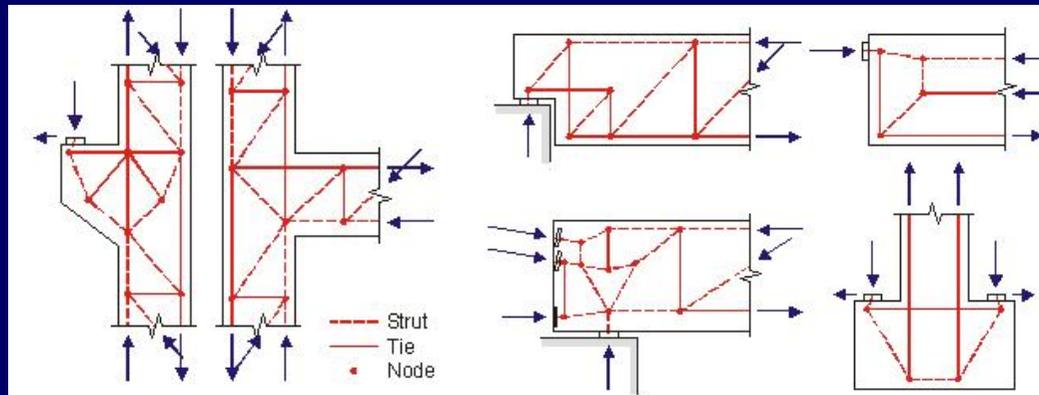


PROBLEMI DIFFUSIVI IN ELEMENTI STRUTTURALI IN RC

Giuseppe Campione

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica

Università di Palermo, campione@diseg.unipa.it



Collaboratore per la reazione grafica del documento Geom. Giuseppe Di Carlo

Organizzazione del lavoro

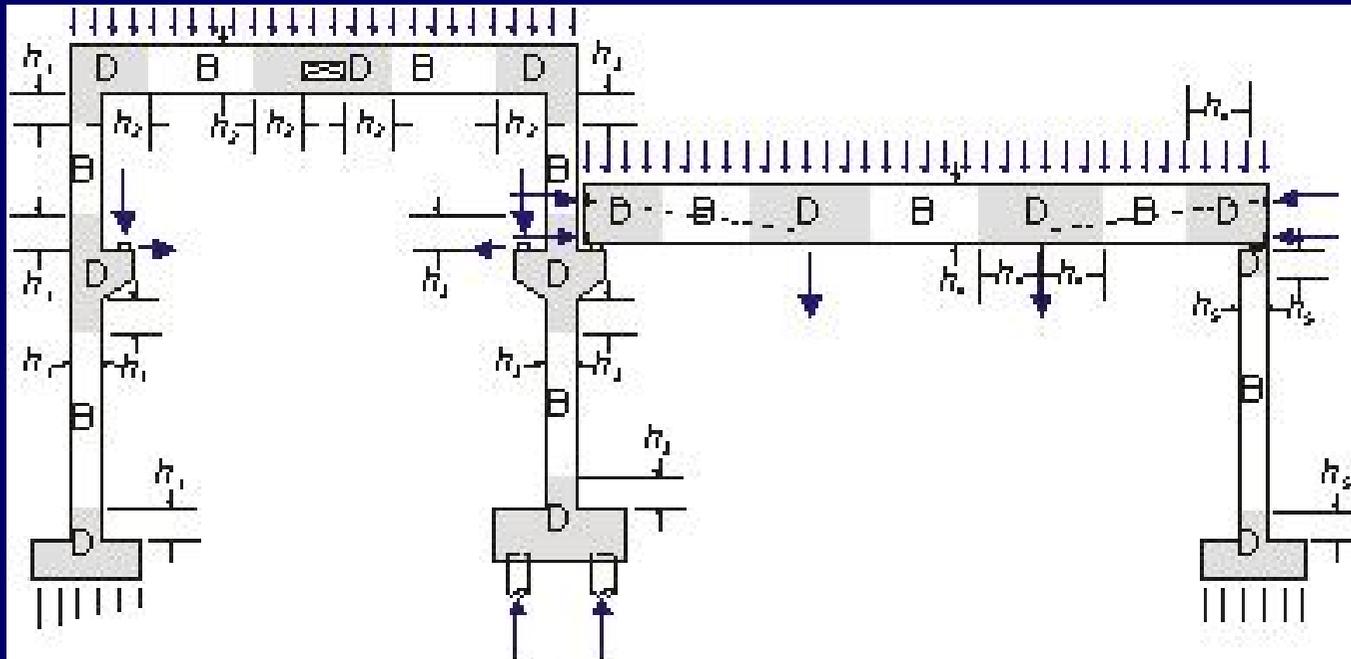
- Nella PARTE 1 del presente lavoro si esamina e si descrive il comportamento delle zone degli elementi strutturali sede di discontinuità statica e/o geometrica (note nella letteratura anglosassone come D regions) e si forniscono alcuni concetti fondamentali della modellazione "*strut and tie*", ormai di uso comune, per il dimensionamento allo stato limite ultimo di tali regioni. Di seguito vengono sinteticamente presentate alcune normative esistenti a livello nazionale, europeo ed internazionale che affrontano le problematiche relative al calcolo ed alla progettazione delle regioni diffuse.
- In particolare si focalizza l'attenzione sulle travi alte, sulle mensole tozze, sugli elementi compressi soggetti a forze concentrate e su quelli forati, tutti elementi sede di discontinuità statica e geometrica e per essi se ne illustrano nella PARTE 2 del lavoro alcune applicazioni relative all'uso di calcestruzzo ordinario.
- Infine, alla luce di alcuni risultati ottenuti dall'autore e dei modelli disponibili in letteratura, si fornisce nella PARTE 3 del lavoro un confronto teorico-sperimentale.

PARTE 1 – CONCETTI DI BASE

Capitolo 1 – B e D regions

E' ormai consuetudine individuare nelle strutture due tipi di regioni definite come B (da Beam o Bernoulli) e D regions (da Disturbed o Discontinuity regions).

