

Corso di aggiornamento professionale

Vulnerabilità Sismica ed Adeguamento di Costruzioni Esistenti in Calcestruzzo Armato

7 maggio – 7 giugno 2013

Aula Magna Seminario Vescovile Via Puccini, 36 - Pistoia



ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI PISTOIA



SAPIENZA
UNIVERSITÀ DI ROMA



Valutazione e riduzione della vulnerabilità degli elementi strutturali, non strutturali ed impianti.

- La conoscenza del manufatto. Indagini in situ distruttive e non distruttive.
- La valutazione della capacità degli elementi strutturali di calcestruzzo armato.
- Il ruolo del confinamento del calcestruzzo e la verifica della duttilità.
- Esempi applicativi: edificio multipiano di calcestruzzo armato ed edificio prefabbricato.

Rosario Gigliotti

rosario.gigliotti@uniroma1.it



PARTE VI

Il ruolo del confinamento del calcestruzzo e la verifica della duttilità

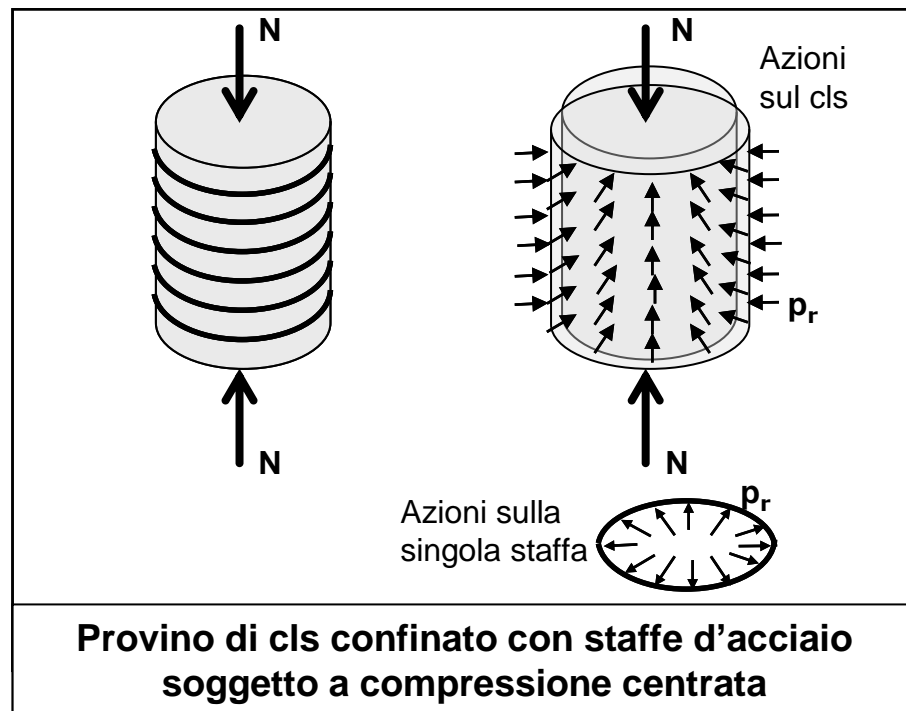


CONFINAMENTO DEL CALCESTRUZZO

Calcestruzzo confinato

Quando un **cls non confinato** è soggetto a tensioni di compressione vicine ai valori di rottura, si sviluppano elevate deformazioni laterali di trazione come risultato della formazione e propagazione di microfessure longitudinali.

Staffe e ferri longitudinali contengono l'espansione laterale applicando pressioni radiali al cls., ossia confinandolo



Il cls confinato è soggetto ad uno stato di tensione pluri-assiale.

DOMINI DI ROTTURA

CALCESTRUZZO CONFINATO

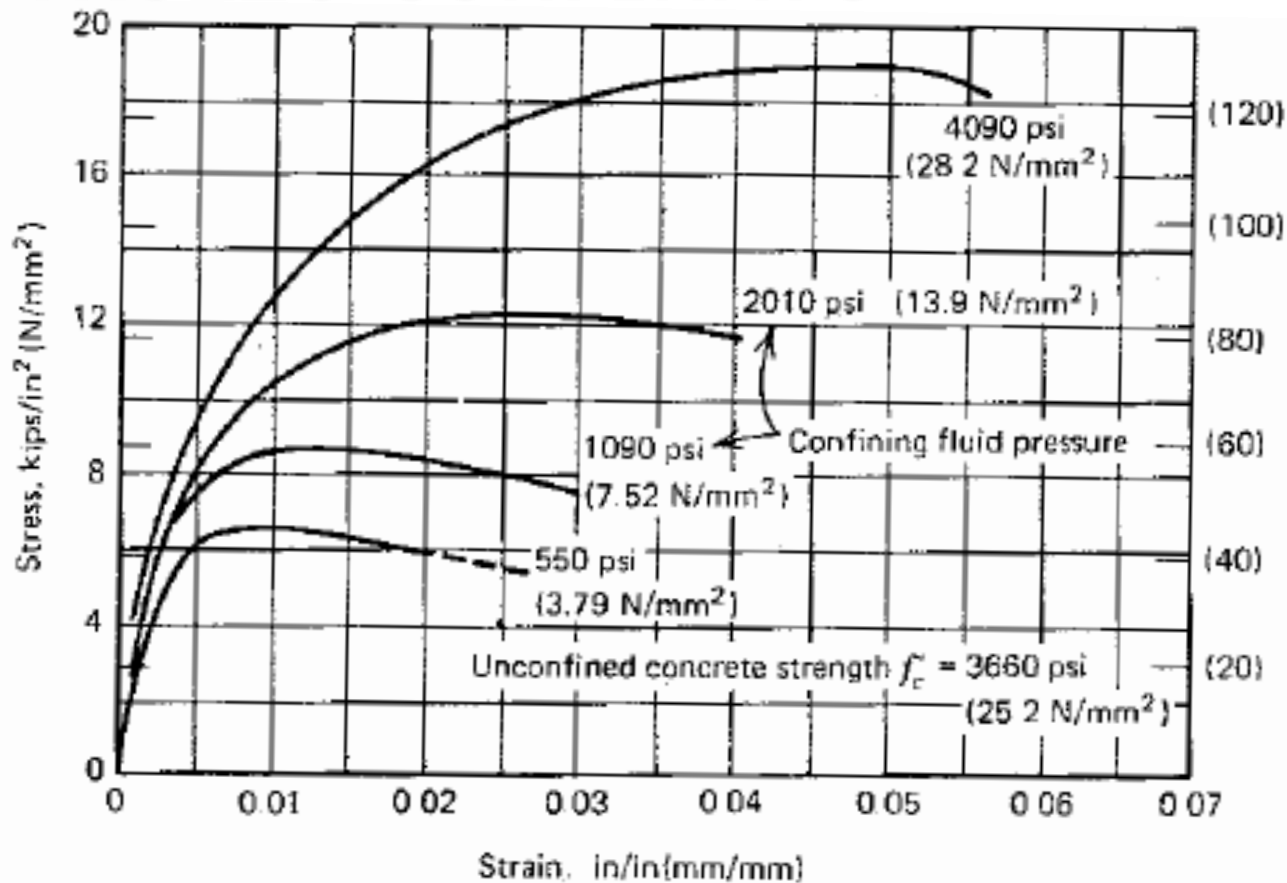
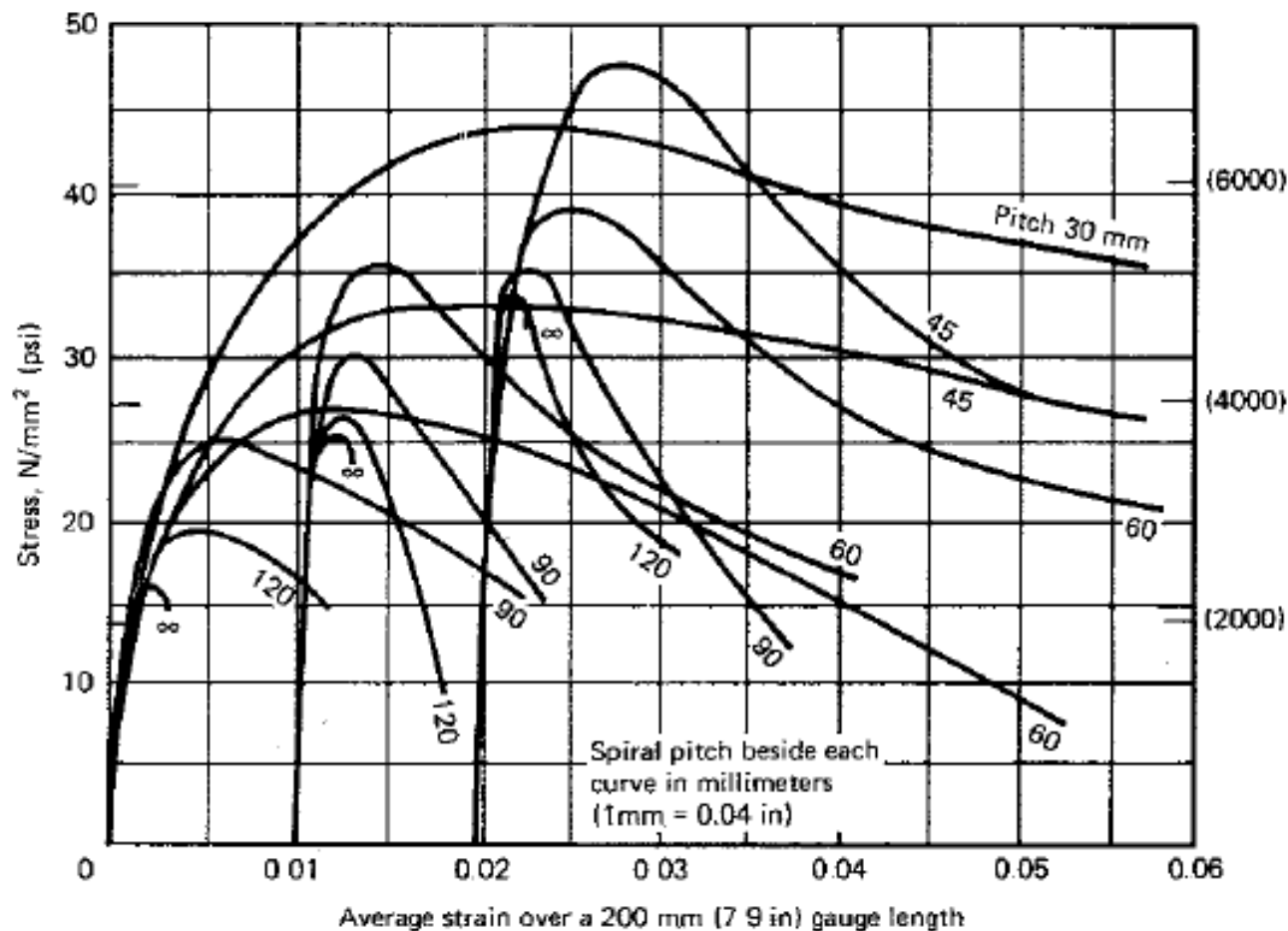
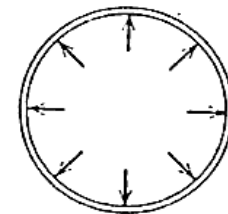


Fig. 2.11. Axial stress-strain curves from triaxial compression tests on concrete cylinders ^{2 13}

Compressione triassiale ottenuta rivestendo il cls. di un provino cilindrico con una membrana di gomma ed immergendolo in acqua in pressione
La duttilità del cls. cresce al crescere del suo confinamento

CALCESTRUZZO CONFINATO



Compressione triassiale ottenuta staffando il cls. di un provino cilindrico con staffe disposte a passo decrescente

La duttilità del cls. cresce al crescere del suo confinamento

CALCESTRUZZO CONFINATO

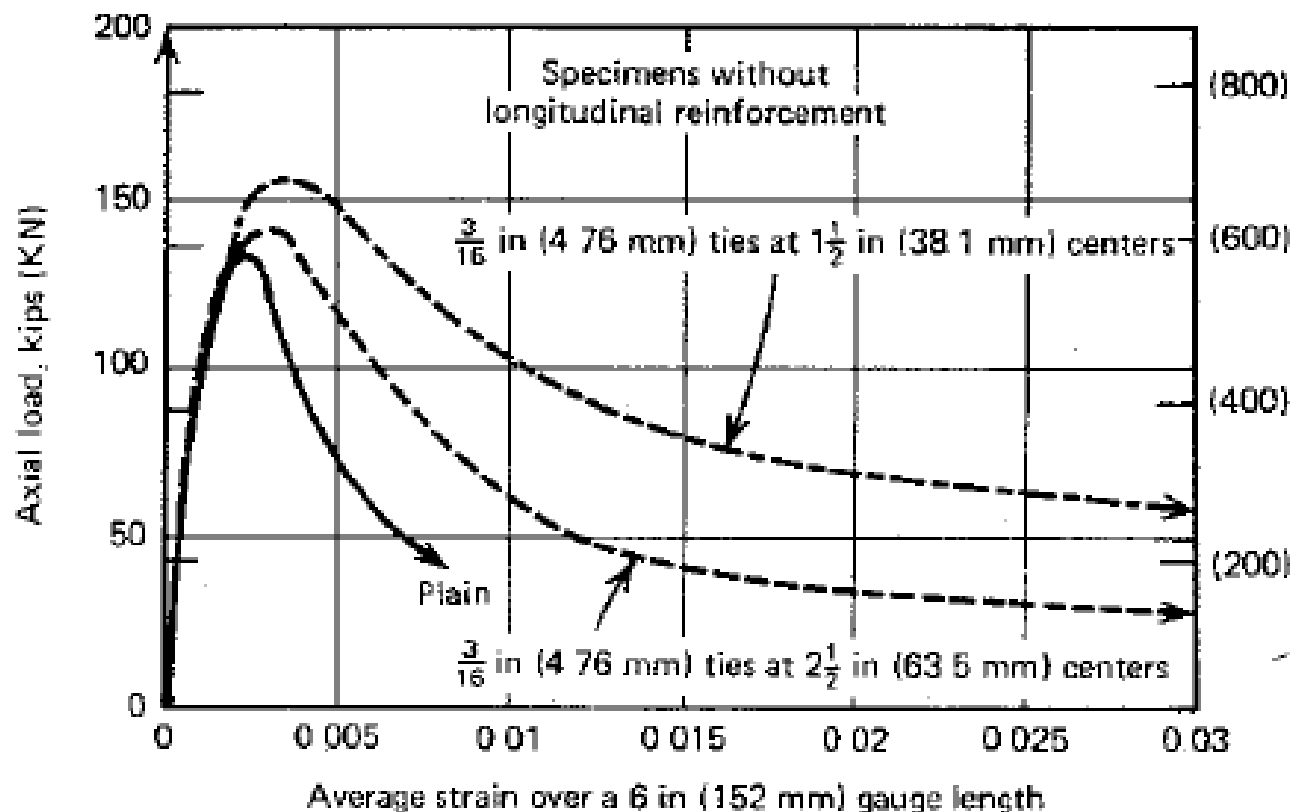


Fig. 2.13. Axial load-strain curves for $4\frac{1}{2}$ in (108 mm) square concrete prisms with various contents of square ties ^{2 17}

Compressione triassiale ottenuta staffando il cls. di un provino prismatico con staffe disposte a passo decrescente

La duttilità del cls. cresce al crescere del suo confinamento

Domini di rottura

CRITERIO DI ROTTURA DI KUPFER

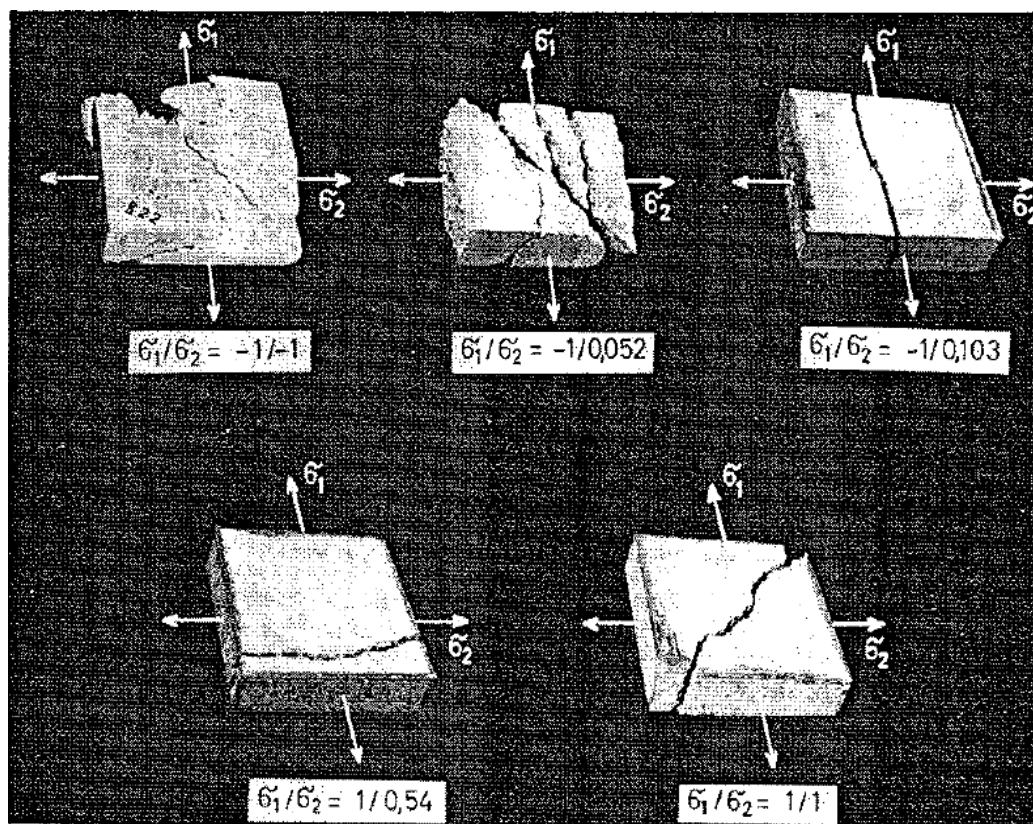
Attraverso studi sperimentali, **Kupfer**, **Hilsdorf** e Rusch nel 1966 ricavarono un **criterio di rottura generalizzato del calcestruzzo**.

K.-H.-R. sottoposero provini prismatici (20 x 20 x 5 cm) a differenti combinazioni di tensioni biassiali nelle regioni:

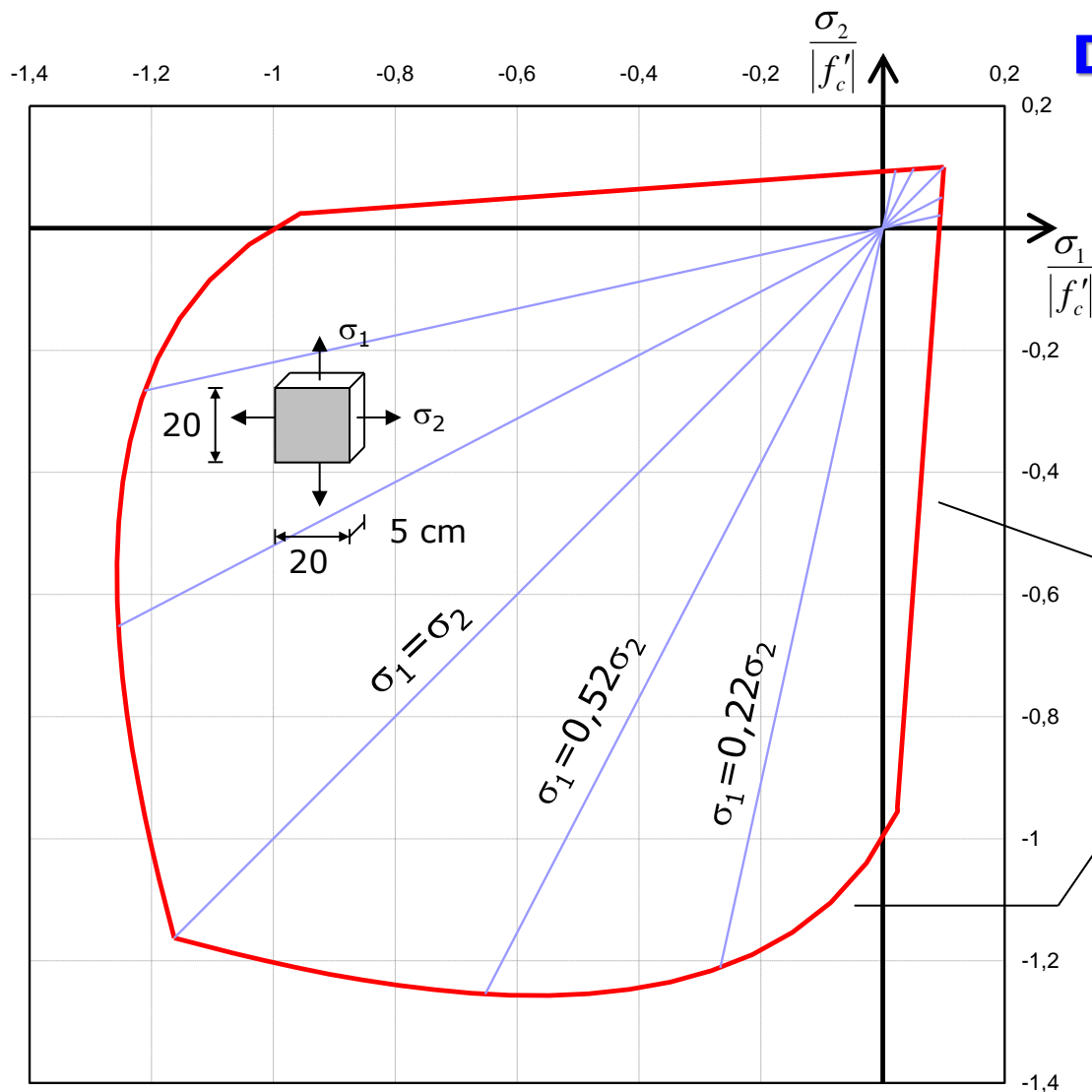
- compressione biassiale,
- compressione – trazione,
- trazione biassiale.

Utilizzati Cls. con resistenze a compressione uniassiale di **190, 315, 590** kg/cm².

All'interno di ogni regione furono scelti quattro differenti rapporti s_1/s_2 , testando sei provini per ciascuna variabile.



Domini di rottura del calcestruzzo



DOMINIO DI ROTTURA DI KUPFER

Dominio di resistenza del cls. soggetto ad uno stato di tensione biassiale

Sperim.: Kupfer-Hilsdorf-Rush

Analitico: Kupfer-Gerstle

$$\sigma_{1t} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_2}{|f'_c|}\right) f'_t$$

$$\left(\frac{\sigma_1}{|f'_c|} + \frac{\sigma_2}{|f'_c|}\right)^2 - \frac{\sigma_2}{|f'_c|} - 3,65 \frac{\sigma_1}{|f'_c|} = 0$$

oppure:

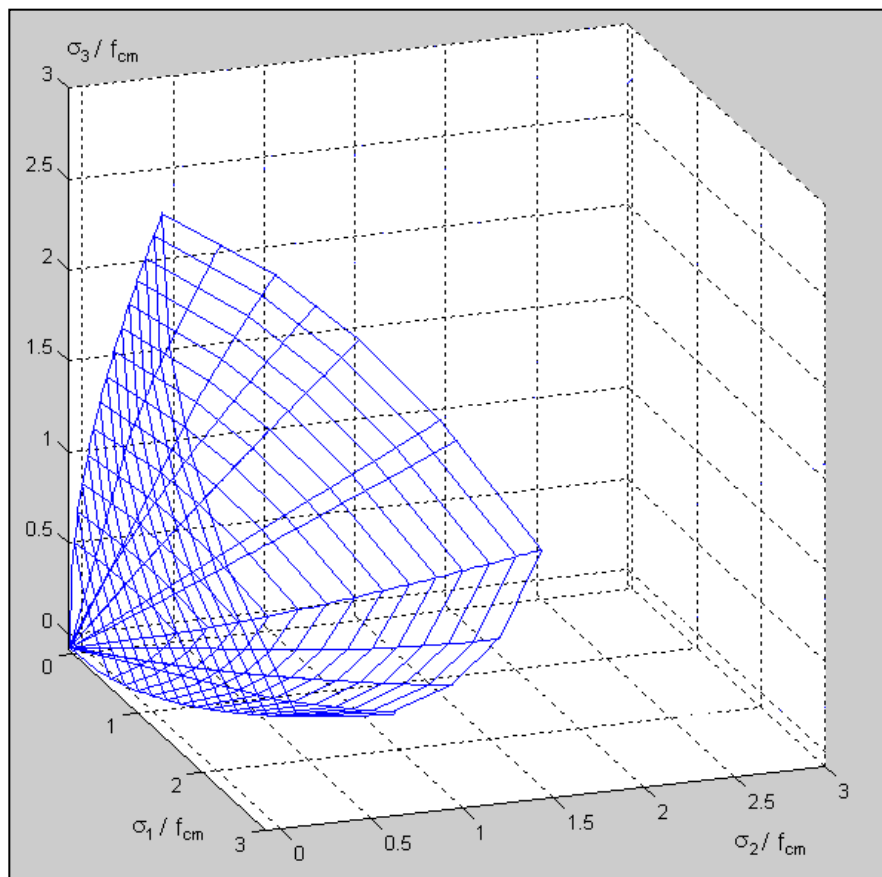
$$\sigma_{2c} = \frac{1 + 3,65\alpha}{(1 + \alpha)^2} f'_c \quad \alpha = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$$

f'_c = resistenza a compressione

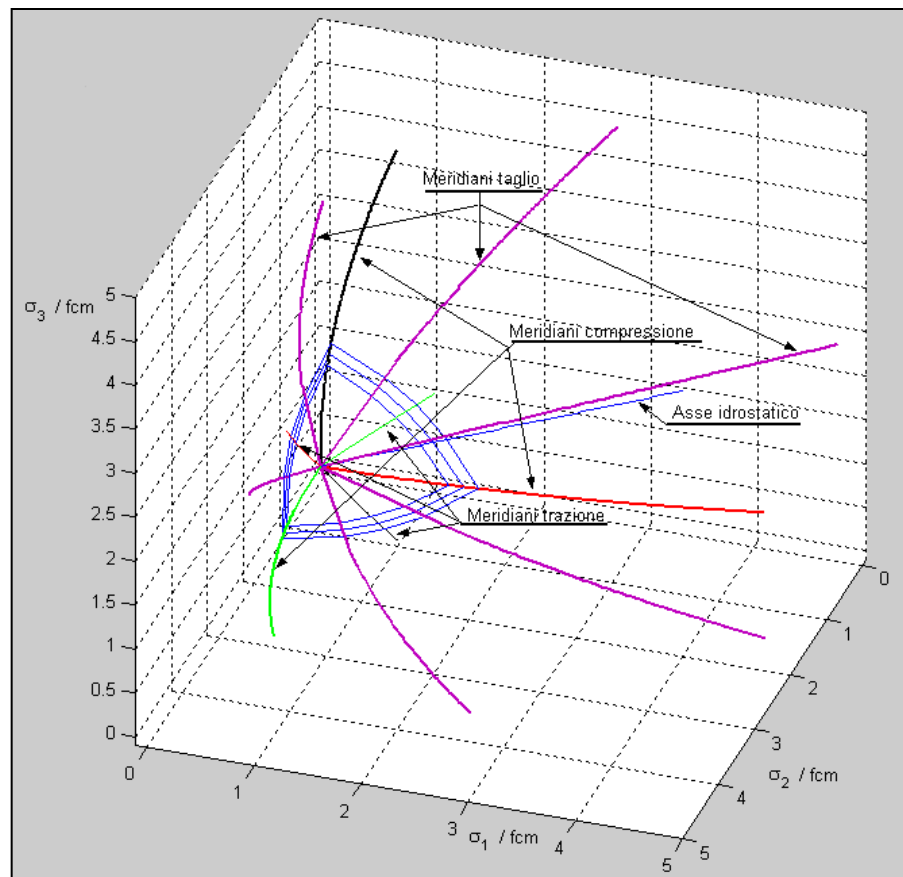
f'_t = resistenza a trazione

Domini di rottura del calcestruzzo

DOMINIO DI ROTTURA DI OTTOSEN



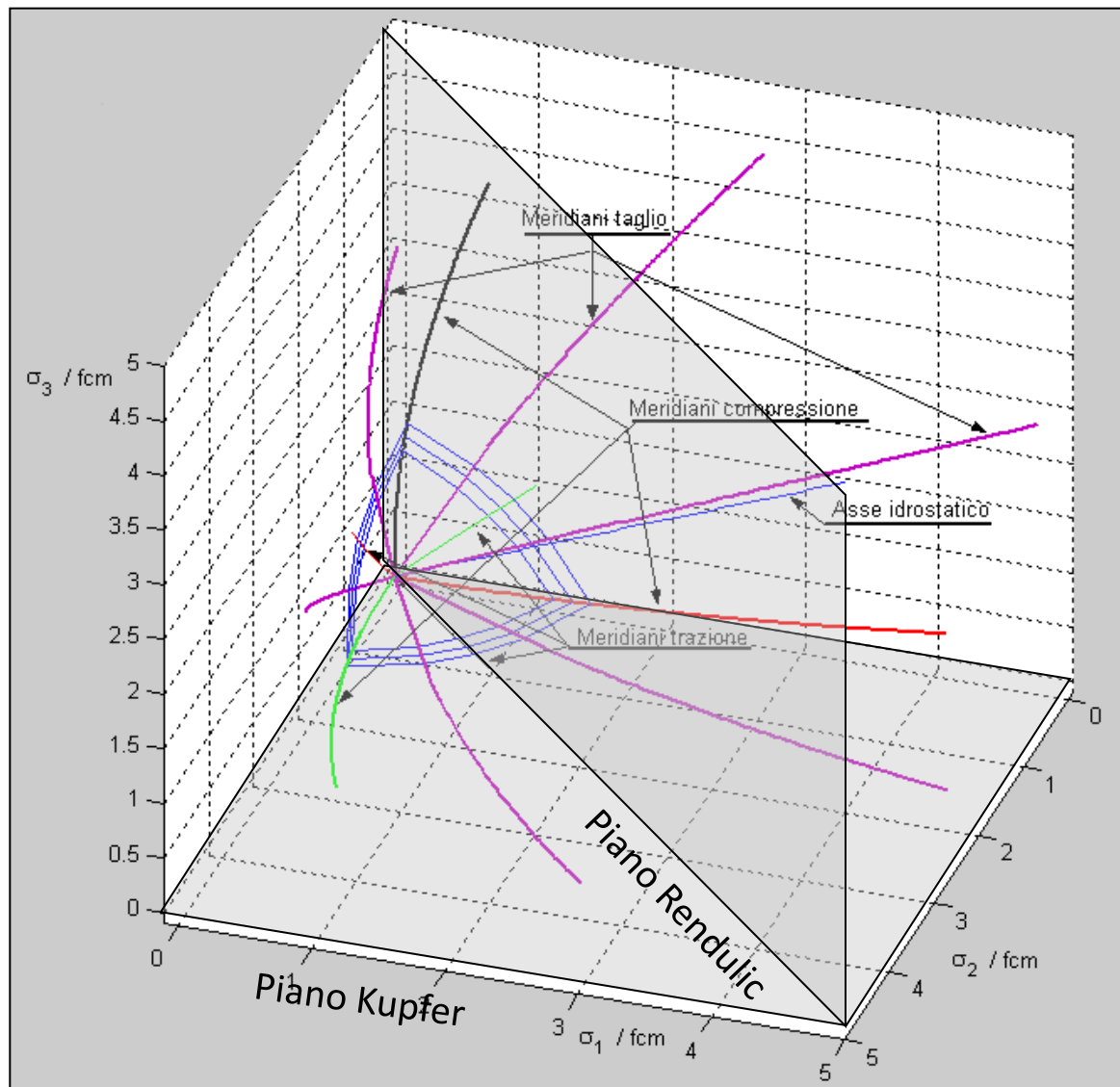
Rappresentazione tramite meridiani e paralleli



Meridiani significativi

Domini di rottura del calcestruzzo

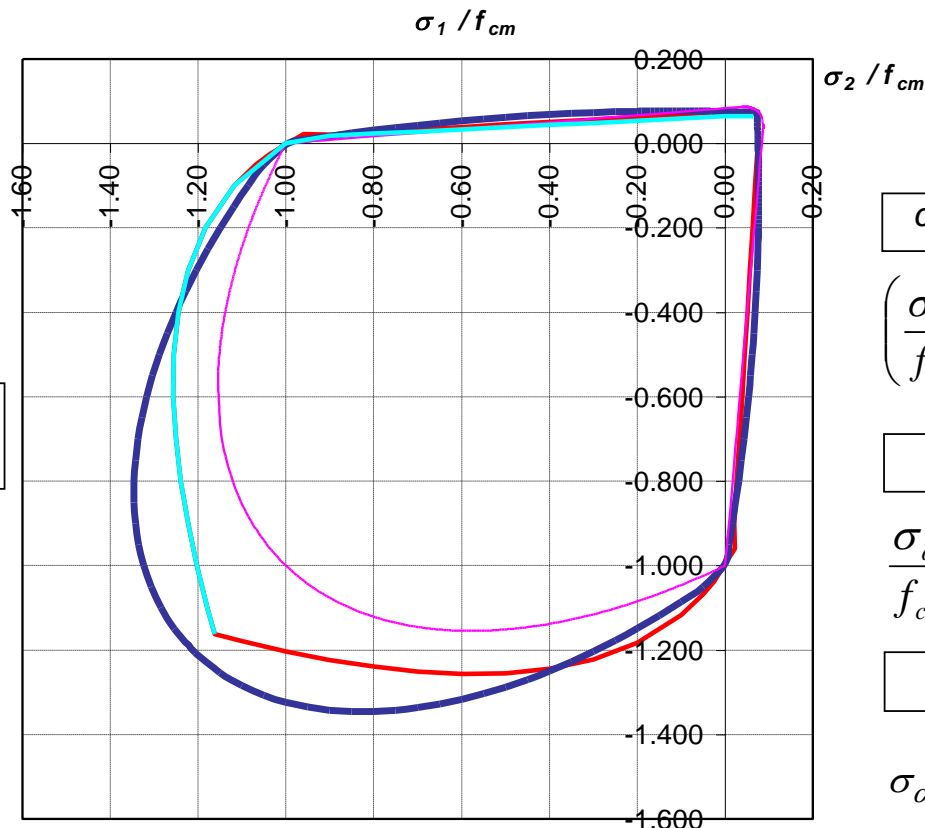
DOMINIO DI ROTTURA DI OTTOSEN



Vista 3D

Domini di rottura del calcestruzzo

Confronto di alcuni Domini per stati biassiali di tensione



Piano di Kupfer

- SOLUZIONE APPROSSIMATA CEB FIP
- PROIEZIONE SUPERFICIE OTTOSEN
- DOMINIO TAU OTT. DEGENERATO PER CLS
- DOMINIO DI KUPFER

CONFRONTO TRA DOMINI PIANO DI KUPFER

compressione - compressione

$$\left(\frac{\sigma_\alpha}{f_{ck}} + \frac{\sigma_\beta}{f_{ck}} \right)^2 + \frac{\sigma_\alpha}{f_{ck}} + 3.65 \frac{\sigma_\beta}{f_{ck}}$$

compressione - trazione

$$\frac{\sigma_\alpha}{f_{ck}} = \frac{f_{ctk;0,05}}{f_{ck}} + 0.8 \frac{\sigma_\beta}{f_{ck}} f_{ctk;0,05}$$

trazione - trazione

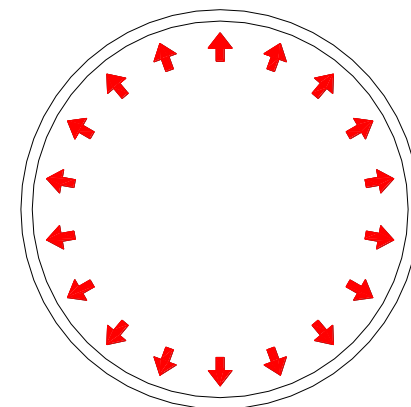
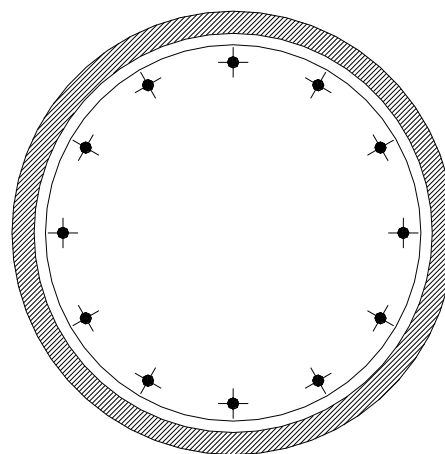
$$\sigma_\alpha = \frac{f_{ctk;0,05}}{f_{ck}}$$

con $\alpha \neq \beta = I, II$

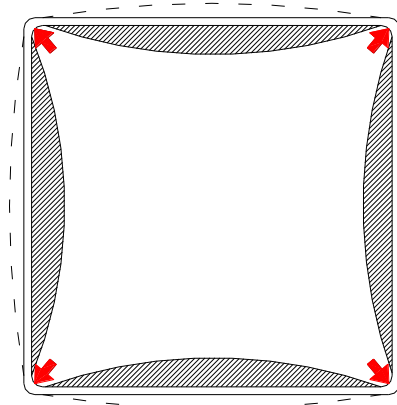
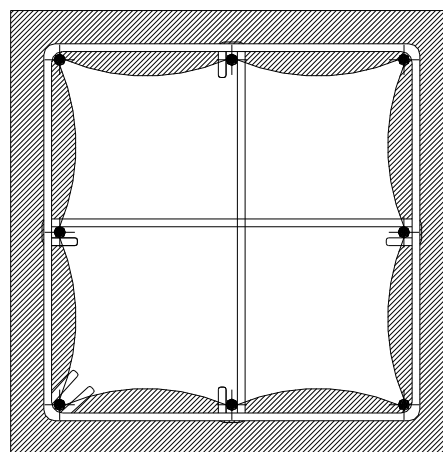
Calcestruzzo confinato

Effetto delle staffe

Staffe a spirale o circolari: sono messe in tensione dalla pressione esercitata dal calcestruzzo così da garantire una pressione di confinamento uniforme lungo tutta la circonferenza.



Staffe rettangolari: il pieno confinamento si ha negli angoli perché la pressione del calcestruzzo sui lati della staffa fa inflettere i bracci della staffa verso l'esterno. L'utilizzo di spille ed una buona distribuzione di ferri longitudinali incrementano il confinamento.

