



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1317

ANNO: 2014

A P P U N T I

STUDENTE: Raviglione

MATERIA: Cemento Armato, Prof. Taliano

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**

CEMENTO ARMATO

Prof. Taliano

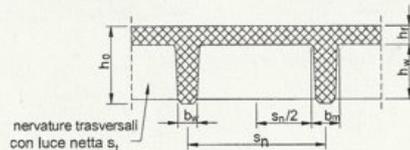
<p>2. Requisiti essenziali delle strutture</p> <ul style="list-style-type: none">➤ Funzionalità➤ Resistenza meccanica e stabilità➤ Duttilità➤ Robustezza nei confronti delle azioni eccezionali➤ Durabilità <p>Definizioni</p> <p>STATO LIMITE = situazione al di là delle quali non sono rispettate le esigenze fondamentali di salvaguardia delle vite umane e dei beni contenuti nella struttura, e di durabilità dell'opera.</p> <p>STATO LIMITE ULTIMO (ULTIMATE LIMIT STATE) = quelli associati al collasso, perdite di equilibrio o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone e comportare la perdita di beni.</p>
 <p>M. Taliano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino</p>

<p>STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SERVICEABILITY LIMIT STATE) = quelli associati a situazioni in cui viene meno la funzionalità della struttura per le condizioni di esercizio:</p> <ul style="list-style-type: none">a) tensioni eccessive che possono determinare deformazioni eccessive e microfessurazione;b) fessurazione del calcestruzzo che può influire negativamente sull'aspetto, sulla durabilità o sull'impermeabilità all'acqua;c) inflessioni eccessive che pregiudicano l'aspetto o modificano la possibilità d'uso della struttura e degli impianti o danneggiano le finiture o gli elementi non strutturali;d) vibrazioni che causano disturbo agli occupanti, danno all'edificio o ai beni in esso contenuti o ne limitano l'idoneità all'uso). <p>ROBUSTEZZA = capacità della struttura di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti, quali incendio, esplosioni, urti.</p> <p>DURABILITA' = capacità della struttura di assolvere nel tempo alle funzioni per le quali è stata progettata e costruita senza eccessivi costi aggiuntivi di manutenzione straordinaria.</p> <p>SITUAZIONI DI PROGETTO:</p> <ul style="list-style-type: none">- situazioni persistenti corrispondenti a condizioni normali d'uso della struttura;- situazioni transitorie, per esempio durante la costruzione o il ripristino;- situazioni accidentali (incendio, esplosioni, urti, uragani)- situazione sismica.
 <p>M. Taliano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino</p>

3. Classificazione degli elementi strutturali

Per gli edifici, convenzionalmente, si intende

- **trave**: elemento lineare la cui lunghezza è almeno pari a 3 volte l'altezza. In caso contrario l'elemento deve essere considerato trave-parete;
- **pilastro**: elemento la cui sezione (rettangolare) ha rapporto dei lati non superiore a 4 e la cui altezza è almeno 3 volte il lato maggiore. Altrimenti l'elemento deve essere considerato un **muro in c.a.**;
- **soletta piena**: elemento a portanza bi-direzionale la cui minor dimensione è almeno pari a 5 volte lo spessore;
- **soletta con nervature**: elemento generalmente a portanza mono-direzionale. Ai fini dell'analisi, possono considerarsi come solette piene quando sono rispettate le indicazioni riportate in figura:



$$s_n \leq 1500 \text{ mm}$$

$$h_f \geq s_n/10 \text{ o } 50 \text{ mm}$$

$$h_w \leq 4 \cdot b_w$$

$$s_t \leq 10 \cdot h_0$$



M. Talliano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

3. Classificazione degli elementi strutturali

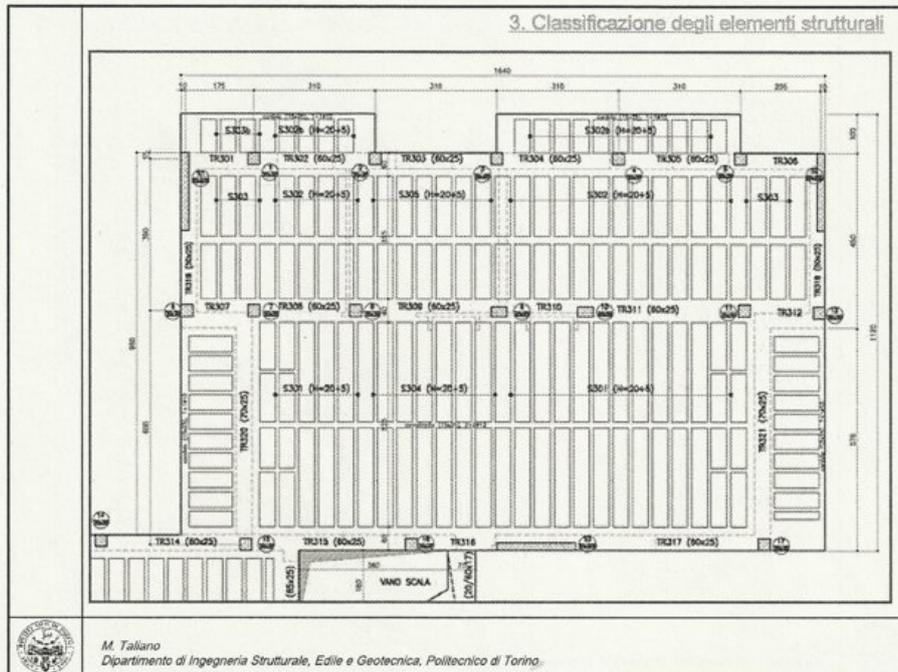
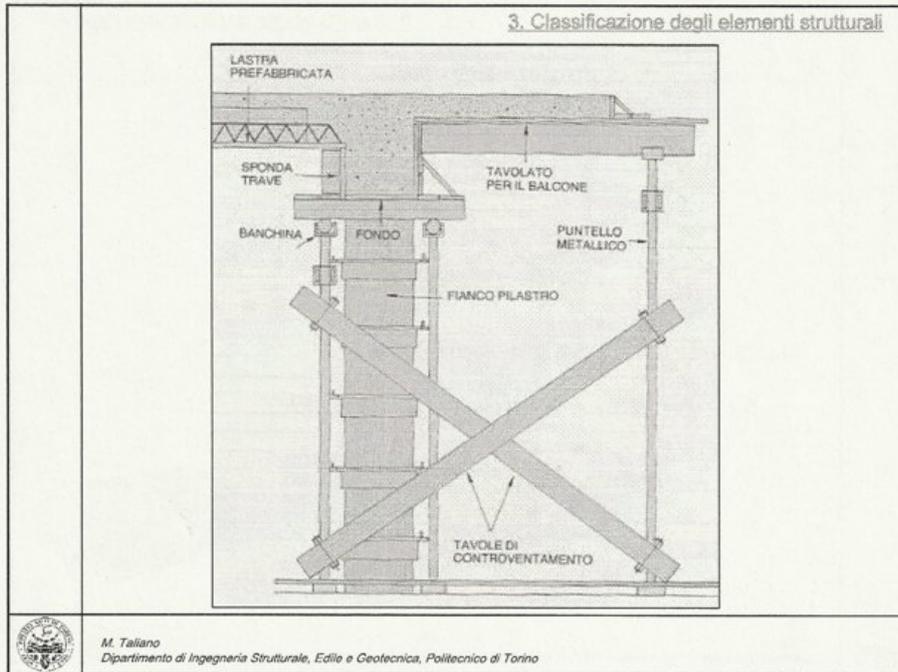
Tipologie di solaio

- solai in getto pieno di calcestruzzo armato
- solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi di laterizio
- solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio
- solai realizzati dall'associazione di elementi in c.a. e c.a.p. prefabbricati con unioni e/o getti di completamento

Prescrizioni complementari relative a progetto ed esecuzione dei solai sono riportate nel capitolo 4.1.9 del D.M. 14/01/2008.



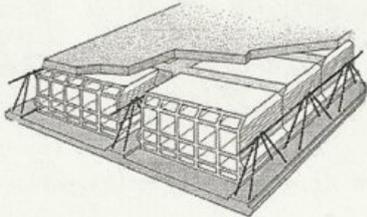
M. Talliano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino



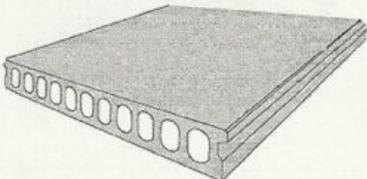
3. Classificazione degli elementi strutturali

d) solai realizzati dall'associazione di elementi in c.a. o c.a.p. prefabbricati:

d.1) solaio a lastre tralicciate precomprese (pre-tese) prefabbricate (predalles)



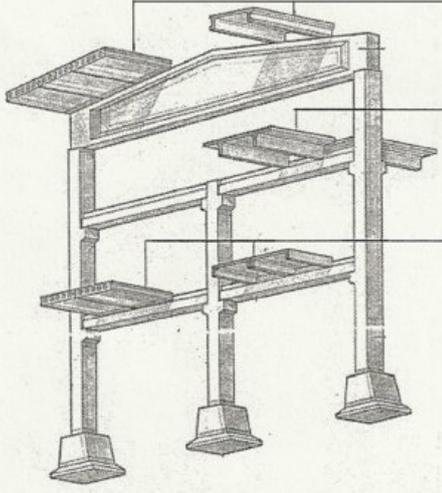
d.2) solaio a pannelli alveolari precompressi (pre-tesi) prefabbricati



 M. Talliano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

3. Classificazione degli elementi strutturali

Tipologie di solai in edifici industriali/commerciali:



Elementi di copertura (pannelli alveolari e tegoli a omega precompressi)

Impalcato con tegoli a pi-greco precompressi

Impalcato con pannelli alveolari e tegoli precompressi)

 M. Talliano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

4. Durabilità delle strutture di c.a. e c.a.p.

Class designa- tion	Description of the environment	Informative examples where exposure classes may occur
3 Corrosion induced by chlorides other than from sea water		
Where concrete containing reinforcement or other embedded metal is subject to contact with water containing chlorides, including de-icing salts, from sources other than from sea water, the exposure shall be classified as follows: NOTE: Concerning moisture conditions see also section 2 of this table.		
XD1	Moderate humidity	Concrete surfaces exposed to airborne chlorides
XD2	Wet, rarely dry	Swimming pools Concrete exposed to industrial waters containing chlorides
XD3	Cyclic wet and dry	Parts of bridges exposed to spray containing chlorides Pavements Car park slabs
4 Corrosion induced by chlorides from sea water		
Where concrete containing reinforcement or other embedded metal is subject to contact with chlorides from sea water or air carrying salt originating from sea water, the exposure shall be classified as follows:		
XS1	Exposed to airborne salt but not in direct contact with sea water	Structures near to or on the coast
XS2	Permanently submerged	Parts of marine structures
XS3	Tidal, splash and spray zones	Parts of marine structures

 M. Tallano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

4. Durabilità delle strutture di c.a. e c.a.p.

Class designa- tion	Description of the environment	Informative examples where exposure classes may occur
5 Freezethaw attack with or without de-icing agents		
Where concrete is exposed to significant attack by freezethaw cycles whilst wet, the exposure shall be classified as follows:		
XF1	Moderate water saturation, without de-icing agent	Vertical concrete surfaces exposed to rain and freezing
XF2	Moderate water saturation, with de-icing agent	Vertical concrete surfaces of road structures exposed to freezing and airborne de-icing agents
XF3	High water saturation, without de-icing agent	Horizontal concrete surfaces exposed to rain and freezing
XF4	High water saturation, with de-icing agent or sea water	Road and bridge decks exposed to de-icing agents Concrete surfaces exposed to direct spray containing de-icing agents and freezing Splash zones of marine structures exposed to freezing
6 Chemical attack		
Where concrete is exposed to chemical attack from natural soils and ground water as given in table 2, the exposure shall be classified as given below. The classification of sea water depends on the geographical location, therefore the classification valid in the place of use of the concrete applies. NOTE: A special study may be needed to establish the relevant exposure condition where there is: - limits outside of table 2; - other aggressive chemicals; - chemically polluted ground or water; - high water velocity in combination with the chemicals in table 2.		
XA1	Slightly aggressive chemical environment according to table 2	
XA2	Moderately aggressive chemical environment according to table 2	
XA3	Highly aggressive chemical environment according to table 2	

 M. Tallano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

4. Durabilità delle strutture di c.a. e c.a.p.

Funzioni del copriferro.

Copriferro minimo:

(2)P The greater value for c_{min} satisfying the requirements for both bond and environmental conditions shall be used.

aderenza
↑

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} \quad (4.2)$$

where:

- $c_{min,b}$ minimum cover due to bond requirement, see 4.4.1.2 (3)
- $c_{min,dur}$ minimum cover due to environmental conditions, see 4.4.1.2 (5)
- $\Delta c_{dur,y}$ additive safety element, see 4.4.1.2 (6)
- $\Delta c_{dur,st}$ reduction of minimum cover for use of stainless steel, see 4.4.1.2 (7)
- $\Delta c_{dur,add}$ reduction of minimum cover for use of additional protection, see 4.4.1.2 (8)

Per assicurare un'adeguata aderenza tra acciaio e calcestruzzo:

$$c_{min,b} \geq \varnothing_L \text{ oppure } \varnothing_{\text{equ, gruppo}}$$

Table 4.2: Minimum cover, $c_{min,b}$, requirements with regard to bond

Bond Requirement		Minimum cover $c_{min,b}$ *
Arrangement of bars	Separated	Diameter of bar
	Bonded	Equivalent diameter (see 6.9.1)

* If the nominal maximum aggregate size is greater than 32 mm, $c_{min,b}$ should be increased by 5 mm.

 M. Tallano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

4. Durabilità delle strutture di c.a. e c.a.p.

$c_{min,dur}$ (valori raccomandati dall'EC2):

Table 4.4N: Values of minimum cover, $c_{min,dur}$, requirements with regard to durability for reinforcement steel

Structural Class	Environmental Requirement for $c_{min,dur}$ (mm)						
	Exposure Class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Table 4.5N: Values of minimum cover, $c_{min,dur}$, requirements with regard to durability for prestressing steel

Structural Class	Environmental Requirement for $c_{min,dur}$ (mm)						
	Exposure Class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

(6) The concrete cover should be increased by the additive safety element $\Delta c_{dur,y}$.

Note: The value of $\Delta c_{dur,y}$ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 0 mm.

 M. Tallano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

QUADRO NORMATIVO

→ testo unico DPR 380/2001

raccolge le leggi emanate nel tempo in materia di edilizia
 con forza di legge → importanza maggiore rispetto ai decreti.

legge 1086/71 legge quadro per le strutture, norma di tipo
 amministrativo, contiene l'iter-procedurale da seguire
 (lo procedura che deve essere fatta).

legge 54/74 legge quadro per le strutture in zona sismica.

Entrambe però non entrano mai nel merito delle regole di
 progettazione.

Con la ricerca scientifica si emanano dei decreti ministeriali per
 la modifica delle leggi, ma quelle non vengono mai toccate.

→ Eurocodici EN 1990 : 2-1.1 regole per str in CA
 1.2 regole per l'incendio
 8 regole per l'antisismico

EN 206-1 norme di prodotto, proprietà dei materiali
 sono norme armonizzate.

Per i tecnici : - marchio CE
 - attestato di qualificazione

Benestare tecnico : fatto per i tecnici per i quali non sono vigenti
 norme di riferimento ; corpi di applicazione : progettazione e
 in opera.

REQUISITI DELLE STRUTTURE

- funzionalità : SCE

- definizioni sulle slide

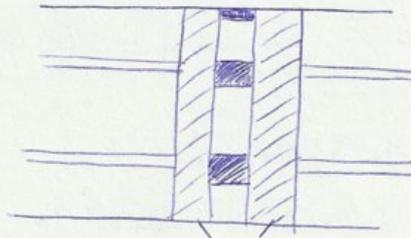
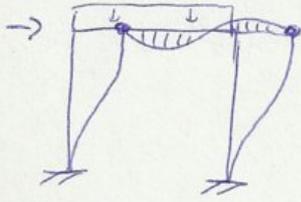
- resistenza meccanica e stabilità : SCU
 collassi sezionali scollimento rigido
 strappo strutture longitudinali

- duttilità : collasso deve essere di questo tipo e poi fragile, ovvero
 vede a ridosso la capacità portante (in campo un collasso fragile
 a un carico maggiore).