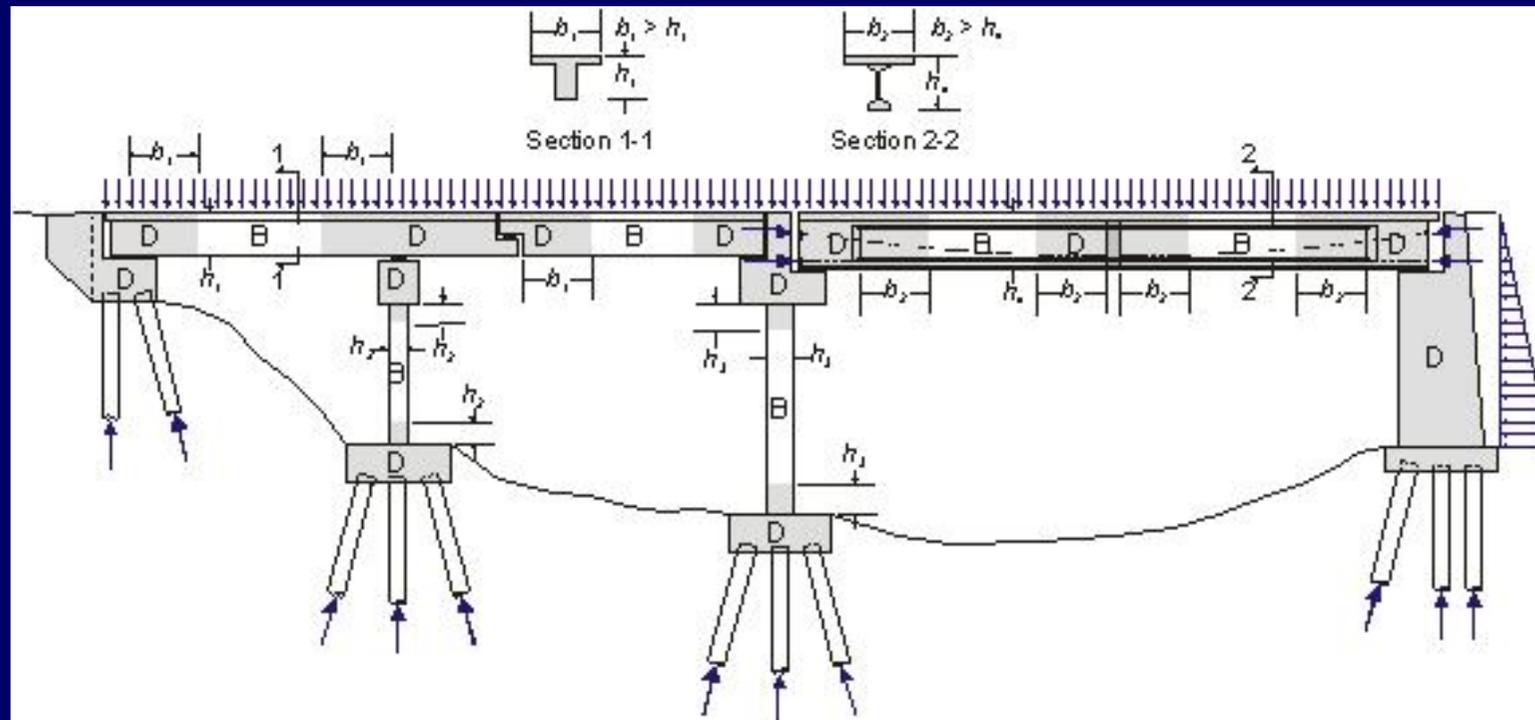
Nelle B regions (esse si incontrano nelle sezioni lontane dai vincoli e da azioni localizzate di elementi monodimensionali) le abbondanti indicazioni presenti in letteratura permettono una progettazione accurata ed attenta effettuata sulla base delle seguenti ipotesi: - conservazione della sezioni piane (ipotesi di Bernoulli-Navier); - resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile; - perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo; - utilizzo di modelli rappresentativi del legame costitutivo ($\sigma - \varepsilon$) dei materiali.



Distinzione tra B e D regions

Nelle D regions invece non è applicabile l'ipotesi di Bernoulli poiché esse sono sede di discontinuità di tipo statico (dovuta ad esempio all'applicazione di forze concentrate o alla reazione dei vincoli) e/o di tipo geometrico (dovuta ad esempio all'irregolarità della forma dell'elemento, come nelle selle Gerber, nelle zone in prossimità di aperture, etc.).

Tali discontinuità creano nella strutture o nell'elemento strutturale forti perturbazioni del campo tensionale, tanto maggiori quanto minore risulta l'area di applicazione delle forze. Una struttura può quindi essere idealmente suddivisa, come mostrato nelle figure successive, per una struttura a telaio di tipo civile ed per una struttura da ponte in B regions e D regions.

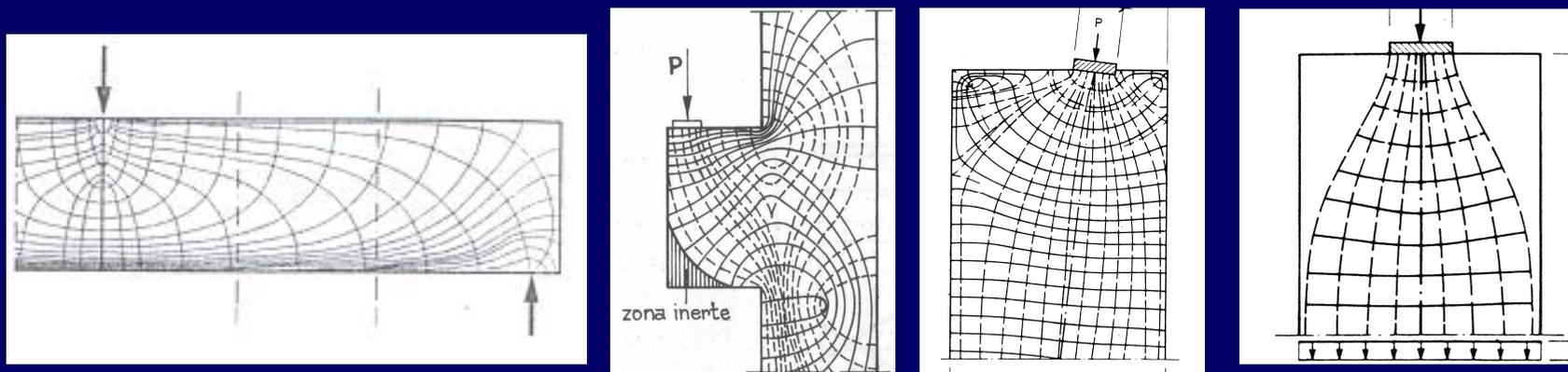


a) Distinzione tra B e D regions b)

L'individuazione di tali regioni può essere effettuata considerando che le sezioni che separano le due zone si trovano ad una distanza misurata a partire dalla discontinuità pari all'altezza della sezione trasversale dell'elemento, come indicato dall'Eurocodice 2 (1992).

Vi sono dei casi, come ad esempio le mensole tozze, le travi alte e i plinti di fondazione, in cui gli interi elementi strutturali sono sede di discontinuità statica e/o geometrica come si evince esaminando il tipico andamento delle isostatiche con curvature accentuate e addensate (vedi Figura indotto da azioni concentrate, caso diverso dalla B-regions ove le isostatiche sono caratterizzate dalla presenza di campi di sforzo regolari per traiettoria ed intensità).

Relativamente ad alcune tipiche regioni diffuse si indicano a tratteggio le isostatiche di compressione ed a tratto intero quelle di trazione.



