l_{s,min} \quad [3.7]$$

dove: $l_{b,net}$ è la lunghezza ricavata dalla [3.4], e

$$l_{s,min} \geq 0,3 \alpha_a \alpha_1 l_b \geq 15 \varnothing \geq 200 \text{ mm} \quad [3.8]$$

I valori di α_a sono dati in 5.2.3.4.1.

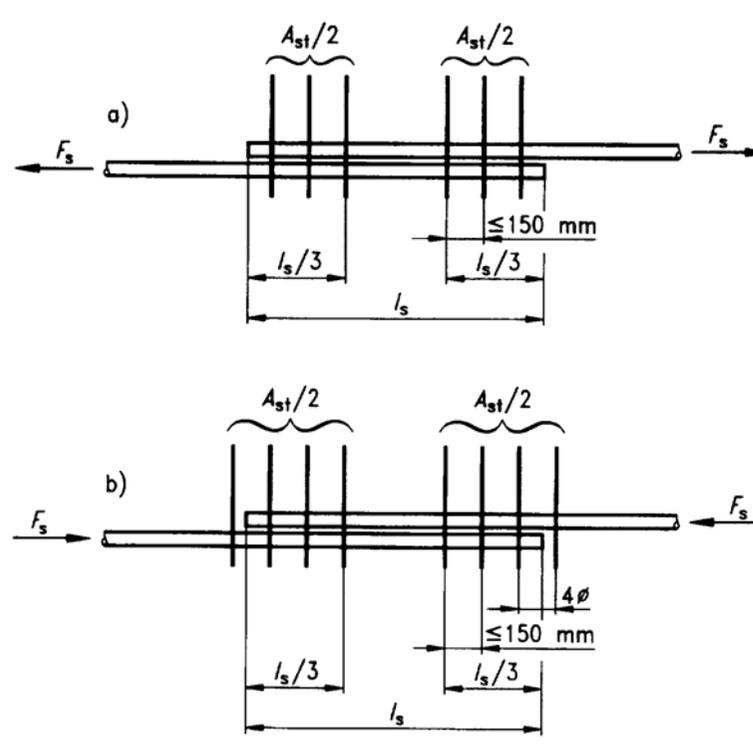


Fig. 3.5 - Armature trasversali in giunzioni per sovrapposizione

Il coefficiente α_1 assume i seguenti valori:

$\alpha_1 = 1$ per lunghezze di sovrapposizione di barre compresse e per lunghezze di sovrapposizione di barre tese se meno del 30% delle barre nella sezione sono sovrapposte e se secondo la fig. 3.6, $a \geq |10 \varnothing|$ e $b \geq |5 \varnothing|$.

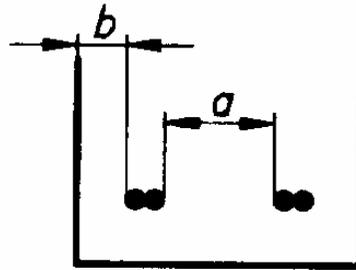


Fig. 3.6 - Valutazione di α_1 [vedere 3.2.5.3 (I)]

$\alpha_1 = 1,4$ per lunghezze di sovrapposizione di barre tese quando sia verificata una delle due sottoelencate condizioni, ma non entrambe:

- i) il 30% o più delle barre nella sezione sono sovrapposte;
- ii) $a < |10 \varnothing|$ o $b < |5 \varnothing|$ secondo la fig.3.6;

$\alpha_1 = 2$ per lunghezze di sovrapposizione di barre tese, se si verificano entrambe le condizioni suesposte.