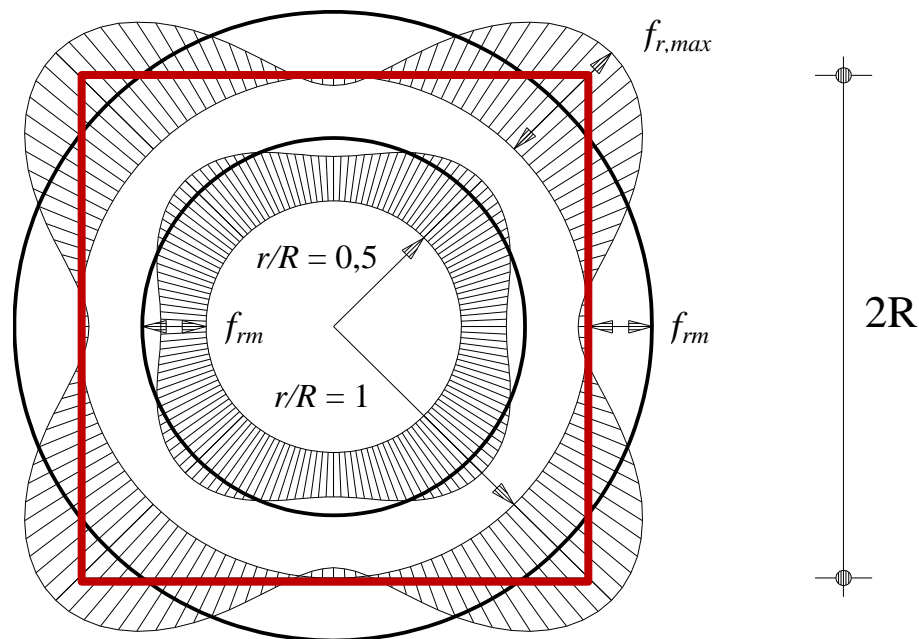


Calcestruzzo confinato

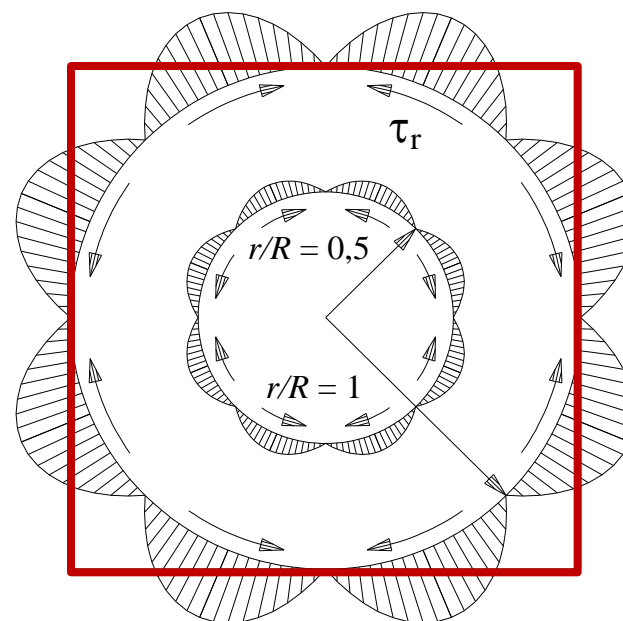
Pressione di
confinamento

Distribuzione delle pressioni di confinamento all'interno della sezione

Distribuzione σ



Distribuzione τ

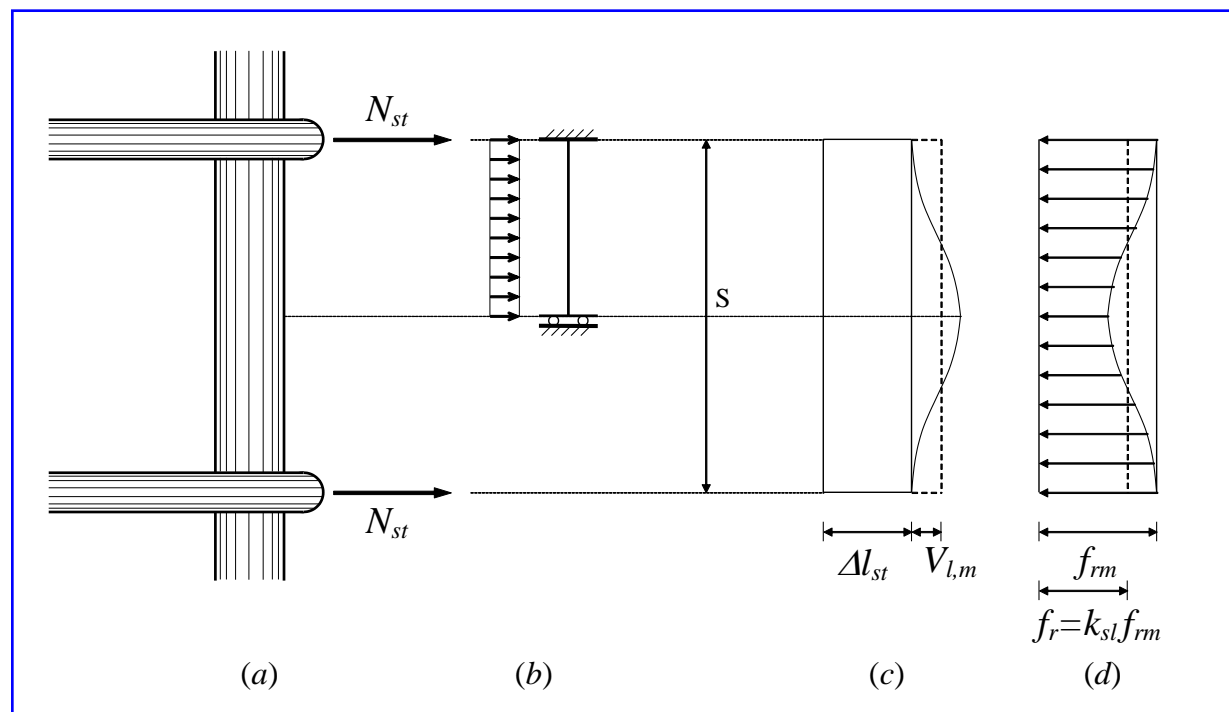


La media delle pressioni lungo le circonferenze interne alla sezione quadrata è costante.

Calcestruzzo confinato

Distribuzione delle pressioni di confinamento lungo l'elemento strutturale.

Un elemento strutturale in c.a. è confinato, oltre che dalle armature trasversali, anche dalle barre longitudinali che contribuiscono a distribuire lungo l'elemento le pressioni di confinamento esercitate dalle staffe.



Le pressioni esercitate dalle staffe lungo il perimetro si diffondono nel calcestruzzo secondo due meccanismi:

1. **l'effetto arco**
2. **l'effetto della rigidità flessionale delle barre longitudinali.**



Calcestruzzo confinato

Pressione di
confinamento

Il confinamento è tanto migliore quanto minore è il passo delle staffe.

Le limitazioni sul passo derivano anche dalla necessità di impedire l'instabilità delle barre longitudinali (in base a risultati sperimentali **il passo non deve eccedere 6 volte il diametro delle armature longitudinali**).

Esistono diverse espressioni (tutte di natura empirica) che descrivono il legame costitutivo del calcestruzzo confinato.

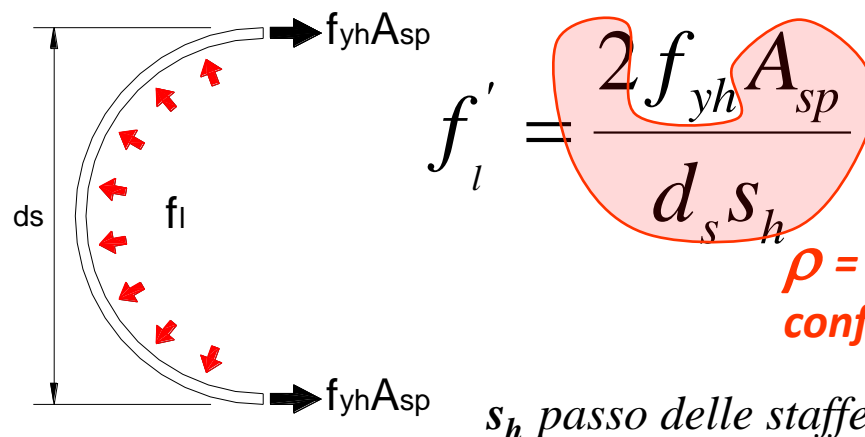
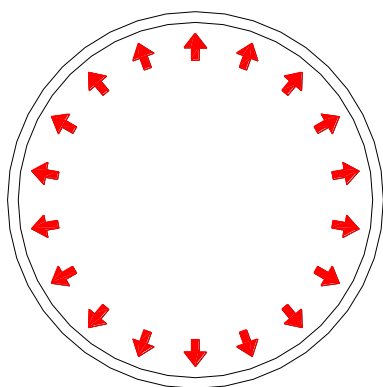
Ai fini della progettazione tali espressioni devono sempre fornire:

- la resistenza a compressione
- la deformazione ultima a compressione
- i parametri equivalenti dello stress-block.

Calcestruzzo confinato

La pressione di confinamento massima (f'_l) si ha quando le staffe raggiungono la tensione di snervamento (f_{yh}).

Sezione
circolare



Sezione
rettangolare

$$f'_{lx} = \rho_x f_{yh}$$

$$f'_{ly} = \rho_y f_{yh}$$

ρ_x e ρ_y sono le % volumetriche di armatura di confinamento sull'area di cls tagliata da piani perpendicolari, rispettivamente, alle 2 direzioni.

Calcestruzzo confinato

Pressione effettiva di confinamento

$$f'_l = K_e f_l$$

K_e è un coefficiente di confinamento legato al rapporto tra l'area minima di calcestruzzo confinato e l'area effettiva racchiusa dall'asse della staffa.

0.95 sezioni circolari

$K_e = 0.75$ sezioni rettangolari tipo pilastro

0.60 sezioni rettangolari tipo parete

Modello di Mander, Priestley, Park (1988)

Tensione di picco

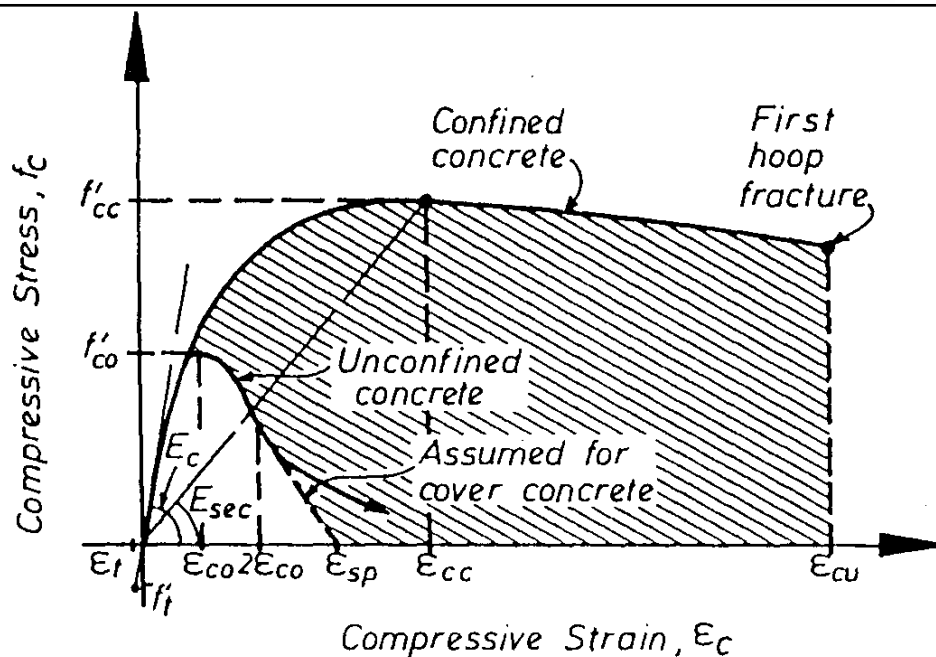
$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - 2 \frac{f'_l}{f'_c} \right)$$

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., "Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 114, No. 8, August 1988, pp. 1827-1849.

Relazione tra resistenza confinata (f'_{cc}) e resistenza non confinata (f'_c)

Valida per sezioni circolari e sezioni rettangolari con la stessa tensione effettiva di confinamento (f'_l) nelle due direzioni.

Nel caso di pressioni di confinamento diverse si può ricorrere ad un istogramma.

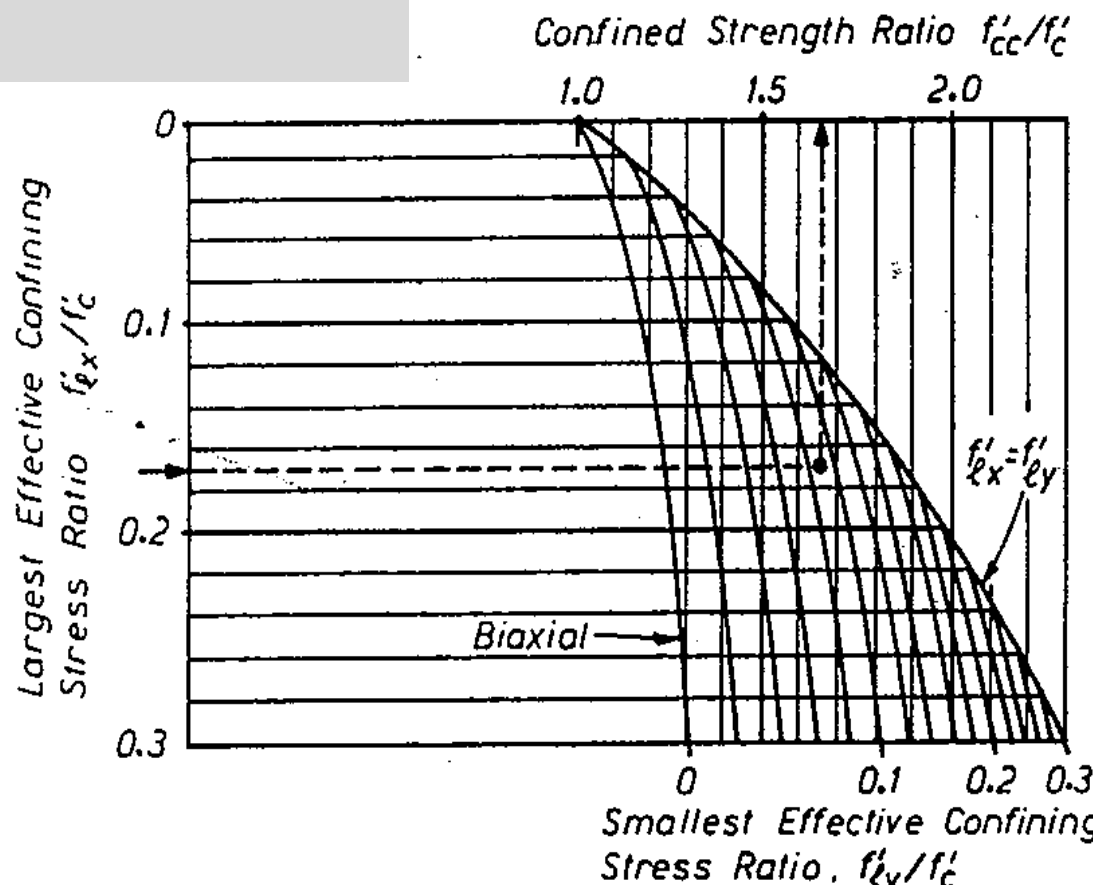


Modello di Mander, Priestley, Park (1988)

Tensione di picco

Dividendo la tensione di confinamento f'_{lx} per la tensione di schiacciamento del cls., si passa dalla percentuale volumetrica di confinamento alla percentuale meccanica di confinamento

$$\frac{f'_{lx,y}}{f'_c} = \frac{2 f_{yh} A_{spx,y}}{f'_c d_s s_h}$$



Determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo confinato in funzione delle pressioni laterali di confinamento (sezioni rettangolari).

Modello di Mander, Priestley, Park (1988)

Deformazione di picco e deformazione ultima

Un'espressione valida per il valore della **deformazione corrispondente alla tensione di picco**, ε_{cc} , è la seguente:

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$

Si noti che si parte sempre da 0,002

Una stima conservativa della **deformazione ultima a compressione** ε_{cu} è la seguente:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \approx 0.012 \div 0.05$$

Priestley et al.

 ρ_s

percentuale volumetrica di confinamento

 ε_{sm}

deformazione dell'acciaio in corrispondenza della tensione massima (≈ 0.15)

Modelli analitici calcestruzzo confinato

SCUOLA NEO ZELANDESE

-KENT, PARK (1971)

Il confinamento esercitato dalle staffe si attiva solo in prossimità della resistenza a compressione uniaassiale.

L'area confinata è da considerarsi solo quella interna al perimetro esterno delle staffe

⇒ CONFINAMENTO TRASCURABILE RAMO PRE PICCO (a favore di sicurezza)
 → DIMINUZIONE PENDENZA RAMO POST PICCO

RAMO PRE PICCO
(parabolico)

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

HOGNESTAD
(1951)

$$\varepsilon_0 = 0.002$$

DEF. AL PICCO

RAMO POST PICCO
(lineare)

$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)]$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50} - \varepsilon_0}$$

CLS NON CONFINATO

$$\varepsilon_{50} = \varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002 f'_c (psi)}{f'_c (psi) - 1.000}$$

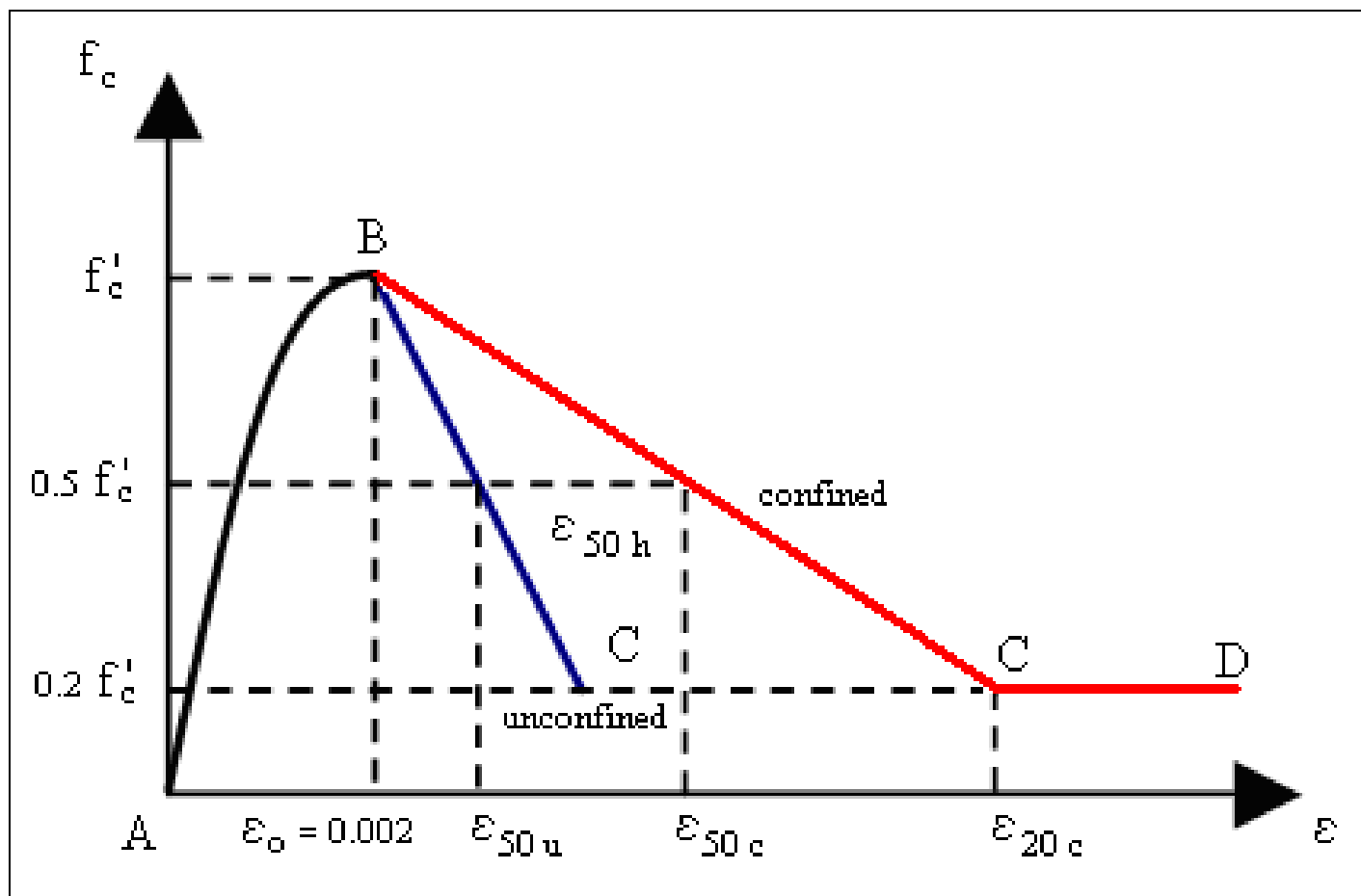
CLS CONFINATO

$$\varepsilon_{50} = \varepsilon_{50c} = \varepsilon_{50h} + \varepsilon_{50u} \quad \varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho \sqrt{\frac{b''}{s}}$$

Modelli analitici calcestruzzo confinato

SCUOLA NEO ZELANDESE

-KENT, PARK (1971)



Modelli analitici calcestruzzo confinato

SCUOLA NEO ZELANDESE

-KENT, PARK (1971)

-PRIESTLEY, PARK (1981)

Il confinamento esercitato dalle staffe non produce più esclusivamente una diminuzione della pendenza nel ramo di post picco, **ma genera anche benefici in termini di aumento della resistenza a compressione e di corrispondente deformazione al picco**

$$\left[\varepsilon_{cc} = 0.002 \left(1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right) \right]$$

$$f'_{cc} = f'_c + 4.1 f_l = f'_c \left(1.000 + 4.1 \frac{f_l}{f'_c} \right)$$

$$f_l = \frac{2 f_{yh} A_{sp}}{d_s s_h} \quad \text{pressione di confinamento}$$

$$\rho_s = \frac{2 A_{sp}}{d_s s_h} \quad \text{rapporto di confinamento}$$

$$f'_{cc} = f'_c + \frac{8.2 f_{yh} A_{sp}}{d_s s_h} = f'_c \left(1 + 2.05 \rho_s \frac{f_{yh}}{f'_c} \right)$$

f'_c = resistenza a compressione del cls non confinato;

f'_{cc} = resistenza a compressione del cls confinato.

Modelli analitici calcestruzzo confinato

SCUOLA
NEOZELANDESE

-KENT, PARK (1971)

$$f_{ck,c} = f_{ck} = 35MPa$$

-PRIESTLEY, PARK (1981)

$$f_{ck,c} = 50.09MPa$$

-SCOTT, PARK, PRIESTLEY (1982)

$$f_{ck,c} = 42.36 \div 52.95MPa$$

Viene valutato l'aumento della resistenza e deformazione di picco al variare della velocità di deformazione

$$f_c = Kf'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad \text{per } \varepsilon_c < 0.002K$$

$$f_c = Kf'_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0.002K)] \quad \text{per } \varepsilon_c > 0.002K$$

ove a 0.002K corrisponde la deformazione ε_c al picco della tensione kf'_c

LOW STRAIN RATE

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = 3.3 \mu\text{E/sec}$$

HIGH STRAIN RATE

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = 16700 \mu\text{E/sec}$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c}$$

incremento di deformazione dovuto alle staffe

$$K = 1.25 \left(1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right)$$

deformazione ε_u allo 0.5

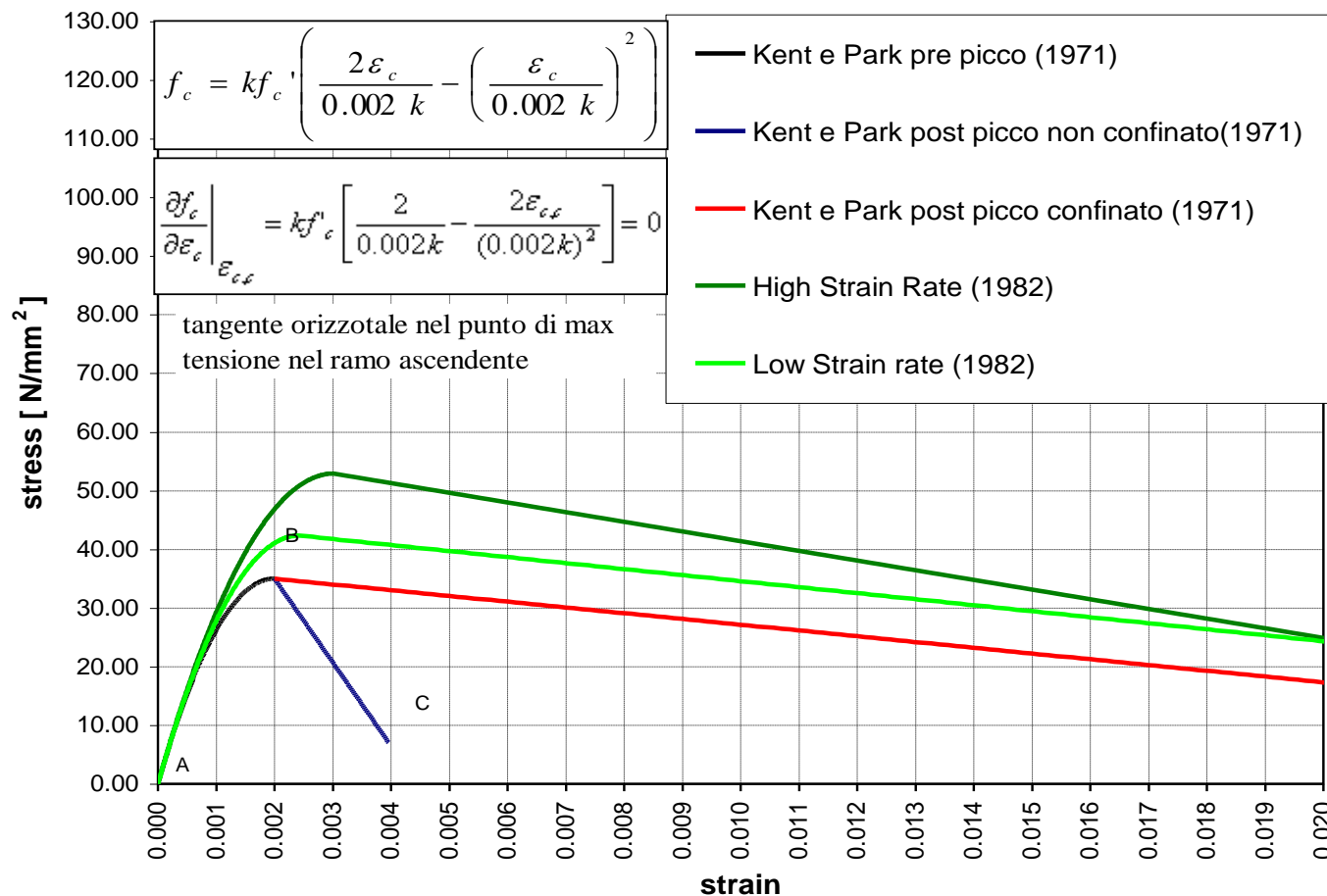
$$Z_m = \frac{Kf'_c}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002k}$$

deformazione al picco

$$Z_m = \frac{0.625}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 100} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002k}$$

Modelli analitici calcestruzzo confinato

Confined and Unconfined Concrete , Kent - Park, Scott - Park - Priestley



Modelli analitici calcestruzzo confinato

SCUOLA NEO ZELANDESE

- KENT, PARK (1971)
- PRIESTLEY, PARK (1981)
- SCOTT, PARK, PRIESTLEY (1982)
- MANDER, PARK, PRIESTLEY (1988)

In una prova di compressione, il calcestruzzo esterno è non confinato e diventa non resistente una volta raggiunta la resistenza a compressione, ma il nucleo di calcestruzzo continua a portare il carico ad alte deformazioni.

Viene proposta una unica legge per il ramo di pre e post picco

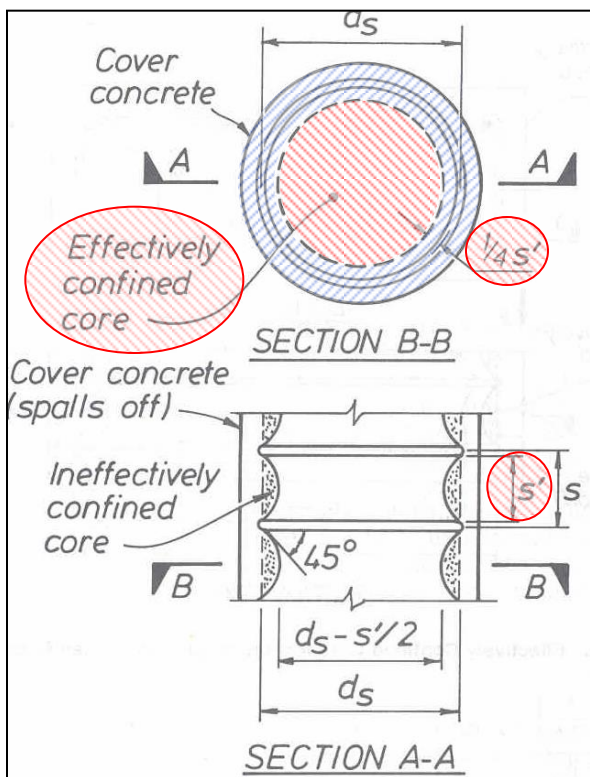
$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad \epsilon_{c0} = 0.002$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad E_c = 5,000 \sqrt{f'_{c0}} \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad \rho_s = \frac{A_{sp} \pi d_s}{\pi d_s^2 s} = \frac{4A_{sp}}{d_s s}$$

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{c0}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{c0}}} \right)$$



Modelli analitici calcestruzzo confinato

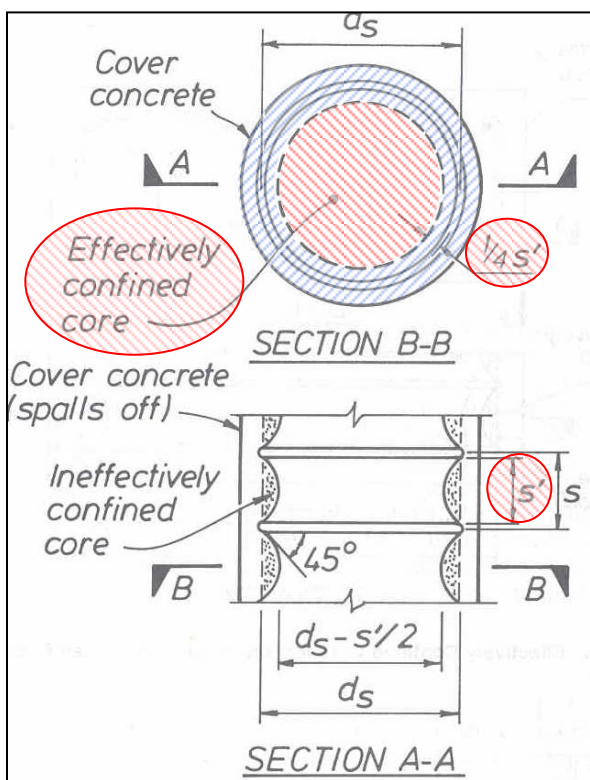
SCUOLA NEO ZELANDESE

-KENT, PARK (1971)

-PRIESTLEY, PARK (1981)

-SCOTT, PARK , PRIESTLEY (1982)

-MANDER, PARK , PRIESTLEY (1988)



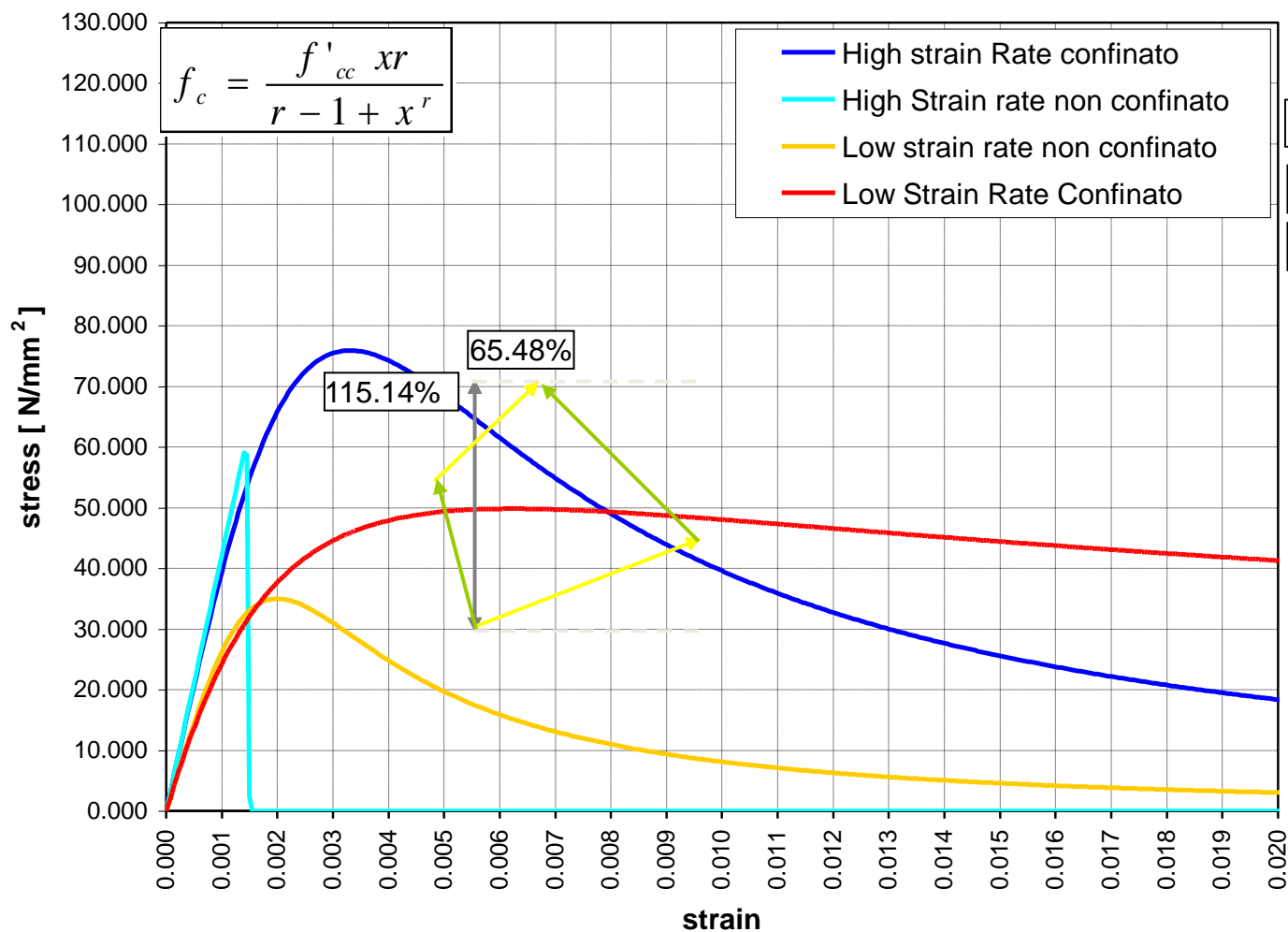
EFFETTI DELLO STRAIN RATE

Valutati attraverso l'utilizzo di coefficienti di amplificazione dinamica, che sono funzione della velocità di deformazione, da applicare a

- Tensione al picco
- Deformazione al picco
- Modulo di Elasticità iniziale

Modelli analitici

Confined and Unconfined Concrete , Mander ed al.



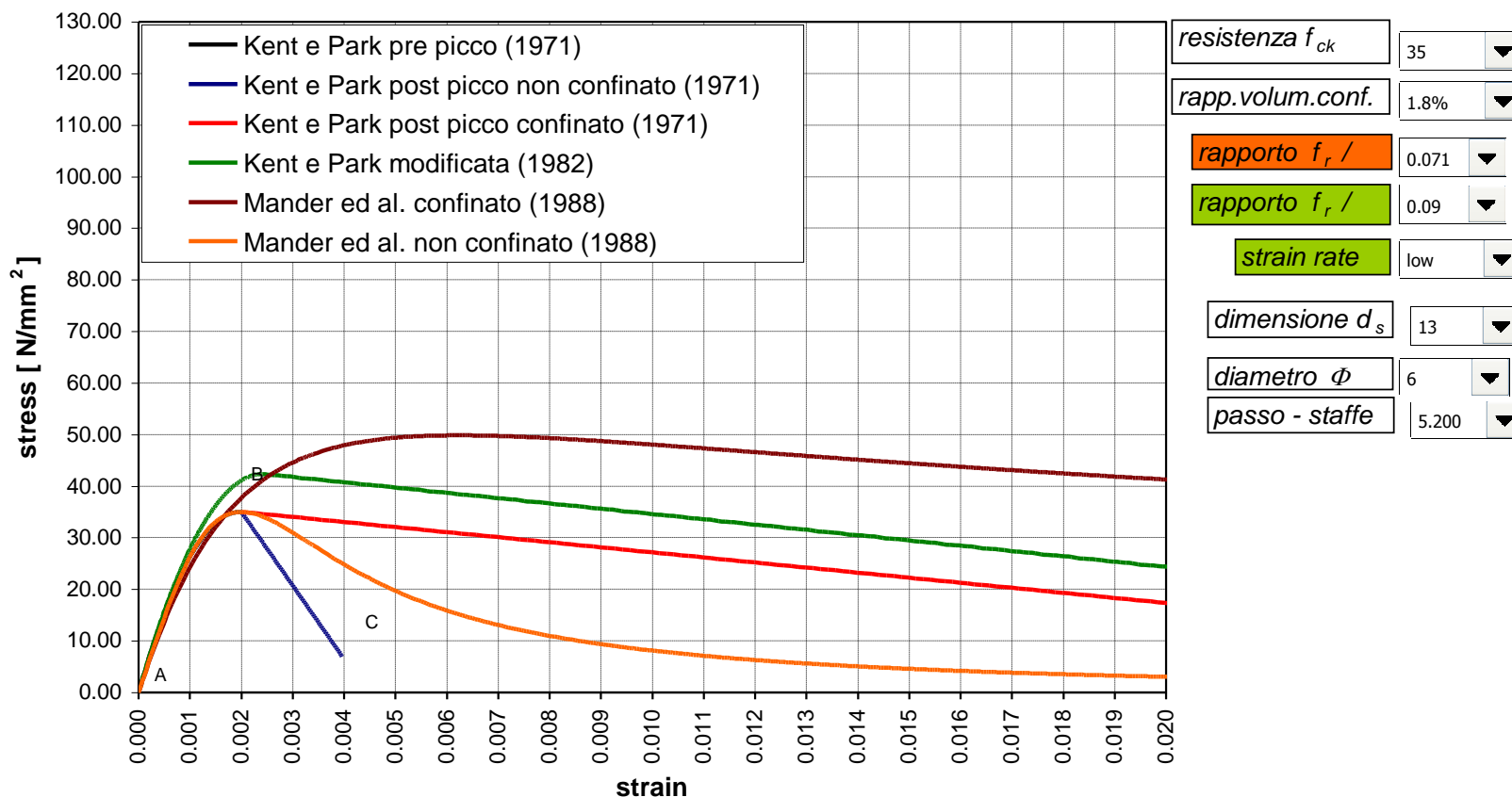
SCUOLA
NEOZELANDES
E

tipo di acciaio	FeB 44 K
resistenza f_{ck}	35
rapp.volum.conf.	1.8%
rapp. f_r / f_{cK}	0.071
dimensione d_s	15.6
diametro Φ	6
passo - staffe s	5.200

CLS. CONFINATO: MODELLI CONF. PASSIVO

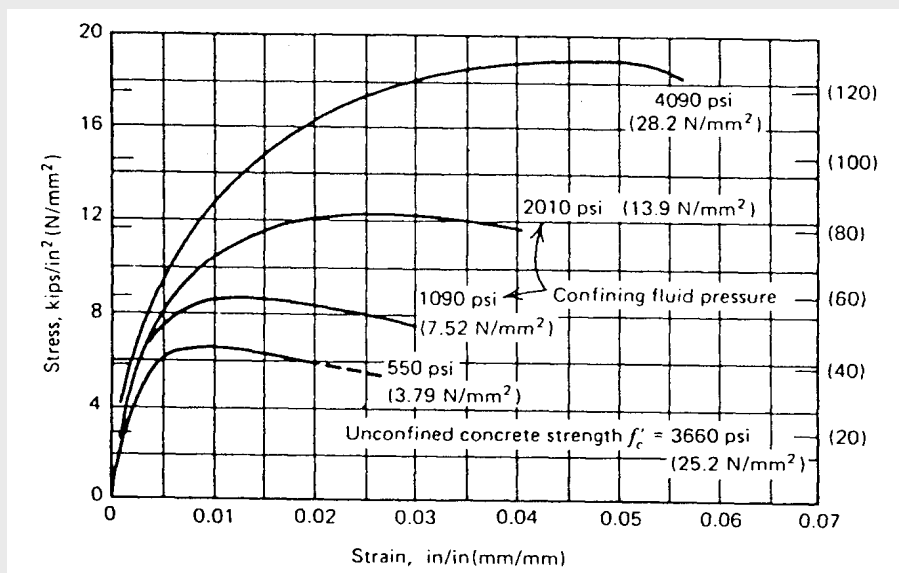
SCUOLA NEO ZELANDESE

Models of Stress-Strain Curves
(Passive Confining Pressure on Concrete) (Kent e Park ; Mander)



Confinamento del calcestruzzo

Compressione triassiale (Richart et al.)

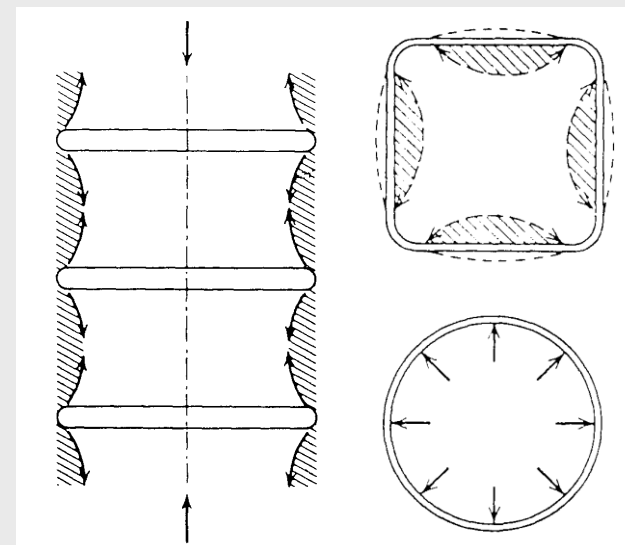


Confinamento Attivo

Ipotesi semplificative (adottate dai più comuni modelli analitici)

- Distribuzione delle pressioni di confinamento all'interno della sezione per mezzo dell'“effetto arco”.
- Armatura trasversale soggetta ad uno stato di tensione assiale.
- Pressioni di confinamento uniformi all'interno del nucleo confinato.
- Tensione nell'acciaio costante, con valore pari alla tensione di snervamento.

Calcestruzzo confinato da armature trasversali

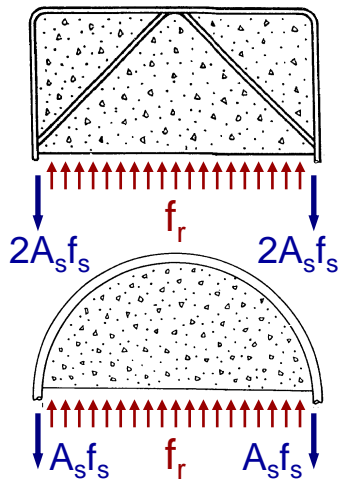


Confinamento Passivo

Confinamento del calcestruzzo

Modelli tradizionali

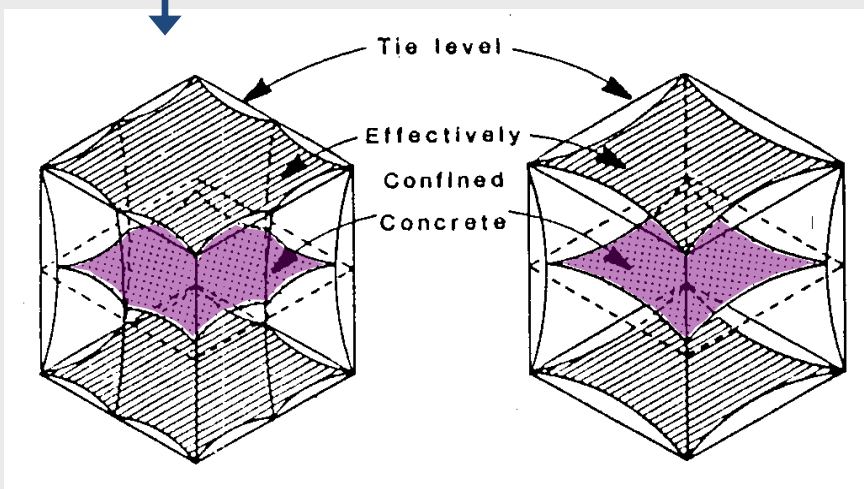
Equilibrio:
Free Body Diagram



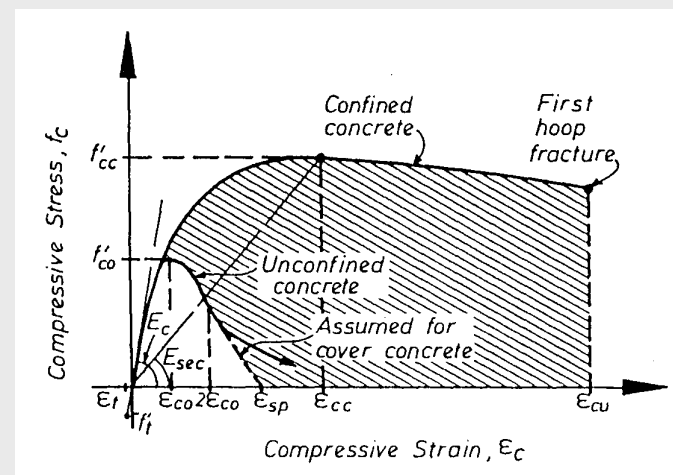
$$f_r' = k_e f_r$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

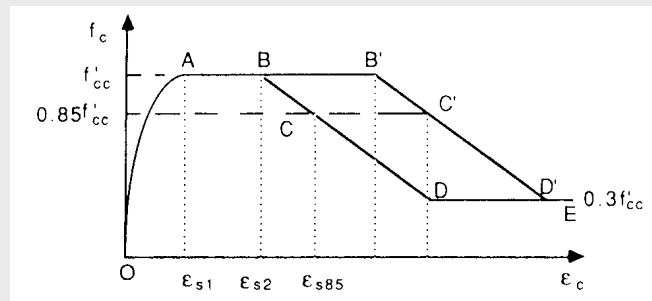
Area effettivamente confinata



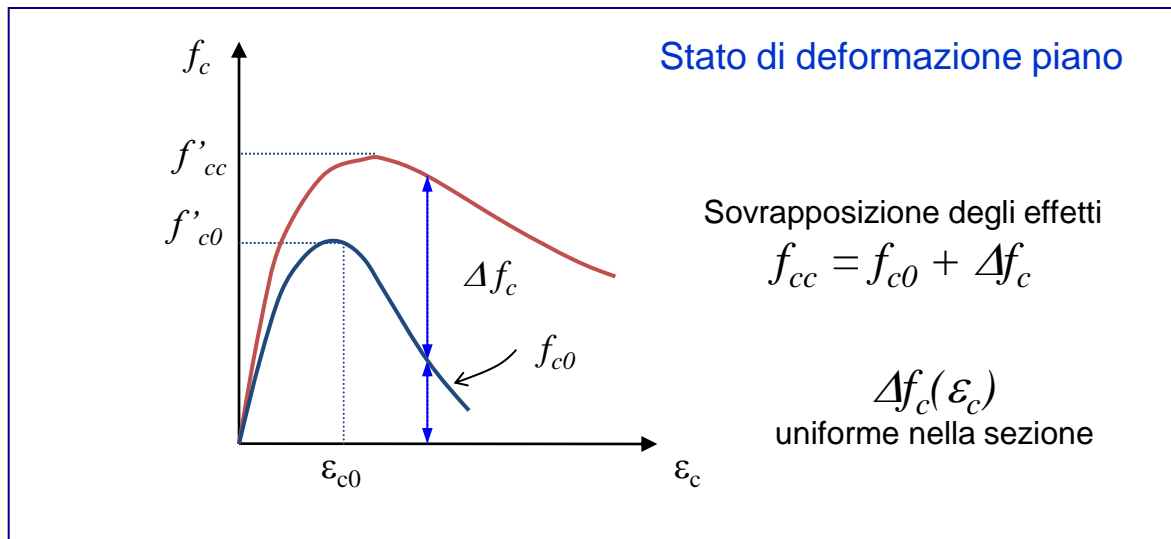
Mander, Priestley, Park (1988)



Sheih & Uzumeri (1982)



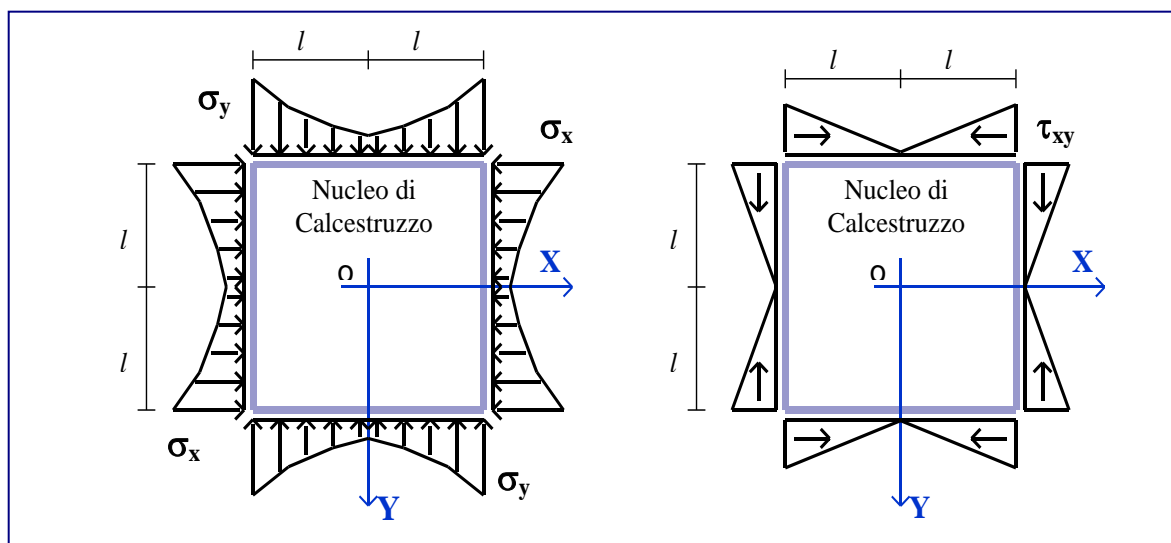
Confinamento del calcestruzzo



Analytical Stress–Strain Relationship for Concrete Confined by Steel Stirrups and/or FRP Jackets

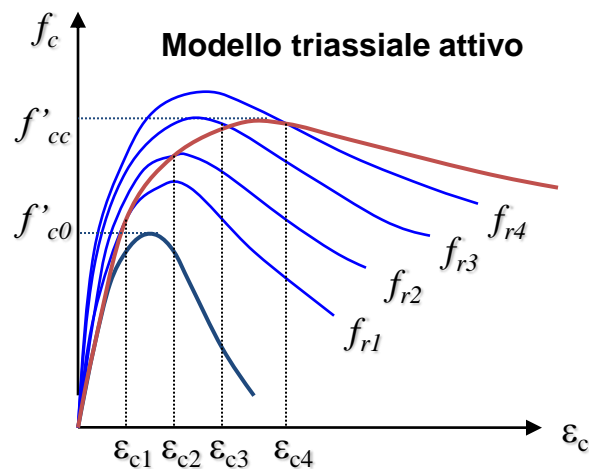
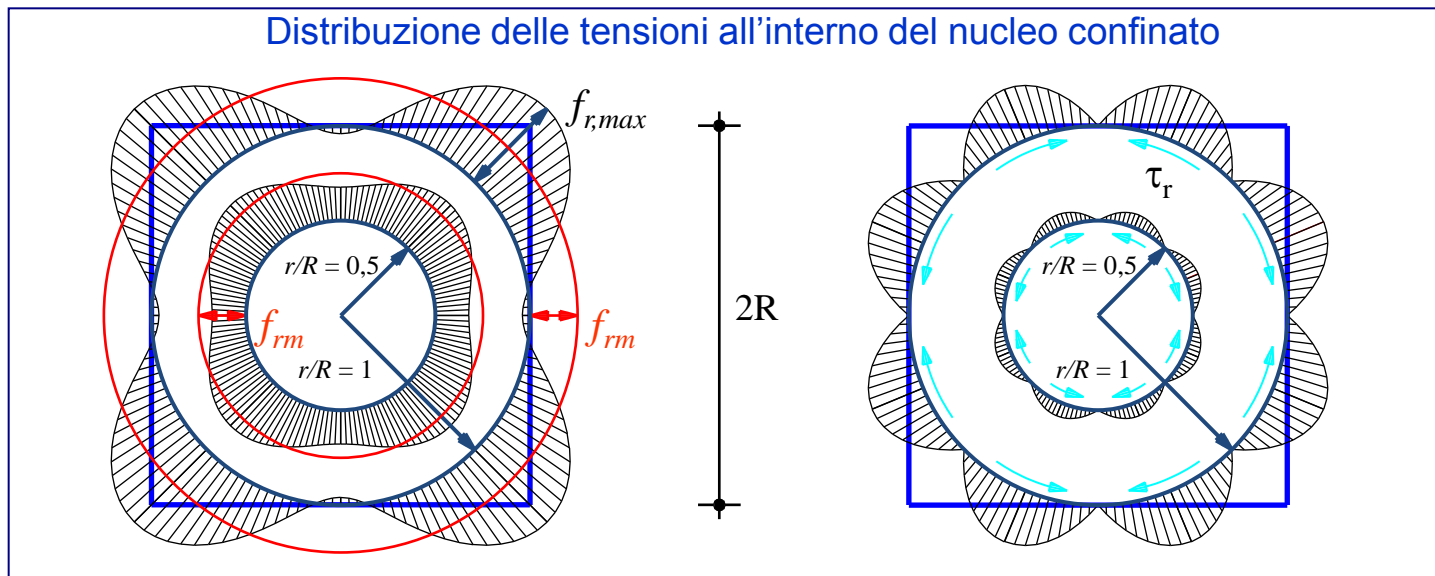
Franco Braga, Rosario Gigliotti, Michelangelo Laterza

JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE / SEPTEMBER 2006



Stato tensionale lungo il perimetro della staffa quadrata

Confinamento passivo

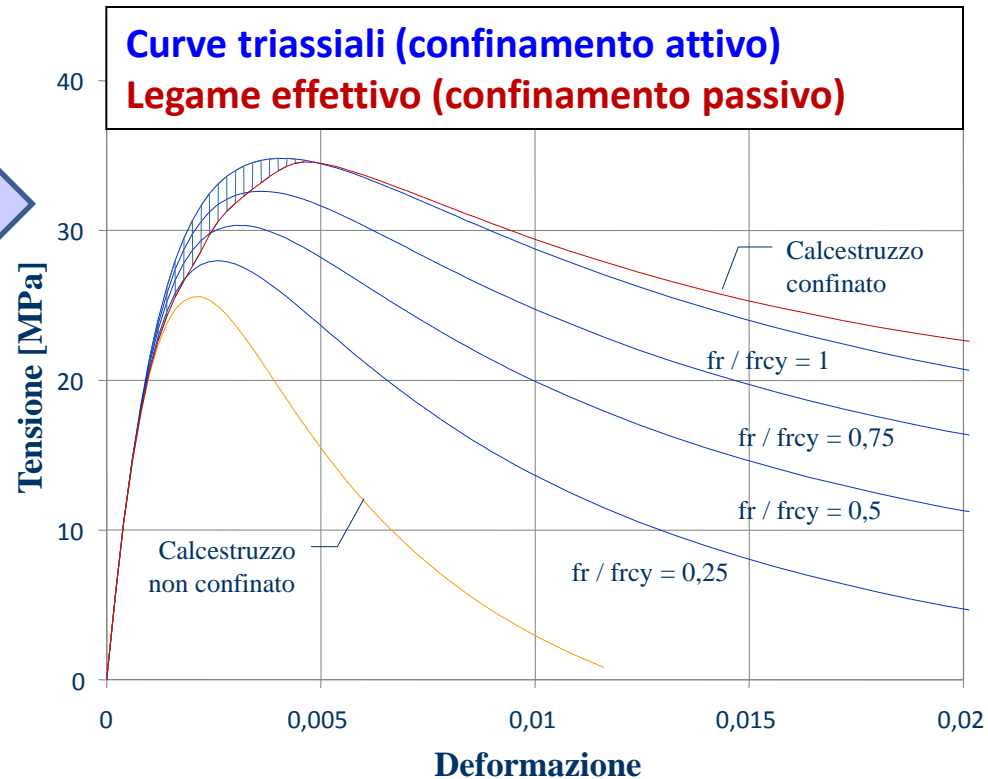
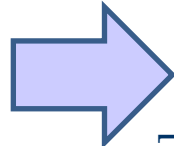
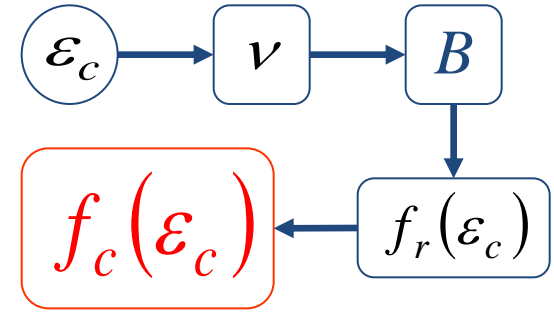
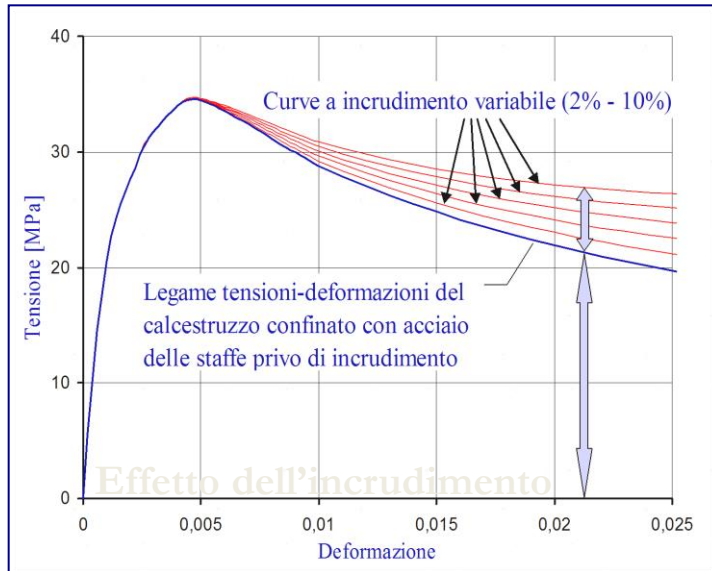
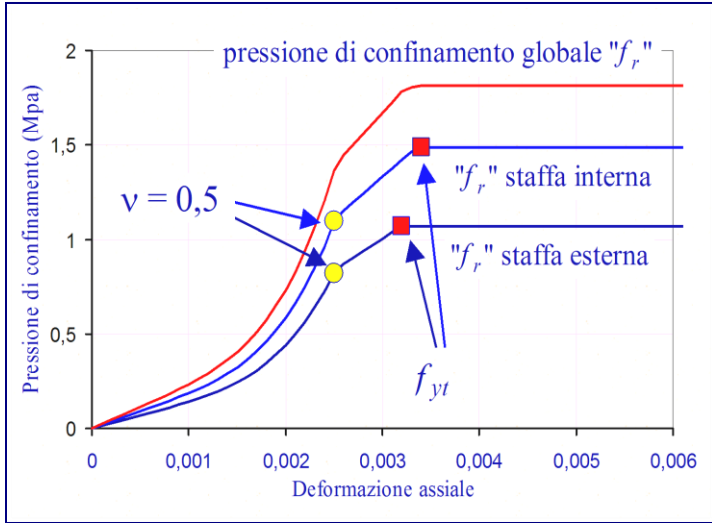


→ **Modello passivo**

$$f_c(f_r) \rightarrow f_r(\epsilon_c) \rightarrow f_c(\epsilon_c)$$

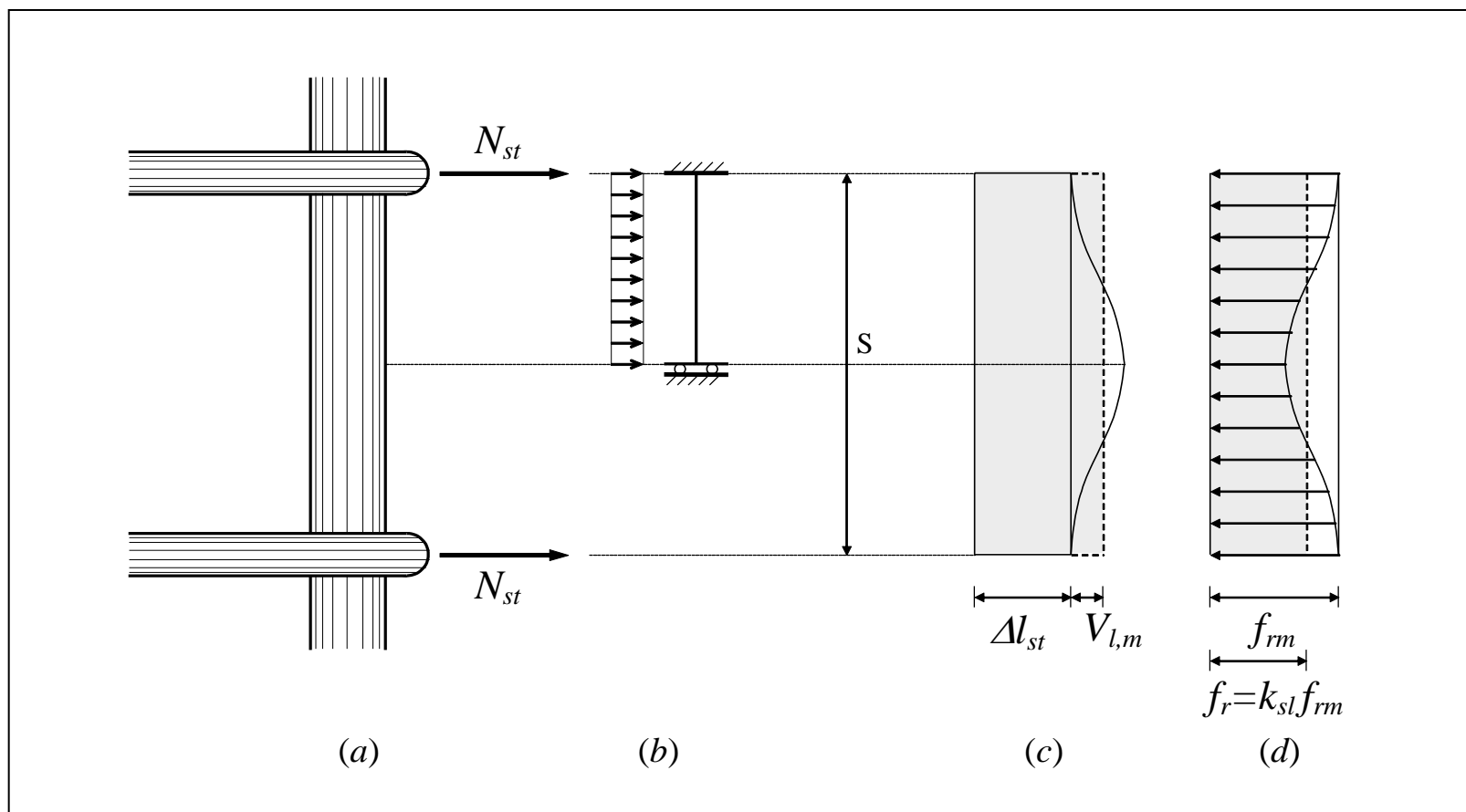


Confinamento passivo

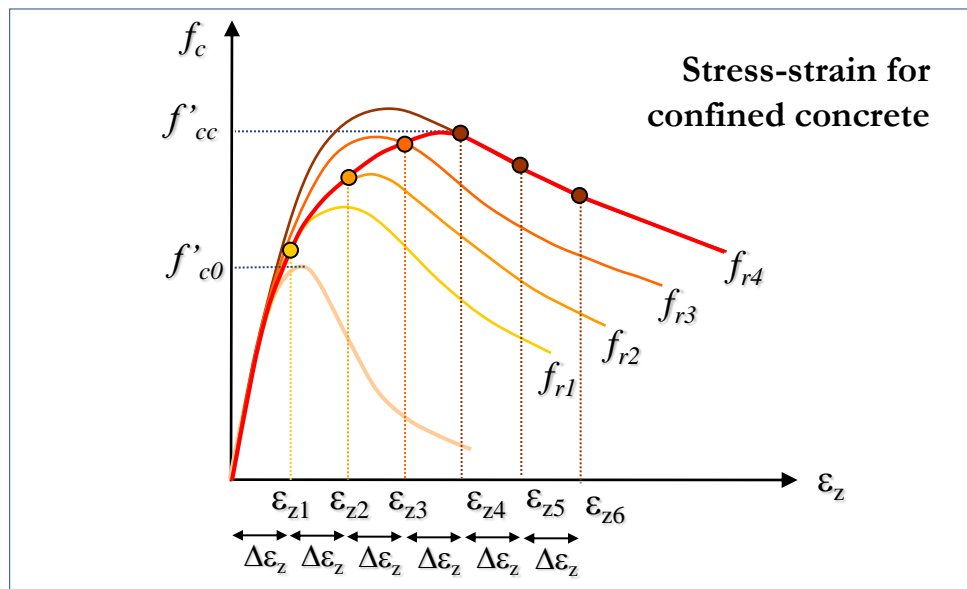
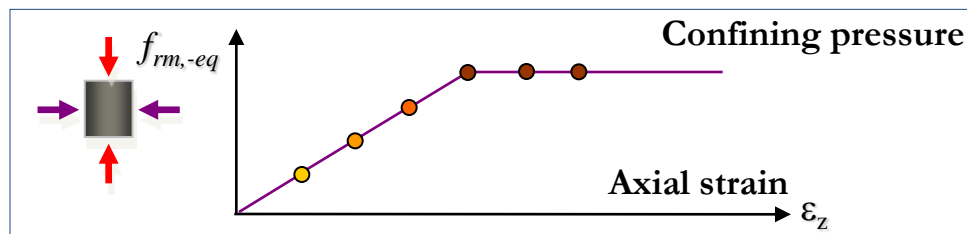
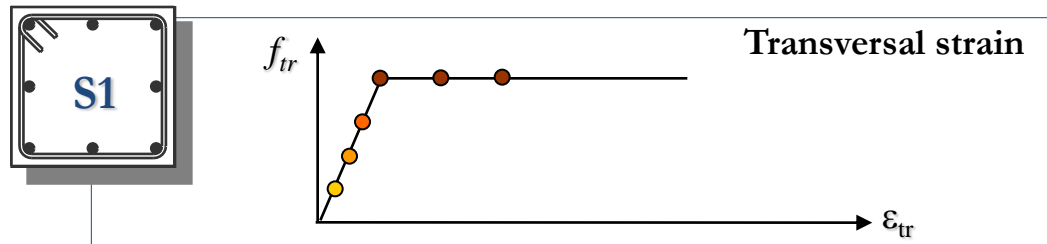
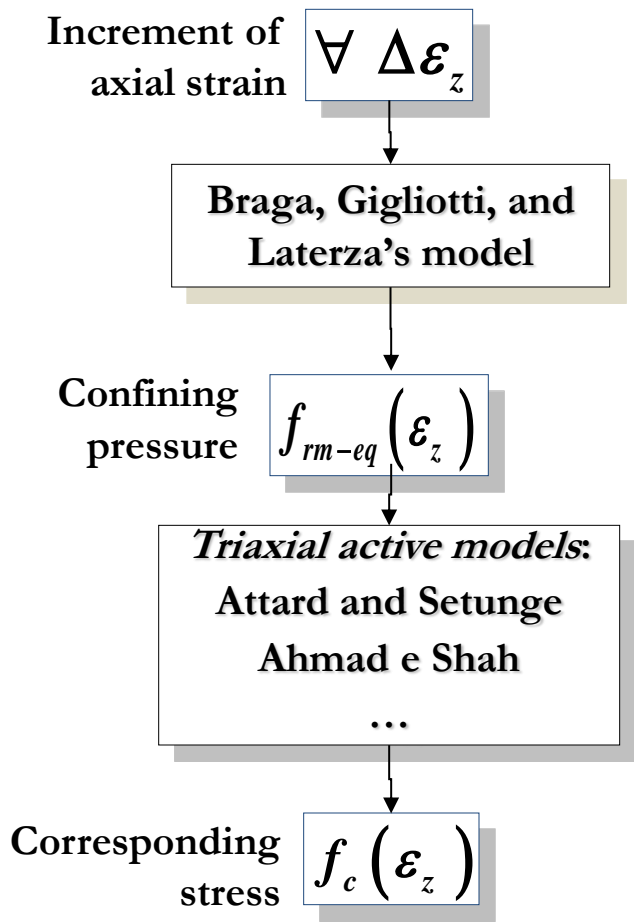


Confinamento del calcestruzzo

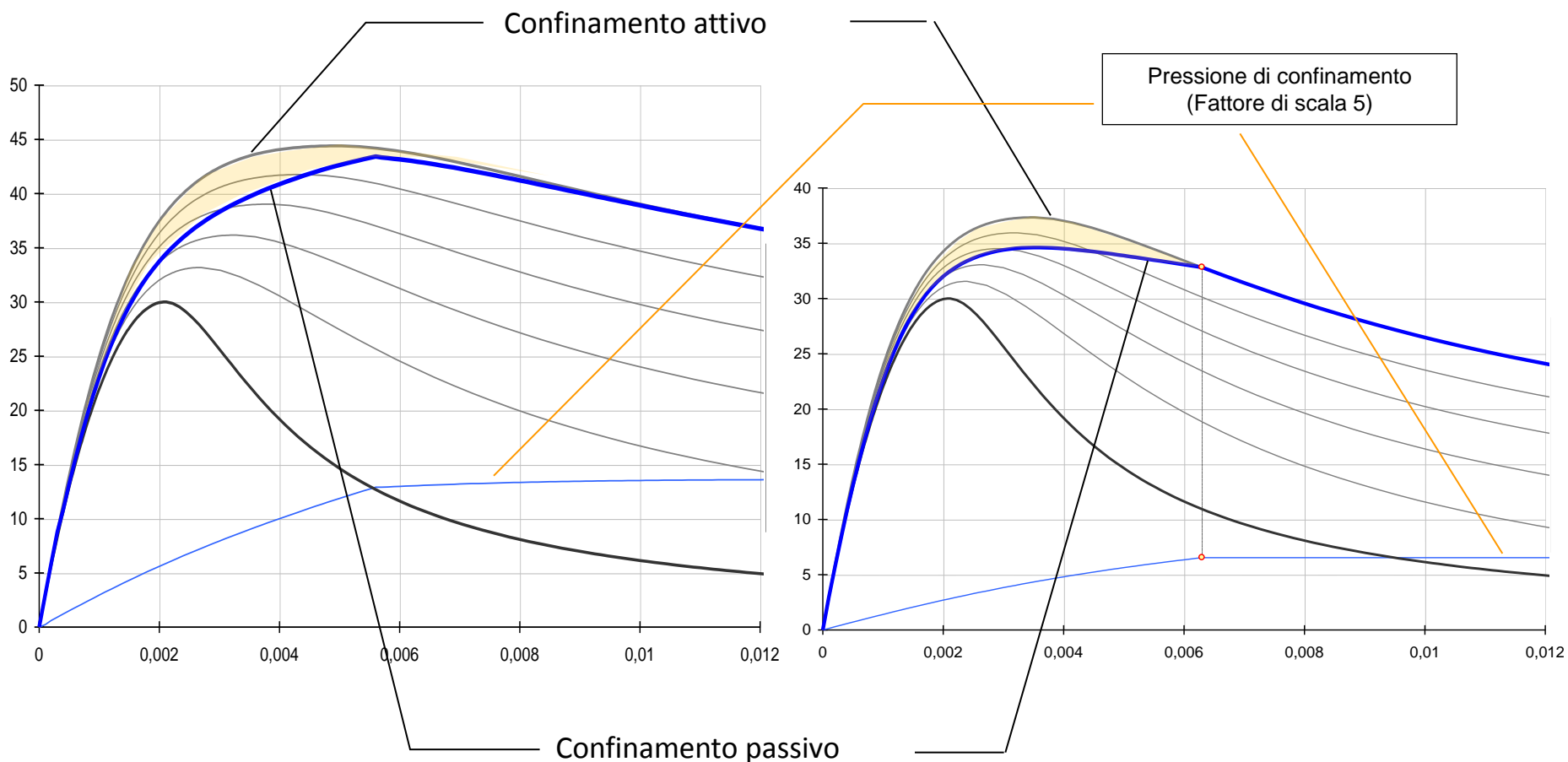
Effetto delle armature longitudinali



Modello di confinamento passivo



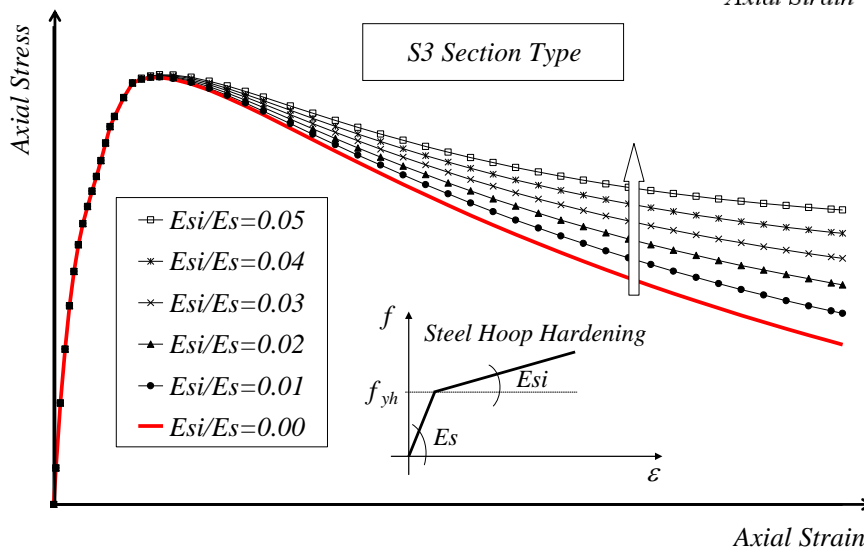
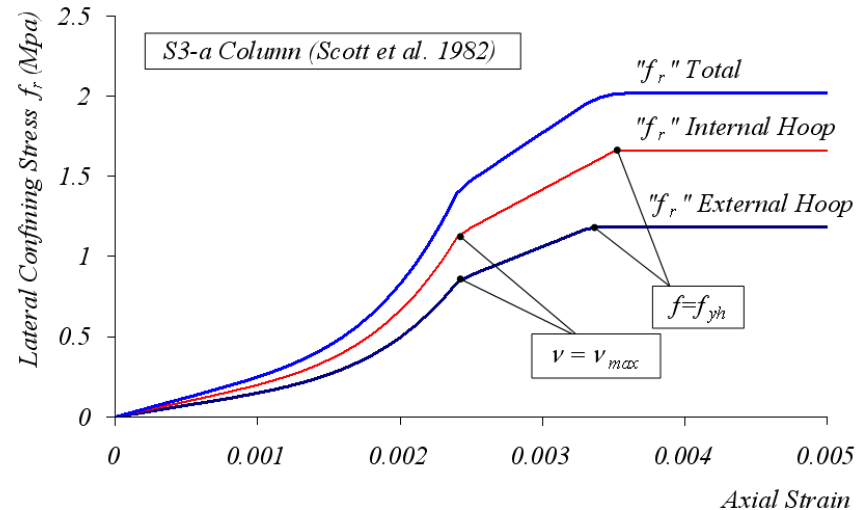
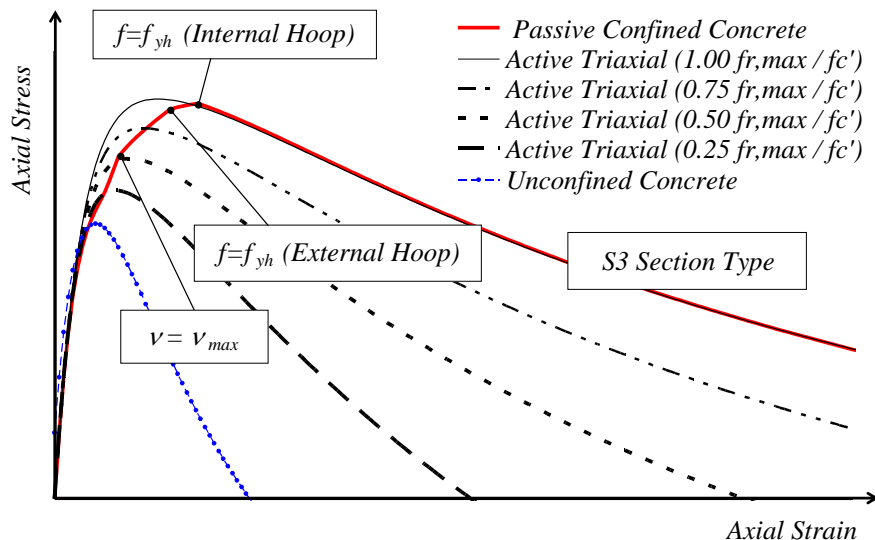
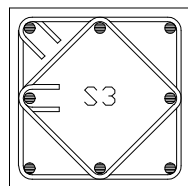
Conf. passivo vs conf. attivo



Confinamento passivo

Confinamento esercitato da staffe multiple

Esempio



Modello di confinamento passivo

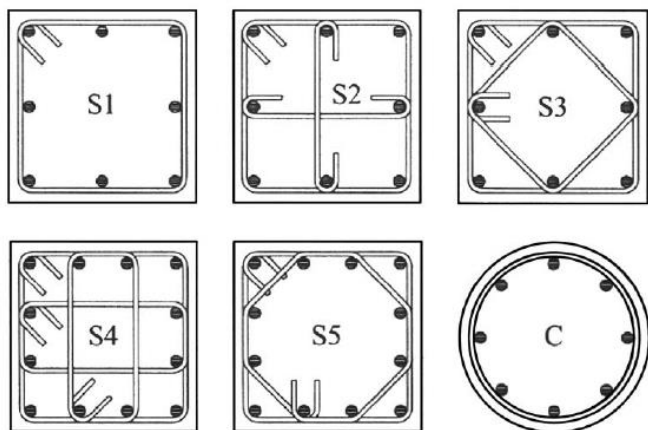


Fig. 8. Different type of transverse reinforcement configurations (square and circular sections)

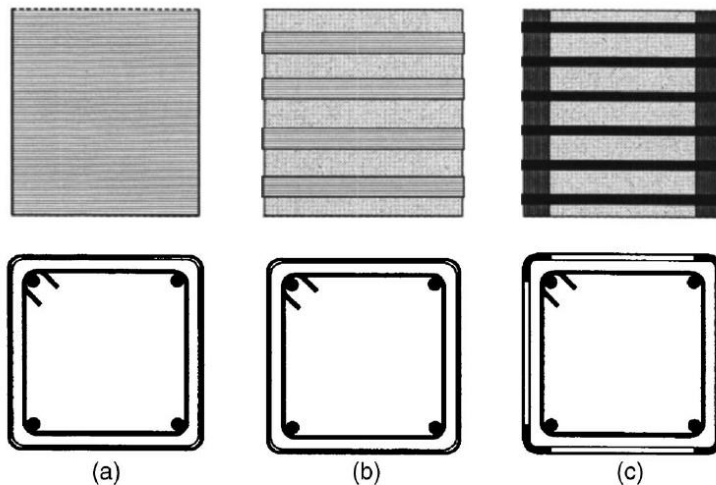


Fig. 13. Different type of external jackets: (a) and (b) FRP; and (c)

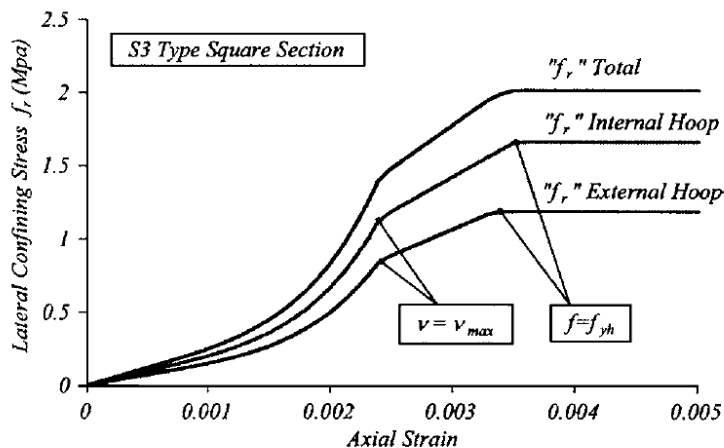


Fig. 12. Confining pressures due to internal and external hoops

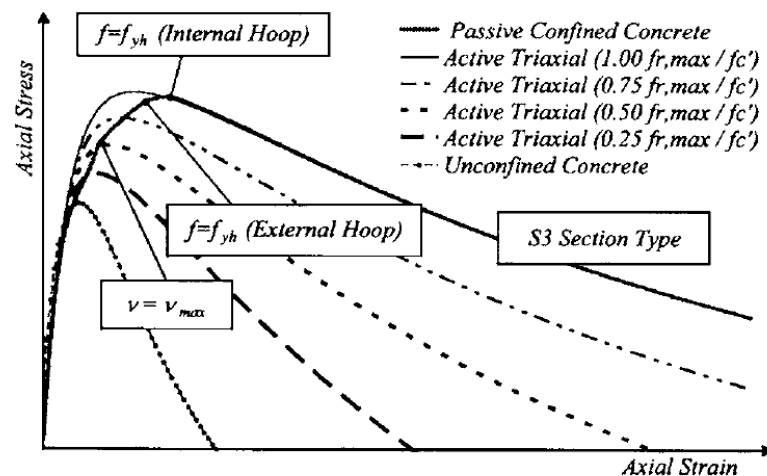
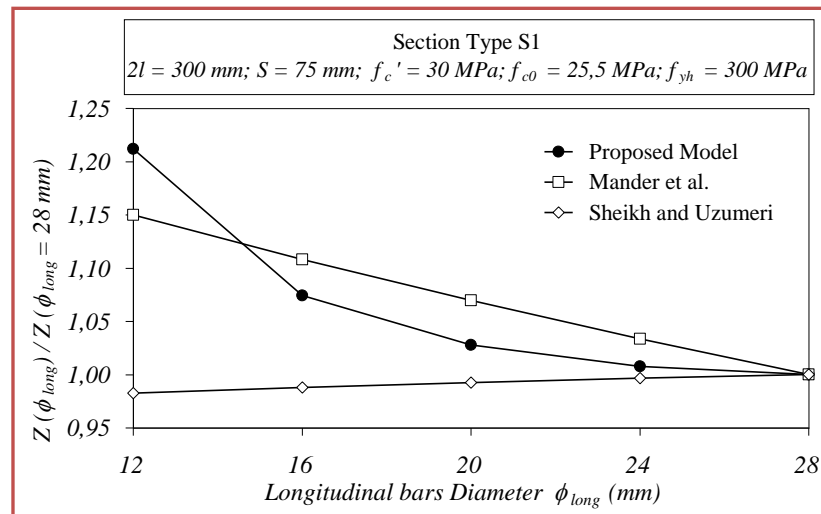
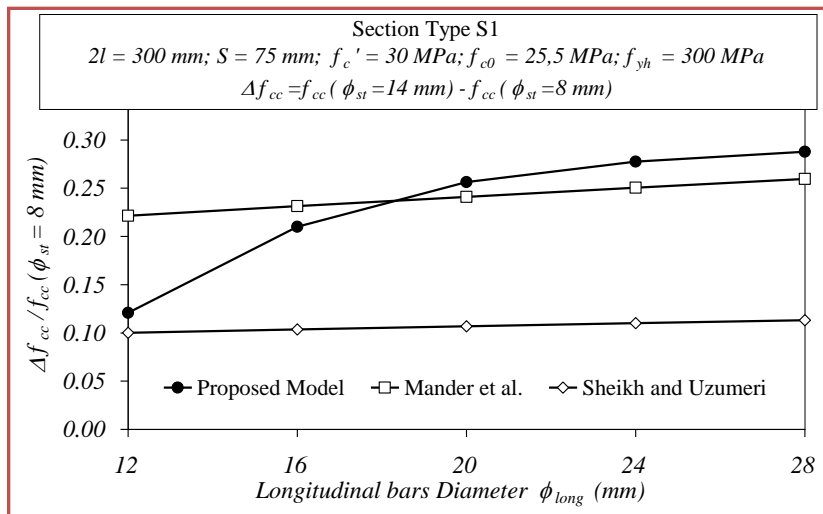


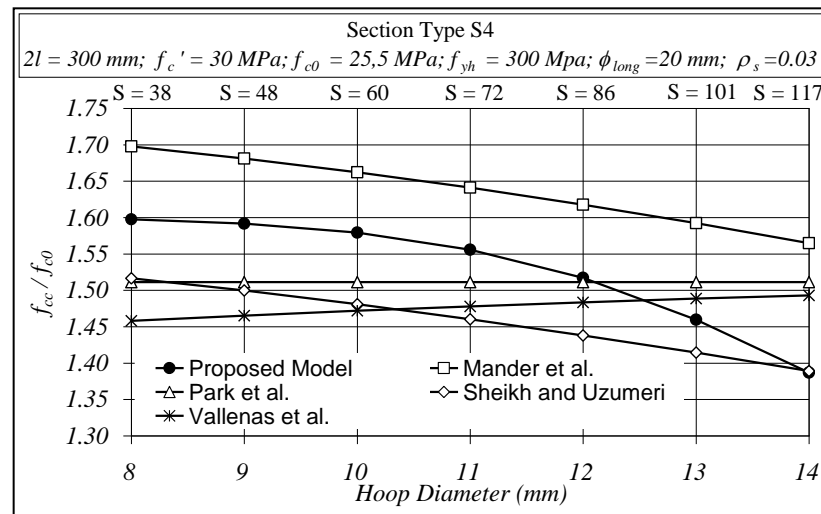
Fig. 15. Example of passive and active stress–strain curves

Effetto delle armature longitudinali

Effetto delle armature longitudinali sulla resistenza e sulla duttilità



Influenza del diametro delle staffe sulla resistenza, a parità di rapporto volumetrico di armatura trasversale



Confinamento con FRP

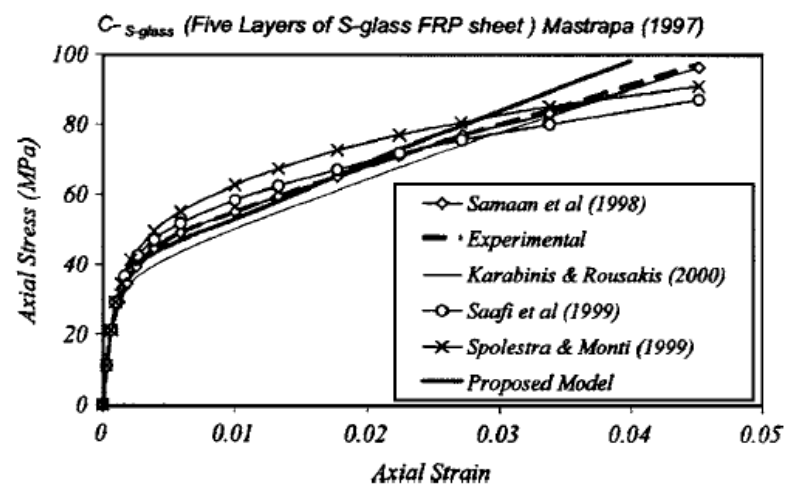
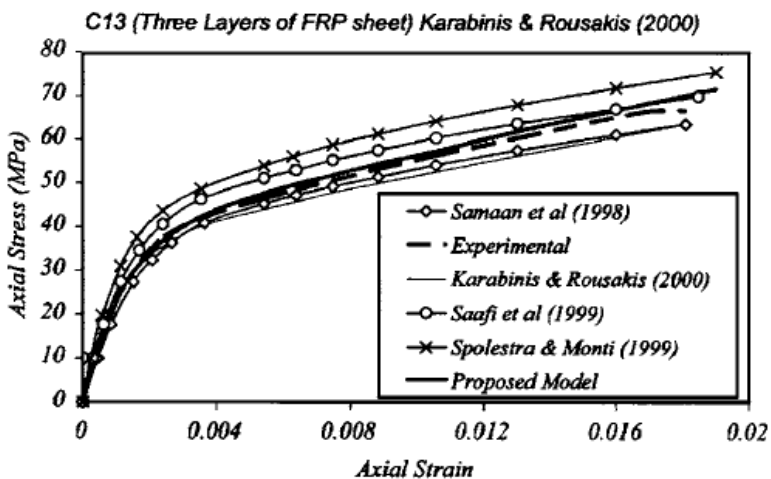
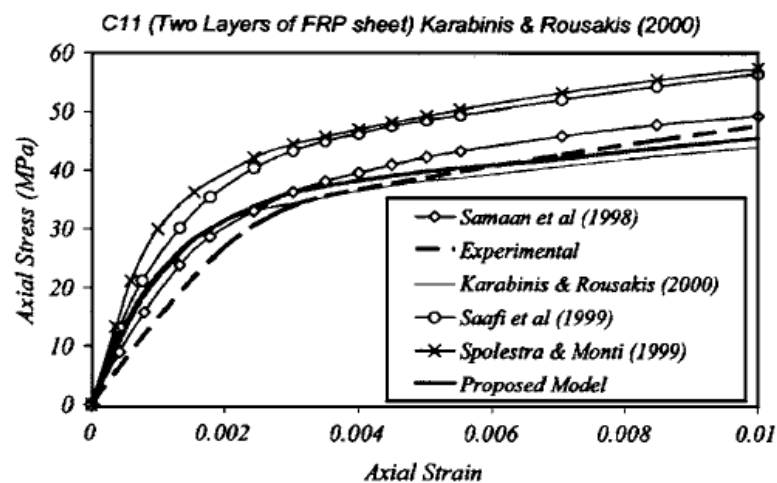
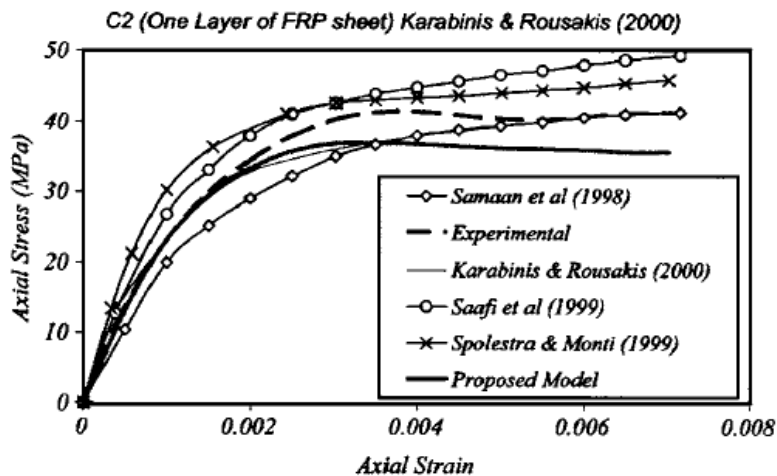


Fig. 24. Comparison of analytical predictions and experimental results: stress-strain curves (Columns C-2, C-11, C-13, and C-S-glass by Karabinis and Rousakis 2002)



SEZIONI PRESSOINFLESSE IN C.A. Rigidità, resistenza e duttilità

NTC – 4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

4.1.2.1.2 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

4.1.2.1.2.1 Ipotesi di base

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza superiore a C45/55, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

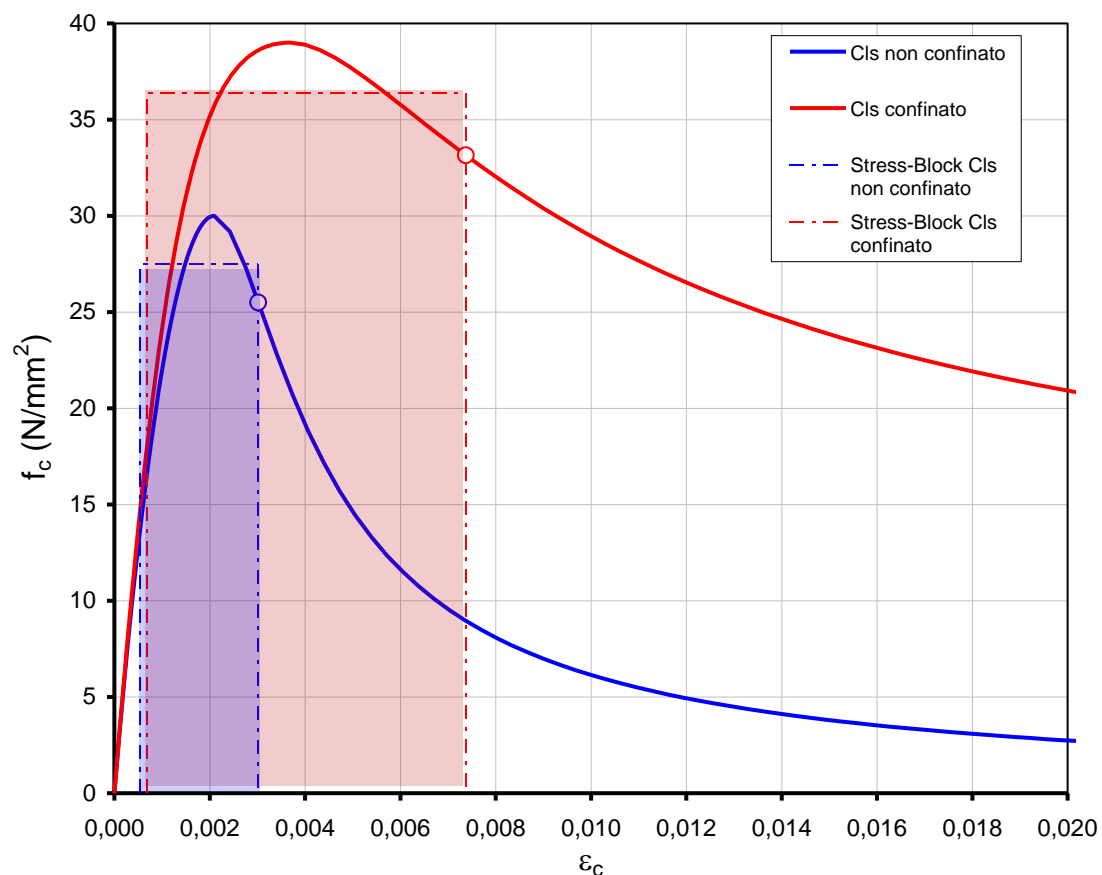
- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

NTC – 4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

4.1.2.1.2 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

4.1.2.1.2.1 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

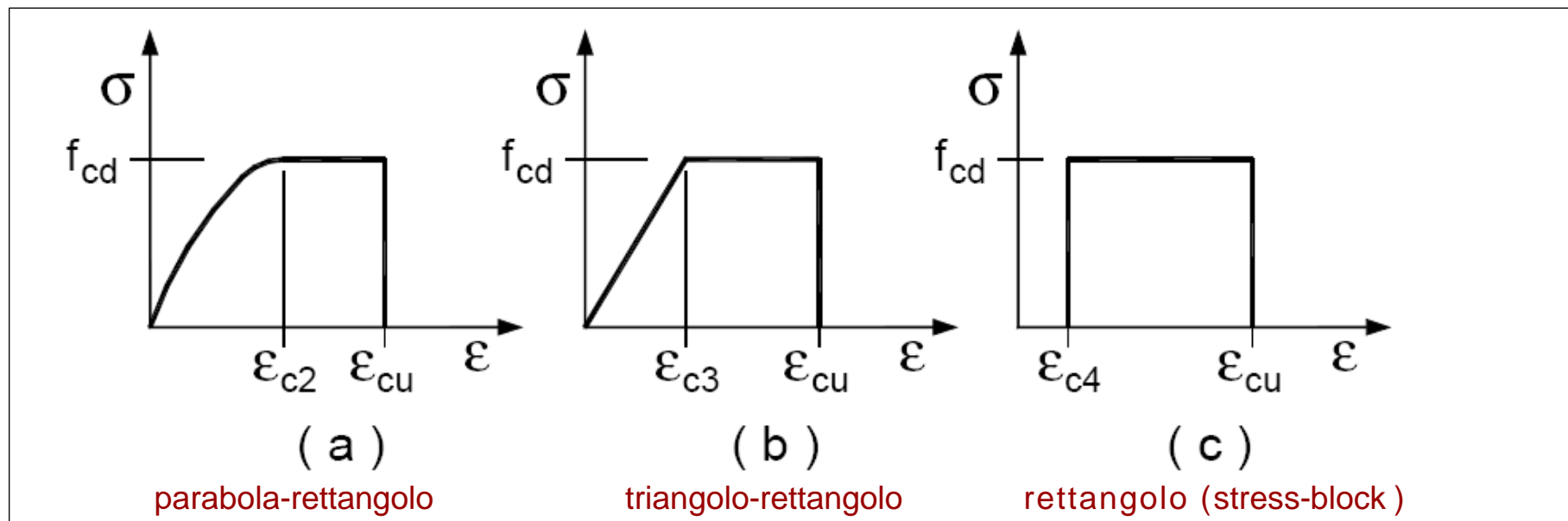
Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ε_{cu}



NTC – 4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

4.1.2.1.2 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

4.1.2.1.2.1 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo



$$\epsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\epsilon_{c3} = 0,175\%$$

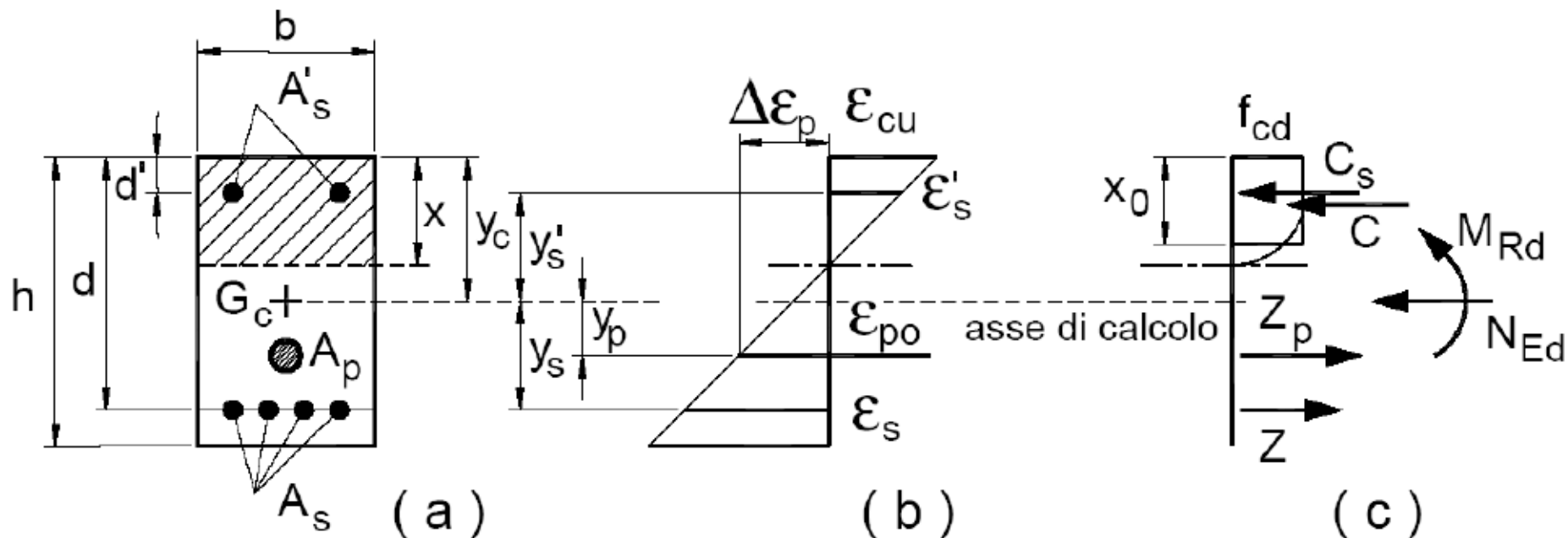
$$\epsilon_{c4} = 0,07\%$$

Limiti di deformazione per
classi di resistenza inferiori a C50/60

NTC – 4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

4.1.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi

4.1.2.1.2.4 Analisi della sezione



Verifica di resistenza allo SLU

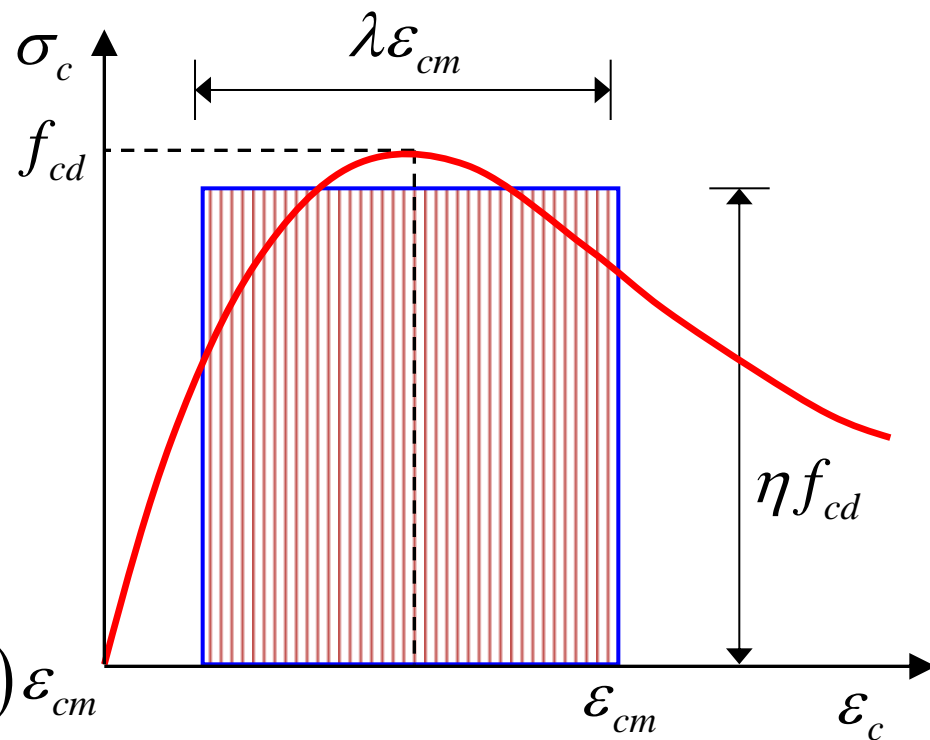
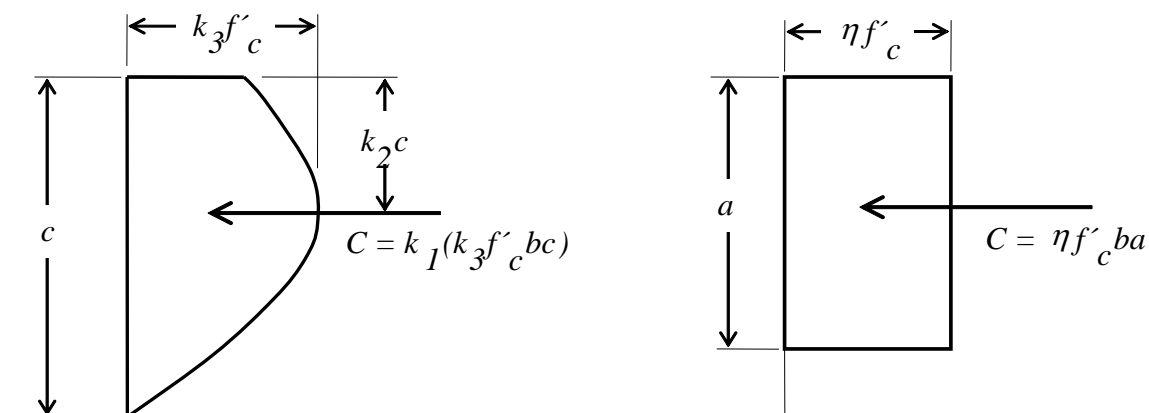
$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad (4.1.9)$$

Stress Block

Al posto del diagramma effettivo del calcestruzzo è possibile utilizzare per l'analisi delle sezioni lo **Stress-block**. Esso rappresenta il diagramma rettangolare equivalente, descritto dai due parametri η e λ . Tali parametri vengono calcolati imponendo l'uguaglianza tra le **aree** (equilibrio alla traslazione) ed i **momenti statici** (equilibrio alla rotazione) dei **due diagrammi** (effettivo e rettangolare equivalente):

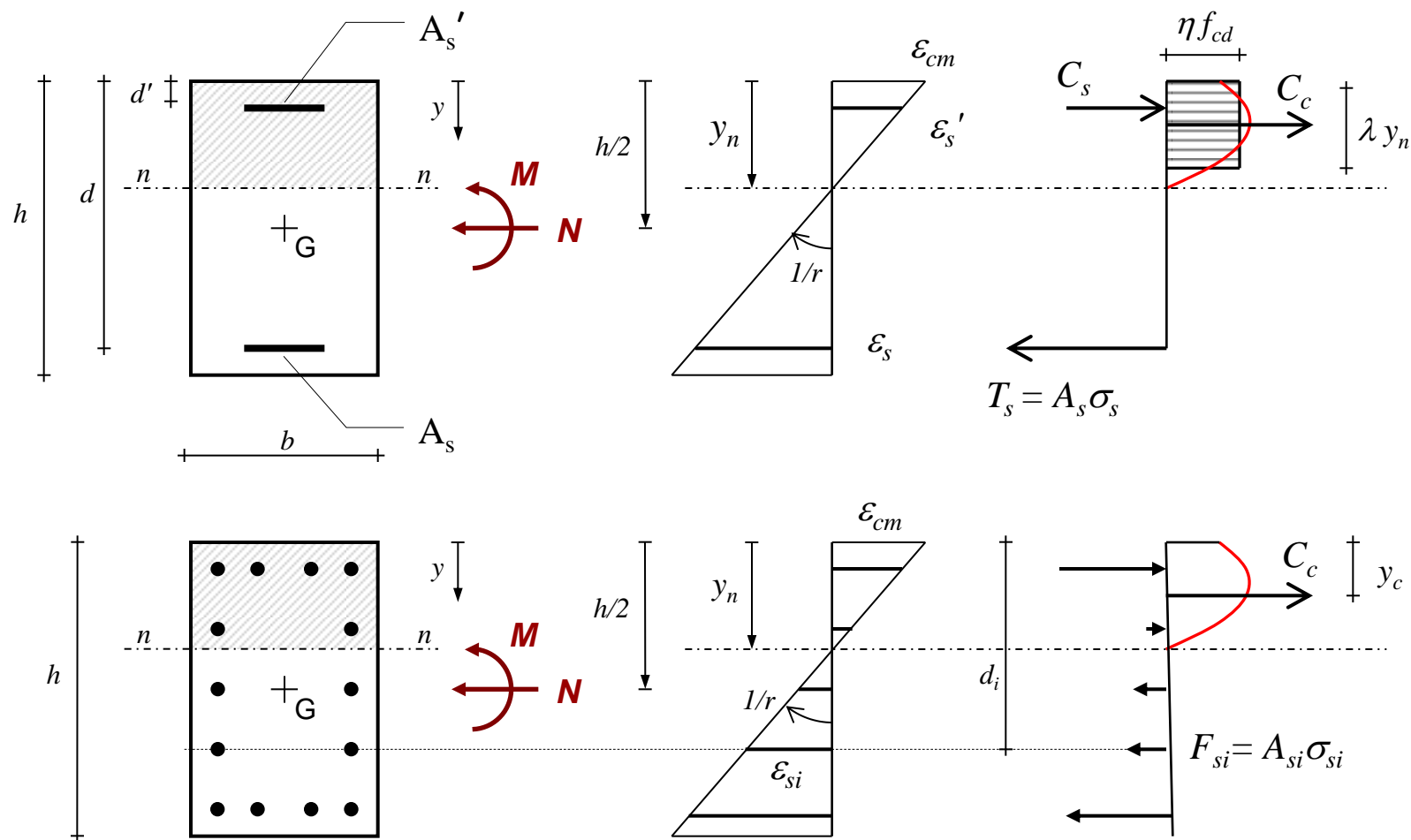
$$\int_0^{\varepsilon_{cm}} \sigma_c d\varepsilon_c = \eta f_{cd} \cdot \lambda \varepsilon_{cm}$$

$$\int_0^{\varepsilon_{cm}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c = \eta f_{cd} \cdot \lambda \varepsilon_{cm} \cdot (1 - 0,5\lambda) \varepsilon_{cm}$$

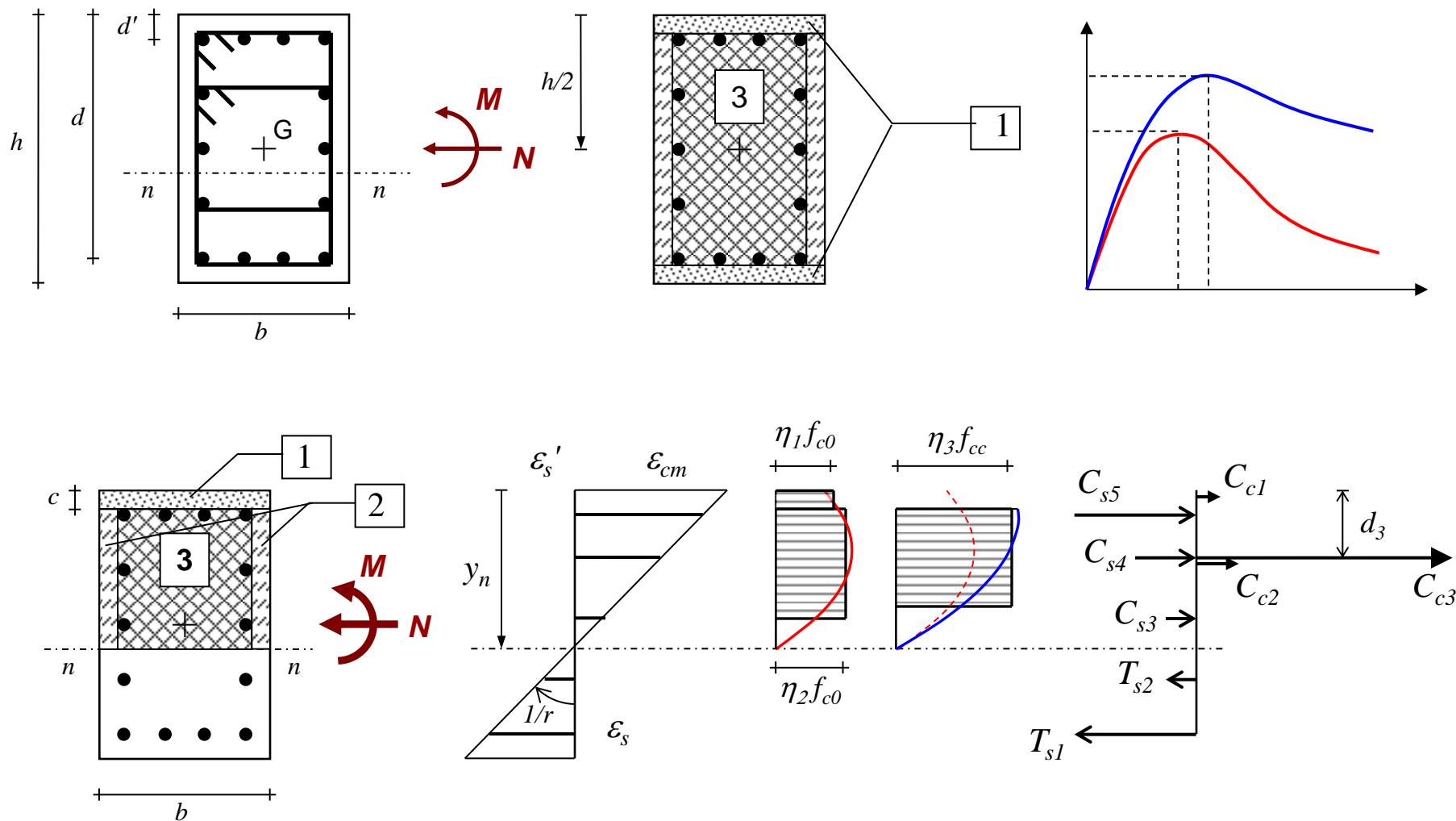


Calcolo della sezione in c.a.

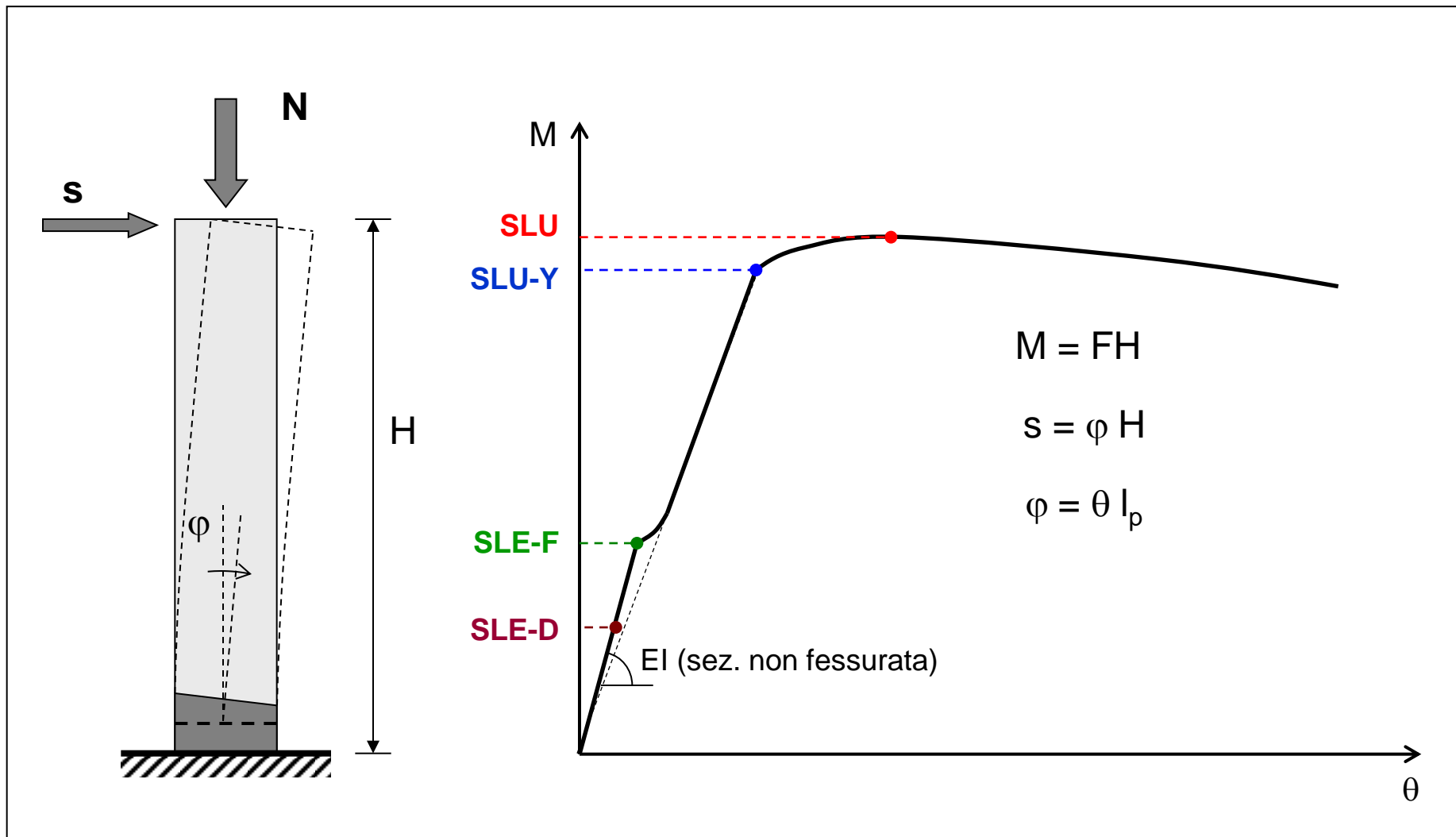
Sezione rettangolare: armature concentrate, armature distribuite



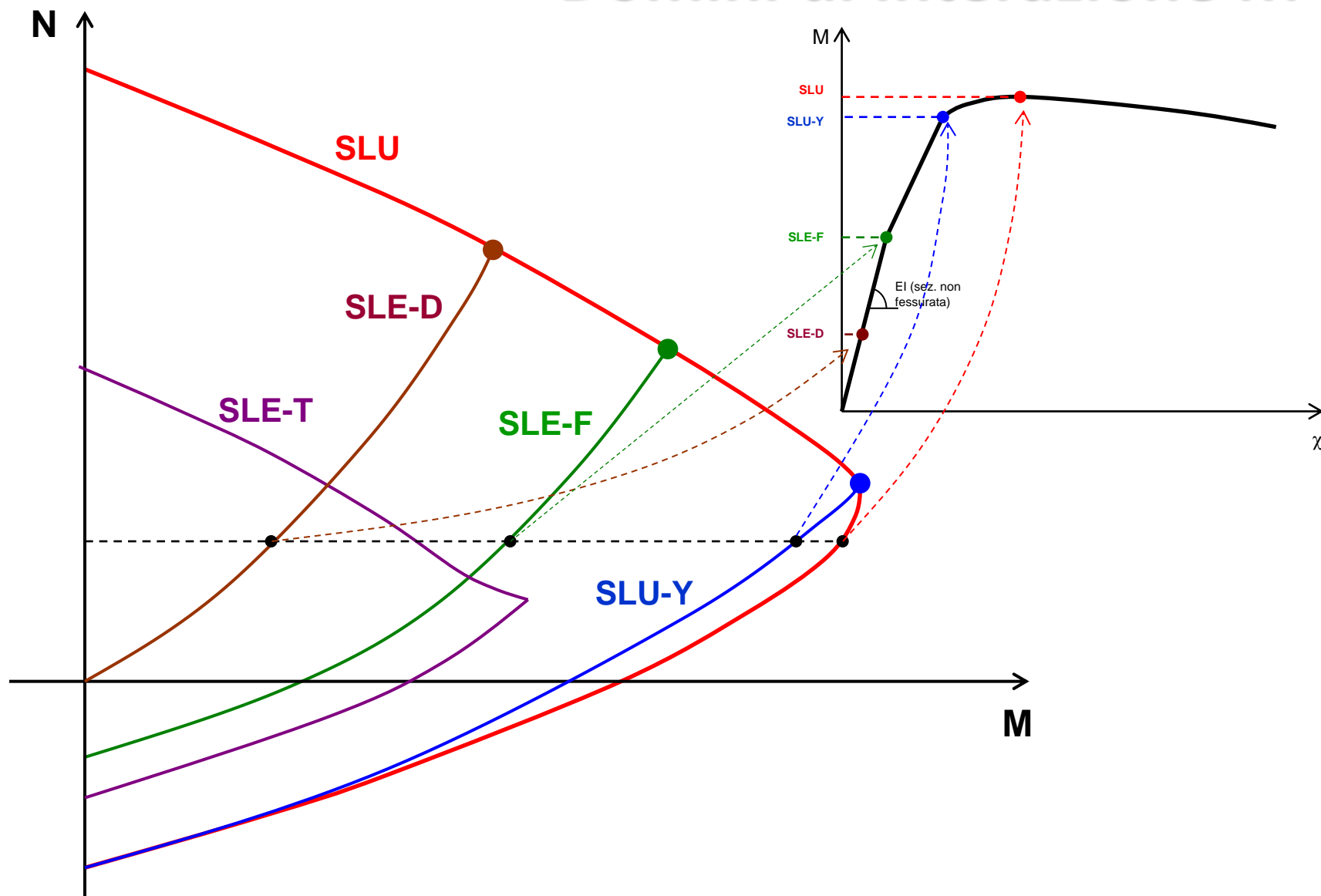
Calcolo della sezione in c.a.



Calcolo della sezione in c.a.

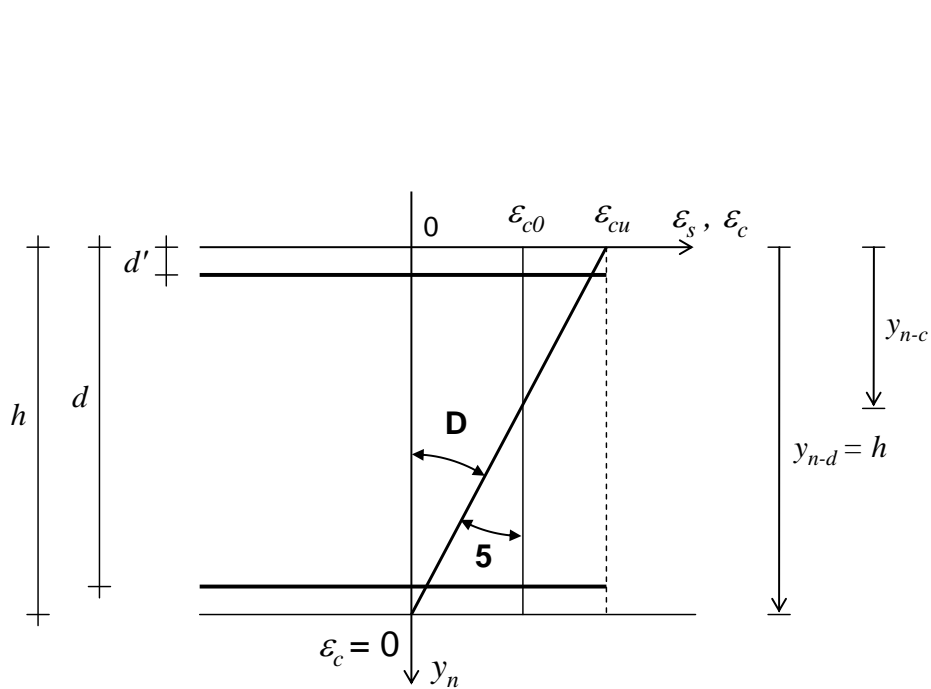


Domini di Interazione M-N

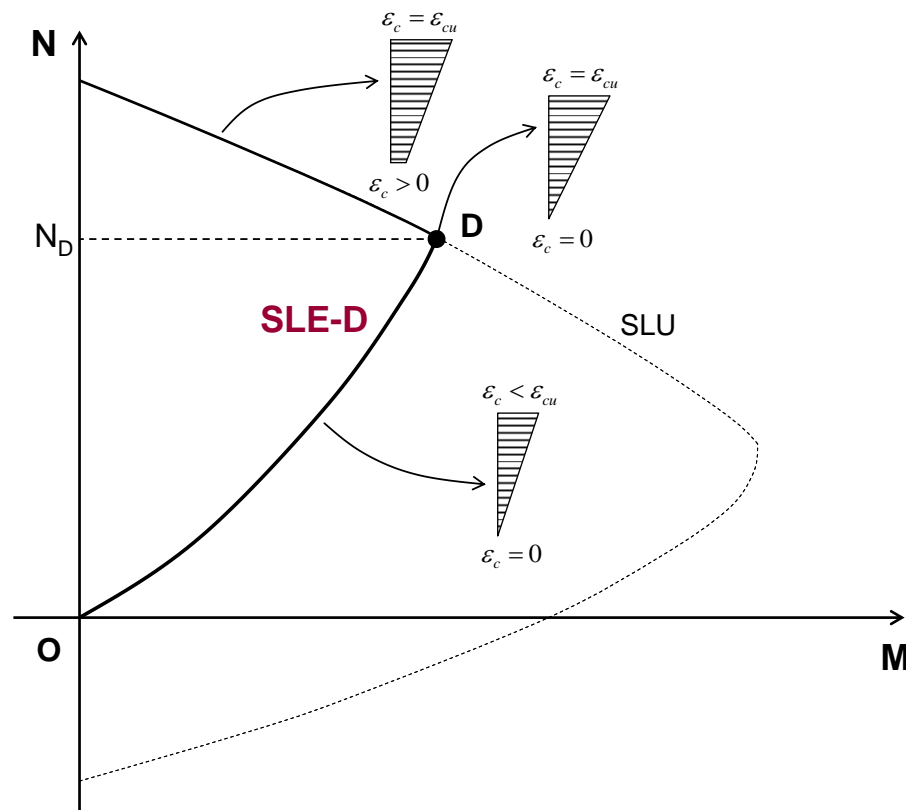


Domini di Interazione M-N

Stato Limite di Decompressione



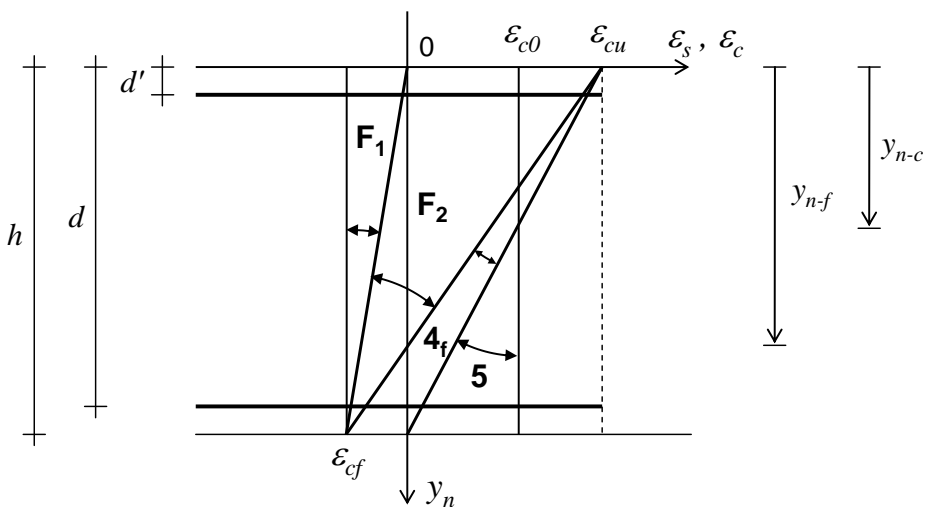
Campi di deformazione



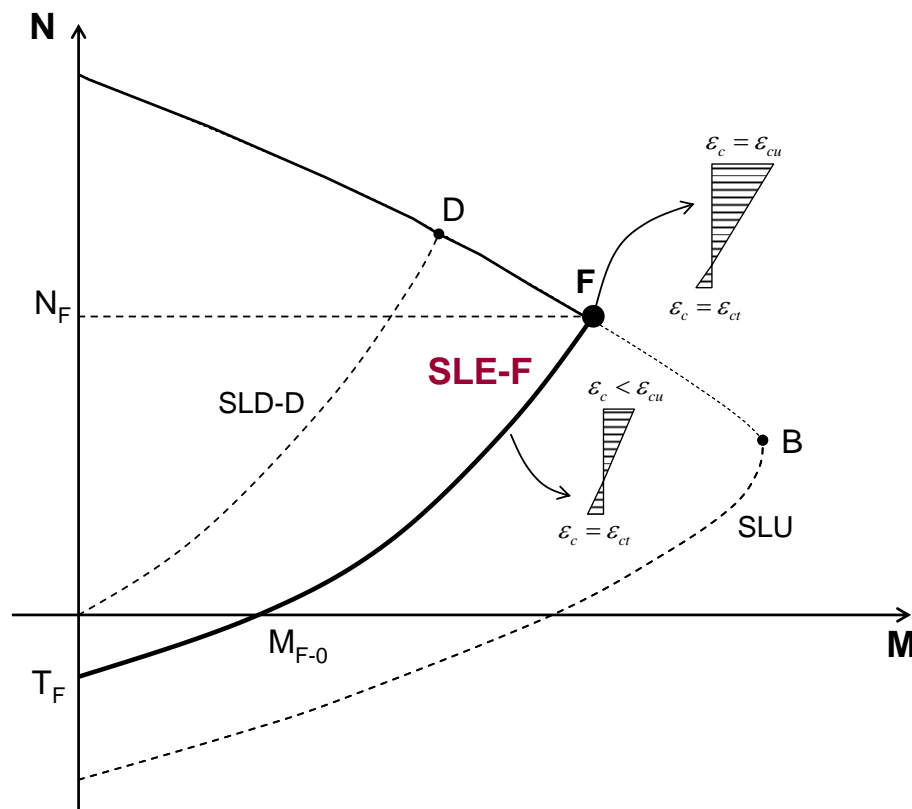
Dominio di interazione M-N

Domini di Interazione M-N

Stato Limite di formazione delle fessure SLE-F



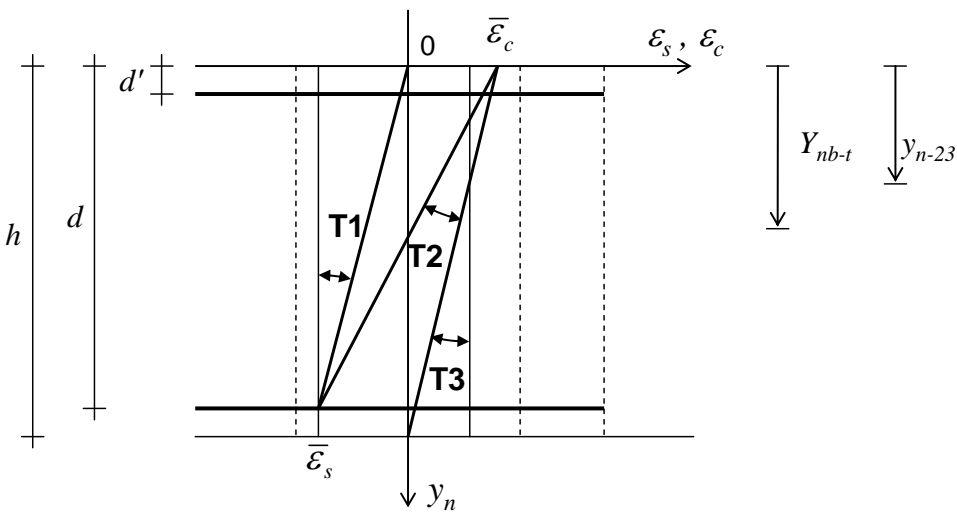
Campi di deformazione



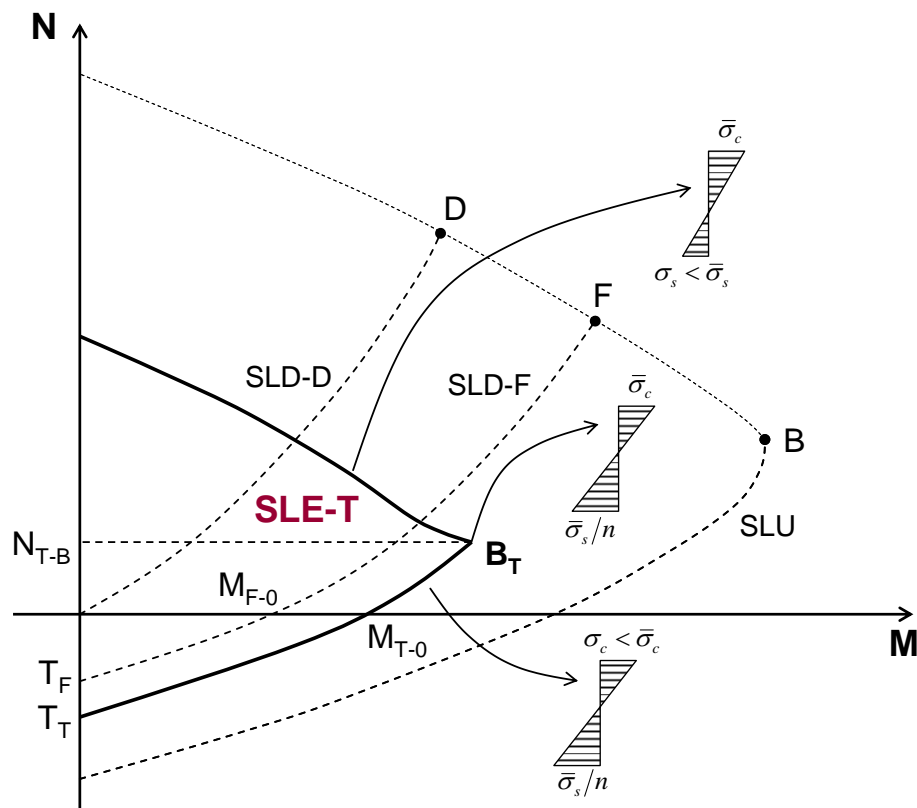
Dominio di interazione M-N

Domini di Interazione M-N

Stato Limite di limitazione delle tensioni



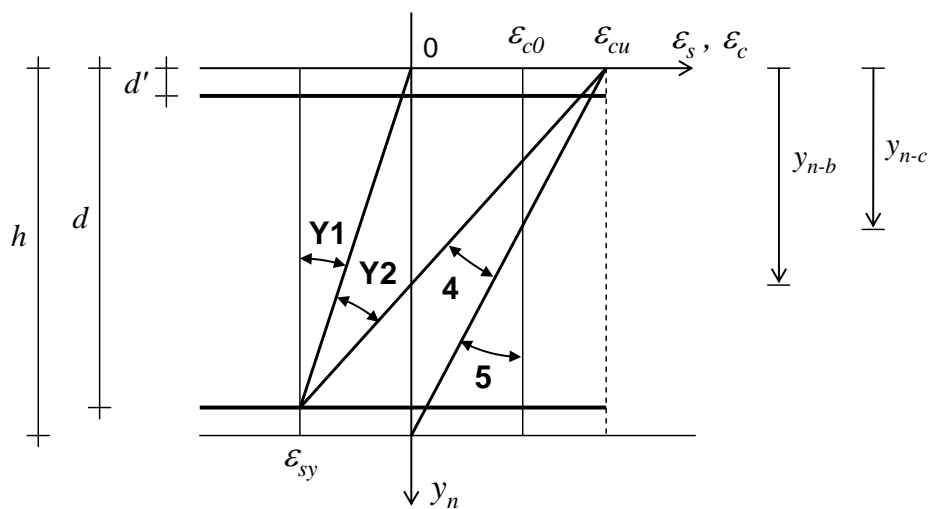
Campi di deformazione



Dominio di interazione M-N

Domini di Interazione M-N

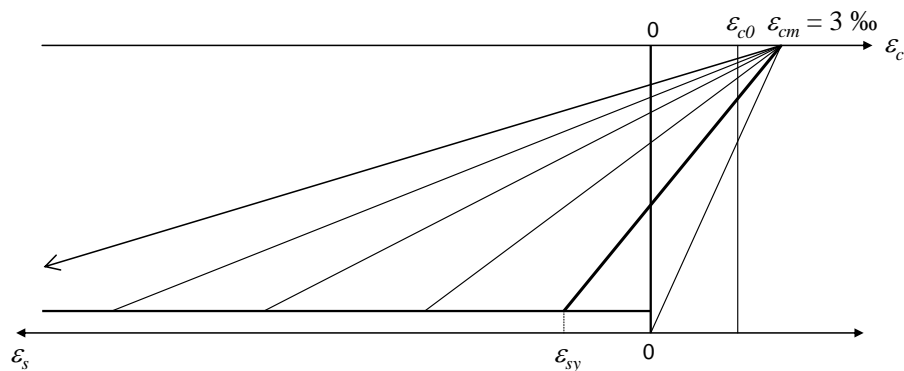
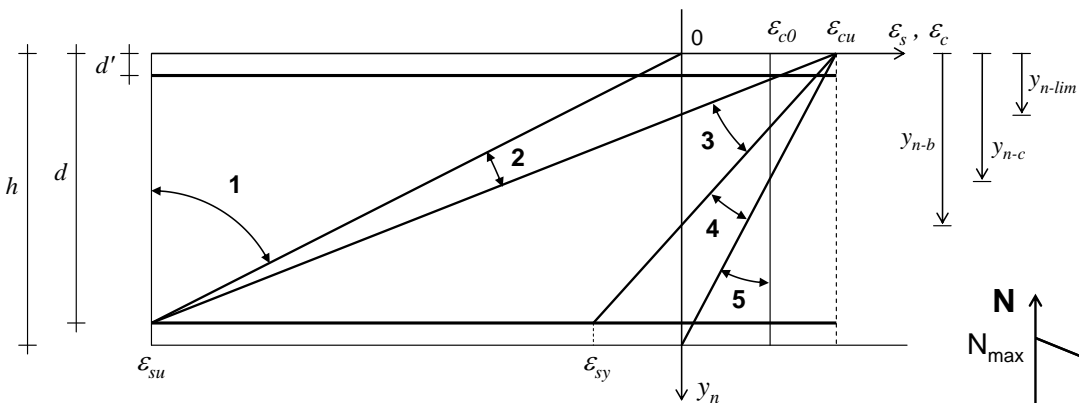
Stato Limite di prima plasticizzazione



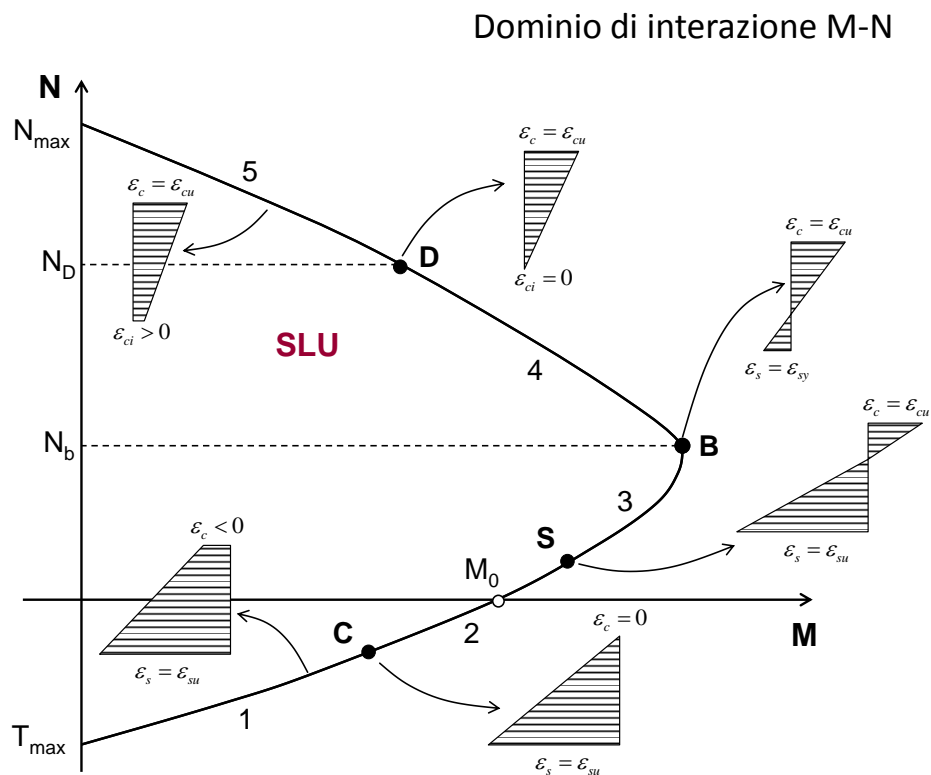
Campi di deformazione

Domini di Interazione M-N

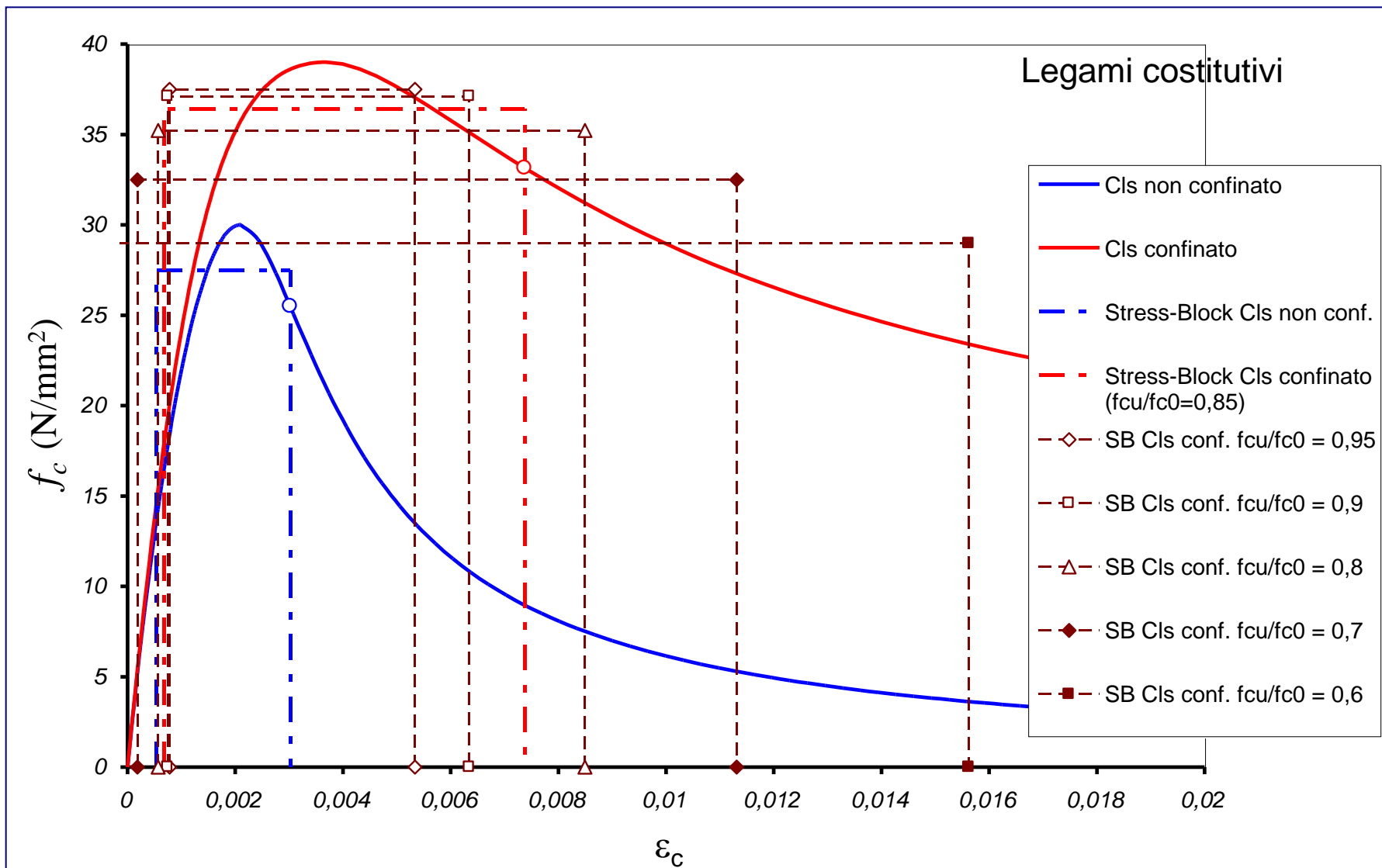
Stato Limite Ultimo



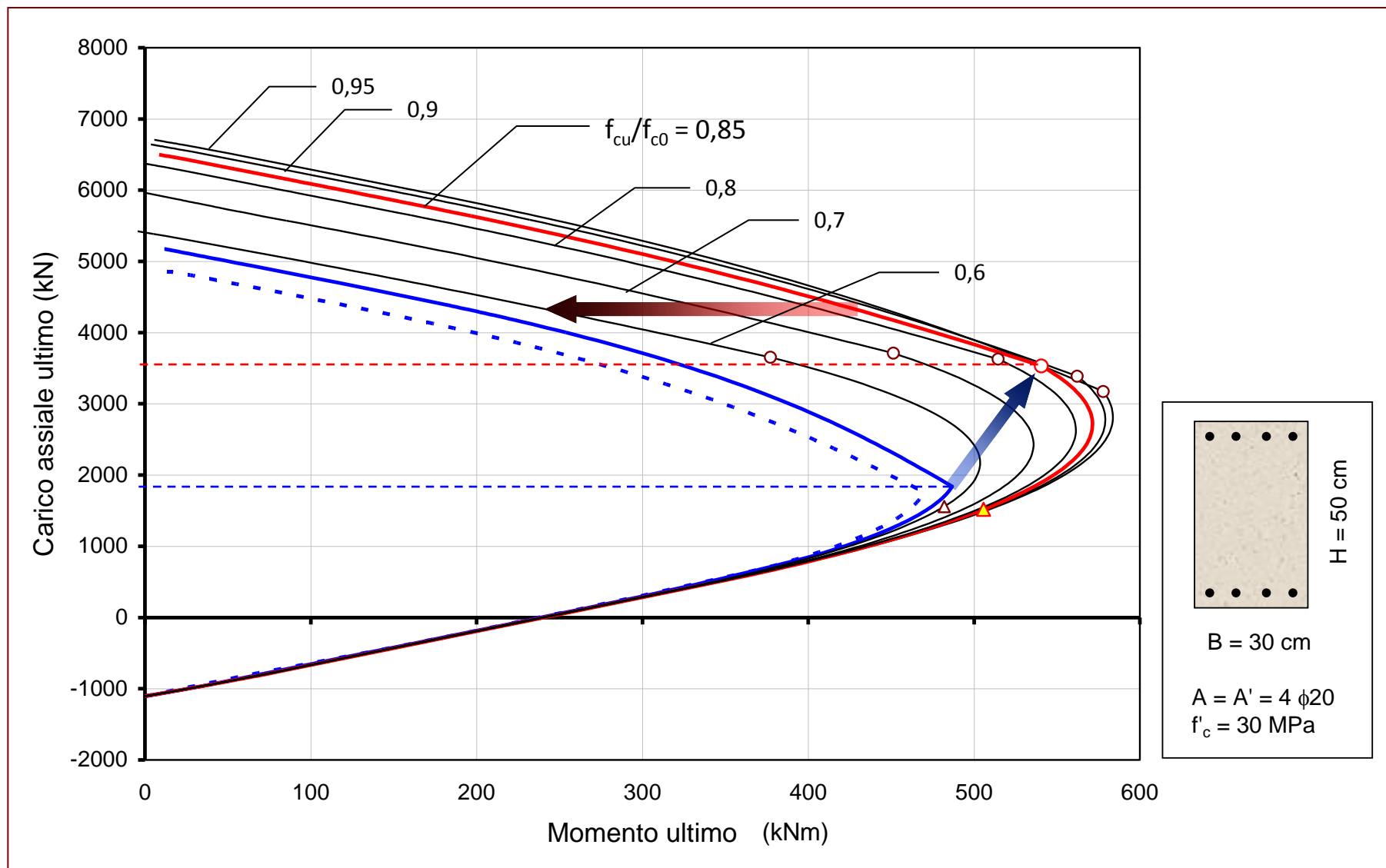
Campi di deformazione



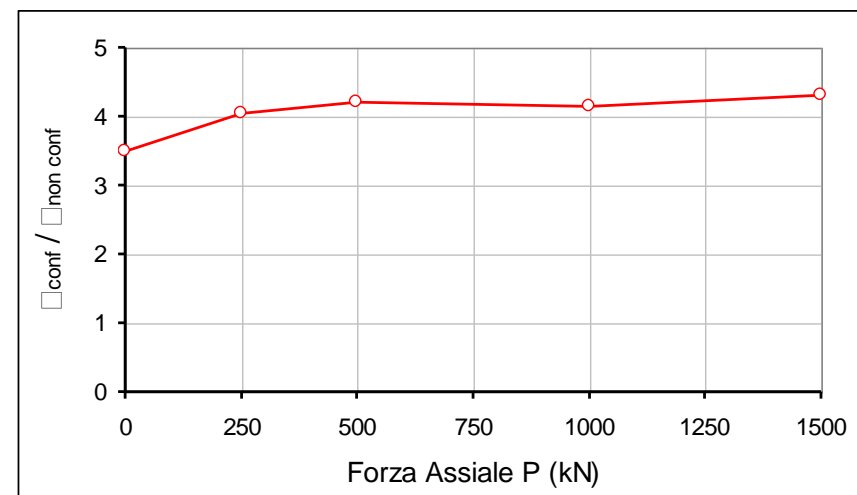
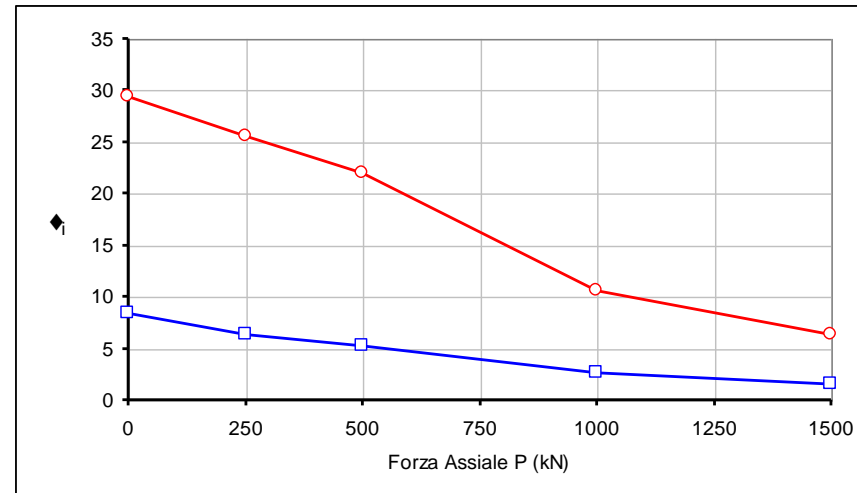
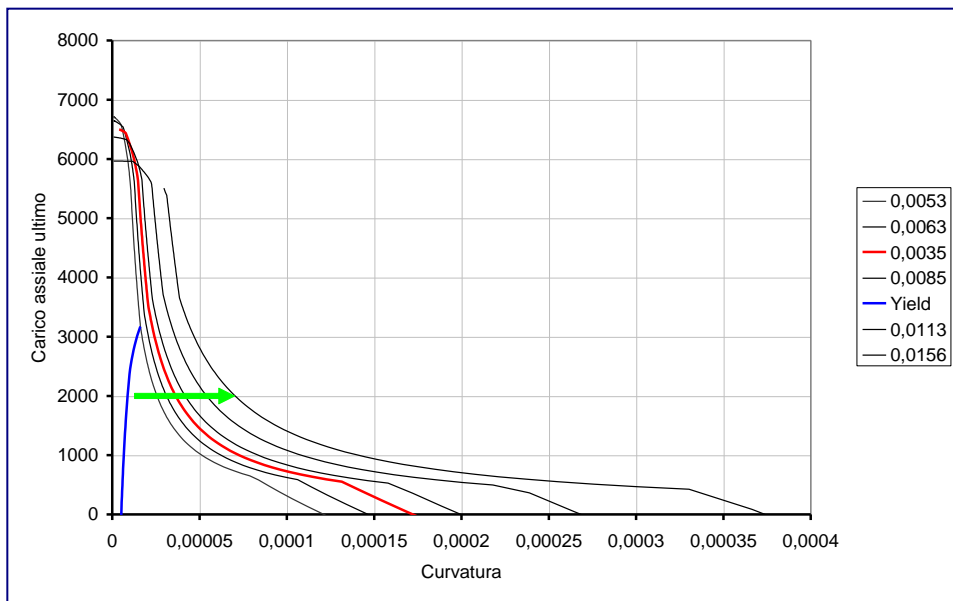
ESEMPIO: confinamento del calcestruzzo – STRESS BLOCK



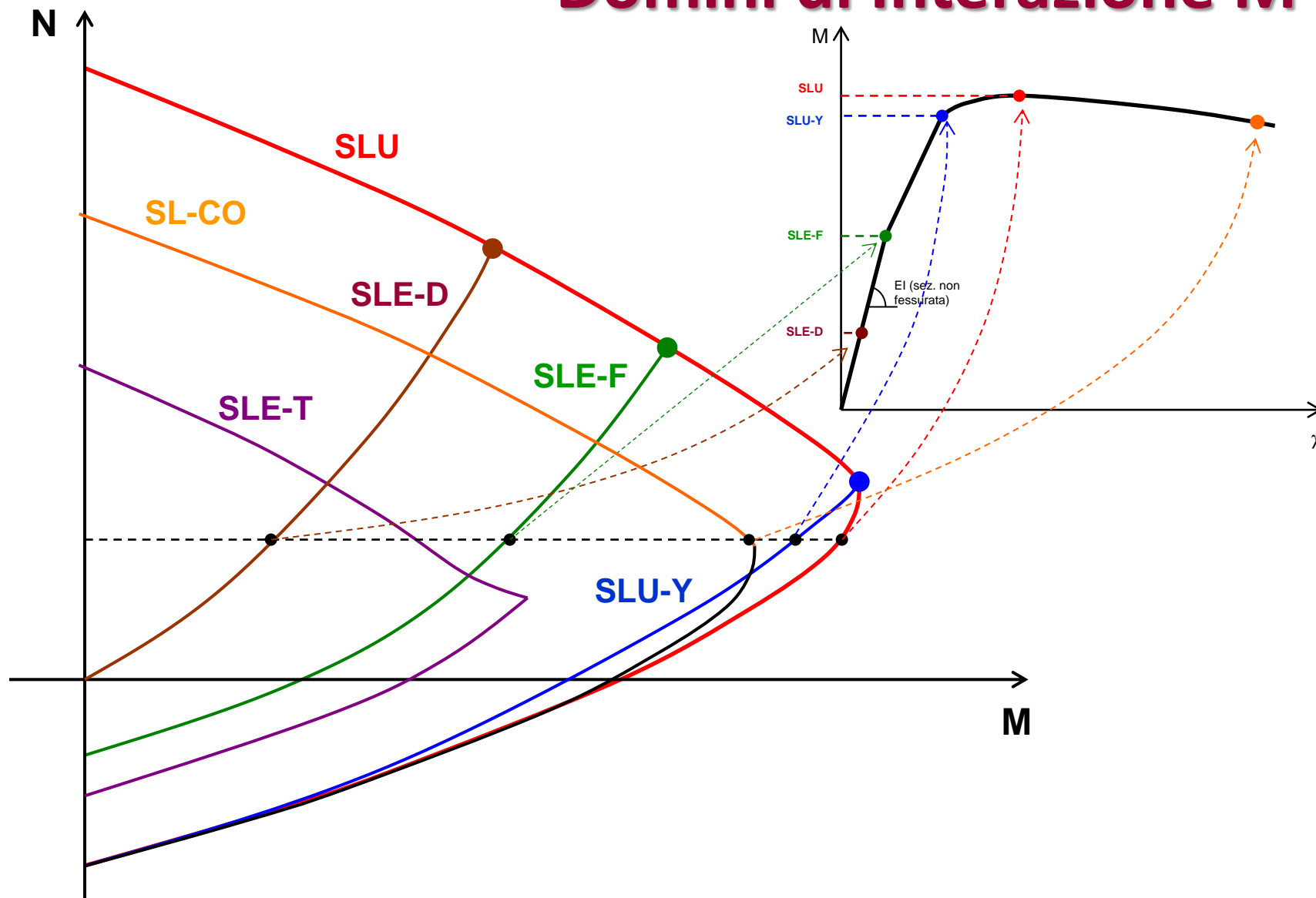
ESEMPIO: Effetto del confinamento sulla resistenza della sezione in c.a.



ESEMPIO: Effetto del confinamento sulla duttilità della sezione in c.a.



Domini di Interazione M-N





Verifiche di duttilità nella proposta di revisione delle NTC 2008

Cap.7 – Progettazione per Azioni Sismiche

§ 7.4.6.2 LIMITAZIONI DI ARMATURA

§ 7.4.6.2.2 Pilastri

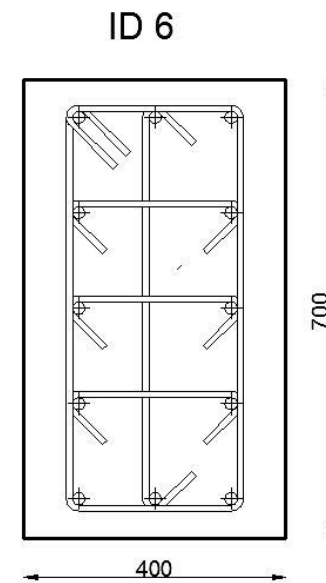
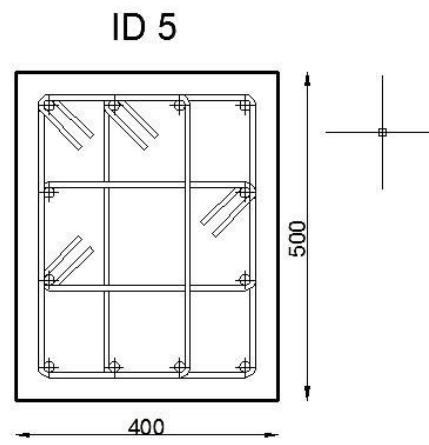
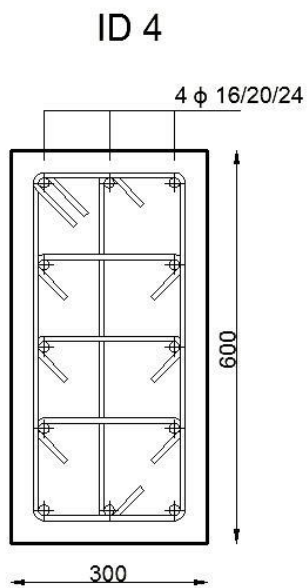
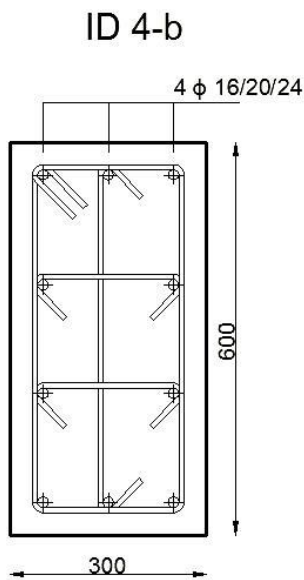
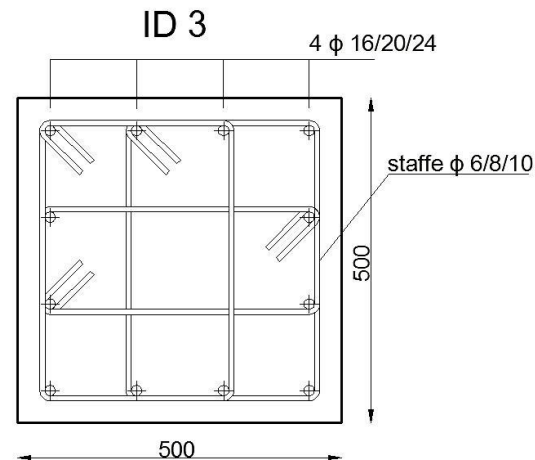
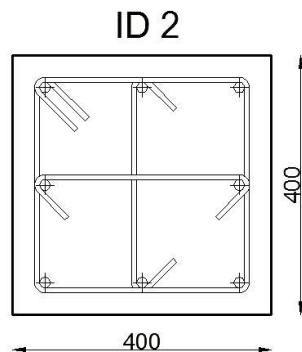
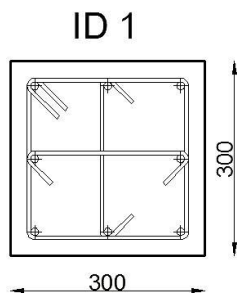
[...] *Dettagli costruttivi per la duttilità*

Per le zone dissipative allo spiccatto dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari **devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2.** In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

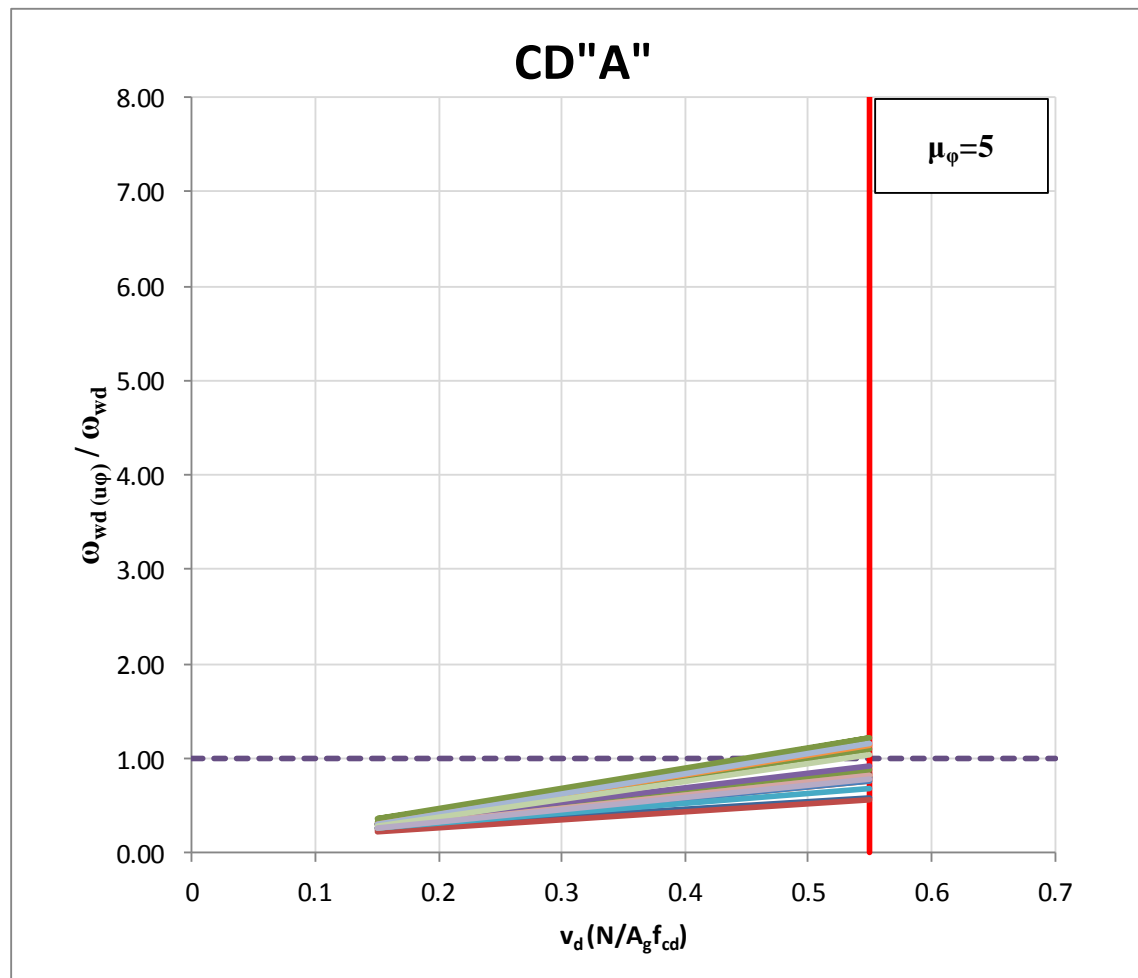
$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

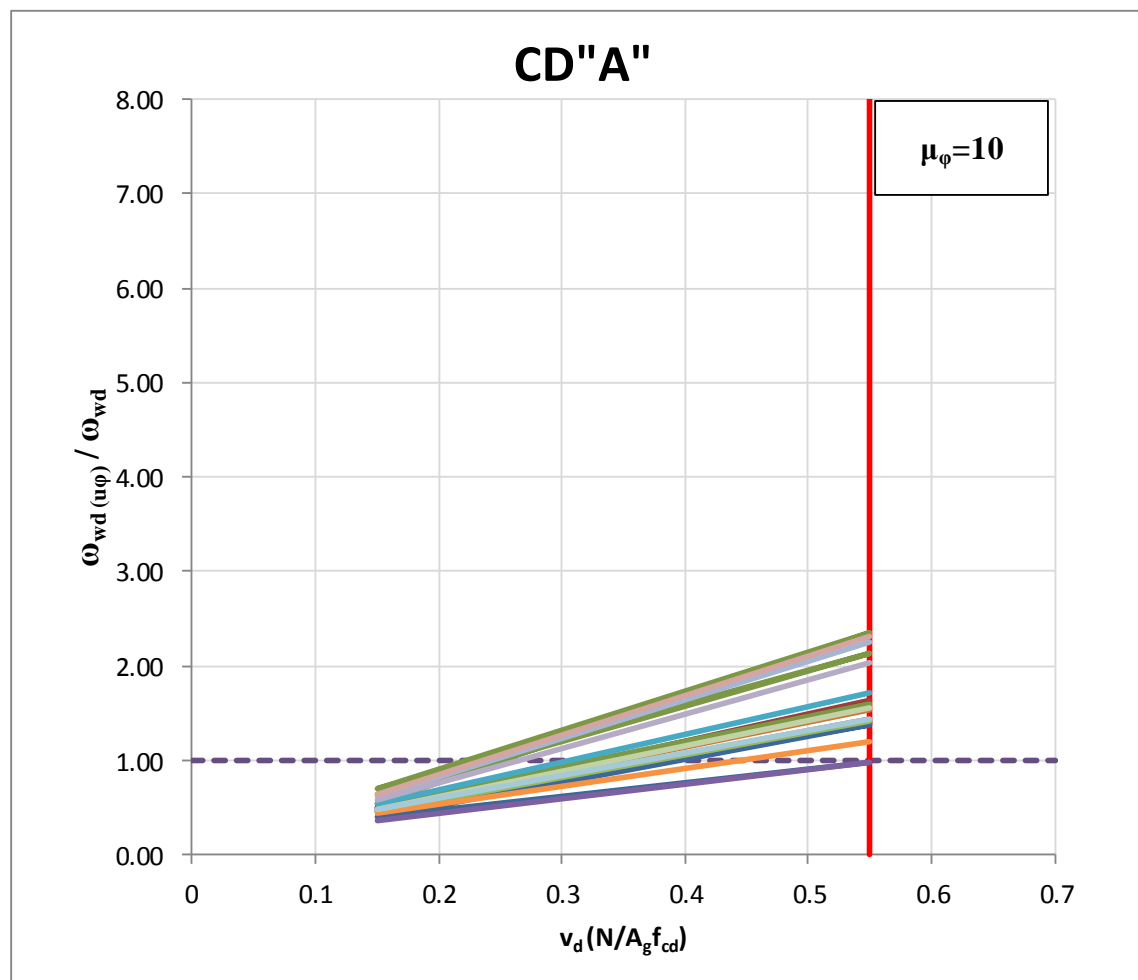
Verifiche di duttilità



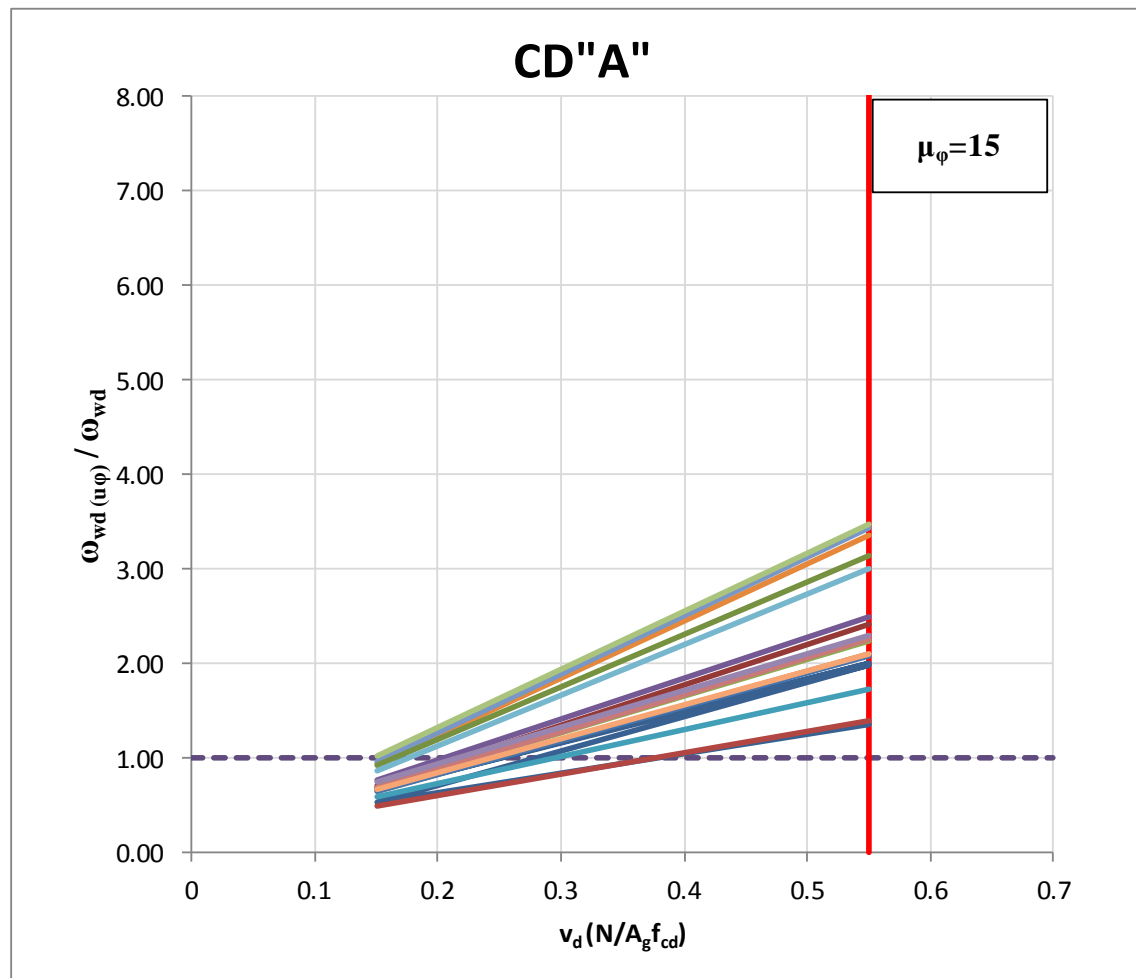
Armatura trasversale per la duttilità



Armatura trasversale per la duttilità



Armatura trasversale per la duttilità



CAP.4 – COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

§ 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

4.1.2.1.2.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

- Introduzione della relazione tensione deformazione del calcestruzzo confinato

(in accordo con la EN1992-1-1)

4.1.2.1.2.4 Analisi della sezione

- Pilastri soggetti a compressione assiale: modifica al valore dell'eccentricità minima
- Pressoflessione deviata: si introducono valori del coefficiente α da potersi assumere in mancanza di specifiche valutazioni (in accordo con la EN1992-1-1)
- Introduzione di un nuovo paragrafo in cui si riportano le **verifiche di duttilità**

CAP.4 – COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

§ 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

4.1.2.3 STATI LIMITE ULTIMI

4.1.2.3.1 Generalità

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- resistenza
- duttilità.

4.1.2.3.2 Stato limite di resistenza

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale,
- resistenza a taglio e punzonamento,
- resistenza a torsione,
- resistenza di elementi tozzi,
- resistenza a fatica,
- stabilità di elementi snelli.

4.1.2.3.3 Stato limite di duttilità

Si deve verificare, ove richiesto al § 7.4 delle presenti norme, il rispetto del seguente stato limite:

- duttilità flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale

CAP.4 – COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

§ 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

[...]

Calcestruzzo confinato

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo confinato è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in stato triassiale. Questi modelli possono essere adottati nel calcolo sia della resistenza ultima sia della duttilità delle sezioni e devono essere applicati alle sole zone confinate della sezione.

Il confinamento del calcestruzzo è normalmente generato da staffe chiuse e legature interne, che possono raggiungere la tensione di snervamento a causa della dilatazione laterale del calcestruzzo stesso a cui tendono ad opporsi. Il confinamento consente al calcestruzzo di raggiungere tensioni e deformazioni più elevate di quelle proprie del calcestruzzo non confinato. Le altre caratteristiche meccaniche si possono considerare inalterate.

CAP.4 – COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

§ 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Calcestruzzo confinato

In assenza di più precise determinazioni basate su modelli analitici di comprovata validità, è possibile utilizzare la relazione tensione-deformazione rappresentata in Fig. 4.1.2 (dove le deformazioni di compressione sono assunte positive), in cui la resistenza caratteristica e le deformazioni del calcestruzzo confinato sono valutate secondo le relazioni seguenti:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1,0 + 5,0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}\right) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0,05f_{ck} \quad [4.1.8]$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}\right) \quad \text{per } \sigma_2 > 0,05f_{ck} \quad [4.1.9]$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(f_{ck,c} / f_{ck}\right)^2 \quad [4.1.10]$$

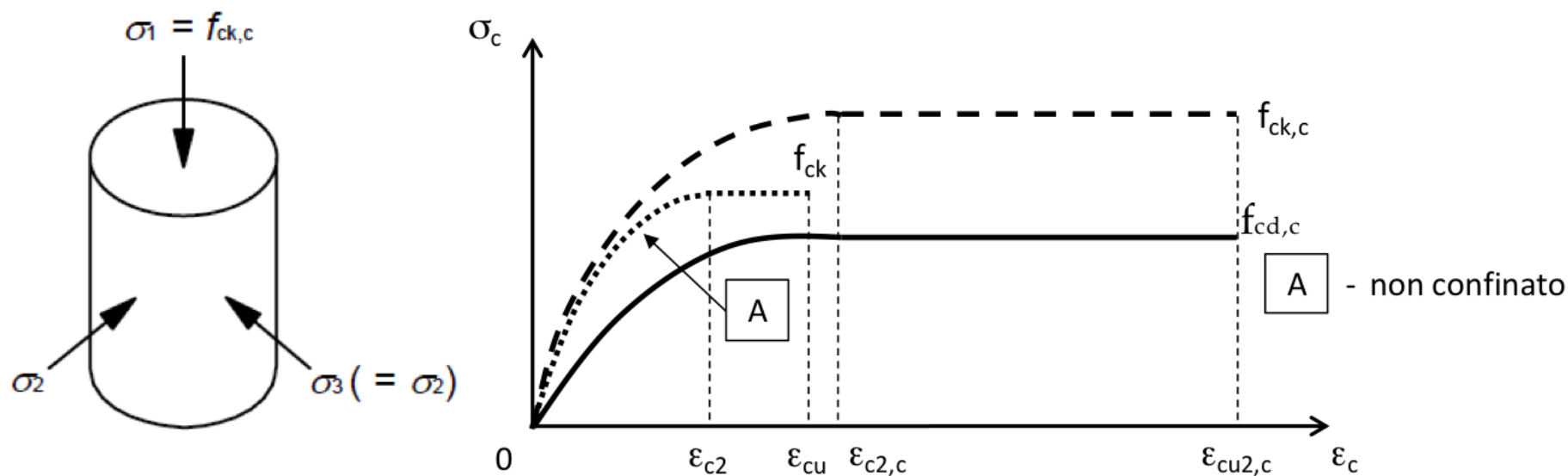
$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad [4.1.11]$$

$$f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c} / \gamma_c \quad [4.1.12]$$

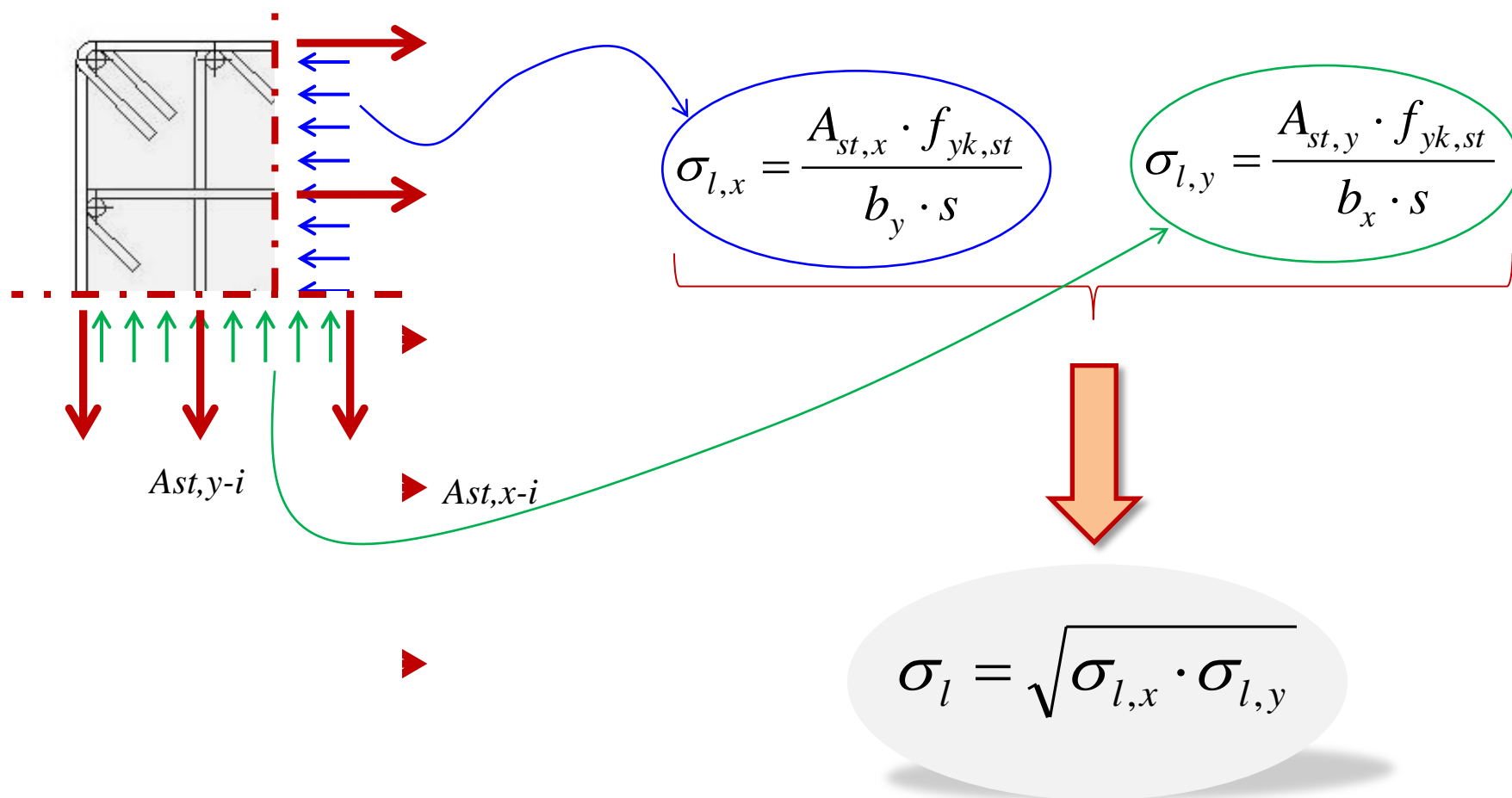
CAP.4 – COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

§ 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Fig. 4.1.2 – Modelli σ - ε per il calcestruzzo confinato

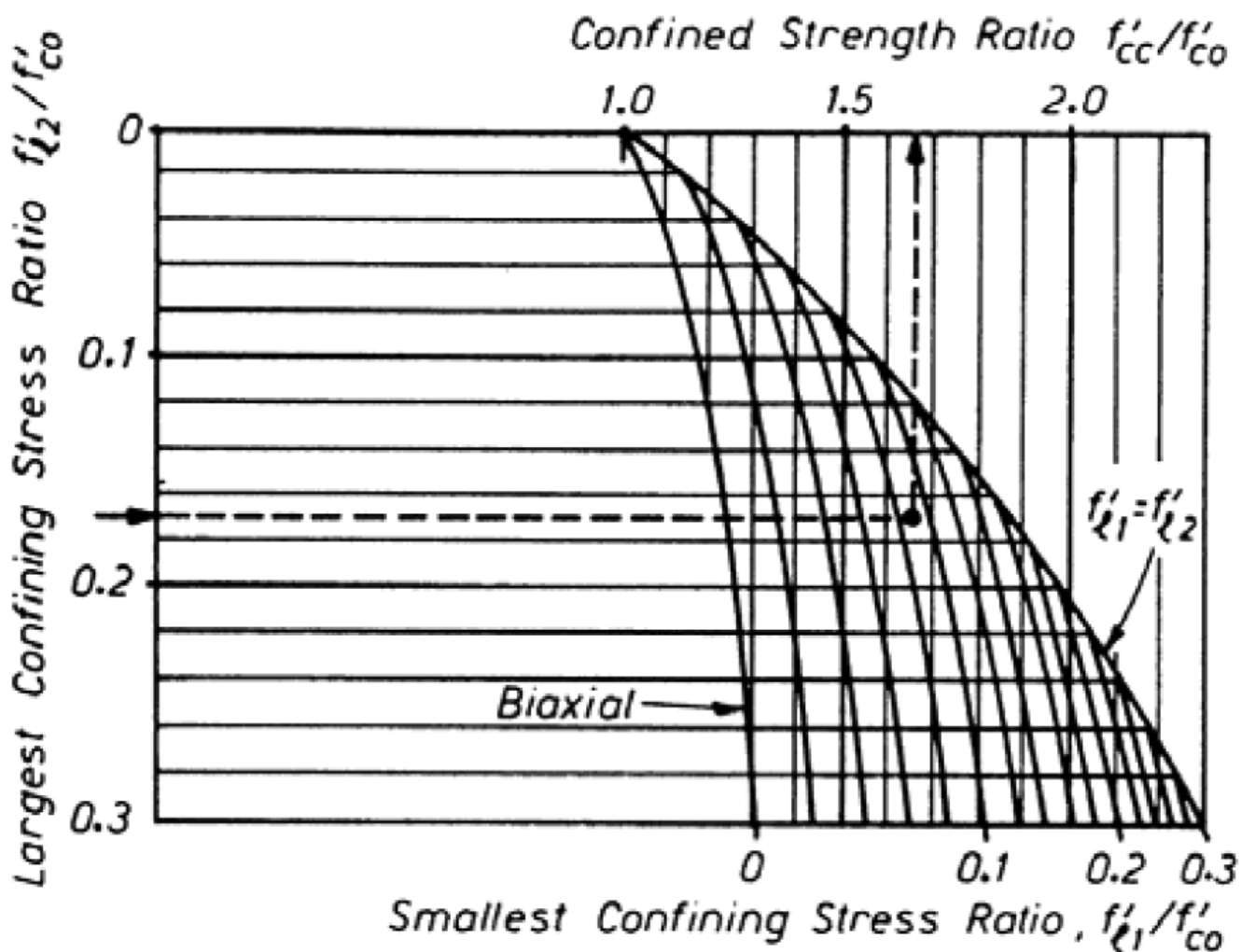


Pressione laterali di confinamento (free body diagram)



Confinamento con pressioni biassiali

Mander et al. (1988) da William e Warnke (1975)

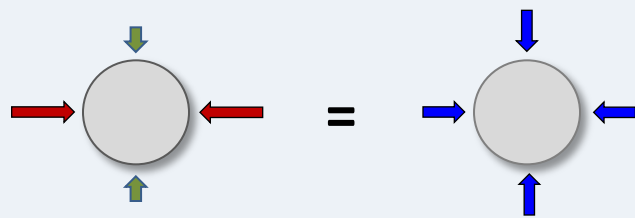


Pressione laterale di confinamento

$$\sigma_l = \beta \cdot \sigma_{l,\max}$$

$$\beta = -(1,21\lambda + 0,18) \cdot \eta^2 + (1,7\lambda + 0,8) \cdot \eta - 0,49\lambda + 0,32$$

$$\beta = -0,4\eta^2 + 1,2\eta + 0,2$$

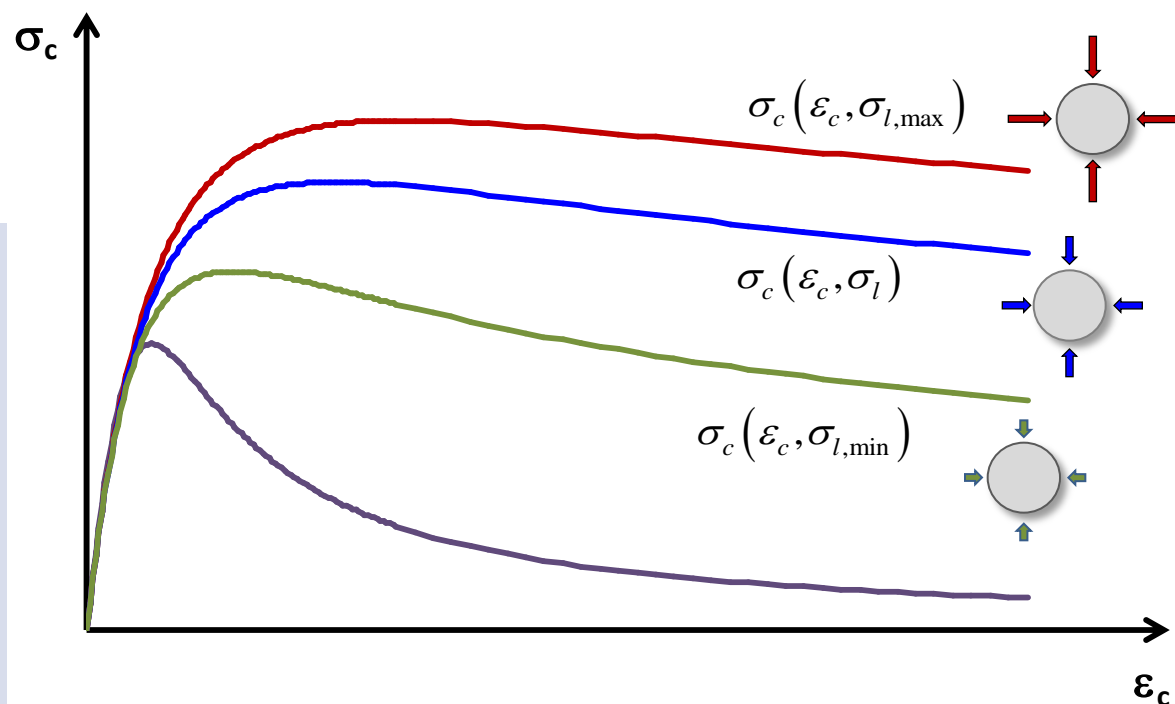


$$\eta = \frac{\sigma_{l,\min}}{\sigma_{l,\max}}$$

$$\lambda = \frac{\sigma_{l,\max}}{f_{ck}}$$

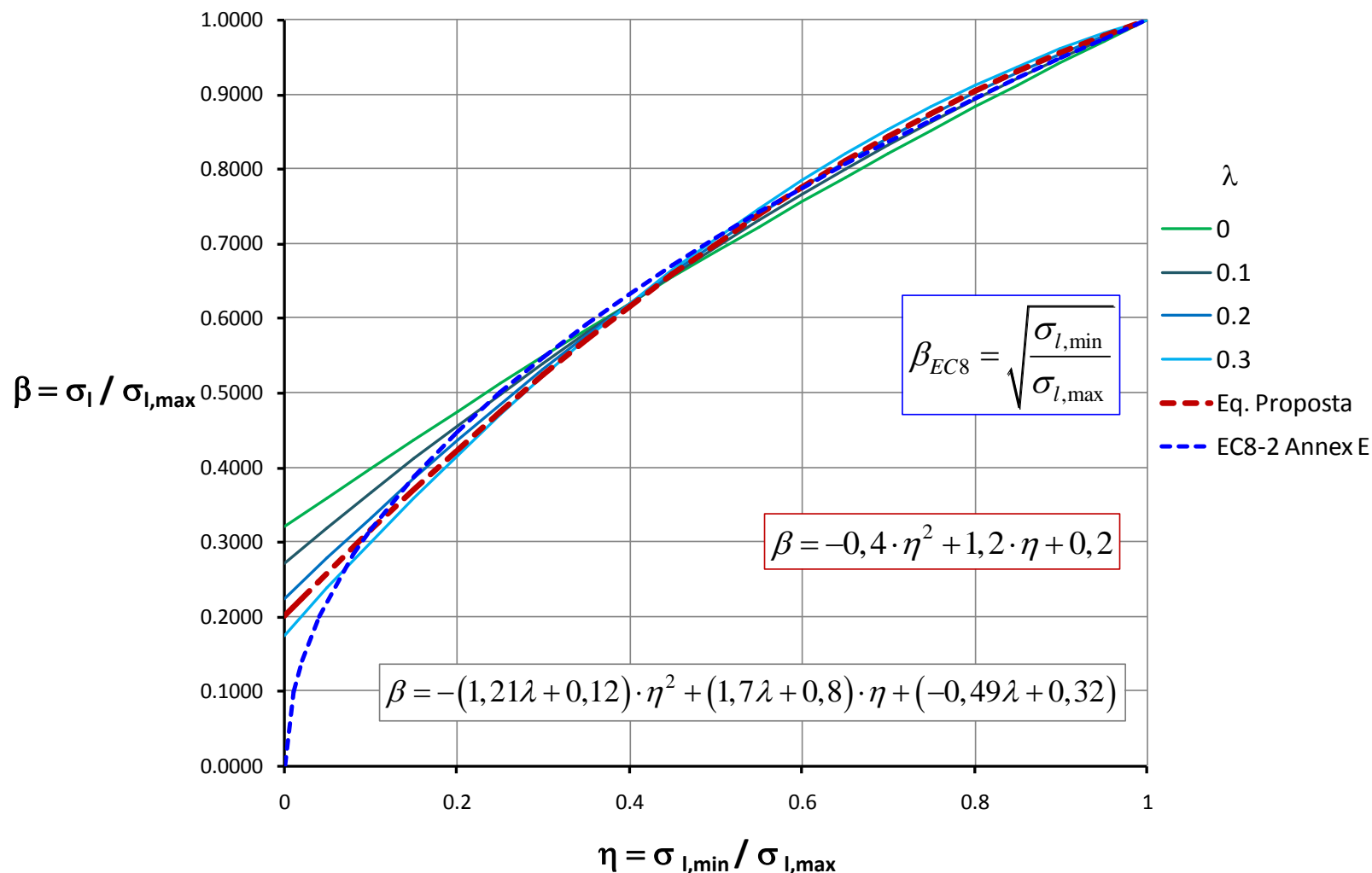
$$\sigma_{l,\max} = \max(\sigma_{l,x}; \sigma_{l,y})$$

$$\sigma_{l,\min} = \min(\sigma_{l,x}; \sigma_{l,y})$$



Pressione laterale equivalente

Confronto tra le regressioni sulle superfici di William-Warneke (Mander) e l'equazione riportata in EC8-2 Annex E



Coefficiente di efficienza del confinamento

EC8 - 5.4.3.2.2

Detailing of primary seismic columns for local ductility

a) For rectangular cross-sections:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad (5.16a)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o)(1 - s / 2h_o) \quad (5.17a)$$

b) For circular cross-sections with hoops and diameter of confined core D_o (to the centreline of hoops):

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o)^2 \quad (5.17b)$$

c) For circular cross-sections with spiral reinforcement:

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16c)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o) \quad (5.17c)$$

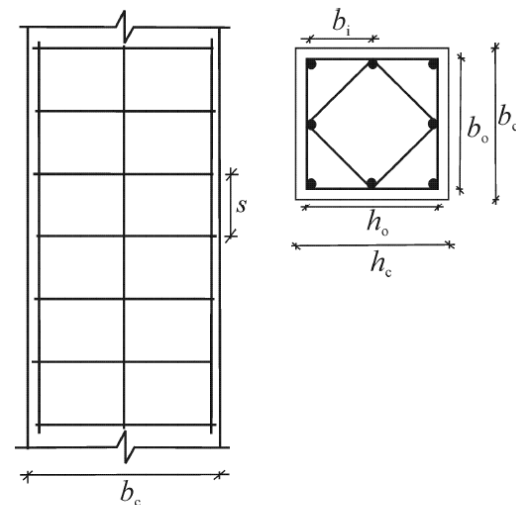
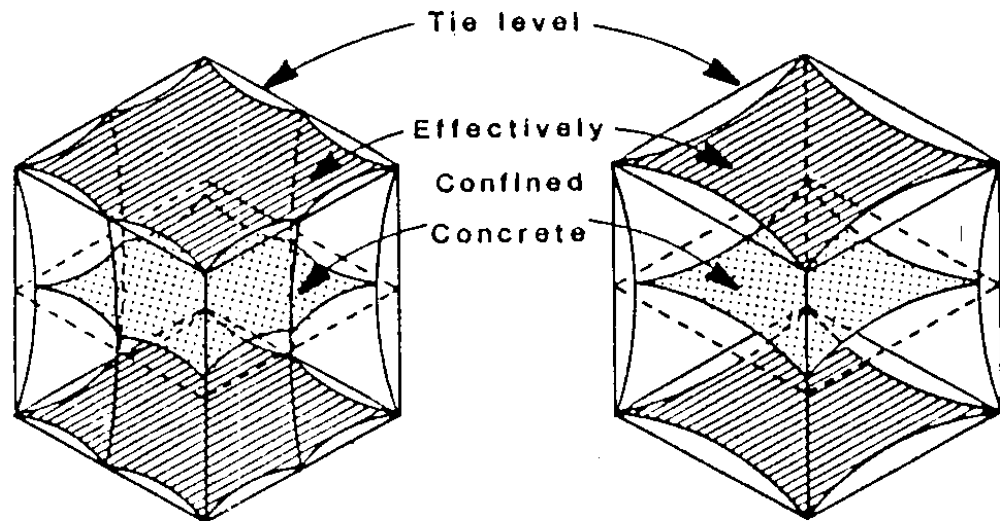


Figure 5.7: Confinement of concrete core

CAP.4 – COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

§ 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli σ - ϵ di cui al § 4.1.2.1.2.

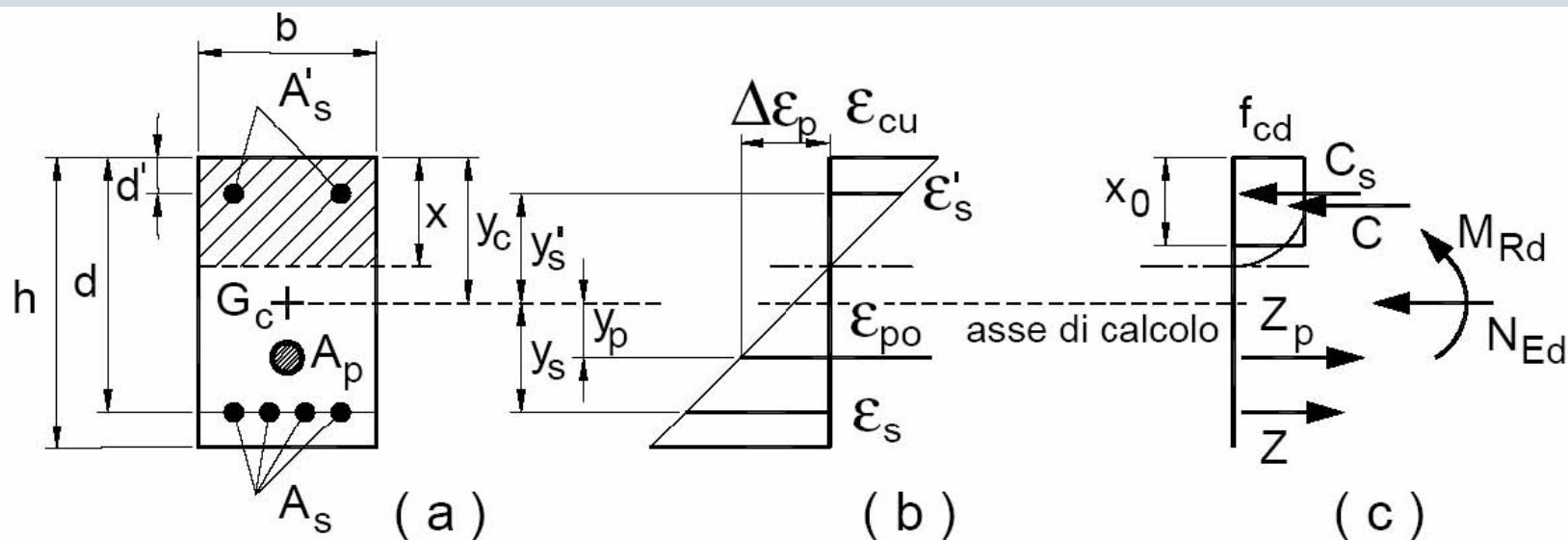


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa (equilibrio delle forze interne corrispondenti al raggiungimento della deformazione ultima nel calcestruzzo)

CAP.4 – COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

§ 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd} (N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_d = \mu_d (N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove:

M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

m_d è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

m_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

CAP.4 – COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

§ 4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

La capacità in termini di **fattore di duttilità in curvatura** μ_{ϕ} può essere calcolata, separatamente per le due direzioni principali di verifica, come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la **curvatura convenzionale di prima plasticizzazione** espressa dalla relazione seguente:

$$\phi_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M'_{yd}} \cdot \phi'_{yd}$$

ϕ'_{yd} è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco (0,20%) del calcestruzzo compresso;

M_{Rd} è il momento resistente della sezione allo SLU;

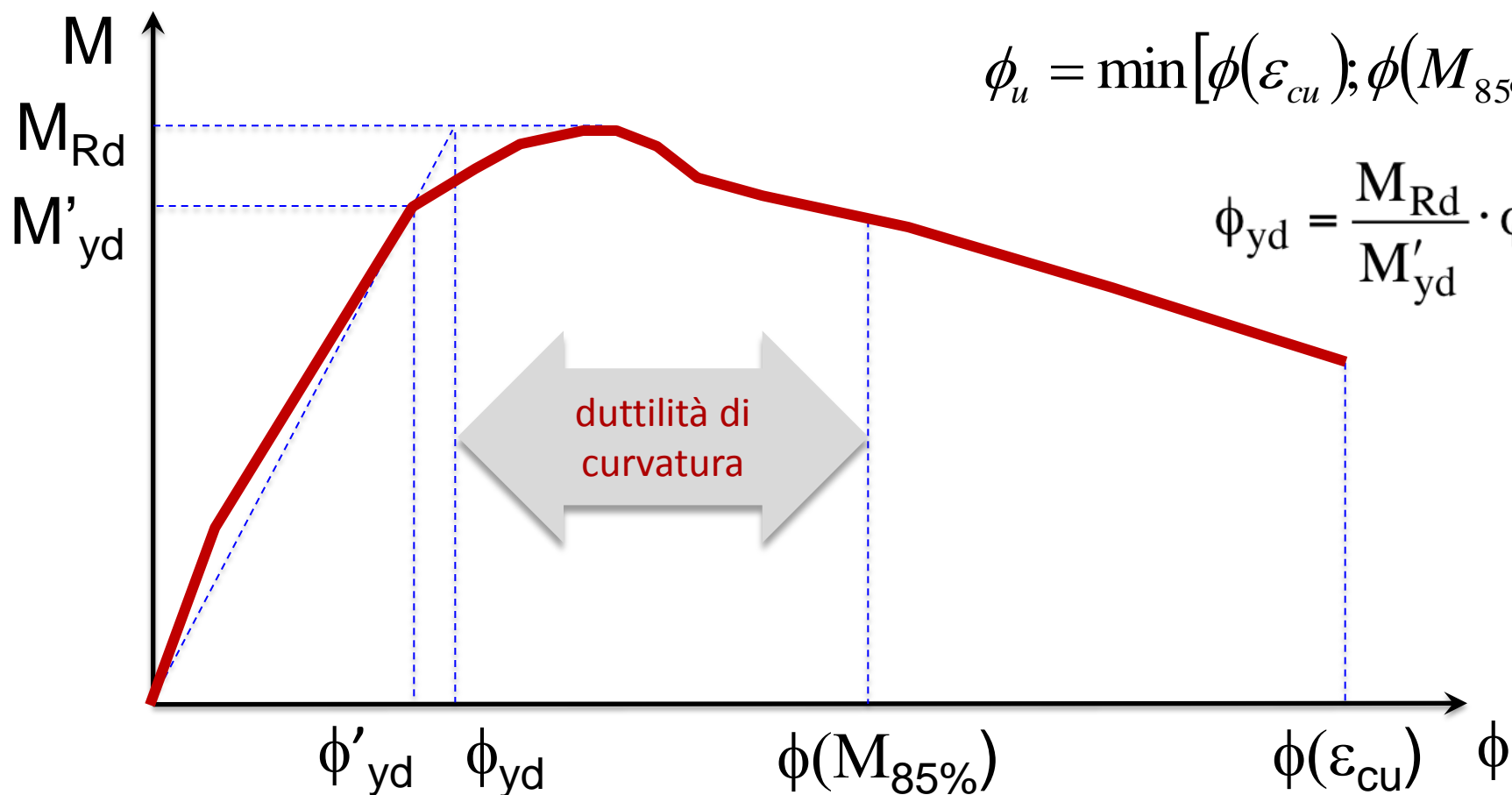
M'_{yd} è il momento corrispondente a ϕ'_{yd} e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

DUTTILITÀ DI CURVATURA

ϕ_{yd} curvatura convenzionale di prima plasticizzazione

ϕ_u curvatura ultima

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_{yd}}$$



SEZIONE STUDIO

Dimensioni:

Altezza: $h = 700$ mm

Base: $b = 400$ mm

Armatura Longitudinale:

Copriferro: $c = 35$ mm

Diametro ferri: $\phi = 20$ mm

Armatura Trasversale:

Diametro staffe: $\phi = 8$ mm

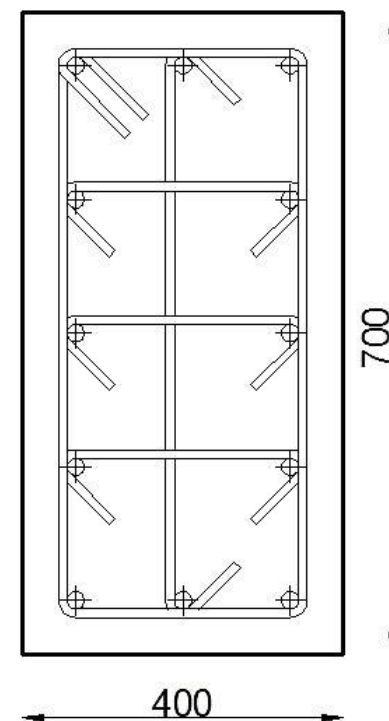
Diametro legature: $\phi = 8$ mm

Passo: $s = 10$ cm

Materiali:

Calcestruzzo: $R_{ck} = 30$ N/mm²

Acciaio: B450C $f_{yk} = 450$ N/mm²



Esempio: legami costitutivi

Calcestruzzo copriferro:

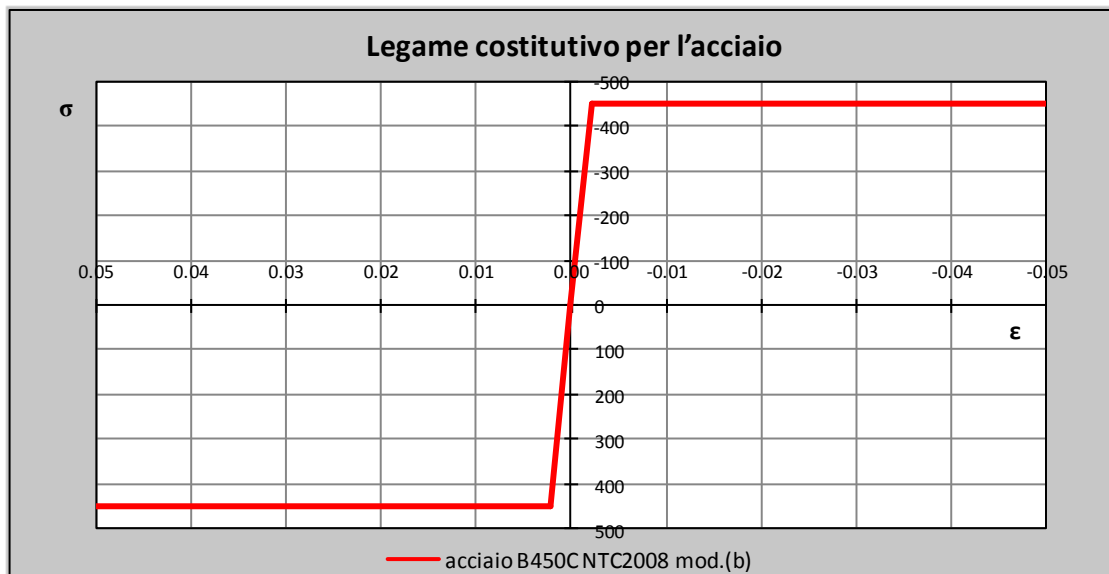
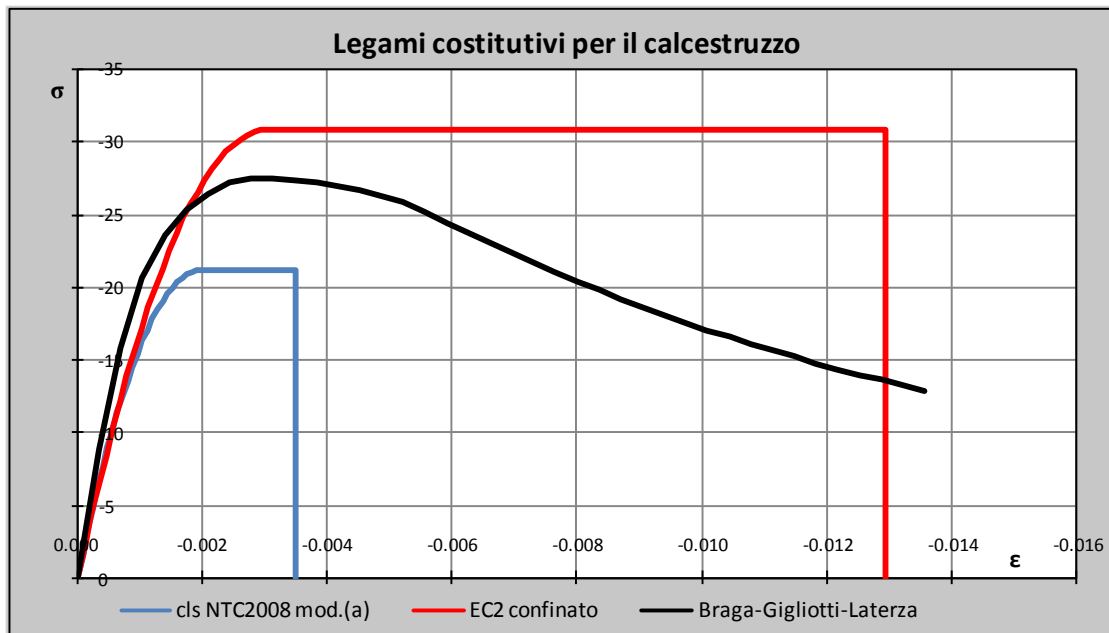
- NTC 2008 mod. (a)

Calcestruzzo nucleo:

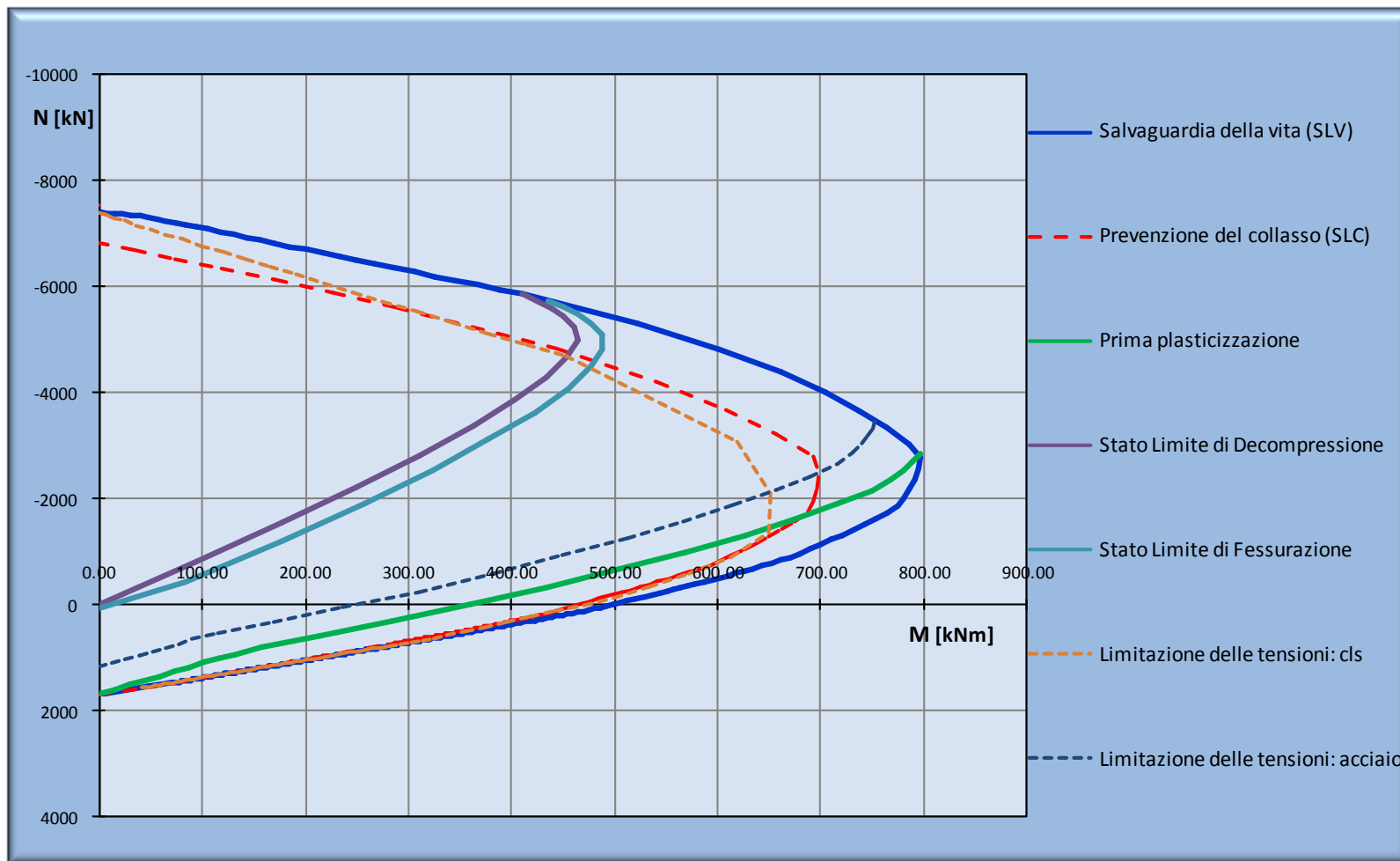
- NTC 2008 mod. (a)
- rev. NTC08 - EC2 confinato
- CLS confinato con "softening" (Braga-Gigliotti-Laterza)