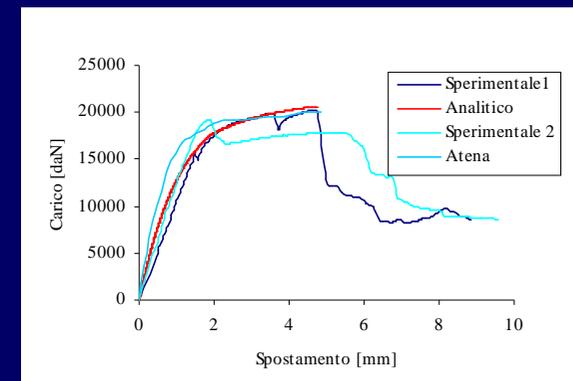
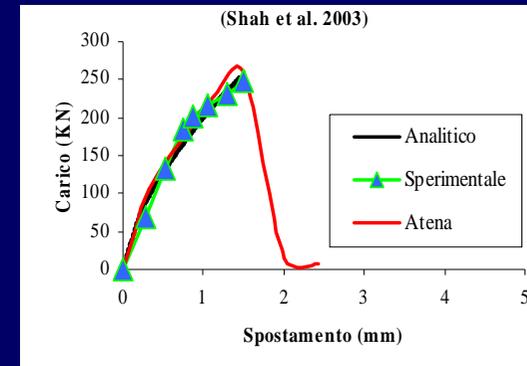
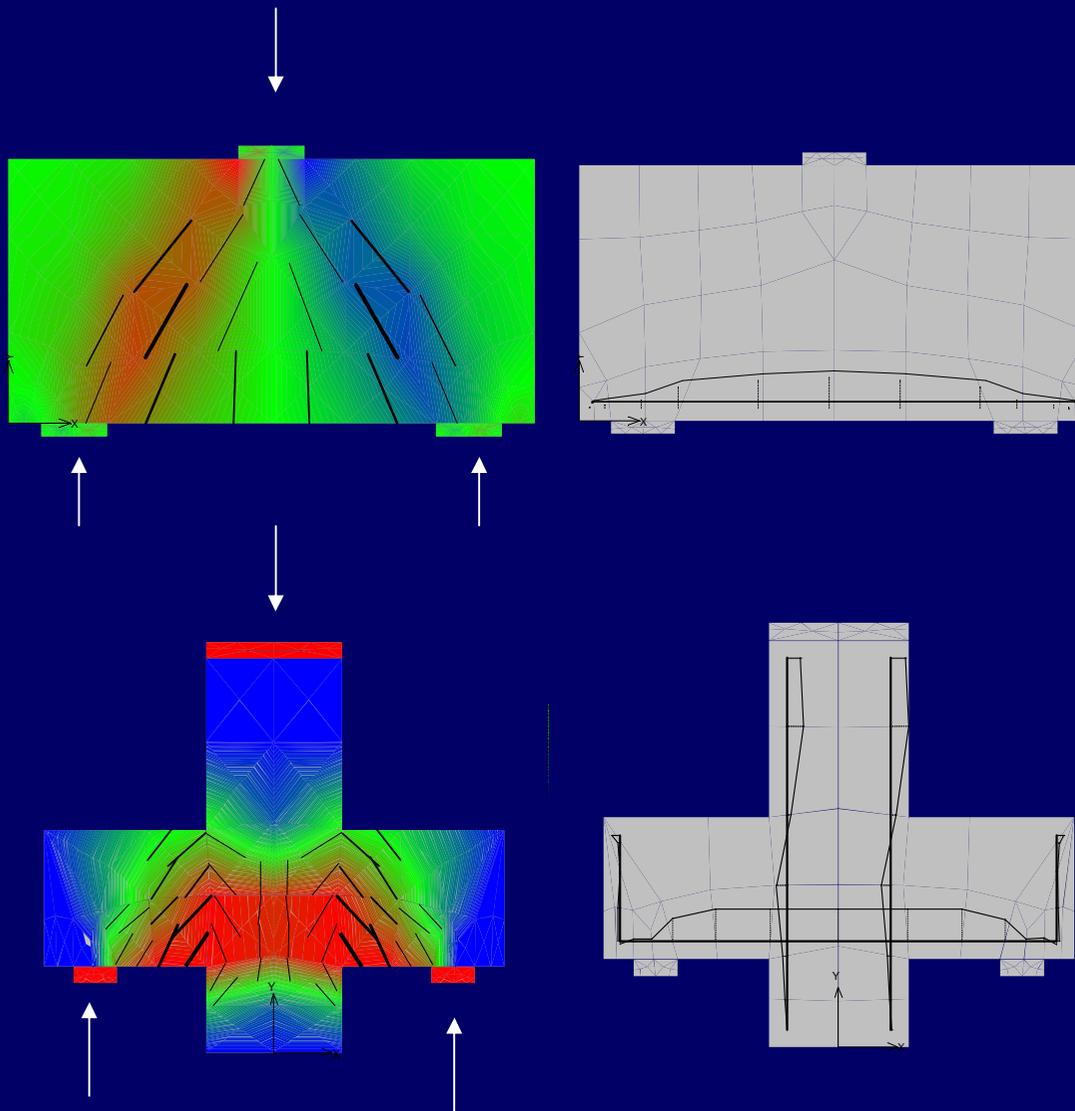
1.2. ANALISI E DIMENSIONAMENTO DELLE D-REGIONS

Lo sviluppo e la diffusione del calcolo automatico consente l'utilizzo di programmi di calcolo basati sul Metodo degli Elementi Finiti (FEM) che permettono, attraverso analisi lineari e non e di adeguati legami costitutivi dei materiali (in grado di includere i più moderni concetti legati alla meccanica della frattura) di prevedere la risposta complessiva (sia in termini di spostamenti che di tensioni) delle strutture più complesse tra cui anche le D-regions.

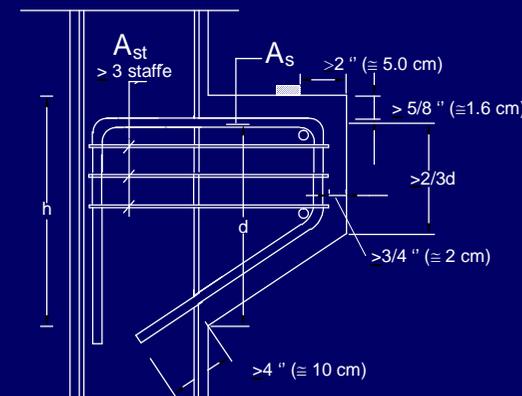
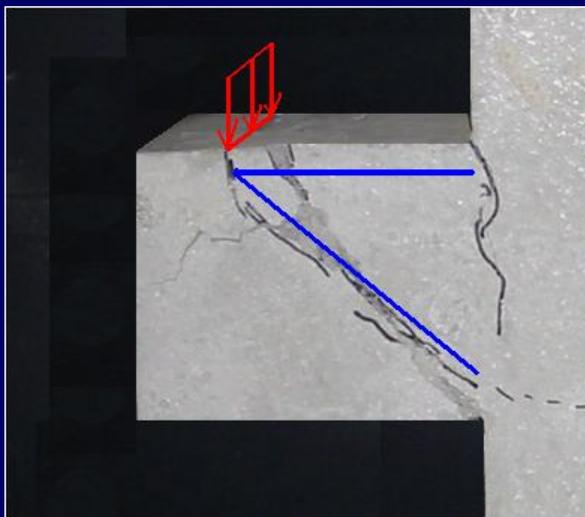
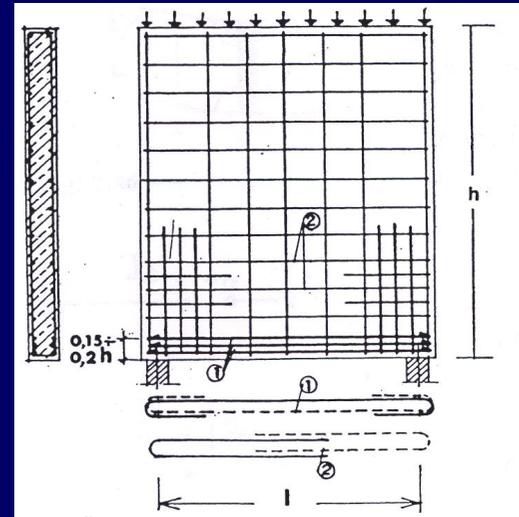
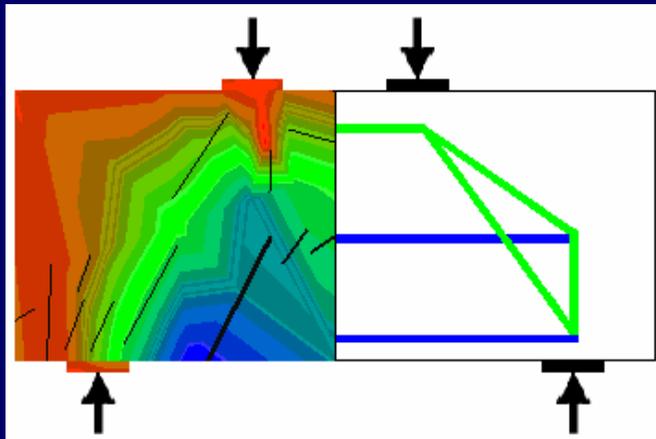
In alternativa a questi metodi, si può ricorrere all'utilizzo di schemi discreti (travi reticolari) che, basati sui concetti dell'analisi limite e sulla modellazione della struttura con tralici equivalenti, consentono di interpretate con successo il meccanismo di trasmissione dei carichi nei problemi diffusivi e forniscono con un buon livello di approssimazione il carico di rottura.