Principi : regole generali per la progettazione [inderogabili]
 sono rappresentati da un numero seguito da P (principio)
 nell'eurocodice.

Gli effetti del II ordine dell'analisi globale: si considerano solo quelli dei nodi.

Casi semplici in cui è fondamentale tenere in considerazione spostamenti puntuali



travi parete

- Traversi: carichi uniformemente distribuiti perché il solaio abbia una sufficiente capacità di ripartizione trasversale dei carichi. Capacità bi-direzionale. Rete elettrosaldata maglia quadrata: fogli sovrapposti $2,5 \times 2,0$ m acciaio B450C; l'acciaio di classe A non può essere utilizzato fatta eccezione per le staffe.

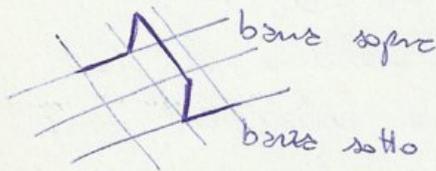
- Nervature trasversali: condanno soprattutto quello che collega le varie nervature, maggior rigidità, capacità del solaio di ripartire trasversalmente i carichi.

$S_t \sqrt{e_0 h_0}$

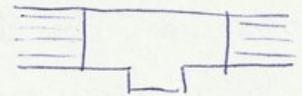
$S_t =$ passo fra le nervature (travi principali)
 $h_0 =$ altezza solaio

- Tipologie di solaio:

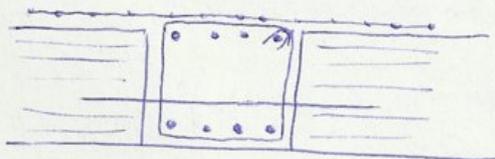
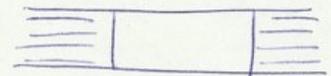
- piastra appoggiata a pilastro: solaio a fuso
- solaio con nervature: presenza di travi ribassate con getto continuo, l'esistenza verso in presenza di picco di momento negativo.



trave ribassata



trave a spessore di solaio



getto da
 rete elettrosaldato
 armatura travi superiori
 armatura nervature
 armatura travi inferiori
 staffe

- fronte di carbonatazione = superficie che avanza nel tempo e un avanzamento lineare nel tempo (es 0,1 mm/anno)
- zona carbonatata, il pH diminuisce (6 ÷ 7 neutro) viene a rompersi il film passivante sull'acciaio e possono avvenire reazioni corrosive.
- XC1: se l'ambiente secco la carbonatazione avviene più lentamente, viceversa più velocemente se l'ambiente è umido (pori pieni di H₂O) → ds invernali in H₂O
 → ds interni edifici con umidità relativa bassa (50-55%) si considerate quando si ha il condizionamento dei locali.
- XC2 ambiente considerato umido, fasi cicli bagnato/umido
- XC3 moderata umidità 60-65%, ds non ripresi dallo pioggia
- XC4 più pericolosa, cicli secco/bagnato

Il progettista deve scegliere una di queste classi.

Carbonatazione: situazione diffusa su tutta la superficie (avanza verso l'interno).

- Corrosione da cloruri (puntuata) → pitting corrosion

cloruri $\left\{ \begin{array}{l} \text{indotti dall' H}_2\text{O di mare XS} \\ \text{dalle piscine} \\ \text{da sali antigelo} \end{array} \right\} \text{XD}$

La corrosione di un ds permanentemente immerso in H₂O di mare è meno pericolosa di quella ciclica bagnato/asciutto dovuto all' H₂O del mare perché la CO₂ in certi tratti può entrare e provocare corrosione

- aggrezione legata a cicli di gelo/sgelo (piste scarpate) XF
- stacco clinico, serbatoio di liquidi che producono aggrezione clinica, es fogusture XA

Il progettista deve dare indicazioni della classe ambientale di aggrezione della struttura. All'interno della struttura ci possono essere diverse classi di esposizione ambientale (es balconi/fessure).

EN 206 riguarda la messa in opera del cls

EN 13670 riguarda l'esecuzione delle str in cls

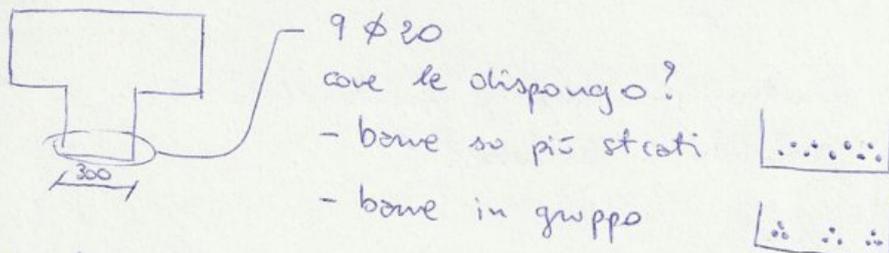
↳ in funzione dell'altezza dell'elemento → valori di tolleranza dimensionale

Il copriferma consente inoltre la perfetta aderenza fra acciaio/cls per la trasmissione delle tensioni. Si considera una sezione omogeneizzata (materiali che lavorano parallelamente → compressive + trazione).

Nascita di tensioni tangenziali che consentono agli spari di trazione di passare dalla base al cls.

↳ non da il valore minimo per avere aderenza (bond in inglese)

C_{min} = diametro delle barre oppure diametro equivalente delle barre disposte in gruppo, cioè:



Diametro delle barre equivalenti è quello che presenta la stessa area delle 3 barre disposte in gruppo $3 \cdot (A = 15) \rightarrow A_{eq} = 45$

Il copriferma ha inoltre il compito di proteggere l'armatura dall'incendio. L'armatura al di sopra dei $400^\circ C$ presenta un declassamento drastico delle resistenze.

$$C_{min} = \max(C_{min\text{ aderenza}}, C_{min\text{ durabilità}})$$

quello relativo alla durabilità è ridotto attraverso l'incendio e può essere ulteriormente incrementato se viene usata acciaio inox o rivestite.

Vengono riportate tabelle sia per CA che CAP.

La classe di riferimento dell'edificio è l'S4 → Non è lo slump del cls.

Questa classe può essere incrementata o diminuita a seconda delle particolarità dell'edificio → con l'S4 ha una vita utile di 50 anni.

Per una vita utile pari a 100 anni occorre incrementare la classe a seconda dell'azione aggressiva e vedere il valore del copriferma modificato.

Teoria e Progetto delle Costruzioni in Cemento Armato e Precompresso

5. Comportamento degli elementi strutturali di calcestruzzo armato allo S.L.E. (LIMITAZIONE DELLE TENSIONI)

Maurizio Taliano

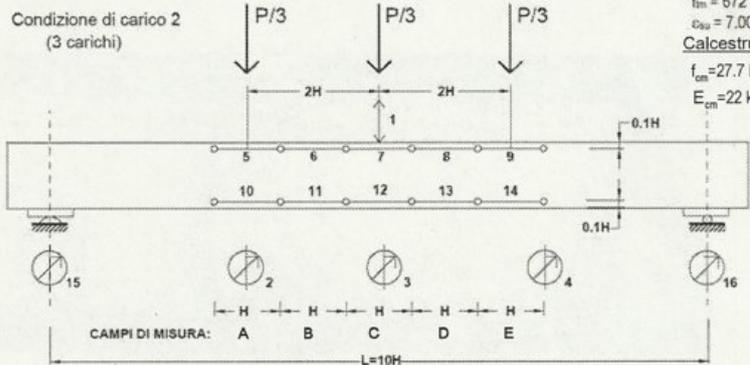
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica
Politecnico di Torino




Premessa: comportamento di una trave in c.a. (analisi sperimentale)

Programma sperimentale

Condizione di carico 2 (3 carichi)



$L=10H$

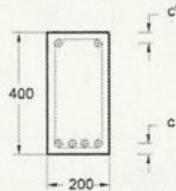
CAMPI DI MISURA: A B C D E

$A_s/(B \cdot H)$ $[A'_s/(B \cdot H) = 0.20\%]$

Tipo di trave	B [mm]	H [mm]	L [mm]	Armatura Tesa	Armatura compressa	Perc. [%]	c [mm]	c' [mm]	Static
T4				2∅12	2∅10	0.28	35	45	∅6/20
T5	200	400	4000	4∅12	2∅10	0.56	35	45	∅6/20
T6				8∅12	2∅10	1.13	40	45	∅6/20
T7				12∅12	2∅10	1.70	50	45	∅6/20

Acciaio B500B:
 $f_{ym} = 587 \text{ N/mm}^2$
 $f_{tm} = 672 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_{su} = 7.00 \%$

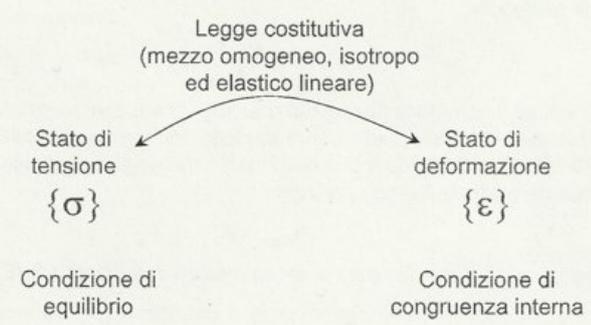
Calcestruzzo:
 $f_{cm} = 27.7 \text{ N/mm}^2$
 $E_{cm} = 22 \text{ kN/mm}^2$



M. Taliano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino



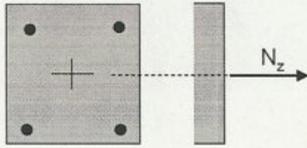
	<p>0. Introduzione</p> <p>In generale, l'analisi delle strutture in c.a. nella fase di esercizio non può prescindere dall'istante di tempo in cui essa viene effettuata. Si indicano con:</p> <p>t_0 l'istante iniziale in cui sono rimosse le casseforme (disarmo) e la struttura è soggetta all'azione del peso proprio;</p> <p>t_1 l'istante in cui sono applicati gli ulteriori carichi della combinazione quasi-permanente o della combinazione di carico rara; per semplificare i calcoli, il tempo t_1 è sovente considerato immediatamente dopo l'istante t_0 ($t_1 = t_0$);</p> <p>t_2 l'istante finale in cui si considerano esauriti gli effetti dei fenomeni differiti (fluage e ritiro del calcestruzzo), in presenza dei carichi della combinazione quasi-permanente;</p> <p>t_3 l'istante di applicazione della combinazione rara delle azioni (questa fase può essere considerata all'istante t_2).</p>
	<p>M. Taliano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino</p>

	<p>1. Analisi delle tensioni nelle fasi iniziali (senza fenomeni reologici dei materiali)</p> <div style="text-align: center;"> <p>Legge costitutiva (mezzo omogeneo, isotropo ed elastico lineare)</p>  </div>
	<p>M. Taliano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino</p>

1. Analisi delle tensioni nelle fasi iniziali

Trazione semplice

Si consideri una sezione rettangolare in c.a. dotata di armatura simmetricamente disposta, soggetta a trazione semplice (N_z) applicata nel baricentro della sezione di solo calcestruzzo.



Si distinguono due situazioni:

a) $N_z \leq N_{cr}$
 b) $N_z > N_{cr}$

essendo N_{cr} il sforzo normale di fessurazione. E' il valore di sforzo normale in condizioni di incipiente fessurazione della sezione ovvero lo sforzo normale che produce in ogni fibra tesa di calcestruzzo una tensione pari alla sua resistenza a trazione:

$$\sigma_{c,max}^+ = f_{ctm}$$

 M. Talliano
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

1. Analisi delle tensioni nelle fasi iniziali

Caso a) $N_z \leq N_{cr}$

Analogamente al caso della compressione semplice si può dimostrare che il comportamento della sezione in c.a., interamente reagente, può essere studiato con le formule della Scienza delle Costruzioni facendo riferimento alle proprietà geometriche della sezione ideale ottenuta omogeneizzando l'acciaio tramite il coefficiente α_e , ossia

$$\sigma_c = \frac{N_z}{A_{c,om}} \leq f_{ctm} \quad \sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{N_z}{A_{c,om}} \quad \epsilon_s = \epsilon_c = \frac{N_z}{E_c \cdot A_{c,om}}$$

Per una sezione tesa in c.a. risulta: $N_{cr} = f_{ct} \cdot A_{c,om}$

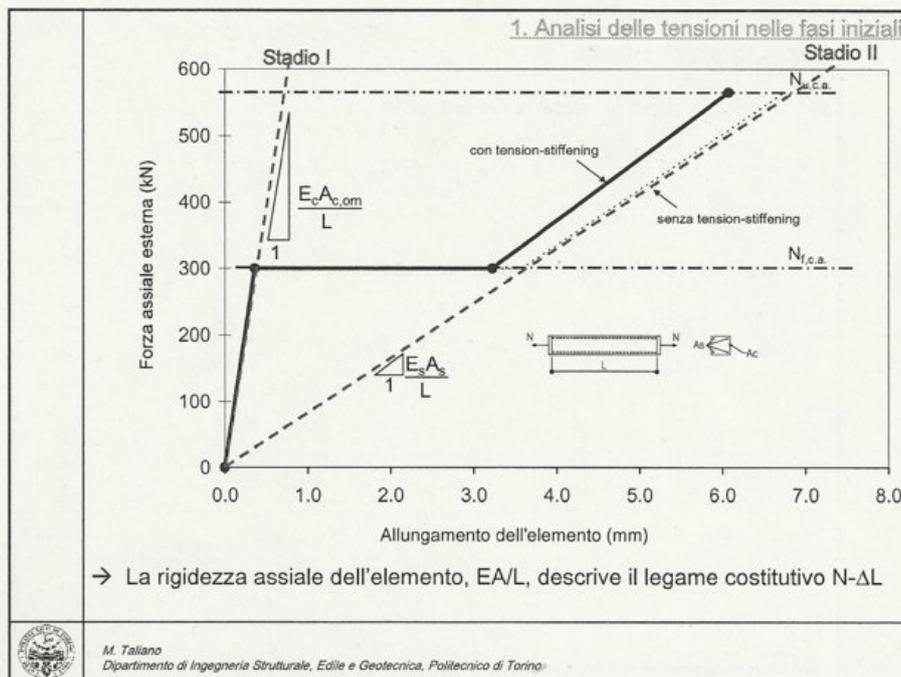
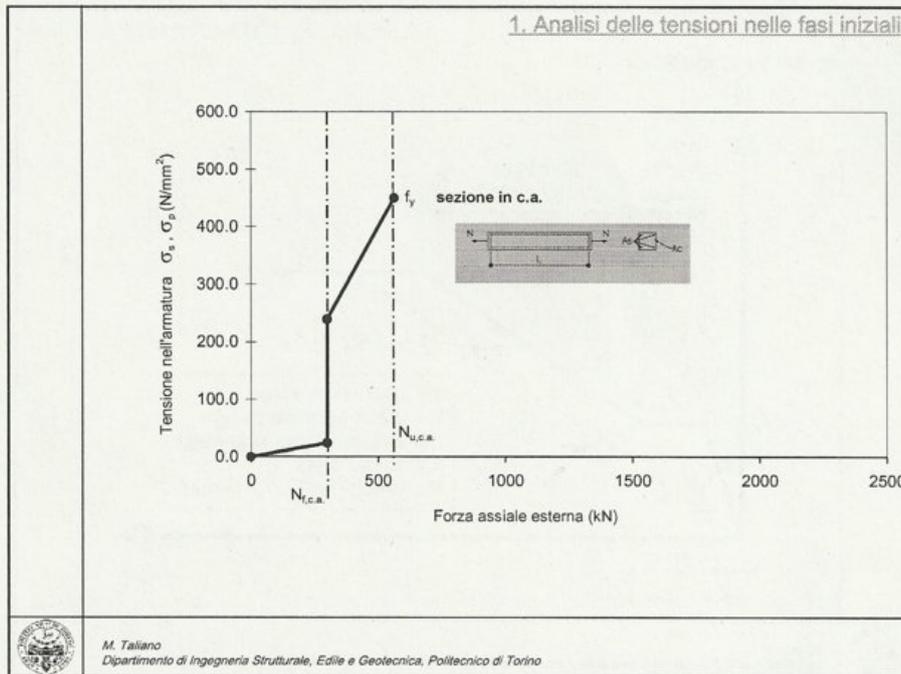
Caso b) $N_z > N_{cr}$

Risulta:

$$\sigma_c = 0 \quad \sigma_s = \frac{N_z}{A_s} \quad \epsilon_s = \frac{N_z}{E_s \cdot A_s}$$

→ Applicazione:
 comportamento teorico di un tirante in c.a.