Acciaio:

- NTC 2008 mod. (b)



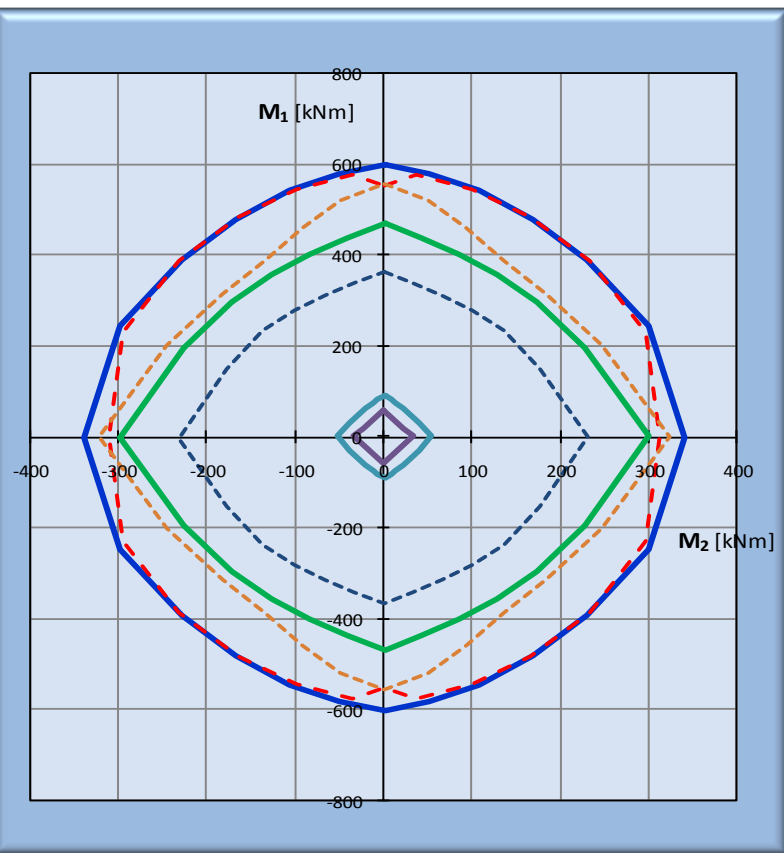
Domini di interazione $M_x - N$ per diversi stati limite



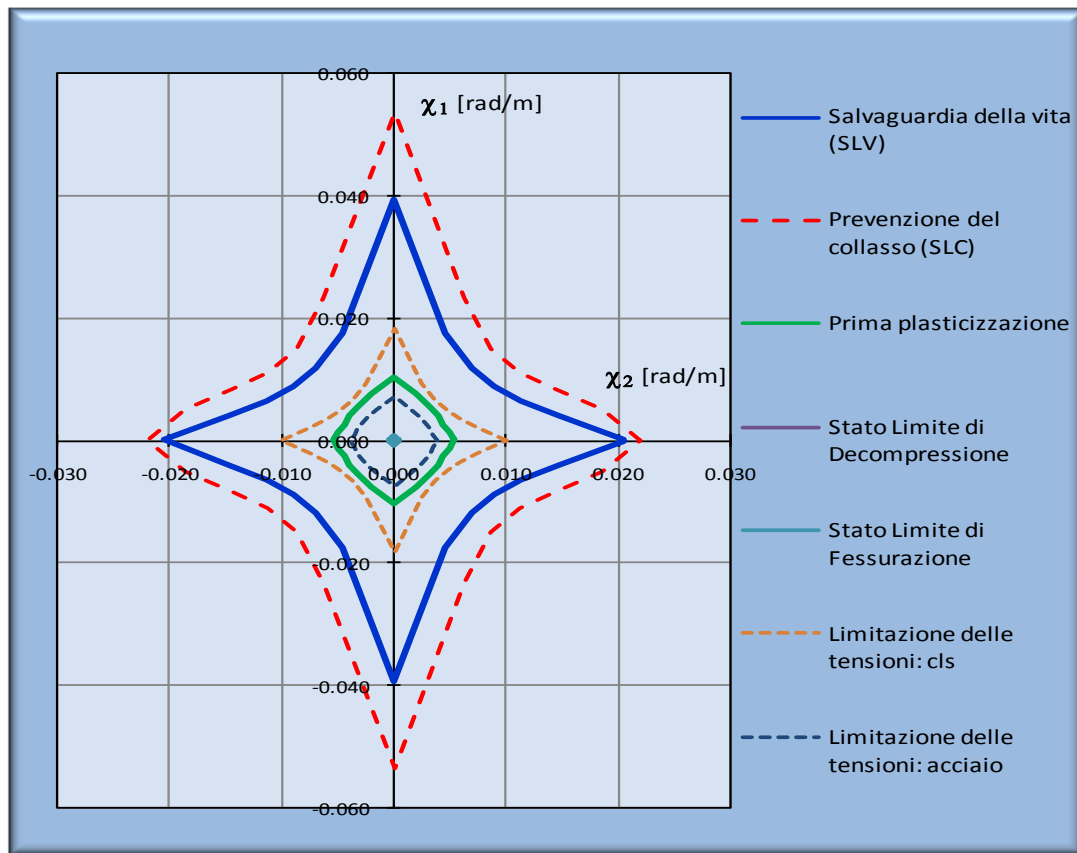
Domini di interazione (Momenti e curvature)

Domini di interazione $M_1 - M_2$

Domini di interazione $\chi_1 - \chi_2$



$\nu = 0,3$



$\nu = 0,3$

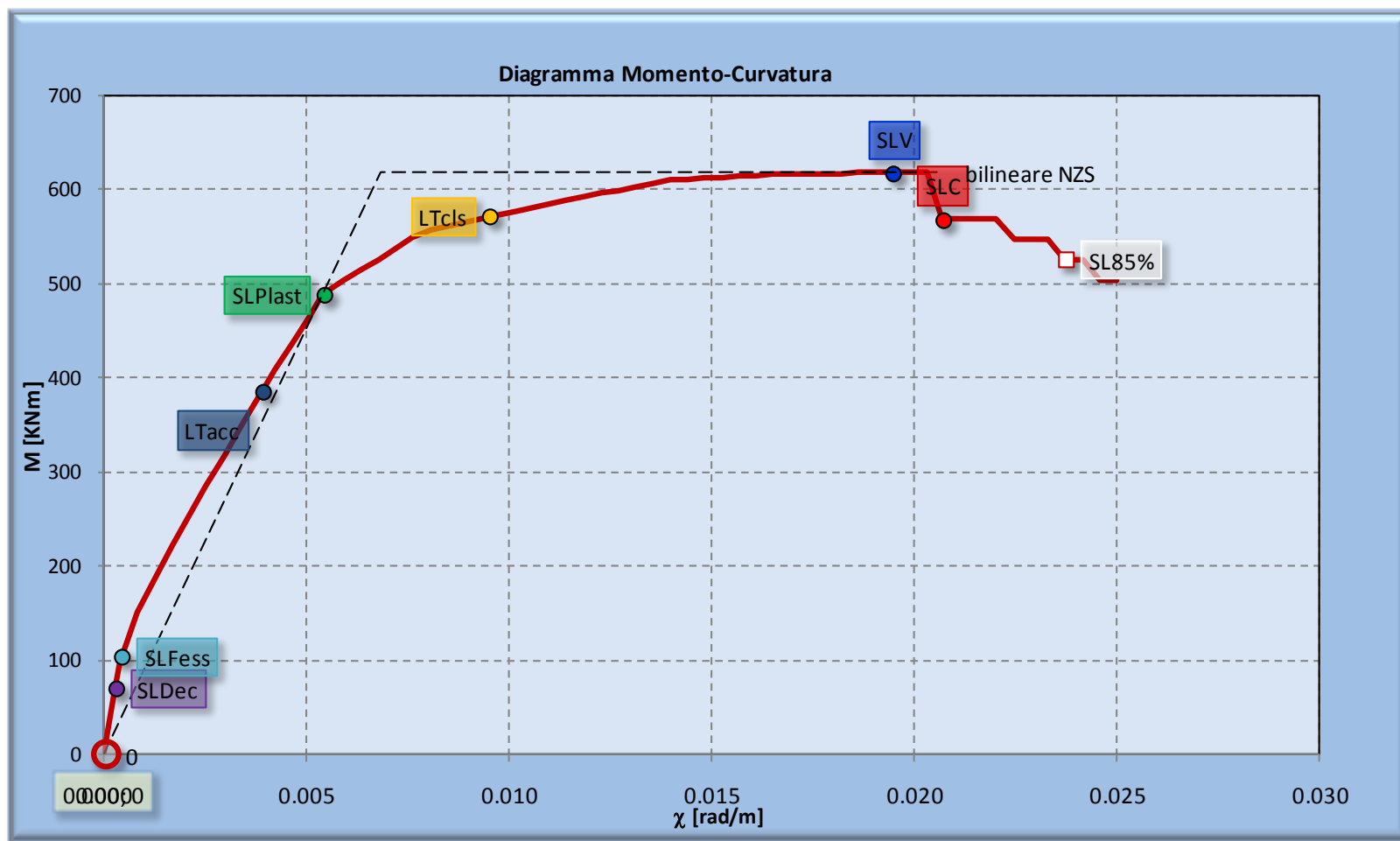
Momento-curvatura (cls non confinato)

$$N/(A f_{cd}) = 0,15$$

$$\chi_y = 0,0068$$

$$\chi_u = 0,0207$$

$$\mu = 3,02$$



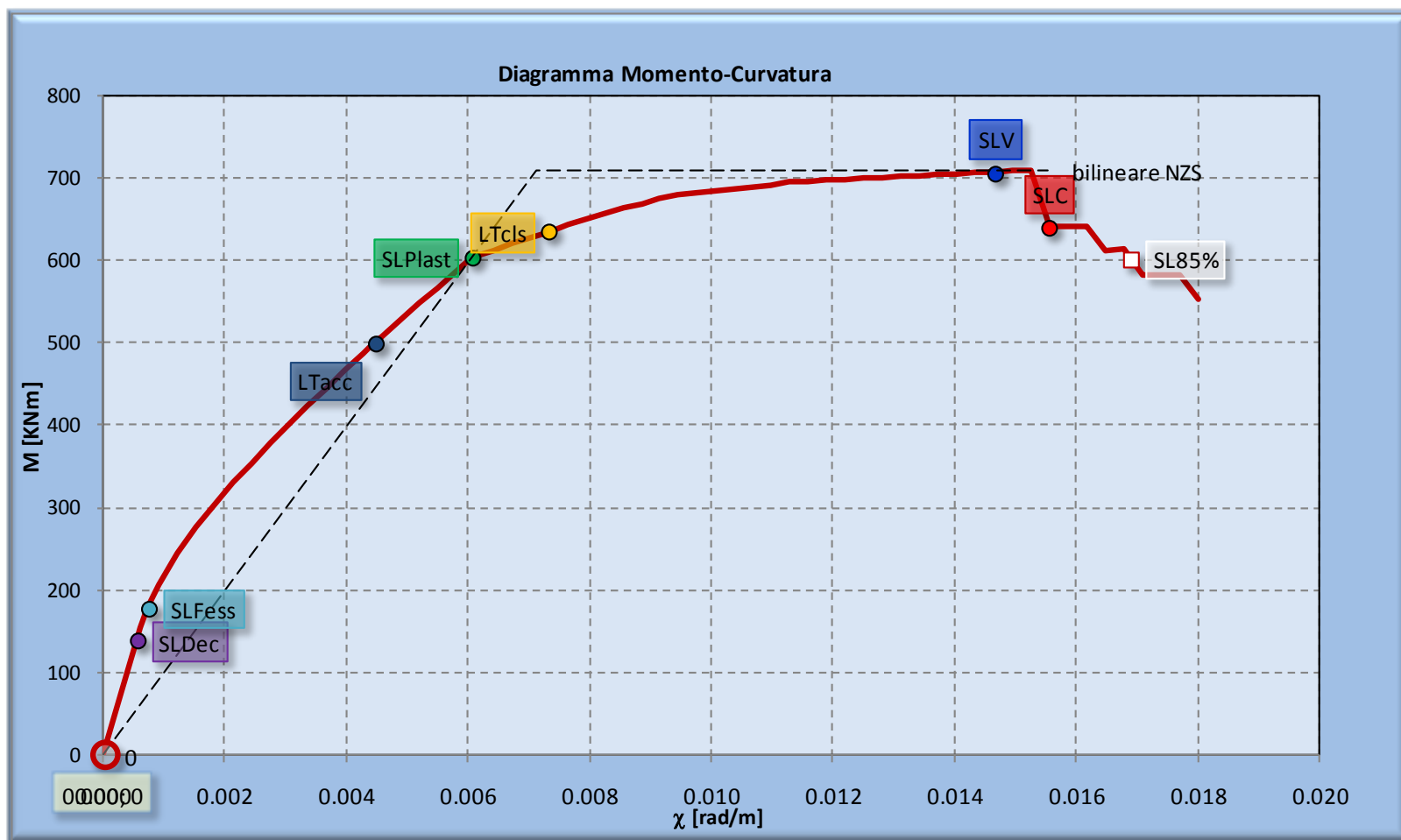
Momento-curvatura (cls non confinato)

$$N/(Af_{cd}) = 0,3$$

$$\chi_y = 0,0071$$

$$\chi_u = 0,0155$$

$$\mu = 2,18$$



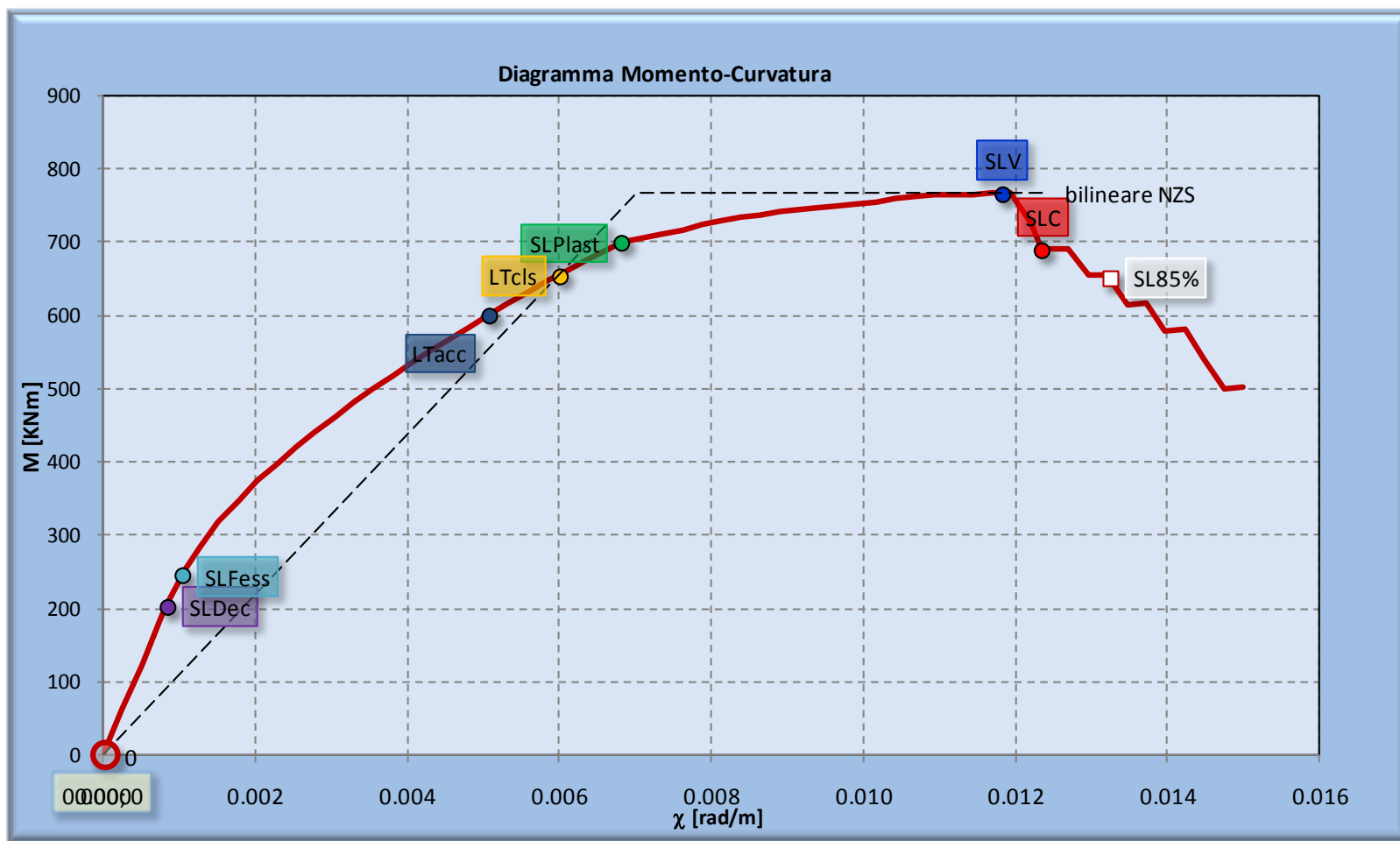
Momento-curvatura (cls non confinato)

$$N/(Af_{cd}) = 0,45$$

$$\chi_y = 0,0070$$

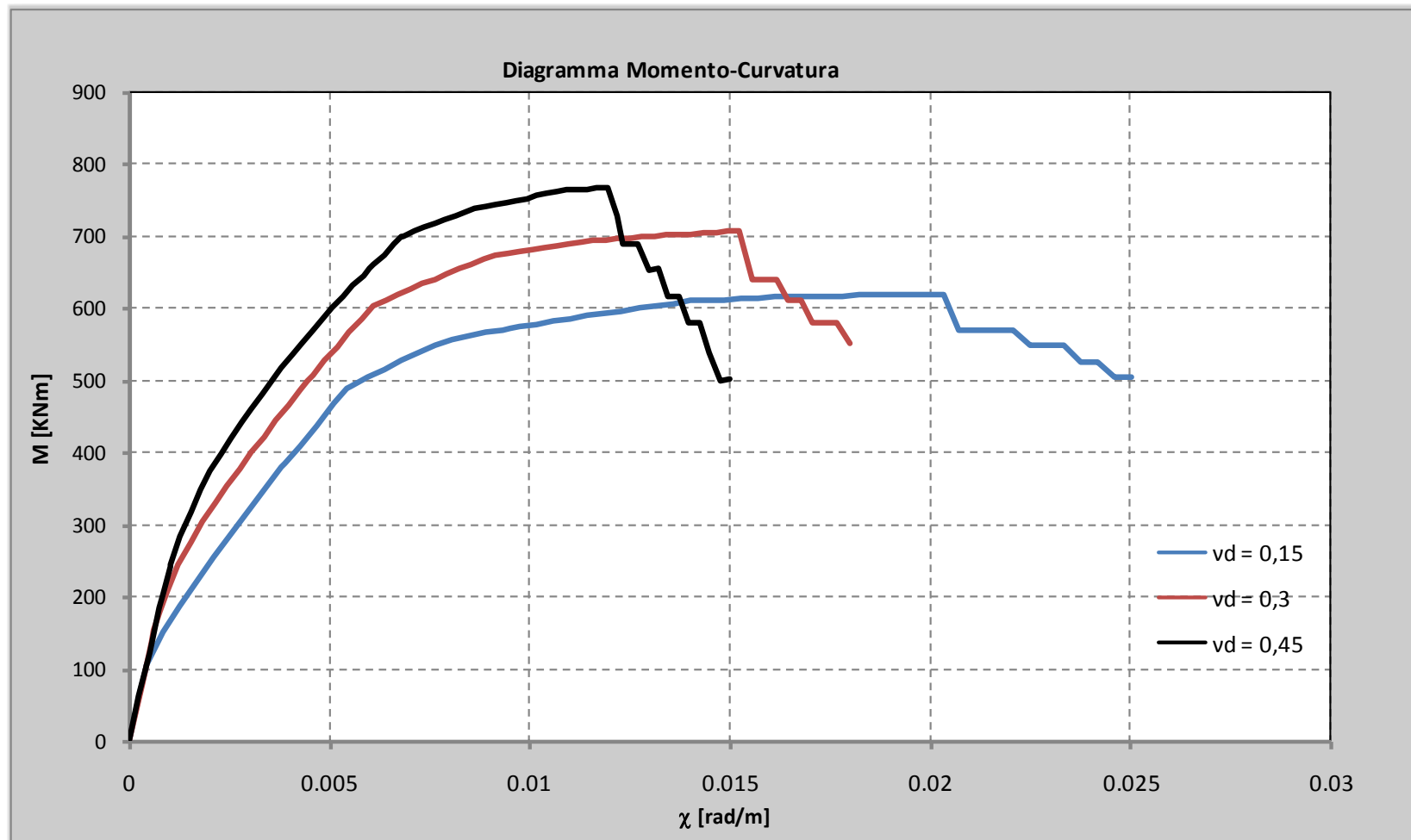
$$\chi_u = 0,0123$$

$$\mu = 1,76$$



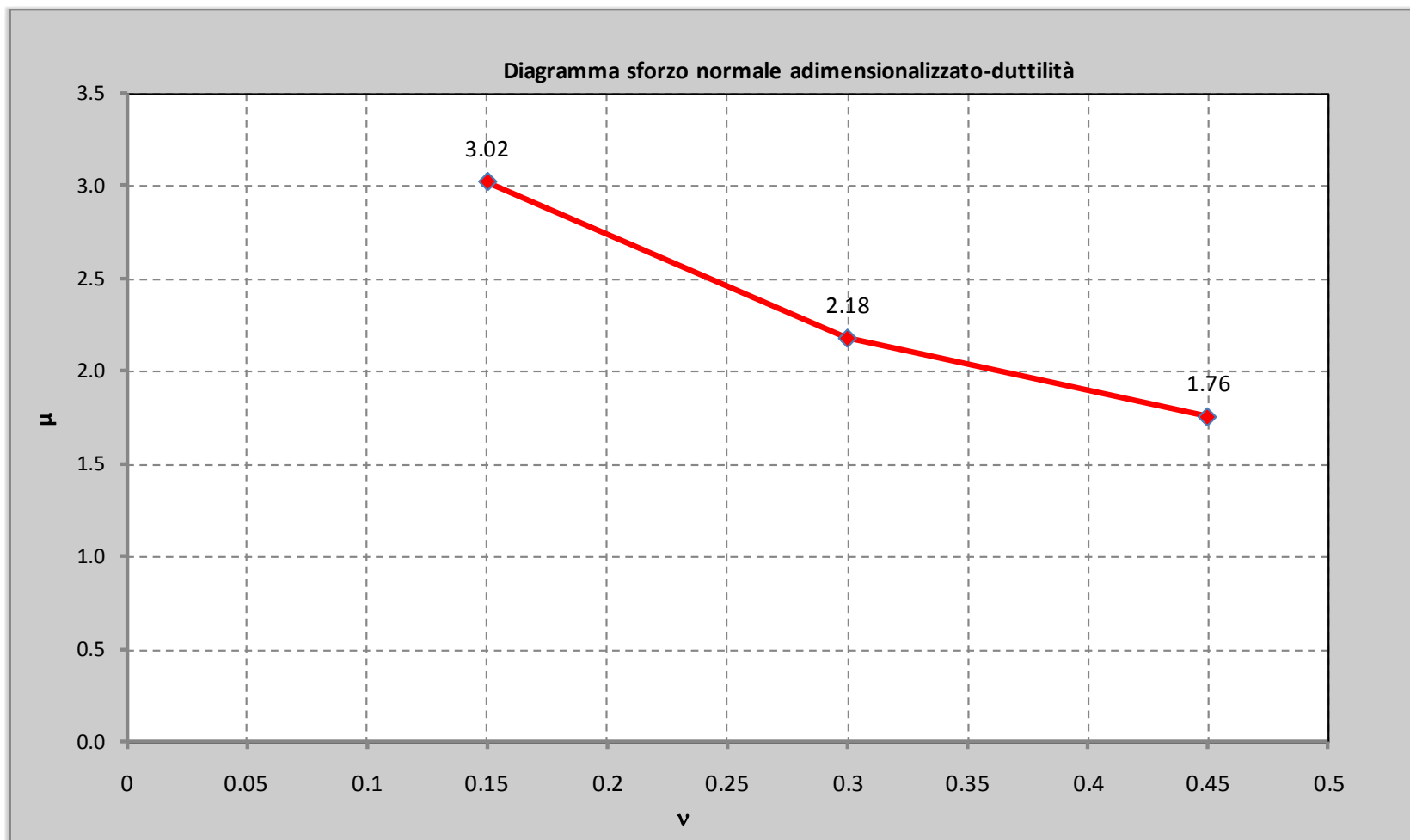
Momento-curvatura (cls non confinato)

Diagrammi Momento-Curvatura: effetto del carico assiale



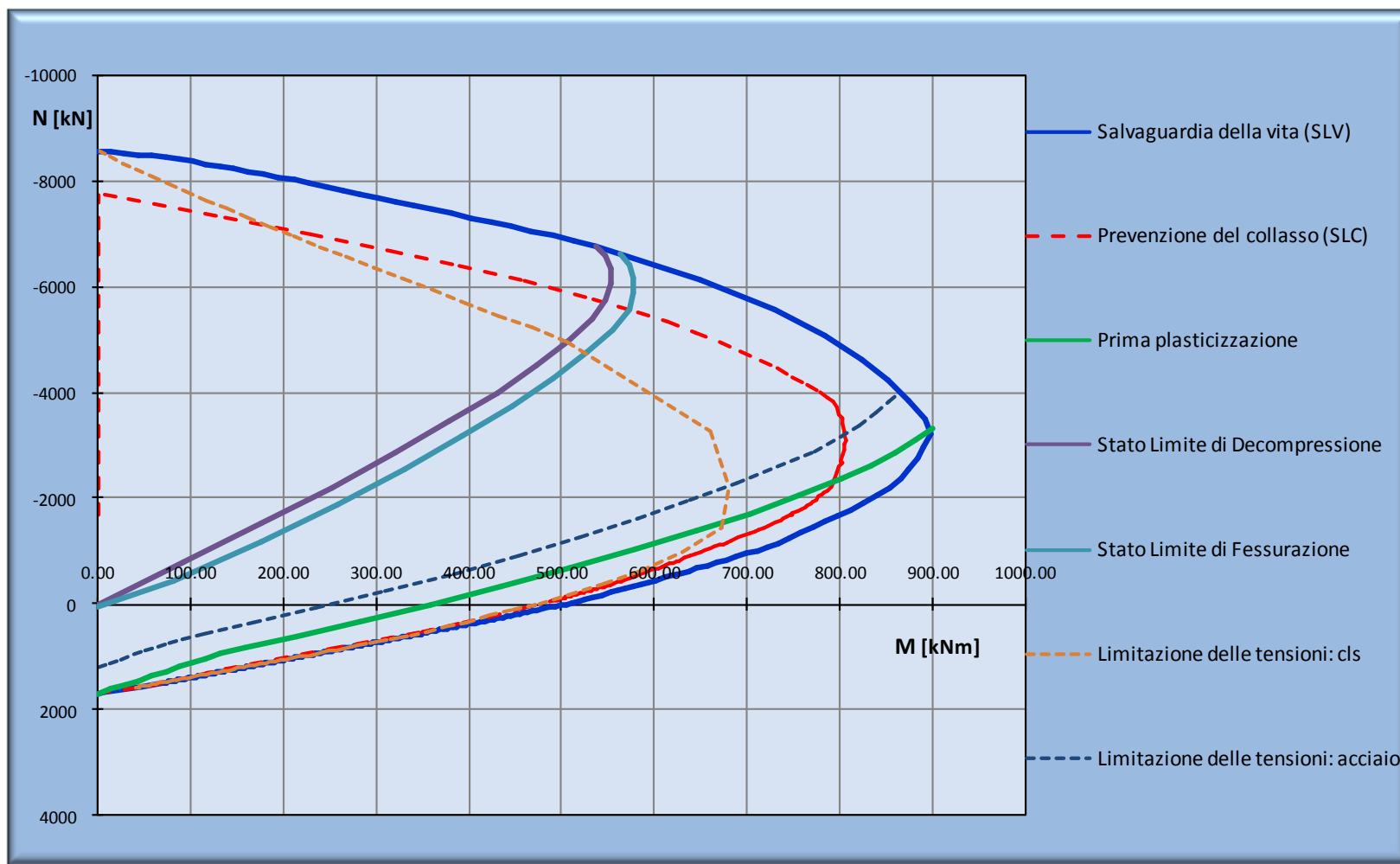
Momento-curvatura (cls non confinato)

Duttilità: effetto del carico assiale



Momento-curvatura (cls conf. parabola-rettangolo)

Domini di interazione $M_x - N$



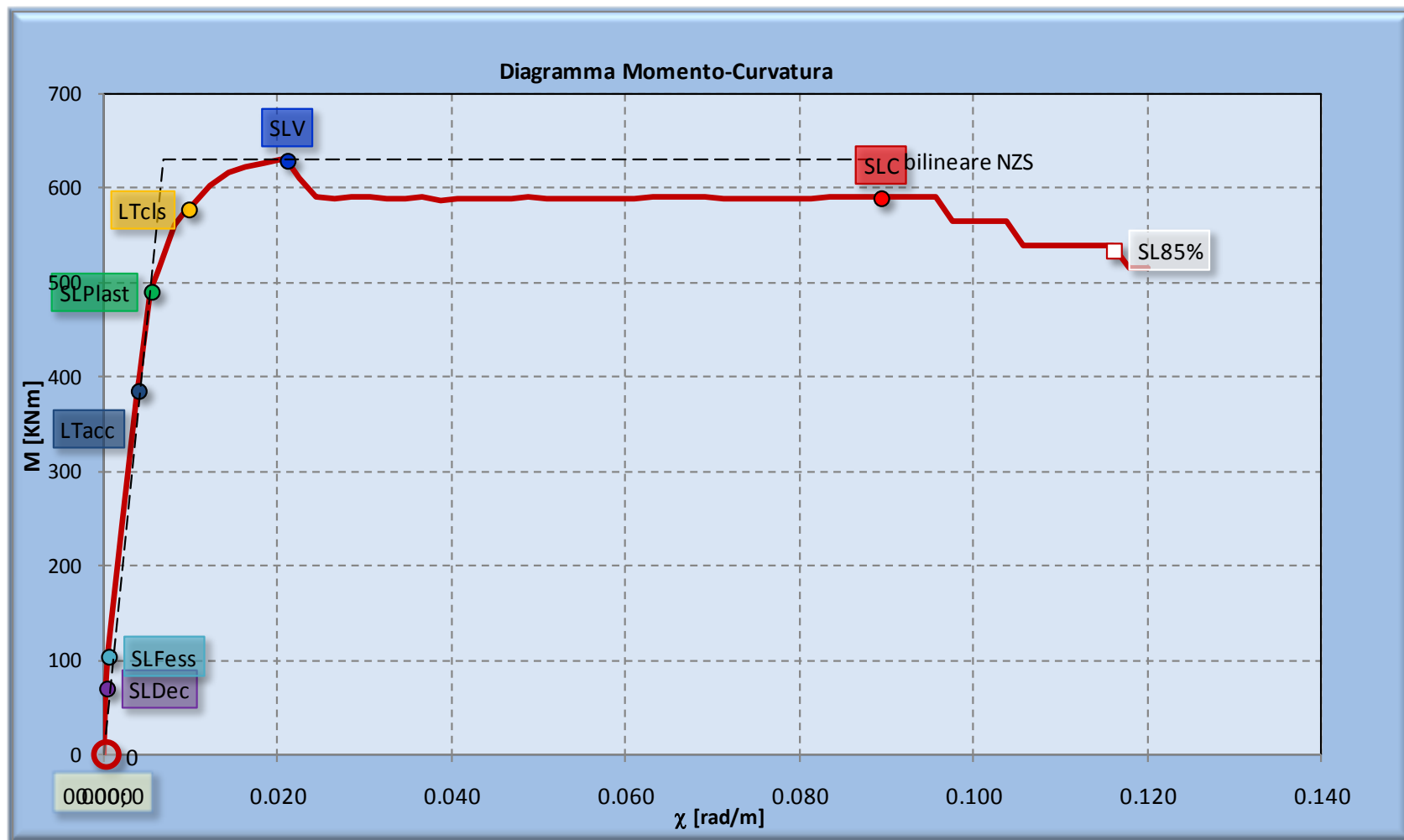
Momento-curvatura (cls conf. parabola-rettangolo)

$$N/(A f_{cd}) = 0,15$$

$$\chi_y = 0,0069$$

$$\chi_u = 0,0893$$

$$\mu = 12,89$$



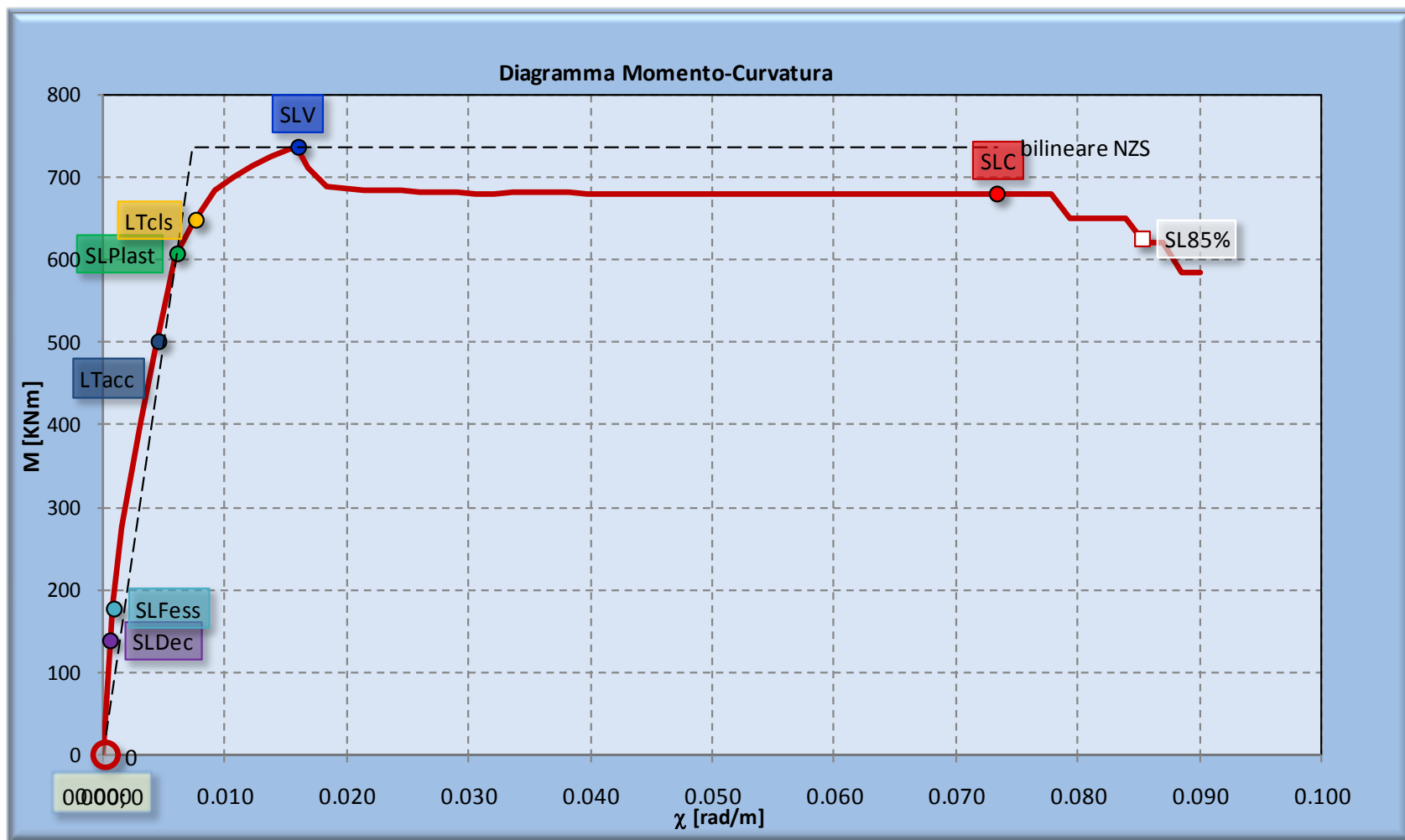
Momento-curvatura (cls conf. parabola-rettangolo)

$$N/(Af_{cd}) = 0,3$$

$$\chi_y = 0,0073$$

$$\chi_u = 0,0733$$

$$\mu = 10,06$$



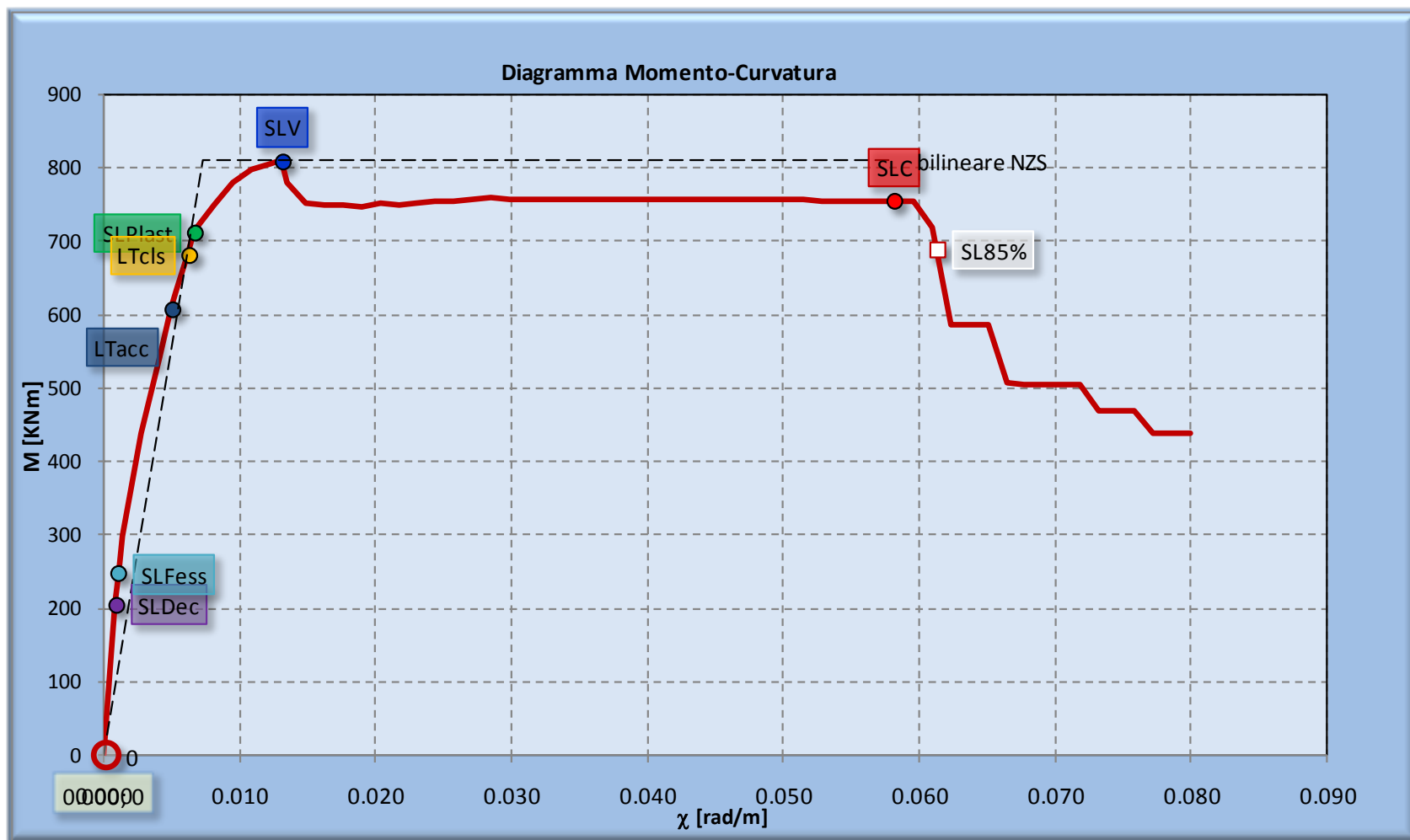
Momento-curvatura (cls conf. parabola-rettangolo)

$$N/(Af_{cd}) = 0,45$$

$$\chi_y = 0,0073$$

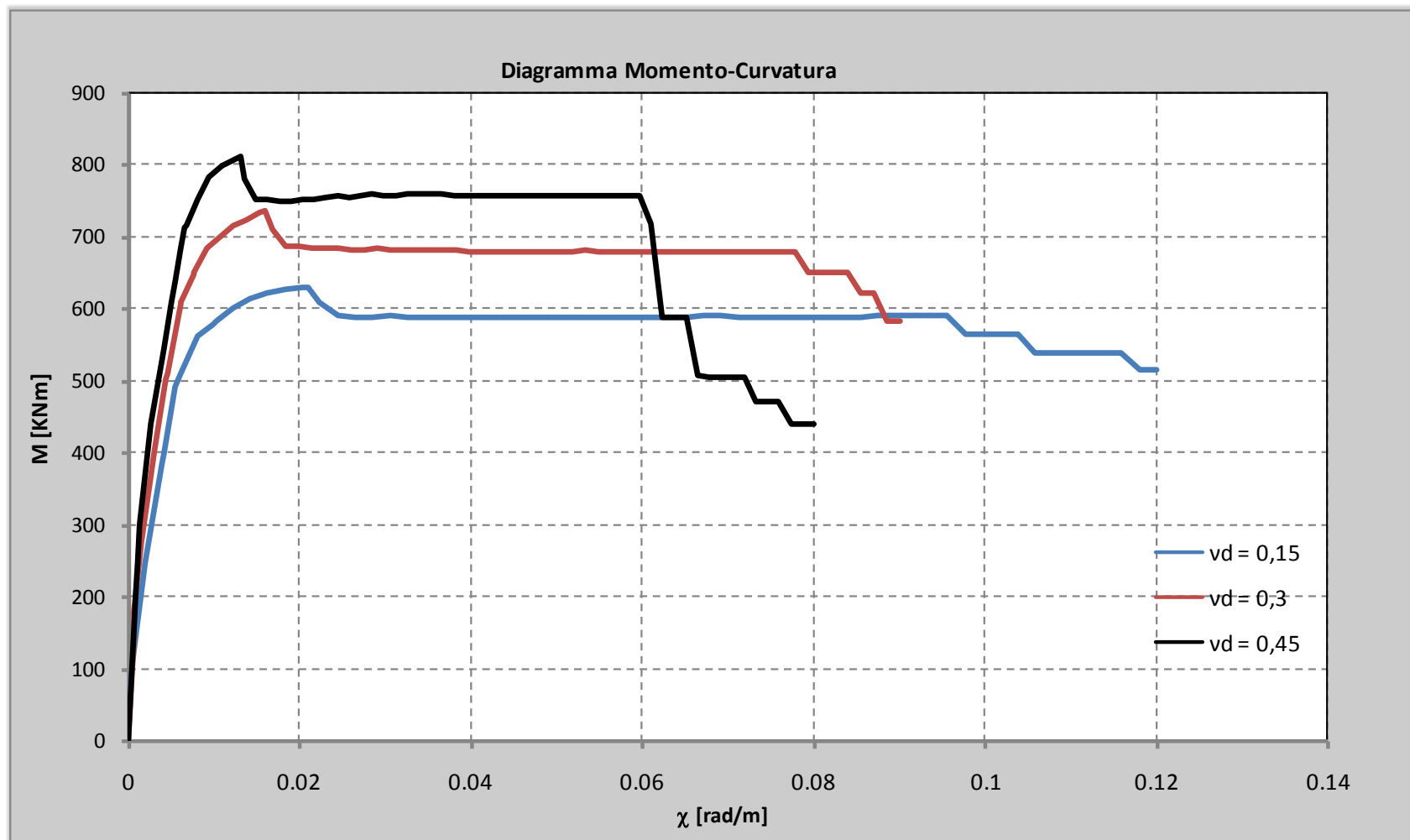
$$\chi_u = 0,0581$$

$$\mu = 7,92$$

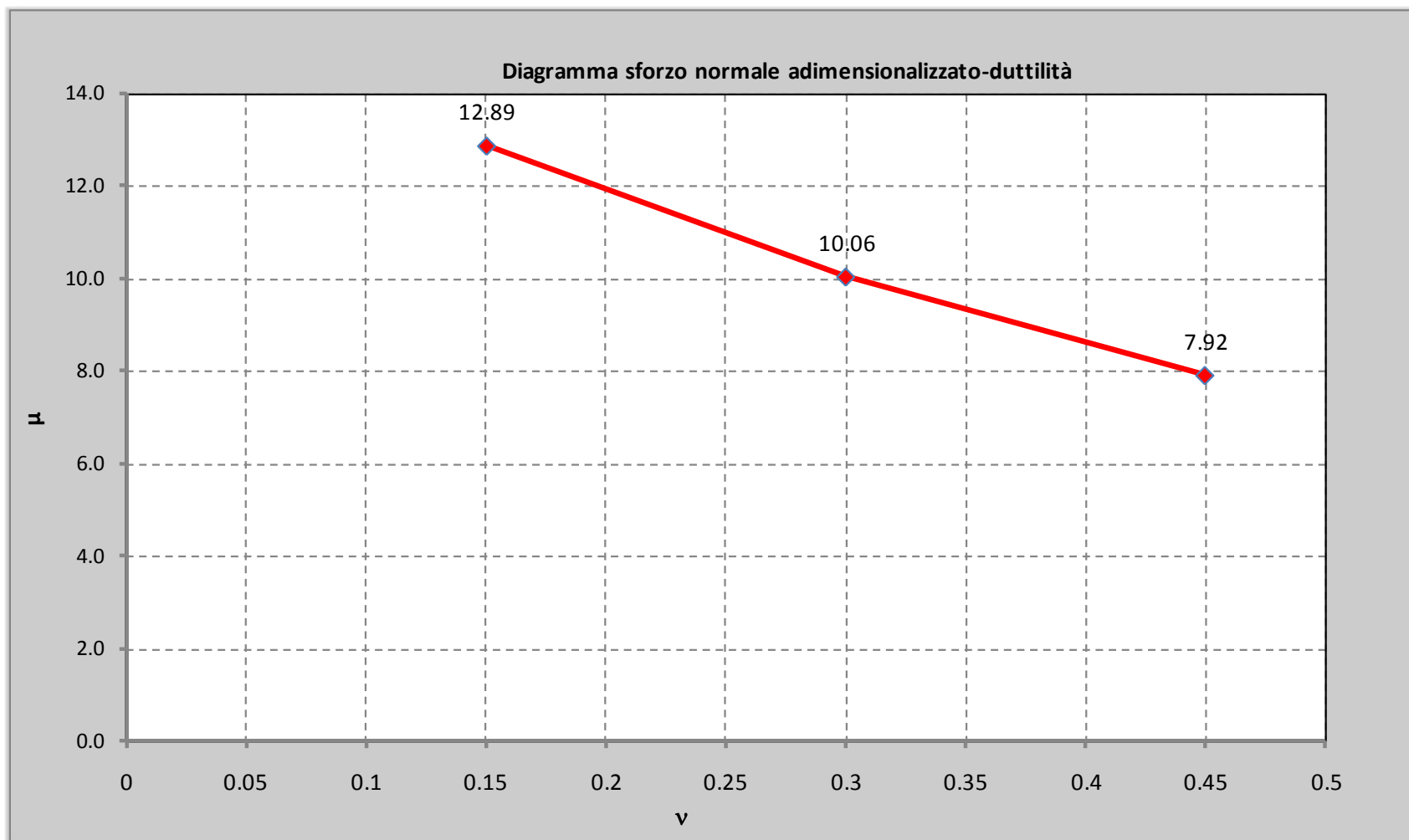


Momento-curvatura (cls conf. parabola-rettangolo)

Effetto del carico assiale



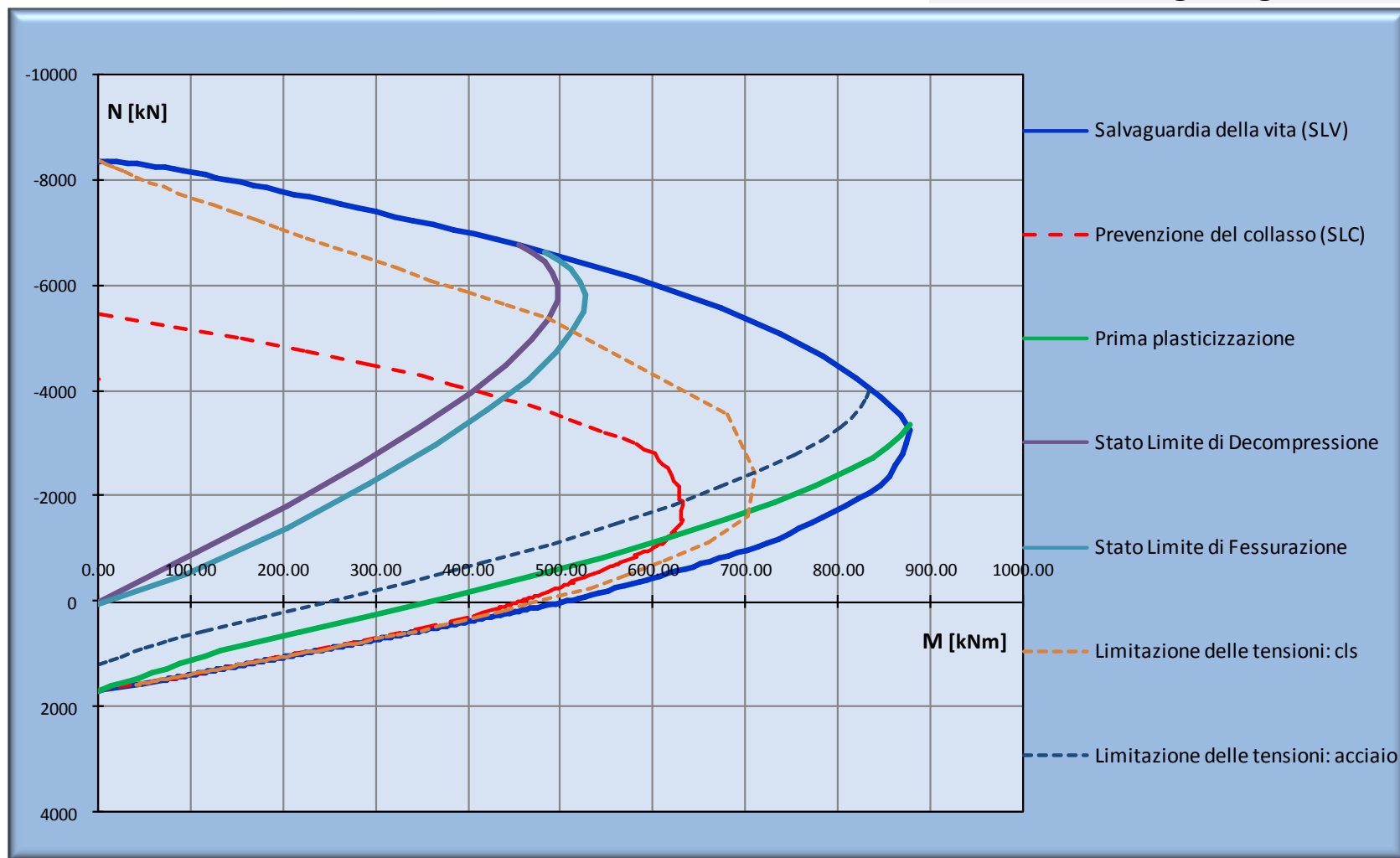
Relazione duttilità – carico assiale



Domini di interazione (cls conf. "reale")

Domini di interazione $M_x - N$

Legame cls nucleo confinato:
Braga-Gigliotti-Laterza



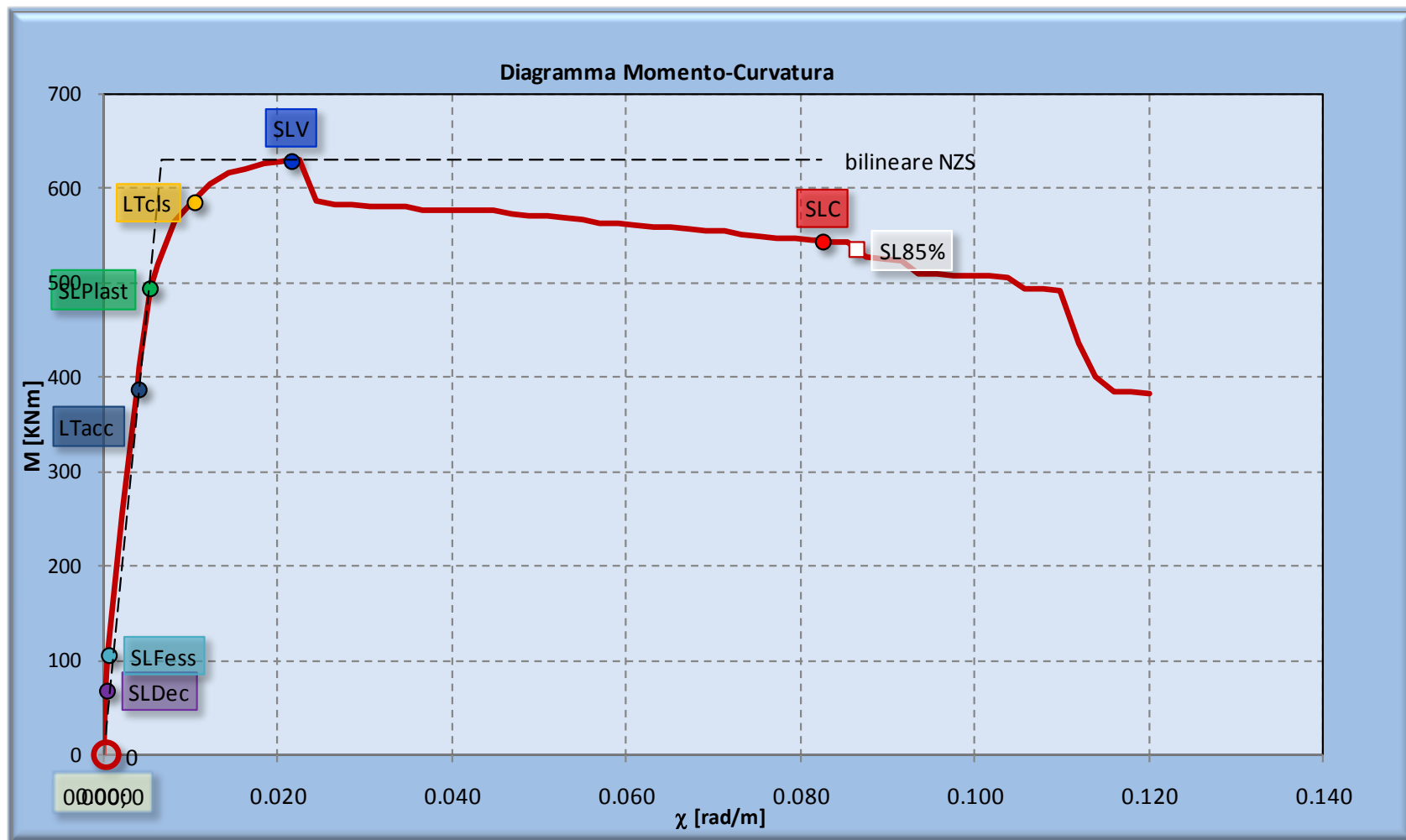
Momento-curvatura (cls conf. "reale")

$$N/(Af_{cd}) = 0,15$$

$$\chi_y = 0,0067$$

$$\chi_u = 0,0824$$

$$\mu = 12,30$$



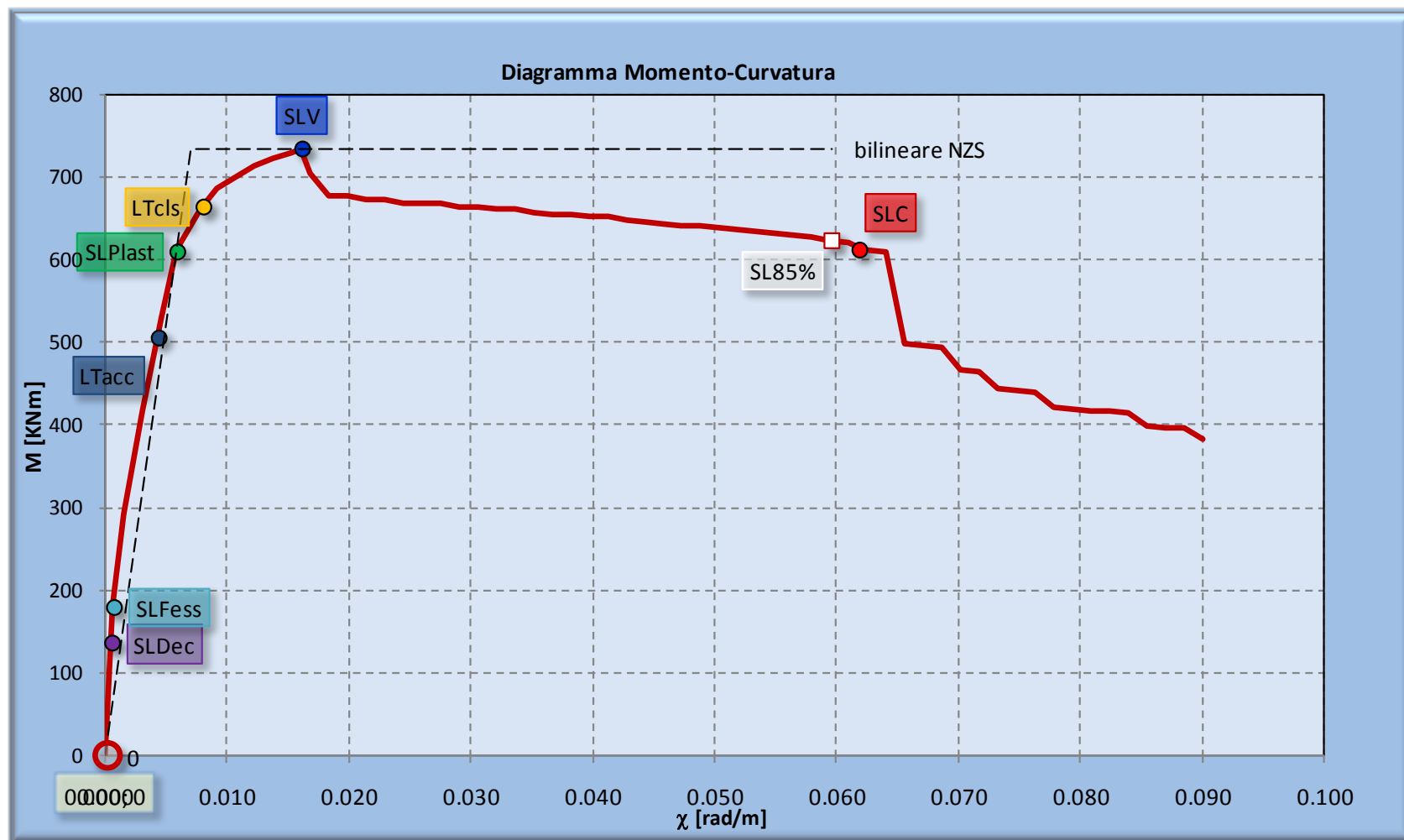
Momento-curvatura (cls conf. "reale")

$$N/(A f_{cd}) = 0,30$$

$$\chi_y = 0,0070$$

$$\chi_u = 0,0595$$

$$\mu = 8,49$$



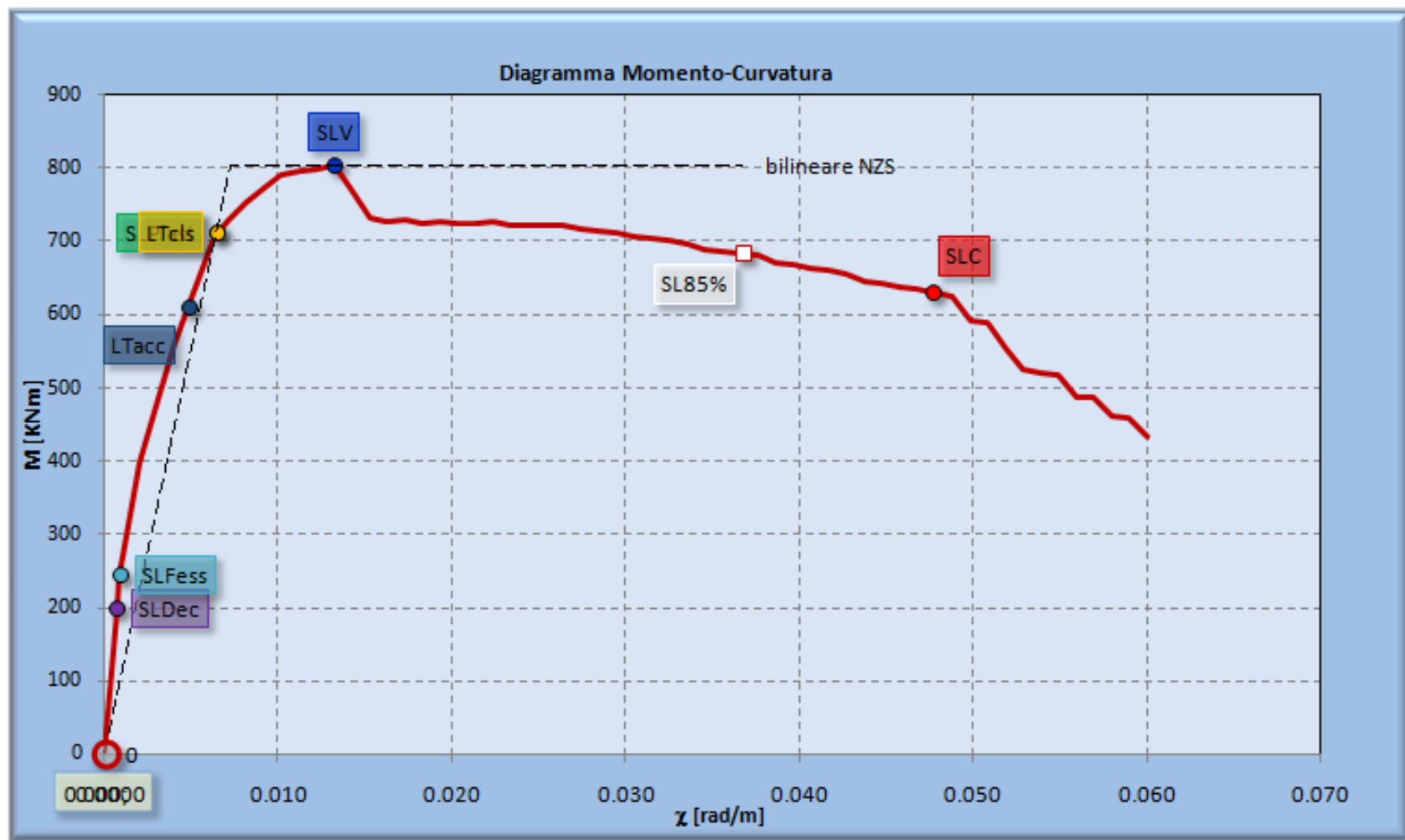
Momento-curvatura (cls conf. "reale")

$$N/(A f_{cd}) = 0,45$$

$$\chi_y = 0,0073$$

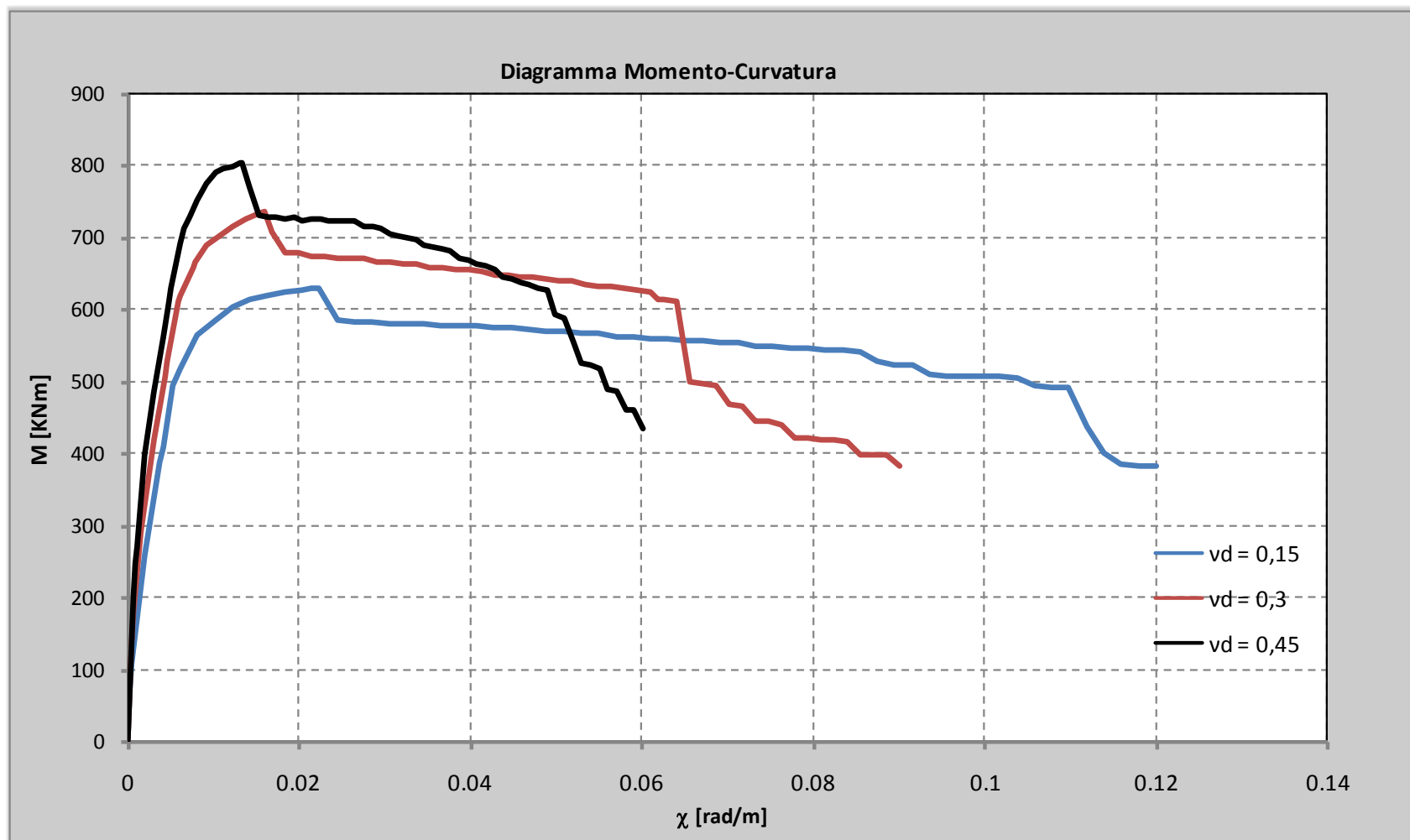
$$\chi_u = 0,0367$$

$$\mu = 5,04$$

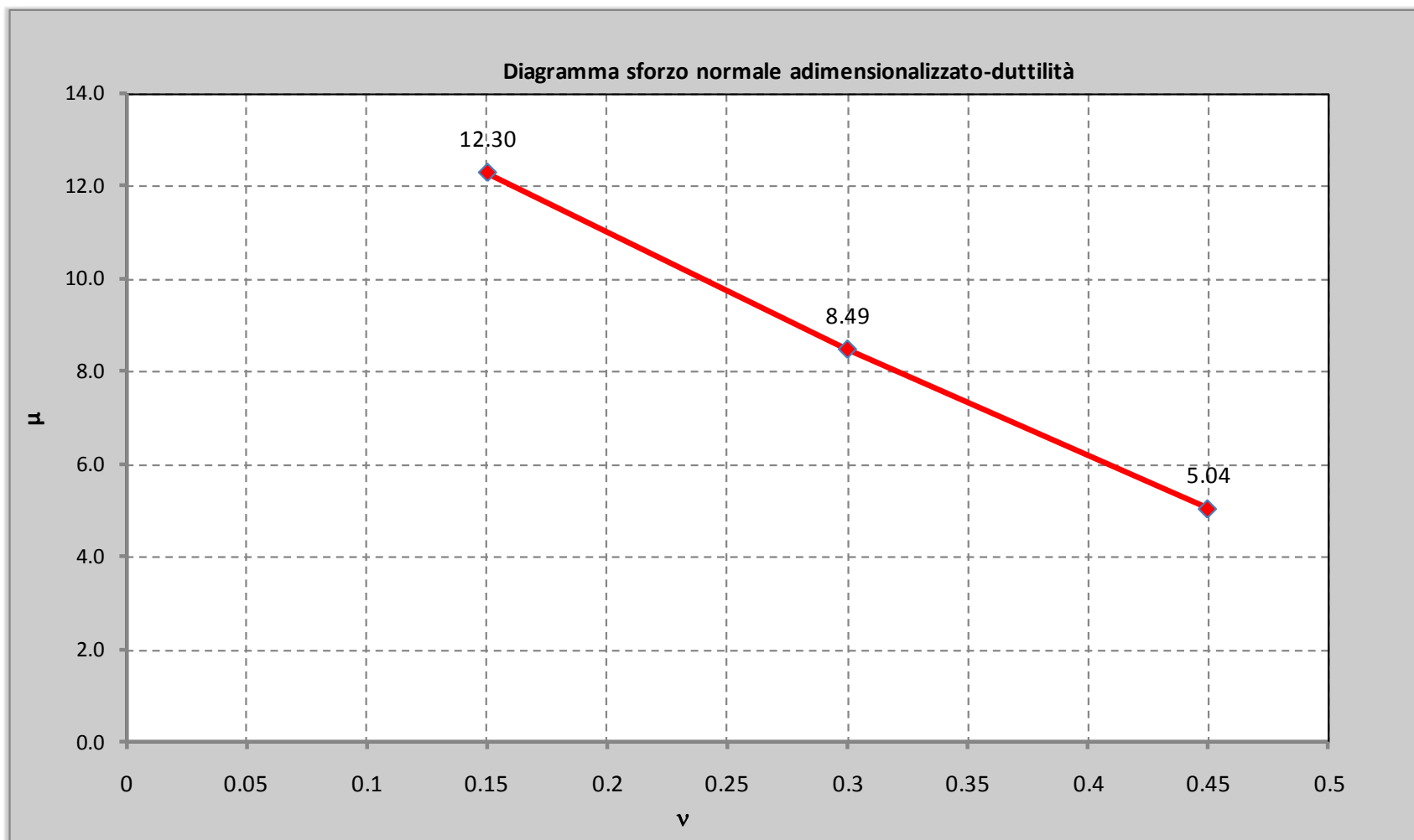


Momento-curvatura (cls conf. "reale")

Effetto del carico assiale

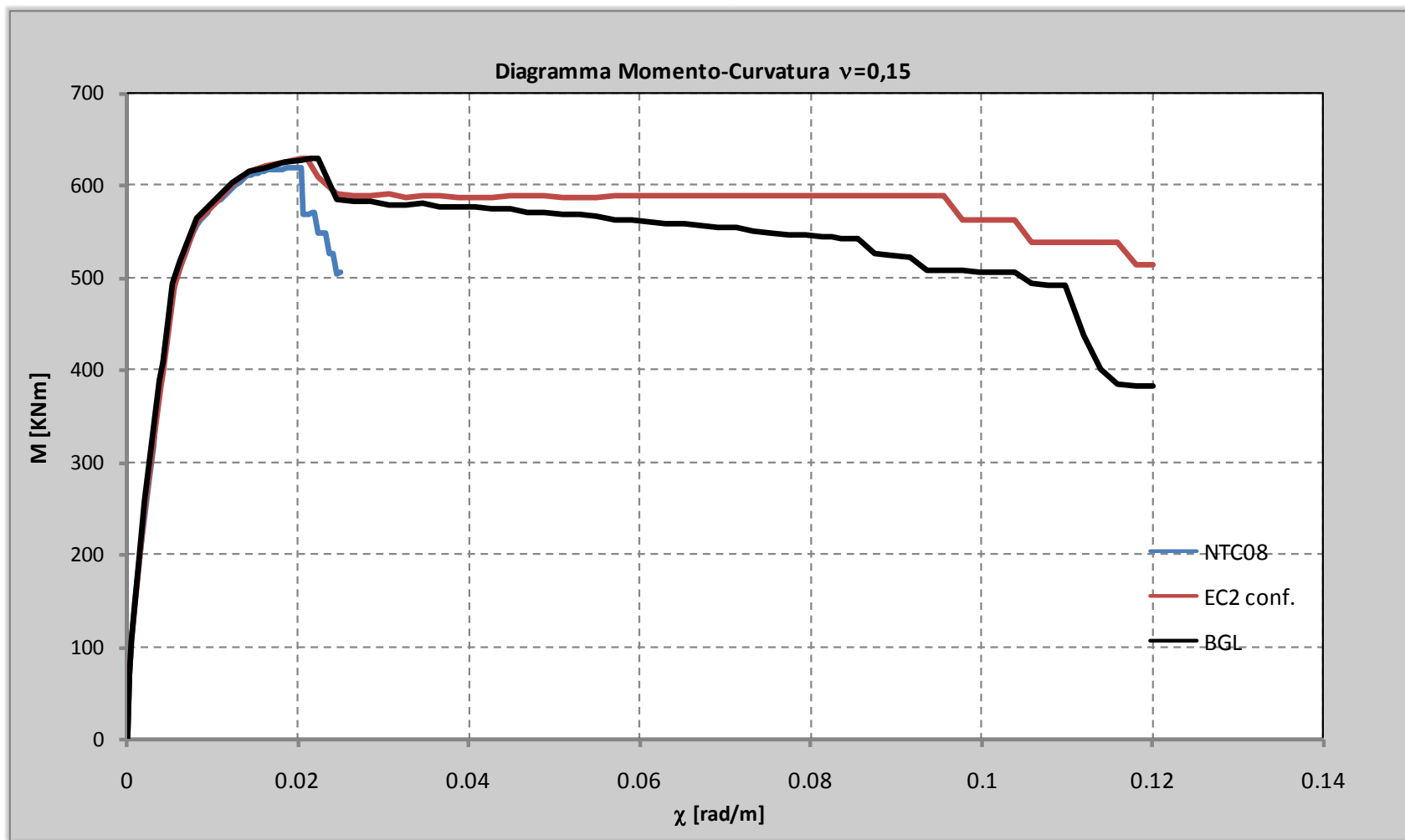


Relazione duttilità – carico assiale (cls conf. “reale”)



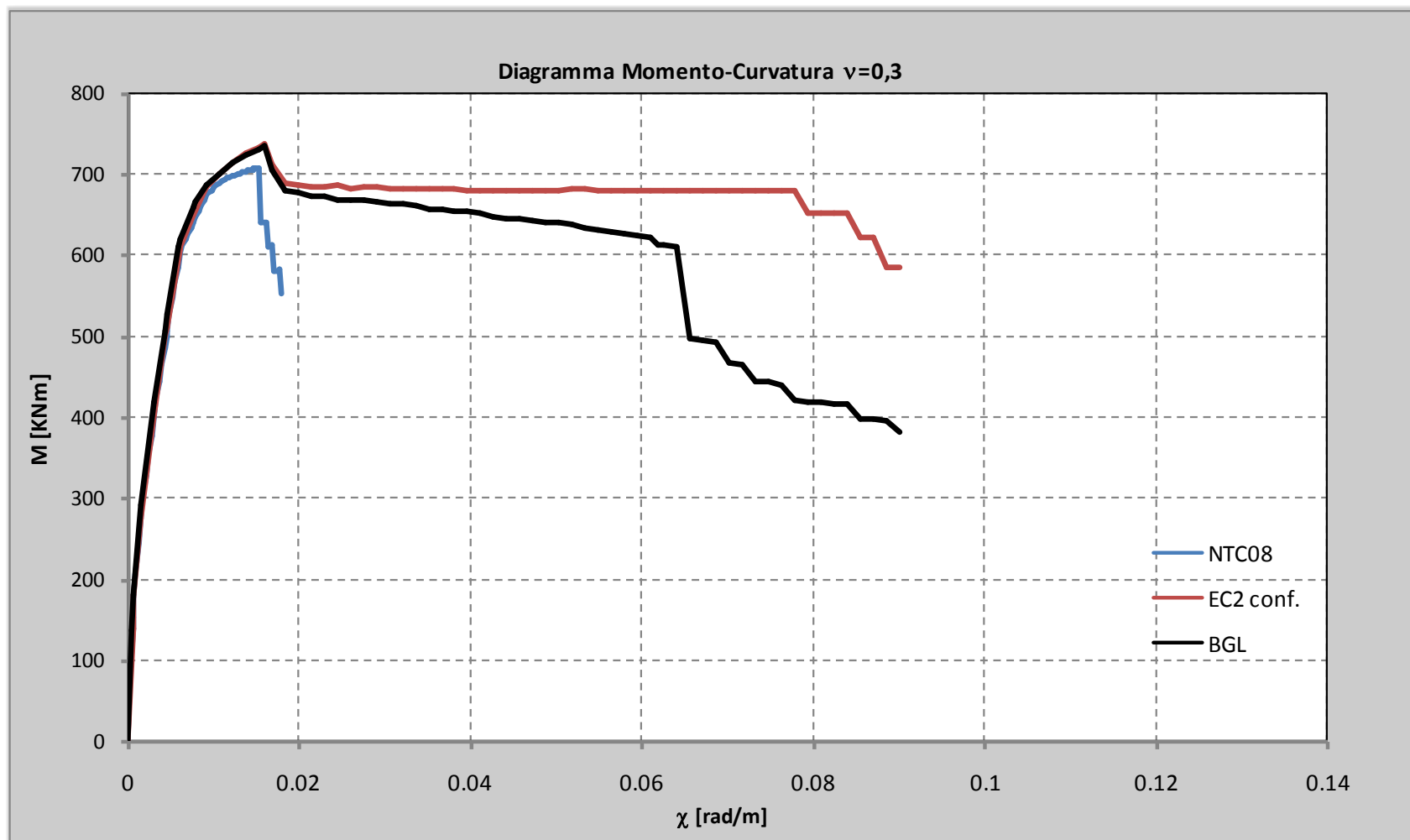
Effetto del legame $\sigma_c - \varepsilon_c$ sul Momento-curvatura

$\nu=0,15$



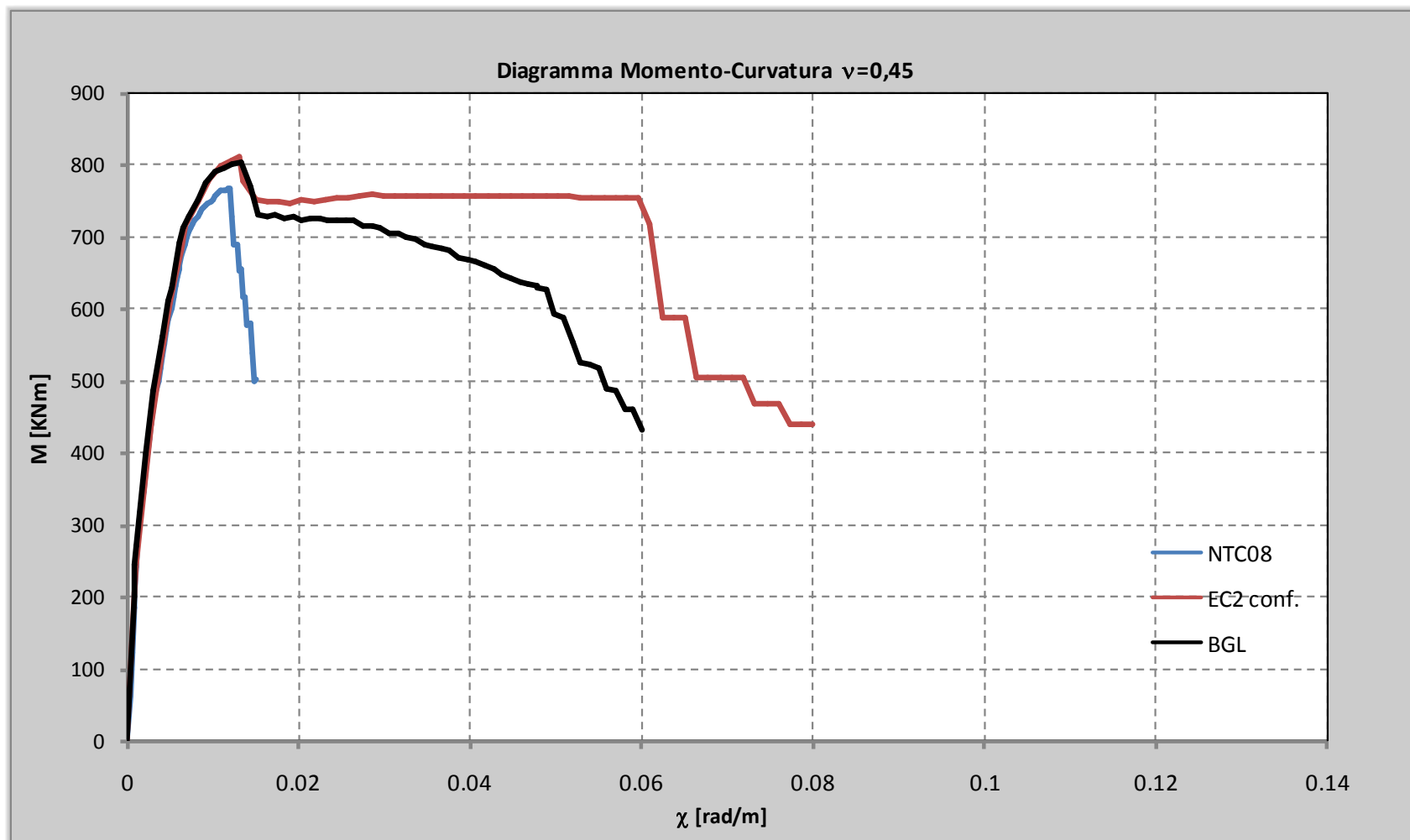
Effetto del legame $\sigma_c - \varepsilon_c$ sul Momento-curvatura

$\nu=0,3$



Effetto del legame $\sigma_c - \varepsilon_c$ sul Momento-curvatura

$\nu=0,45$



Effetto del legame $\sigma_c - \varepsilon_c$ sul Momento-curvatura