Il modello a traliccio equivalente se riferito alle zone B detto viene usualmente indicato in letteratura come "truss model", e se riferito alle zone D viene indicato come "strut and tie model". Nel seguito si focalizza l'attenzione sul modello strut and tie per le zone D.

1.2. ESEMPI DI USO DI FEM NON LINEARI



1.2. ESEMPI DI USO DI STRUT AND TIE MODEL



1. 2.1 Principi generali

Il modello Strut and Tie è una trave reticolare costituita dall'organizzazione di elementi ad asse rettilineo connessi ai nodi che sono sconnessi alla rotazione mentre, per ipotesi, tutte le azioni esterne e le reazioni vincolari sono forze applicate direttamente sui nodi.

L'analisi di una struttura nel suo complesso con il metodo dei tralicci equivalenti richiede l'attivazione delle seguenti fasi:

- stima approssimativa delle dimensioni degli elementi principali (base, altezza, spessore);
- determinazione di reazioni vincolari e sollecitazioni negli elementi snelli della struttura;
- individuazione attraverso un'analisi elastica delle regioni D e B;
- dimensionamento con le classiche metodologie delle regioni B;
- individuazione nelle regioni D di adeguati schemi reticolari;
- determinazione delle sollecitazioni nei puntoni e nelle regioni nodali;
- progetto delle armature costituenti i tiranti e verifica delle condizioni di ancoraggio.

Nel caso di strutture formate solo da elementi di tipo D l'analisi preliminare si riduce invece al calcolo delle sole reazioni vincolari.

Una delle fasi essenziali di questa modellazione è la traduzione dello stato tensionale dedotto dall'analisi strutturale in un corrispondente schema resistente discreto con aste tese e compresse in cui le aste tese simulano le armature disposte.

Il modello così fatto risulta quindi la rappresentazione discreta del campo tensionale continuo in un elemento strutturale in calcestruzzo armato fessurato, ed è costituito da elementi compressi ed elementi tesi interconnessi tra loro in regioni nodali.

1. 2.1 Principi generali

Gli elementi principali necessari per la formazione di un modello strut and tie sono:

- i puntoni di calcestruzzo (bielle compresse o "strut");
- i tiranti in acciaio (bielle tese o "tie") corrispondenti alle armature disposte nell'elemento per l'assorbimento delle trazioni la cui posizione deriva dalla individuazione delle isostatiche di trazione;
- i nodi, punti di incontro delle linee d'asse dei carichi esterni o delle reazioni concentrate con le bielle in esse convergenti.
- Le tre categorie di elementi così individuate dovranno essere opportunamente verificate nei confronti degli stati limite di collasso, osservando in particolare che:
 - la resistenza a compressione uniassiale del calcestruzzo deve essere opportunamente modificata in funzione dell'effettivo stato di sforzo pluriassiale;
 - deve essere previsto un adeguato ancoraggio degli elementi tesi per garantire l'effettiva possibilità di realizzare il meccanismo resistente ipotizzato;
 - attorno ai nodi occorre individuare degli elementi che possono avere forma poligonale, ottenuta delimitando le varie bielle confluenti nel nodo.

Le regioni nodali devono essere studiate tenendo conto della posizione e dello sviluppo degli ancoraggi. Inoltre è da notare che occorre evitare l'attivazione di meccanismi fragili ed indesiderati ed assicurare comportamento duttile della trave reticolare preoccupandosi cioè che i tiranti raggiungano lo snervamento prima che avvenga la rottura del calcestruzzo che costituisce i puntoni o i nodi.

1. 2. Individuazione del traliccio

Gli elementi principali necessari per la formazione di un modello strut and tie sono:

L'individuazione del traliccio resistente di un elemento in calcestruzzo armato non è un'operazione univoca, spesso non riconducibile ad una procedura generale essendo influenzata da molteplici fattori. Tale aspetto risulta quindi affidato spesso alla sensibilità ed all'esperienza del progettista anche se la ricerca e la scelta della migliore geometria è subordinata al rispetto di alcune regole generali basate su osservazioni sperimentali riportate nella letteratura specialistica.

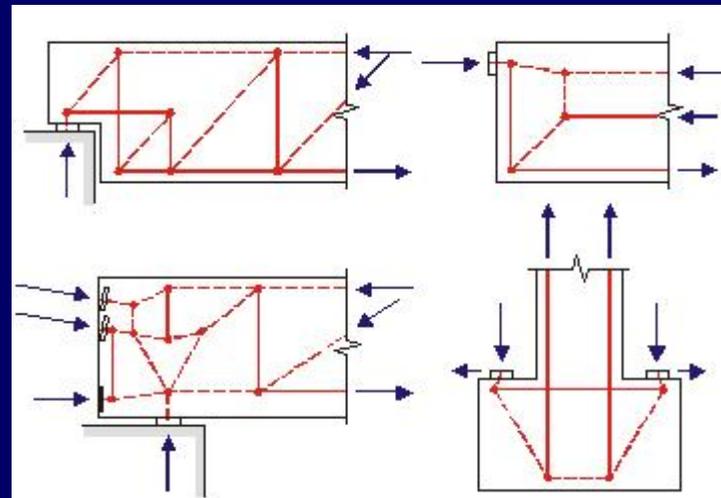
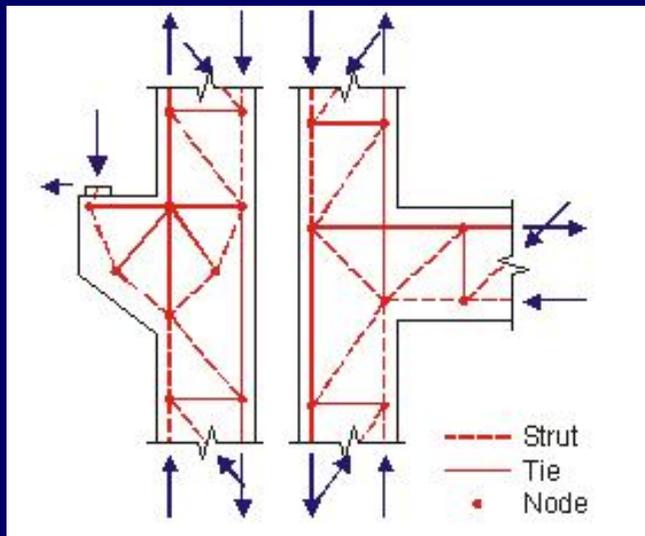
In particolare per l'individuazione ed il posizionamento degli elementi costituenti il traliccio resistente si può adottare una preliminare analisi strutturale basata sull'applicazione dell'analisi agli elementi finiti ormai ben consolidata anche grazie alla diffusione di molteplici codici di calcolo.