 M. Talliano
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino



1. Analisi delle tensioni nelle fasi iniziali

Applicazione 2:

Calcolare:

- M_{cr}
- stato di tensione sulla sezione per $M_x = 40 \text{ kNm}$

Dati:

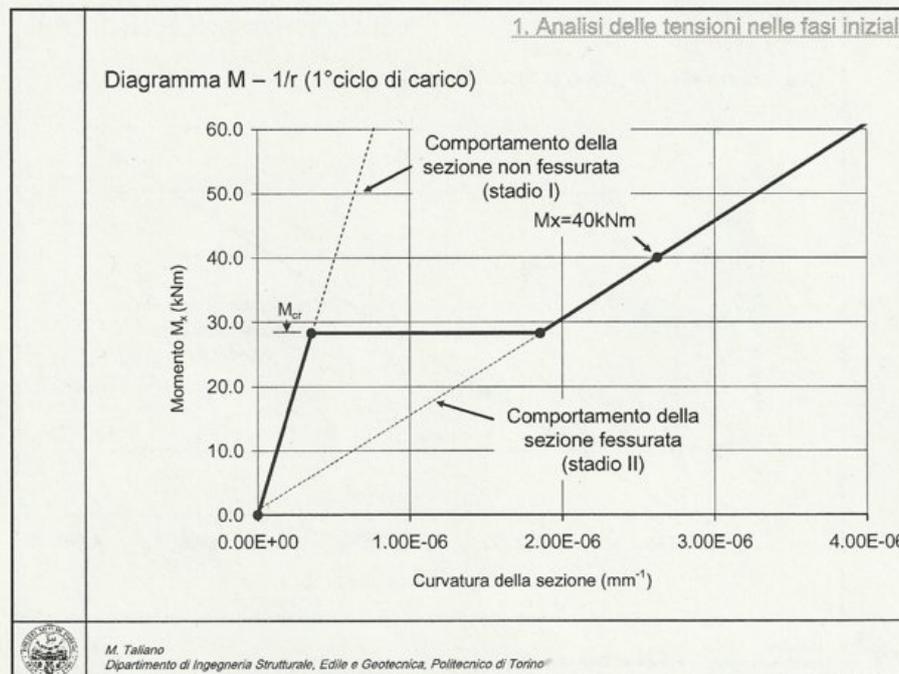
$M_x = 40 \text{ kNm}$

$B=300\text{mm}, \quad H=450\text{mm}, \quad d'=40\text{mm}, \quad A_s=4\varnothing 14, A'_s=2\varnothing 8$

$E_s=200\,000 \text{ N/mm}^2 \quad n=6$

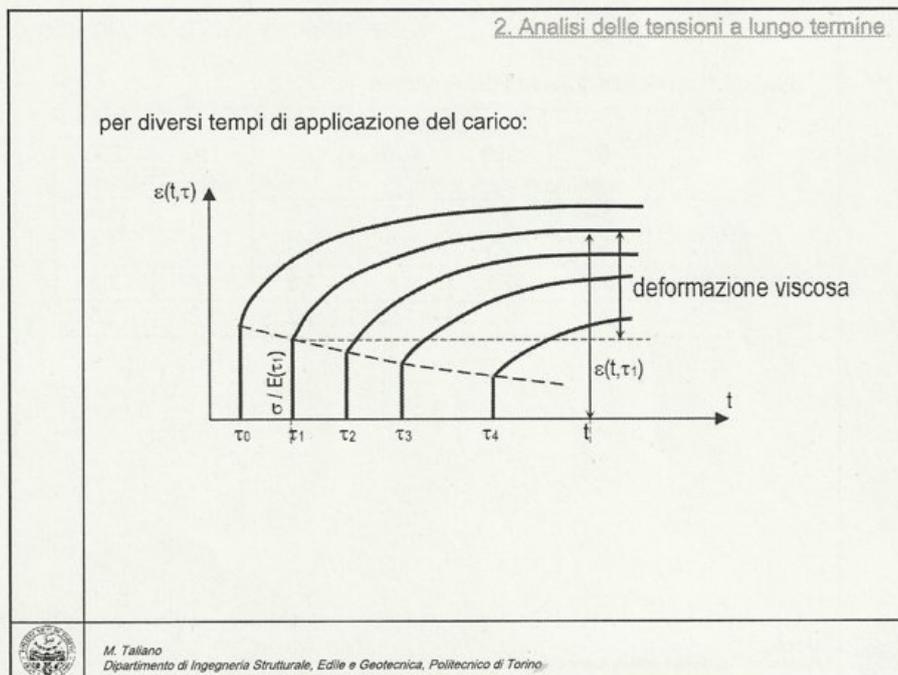
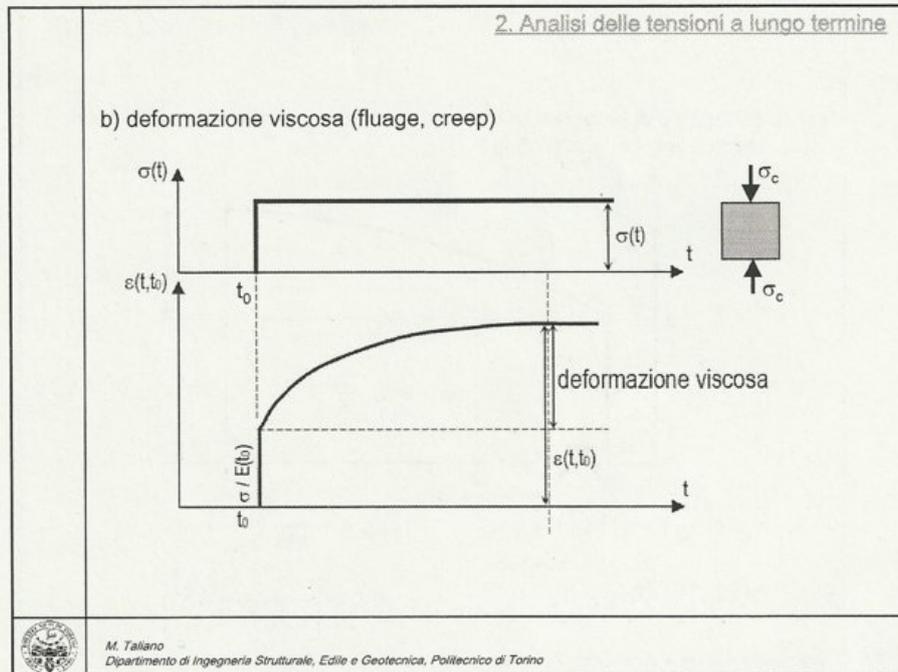


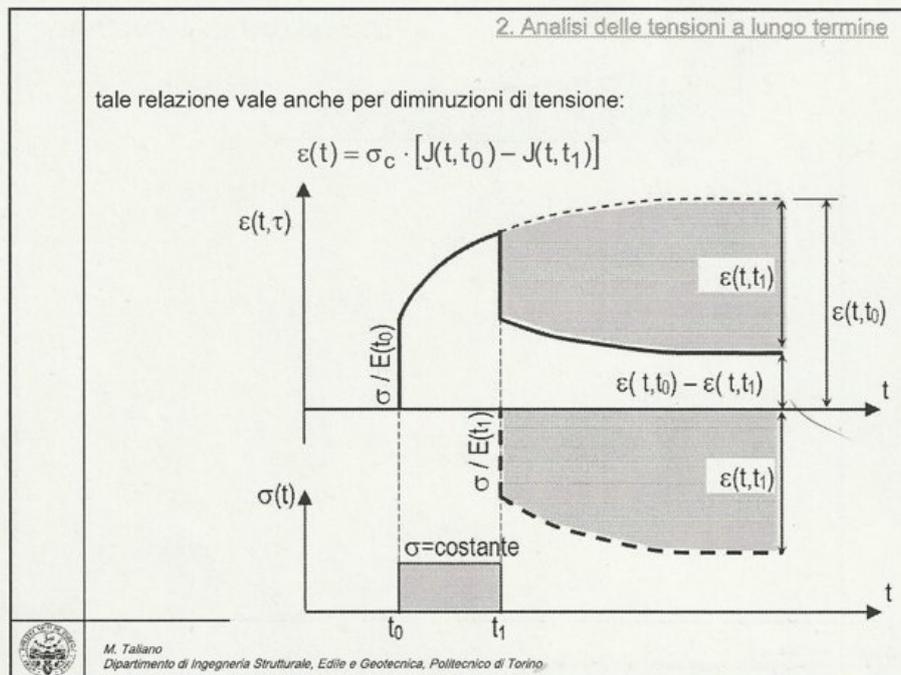
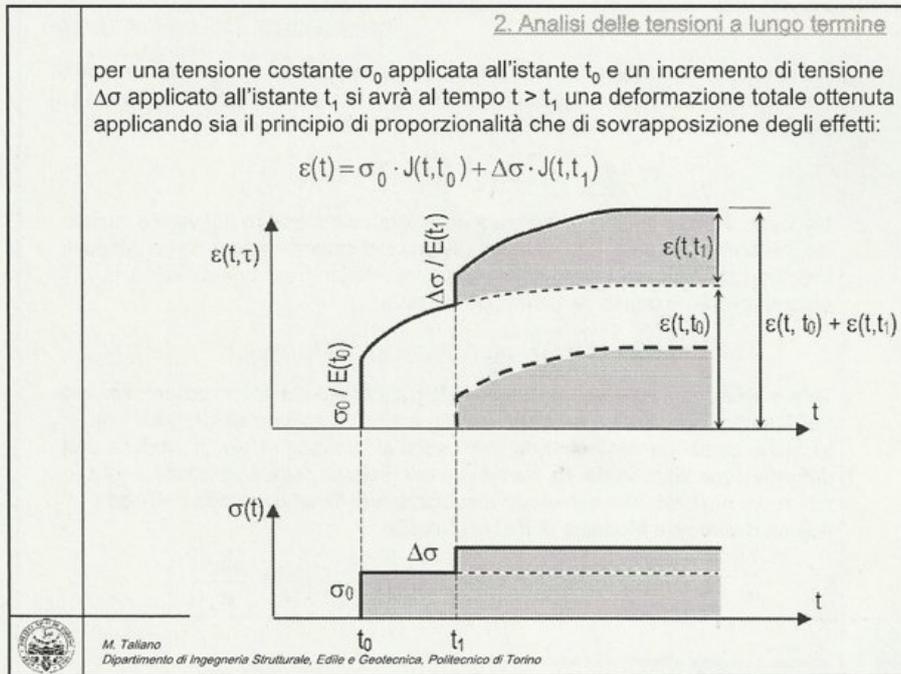
M. Talliano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

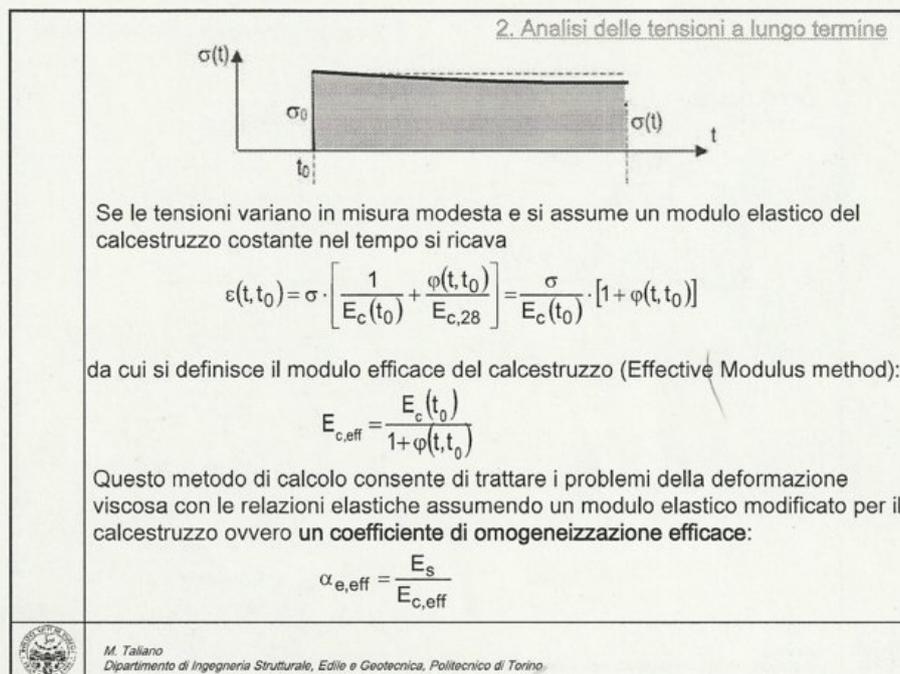
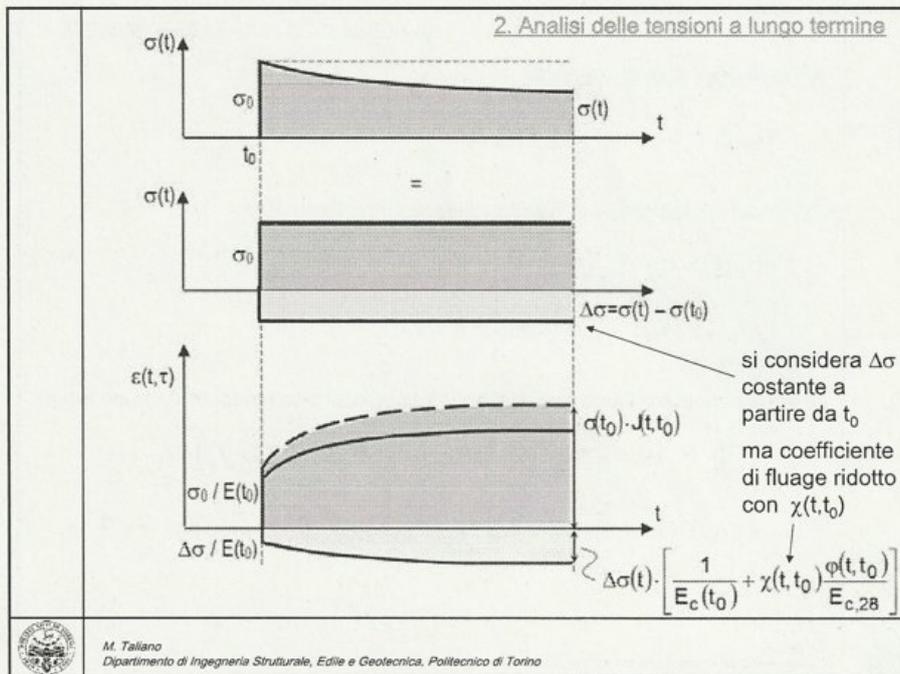