4.2.6 Sovrapposizioni di reti elettrosaldate di fili ad aderenza migliorata

4.2.6.1 Sovrapposizione delle armature principali

- (1) Le seguenti regole si applicano unicamente ai casi in cui le giunzioni sono realizzate per sovrapposizione degli strati di rete. Regole per giunzioni effettuate con aggiunte ai pannelli di rete sono fornite in altra sede.
- (2) Le sovrapposizioni devono di regola essere poste in zone dove gli effetti delle azioni, nelle combinazioni di carico rare, non sono maggiori dell'80% della resistenza di calcolo della sezione.
- (3) Quando la condizione in (2) non è soddisfatta, l'altezza utile dell'acciaio considerata nei calcoli, in accordo con 4.3.1 (SLU a Flessione), è di regola quella dello strato più lontano dal lembo teso.
- (4) La percentuale ammissibile di armature principali che possono essere giuntate per sovrapposizione in una sezione generica, riferita alla sezione totale di acciaio, è pari a:
 - 100% se l'area specifica della sezione della rete, indicata con A_s/s , è tale per cui $A_s/s \leq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$;
 - 60% se $A_s/s > 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$ e se si tratta di una rete interna.

Le giunzioni di strati multipli devono, di regola, essere sfalsate di $1,3 l_s$ ove l_s è calcolata con l'equazione [3.9].

- (5) La lunghezza di sovrapposizione è definita dall'equazione:

$$l_s = \alpha_2 l_b \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{s,min} \quad [3.9]$$

$$\alpha_2 = 0,4 + \frac{A_s / s}{800} \quad 1,0 \leq \alpha_2 \leq 2,0$$

dove: l_b è la lunghezza calcolata con l'equazione [3.3] usando il valore di f_{bd} delle barre ad aderenza migliorata;

$A_{s,req}$, $A_{s,prov}$ sono le aree definite in 3.2.4.1 (1);

A_s / s è espresso in mm^2/m ; $l_{s,min} = 0,3 \alpha_2 l_b \geq 200 \text{ mm} \geq s_t$

essendo s_t il passo dei fili trasversali della rete.

- (6) Non sono necessarie armature trasversali aggiuntive nella zona di sovrapposizione.

4.2.6.2 Sovrapposizioni di armature trasversali di distribuzione

(1) Tutte le armature trasversali possono essere giuntate per sovrapposizione nella stessa posizione.

I valori minimi della lunghezza di sovrapposizione l_s sono dati nel prospetto 3.4; almeno due barre trasversali (una maglia) devono, di regola, essere comprese nella lunghezza di sovrapposizione.

Prospetto 3.4 - Lunghezze di sovrapposizione raccomandate in direzione trasversale

	Diametro delle barre (mm)		
	$\emptyset \leq 6$	$6 < \emptyset \leq 8,5$	$8,5 < \emptyset \leq 12$
Fili ad aderenza migliorata	$\geq s_l$	$\geq s_l$	$\geq s_l$
	$\geq 150 $ mm	$\geq 250 $ mm	$\geq 350 $ mm

s_l = intervallo tra i fili longitudinali.

4.2.7 Ancoraggi di staffe e di armature a taglio

P(1) L'ancoraggio di staffe e di armature a taglio deve effettuarsi normalmente utilizzando ganci o armature trasversali saldate. Barre o fili ad aderenza migliorata possono essere ancorati con piegature. Di regola una barra trasversale deve comunque essere messa all'interno del gancio o della piegatura.

(2) Per la curvatura ammissibile dei ganci e delle piegature vedere 5.2.1.2 (2).

(3) L'ancoraggio nel suo insieme è considerato soddisfacente:

– quando la parte curva di un gancio o di una piegatura prosegue con un tratto diritto la cui lunghezza è non meno di:

◆ 5ϕ o 50 mm se è la prosecuzione di un arco di 135° o più [vedere fig. 3.7 a)]

◆ 5ϕ o 70 mm se è la prosecuzione di un arco di 90° [vedere fig. 3.7 b)]

– quando vi sono, vicino all'estremità di una barra diritta:

◆ almeno due barre trasversali saldate [vedere fig. 3.7 c)]

oppure

◆ una sola barra trasversale saldata di diametro non minore di $1,4$ volte il diametro dell'armatura di taglio [vedere fig. 3.7 d)].