Avute le isostatiche di trazione e di compressione si può quindi individuare il traliccio resistente disponendo gli elementi nella direzione delle tensioni principali di trazione e compressione e determinando successivamente le forze agenti sulle bielle del traliccio con sole equazioni di equilibrio ai nodi nel caso in cui il traliccio sia isostatico. Individuati quindi gli sforzi agenti sui vari elementi è possibile effettuare il loro dimensionamento e successivamente una attenta verifica degli elementi stessi (aste tese, compresse e nodi) garantendosi nei confronti delle condizioni di crisi. Si mostrano di seguito alcuni esempi tipici della modellazione strut and tie di elementi strutturali come le mensole tozze, le regioni nodali di strutture a telaio, le selle gerber, le zone di introduzione di forze concentrate dovute alla presollecitazione, ecc.

1.2. Individuazione del traliccio

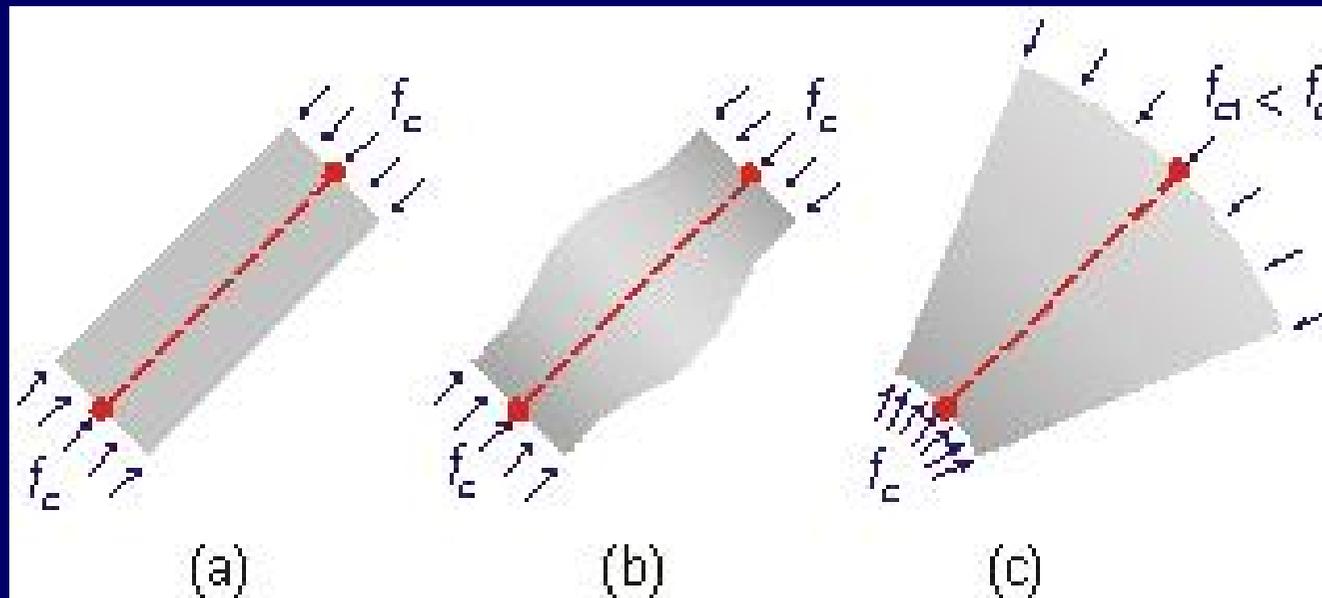
Si mostrano alcuni esempi tipici della modellazione strut and tie di elementi strutturali come

le mensole tozze, le regioni nodali di strutture a telaio, le selle gerber, le zone introduzione di forze concentrate dovute alla presollecitazione, ecc.



1.2.3 Puntoni di calcestruzzo

I puntoni del traliccio rappresentano bielle compresse in calcestruzzo e possono essere distinte in funzione della forma assunta (vedi Fig. 1.4) a seconda dei possibili stati di tensione cui sono soggetti come puntone: - prismatico; - a collo di bottiglia; - a ventaglio, ecc.

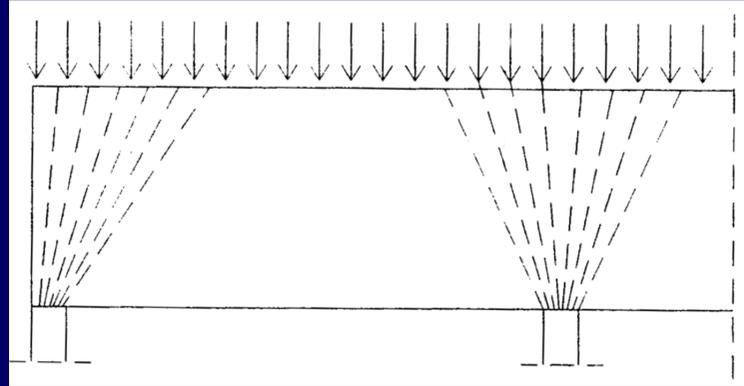


1.2.3 Puntoni di calcestruzzo

- I puntoni prismatici rappresentano campi di tensione caratterizzati da sforzi di compressione monoassiali e sono tipici delle zone B in cui le tensioni si distribuiscono in modo uniforme in totale assenza di perturbazioni (esempio zona di una trave snella soggetta a carico uniforme).
- I campi di tensione che caratterizzano i puntoni del tipo a collo di bottiglia e a ventaglio si incontrano nelle regioni D, caratterizzate da flussi tensionali irregolari ed disuniformi.
- Il puntone a collo di bottiglia rappresenta stati di sforzo biassiali e triassiali ed è inoltre interessato dallo sviluppo di considerevoli tensioni trasversali di trazione. Le distribuzioni di tensione a collo di bottiglia sono generalmente il risultato di un percorso diretto dai carichi esterni verso gli appoggi (è ad esempio il caso di pilastri soggetti a carichi concentrati su aree ridotte). Nei puntoni a collo di bottiglia la presenza di trazioni trasversali, combinate con le compressioni longitudinali, possono causare fessurazioni parallele alle isostatiche di compressione, causando la rottura prematura del calcestruzzo e determinano, se non si dispongono idonee armature per il controllo della fessurazione in direzione trasversale, riduzione della capacità portante dell'elemento.
- Il puntone a ventaglio schematizza invece una situazione intermedia in cui si hanno flussi di tensione prevalentemente monodirezionali, per cui, potendo trascurare la curvatura delle isostatiche, è possibile anche trascurare le tensioni trasversali di trazione. Quest'ultimo è, ad esempio, il caso dei campi di compressione che si hanno in una trave parete soggetta a carico uniformemente distribuito, in cui si sviluppano dalla superficie di applicazione del carico fino agli appoggi (vedi figura di seguito).

1.2.3 Puntoni di calcestruzzo

I puntoni prismatici rappresentano campi di tensione caratterizzati da sforzi di compressione monoassiali e sono tipici delle zone B in cui le tensioni si distribuiscono in modo uniforme in totale assenza di perturbazioni (esempio zona di una trave snella soggetta a carico uniforme).



La verifica dei puntoni consiste in tutti e tre i casi prima menzionati nel controllare che la massima compressione agente sul calcestruzzo sia inferiore alla resistenza di progetto tenendo conto però di un adeguato fattore di riduzione della resistenza uniassiale. Per il progetto dell'armatura, che deve assorbire le trazioni principali o trasversali che si generano nei campi di compressione a forma di bottiglia, si adottano i classici concetti basati sul raggiungimento delle tensioni di snervamento del materiale. Come già detto per evitare rotture fragili nell'elemento strutturale, occorre controllare la gerarchia delle resistenze nel traliccio equivalente accertandosi che i tiranti raggiungano lo snervamento prima che avvenga la rottura del calcestruzzo che costituisce i puntoni e le regioni nodali. Per garantire un adeguato funzionamento d'insieme, per tutti gli elementi costituenti il traliccio resistente devono essere imposti dei limiti di tensione.