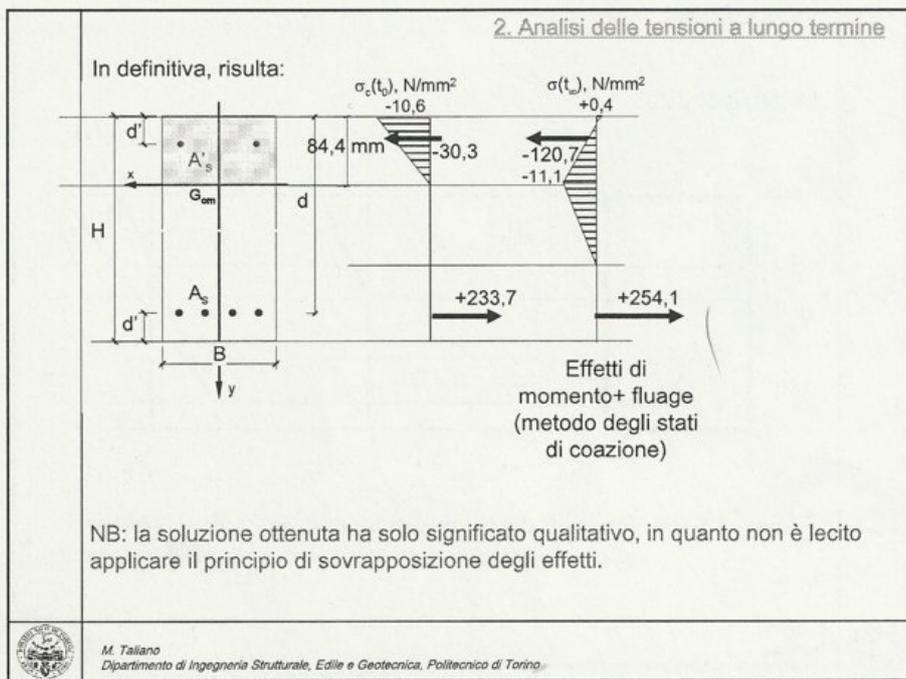
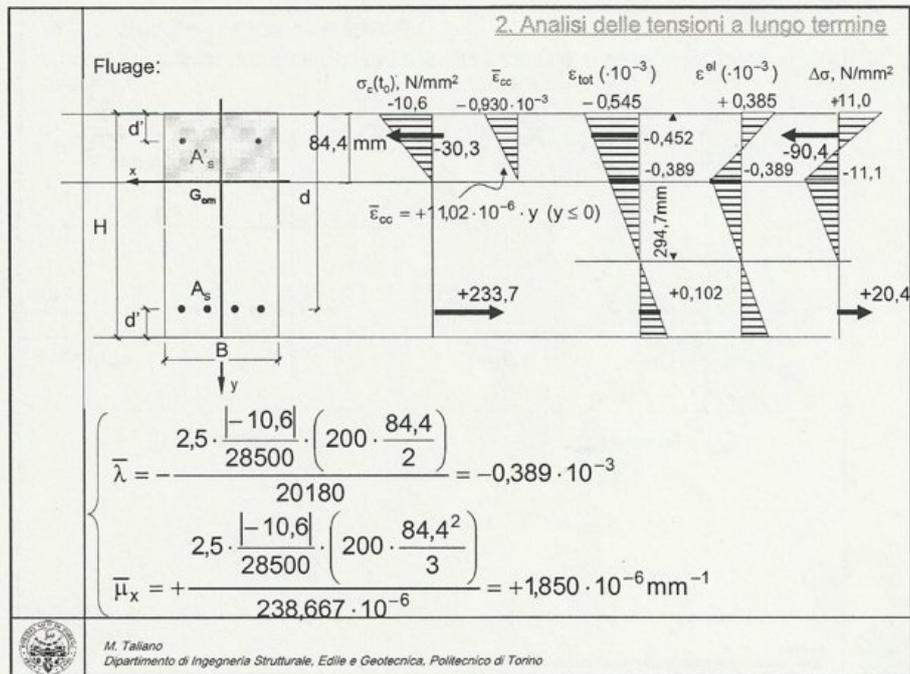
	<p><u>1. Analisi delle tensioni nelle fasi iniziali</u></p>
	<p>Applicazione 3:</p> <p>Calcolare lo stato di tensione sulla sezione a T del solaio tradizionale di calcestruzzo armato e blocchi di laterizio nella combinazione di carico permanente e in quella rara (assumere $\alpha_e = 7$).</p> <p>Dati:</p> <p>Trave semplicemente appoggiata, $L = 4,70$ m</p> <p>Geometria:</p> <p>$B=500$mm, $H=230$mm, $b_w=100$mm, $h_f=50$mm, $d'=26$ mm, $A_s=2\varnothing 12$, $A'_s=0$</p> <p>Azioni:</p> <p>$G_k = 4,50$ kN/m² $Q_k = 2,00$ kN/m²</p>
	<p>M. Talliano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino</p>

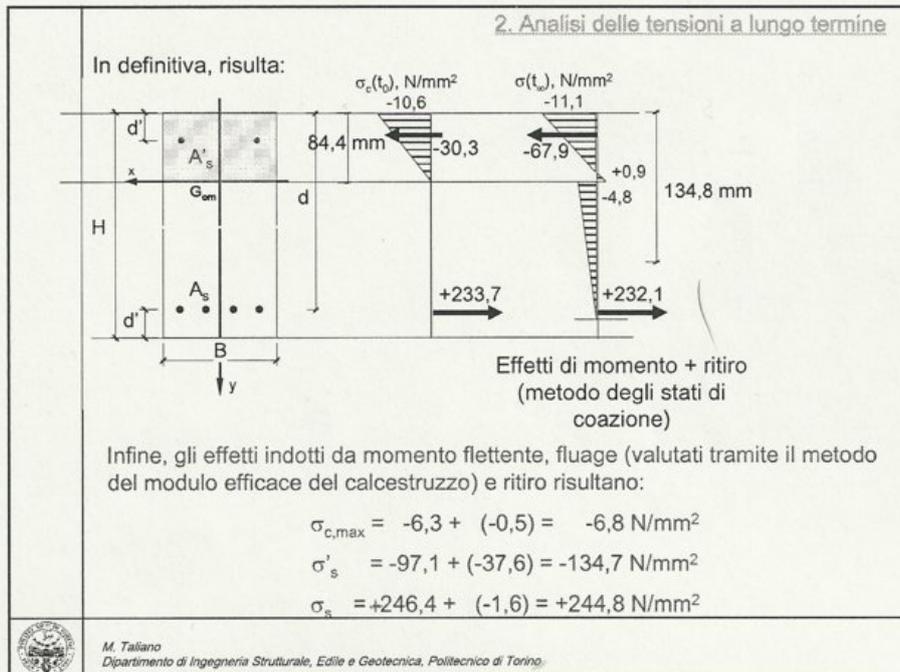
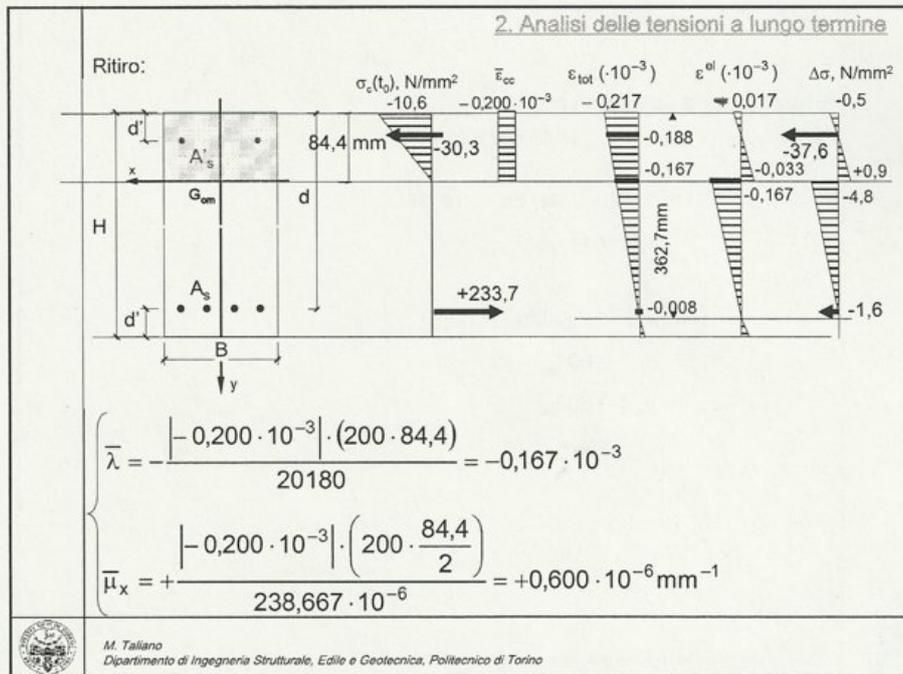
	<p><u>1. Analisi delle tensioni nelle fasi iniziali</u></p>
	<p>Presso-flessione</p> <p>a) Stadio I – sezione interamente reagente</p> $\sigma_c = \frac{N_z}{A_{c,om}} + \frac{M_x}{I_{x,om,I}} \cdot y \leq f_{ctm} \quad \sigma_s = \alpha_e \cdot \left(\frac{N_z}{A_{c,om}} + \frac{M_x}{I_{x,om,I}} \cdot y_s \right) \quad \mu_x = \frac{M_x}{E_c \cdot I_{x,om,I}}$ <p>b) Stadio II – sezione fessurata (parzializzata)</p> $\sigma_{c,max} = \frac{N_z}{S_{x,om,II}} \cdot x_c \quad \sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{N_z}{S_{x,om,II}} \cdot y_s \quad \mu_x = \frac{N_z}{E_c \cdot S_{x,om,II}}$ <p>NB: per la sezione rettangolare ($h_{G,sup} = H/2$) si ottiene la seguente equazione di III grado in x_c</p> $+\frac{b}{6} \cdot x_c^3 + \frac{b}{2} \cdot (e - H/2) \cdot x_c^2 +$ $+ [\alpha_e \cdot A_s \cdot (d + e - H/2) + (\alpha_e - 1) \cdot A'_s \cdot (d' + e - H/2)] \cdot x_c +$ $- [\alpha_e \cdot A_s \cdot d \cdot (d + e - H/2) + (\alpha_e - 1) \cdot A'_s \cdot d' \cdot (d' + e - H/2)] = 0$
	<p>M. Talliano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino</p>











COMPORTAMENTO in ESERCIZIO DELLE STRUTTURE

prova sperimentale

① trasduttori di misura: sensori di misura → hanno il compito di valutare gli spostamenti dei materiali rispetto a un piano indefinito

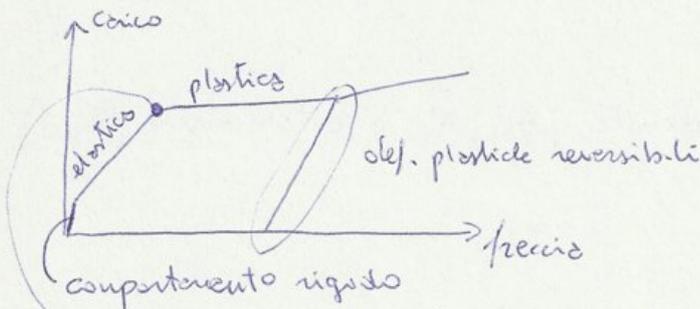
vengono fatte diverse prove sperimentali su diverse travi per il pre-dimensionamento: rapporto C/H

Trave soggetta al peso proprio e alle forze.

Diagramma carico-fleccia:

trave non armata presenta resistenza meccanica piccola

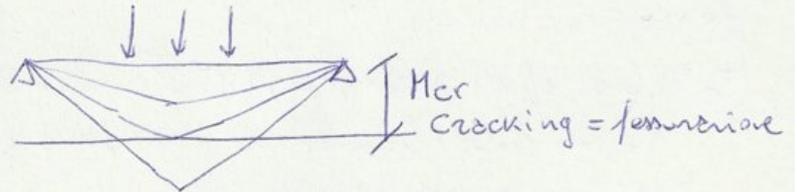
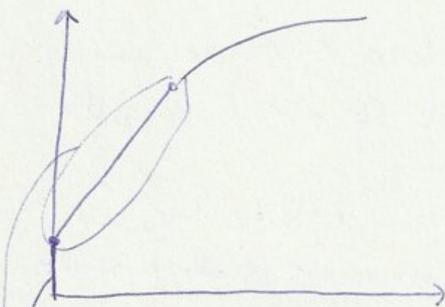
↑ resistenza meccanica ↓ duttilità



→ Tipico andamento della str. dritta

Smorzamento delle strutture tese

I due comportamenti sono influenzati dalla resistenza a trazione del cls



fessurazione cls in zona tesa

fessurazione in zona stabilizzata → apertura delle fessure ma non se ne formano delle altre

Nella sezione si dividono 2 fasi: sezioni reagente e non reagente (passivizzata). → nell'ultima si formano nuove fessure compatibilmente alle caratteristiche di aderenza fra acciaio e cls.

legge costitutiva $\epsilon - \sigma$:

Stato di tensione σ : condizioni di equilibrio:

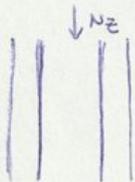
$$\begin{cases} N_z = \int_A \sigma_z dA \\ M_x = \int_A \sigma_z \cdot y dA \\ M_y = \int_A \sigma_z \cdot x dA \end{cases}$$

→ Le sole non sono sufficienti a risolvere il problema elastico, perché esiste triplice indeterminazione.

Viene risolto inserendo la condizione di congruenza (no strappi o sovrapposizioni del materiale).

Ipotesi di conservazione delle sezioni piane. Ampiezza della fessura valutata su un tratto di trave $\epsilon_c = \epsilon_s$

$\tau_{xz} = 0$ per ds fessurato da grafico.

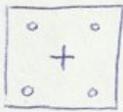


Calcoli riferiti al baricentro della sezione solo ds legge costitutiva:

$$\epsilon_c = \sigma_c / E_c \rightarrow \sigma_c = E_c \epsilon_c$$

$$\epsilon_s = \sigma_s / E_s \rightarrow \sigma_s = E_s \epsilon_s$$

Condizione di equilibrio



$$N_z = \int_A \sigma_A dA = \int_{A_c} \sigma_c dA_c + \int_{A_s} \sigma_s dA_s$$

ipotesi di congruenza [Navier - conservazione delle sezioni piane]

def. uniforme → tutti i punti hanno ϵ ; $\forall x, y \quad \epsilon_c = \epsilon_s = \epsilon$
divergenza

Ne segue:

$$N_z = \int_{A_c} E_c \epsilon dA_c + \int_{A_s} E_s \epsilon dA_s = E_c \epsilon A_c + E_s \epsilon A_s$$

$$\epsilon = \frac{N_z}{E_c A_c + E_s A_s}$$

Prendendo uno dei due materiali come riferimento: CA → ds

$$\epsilon_c = \epsilon_s = \frac{N_z}{E_c \left(A_c + \frac{E_s}{E_c} A_s \right)}$$

Sezione di ds ideale

↑ solo ds Area diversa → sezione omogeneizzata

$\frac{E_s}{E_c}$ coeff di omogeneizzazione k = modulus ratio

I pilastri vengono progettati per un γ minimo di armatura = 1%

$$\rho = \frac{A_{st+st}}{b \cdot h} \leftarrow 16 \text{ cm}^2 \leftarrow 1 \phi 16 \sim 201 \text{ mm}^2 \rightarrow 8 \cdot 201 = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$\leftarrow 1600 \text{ cm}^2$$

In questo caso è verificata.

Lo norma impone inoltre che la distanza fra le due barre non superi i 250 mm.

Proprietà geometriche = baricentro della sezione omogeneizzata = baricentro della sezione di cls. Il pilastro, armatura è disposto in modo simmetrico.

Area sezione omogeneizzata:

$$E_c = 31 \text{ GPa} = 31000 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{31} = 6,5$$

$$A_{c,om} = 400 \cdot 400 + \underbrace{(\alpha - 1)}_{5,5} \cdot 1608 = 168864 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_c = - \frac{1000 \cdot 10^3 \text{ N}}{168864 \text{ mm}^2} = -5,9 \text{ MPa}$$

Tale valore deve essere minore dei limiti imposti dalla normativa per evitare microfessurazione del cls in esercizio e per ridurre gli effetti viscosi (combinazione critico rosa e combinazione quasi permanente).

$$\sigma_s = \alpha \cdot \sigma_c = \frac{200}{31} \cdot (-5,9) = -38,4 \text{ MPa} < \text{limiti normativa}$$

TRAZIONE SEMPLICE

Tutte le fibre sono soggette a una deformazione uniforme di trazione. Valore che non si supera la resistenza a trazione media del cls:

$$\sigma_{cs} = \sigma_{cs,max} \leq f_{ctm}$$

Se anche il cls contribuisce vuol dire che il cls è reagente ed è funzione della sezione omogeneizzata.