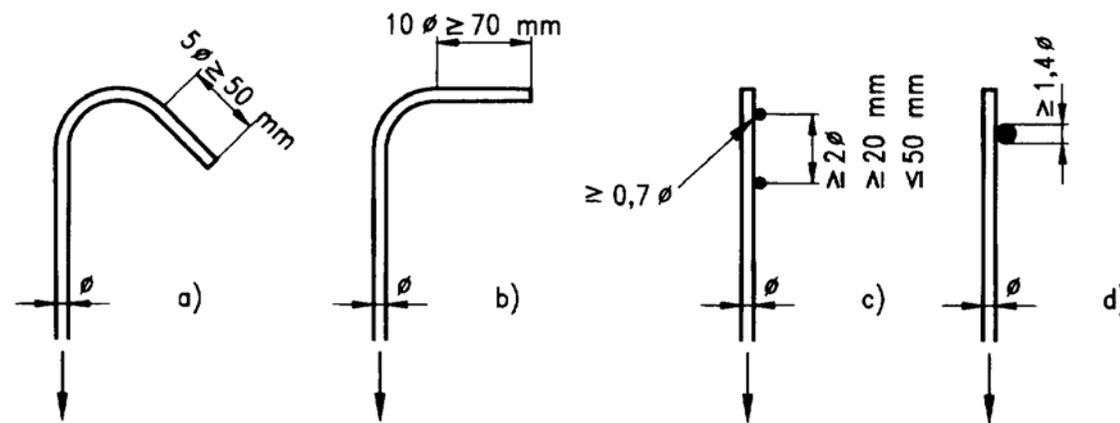


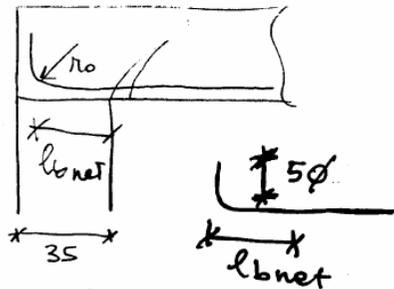
Fig. 3.7 - Ancoraggio di staffe

ESEMPIO DI CALCOLO DI LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO

$$A_{S(A)} = \frac{V_{Sd(A)}}{f_{sd}} = \frac{49000}{3826} = 12.80 \text{ cm}^2$$

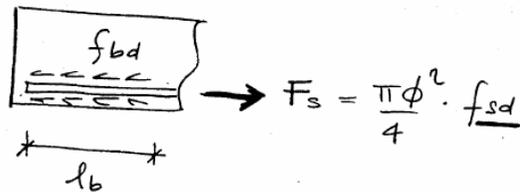
$$\Rightarrow 3\phi 26 = 15.9 \text{ cm}^2$$

ANCORAGGIO DELL' ARMATURA SULL' APPOGGIO



EC2 5.2.1.2

$$r_0 = 7\phi = 7 \cdot 2.6 = 18.2 \text{ cm}$$



$$f_{bd} \cdot \pi \phi l_b = F_s$$

max l ancoraggio \Rightarrow HP armatura snervata

$$\Rightarrow l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{sd}}{f_{bd}}$$

Prospetto 5.3 - Valori di calcolo di f_{bd} (N/mm²) per condizioni di buona aderenza (questi valori tengono conto di un fattore γ_c pari a 1,5 (1:1,6))

l_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Barre lisce	0,5 (1:10,8)	1,0 (1:10,8)	1,1 (1:11,0)	1,2 (1:11,1)	1,3 (1:11,2)	1,4 (1:11,3)	1,5 (1:11,4)	1,6 (1:11,5)	1,7 (1:11,6)
Barre ad alta aderenza con: $\phi \leq 132$ mm, reti elettrosaldate di fili nervati	1,6 (1:11,5)	2,0 (1:11,8)	2,3 (1:12,1)	2,7 (1:12,5)	3,0 (1:12,8)	3,4 (1:13,1)	3,7 (1:13,5)	4,0 (1:13,8)	4,3 (1:14,0)

considero reale sollecitazione dell' armatura $\Rightarrow f_{bd} = 2.5 \text{ MPa}$

$$l_{b,net} = \alpha_a \left(\frac{\phi}{4} \frac{f_{sd}}{f_{bd}} \right) \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}$$

$\alpha_a = \begin{cases} 1 & \text{barre dritte} \\ 0,7 & \text{barre piegate} \end{cases}$

$$A_{s,req} = 12.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,prov} = 15.90 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 26$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{sd}}{f_{bd}} = \frac{2.6}{4} \times \frac{3826}{25} = 99 \text{ cm} (= 38.1\phi \approx 40\phi)$$

$$l_{b,net} = 0.7 \times 99 \times \frac{12.80}{15.90} = 56 \text{ cm} \geq l_{b,min}$$

con $l_{b,min} = 0.3 l_b = 33 \text{ cm} (\geq 10\phi \Rightarrow \geq 26 \text{ cm})$

\Rightarrow $l_{b,net}$ troppo elevato!!

$$l_{b,net} = \alpha_a \left(\frac{\phi}{4} \frac{f_{sd}}{f_{bd}} \right) \left(\frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \right) \geq l_{b,min} = 0.3 l_b$$

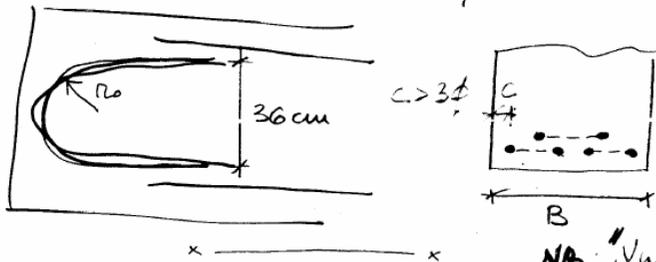
per ridurre la lunghezza di ancoraggio possiamo:

- 1) - aumentare $A_{s,prov}$ (riduco sollecitazione armature)
- 2) - ridurre ϕ

1) Si ripieghino 6φ26

• $l_{b,net} = 0,7 \times 99 \times \frac{12,80}{31,80} = 28 \text{ cm} \geq l_{b,min} = 33 \text{ cm}$
 $\Rightarrow l_{b,net} = 33 \text{ cm}$

• 6φ26 possono essere 3φ26 messi a CAPPIO



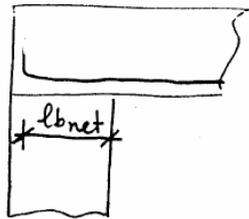
NB: "Nuovo" EC2

$l_{b,net} = f(c)$
 no fitting.

$l_{bd} = \kappa_1 \kappa_2 \kappa_3 \kappa_4 \kappa_5 \kappa_6 l_b$

ADOTTO φ
 MINORI

NB: SE FOSSE :



$30 \text{ cm} < l_{b,min} = 0,3 l_b = 0,3 \frac{\phi f_{sd}}{4 f_{bd}}$

ALLORA $\Rightarrow \phi = 16$

$A_{s,req} = 12,80 \text{ cm}^2$

$9\phi 16 = 18,1 \text{ cm}^2$

$l_b = \frac{\phi f_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{1,6}{4} \times \frac{3826}{25} = 61 \text{ cm}$

$l_{b,min} = 0,3 l_b = 18 \text{ cm} (\geq 10\phi \Rightarrow \geq 16 \text{ cm})$

$l_{b,net} = 0,7 \times 61 \times \frac{12,80}{18,10} = 30 \text{ cm} \quad \text{ok!}$