Nel caso del calcestruzzo, questo deve essere fatto tenendo conto di alcuni fattori, come ad esempio le perturbazioni che si hanno in corrispondenza di fessure e delle armature e tenendo conto dell'eventuale stato di confinamento, e della presenza di regimi di tensione pluriassiali.

1.2.3 Puntoni di calcestruzzo

Nel caso del calcestruzzo, questo deve essere fatto tenendo conto di alcuni fattori, come ad esempio le perturbazioni che si hanno in corrispondenza di fessure e delle armature e tenendo conto dell'eventuale stato di confinamento, e della presenza di regimi di tensione pluriassiali.

Per la verifica del calcestruzzo si utilizza una tensione effettiva determinata come una frazione della resistenza a compressione uniassiale. Il valore della tensione effettiva f_c si otterrà moltiplicando la tensione limite uniassiale f'_c per un coefficiente riduttivo n .

Nella tabella 1 sono riportati alcuni possibili valori limite della tensione effettiva proposti in letteratura.)

Condizioni del puntone	Limite della tensione effettiva
Stato di compressione monoassiale e indisturbato che si riscontra nei puntoni prismatici	$0.80 \cdot f'_c$
In presenza di tensioni di trazione e/o di armature perpendicolari all'asse del puntone che possono causare fessure parallele al puntone con apertura normale delle fessure	$0.68 \cdot f'_c$
In presenza di tensioni di trazione e/o di armature inclinate rispetto all'asse del puntone che possono causare fessure inclinate con apertura normale delle fessure	$0.51 \cdot f'_c$
In presenza di fessure inclinate con eccezionale dimensione delle fessure (specialmente se il modello si allontana significativamente dall'andamento degli sforzi interni ricavabile con la teoria dell'elasticità)	$0.34 \cdot f'_c$

1.2.4 Nodi

I nodi sono, come già detto, delle zone critiche nelle quali avviene l'interazione tra i tiranti e i puntoni e quindi soggette alla massima deviazione degli sforzi. Essi rappresentano un volume di calcestruzzo, tale da circoscrivere i punti di intersezione tra gli assi delle bielle e/o le rette d'azione dei carichi e delle reazioni vincolari. Affinché siano soddisfatte le equazioni di equilibrio, è necessario che convergano in ogni nodo almeno tre forze.

I nodi possono essere suddivisi in due categorie:

nodi diffusi: nei quali la deviazione delle forze in essi convergenti non avviene bruscamente. Essi pertanto si penseranno applicati nelle zone di intersezione di campi di sforzi diffusi o comunque nei punti in cui la particolare distribuzione dell'armatura di ancoraggio permette una graduale deviazione degli sforzi.

nodi concentrati: nei quali sono applicate forze concentrate e i flussi di tensione subiscono brusche deviazioni. In corrispondenza di queste zone, forze esterne e tensioni interne si fanno equilibrio in regioni localizzate e pertanto rappresentano zone critiche per le quali è richiesta la verifica delle tensioni.

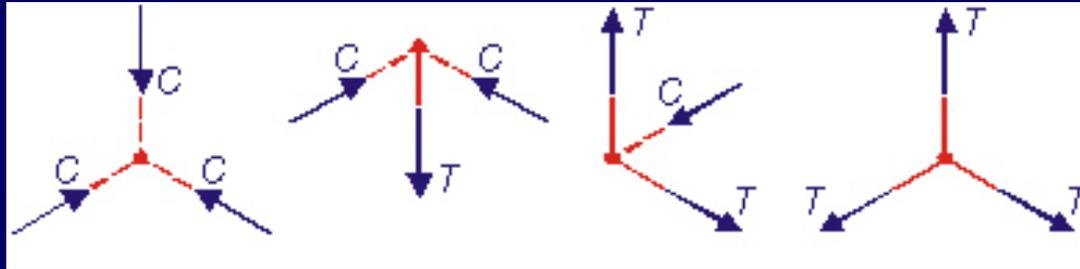
In generale i nodi diffusi non presentano problemi di resistenza se in essi gli ancoraggi delle armature sono adeguatamente eseguiti, infatti al loro interno il trasferimento delle forze avviene in regioni sufficientemente estese e con graduali deviazioni non provocando nel materiale grosse concentrazioni di tensione. Al contrario i nodi concentrati, caratterizzati da zone di trasferimento dei carichi piuttosto ristrette, richiedono un'attenta verifica delle condizioni di ancoraggio delle armature e dei valori massimi delle tensioni cui sono sottoposti, previa determinazione della geometria che li delimita.

Un metodo classico di progetto dei nodi consiste nel costruire una geometria tale da avere uguali tensioni in tutto il contorno. Ciò può essere fatto dimensionando la frontiera in modo che essa risulti proporzionale e perpendicolare alle forze convergenti nel nodo. Questo criterio crea uno stato di tensione idrostatico. Allora per garantire la sicurezza sarà sufficiente effettuare la verifica dei puntoni.

1.2.4 Nodi

Secondo la normativa ACI-318 (2002), di seguito meglio descritta con riferimento alle travi alte ed alle mensole tozze, i nodi possono essere distinti in funzione degli elementi che vi convergono (vedi Fig. 1.6) in:

- CCC sono nodi in cui convergono tre puntoni;
- CCT sono nodi in cui convergono due puntoni e un tirante;
- CTT sono nodi in cui convergono un puntone e due tiranti;
- TTT sono nodi in cui convergono tre tiranti.



Condizioni della regione nodale	Limite della tensione effettiva	
Nodi CCC	$0.85 \cdot f'_c$	
Nodi CCT	$0.75 \cdot f'_c$	
Nodi CTT	$0.60 \cdot f'_c$	
Nodi CCC	$0.85 \cdot f'_c$	Schaich et al. (1987)
Nodi in cui l'armatura è ancorata in esso o lo attraversano	$0.68 \cdot f'_c$	

1.5. Bibliografia

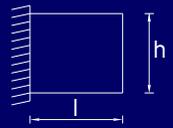
ACI Committee 318 (2002). Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-95)" Commentary ACI 318RM-02, American Concrete Institute, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

ENV 1992-1-1. (1992). Eurocode 2-Design of concrete structures-part 1-1: general rules and rules for buildings. Comitè Europeen de Normalization CEN, 203 pp.

Schlaich J., Schäfer K., Jennewin M. (1987), Toward a Consistent Design of Structural Concrete, PCI Journal, Vol. 32, N°3, Mag-Giu. 1987, pp. 74-150.

Capitolo 2 - 2.1. LE TRAVI ALTE

Le travi alte sono elementi strutturali con ridotto rapporto lunghezza/altezza e rientrano nella categoria delle lastre, ovvero strutture portanti bidimensionali caricate o sollecitate nel proprio piano. In particolare, in base ad una classificazione convenzionale, con il termine travi alte si intendono quegli elementi nei quali il rapporto tra luce l ed altezza h è inferiore a: - 2 per le travi ad una sola campata; - 2.5 o 3 per le travi a due o più campate; - 0.5 per travi corte a sbalzo di tipo a mensola (vedi Fig. 2.1).