In condizioni di incipiente fessurazione:

$$g_c = 3 \text{ N/mm}^2$$

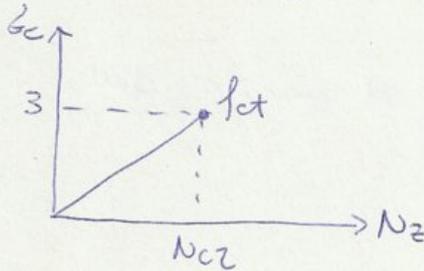
$$g_s = 8 \cdot 3 = 24 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_c = \epsilon_s = \frac{g_c}{E_c} = \frac{3}{25000} = 0,12 \text{ ‰} = 0,12 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Allungamento $\Delta l = 0,12 \cdot 3 = 0,36 \text{ mm}$

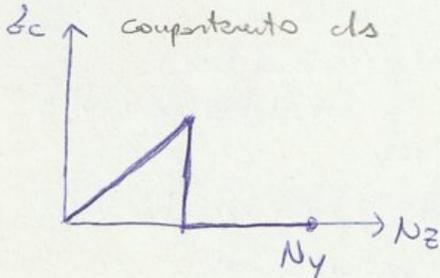
oppure $\Delta l = \frac{N}{EA} \cdot l = \frac{300,1}{25 \cdot 1000048} \cdot 3 = 0,36 \text{ mm}$

I risultati vengono riportati in un diagramma:



legge tensione / sforzo costante

Se aumentiamo di un infinitesimo lo sforzo normale:



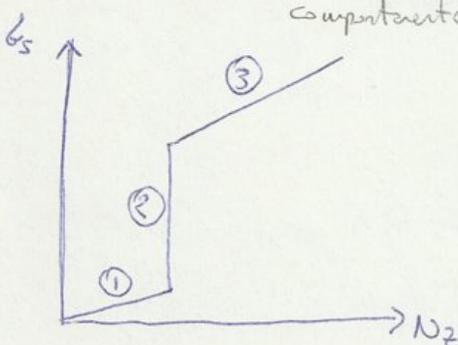
$N_y \rightarrow$ comportamento studiato fino a che l'acciaio non raggiunga lo snervamento (fine della parte elastica)

$$N_z > N_{cz} ; g_c = 0 ; g_s = \frac{N_z}{A_s} ; \epsilon_s = \frac{N_z}{E_s A_s}$$

Tale comportamento si mantiene sino a:

$$\frac{N_y}{g_s} = f_y = 450 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y \Rightarrow \gamma \rightarrow \text{yielding} = \text{snervamento}$$

$$N_y = f_y \cdot A_s = 565,5 \text{ KN}$$



comportamento acciaio

① $g_s = \frac{2E}{A_{c,om}} N_z$ coeff angolare ① tratto

② $g_s = \frac{1}{A_s} N_z$ coeff angolare ② tratto

③ idem. se scarico ottengo sempre lo stesso percorso

Volutando gli allungamenti:

$$\Delta l_I = \frac{l}{E_c A_{c,om}} N_z \quad [\text{stadio I}]$$

$$\Delta l_{II} = \frac{0,9 \cdot l}{E_s \cdot A_s} N_z \quad [\text{stadio II}]$$

coeff. angolare delle rette.

$EA/e \rightarrow$ rigidezza assiale dell'elemento

$\frac{EA}{l} \rightarrow$ rigidezza assiale della sezione

- Fib Model Code: codice modello aggiornato a livello europeo, e rappresenta una normativa europea a cui si ispirano gli eurocodici (contengono lo stato dell'arte e della ricerca).

Fib = federation internationale of basic off

\rightarrow esso serve come base per la predisposizione dell'eurocodice

Il tratto orizzontale nel diagramma precedente dice che le fessure si formeranno per valori di resistenza a trazione di σ_s via via maggiore, in realtà è leggermente inclinato verso l'alto

[diagramma a dente di sega]

Il secondo tratto orizzontale rappresenta la fessurazione stabilizzata

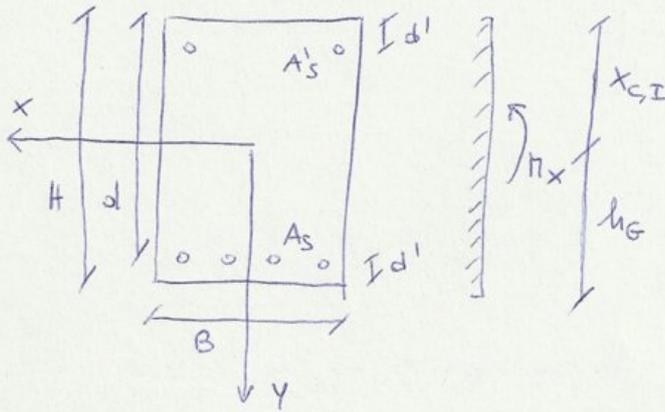
FLESSIONE RETTA (semplice)

Essa avviene quando l'asse di sollecitazione è coincidente con un asse principale di inerzia. Per bassi valori di momento flettente ha 2 zone (tessa e compressa) significa che il comportamento della sezione a momento flettente è influenzato dalla resistenza a trazione del σ_s .

Sezione non fessurata = $\sigma_{c,max} \ll f_{ctm}$; $M_x \ll M_{cr}$ da quel punto in poi le sezioni comportate in stadio 2 ovvero \downarrow rigidezza, \uparrow deflessibilità ($M_x \geq M_{cr}$)

Sezione fessurata

Applicazione:



Proprietà geometriche della sezione interamente reagente, omogeneizzata

$$A_{c,om,I} = B \cdot H + (\alpha_E - 1) \cdot A_s + (\alpha_E - 1) A'_s$$

Essendo la sezione sollecitata da M_x , l'asse di sollecitazione è l'asse y , quindi $S_{x,inf}$ deve essere \perp a y .

Mi metto a livello della base con ho segni tutti positivi.

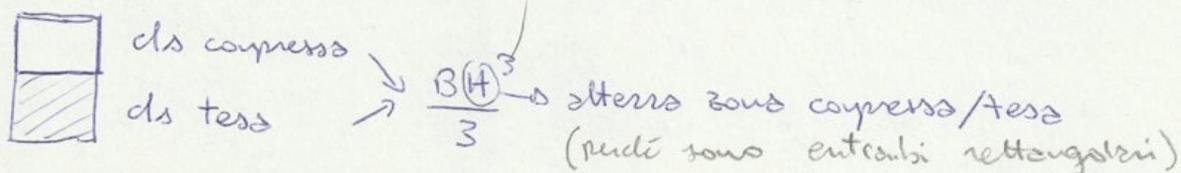
$$S_{inf,x} = \frac{B \cdot H^2}{2} + (\alpha_E - 1) A_s \cdot d' + (\alpha_E - 1) A'_s \cdot (H - d')$$

L'alternà della sezione omogeneizzata risulta:

$$h_G = \frac{S_{inf,x}}{A_{c,om,I}}$$

Nota la posizione del baricentro della sezione omogeneizzata, calcolo il momento d'inertia.

Essendo una sezione rettangolare posso considerarlo come:



$$I_{x,om,I} = \frac{B \cdot x_{c,I}^3}{3} + \frac{B \cdot h_{G,I}^3}{3} + (\alpha_E - 1) A_s \cdot (h_{G,om} - d')^2 + (\alpha_E - 1) A'_s (x_{c,I} - d')^2$$

Questi calcoli devono essere ripetuti nel capitolo delle proprietà geometriche.

L'equazione è nulla se:

- $K=0$ banale, non accettabile \rightarrow la def. è nulla in tutti i punti, No $M_x!$

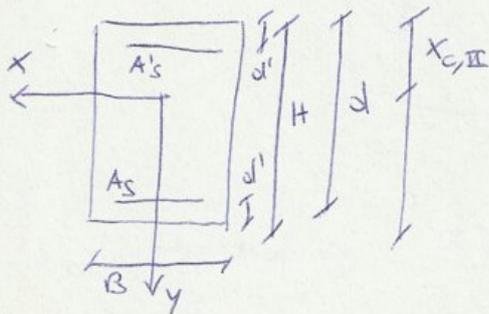
- se l'espressione in parentesi = 0

Ecco dice che ciascun termine rappresenta il momento statico dell'area rispetto all'asse x , ovvero all'interno della parentesi ottengo il momento statico della sezione fessurata rispetto all'asse x .

$S_{x,om,II} = 0$ è l'asse che separa le aree resistenti da quelle non resistenti

Nello stadio II viene cambiato la posizione dell'asse, diminuisce la zona compressa e la posizione la ottengo annullando la posizione del momento statico della sezione omogeneizzata.

Considerando la sezione rettangolare:



$$S_{x,om,II} = 0 = K \cdot E_c \left[\int_{A_c} y_c dA_c + \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \int_{A_s} y_s dA_s + \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \int_{A'_s} y'_s dA'_s \right]$$

area ds compresso netto
area acciaio teso omogeneizzata
area acciaio compresso omogeneizzata

$$S_{x,om,II} = 0 = \frac{B \cdot x_{c,II}^2}{2} + (d\epsilon - 1) A'_s (x_{c,II} - d') - d\epsilon \cdot A_s \cdot (d - x_{c,II})$$

↑
negativo: sotto asse x!

d'incognita dell'equazione è $x_{c,II}$

Otengo un'equazione di 2° grado in x_c con 2 soluzioni $\begin{cases} \nearrow$ accettabile
 \searrow non accettabile

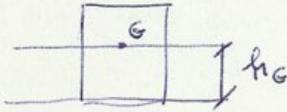
$$\frac{B}{2} \cdot x_{c,II}^2 + x_{c,II} \left[\underbrace{d\epsilon A_s + (d\epsilon - 1) A'_s}_b \right] - \left[\underbrace{d\epsilon A_s \cdot d + (d\epsilon - 1) A'_s \cdot d'}_c \right] = 0$$

$$x_{c,II} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \begin{cases} \oplus \\ \ominus \rightarrow \text{non accettabile} \end{cases}$$

21

• Sezione interamente reagente:

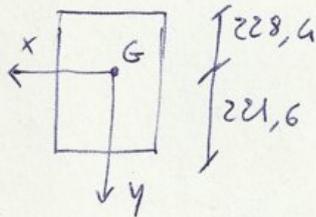
- proprietà geometriche: baricentro: $h_G = \frac{S_{om, I, base inf}}{A_{om, I}}$



$$A_{om, I} = 300 \cdot 450 + \overset{d_E-1}{5} \cdot 616 + \overset{d_E-1}{5} \cdot 100 = 138580 \text{ mm}^2$$

$$S_{om, I, base inf} = 300 \cdot \frac{450^2}{2} + 5 \cdot 616 \cdot 40 + 5 \cdot 100 \cdot 410 = 30,703 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$h_{G, om} = 221,6 \text{ mm}$$



$$M_{cr} = \rho_{ctm} \cdot \frac{I_{om, x, I}}{y_{inf}}$$

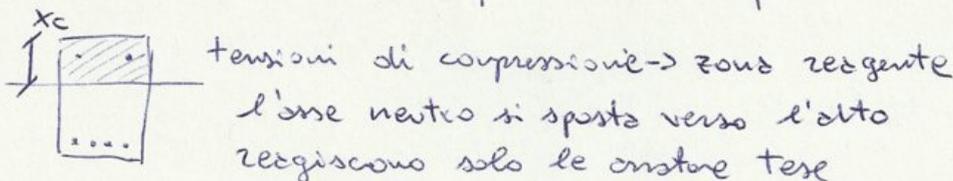
$$I_{om, x, I} = 300 \cdot \frac{228,4^3}{3} + 300 \cdot \frac{221,6^3}{3} + 5 \cdot 616 (221,6 - 40)^2 + 5 \cdot 100 (228,4 - 40)^2 = 2399,01 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = 3 \cdot \frac{2399,01 \cdot 10^6}{221,6} \cdot \underbrace{10^{-6}}_{\text{per passare da N}\cdot\text{mm a KN}\cdot\text{m}} = 32,5 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Essendo $M_x > M_{cr}$ la sezione si periclitizza:

• Sezione periclitizzata

$M_x = 40 \text{ KN}\cdot\text{m} > M_{cr}$ produce la comparsa di una fessura



Analiticamente:

$$S_{x, om, II} = 0 = \frac{B \cdot x_c^2}{2} + [d_E A_s + (d_E - 1) A'_s] x_c + [d_E A_s d + (d_E - 1) A'_s \cdot d']$$

$$\left(\frac{300}{2}\right) x_{c, II}^2 + (6 \cdot 616 + 5 \cdot 100) x_c - (6 \cdot 616 \cdot 410 + 5 \cdot 100 \cdot 40) = 0$$

$$x_{c, II} = 87,5 \text{ mm}$$

- azioni :

$$\begin{cases} G_k = 4,50 \text{ KN/m}^2 \\ Q_k = 2 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_k = G_k \cdot 0,5 = 2,25 \text{ KN/m} \\ q_k = Q_k \cdot 0,5 = 1 \text{ KN/m} \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \text{ho una striscia} \\ \text{di competenza} \\ \text{minore} \end{array} \right.$$

- combinazioni di carico :

$$P_{qp} = 2,25 + 0,3 \cdot 1 = 2,55 \text{ KN/m}$$

$$P_{caratt} = 2,25 + 1 = 3,25 \text{ KN/m}$$

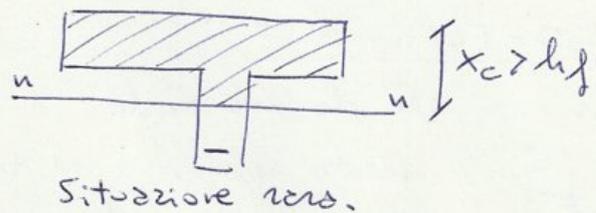
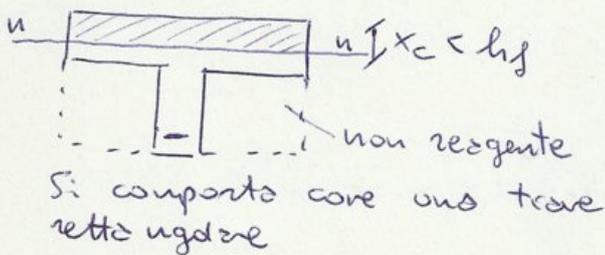
- analisi strutturale :

Considero il momento massimo, mezzeria :

$$M_{max, qp} = 7 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{max, caratt} = 9 \cdot \text{KN} \cdot \text{m}$$

- Stato II dove si trova l'altezza della zona compressa :



$$S_{om, II} = 0 = \frac{500 \cdot x_c^2}{2} + 7 \cdot 226,19 \cdot x_c - 7 \cdot 226,19 \cdot (230 - 26)$$

$$x_{c, II} = \frac{-1583,36 \pm \sqrt{1583,36^2 + 4 \cdot 250 \cdot (-1583,36 \cdot 204)}}{500} = 32,9 \text{ mm}$$

$$I_{om, II} = \frac{500 \cdot 32,9^3}{3} + 1583,36 \cdot (230 - 26 - 32,9)^2 = 52,29 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Combinazione

$$q_p \begin{cases} \sigma_{c, max}^{\ominus} = \frac{7,0 \cdot 10^6}{52,29 \cdot 10^6} (-32,9) = -4,4 \text{ MPa} \\ \sigma_s^{\oplus} = 7 \cdot \frac{7,0 \cdot 10^6}{52,29 \cdot 10^6} (204 - 32,9) = 160,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$caratt \begin{cases} \sigma_{c, max}^{\ominus} = -4,4 \cdot \frac{9,0}{7,0} = -5,7 \text{ MPa} \\ \sigma_s^{\oplus} = 160,5 \cdot \frac{9,0}{7,0} = 206,4 \text{ MPa} \end{cases}$$

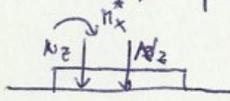
Viene riportato il calcolo del momento di fessurazione.

Relazione fra questi due?

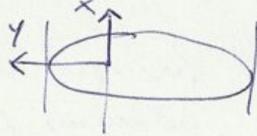
- eq. equilibrio alla traslazione verticale

$$N_z = \int_{A_{sezione}} \sigma_c dA_c = K E_c \int_{A_{sezione}} y dA$$

- rotazione, rispetto all'asse di separazione non attorno a G



e introduco un nuovo sistema di riferimento



M_x^* serve per spostare lo sforzo normale al punto dell'asse.

$$M_x^* = N_z \cdot y_x = \int_{A_{sezione}} \sigma_c \cdot y dA = K E_c \int_{A_{sezione}} y^2 dA$$

Divido la seconda equazione per la prima:

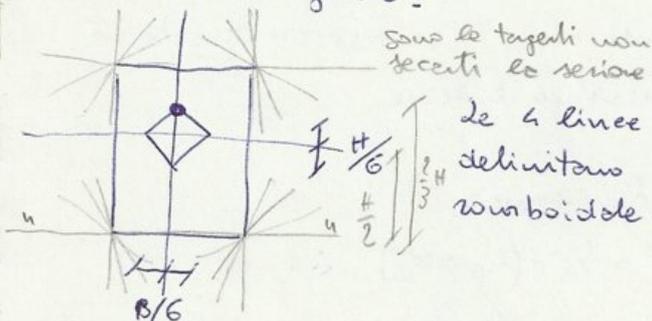
$$\frac{N_z \cdot y_x}{N_z} = \frac{\int_{A_{sezione}} y^2 dA}{\int_{A_{sezione}} y dA} \rightarrow y_x = \frac{I_{u-u}}{S_{u-u}}$$

Condizione di POLARITÀ al variare della posizione del centro di pressione, si sposta anche l'asse di separazione.

Se il centro di pressione si trova all'interno del nocciolo la sezione non si penalizza, altrimenti sì. Per regione di nocciolo si intende la zona delimitata dai punti la cui frontiera esterna sono tutti i punti che sono centro di pressione le cui antipolari sono tangenti non secanti la sezione.

Inoltre, se il centro di pressione si trova all'interno del nocciolo, la forza assiale si dice con debole eccentricità.

Sezione rettangolare:



sono le tangenti non secanti la sezione

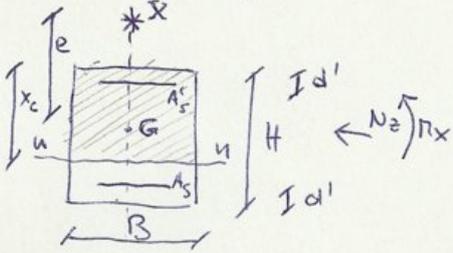
Le 4 linee (2 verticali, 2 orizzontali) sono quelle che delimitano i 4 vertici del nocciolo, esso ha forma romboidale dovuto alle altre tangenti i vertici.

Considerando il punto seguente:

$$y_x = \frac{I_{u-u}}{S_{u-u}} = \frac{B H^3}{3} \cdot \frac{2}{B H^2} = \frac{2}{3} H$$

Cio' significa che se il baricentro dista $\frac{H}{2}$ dal lembo inferiore, la parte rimanente è $\frac{H}{6}$. [c.v.d.]

Sezione rettangolare



- fisso l'asse n-n
- Considero $d = H - d'$

$$I_{om,nn} = \underbrace{\frac{b \cdot x_c^3}{3}}_{ds \text{ compresso}} + \underbrace{(d \epsilon - 1) A_s' (x_c - d')^2}_{ds \text{ tirato compresso}} + \underbrace{d \epsilon A_s (d - x_c)^2}_{ds \text{ tirato teso}}$$

$$S_{om,nn} = \frac{B \cdot x_c^2}{2} + (d \epsilon - 1) A_s' (x_c - d') + d \epsilon A_s (d - x_c)$$

Devo riportarmi $e = \frac{I_{om,nn}}{S_{om,nn}} = e - (h_g - x_c)$

Con $h_g = H/2$

Alla fine si ottiene un eq di III grado nell'incognita x_c con risultato:
 → 1 eq reale, → 2 complesse coniugate (no sense)

Consiglio excel per la risoluzione: "ricerca obiettivo"

Nella flessione semplice γ_x era funzione delle caratteristiche geometriche non statiche, nella presso-flessione γ_x è funzione geometrica + statica (dipendente dalle sollecitazioni $e = M/N$!)

Si deve calcolare le tensioni:

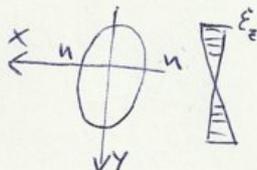
- eq. equilibrio orizzontale di tutte le fibre [sezione generica]

$$N_z = \int_A \sigma_z dA$$

- legge costitutivo

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c \quad \sigma_s = E_s \epsilon_s$$

$E_c = E_s = k \cdot \gamma$ essa è valida se introduco un sistema di riferimento x, y con x coincidente con l'asse di separazione



Ne segue:

$$N_z = \int_{A_c} \sigma_c dA_c + \int_{A_s} \sigma_s dA_s + \int_{A_s'} \sigma_s' dA_s'$$

\downarrow \downarrow \downarrow
 $E_c \epsilon_c$ $E_s \epsilon_s$ $E_s \epsilon_s'$

NB: Viene utilizzata la formula riportata in pagina 11 per la sezione rettangolare.

Si ottiene la seguente equazione di III grado:

$$66,67 x_c^3 + 8000 x_c^2 + 36283653 x_c - 112210912 = 0$$

Eseguita con excel $\rightarrow x_c = 165,5 \text{ mm}$

momento statico omogeneizzato:

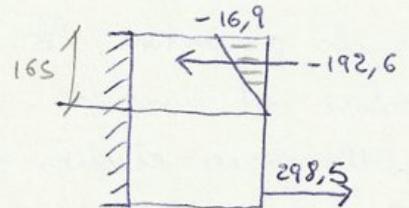
$$S_{om,un} = 400 \cdot \frac{165,5^2}{2} + (15-1) \cdot 508(165,5-40) - 15 \cdot 508(360-165,5) = 4888,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Calcolo tensionale:

$$\sigma_{c,max} = \frac{-500000}{4888,5 \cdot 10^3} \cdot 165,5 = -16,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = \frac{-500000}{4888,5 \cdot 10^3} \cdot 15 \cdot (165,5 - \frac{40}{2}) = -192,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^- = \frac{-500000}{4888,5 \cdot 10^3} \cdot 15 \cdot (360 + 165,5) = 298,47 \text{ MPa}$$



Mettiamoci nel (I) caso.

Calcolo l'eccentricità: $e = \frac{M_x}{N_z} = \frac{30}{500} = 60 \text{ mm}$

Riutilizzo la medesima formula per ricavare l'equazione di III grado:

$$66,67 x_c^3 - 28000 x_c^2 + 966986 x_c - 576120080 = 0$$

Eseguita con excel $\rightarrow x_c = 432,62 \text{ mm}$

Momento statico omogeneizzato: tutta la sezione è compressa

$$S_{om,un} = 400 \frac{432,62^2}{2} + (15-1) \cdot 508 \cdot (432,62-40) + (15-1) \cdot 508(432,62-360) = 40746,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

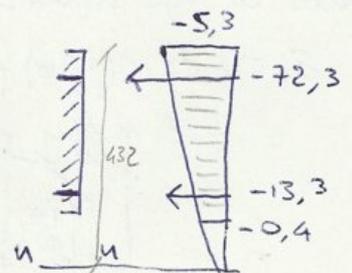
Stato tensionale:

$$\sigma_{c,max,sup} = \frac{-500000}{40746,9 \cdot 10^3} \cdot 432,62 = -5,31 \text{ MPa}$$

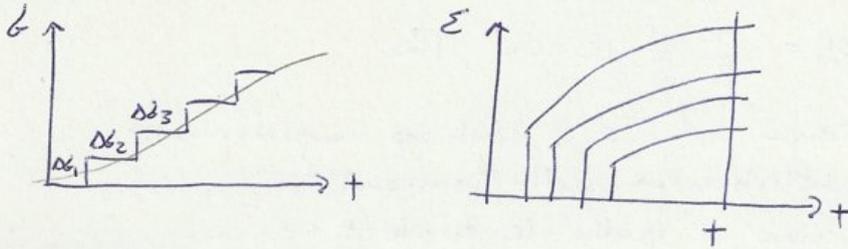
$$\sigma_s^1 = 15 \cdot \frac{-500000}{40746,9 \cdot 10^3} \cdot (432,62 - 40) = -72,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{-500000}{40746,9 \cdot 10^3} \cdot (432,62 - 360) = -13,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,inf} = \frac{-500000}{40746,9 \cdot 10^3} \cdot (432,62 - 400) = -0,40 \text{ MPa}$$



Se ho una storia tensionale di questo tipo:



calcolo gli effetti separatamente al generico tempo t e poi li sommo.

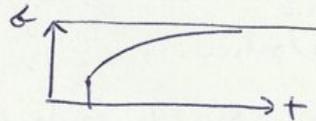
$$\epsilon(t, t_0) = \epsilon_{cs} + \underbrace{\sigma(t_0) \cdot S(t, t_0)}_{\text{I def.}} + \underbrace{\sum \Delta \sigma_i(t_i) S(t, t_i)}_{\text{tutte le altre}}$$

Se sono nel caso continuo (unità) → ho l'integrale al posto della Σ.

Nell'applicazione non si usa, modello approssimato AAEM.

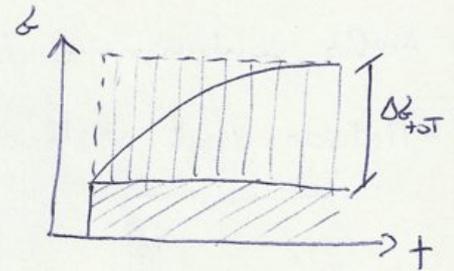
Per poterlo utilizzare servono due condizioni:

- la storia di calcolo è continua
- storia di calcolo ha asintoto orizzontale



Il calcolo lo effettuo mediante 2 parti:

- parte iniziale ε₀
- tutto il Δσₜ₊ₜ sia applicato all'istante t₀ ma il suo effetto lo calcolo tramite un coeff di flange ridotto del coeff α di invecchiamento, quindi l'effetto del flange è minore.



$$\Delta \sigma \cdot S^*(t, t_0) = \Delta \sigma \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \alpha \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c,28}} \right]$$

α ≅ 0,8 fa in modo che lo Δσ sia applicato solo in parte.

Ma nel ds è presente anche l'umidità, che non è soggetta a flange.

A causa di esso si ha una ridistribuzione interna delle tensioni, il ds si scarica mentre l'acciaio si carica.

Problema risolto tramite una Δσ agente sulla sezione, una storia tensionale.



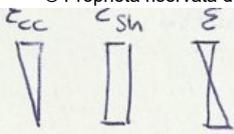
La riduzione della tensione avviene in modo modesto:

$E_{c0} = \text{cost} \rightarrow$ trascuro effetto del Δσ

$$E_{c28} = E_{c,t_0} \rightarrow \epsilon(t, t_0) = \underbrace{\frac{\sigma}{E_c(t_0)}}_{\text{def al tempo iniziale}} [1 + \varphi(t, t_0)] = \frac{\sigma(t_0)}{E_{c,eff}}$$

È come se il ds avesse un modulo di elasticità più piccolo (efface), è come se il ds fosse più deformabile.

$$E_{c,eff} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad \text{ENR} \rightarrow \text{effetto modulo efface per tenere conto dell'effetto del flange.}$$



differenze: ∇ rispettosa della congruenza interna della sezione, invece piano [congruente]

$\nabla \square$ def impresse non congruenti

Le def congruenti us a modificare la curvatura della sezione

Le non congruenti devono essere rese congruenti \rightarrow ragionamento Colaninetti.

Nascono accanto alla def impresse delle def elastiche tali che la def totale sia congruente $\epsilon_{tot} = \bar{\epsilon} + \epsilon^{el} = \lambda + \mu_x \cdot \gamma$

congruenza interna

Le def ϵ_{cc} e ϵ_{sh} agiscono sul ds neutro le altre agiscono sul materiale.

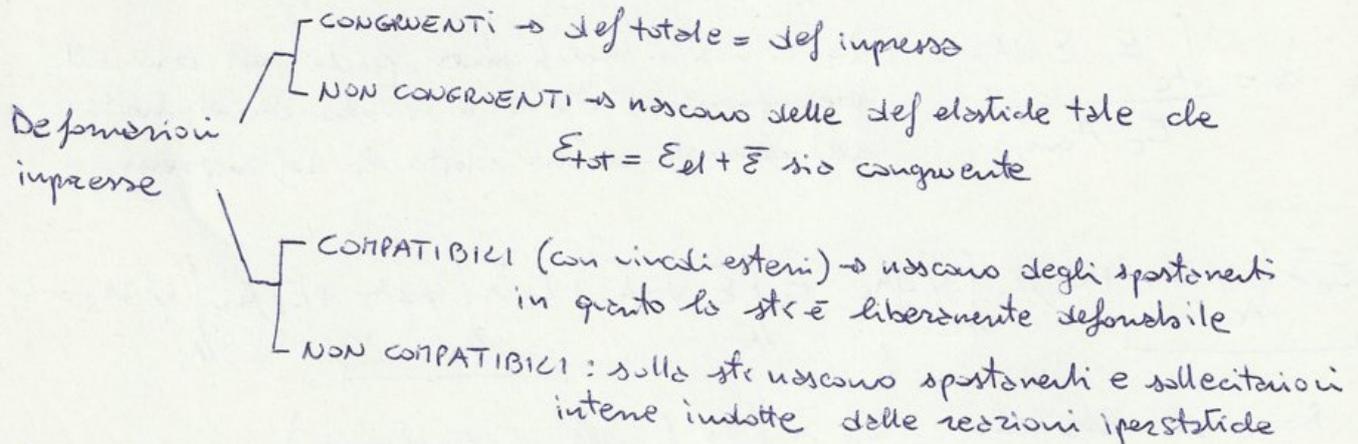
Lo stato tensionale che uscirà sarà tale che σ_z :

$$\int_A \sigma_z dA = 0 \quad \text{e} \quad \int_A \sigma_z y dA = 0 \quad \text{momento risultante rispetto G}$$

e posso calcolare $\bar{\lambda}$ e $\bar{\mu}$ indotti dalla def impresse.

$\bar{\lambda}$ = allungamento elastico calcolato a livello baricentrico

$\bar{\mu}$ = curvatura.