	$\frac{l}{h} < 2,0$	Trave Alta ad una campata
	$\frac{l}{h} < 2,5$	Trave Alta a più campate
	$\frac{l}{h} < 3,0$	
	$\frac{l}{h} < 0,5$	Trave Corta a sbalzo

2.1. LE TRAVI ALTE

La distinzione tra le travi alte e le cosiddette travi snelle si basa sull'andamento delle deformazioni da flessione che nelle travi snelle consente l'applicazione dell'ipotesi di mantenimento delle sezioni piane, mentre nelle travi alte no, risultando così elementi strutturali interamente interessati da fenomeni diffusivi (D regions). Le travi alte che, a parità di luce delle travi snelle, hanno portanza notevolmente superiore trovano applicazione in varie tipologie di strutture in calcestruzzo armato, tra cui alcune strutture di fondazione, i muri paraterra caricati da pilastri, le travi di trasferimento, le travi pannello, le travi parete in serbatoi rettangolari, alcuni elementi di strutture off-shore, etc.

Un caso tipico di trave alta è quella che si individua in un edificio di Sydney (Australia) mostrato in Figura in cui le mensole dello spessore di 50 cm, a sbalzo per 3 m e di altezza pari a due piani sostengono 15 piani di struttura e costituiscono così una trave alta a sbalzo.

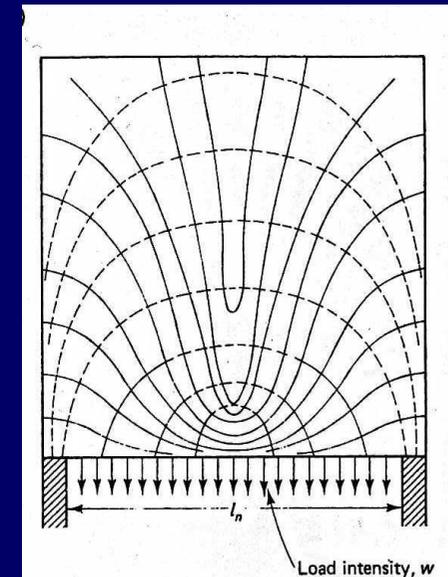


2.1. LE TRAVI ALTE

L'analisi di queste strutture si esegue nello stato elastico non fessurato consentendo di ottenere l'andamento delle isostatiche di trazione e di compressione ed i valori delle massime tensioni e relative distribuzioni. Per le stesse operando nello stato fessurato ed in condizioni di collasso (dopo aver posizionato le armature), si prevede il carico di rottura con riferimento a modellazioni del tipo strut and tie.

La determinazione dello stato di sforzo nelle travi alte, nell'ipotesi di mezzo omogeneo, isotropo e puramente elastico, si può perseguire adottando diversi procedimenti tra cui nei casi più semplici di lastre rettangolari appoggiate e con carico uniforme, applicando la teoria della lastre piane rettangolari con la funzione della tensione secondo Airy (1862) o ricorrendo a soluzioni approssimate con l'uso dello sviluppo in serie di Fourier valide anche nei casi di carichi irregolari agenti sul contorno; ovvero, nei casi più complessi (per vincoli, carichi, forma della lastra, presenza di fori) facendo ricorso alla tecnica degli elementi finiti.

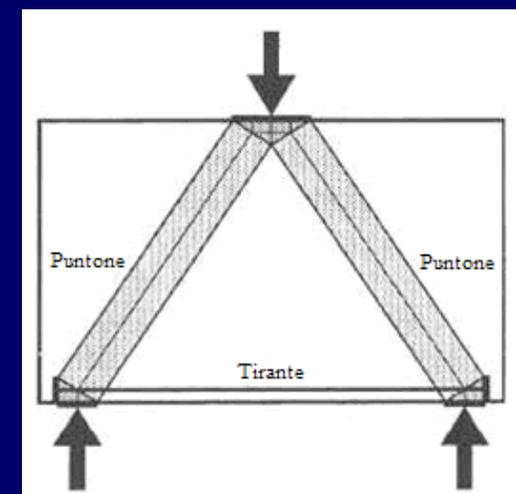
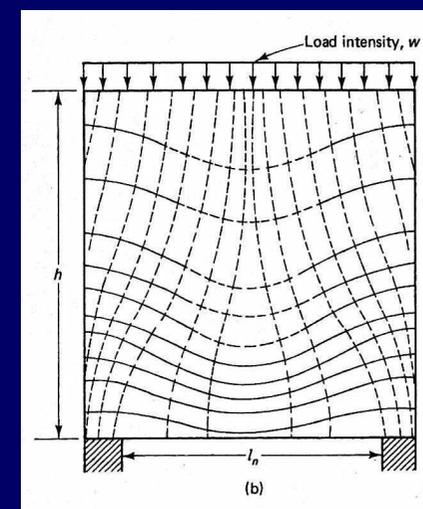
La risoluzione della lastra appoggiata soggetta a carichi distribuiti consente di ricavare distribuzioni delle isostatiche di trazione e di compressione mostrate qualitativamente in Figura.



2.1. LE TRAVI ALTE

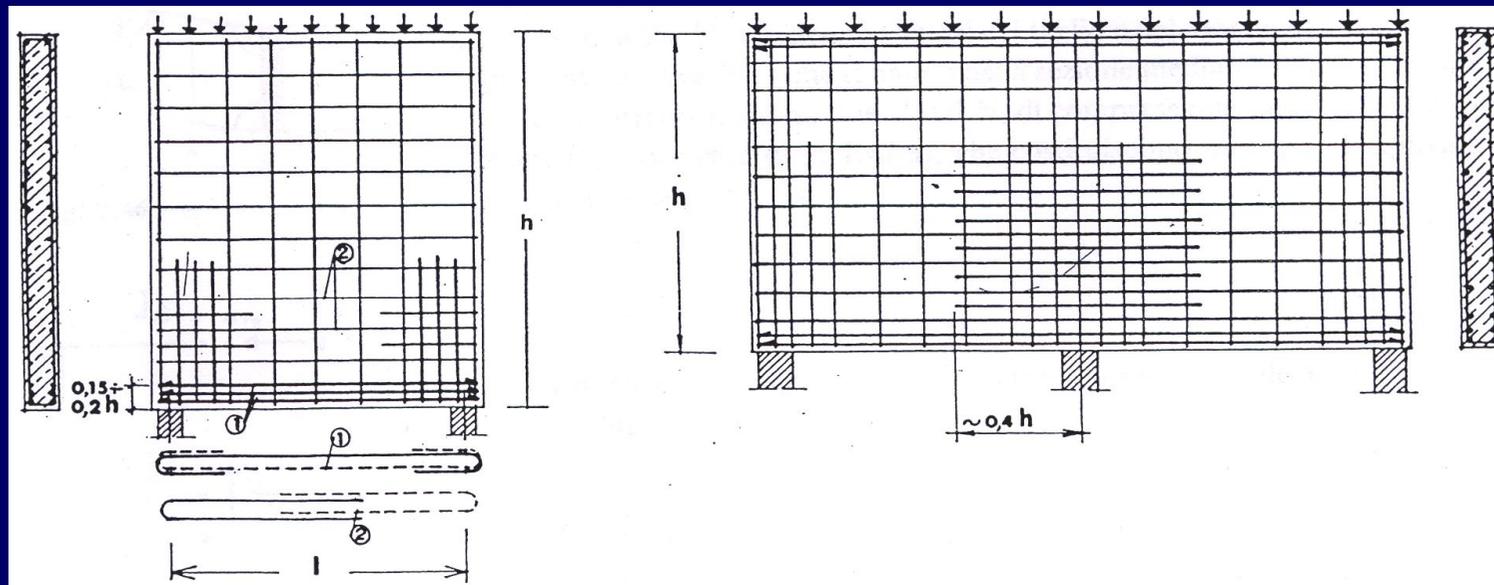
Dall'analisi delle isostatiche in regime non fessurato si può notare che nel caso di carico dall'alto le trazioni sono maggiori e localizzate nella parte inferiore della trave consentendo di affermare che la disposizione ottimale delle armature è per l'appunto quella che prevede barre orizzontali disposte nella parte inferiore della trave (in genere $0.2 h$).

Nel caso di trave alta appoggiata e soggetta a carico concentrato in mezzaria e con armature poste nella zona inferiore (vedi Fig. 2.4) il modello da applicare è quello tirante-puntone in cui il tirante è costituito dall'armatura principale, mentre i puntone sono costituiti dalle bielle di conglomerato compresso che si formano tra le lesioni inclinate nel corpo della trave. Nell'ottica di una calcolo con modellazione strut and tie appare evidente che le condizioni di crisi possono innescarsi per raggiungimento della tensione di snervamento dell'acciaio dell'armatura principale, per raggiungimento della resistenza a compressione del calcestruzzo nelle diagonali compresse in regime biassiale o per cedimento dell'ancoraggio dell'armatura del corrente inferiore e quindi la previsione del carico ultimo consisterà nella determinazione del più piccolo dei carichi relativi ai tre meccanismi. Il progetto ottimale sarà ovviamente quello che assegna al meccanismo più fragile la resistenza maggiore.



2.1. LE TRAVI ALTE

Nelle travi alte particolare cura deve essere riposta nella disposizione delle armature come mostrato ad esempio in Figura relativamente al caso di una trave ad una o a due campate appoggiata e con carico uniforme. Da tale disegno si evince chiaramente che oltre alle armature principali (ferri retti e monconi disposti inferiormente) opportunamente ancorate devono essere disposte armature secondarie costituite da ferri orizzontali e verticali diffusi che, posizionati su entrambe le facce, migliorano il comportamento delle regioni compresse ed aumentano le doti di duttilità delle membrature. In alternativa alle armature secondarie, come mostrato in recenti studi, anche la presenza di calcestruzzi fibrosi consente di aumentare la duttilità e la resistenza delle regioni compresse in regime biassiale, consentendo di semplificare notevolmente il processo costruttivo delle travi alte.



2.2 . PRINCIPALI RIFERIMENTI NORMATIVI

NORME ITALIANE

Nelle travi alte particolare cura deve essere riposta nella disposizione delle armature come Nella *Norme tecniche per le costruzioni* (Allegato al voto n. 35/2005 dell'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici del 30 Marzo 2005), al punto 5.1.2.1.8 'calcolo delle resistenze per elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi si forniscono le seguenti indicazioni:

Per gli elementi per cui non valgono i modelli cinematici semplici, le verifiche di sicurezza possono essere condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni;

Le verifiche di sicurezza dovranno necessariamente essere condotte nei riguardi della:

resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature (R_s)

resistenza dei puntoni di conglomerato cementizio compresso (R_c)

ancoraggio delle armature (R_b).

Deve inoltre risultare la gerarchia delle resistenze $R_b > R_c > R_s$.

Per la valutazione della resistenza dei puntoni di conglomerato, si terrà conto della presenza di stati di sforzo pluriassiali. Si dovrà altresì considerare la disposizione di opportuna armatura secondaria al fine di consentire lo sviluppo del meccanismo tiranti-puntoni considerato. Particolare cautela dovrà essere usata nel caso di schemi iperstatici, che presentano meccanismi resistenti in parallelo.

2.2 . PRINCIPALI RIFERIMENTI NORMATIVI

Secondo Al punto 5.1.6.2 'strutture bidimensionali piane e curve' viene prescritto che nel caso di strutture bidimensionali piane, con sforzo prevalente agente nel piano medio dello spessore (lastre, setti, travi parete), le reti di armatura disposte su entrambe le facce devono essere tra loro collegate con ganci e devono rispondere ai seguenti requisiti:

- diametro minimo delle barre disposto nella direzione degli sforzi prevalenti = 10 mm;
- diametro minimo delle barre trasversali = 6 mm;
- elementi di collegamento tra le due reti: almeno 6 per ogni m² di parete;
- la percentuale minima di armatura nelle due direzioni per ogni strato di rete deve essere pari allo 0.15%.

Particolare attenzione deve essere posta nella disposizione delle armature nelle zone di introduzione di forze, in corrispondenza degli appoggi ovvero in corrispondenza di aperture.

2.2 . PRINCIPALI RIFERIMENTI NORMATIVI

NORME EUROPEE

Nell' Eurocodice 2 - *Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici* ENV 1992-1-1 al punto 2.5.3.7.3. viene prescritto che:

le travi parete soggette a carico concentrato possono essere progettate utilizzando un semplice modello puntone-tirante;

in alcuni casi, per esempio con rapporti altezza/luce relativamente ridotti, carichi distribuiti, più di un carico concentrato ecc., possono essere utilizzati modelli che combinano il comportamento puntone-tirante con il comportamento a traliccio;

le travi parete continue sono sensibili ai cedimenti differenziali. Deve di regola essere considerato un insieme di reazioni di appoggio corrispondenti a possibili cedimenti.

Sempre nell' Eurocodice 2 - *Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici* ENV 1992-1-1 al punto 5.4.5. viene prescritto che:

le armature corrispondenti ai tiranti considerati nel modello di calcolo devono, di regola, essere totalmente ancorate al di là dei nodi rialzando le barre, utilizzando piegature ad U o dispositivi di ancoraggio se non è disponibile la lunghezza $l_{b,net}$ tra il nodo e l'estremità della trave.

per le travi parete si deve prevedere, di regola, un'armatura distribuita su entrambe le facce. L'effetto di ciascuna di tali armature deve essere equivalente a quello di una rete a maglie ortogonali con un rapporto di armatura almeno pari a $| 0.15\% |$ in entrambe le direzioni..

2.2 . PRINCIPALI RIFERIMENTI NORMATIVI

NORME AMERICANE

Nella normativa americana ACI Committe 318, "*Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02)*" le travi alte vengono definite come strutture caricate su una faccia e appoggiate su un'altra faccia in modo che i puntoni possono formarsi tra i carichi e gli appoggi. Le travi parete inoltre si caratterizzano tramite i rapporti geometrici:

dove s è la distanza fra gli appoggi, s_2 è la luce di taglio e d è l'altezza della trave.

In presenza di armature la resistenza al taglio si calcola aggiungendo al contributo del conglomerato quello delle armature orizzontali e verticali diffuse supposte snervate. La normativa, inoltre, illustra una procedura basata su un modello strut and tie, descritto in Appendice A della stessa, per calcolare la capacità a taglio di travi parete.

Inoltre le percentuali minime di armature verticali A_v ed orizzontali A_{vh} risultano:

$$A_v \geq 0.0015 \cdot b_w \cdot s \quad s \leq \begin{cases} \frac{d}{5} \\ 18 \cdot \text{in} \end{cases} \quad s_2 \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 18 \cdot \text{in} \end{cases}$$

La forza di taglio nominale V_n è calcolata come la più piccola forza di taglio che porta a rottura la trave per la crisi di uno degli elementi del meccanismo strut and tie (vedi Fig.2.7).

2.2 . PRINCIPALI RIFERIMENTI NORMATIVI

NORME AMERICANE

La forza di taglio nominale è calcolata come la più piccola forza di taglio che porta a rottura la trave per la crisi di uno degli elementi del meccanismo strut and tie (vedi figura).