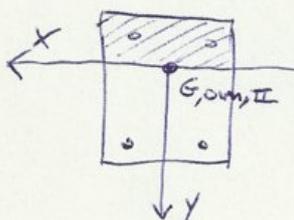
Nel caso in cui la def. $\bar{\epsilon}$ non congruente \rightarrow STATI DI COAZIONE

equazioni: equilibrio: solo effetto sulla def impresse

traslazione orizzontale $\int_A \sigma_z dA = 0$

momento rispetto asse neutro $\int_A \sigma_z y dA = 0$

congruenza interna $\epsilon_{tot} = \lambda + \mu_x \cdot \gamma$



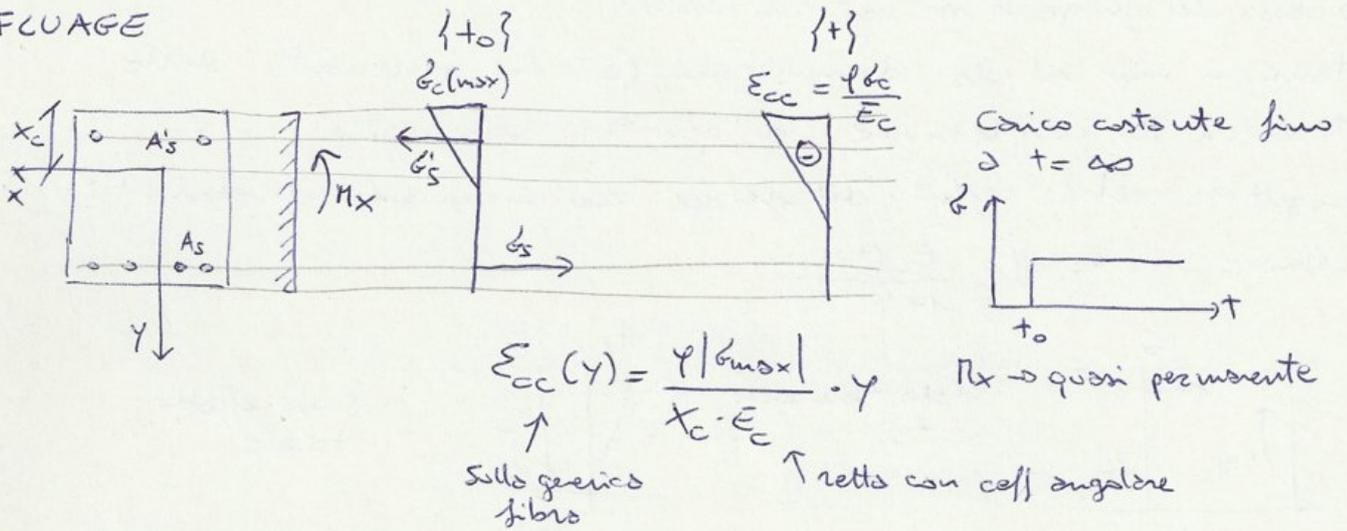
$$\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_c^{el} = E_c (\epsilon_{tot} - \bar{\epsilon})$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s^{el} = E_s \cdot \epsilon_{tot}$$

$\bar{\epsilon} = 0$ per l'ascissa

Considerazioni:

• FLUAGE



Ora calcolo tramite le formule precedenti $\bar{\lambda}$ e \bar{M}_x

$$\bar{\lambda} = - \frac{E_c \frac{\phi \cdot \epsilon_{c, max}}{x_c} \int y dA_c}{E_c A_{c, am}}$$

negativo: dovuto alla y

con $\int y dA_c$ momento statico dell'area in ds compresso rispetto all'asse neutro
 caso rettangolare $\frac{B \cdot x_c^2}{2}$

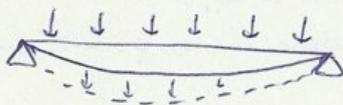
$$\bar{M}_x = \frac{E_c \frac{\phi \cdot \epsilon_{c, max}}{x_c} \int y^2 dA_c}{E_c \cdot I_{am, x}}$$

rotazione aggiuntiva

con $\int y^2 dA_c$ momento d'inertia rispetto all'asse neutro
 caso rettangolare $\frac{B \cdot x_c^3}{3}$

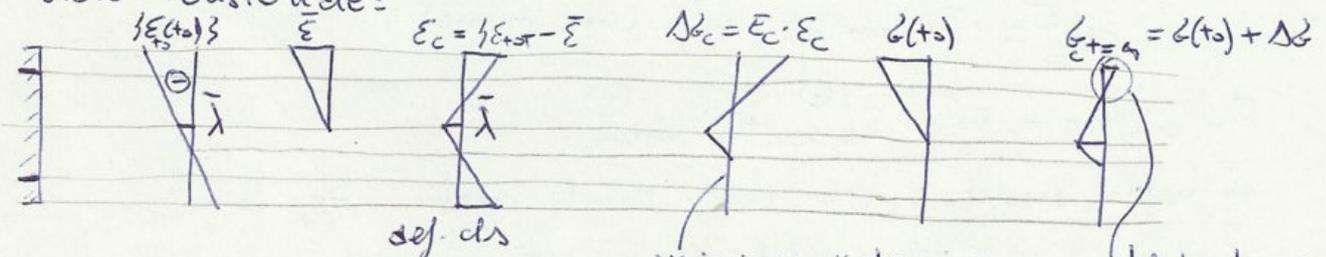
Il momento d'inertia fa sparire il segno negativo.

Il fluage rappresenta quel qualcosa che va ad aumentare la deformazione:



Metodo degli stati di tensione:

- stato tensionale:



variazione di tensione del ds indotte dalla def. impressa (+ trascurare parte in zona tesa)

debole trazione può essere approssimata come nulla -

- Non vale principio di sovrapposizione effetti.
- $\bar{\epsilon}$ analogo per l'armatura

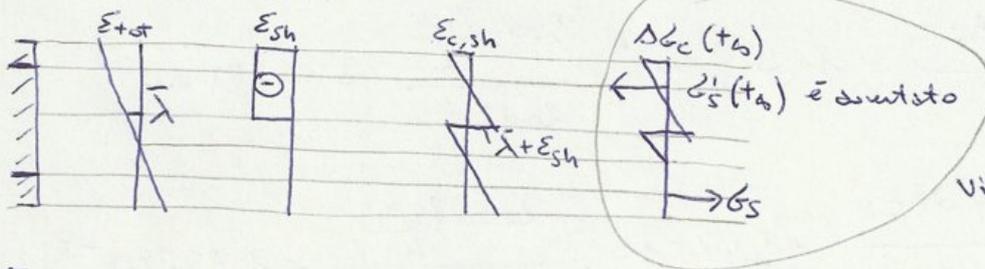
Sezione rettangolare: $\bar{\lambda} = - \frac{\bar{\epsilon}_{sh} B \cdot x_c}{A_{c,om,II}}$

$$\bar{\mu}_x = \frac{\bar{\epsilon}_{sh} \left(B \cdot \frac{x_c^2}{2} \right)}{I_{c,om,x,II}}$$

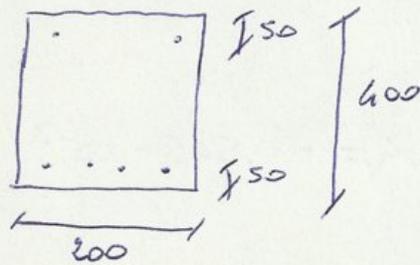
ordine di grandezza
 $\frac{\lambda}{\mu} \sim 0,20 \cdot 10^3$

Non viene considerato il ritiro per il calcolo delle tensioni a $t = t_0$.
 Ciò non vale per il calcolo dello sregio a t_{00} .

Stato tensionale:



Esercizio



- $A'_s = 150 \text{ mm}^2$
- $A_s = 400 \text{ mm}^2$
- $\lambda \epsilon(t_0) = 7$
- $E_c = 28,5 \text{ GPa}$
- $M_{x,qp}(t_0) = 30 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $\psi(t_0) = 2,5$
- $\epsilon_{c,sh} = -0,2 \text{ mm/m}$

Caso di flessione semplice:

- calcolo di x_c :

$$\frac{200}{2} \cdot x_c^2 + [7 \cdot 400 + 6 \cdot 150] x_c - [7 \cdot 400 \cdot (400 - 50) + 6 \cdot 150 \cdot 50] = 0 = S_{om,x}$$

$$100 x_c^2 + 3700 x_c - 1025000 = 0 \rightarrow x_c = 84,4 \text{ mm}$$

- momento d'inerzia: $I_{om,II}$

$$\frac{200 \cdot 84,4^3}{3} + 7 \cdot 400 (400 - 50 - 84,4)^2 + 6 \cdot 150 (84,4 - 50)^2 = 238,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

- area omogeneizzata:

$$A_{om,II} = 200 \cdot 84,4 + 6 \cdot 150 + 6 \cdot 400 = 20180 \text{ mm}^2$$

- stato tensionale:

$$\sigma_{c,max} = \frac{30 \cdot 10^6}{238,67 \cdot 10^6} \cdot (-84,4) = -10,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s = 7 \cdot \frac{30}{238,67} \cdot (-84,4 + 50) = -30,27 \text{ MPa}$$

Dalla deflessione elastica nasceranno delle variazioni di tensione:

$$\Delta \sigma = E \cdot \varepsilon^{el}$$

$$\Delta \sigma_{c, sup} = 28,5 \cdot 10^3 \cdot 0,385 \cdot 10^{-3} = +11,0 \text{ MPa}$$

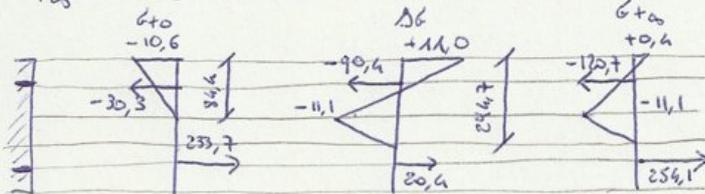
$$\Delta \sigma_{c, xc} = 28,5 \cdot 10^3 \cdot (-0,389 \cdot 10^{-3}) = -11,1 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{s, sp} = 200 \cdot 10^3 \cdot (-0,452 \cdot 10^{-3}) = -90,4 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{s, inf} = 200 \cdot 10^3 \cdot (0,102 \cdot 10^{-3}) = +20,4 \text{ MPa}$$

In definitiva si otterranno le seguenti tensioni:

$$\sigma_{+a} = \sigma_{+0} + \Delta \sigma$$



effetti di momento + flange

NB: la soluzione ottenuta ha solo significato qualitativo, in quanto non è lecito applicare il principio di sovrapposizione degli effetti.

Utilizzando il metodo del modulo di elasticità efficace del c/s risulta:

$$E_{c, eff} = \frac{E_c}{1+\rho} = \frac{28500}{1+2,5} = 8142,9 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{E, eff} = \frac{E_s}{E_{c, eff}} = \frac{200000}{8142,9} = 24,6$$

Ricalcolo x_c :

$$\frac{200}{2} x_c^2 + [24,6 \cdot 400 + 23,6 \cdot 150] x_c - [24,6 \cdot 400(400-50) + 23,6 \cdot 150 \cdot 50] = 0 = S_{om, x}$$

$$100 x_c^2 + 13380 x_c - 3621000 = 0 \quad \rightarrow x_c = 134,8 \text{ mm}$$

Momento d'inerzia:

$$\frac{200 \cdot 134,8^3}{3} + 24,6 \cdot 400 (400 - 50 - 134,8)^2 + 23,6 \cdot 150 (134,8 - 50)^2 = 644,45 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

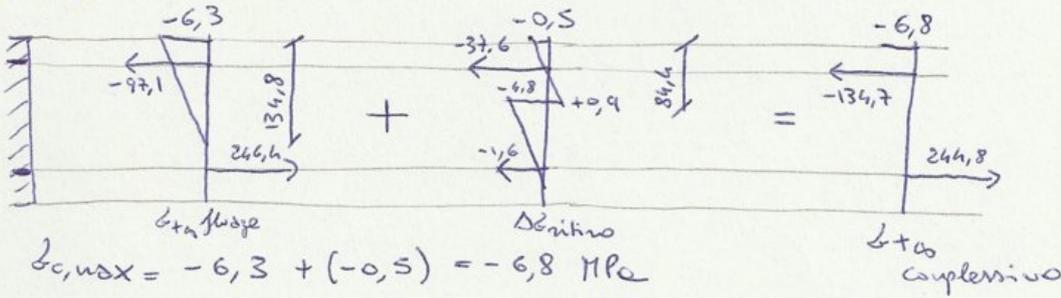
Lo stato tensionale varierà:

$$\sigma_{c, max} = \frac{30 \cdot 10^6}{644,45 \cdot 10^6} (-134,8) = -6,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s = 24,6 \frac{30}{644,45} (-134,8 + 50) = -97,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 24,6 \frac{30}{644,45} (400 - 134,8 - 50) = 246,44 \text{ MPa}$$

Infine si valutano gli effetti indotti dal momento flettente, sforzo e ritiro:



$$\sigma_{c,max} = -6,3 + (-0,5) = -6,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s = -97,1 + (-37,6) = -134,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 246,4 + (-1,6) = 244,8 \text{ MPa}$$

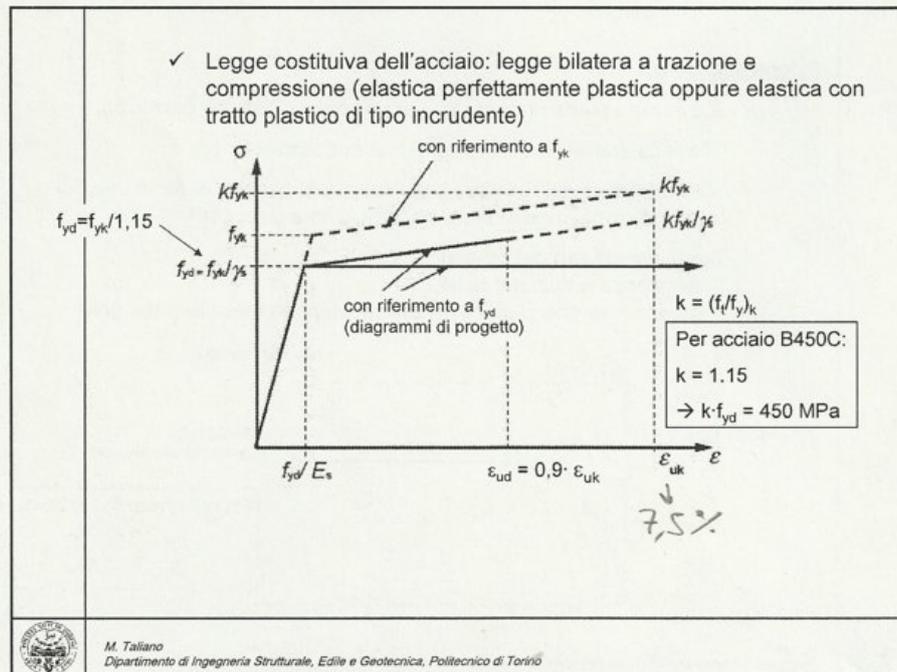
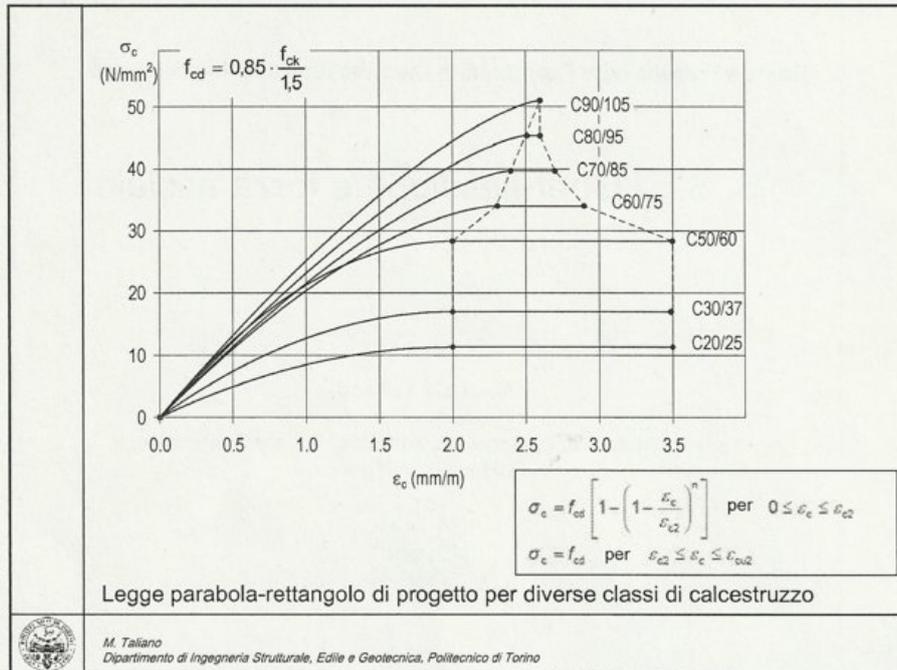
Questi devono essere confrontati con i limiti:

- $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$ nella condizione quasi permanente, serve per poter applicare il comportamento visco-elastico lineare del cls.

Sull' esercizio non serve alcuna verifica limite. Ma si calcola perché serve σ_s per la verifica a flessione e calcolo della fessura.

- $\sigma_c \leq 0,60 f_{ck}$

$\sigma_s \leq 0,80 f_{yk}$ } nella condizione caratteristica.

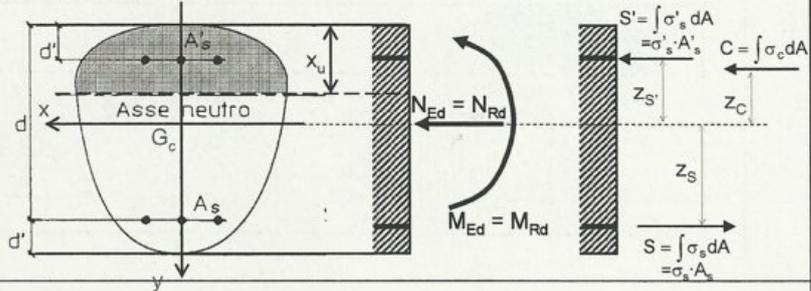


3. Condizione di equilibrio

In condizioni di incipiente collasso, le sollecitazioni agenti (M_{Ed} , N_{Ed}) sono uguali a quelle resistenti (M_{Rd} , N_{Rd}). Queste ultime sono equivalenti alle forze risultanti delle tensioni normali agenti sui materiali:

$$\begin{cases} N_{Rd} = \int_A \sigma_z \, dA \\ M_{Rd} = \int_A \sigma_z \cdot y \, dA \end{cases} \quad \text{ovvero} \quad \begin{cases} \leftarrow N_{Rd} = C + S' - S \\ \curvearrowleft G_c: M_{Ed} = C \cdot z_C + S \cdot z_S + S' \cdot z_{S'} \end{cases}$$

Ad esempio, in campo 3:



M. Taliano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

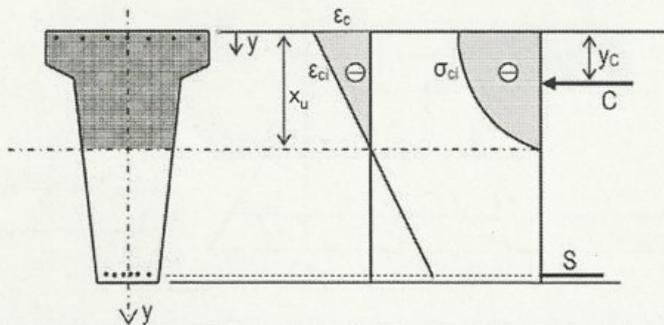
3. Condizione di equilibrio

Calcolo di C e della sua posizione

In generale, nota la configurazione deformata della sezione, l'intensità della risultante delle tensioni agenti sul calcestruzzo compresso, nonché la sua posizione, si determinano tramite le seguenti funzioni integrali:

$$C = \int_{A_c} \sigma_c \, dA_c \quad y_C = \frac{\int_{A_c} \sigma_c \cdot y \cdot dA}{C}$$

NB: y ha origine all'estradosso



M. Taliano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

3. Condizione di equilibrio

La tabella fornisce i valori dei coefficienti β_1 e β_2 in funzione di ϵ_c per la legge costitutiva parabola-rettangolo (con $n=2$, ossia fino a C50/60). Le relazioni matematiche sono ($\eta = |\epsilon_c| / 2\text{‰}$):

$$\left\{ \begin{array}{ll} \beta_1 = \frac{\eta}{3} \cdot (3 - \eta) & \beta_2 = \frac{4 - \eta}{4 \cdot (3 - \eta)} \quad \text{per } 0 \leq |\epsilon_c| < 2,0\text{‰} \\ & 0 \leq \eta < 1 \\ \beta_1 = 1 - \frac{1}{3 \cdot \eta} & \beta_2 = \frac{6 \cdot \eta^2 - 4 \cdot \eta + 1}{12 \cdot \eta^2 - 4 \cdot \eta} \quad \text{per } 2,0\text{‰} \leq |\epsilon_c| < 3,5\text{‰} \\ & 1 \leq \eta < 1,75 \end{array} \right.$$

Per calcestruzzi di classe superiore a C50/60 e per una deformazione $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$, si adottano i valori della sottostante tabella (v. Guida all'uso dell'EC2):

f_{ct} (N/mm ²)	55	60	70	80	90
β_1	0,74194	0,69496	0,63719	0,59936	0,58333
β_2	0,39191	0,37723	0,36201	0,35482	0,35294

ϵ_c ‰	β_1	β_2
-0.10	0.0492	0.3347
-0.20	0.0967	0.3362
-0.30	0.1425	0.3377
-0.40	0.1867	0.3393
-0.50	0.2292	0.3409
-0.60	0.2700	0.3426
-0.70	0.3092	0.3443
-0.80	0.3467	0.3462
-0.90	0.3825	0.3480
-1.00	0.4167	0.3500
-1.10	0.4492	0.3520
-1.20	0.4800	0.3542
-1.30	0.5092	0.3564
-1.40	0.5367	0.3587
-1.50	0.5625	0.3611
-1.60	0.5867	0.3636
-1.70	0.6092	0.3663
-1.80	0.6300	0.3690
-1.90	0.6492	0.3720
-2.00	0.6667	0.3750
-2.10	0.6825	0.3782
-2.20	0.6970	0.3814
-2.30	0.7101	0.3846
-2.40	0.7222	0.3878
-2.50	0.7333	0.3909
-2.60	0.7436	0.3939
-2.70	0.7531	0.3968
-2.80	0.7619	0.3996
-2.90	0.7701	0.4022
-3.00	0.7778	0.4048
-3.10	0.7849	0.4072
-3.20	0.7917	0.4095
-3.30	0.7980	0.4118
-3.40	0.8039	0.4139
-3.50	0.8095	0.4160

M. Taliano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

3. Condizione di equilibrio

Nel caso di sezione con zona compressa a T è ancora possibile utilizzare il metodo dei coefficienti di riempimento, scomponendo la figura in rettangoli elementari aventi tutti la base in corrispondenza dell'asse neutro:

In definitiva,

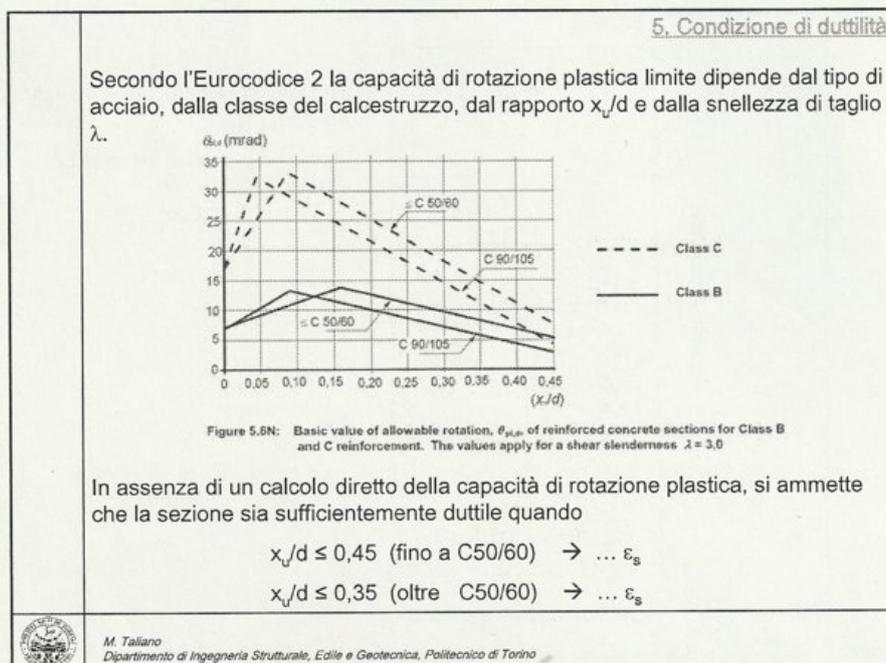
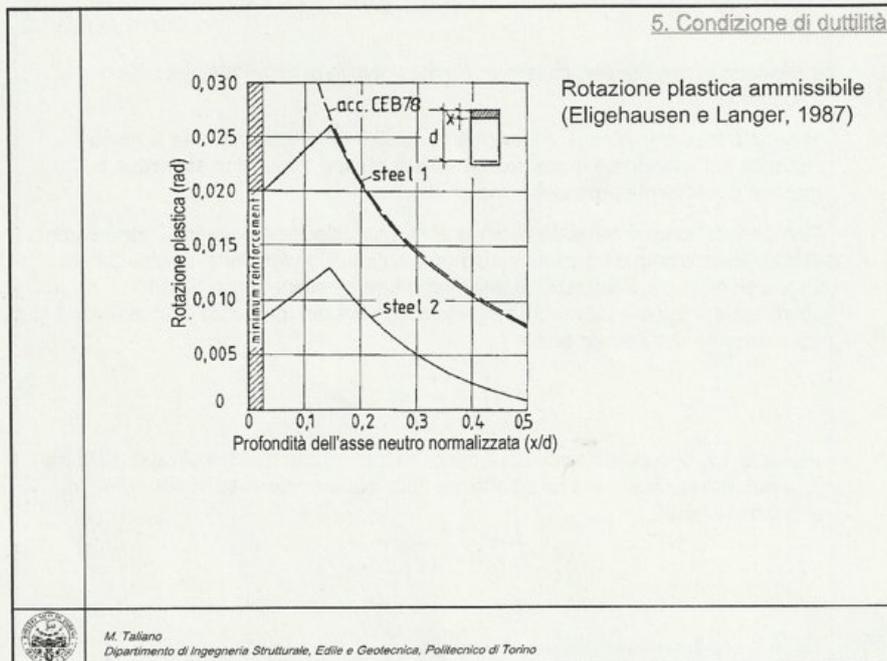
$$C = C_1 - C_2$$

$$y_c = \frac{C_1 \cdot \beta_2 \cdot x_u - C_2 \cdot [\beta_2' \cdot (x_c - h_f) + h_f]}{C}$$

M. Taliano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

	<p>4. Condizione di resistenza</p> <p>Nel caso di momento flettente M_{Sd} e forza assiale N_{Sd} agenti contemporaneamente su una sezione, la sicurezza allo stato limite ultimo è verificata se per la condizione:</p> $N_{Sd} = N_{Rd}$ <p>risulta</p> $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ <p>essendo N_{Rd} e M_{Rd} la forza assiale e il momento resistenti della sezione calcolati per un'ideale configurazione deformata di stato limite ultimo.</p> <p>In assenza di forza assiale (flessione semplice, $N_{Sd} = N_{Rd} = 0$) risulta:</p> $M_{Sd} \leq M_{Rd}$
	<p>M. Talliano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino</p>

	<p>5. Condizione di duttilità negli elementi inflessi</p> <p>La duttilità di una struttura è molto importante nelle applicazioni. Essa infatti:</p> <ul style="list-style-type: none"> • dà luogo ad ampie fessurazioni e forti inflessioni, per cui il collasso duttile non si manifesta in modo improvviso, né imprevisto; • nel caso di strutture iperstatiche consente la redistribuzione delle sollecitazioni interne in virtù della migrazione degli sforzi dalle zone più deformate a quelle meno deformate, assicurando l'applicabilità dell'analisi strutturale lineare con redistribuzione e di quella plastica; • garantisce l'applicabilità dei metodi dell'equilibrio (modelli tirante-puntone, modelli a traliccio); • nelle zone sismiche contribuisce alla dissipazione dell'energia accumulata durante gli eventi sismici, sotto forma di energia di deformazione. L'accoppiamento duttilità - resistenza costituisce un principio fondamentale nella progettazione delle strutture in campo sismico. <p>In mancanza di duttilità il collasso avviene senza preavvisi, dando luogo a situazioni pericolose e inaccettabili.</p>
	<p>M. Talliano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino</p>



Infine, si ottengono i seguenti risultati, raccolti nella tabella a fianco, validi per:

- calcestruzzo fino alla classe C50/60, legge costitutiva parabola-rettangolo e metodo dei coefficienti β_1 e β_2 ;
- acciaio B450C ($f_{yd} = 450$ MPa), legge costitutiva elastica perfettamente plastica.

SEZ RETTANGOLARE ARMATURA TESA			
Calcestruzzo	f_{ck}	20 - 50	
Acciaio B 450C			
μ	ξ	ϵ_{s1}	ϵ_{s2}
-	-	-	β_{21}
0.0417	0.053	0.043	63.008
0.050	0.063	0.051	51.671
0.060	0.077	0.062	42.218
0.070	0.090	0.073	35.464
0.080	0.103	0.084	30.395
0.090	0.117	0.095	26.451
0.100	0.131	0.106	23.294
0.110	0.145	0.117	20.708
0.120	0.159	0.128	18.552
0.130	0.173	0.140	16.726
0.140	0.188	0.152	15.159
0.150	0.202	0.164	13.799
0.160	0.217	0.176	12.608
0.170	0.232	0.188	11.595
0.180	0.248	0.201	10.817
0.1813	0.250	0.202	10.500
0.190	0.264	0.213	9.771
0.200	0.280	0.226	9.019
0.210	0.296	0.239	8.332
0.220	0.312	0.253	7.705
0.230	0.329	0.266	7.132
0.240	0.346	0.280	6.605
0.250	0.364	0.295	6.118
0.260	0.382	0.309	5.667
0.270	0.400	0.324	5.247
0.280	0.419	0.339	4.856
0.290	0.438	0.355	4.490
0.2961	0.440	0.364	4.278
0.300	0.456	0.371	4.146
0.310	0.476	0.387	3.823
0.320	0.499	0.404	3.517
0.330	0.520	0.421	3.228
0.340	0.542	0.439	2.953
0.350	0.565	0.458	2.692
0.360	0.589	0.477	2.442
0.370	0.614	0.497	2.203
0.380	0.640	0.518	1.972
0.3807	0.641	0.519	1.957

CAMPO 3

 M. Talliano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

6. Flessione semplice retta

Armatura minima (per la fragilità)

Nella progettazione occorre tenere in conto la presenza di una quantità minima di armatura tesa per evitare situazioni di fragilità della sezione. In altri termini, è necessario che il momento di rottura sia maggiore del momento di fessurazione. Secondo il D.M.14/01/2008 e l'Eurocodice 2:

$$\rho_{s,min} = \frac{A_{s,min}}{b_t \cdot d} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \geq 0,13\%$$

$$\omega_{0,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{cd}} \geq 0,13\% \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Salvo alcuni casi, tale condizione rispetta il limite relativo alla massima deformazione dell'acciaio, ϵ_{sud} .

f_{ck} (MPa)	$\rho_{s,min}$ (B450C)	ϵ_{s2} (‰)
20	0.15%	52.6
25	0.17%	55.9
30	0.19%	60.4
35	0.21%	64.0
40	0.23%	67.1
45	0.25%	69.6
50	0.27%	71.8
55	0.28%	62.5
60	0.29%	57.0
70	0.31%	54.4
80	0.32%	54.0
90	0.33%	56.9

 M. Talliano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

6. Flessione semplice retta

$M_{Ed} = M_{Ed,lim} + \Delta M$

$\epsilon'_s = \frac{\epsilon_{s,lim} + 3,5\text{‰}}{d} \cdot (x_{u,lim} - d')$

$\begin{cases} \text{se } \epsilon'_s < \epsilon_{syd} \rightarrow S' = E_s \cdot \epsilon'_s \cdot A_s & (\text{campo elastico}) \\ \text{se } \epsilon'_s \geq \epsilon_{syd} \rightarrow S' = f_{yd} \cdot A_s & (\text{campo plastico}) \end{cases}$

M. Tallano
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

6. Flessione semplice retta

$M_{Ed} = M_{Ed,lim} + \Delta M$

Per $x/d = 0,45$: $M_{Ed,lim} = 0,295 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$

$\begin{cases} \Delta F_s = \frac{M_{Ed} - M_{Ed,lim}}{d - d'} \Rightarrow \Delta A_s = \frac{M_{Ed} - M_{Ed,lim}}{f_{yd} \cdot (d - d')} \Rightarrow A_s = A_{s0,lim} + \Delta A_s \\ \Delta F'_s = \Delta F_s \Rightarrow A'_s = \Delta A_s \cdot \frac{f_{yd}}{\sigma'_s} \end{cases}$

M. Tallano
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

Si consideri la parete in c.a. di una vasca contenente acqua con sezione trasversale rappresentata in figura. Calcolare l'armatura prevedendo un'armatura compressa pari al 50% di quella tesa. Calcestruzzo di classe C25/30. Calcolare il momento di fessurazione e verificare, in caso di fessurazione, che l'apertura della fessura sia non maggiore di 0,1 mm. Disegnare la disposizione delle armature nel muro in c.a. e nel nodo con la platea di base.

M. Tallano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

7. Presso - flessione retta

Diagramma di interazione

M. Tallano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino