

Progettazione delle Strutture di
Calcestruzzo con le Nuove Norme
Tecniche – Analisi strutturale in Zona
Sismica e Verifica agli Stati Limite



Prof. Ing. Camillo Nuti

Dipartimento di Strutture
Università degli Studi Roma Tre

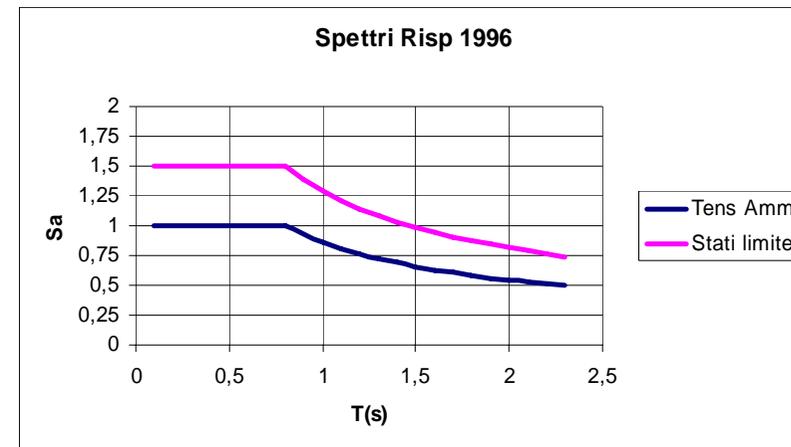
Convegno Organizzato dall'AICAP e dall'Ordine degli Ingegneri
di Barletta Andria e Trani – Andria 6 Giugno 08

Sommario

- ❑ 1996 – 2008 Storia Recente della Norma Tecnica, in Italia e in Europa
- ❑ Normativa 2008
 - Stati Limite 7.3.6, 7.3.7
 - Criteri di modellazione (elementi secondari-principali) 7.2.3
 - Analisi strutturali 7.3 (dinamiche, statiche lineari, non lineari)
 - Parti specifiche per il c.a. 7.4
 - ❑ Fattore di struttura
 - ❑ Dimensionamento elementi: gerarchia delle resistenze

Le norme Sismiche dal 1996 a Oggi

- 1996 DM nel quale oltre alla verifica alle Tensioni ammissibili è inserita la verifica allo Stato Limite Ultimo.
 - L'azione è la medesima: spettro di risposta di progetto costante sino a 0.8 s. Le differenze tra i terreni sono date da un parametro ε variabile tra 1 e 3. L'azione per la verifica allo SLU si ottiene moltiplicando lo spettro per 1.5.

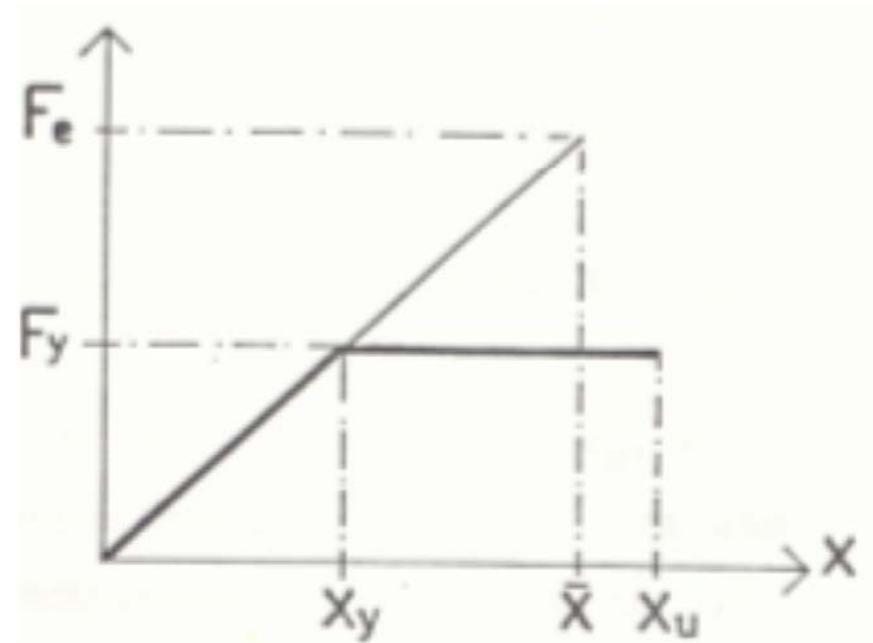


Circolare 1997

- La circolare è un documento essenziale che contiene i criteri che devono guidare il progettista per usare con profitto i contenuti della norma.
 - Le strutture devono essere duttili senza collassi fragili. Per questo è necessario prevedere adeguato confinamento degli elementi compressi.
 - In mancanza di ciò è necessario aumentare il valore del coefficiente di struttura β anche sino a 4

Circolare 1997

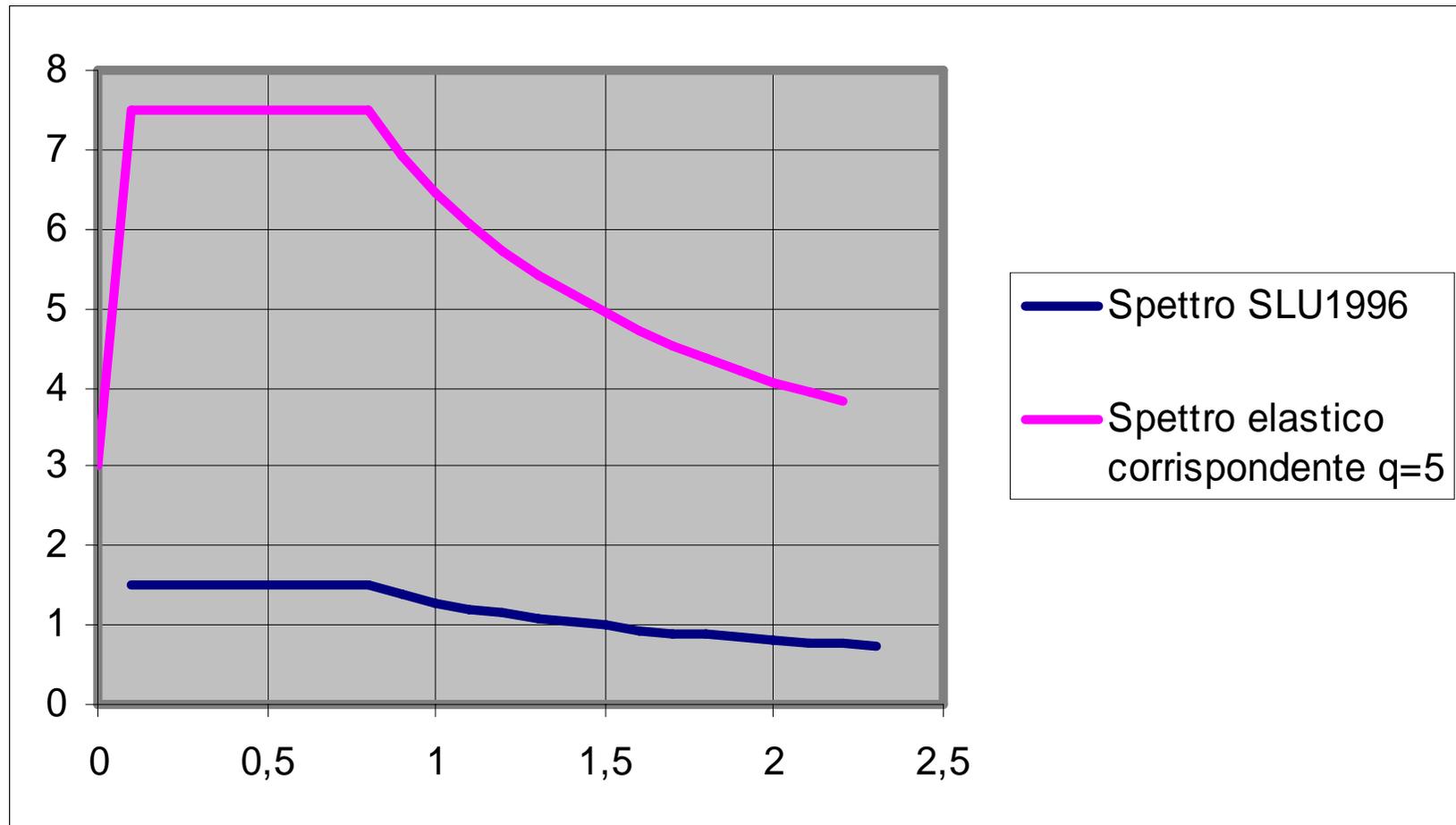
- La circolare spiega indirettamente il criterio con cui è definito lo Spettro di risposta per la verifica allo SLU.
- Se la struttura ha duttilità q , può essere progettata con una forza pari a $S_a(T)/q$ per il principio di equal spostamento tra struttura elastica ed elasto plastica (per periodi T non piccoli)



Circolare 1997

- Si assumeva che la resistenza al collasso fosse circa 1.5 volte quella alle tensioni ammissibili (ipotesi vera a flessione)
- Si assumeva una duttilità garantita dall'osservanza della norma pari a 5.
- Ad esempio in 1° categoria (zona $S=12$) la forza elastica corrispondente alla azione di progetto (per $T < 0.8$ s) risultava:
 - **$F = 0.1g \times 1.5 \times 5 = 0.75g$**

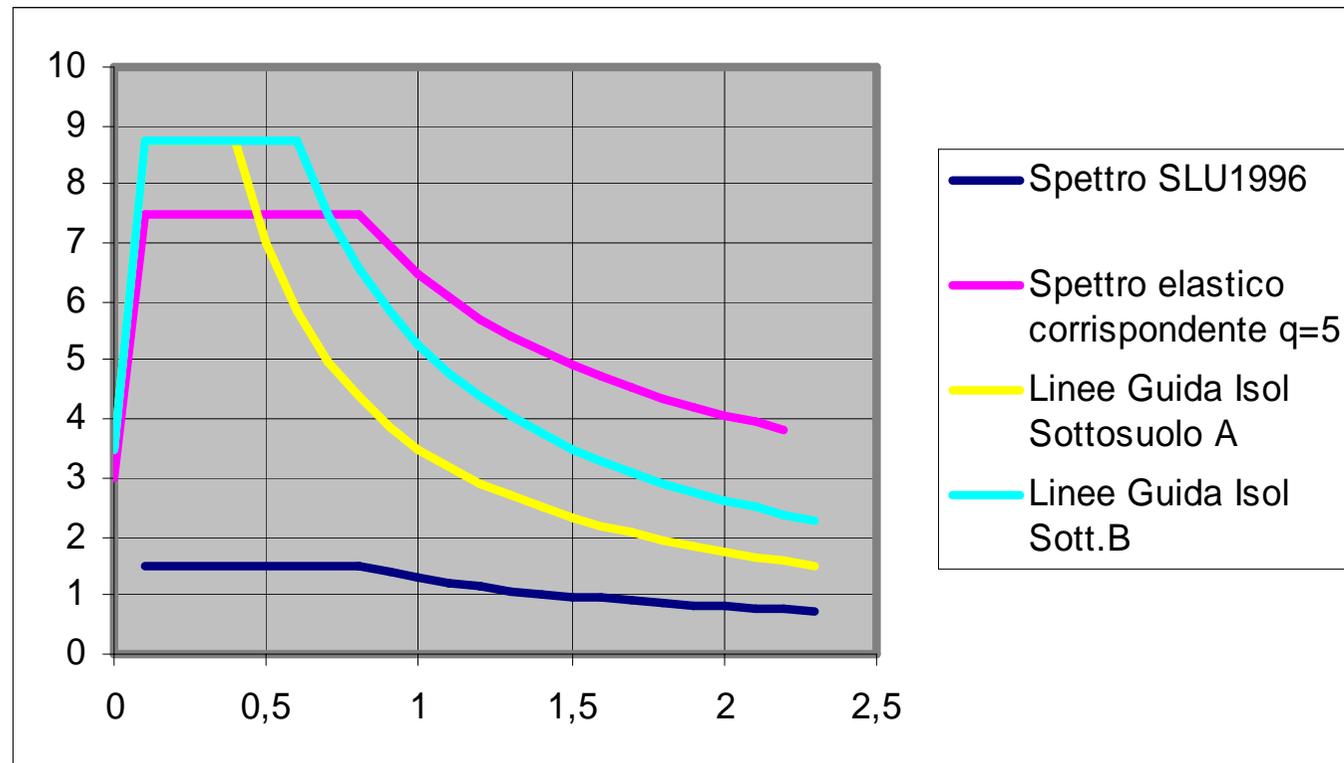
DM 1996 Spettro elastico Corrispondente



Linee Guida del Consiglio Sup. LLPP per le strutture Con Dispositivi di Isolamento Sismico 1998

- ❑ Si tratta di un documento allineato con le Normative internazionali più aggiornate
- ❑ L'azione sismica è rappresentata da uno spettro di risposta elastico definito per tre diverse categorie di Sottosuolo: A, B, C.
- ❑ Si tratta degli spettri previsti nelle versioni iniziali dell'EC8.1, (1993-1999)
- ❑ Le accelerazioni del terreno no 0.35g,0.25g,0.15g nelle zone S=12,9,6,
- ❑ L'amplificazione massima era 2.5, sino a $T_b=0,4,0.6,0.8$ s nei terreni A,B,C per poi decrescere con $1/T$
- ❑ È prevista una riduzione per tener conto dello smorzamento(EC8)

Spettri di risposta Norma 1996-Linee Guida Isolamento Alla Base



Ordinanza Marzo 2003

- ❑ Esce l'Ordinanza
- ❑ La classificazione allegata è quella proposta nel 1999 da una commissione della prot. Civile, peraltro base del Documento del Consiglio Superiore.
- ❑ I criteri di classificazione indicati nella ordinanza fanno solo riferimento al picco di accelerazione cinquecentennale
- ❑ Si introduce la zona 4 ove peraltro le Regioni hanno facoltà di escludere la verifica sismica.
- ❑ La norma tecnica allegata è solo agli stati limite, si rifà per vari aspetti alla versione EC8.1 del 1996, non prevede una verifica di gerarchia delle resistenze per la duttilità B
- ❑ Viene consentita l'applicazione della norma del 1996! Sino a nuove disposizioni

Il Testo Unico – Gli Eurocodici

- ❑ Viene costituita al Ministero una Commissione per la redazione della Normativa Tecnica, come previsto dal Testo Unico Per L'Edilizia. Tale commissione deve finire i lavori per Luglio 2004.
- ❑ A Maggio si Costituisce al Consiglio Superiore la Commissione per la redazione degli Annessi tecnici degli Eurocodici (tra cui l'EC8), per rendere utilizzabili tali documenti in Italia.
- ❑ Si tratta, per ciascun Eurocodice, di fissare un ben preciso numero di valori di parametri, e di metodi, lasciati di pertinenza di ogni singolo paese

Eurocodici – Doc. Nazionale

- ❑ Come preventivato, entro fine Ottobre vengono consegnati dalla Commissione i Documenti applicativi degli Eurocodici relativi agli edifici, tra cui l' Eurocodice 8.1 (edifici) ed Eurocodice 8.5 (Fondazioni)
- ❑ Sulla base di tali documenti gli Eurocodici diverrebbero effettivamente utilizzabili per la progettazione in Italia.
- ❑ La Commissione continua i lavori sugli altri eurocodici: ponti ecc.

EC8 Cap4: Design of Buildings 1/3

4	DESIGN OF BUILDINGS	31
4.1	GENERAL	31
4.1.1	Scope	31
4.2	CHARACTERISTICS OF EARTHQUAKE RESISTANT BUILDINGS	31
4.2.1	Basic principles of conceptual design.....	31
4.2.1.1	Structural simplicity	31
4.2.1.2	Uniformity, symmetry and redundancy.....	31
4.2.1.3	Bi-directional resistance and stiffness	32
4.2.1.4	Torsional resistance and stiffness.....	32
4.2.1.5	Diaphragmatic behaviour at storey level.....	32
4.2.1.6	Adequate foundation	33
4.2.2	Primary and secondary seismic members	33
4.2.3	Criteria for structural regularity.....	34
4.2.3.1	General.....	34
4.2.3.2	Criteria for regularity in plan.....	35
4.2.3.3	Criteria for regularity in elevation.....	36
4.2.4	Combination coefficients for variable actions	38
4.2.5	Importance classes and importance factors	38

EC8 Cap4: Design of Buildings 2/3

4.3	STRUCTURAL ANALYSIS	39
4.3.1	Modelling	39
4.3.2	Accidental torsional effects	40
4.3.3	Methods of analysis	40
4.3.3.1	General.....	40
4.3.3.2	Lateral force method of analysis	42
4.3.3.3	Modal response spectrum analysis	45
4.3.3.4	Non-linear methods.....	47
4.3.3.5	Combination of the effects of the components of the seismic action	50
4.3.4	Displacement analysis	52
4.3.5	Non-structural elements.....	52
4.3.5.1	General.....	52
4.3.5.2	Verification	53
4.3.5.3	Importance factors.....	54
4.3.5.4	Behaviour factors	54
4.3.6	Additional measures for masonry infilled frames.....	54
4.3.6.1	General.....	54
4.3.6.2	Requirements and criteria.....	55
4.3.6.3	Irregularities due to masonry infills	55
4.3.6.4	Damage limitation of infills	56

EC8 Cap4: Design of Buildings 3/3

4.4	SAFETY VERIFICATIONS	57
4.4.1	General	57
4.4.2	Ultimate limit state	57
4.4.2.1	General.....	57
4.4.2.2	Resistance condition.....	57
4.4.2.3	Global and local ductility condition	58
4.4.2.4	Equilibrium condition	60
4.4.2.5	Resistance of horizontal diaphragms	60
4.4.2.6	Resistance of foundations.....	60
4.4.2.7	Seismic joint condition.....	61
4.4.3	Damage limitation	62
4.4.3.1	General.....	62
4.4.3.2	Limitation of interstorey drift.....	62

NTI _ Capitolo 7: PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Par 7.1-7.3 parte generale indep. dal materiale

Corrisponde al cap. 4 dell'EC8.1

- 7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE.
- 7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE
 - 7.2.1 Criteri generali di progettazione
 - 7.2.2 Caratteristiche generali delle costruzioni
 - 7.2.3 Criteri di progettazione di elementi strutturali "secondari" ed elementi non strutturali
 - 7.2.4 Criteri di progettazione degli impianti
 - 7.2.5 Requisiti strutturali degli elementi di fondazione
 - 7.2.6 Criteri di modellazione della struttura e azione sismica
- 7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA
 - 7.3.1 Analisi lineare o non lineare
 - 7.3.2 Analisi statica o dinamica
 - 7.3.3 Analisi lineare dinamica o statica
 - 7.3.4 Analisi non lineare statica o dinamica
 - 7.3.5 Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto
 - 7.3.6 Criteri di verifica agli stati limite ultimi
 - 7.3.7 Criteri di verifica agli stati limite di esercizio

7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

- Alcuni elementi strutturali possono venire considerati “secondari”. il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari non può superare il 15% della analoga rigidezza degli elementi principali.
- **Effetto dei tamponamenti IRREGOLARI**
Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente **irregolare in pianta**, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto.
 - si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6. (esclusi tramezzi con $s < 10\text{cm}$)
- distribuzione di tali elementi sia fortemente **irregolare in altezza** deve essere considerata per significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti:
 - incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti)

□

7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

- Il modello della struttura deve essere tridimensionale
- con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (es: telai con pensiline aggettanti)
- orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che:
 - siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno

Insufficiente resistenza a taglio del solaio

- ❑ Il solaio collegava poche pareti di taglio
- ❑ Le armature si sono snervate a trazione e hanno sbandato a compressione



Problemi dei solai

- aperture di notevole dimensione nei solai (insufficiente rigidezza e resistenza)
- collegamento (a taglio) tra solai e elementi (telai-pareti ecc) resistenti
- collegamento di elementi prefabbricati

7.3.1 ANALISI: Lineare – Non Lineare

- si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili.
- la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.
- Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA

- ❑ SI DEVE TENERE CONTO dall'interazione fondazione-terreno.
 - A meno di analisi numeriche avanzate, la fondazione può essere schematizzata con vincoli visco-elastici,
 - Questa schematizzazione può rendersi necessaria per strutture alte e snelle, nelle quali gli effetti del secondo ordine non sono trascurabili, e per strutture fondate su terreni molto deformabili ($V_s < 100$ m/s).
- ❑ necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidità e smorzamento dal livello deformativo.

- ❑ PARTICOLARE CURA PER I PALI!

7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

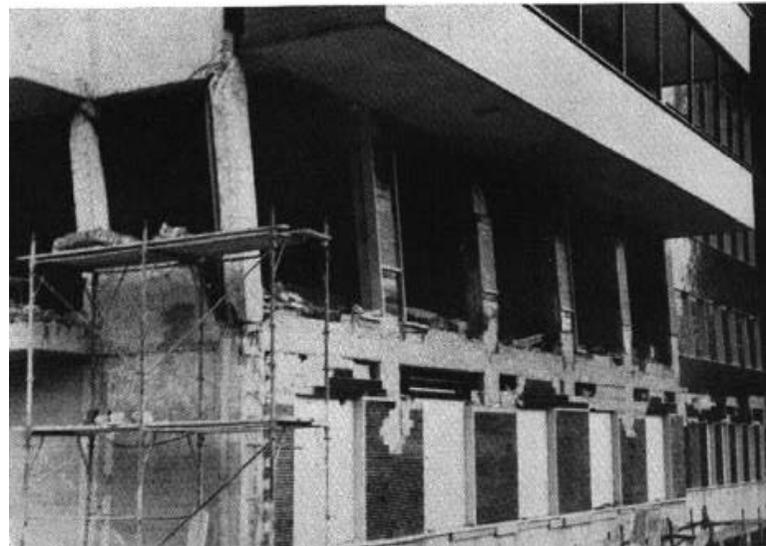
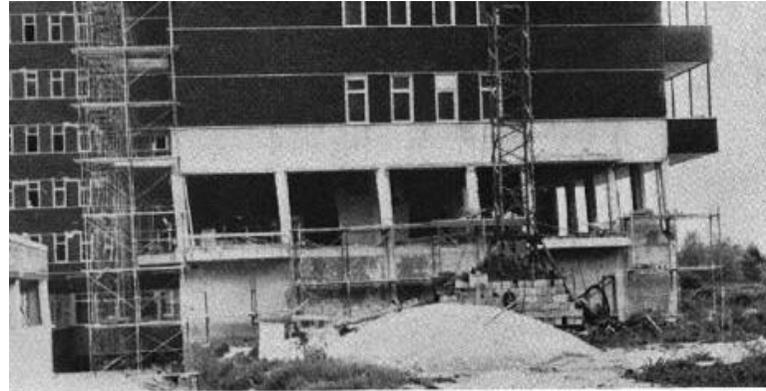
□ 7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

- Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi,
 - spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità
- $q = q_0 \times K_R$
- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende:
 - dal livello di duttilità attesa,
 - dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u / α_1
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza

Irregolarità verticale e in pianta dovuta alla struttura



Irregolarità verticale dovuta alla struttura (Ospedale di Gemona 1976)



Irregolarità verticale e in pianta dovuta a tamponamento (Molise)

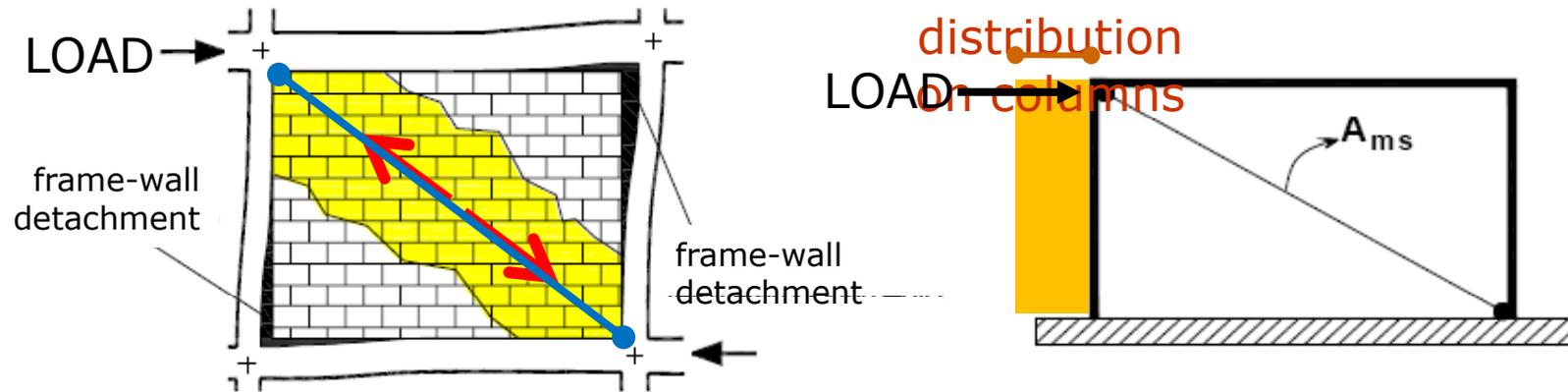


Global models

Single strut model

Implementation and experimental verification of models for nonlinear analysis of masonry infilled r.c. frames

THE PANEL IS REPLACED BY A STRUT



INTERACTION BETWEEN THE FRAME AND THE INFILL PANEL RESULTS IN

HIGH SHEAR LOADS ON THE CONTACT LENGTH BETWEEN COLUMNS AND WALL

This can determine a brittle failure

Ing. A. V. Bergami

THE REAL SHEAR DISTRIBUTION CANNOT BE PREDICTED IF THE SIMPLE *SINGLE STRUT* MODEL IS ADOPTED

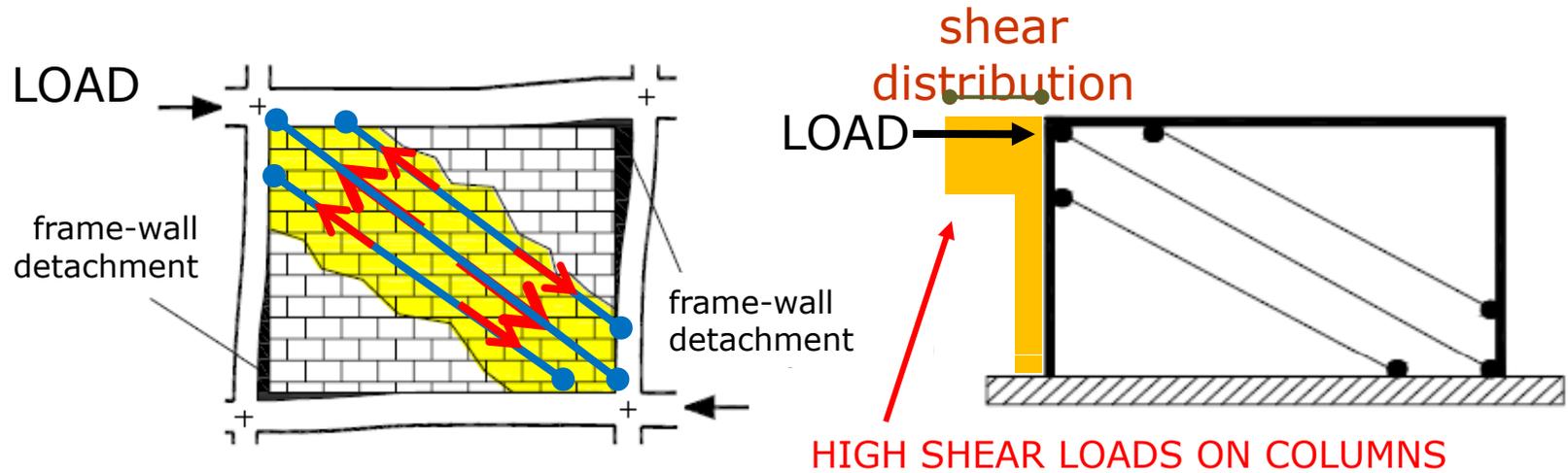
Global models

Triple strut model

Implementation and experimental verification of models for nonlinear analysis of masonry infilled frames

THE OTHER MODEL USED IS THE *TRIPLE STRUT*

PROPOSED BY *Biondi, S., Candigliota, E. Nuti, C. (1991)*



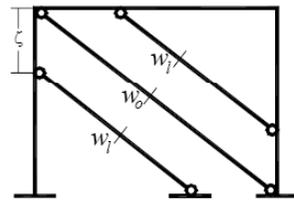
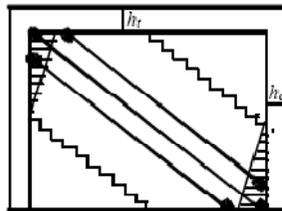
ASSUMING:

✓ A TRIANGULAR DISTRIBUTION OF THE CONTACT STRESS

✓ THE EQUIVALENCE OF STIFFNESS BETWEEN SINGLE AND TRIPLE

Using stiffness equivalence, the mutual dimension W_0 and W_1 of the three struts defines the lateral struts position, ζ ,

Ing. A. V. Bergami



$$A_{w0} = \frac{A_w}{2} = \frac{b_w t_w}{2} = b_{w0} t_w$$

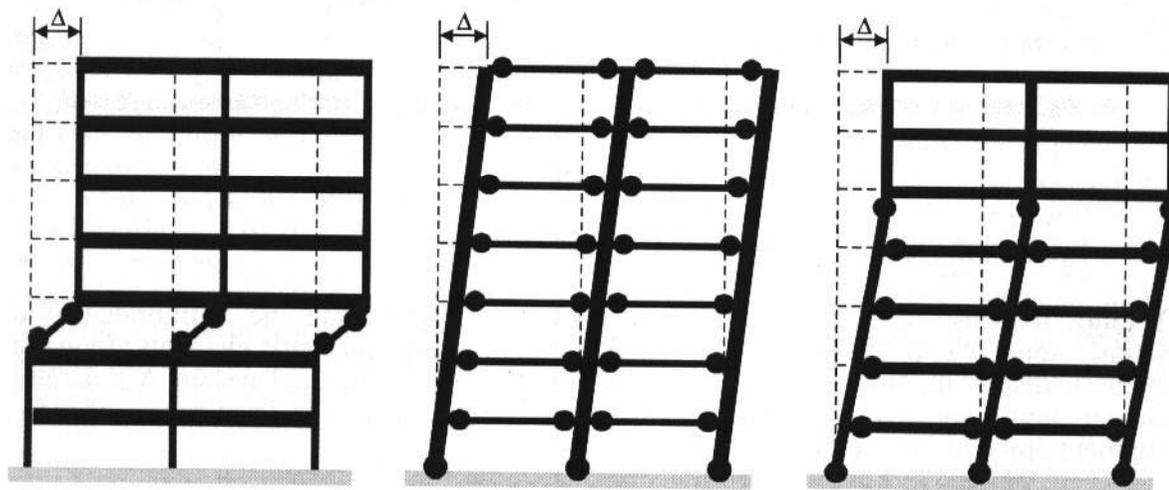
$$A_{w1} = \frac{1}{4(1-\zeta/h)} b_w t_w = b_{w1} t_w$$

DIMENSION OF THE THREE STRUTS



Meccanismi di collasso

- A parità di spostamento la distorsione dipende dal modo di collasso

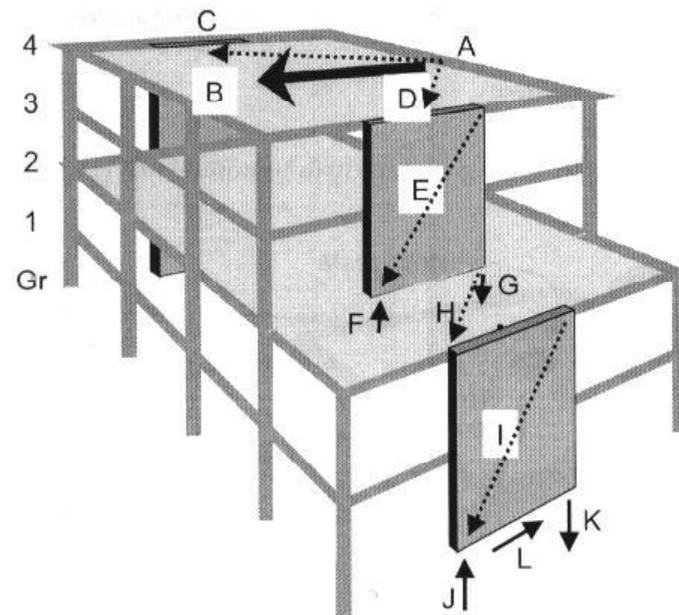


Problemi a livello di sistema

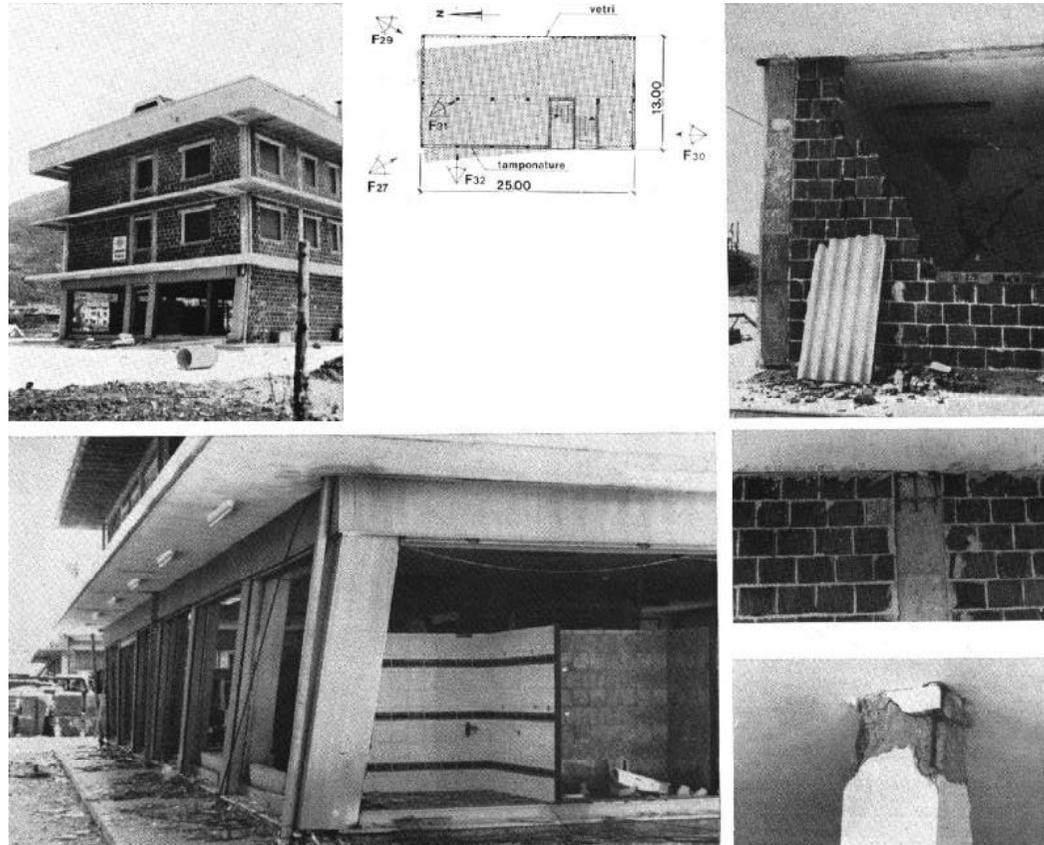
- ❑ Mancanza di un percorso resistente adeguato per azioni orizzontali e verticali
- ❑ Edifici in aderenza
- ❑ Collegamento con i pali di fondazione e le fondazioni
- ❑ Problemi specifici del telaio in c.a. se parte del sistema resistente alla azione orizzontale
- ❑ Problemi specifici del telaio se non è parte del sistema resistente alle azioni orizzontali.

Mancanza di un percorso resistente adeguato per azioni orizzontali e verticali

- Eccentricità diverse tra i piani
- Setti interrotti



Irregolarità verticale e in pianta dovuta a tamponamento + nucleo scale



Edificio in fase di realizzazione con asimmetria alla base nella distribuzione della muratura di tamponamento

Coefficienti di Struttura

Tipologia Strutturale 1/2

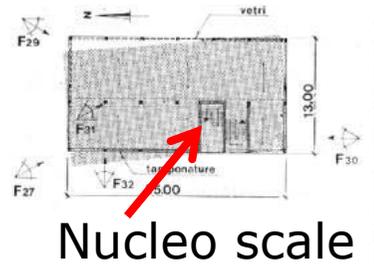
- *strutture a telaio, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;*
- *strutture a pareti, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;*
- *strutture miste telaio-pareti:*
 - *la resistenza alle azioni verticali: Telai*
 - *>50% dell'azione orizzontale assorbita dai telai: strutture miste equivalenti a telai,*
 - *< 50% strutture miste equivalenti a pareti;*

Coefficienti di Struttura

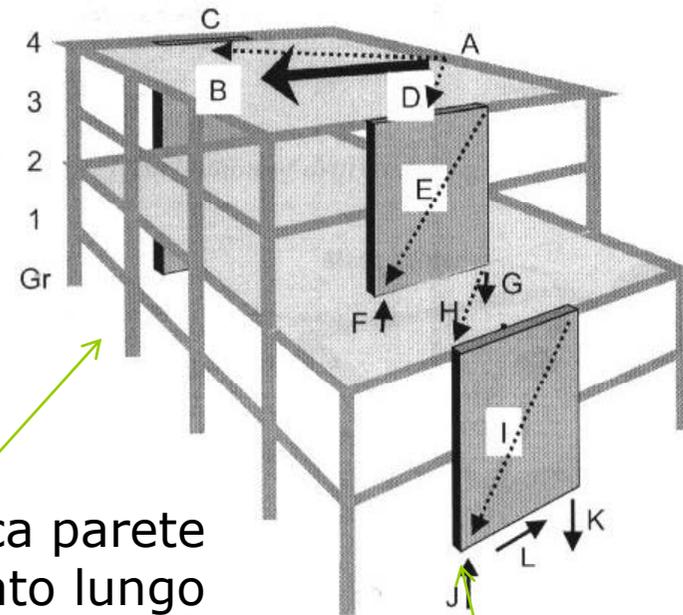
Tipologia Strutturale 2/2

- *strutture deformabili torsionalmente la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione:*
 - $r/l_s > 0,8$, nella quale:
 - $r^2 = \text{rigidezza torsionale/rig. fless. di piano}$
 - $I_s^2 = (L^2 + B^2)/12$ (L e B dimensioni in pianta del piano)
- *Si tratta di strutture estese in pianta con nuclei centrali compatti con telai o pareti esili ai bordi : modi torsionali con periodo lunghi*

Esempio di edificio sensibile a torsione



sensibile



Manca parete sul lato lungo

poco sensibile (forse)
Irregolare (Parete interrotta)

Tipologie Strutturali

- *strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale*
- NB. Non appartengono a questa categoria i telai ad un piano con i pilastri collegati in sommità lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio e per i quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo (in generale i capannoni prefabbricati)

Fattore di struttura q_0

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD" B "	CD" A "
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_w / α_1 :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_w / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_w / \alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_w / \alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_w / \alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_w / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_w / \alpha_1 = 1,2$

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

$$\alpha_0 = \Sigma h_i / \Sigma b_i$$

7.3.2 ANALISI STATICA O DINAMICA

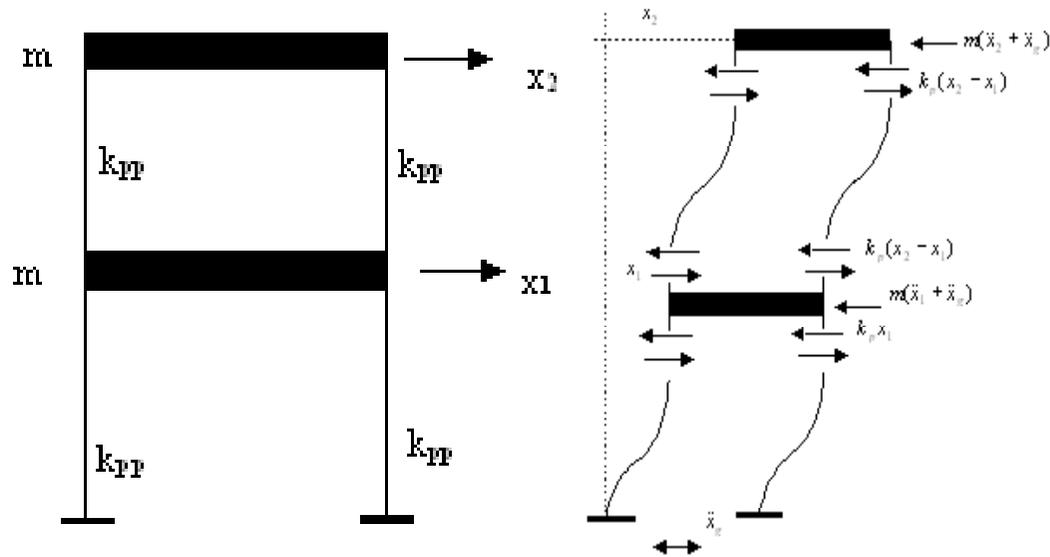
- Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è **l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica"**.

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2}$$

- Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, **non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori**, è possibile utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, il metodo delle **forze laterali o "analisi lineare statica"**.

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

ANALISI MODALE



$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 2k_p & -k_p \\ -k_p & k_p \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{x}_g$$

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{D}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{x}_g$$

ANALISI MODALE 2

$\mathbf{X} = \boldsymbol{\phi} y(t)$, $\boldsymbol{\phi}$ scelto opportunamente, forme di vibrazione libera

$$\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi} = m$$

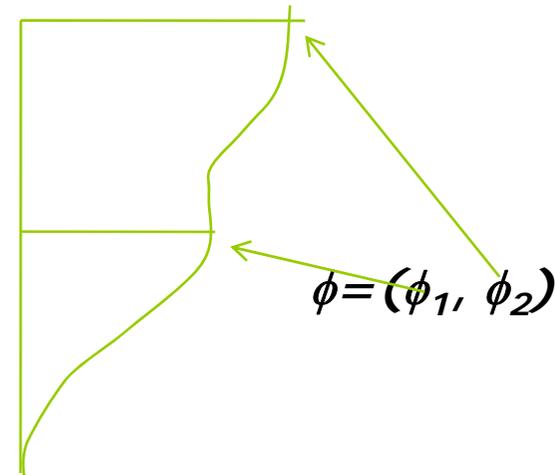
$$\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{D} \boldsymbol{\phi} = d$$

$$\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{K} \boldsymbol{\phi} = k$$

$$\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \mathbf{I} = L$$

$$m \ddot{y} + d \dot{y} + ky = -L \ddot{x}_g$$

$$\ddot{y} + 2\nu\omega \dot{y} + \omega^2 y = -p \ddot{x}_g$$



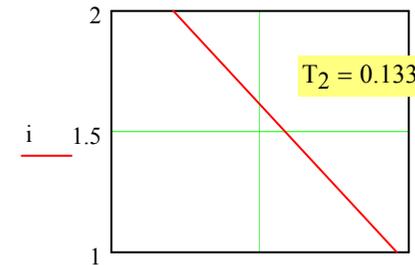
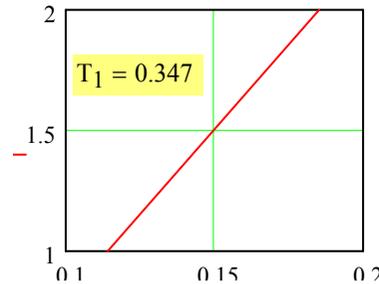
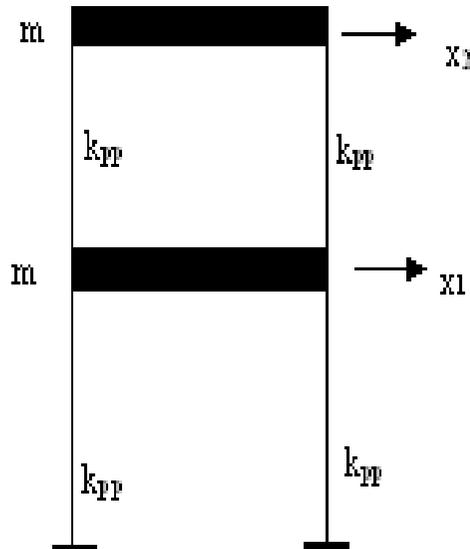
$p = L/m$, è detto *coefficiente di partecipazione*
 $\boldsymbol{\phi}$ *ortonormale* (modulo è unitario: $\boldsymbol{\phi} = (\phi_1^2, \phi_2^2)^{0.5}$)

ANALISI MODALE 3

- La risposta della coordinata generalizzata y è uguale a quella dell'oscillatore semplice in cui l'azione è moltiplicata per p
- Dato lo spettro di risposta si calcola la risposta massima della coordinata y
 - $Y_{max} = S_d(T)p$
- Il contributo del modo allo spostamento vale
 - $X = \phi Y_{max} = \phi S_d(T)p$

Analisi Modale 4

esempio sovrapposizione modale



Caratteristiche geometriche

Dimensione pilastri:

Altezza di piano:

Lunghezza campata:

Numero di pilastri:

Interasse telai:

Momento d'inerzia dei pilastri:

Rigidezza dei pilastri:

Rigidezza di piano:

Caratteristiche meccaniche

Modulo elastico del cls:

Masse

Massa impalcato:

Massa sulla trave di piano:

Massa di piano:

$$b \times h = 300 \times 300 \text{ mm}^2$$

$$h_p = 3,000 \text{ m}$$

$$L = 6,000 \text{ m}$$

$$n = 2$$

$$i_n = 5,000 \text{ m}$$

$$I_p = \frac{1}{12} b h^3 = 6,75 \times 10^4 \text{ m}^4$$

$$k_{pp} = 12 \frac{EI_p}{h_p^3} = 9 \times 10^3 \text{ kNm}^{-1}$$

$$k_p = n \times k_{pp} = 18 \times 10^3 \text{ kNm}^{-1}$$

$$E = 30000 \text{ MPa} (= 30000 \times 10^3 \text{ kNm}^{-2})$$

$$m_i = 0,70 \text{ ton m}^{-2}$$

$$m_t = m_i \times i_n = 3,5 \text{ ton m}^{-1}$$

$$m = m_t \times L = 21 \text{ ton}$$

ANALISI MODALE 5

- Vi sono due criteri per trovare la risposta complessiva dovuta a tutti i modi:

$$E = (\sum E_i^2)^{1/2}$$

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

Un terzo criterio è sommare i massimi in valore assoluto. Ad esempio

ANALISI MODALE 6

- Nel telaio a 2 piani prima visto: si applicano i tre criteri di:
 - somma dei massimi,
 - somma dei quadrati
 - somma con correlazione, si ottiene

$$\mathbf{X} = \begin{pmatrix} 5.033 \times 10^{-3} \\ 7.811 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \blacksquare$$

massimi

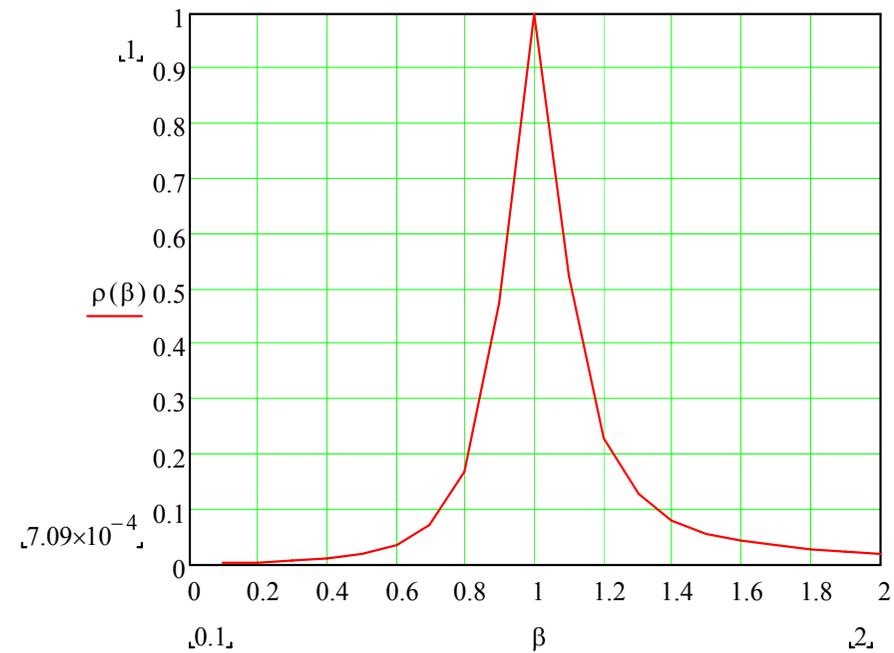
$$\mathbf{X}_{\max} = \begin{pmatrix} 4.793 \times 10^{-3} \\ 7.661 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \blacksquare$$

quadrati

$$\rho = 8.856 \times 10^{-3} \blacksquare$$
$$\mathbf{X}_{\max 1} = \begin{pmatrix} 4.794 \times 10^{-3} \\ 7.66 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \blacksquare$$

correlazione

ANALISI MODALE 7



Correlazione modale al variare del rapporto tra i periodi: $\beta = T_1/T_2$

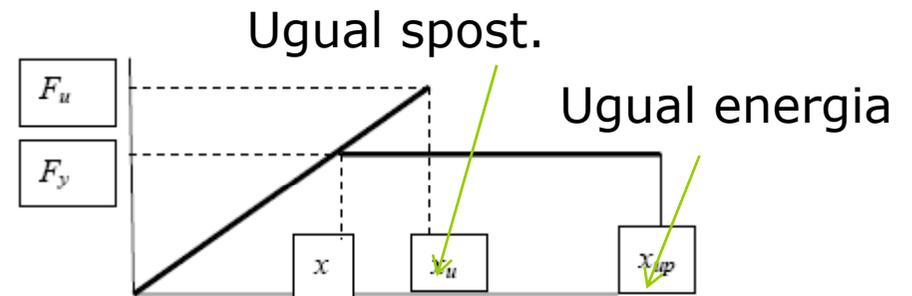
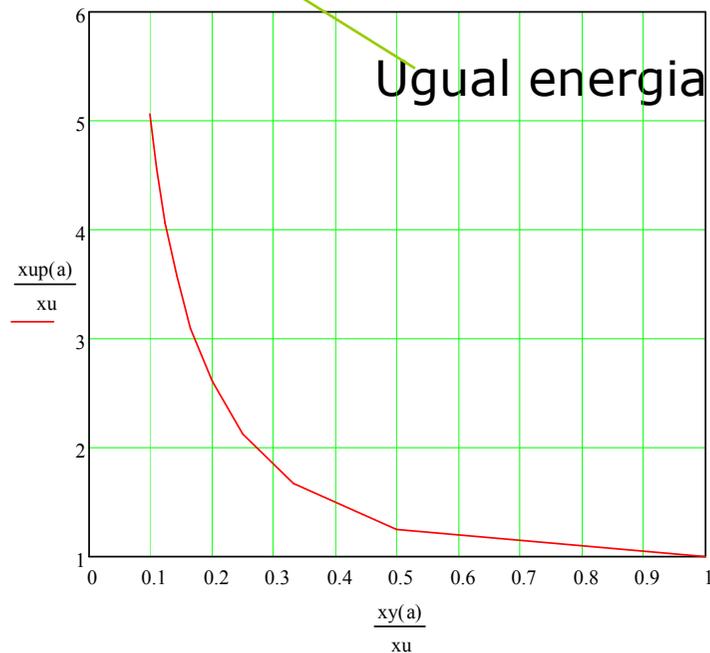
Correlazione modale

$$\beta := \frac{T_1}{T_0} \quad \rho := \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta) \cdot \beta^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta)^2}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} (\xi_i + \beta_{ij} \cdot \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2) + 4 (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2}$$

Valutazione degli spostamenti

$$\mu = x_u / x_y = 0.5[(x_u / x_y)^2 + 1] = 0.5(q^2 + 1)$$



$$E_{el} = 1/2 K x_u^2$$

$$E_{pl} = 1/2 K x_{up}^2 - 1/2 K (x_{up} - x_u)^2$$

$$x_{up} = (x_u^2 + x_y^2) / x_y$$

Valutazione degli spostamenti 7.3.3.3

Criterio della norma

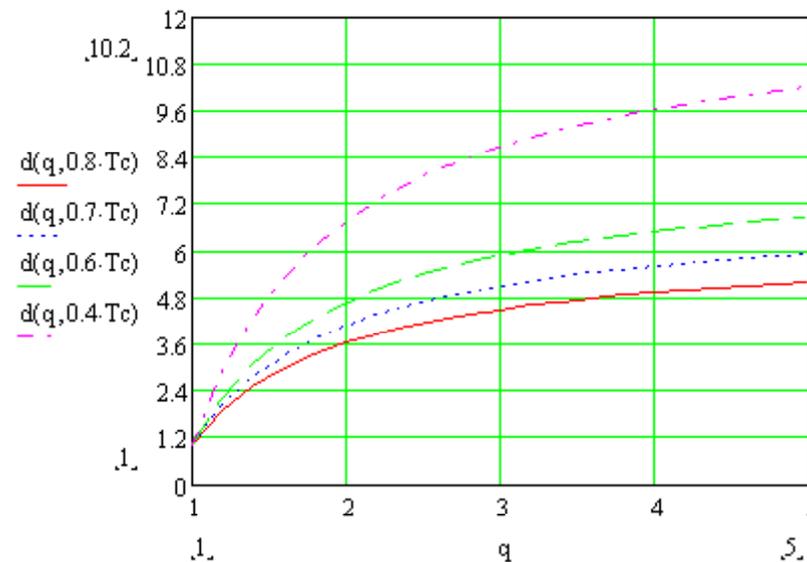
$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

$$\mu_d = q$$

se $T_1 \geq T_C$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1$$

se $T_1 < T_C$



Massa Partecipante

- $p=L/m$ *coefficiente di partecipazione*
- **Se ϕ ortonormale (modulo è unitario: $\phi = (\phi_1^2, \phi_2^2)^{0.5}$)**
- *per effetto delle ortonormalizzazione degli autovettori, uguale alla massa totale del sistema:*

$$p_1^2 + p_2^2 = m_{tot}$$

$$\varepsilon_i := \frac{p_i^2}{m_{tot}} \quad \text{Massa partecipante (<1)}$$

7.3.2 ANALISI STATICA

- Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, **non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori**, è possibile utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, il metodo delle **forze laterali o "analisi lineare statica"**.

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

- $C_1 = 0.075$
- $\lambda = 0,85$ se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$,
- $\lambda = 1,0$ in tutti gli altri casi;
- Esempio: $N=3$ piani (3metri/piano) $T_1=0,319s$ ($T_1=0.1$ N = 0.3 s)

Analisi statica 2

- Si tratta in effetti di una analisi modale semplificata con un solo modo
- $F_i = F_h \times z_i \times W_i / \sum z_j W_j$
- $F_h = S(T) \times W \times \lambda/g = S(T) \times \sum W_j \times \lambda/g$
- Sostituendo:

- $F_i = S(T) \times (W_i / g) \times \lambda \times (z_i \times W / \sum z_j W_j)$

- Spettro 
- massa 
- coeff. Part 
- forma modale (lineare) 

ANALISI STATICA NON LINEARE

- - valutare i rapporti di sovraresistenza α_u / α_1
- - verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;
- - come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineare;
- - come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

- due distribuzioni di forze d'inerzia:
 - distribuzioni principali (**Gruppo 1**)
 - distribuzioni secondarie (**Gruppo 2**)

Analisi di Spinta:

Distribuzione delle Forze da Applicare 1/2

- ❑ **Gruppo 1 - Distribuzioni principali:**
- ❑ - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2 (lineare), applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- ❑ - distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- ❑ - distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a TC.

Analisi di Spinta:

Distribuzione delle Forze da Applicare 2/2

- ❑ **Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:**
- ❑ *a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;*
- ❑ *b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.*

7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

- - analisi statica o dinamica in campo lineare,
-
- $1,00 \times E_x + 0,30 \times E_y + 0,30 \times E_z$

- Se la risposta viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove necessario, e agli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti.

Gerarchia delle resistenze

- La sovraresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovraresistenza γ_{rd} assunto, ove non diversamente specificato, pari a
 - Taglio/ Flessione: 1,2 CD"A" - 1,0 per CD"B".
 - Pilastri/Travi: 1,3 CD"A" - 1,1 per CD"B".
 - 1.3 protezione diaframmi orizzontali (solette solai)

EC8 Cap5: Rules for R.C.Buildings 1/4

5.1	GENERAL	64
5.1.1	Scope	64
5.1.2	Terms and definitions	64
5.2	DESIGN CONCEPTS	66
5.2.1	Energy dissipation capacity and ductility classes	66
5.2.2	Structural types and behaviour factors.....	67
5.2.2.1	Structural types	67
5.2.2.2	Behaviour factors for horizontal seismic actions.....	68
5.2.3	Design criteria	70
5.2.3.1	General.....	70
5.2.3.2	Local resistance condition.....	70
5.2.3.3	Capacity design rule.....	70
5.2.3.4	Local ductility condition	70
5.2.3.5	Structural redundancy	72
5.2.3.6	Secondary seismic members and resistances.....	72
5.2.3.7	Specific additional measures	72
5.2.4	Safety verifications	73

EC8 Cap5: Rules for R.C.Buildings 2/4

5.3	DESIGN TO EN 1992-1-1	73
5.3.1	General	73
5.3.2	Materials	74
5.3.3	Behaviour factor	74
5.4	DESIGN FOR DCM.....	74
5.4.1	Geometrical constraints and materials	74
5.4.1.1	Material requirements	74
5.4.1.2	Geometrical constraints.....	74
5.4.2	Design action effects	75
5.4.2.1	General.....	75
5.4.2.2	Beams.....	75
5.4.2.3	Columns	77
5.4.2.4	Special provisions for ductile walls.....	78
5.4.2.5	Special provisions for large lightly reinforced walls	80
5.4.3	ULS verifications and detailing	81
5.4.3.1	Beams.....	81
5.4.3.2	Columns	83
5.4.3.3	Beam-column joints	86
5.4.3.4	Ductile Walls.....	86
5.4.3.5	Large lightly reinforced walls	90

EC8 Cap5: Rules for R.C.Buildings 3/4

5.5	DESIGN FOR DCH	92
5.5.1	Geometrical constraints and materials	92
5.5.1.1	Material requirements	92
5.5.1.2	Geometrical constraints	92
5.5.2	Design action effects	93
5.5.2.1	Beams	93
5.5.2.2	Columns	93
5.5.2.3	Beam-column joints	93
5.5.2.4	Ductile Walls	94
5.5.3	ULS verifications and detailing	95
5.5.3.1	Beams	95
5.5.3.2	Columns	97
5.5.3.3	Beam-column joints	98
5.5.3.4	Ductile Walls	100
5.5.3.5	Coupling elements of coupled walls	105

EC8 Cap5: Rules for R.C.Buildings 4/4

5.6	PROVISIONS FOR ANCHORAGES AND SPLICES	106
5.6.1	General	106
5.6.2	Anchorage of reinforcement	106
5.6.2.1	Columns	106
5.6.2.2	Beams.....	106
5.6.3	Splicing of bars.....	108
5.7	DESIGN AND DETAILING OF SECONDARY SEISMIC ELEMENTS	109
5.8	CONCRETE FOUNDATION ELEMENTS	109
5.8.1	Scope	109
5.8.2	Tie-beams and foundation beams	110
5.8.3	Connections of vertical elements with foundation beams or walls.....	111
5.8.4	Cast-in-place concrete piles and pile caps	111
5.9	LOCAL EFFECTS DUE TO MASONRY OR CONCRETE INFILLS	112
5.10	PROVISIONS FOR CONCRETE DIAPHRAGMS	113
5.11	PRECAST CONCRETE STRUCTURES.....	113

NTI - Capitolo 7: PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

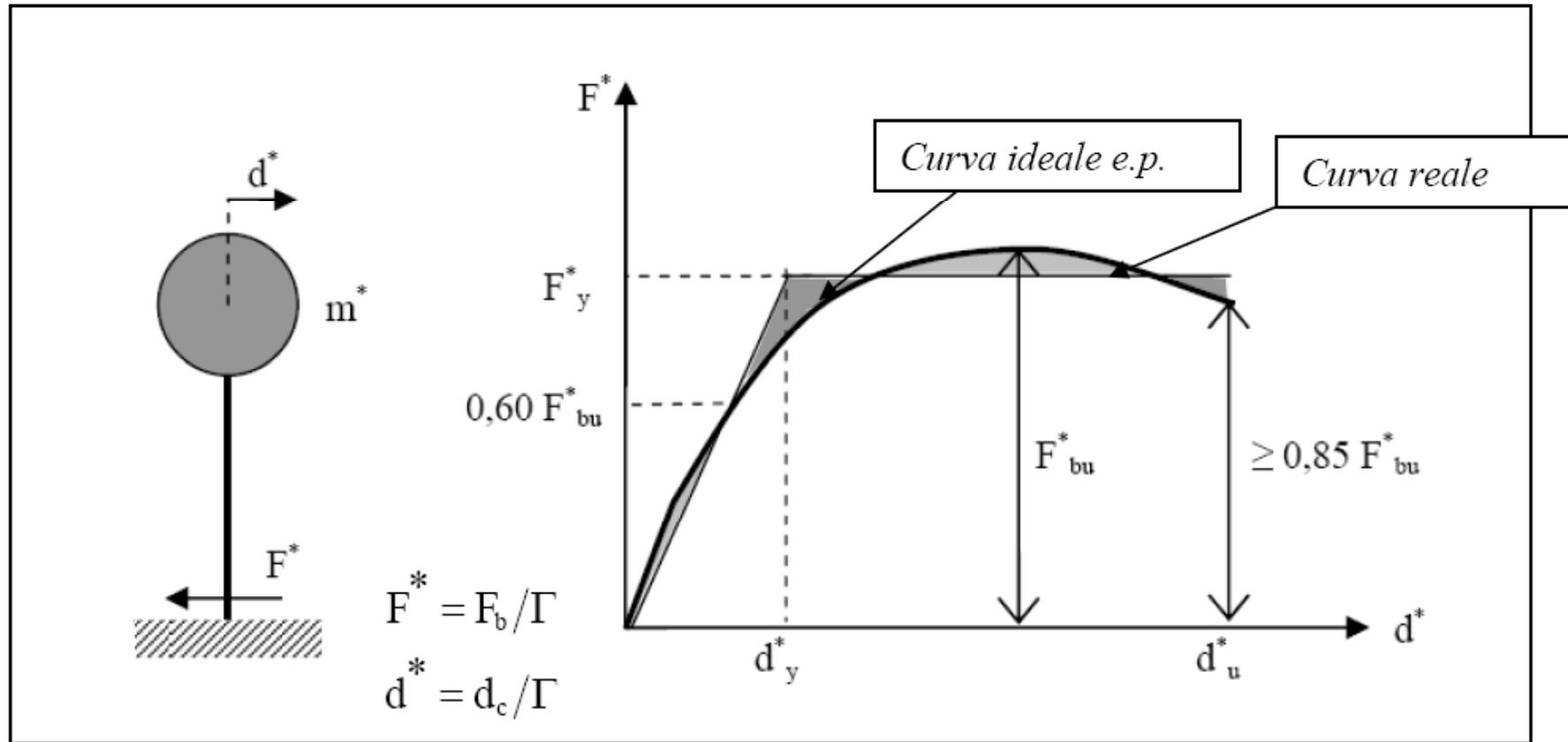
Corrisponde al Cap 5 dell'EC8.1

- 7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO
- 7.4.1 *Generalità*
- 7.4.2 *Caratteristiche dei materiali*
- 7.4.3 *Tipologie strutturali e fattori di struttura*
- 7.4.4 *Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali*
- 7.4.5 *Costruzioni con struttura prefabbricata*
- 7.4.6 *Dettagli costruttivi*

Zona 4: Grande Novità

- ❑ Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica (come in EC8 punto 5.3), alle condizioni di seguito enunciate:
 - ❑ - i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
 - ❑ - gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" quale definita nel § 7.2.1;
 - ❑ - le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel §3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà $S_d(T1) = 0,07g$ per tutte le tipologie.
- ❑ Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo.
- ❑ Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

ANALISI NON LINEARE STATICA



$$\frac{\phi' MI}{\phi' M \phi} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad \text{coefficiente di partecipazione}$$

ANALISI NON LINEARE STATICA

Nel caso in cui $T^* < T_c$

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^*$$

METODI STATICI NON LINEARI PER LA VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA

procedure non lineari semplificate, in cui il problema della determinazione della massima risposta sismica viene ricondotto a quello di un sistema SDOF in qualche modo *equivalente* al modello MDOF della struttura reale

- *metodo dello spettro di capacità (CSM) ATC40 USA*
- *metodo del coefficiente di spostamento (DCM) FEMA USA*
- *metodo N2 (N2)*
- Eurocodice 8.1 PREN1998.1
- Normativa Protezione Civile Ordinanza 20 MARZO 2003 N. 3274

Metodi semplici ma efficaci per progettare, analizzare e verificare le strutture così che queste centrino con affidabilità gli obiettivi prestazionali selezionati

comportamento non lineare della struttura

stima più realistica ed affidabile delle richieste indotte dal sisma

ragionevole grado di semplicità

applicazione nella pratica professionale

Nuova generazione di procedure di progetto, verifica e riabilitazione

• *Vision 2000, ATC-40, FEMA-273, Building Standards*

Metodi statici equivalenti per la valutazione della risposta sismica

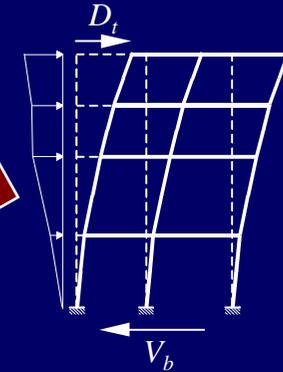
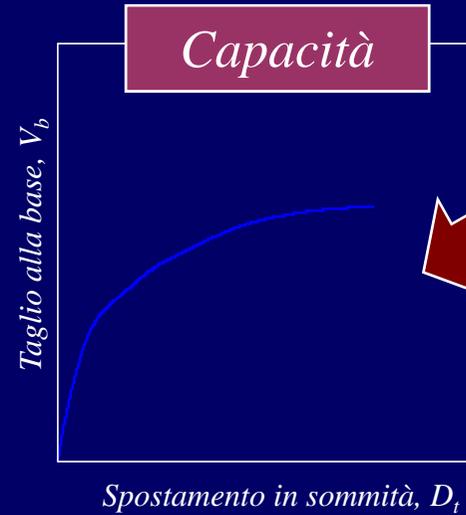
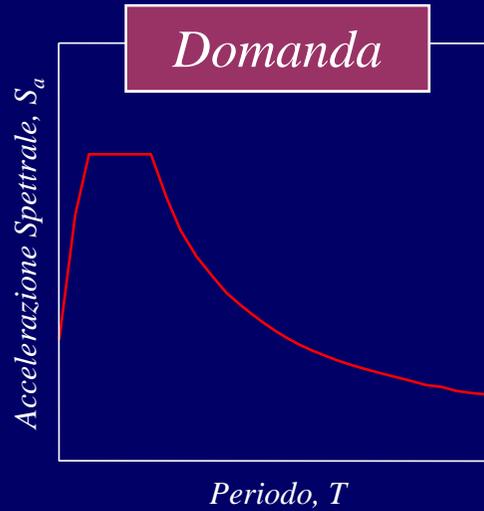
analisi di spinta: *pushover*

caratterizzazione del sistema sismico resistente

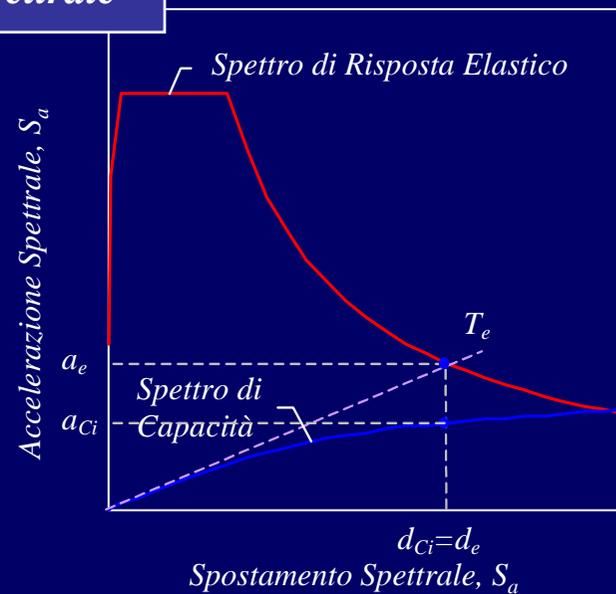
struttura sostitutiva equivalente

risposta direttamente in termini di spostamento

Calcolo del punto di funzionamento



Conversione nel dominio spettrale



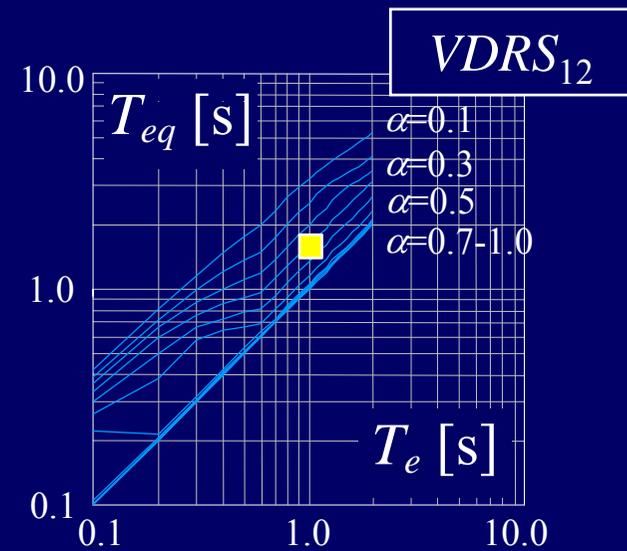
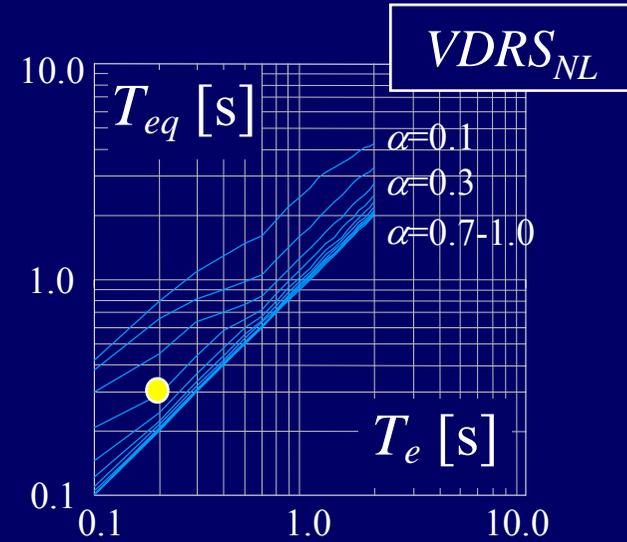
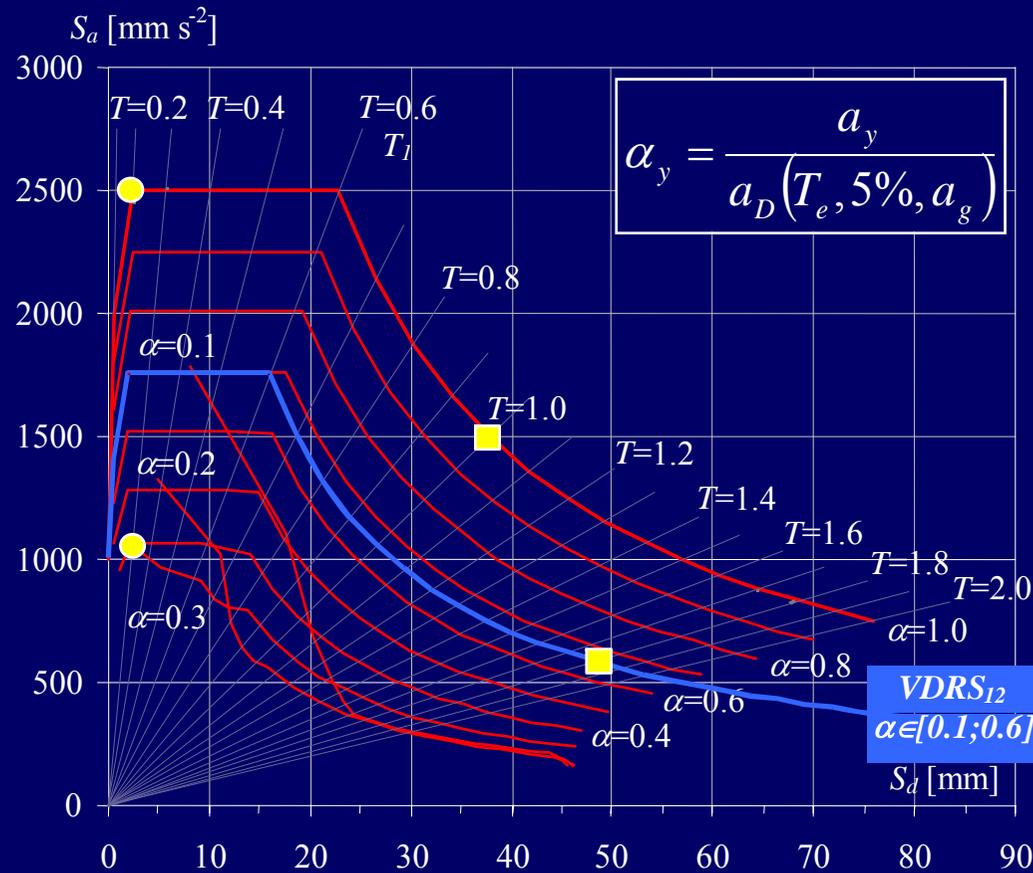
$$a_c = \frac{V_b}{M\alpha_1} \quad \alpha_1 = \Gamma_1 \frac{\mathbf{1}^T \mathbf{M} \phi^{(1)}}{M}$$

$$d_c = \frac{D_t}{\Gamma_1 \phi_t^{(1)}} \quad \Gamma_1 = \frac{\mathbf{1}^T \mathbf{M} \phi^{(1)}}{\phi^{(1)T} \mathbf{M} \phi^{(1)}}$$

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_a$$

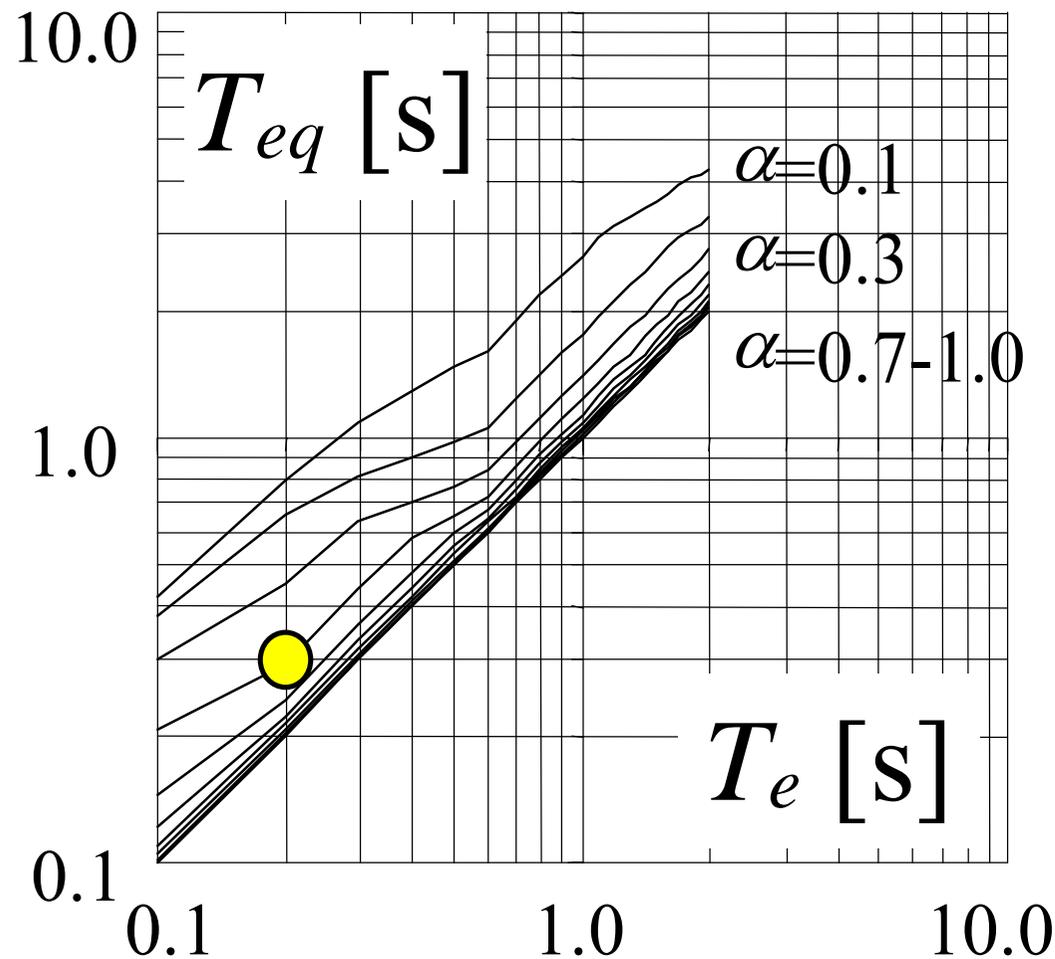
Spettro di Risposta a Smorzamento Variabile

CSM modificato per EC8 suolo tipo B, p.g.a.=1 m s⁻²,
 p=5% e $v_{eq,max}=100\%$, 12%



Risposta Sismica Spettro Risp.

(Albanesi, Nuti, Vanzi, 2000, Earthquake Spectra)2/5



GENERALITÀ

Definizione:

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali monotonamente crescenti fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Campo di applicabilità

Il metodo è applicabile a edifici che soddisfano le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza . Per edifici non regolari si richiede l'uso di metodi di analisi di spinta evolutivi (esistono anche altri metodi quali analisi multimodale) ai quali non si fa però cenno.

Scopi

- *valutazione dei rapporti di sovraresistenza*
- *verifica dell'effettiva distribuzione della domanda inelastica in edifici progettati con il fattore di riduzione q*
- *progettazione di edifici nuovi*
- *valutazione della capacità di edifici esistenti*

PROCEDURA

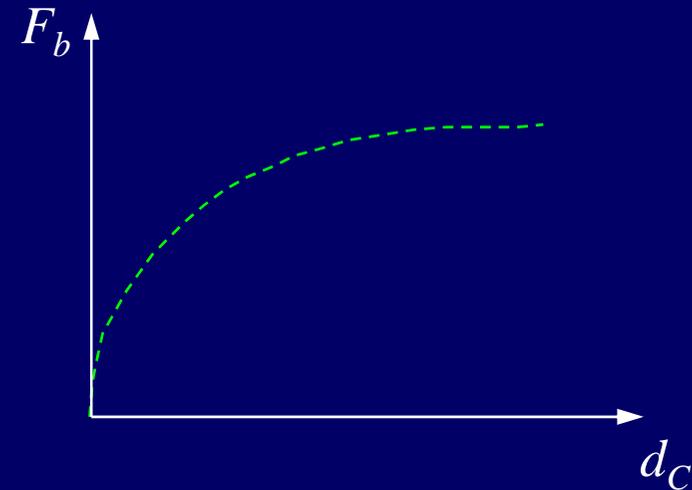
Sono necessarie due analisi di spinta (secondo quanto indicato nei punti seguenti) applicando due distinte distribuzioni di forze orizzontali F_i in corrispondenza dei baricentri delle masse di piano:

- *distribuzione proporzionale alle masse*
- *distribuzione proporzionale al prodotto massa ´deformata del primo modo*

1. Determinazione del legame forza-spostamento generalizzato
2. Determinazione del sistema sdof bilineare equivalente
3. Determinazione risposta massima in spostamento del sistema equivalente
4. Conversione dello spostamento equivalente in quello effettivo dell'edificio

LEGAME FORZA-SPOSTAMENTO GENERALIZZATO

- Si assume come punto di controllo il baricentro dell'ultimo piano
- Si incrementano le forze fino a che $d_c = 1.50 d_{\max}^*$
- Si determina il legame:
taglio alla base $F_b (= \sum F_i)$
spostamento del punto di controllo d_c



SISTEMA (AD UN GRADO DI LIBERTÀ) BILINEARE EQUIVALENTE

- Legame costitutivo del *sistema equivalente ad un grado di libertà*

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \text{coefficiente di partecipazione del primo modo}$$

Φ = prima forma modale normalizzata rispetto al punto di controllo

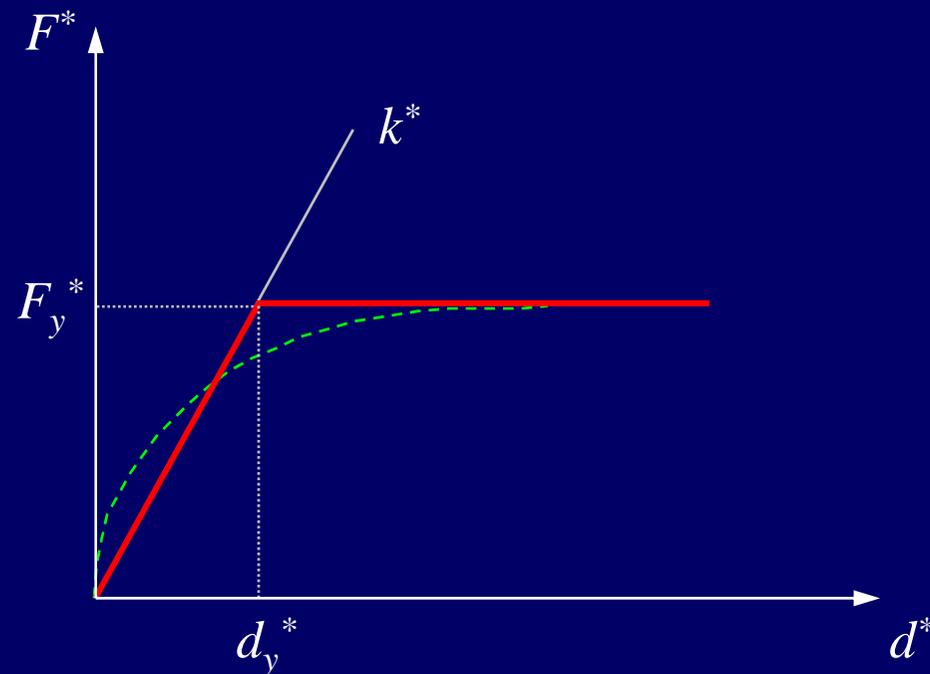
- *Bilinearizzazione del sistema sdof equivalente*

$$F_y^* = F_{bu} / \Gamma$$

$$d_y^* = F_y^* / k^*$$

F_{bu} = resistenza massima dell'edificio

k^* = rigidezza secante del sistema equivalente (equivalenza energetica)



- *Caratteristiche del sistema sdof bilineare equivalente*

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = \text{periodo elastico equivalente}$$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \text{massa equivalente}$$

RISPOSTA MASSIMA IN SPOSTAMENTO DEL SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE

si determina utilizzando lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$:

$$\text{se } T^* \geq T_C \quad \Rightarrow \quad d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$

$$\text{se } T^* < T_C \quad \Rightarrow \quad d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^*$$

$$\text{dove: } q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

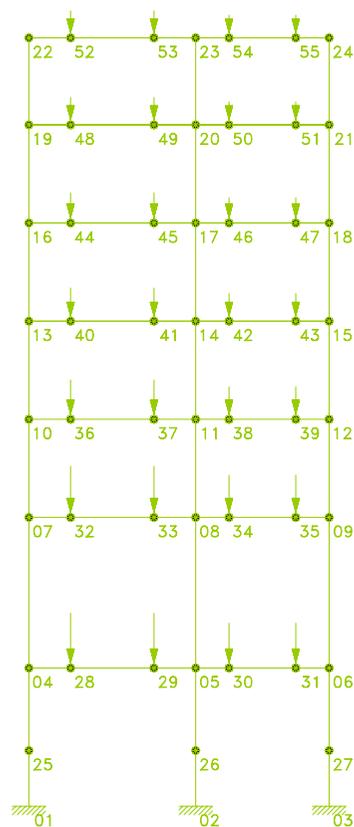
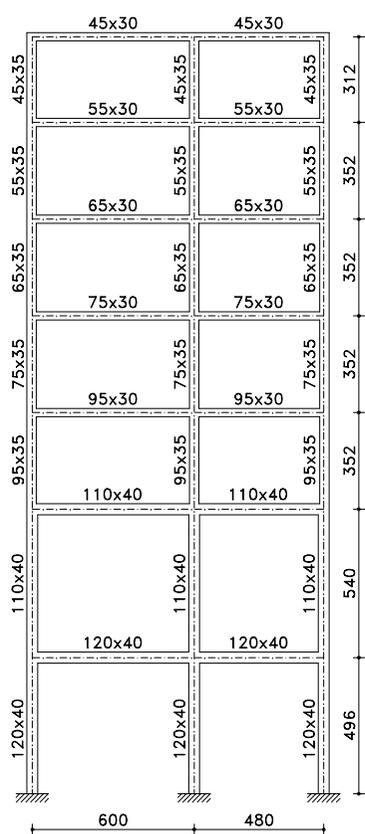
**CONVERSIONE DELLO SPOSTAMENTO EQUIVALENTE
IN QUELLO EFFETTIVO DELL'EDIFICIO**

La configurazione deformata effettiva dell'edificio è data dal vettore degli spostamenti di piano così definito:

$$\mathbf{d} = \left(\Gamma d_{\max}^* \right) \Phi$$

3. APPLICAZIONE A CASI REALI

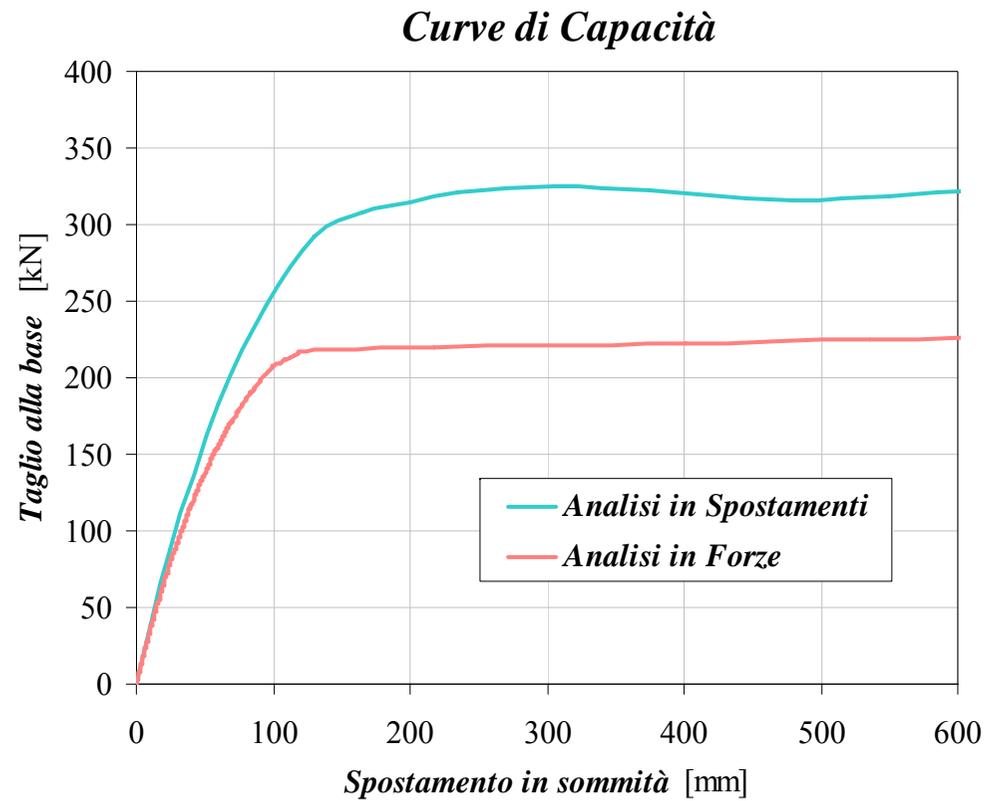
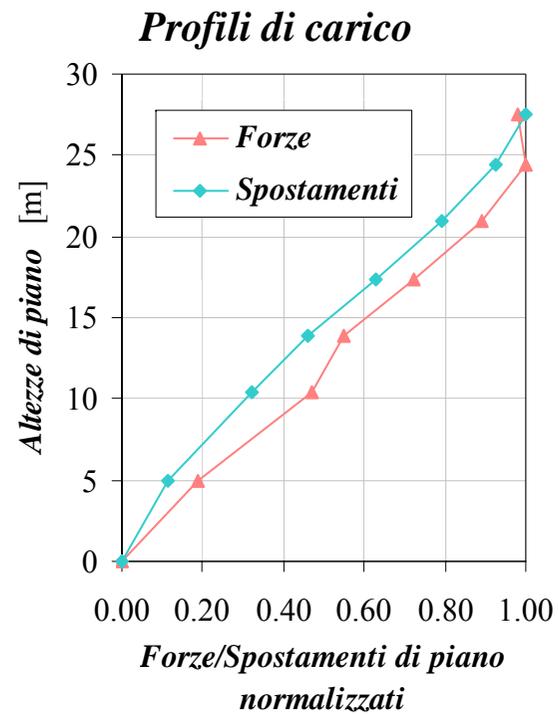
TELAIO ALTO



Elem.	Reinf.	Elem.	Reinf.
01-25	46Ø16	17-20	8Ø16
02-26	46Ø16	18-21	8Ø16
03-27	46Ø16	19-22	6Ø16
25-04	18Ø16	20-23	6Ø16
26-05	22Ø16	21-24	6Ø16
27-06	18Ø16	04-05	Top: 2Ø12+18Ø16
04-07	18Ø16	05-06	Bott: 2Ø12+8Ø16
05-08	22Ø16	06-07	Top: 2Ø12+18Ø16
06-09	18Ø16	07-08	Bott: 2Ø12+8Ø16
07-10	18Ø16	08-09	Top: 2Ø12+18Ø16
08-11	20Ø16	09-10	Bott: 2Ø12+8Ø16
09-12	18Ø16	13-14	Top: 2Ø12+11Ø16
10-13	14Ø16	14-15	Bott: 2Ø12+5Ø16
11-14	18Ø16	16-17	Top: 2Ø12+9Ø16
12-15	14Ø16	17-18	Bott: 2Ø12+8Ø16
13-16	12Ø16	19-20	Top: 2Ø10+8Ø12
14-17	14Ø16	20-21	Bott: 2Ø10
15-18	12Ø16	22-23	Top: 2Ø10+7Ø12
16-19	8Ø16	23-24	Bott: 2Ø10

Geometria del telaio, modello a fibre e disposizione delle armature

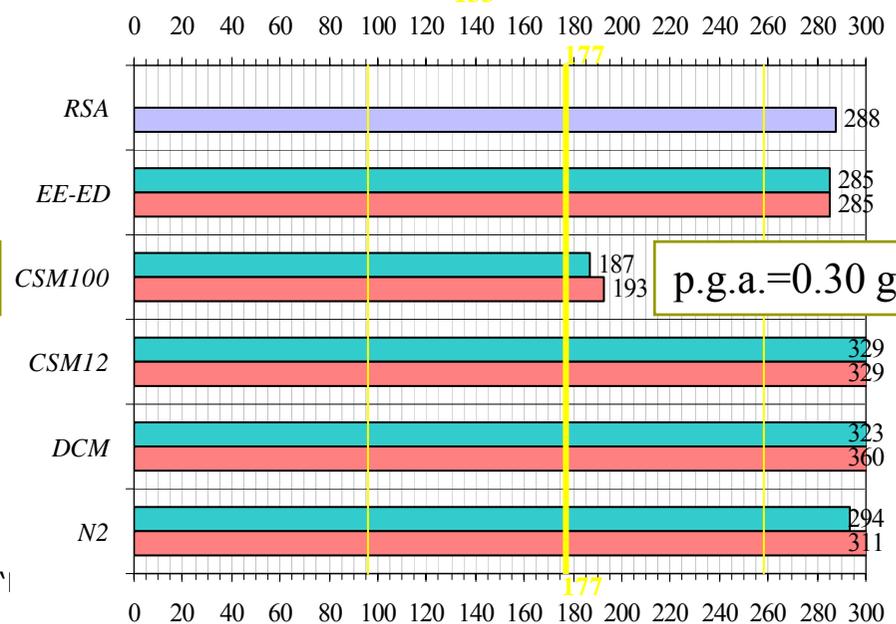
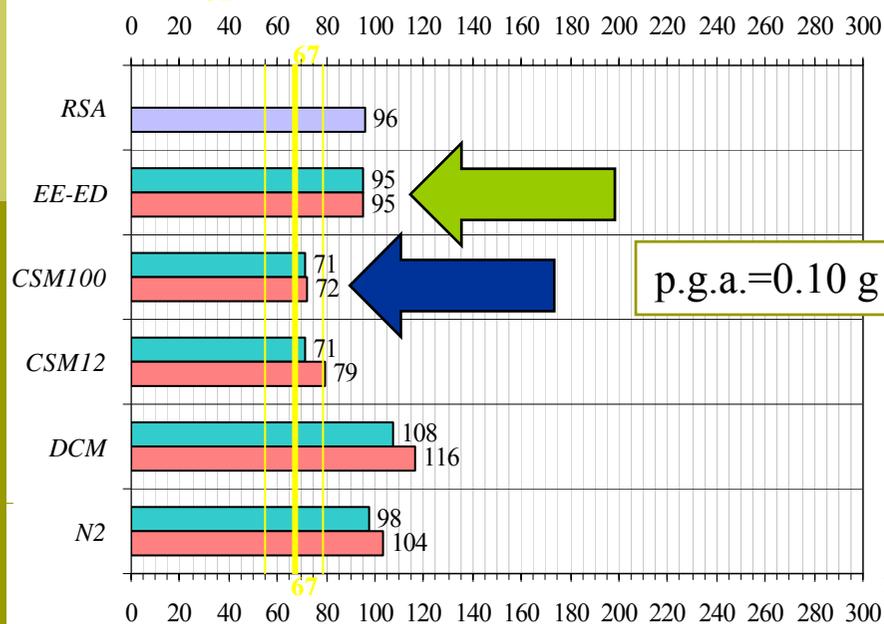
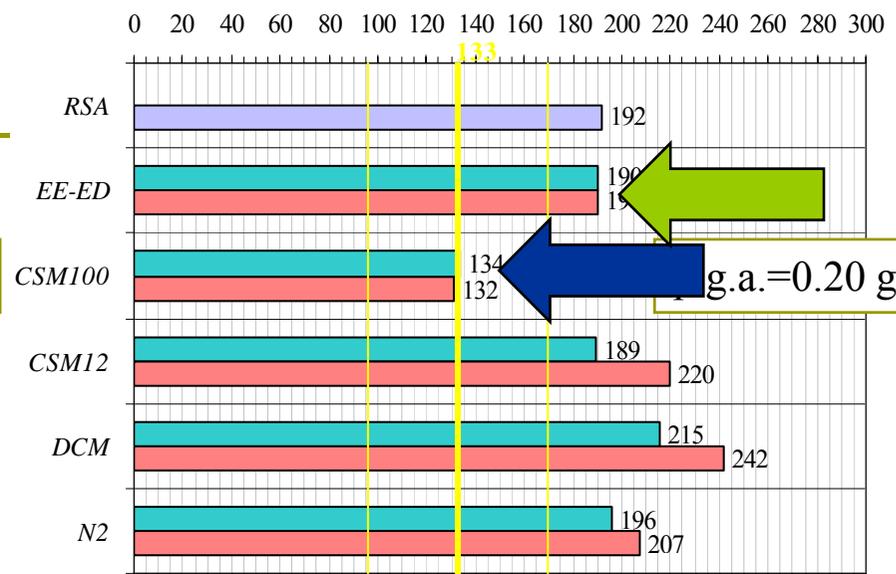
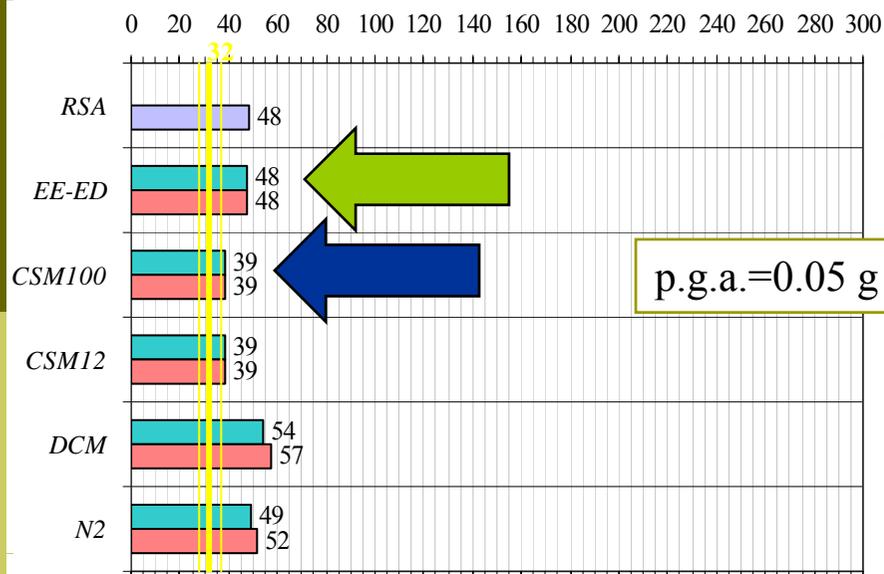
3. APPLICAZIONE A CASI REALI: Telaio Alto



2. CONFRONTO ATTRAVERSO SIMULAZIONI NUMERICHE TELAI

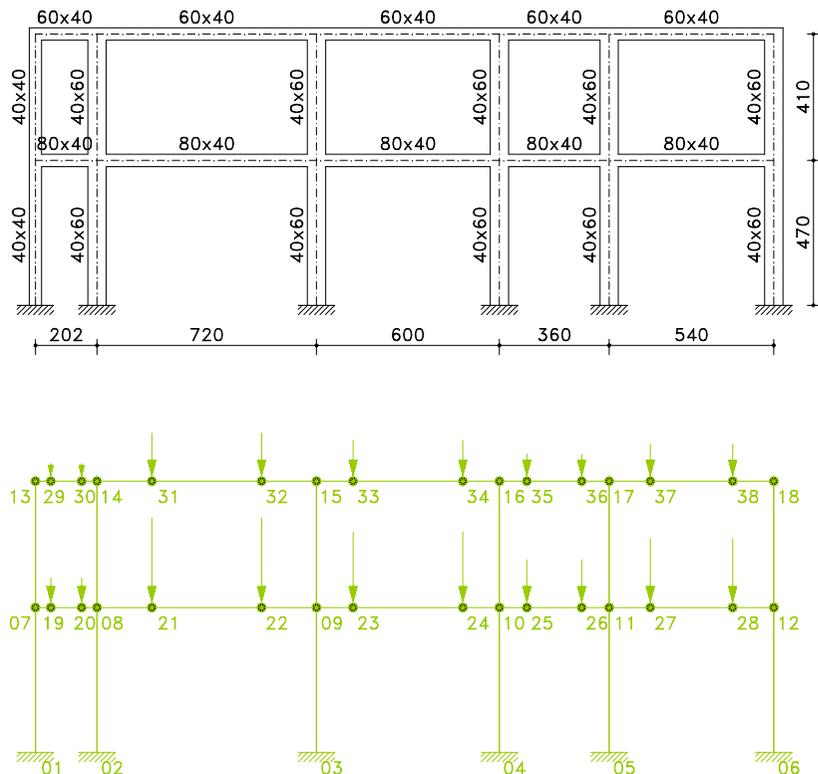
- Confronto tra:
 - Analisi con spettro di risposta: *RSA*
 - Approssimazioni uguale energia ed uguale spostamento: *EE-ED*
 - Metodo dello spettro di capacità: *CSM*
 - Metodo dei coefficienti di spostamento: *DCM*
 - Metodo N2: *N2*
 - Simulazioni numeriche: *Analisi dinamica non lineare*
-

- Confronto spostamenti in sommità per p.g.a.=0.05g, 0.10g, 0.20g, 0.30g



3. APPLICAZIONE A CASI REALI: Telaio Basso

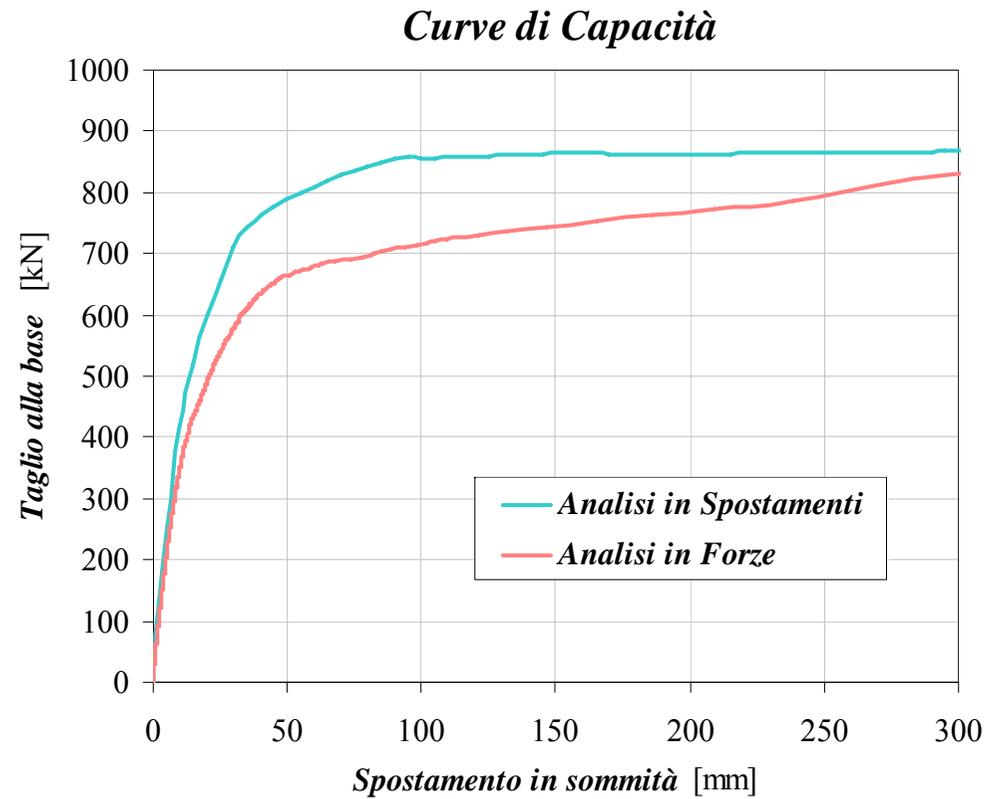
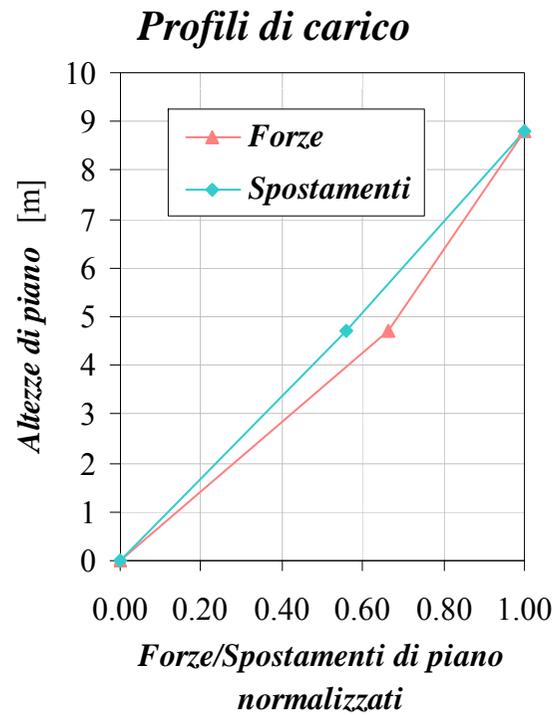
TELAIO BASSO



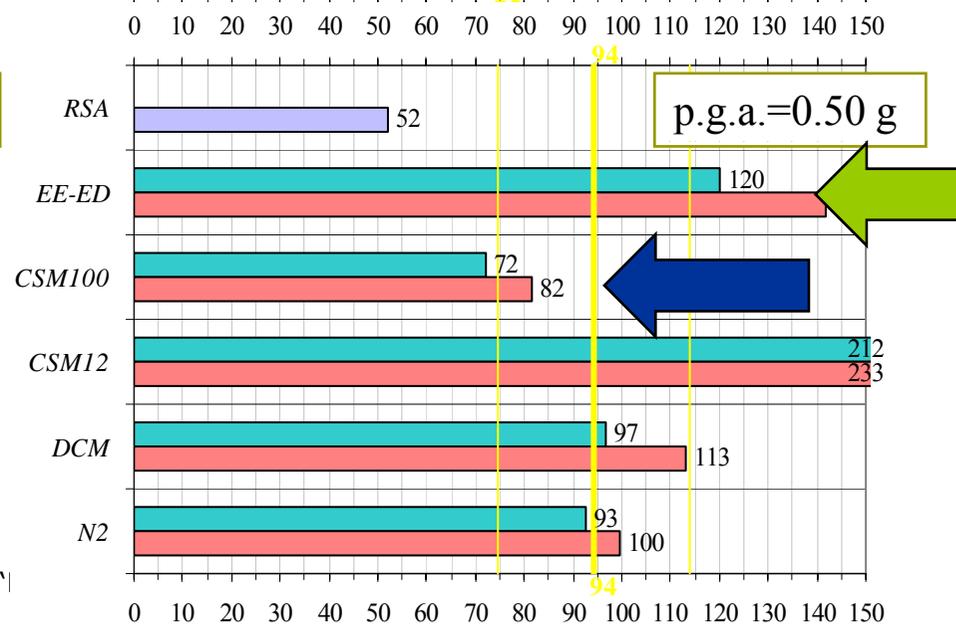
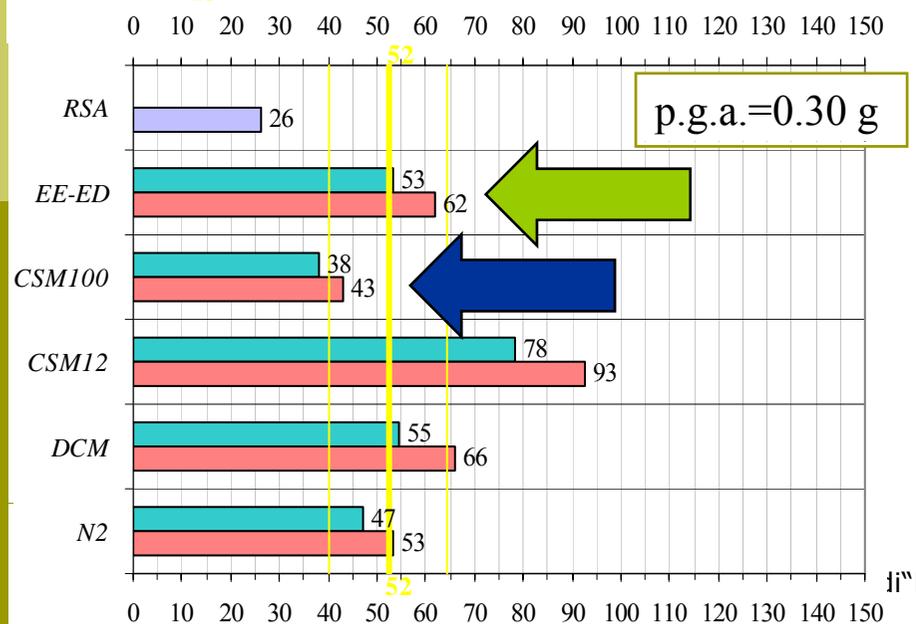
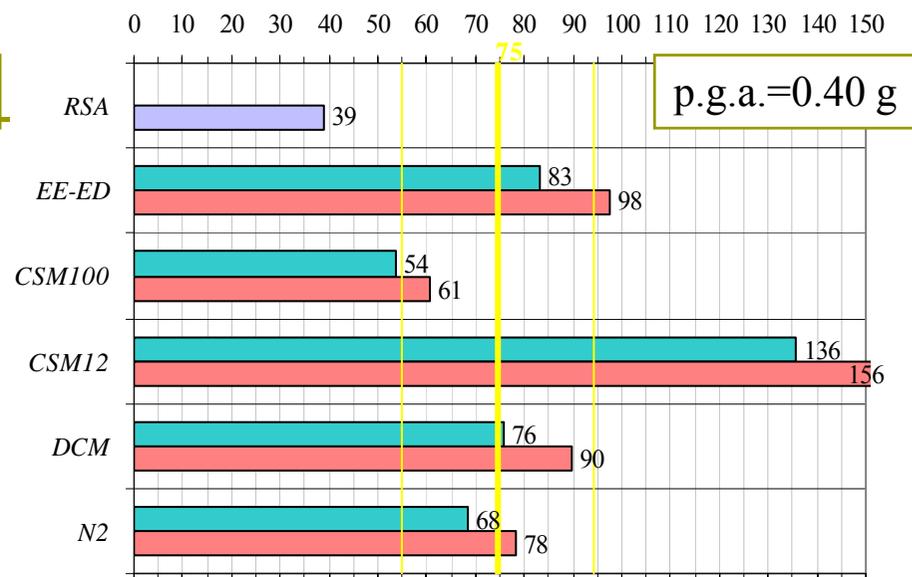
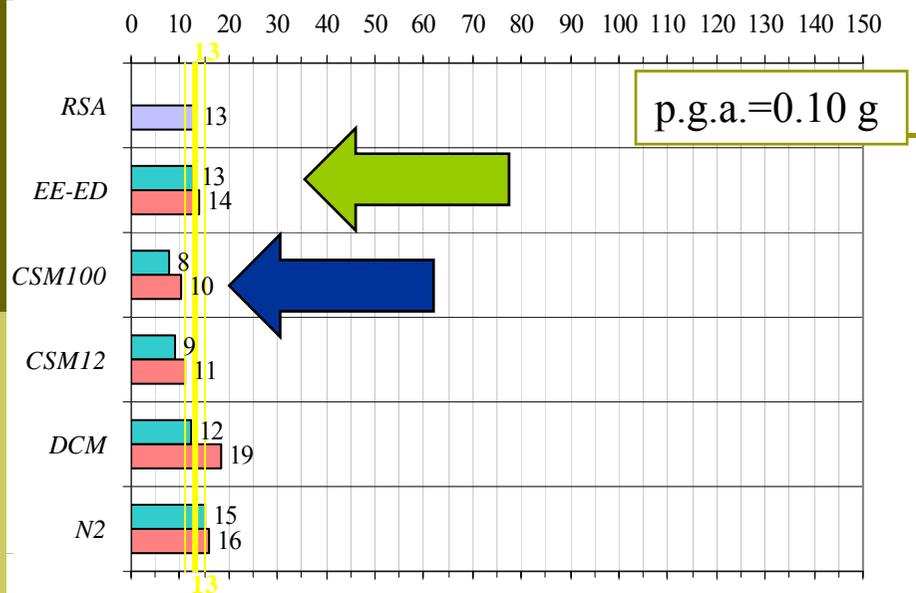
Elem.	Reinf.	Elem.	Reinf.
01-07	4Ø20	09-10	Top: 5Ø20
02-08	6Ø20		Bott: 10Ø20
03-09	6Ø20	10-11	Top: 4Ø20
04-10	6Ø20		Bott: 8Ø20
05-11	6Ø20	11-12	Top: 4Ø20
06-12	6Ø20		Bott: 7Ø20
07-13	4Ø20	13-14	Top: 2Ø16
08-14	6Ø20		Bott: 4Ø16
09-15	6Ø20	14-15	Top: 4Ø20
10-16	6Ø20		Bott: 8Ø20
11-17	6Ø20	15-16	Top: 5Ø20
12-18	6Ø20		Bott: 10Ø20
07-08	Top: 6Ø20 Bott: 11Ø20	16-17	Top: 4Ø20 Bott: 7Ø20
08-09	Top: 7Ø20 Bott: 13Ø20	17-18	Top: 3Ø20 Bott: 6Ø20

Geometria del telaio, modello a fibre e disposizione delle armature

3. APPLICAZIONE A CASI REALI: Telaio Basso

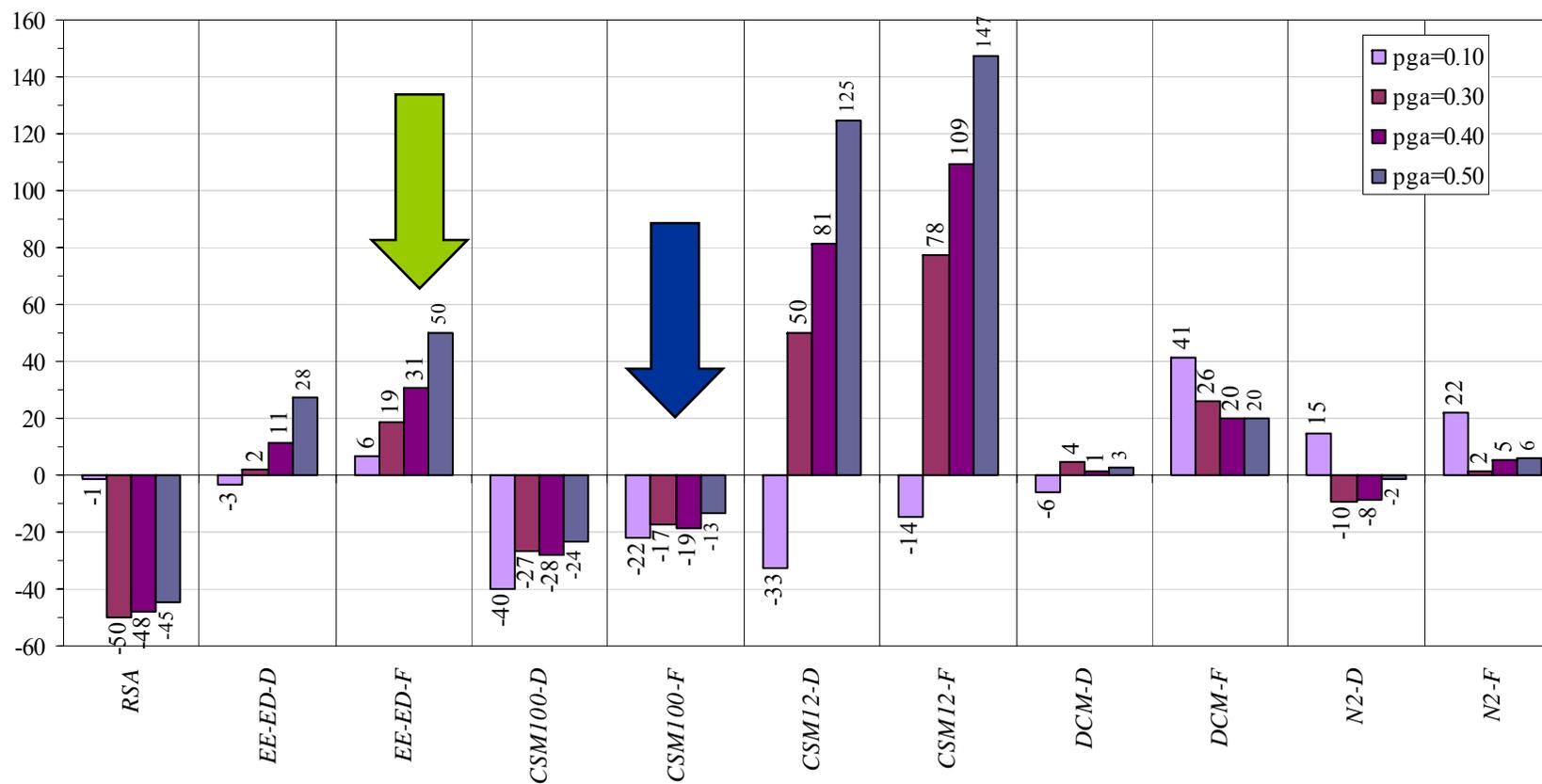


- Confronto spostamenti in sommità per p.g.a.=0.10g, 0.30g, 0.40g, 0.50g

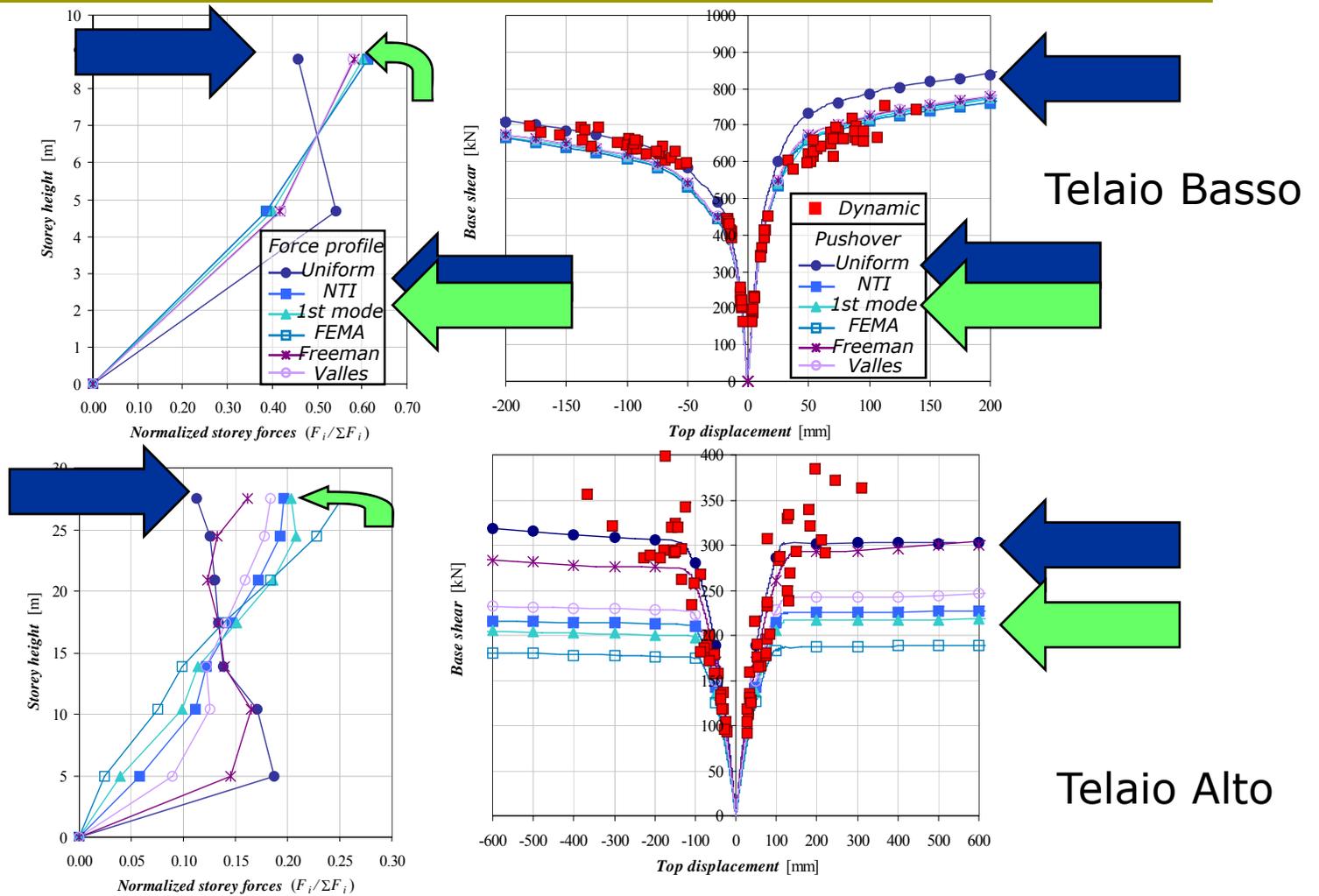


3. APPLICAZIONE A CASI REALI: Telaio Basso

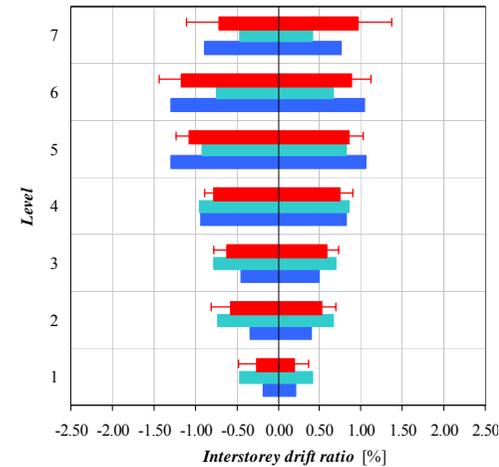
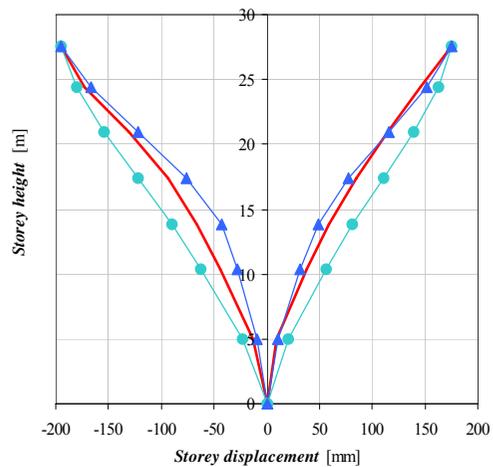
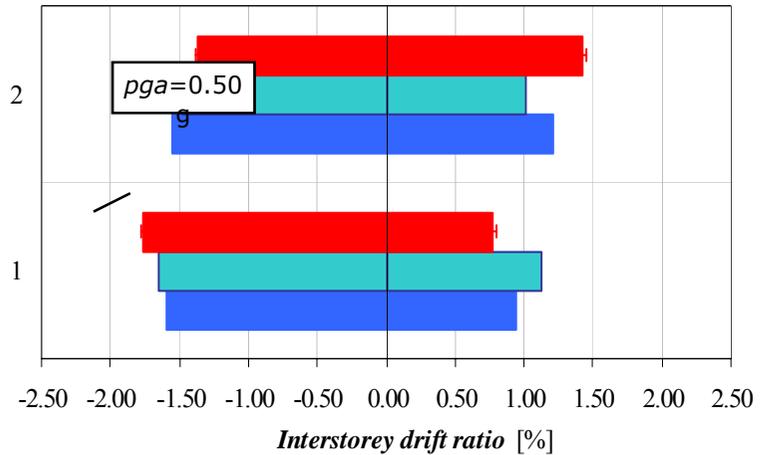
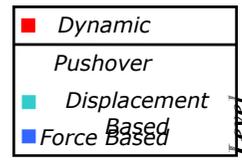
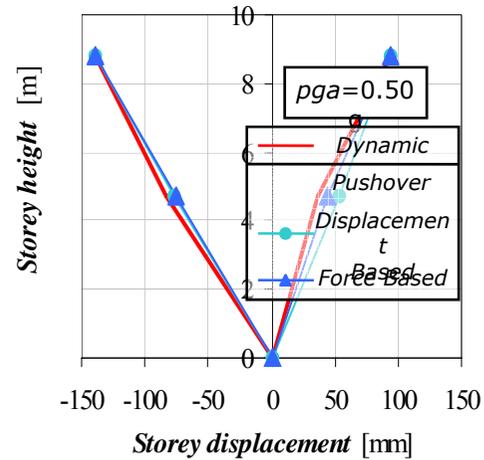
- Confronto spostamenti in sommità: scarti percentuale rispetto alla risposta dinamica media



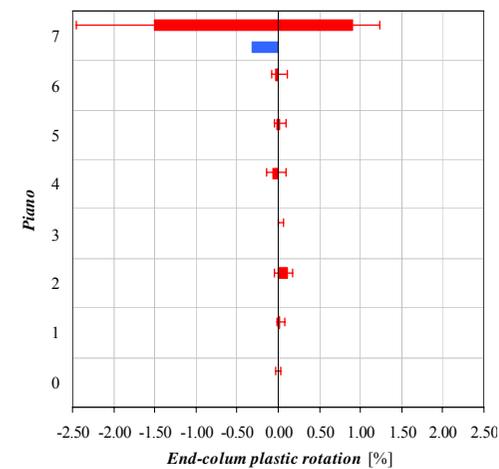
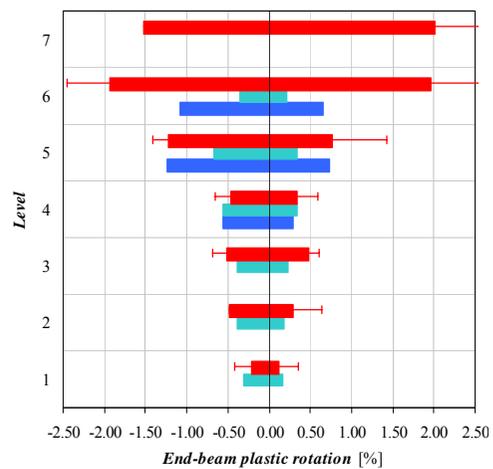
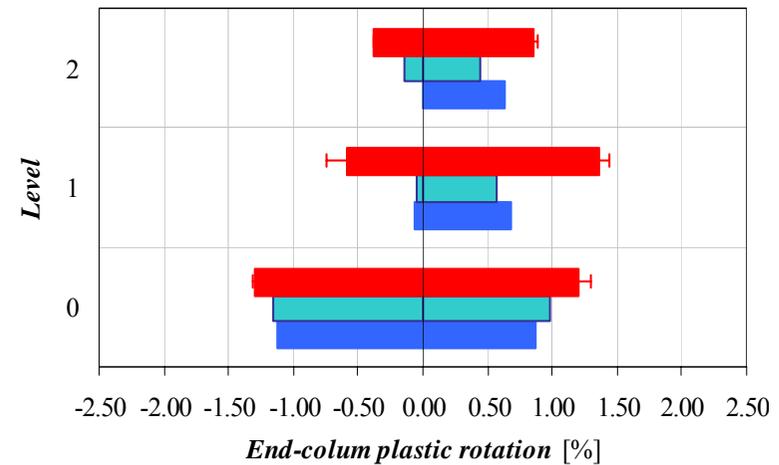
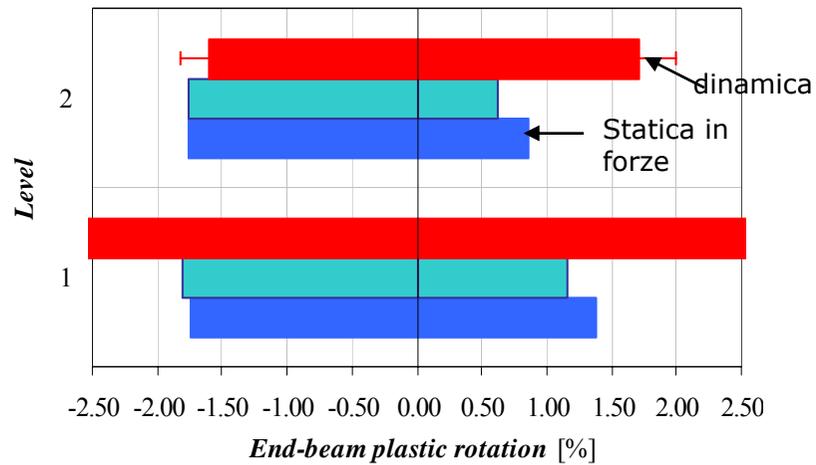
3. APPLICAZIONE A CASI REALI: Telaio Basso- Telaio Alto Curve di Capacità In forze con caso Uniforme e 1° Modo



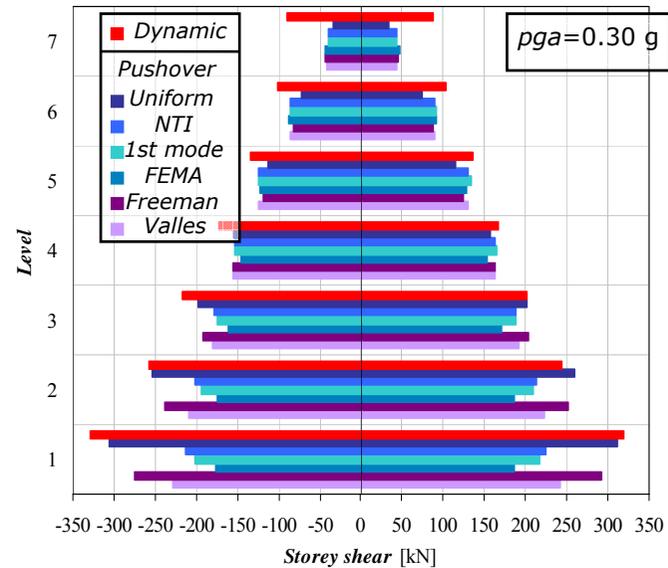
Spostamenti interpiano



Rotazioni plastiche



tagli di piano ottenuti dalle *POA* basate sulle forze con differenti profili di carico



3. APPLICAZIONE A CASI REALI: Telaio Basso- Telaio Alto Curve di Capacità In forze con caso Uniforme e 1° Modo

- Per i telai bassi e regolari l'analisi appare accurata: basta il 1° modo
- Per il telaio alto la risposta dinamica dà tagli maggiori di quella statica,
- Contano i modi superiori, la distribuzione uniforme dà risultati migliori

Considerazioni Aggiuntive

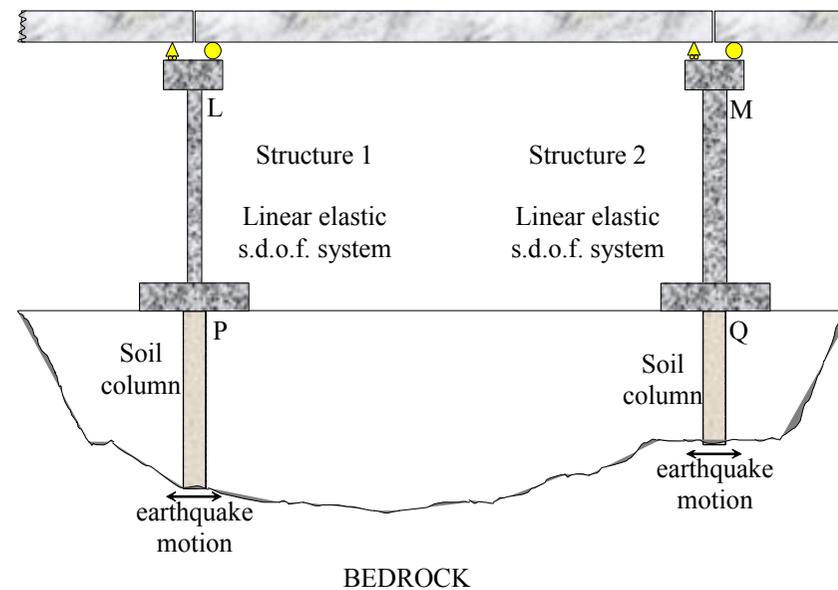
- **Le analisi di spinta non hanno ancora trovato soluzioni consolidate per strutture spaziali irregolari**
- **Per tali strutture l'analisi dinamica può dar luogo a risultati diversi: forse è ancora l'unica soluzione**
- **L'analisi non lineare richiede la accurata conoscenza della struttura**

Martellamento tra edifici contigui

□ Giunti inadeguati

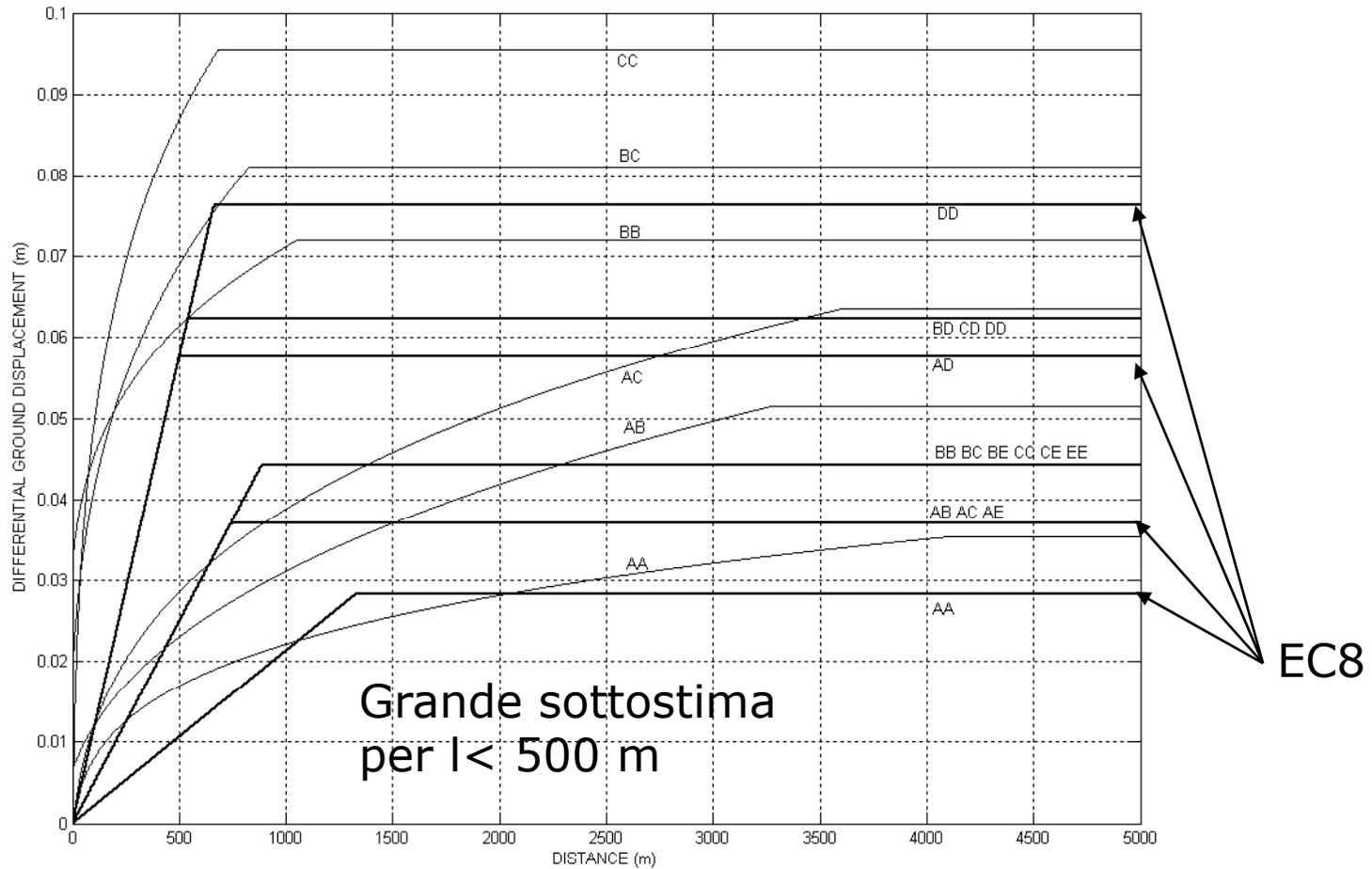


Appoggi inadeguati: ponti



Spostamenti relativi del terreno EC8-Bozza Norma Ponti 2003

<http://host.uniroma3.it/master/mica>



7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Elementi strutturali

Elementi strutturali

1) $\eta = 2/3$ riduzione dello spettro elastico allo SLD

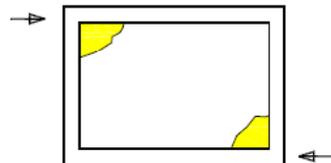
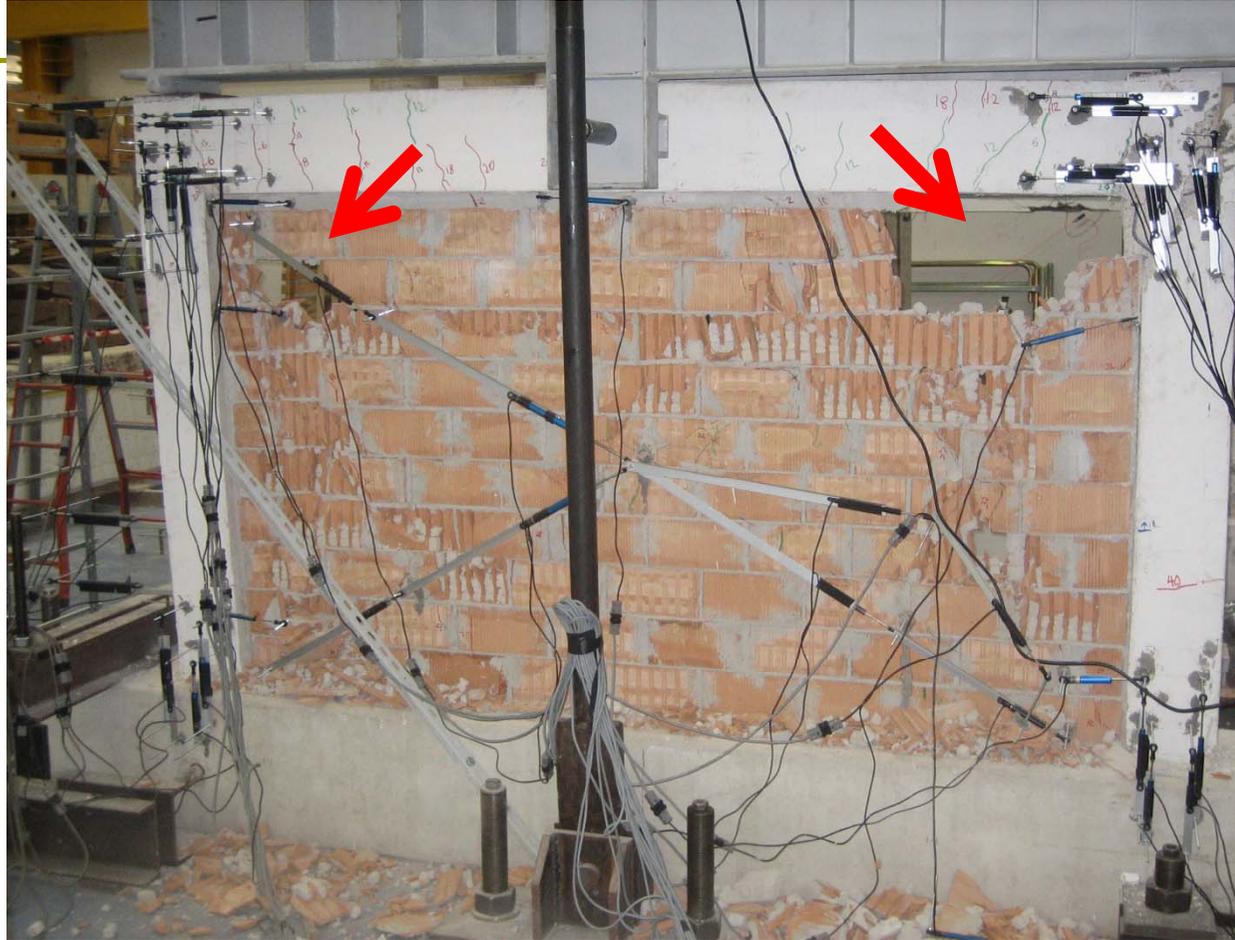
2) Verificare gli elementi strutturali

7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Elementi strutturali

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa $d_r < 0,005 h$ (7.3.16)
- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura: $d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$ (7.3.17)
- c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria: $d_r < 0,003 h$ (7.3.18)
- d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata: $d_r < 0,004 h$

Problemi indotti nei pilastri dalle tamponature: FAILURE SEQUENCE CORNER COMPRESSION



Occurred because of the high stress concentrations at each corner of the compressed diagonals.

Inevitable for masonry characterized by strong bricks

FAILURE SEQUENCE

Shear failure of the column

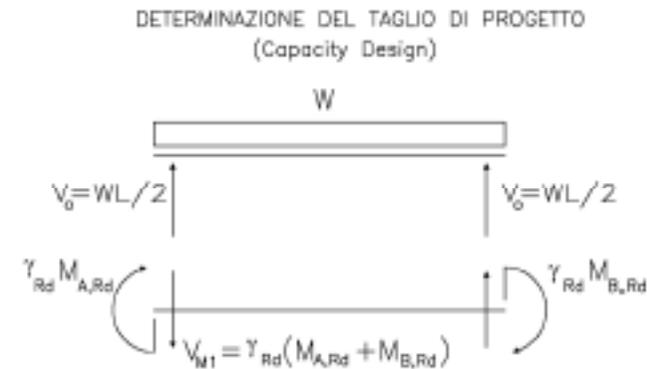


Gerarchia delle resistenze per determinare taglio di progetto

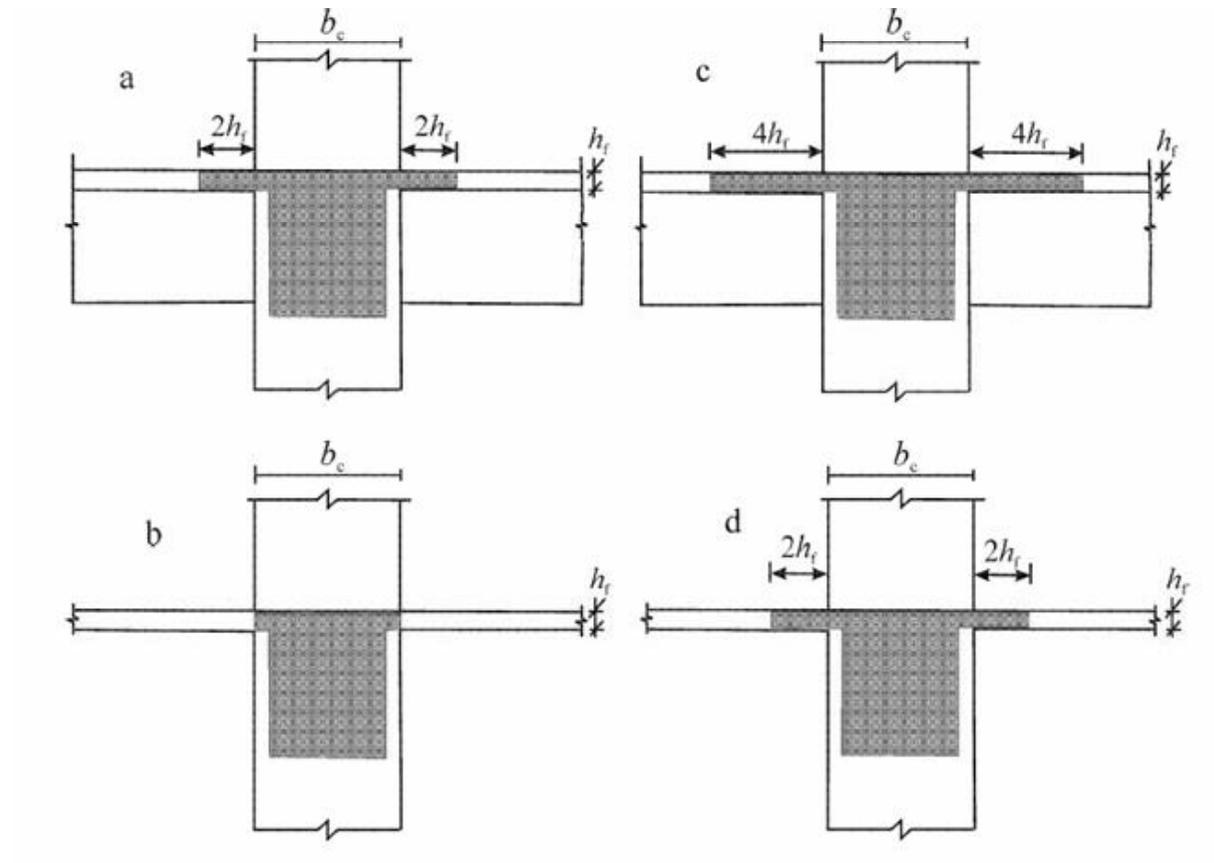
Pilastri

$$V_{sd} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rdp}^s + M_{Rdp}^i}{l_p}$$

Travi



Larghezza effettiva delle travi



le travi sezionate terminano nel pilastro,

le travi sezionate proseguono oltre il pilastro

Larghezza effettiva delle travi all'attacco con i pilastri

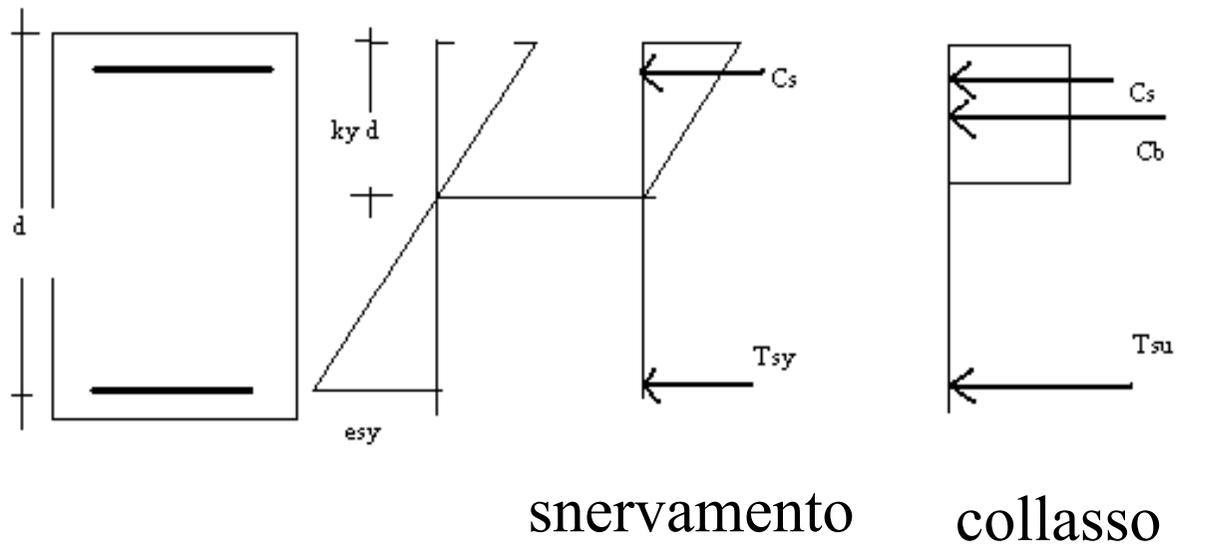
Criteri generali di progetto delle travi

- La dissipazione deve avvenire in elementi in grado di dissipare senza degradazione della resistenza e ove sia possibile eseguire riparazioni e ripristini
- La dissipazione deve avvenire essenzialmente con meccanismi di flessione, escludendo la prematura crisi per taglio o per degrado di aderenza delle armature
- I nodi vanno protetti dal degrado di resistenza, dovendo consentire lo sviluppo della plasticizzazione degli elementi adiacenti (travi ed in sottordine pilastri)
- Gli elementi strutturali che non rappresentano elementi resistenti all'azione orizzontale, devono comunque mantenere la capacità di sopportare i carichi verticali

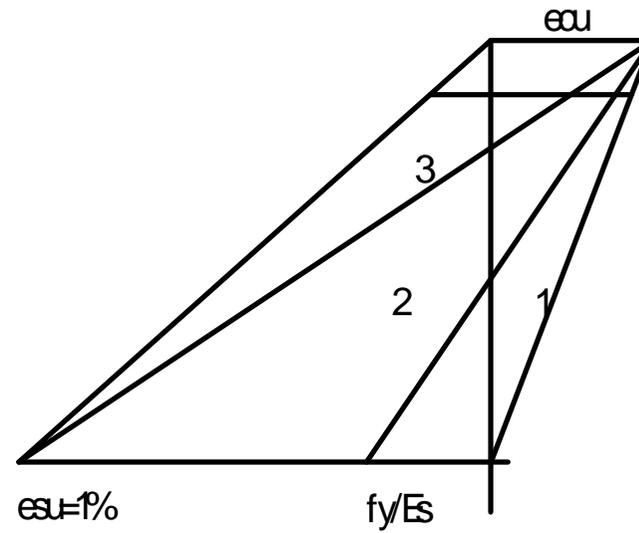
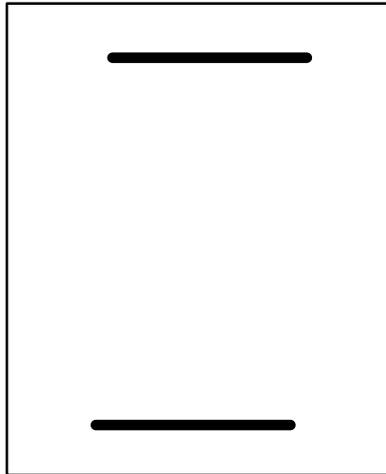
Progetto degli elementi strutturali in zona sismica: travi, pilastri, nodi, pareti

Considerazioni preliminari (2a)

- La curvatura di snervamento si valuta con l'acciaio alla tensione di snervamento:



Collasso delle sezioni



Collasso Considerazioni preliminari

- Le travi in zona sismica devono essere tutte normalmente armate, in modo tale che si abbia collasso sempre dopo lo snervamento dell'armatura tesa.
- Si ricorda che, date le tre regioni di collasso delle sezioni, nel caso di armatura semplice le curvature di separazione individuano le seguenti quantità caratteristiche. Al collasso si ha:

		k	μ	Z/d
fragile	$\chi_{12\phi}$	0.64	0.51	$(1-0.416)=0.73$
duttile	χ_{23}	0.259	0.21	"=0.89

$K=y/d$; μ =% mecc arm; z =braccio forze interne

Considerazioni preliminari

(2), Armatura doppia

- Nel caso, sempre verificato in zona sismica, di armatura doppia, le armature tese si plasticizzano, quelle compresse, in generale in percentuale elevata, non sempre.
- Si ricorda che, date le tre regioni di collasso delle sezioni, nel caso di armatura doppia le curvature di separazione individuano le stesse quantità caratteristiche ad eccezione di μ :

	$K=K_u$	μ	Z/d
χ_{12}	0.64	$0.51 + \mu' \sigma_s / f_s$	$(1 - 0.416) = 0.78$
χ_{23}	0.259	$0.21 + \mu' \sigma_s / f_{sy}$	≈ 0.89

$K=y/d$; $\mu=0\%$ mecc arm, $\mu'=0\%$ mecc arm compr.; z =braccio forze interne

Considerazioni preliminari

(3), Armatura doppia

- Nel caso, sempre verificato in zona sismica, di armatura doppia, Le armature tese si plasticizzano, quelle compresse, in generale in percentuale elevata, non sempre.

$$\mu = 0.51 + \mu_c \sigma_s / f_{sy}$$

Detto δ il rapporto tra distanza dell'armatura compressa dal lembo compresso e d , la deformazione dell'acciaio compresso vale:

$$\varepsilon_{sc} := \frac{k - \delta}{k} \cdot \varepsilon_{cu}$$

Se l'acciaio compresso è plasticizzato: $\varepsilon_{sc} > \varepsilon_{sy}$ allora:

$$\mu = 0.51 + \mu_c$$

$K = y/d$; $\mu = \% \text{ mecc arm}$, $\mu' = \% \text{ mecc arm compr.}$; $z = \text{braccio forze interne}$

Stima duttilità curvatura ultima

- In generale è semplice utilizzando un programma di calcolo stimare la curvatura ultima e di snervamento (quest'ultima ponendo l'acciaio allo snervamento) e valutare quindi la duttilità disponibile
- Esistono programmi raffinati che dividono la sez. in strisce o quadratini (Cyrus)

Eurocodice 8.2 Ponti-Duttilità in curvatura, rotazione della corda

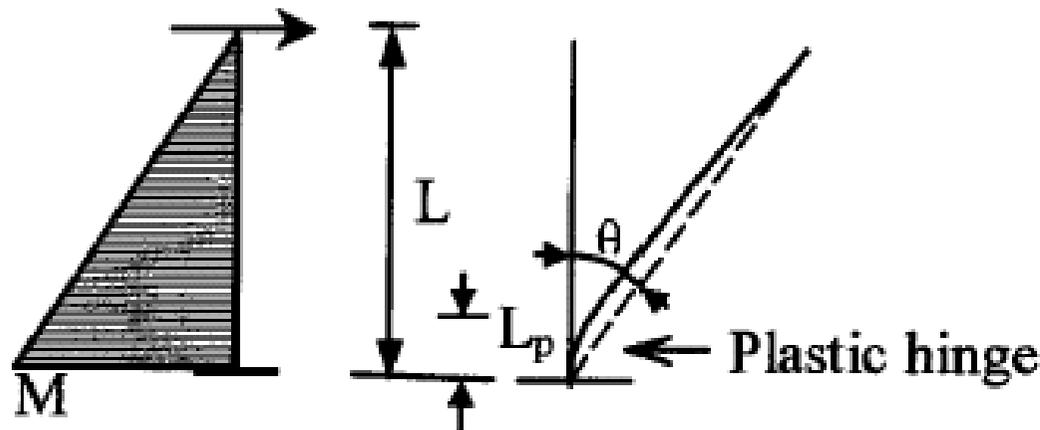
2.3.5.3 Local ductility at the plastic hinges

(1) The structure ductility depends on the available local ductility at the plastic hinges (see Fig. 2.4). This can be expressed as curvature ductility of the cross-section:

$$\mu_{\phi} = \Phi_u / \Phi_y \quad \leftarrow \text{Dutt. Locale: Curvatura, Teorica!} \quad (2.2)$$

or as chord rotation ductility of the hinge, that depends on the plastic rotation capacity $\theta_{p,u} = \theta_u - \theta_y$ of the hinge section:

$$\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_y = 1 + (\theta_u - \theta_y) / \theta_y = 1 + \theta_{p,u} / \theta_y \quad (2.3)$$



Eurocodice 8.2 Ponti

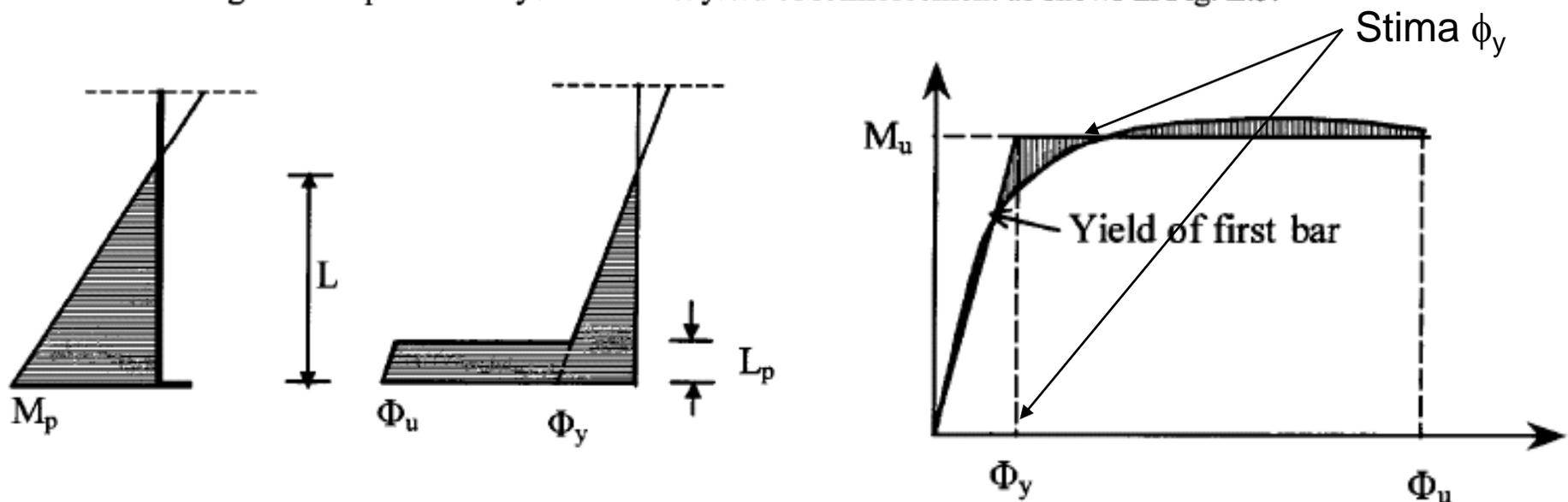
valutazione rotazione di snervamento

For linear variation of the bending moment, the yield rotation θ_y may be assumed:

$$\theta_y = \frac{\Phi_y L}{3} \quad (\text{E.17})$$

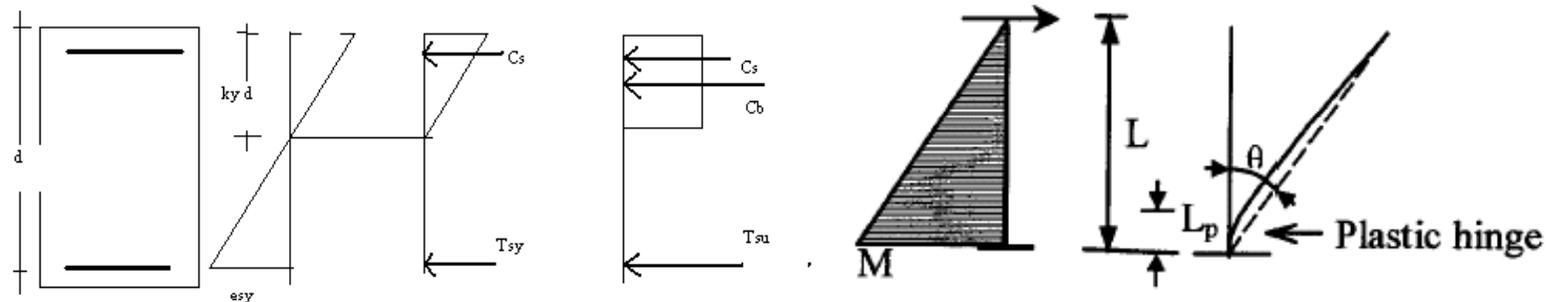
(2) Both Φ_y and Φ_u should be assessed by means of a moment curvature analysis of the section under the axial load corresponding to the design seismic combination. When $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu1}$, only the confined concrete core section should be taken into an account.

(3) Φ_y should be evaluated by idealising the actual M- Φ diagram by a bilinear diagram of equal area beyond the first yield of reinforcement as shows in Fig. E.3.



Eurocodice 8.2 Ponti

La curvatura di snervamento non dipende dalla quantità di armatura e dallo sforzo assiale ma dalla deformazione dell'acciaio e dalla altezza della sezione



$$\Phi_y = \varepsilon_y / ((1 - k_y)d) = 0.0019 / (0.95d) = 0.002/d ;$$

EC8: Circ: $\Phi_y = 2.4\varepsilon_y/d$; Rett: $\Phi_y = 2.1\varepsilon_y/d$

$$\delta_y = (1/2)\Phi_y L L (2/3)$$

rot. corda allo snerv. 1° barra snerv.; $\vartheta_y = \delta_y/L = \Phi_y L/3 = 0.002L/(3d)$

Stima duttilità curvatura ultima

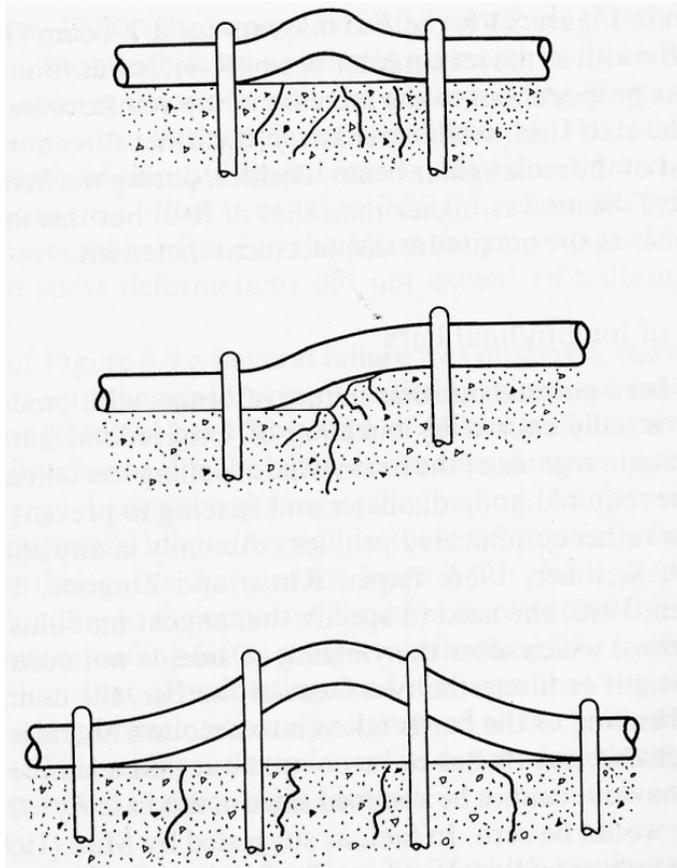
- NB se si vuole sfruttare l'acciaio compresso occorre impedire lo sbandamento delle armature!
- Si devono disporre staffe a passo non superiore a 5 diametri, in quantità non inferiore a

$$A_{sw} = \frac{\sum f_{yl} A_{sl}}{16 f_{yw}} \frac{s}{100} \quad \text{Con una barra:} \quad d_{sw} = 0.25 \left(\frac{f_{yd}}{f_{yw}} \right)^{0.5} \left(\frac{s}{100} \right)^{0.5}$$

A_{sw} =area trasversale della staffa, A_{sl} sono le armature trattenute

Armature compresse

Armatura trasversale necessaria per impedire lo sbandamento



$$A_{sw} = \frac{\sum f_{yl} A_{sl}}{16 f_{yw}} \frac{s}{100}$$

Con una barra:

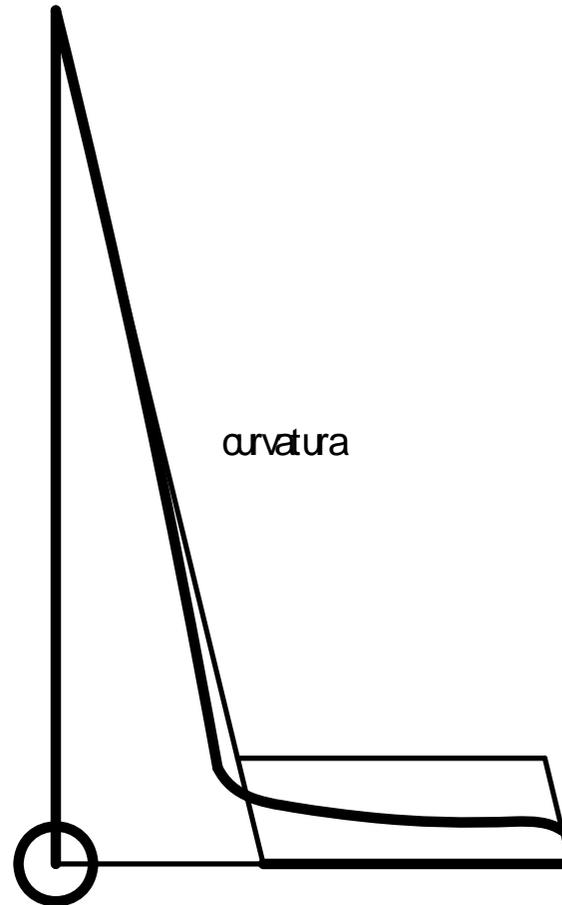
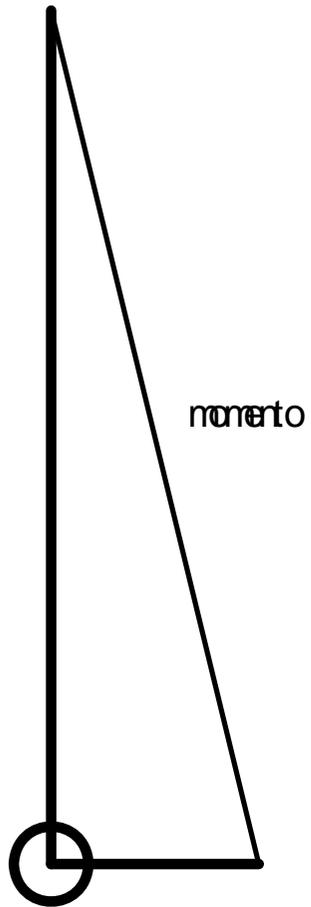
$$d_{sw} = 0.25 \left(\frac{f_{yd}}{f_{yw}} \right)^{0.5} \left(\frac{s}{100} \right)^{0.5}$$

A_{sw} =area trasversale della staffa, A_{sl} sono le armature trattenute

Duttilità in rotazione

- È utile poiché non è una misura puntuale.
- Oltre alla deformazione flessionale vi è quella dovuta al taglio ed agli scorrimenti barre conglomerato. Le sezioni non sono tutte fessurate, vi è il fenomeno detto tension stiffening, dovuto alla resistenza a trazione del conglomerato, vi è inoltre l'allungamento dell'ancoraggio .

Duttilità in Rotazione e



Duttilità in curvatura – Duttilità in spostamento

$$l_p := 0.08 \cdot l + 0.022 d_b \cdot f_y$$

Lunghezza della cerniera plastica

$$\phi_p := \phi_m - \phi_y$$

$$\theta_p := \phi_p \cdot l_p$$

$$\Delta p := \theta_p \cdot (1 - 0.5 \cdot l_p)$$

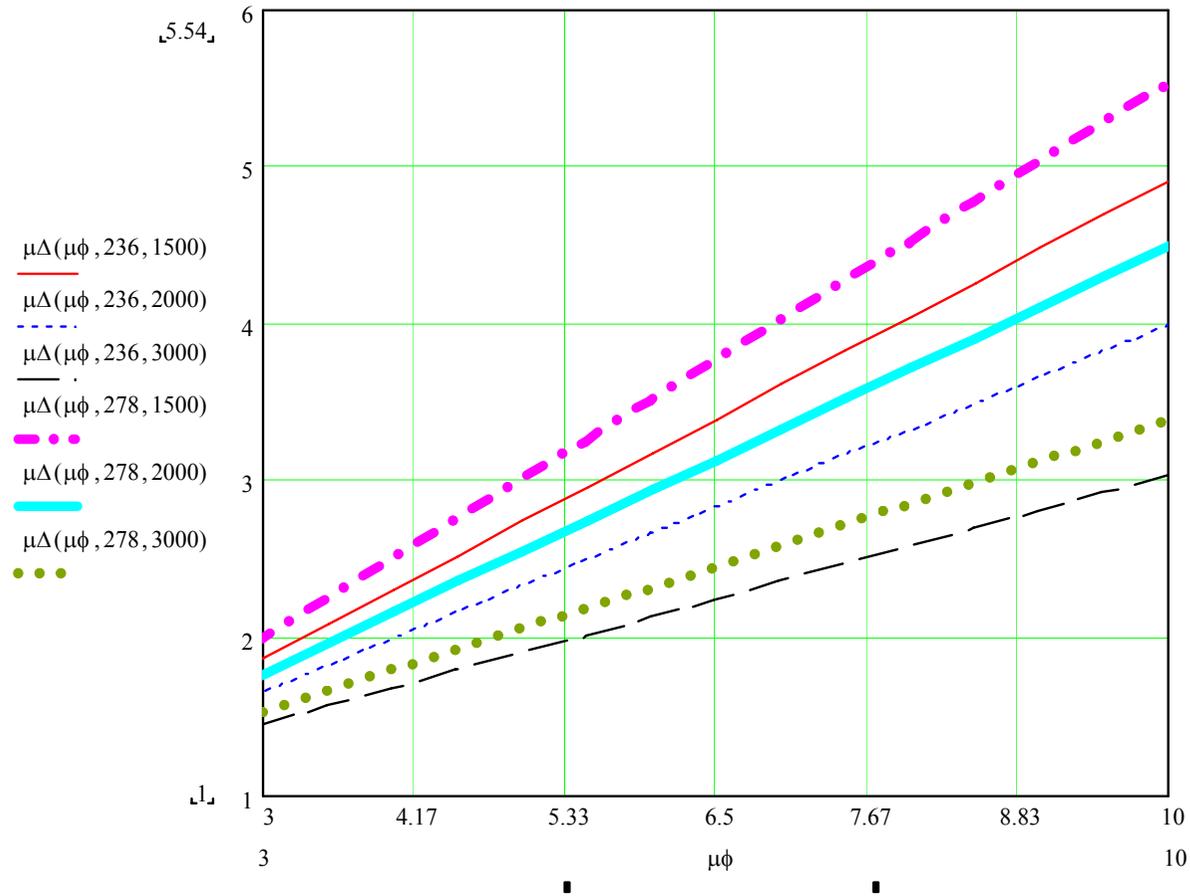
$$\Delta y := \phi_y \cdot \frac{l^2}{3}$$

$$\mu_{\Delta} := \frac{(\Delta p + \Delta y)}{\Delta y}$$

$$\mu_{\Delta} := \frac{\Delta p}{\Delta y} + 1$$

$$\mu_{\Delta}(\mu_{\phi}, l_p, l) := 1 + 3 \cdot (\mu_{\phi} - 1) \cdot \left(-0.5 \cdot \frac{l_p^2}{l^2} + 1 \cdot \frac{l_p}{l} \right)$$

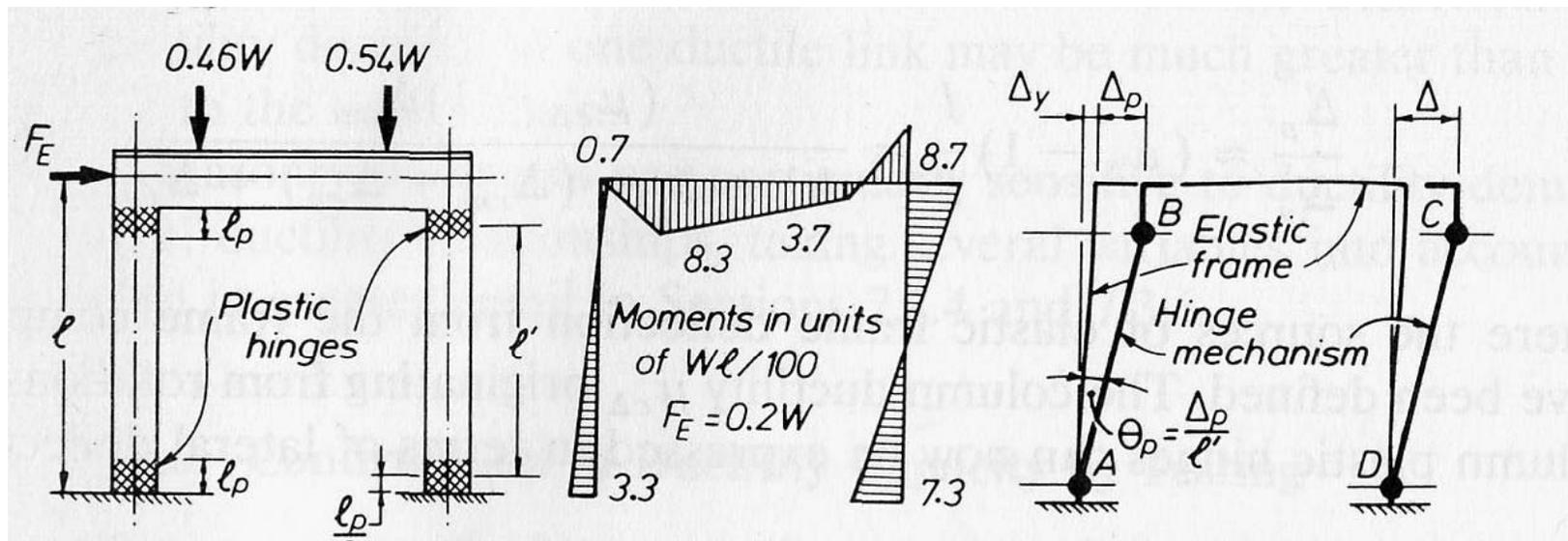
Duttilità in curvatura – Duttilità in spostamento



$$\mu\Delta(\mu\phi, l_p, 1) := 1 + 3 \cdot (\mu\phi - 1) \cdot \left(-0.5 \cdot \frac{l_p^2}{l^2} + 1 \cdot \frac{l_p}{1} \right)$$

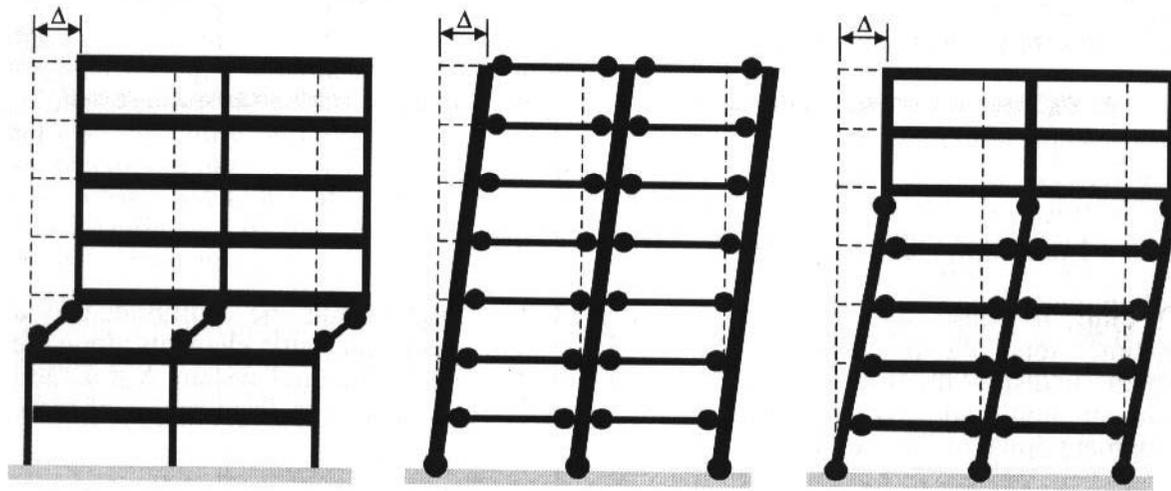
Duttilità Elementi-Struttura

Si crea per prima la cerniera in B poi in D poi in A e quindi in B
 La richiesta di duttilità varia da elemento ad elemento!



Meccanismi di collasso

- A parità di spostamento la distorsione dipende dal modo di collasso



Duttilità dei pilastri

- Se lo sforzo assiale è elevato l'armatura è utile per aumentare la duttilità del conglomerato
- La quantità di armatura trasversale minima per garantire una duttilità in curvatura vale:

$$\rho_{sh}(\mu, \nu) := k(\mu) \cdot \frac{f_c}{f_{yh}} \cdot \frac{A_g}{A_c} \cdot (\nu - 0.08)$$

$$k(\mu) := \frac{(0.35 - 0.25)}{(20 - 10)} \cdot \mu + 10$$

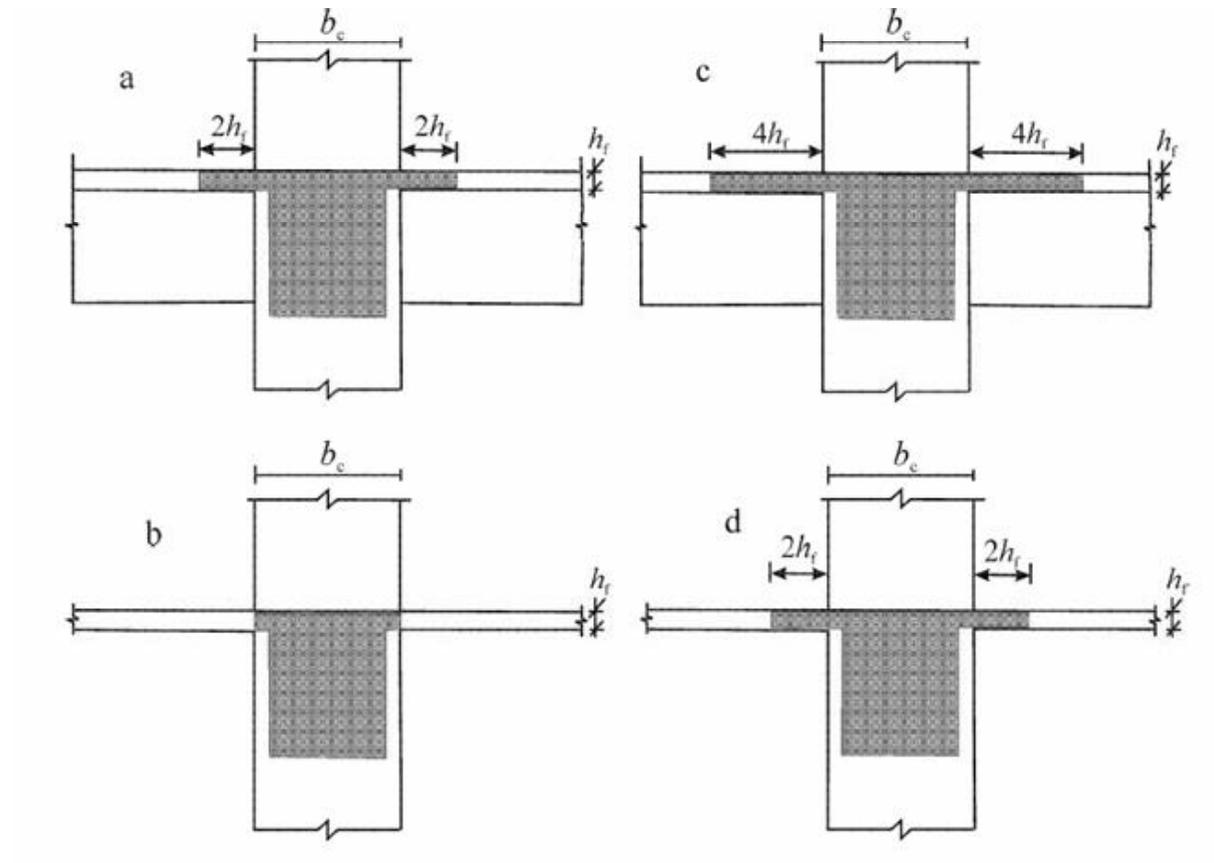
– Ove il coeff. k vale per sez rettangolari

– circolari: $k(\mu) := \frac{(0.50 - 0.35)}{(20 - 10)} \cdot \mu + 10$

Richieste della norma italiana 1996 (1) Massimi

- $\rho < 7/f_{yk} = 1.6\%$
- È una regola presa dalle norme neozelandesi
- questa regola intende garantire che sia possibile arrivare a duttilità circa 8 con calcestruzzo compresso a deformazione dello 0.4%
- Tuttavia si deve controllare la armatura massima perché i nodi non possono garantire l'ancoraggio di tali quantità di

Larghezza effettiva delle travi (Bozza Ministeriale 2003- EC8)

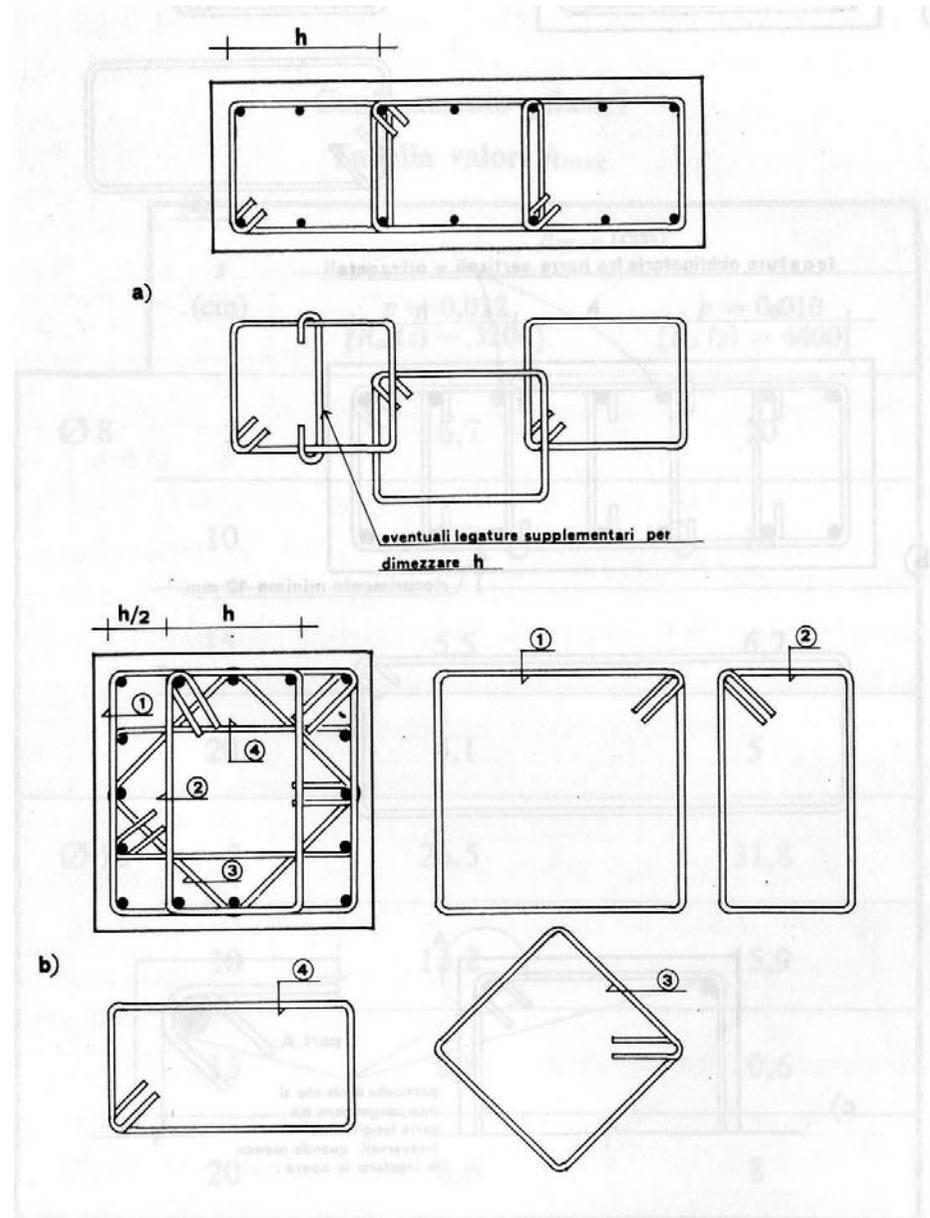


le travi sezionate terminano nel pilastro,

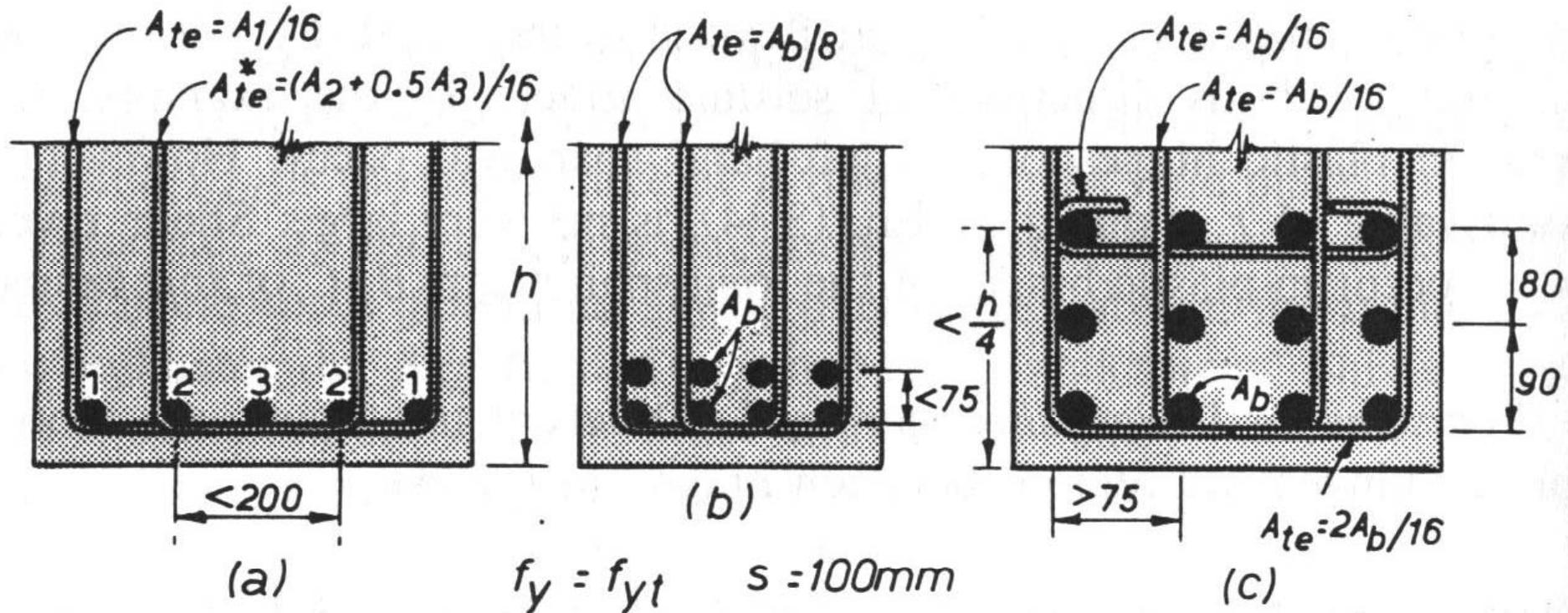
le travi sezionate proseguono oltre il pilastro

Larghezza effettiva delle travi all'attacco con i pilastri

Particolari



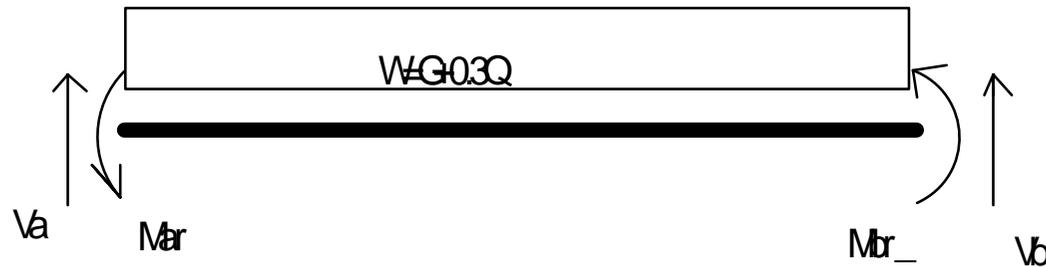
Particolari confinamento travi



La distanza tra le barre trattenute <200 mm, distanza max tra strati <100 , se gli strati sono entro $h/4$ dal lembo teso
 Nel calcolo dell'area del ritegno si considerano tutte le barre long entro 75 mm

Progetto delle travi per il taglio

- Le sollecitazioni massime di tagli che si verificano in una trave dipendono dai carichi verticali e dalla resistenza flessionale delle sezioni di estremità della trave

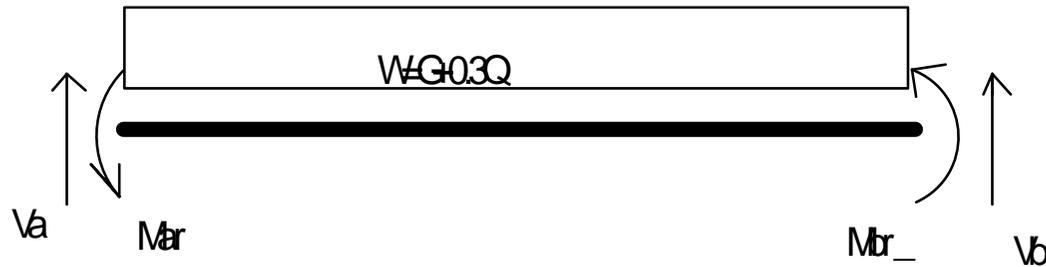


Dall'eq. Alla rotazione attorno alle estremità si ha:

$$-V_a l + M_a + M_b + Wl^2 / 2 = 0 \quad V_a = Wl / 2 + \frac{M_a + M_b}{l}$$

Si osservi che si sono considerati i momenti resistenti > mom calcolo

Progetto delle travi per il taglio

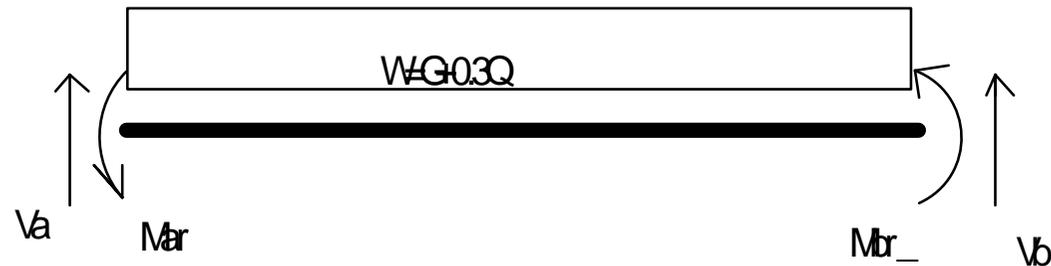


Stante l'incertezza nella valutazione delle resistenze, e per garantire una maggior resistenza a taglio che a flessione si amplificano i momenti di un fattore di sovraresistenza in genere pari a 1.25 (valore suggerito da EC8=1.3):

$$V_a = Wl / 2 + \gamma \frac{M_a + M_b}{l}$$

Il fattore di sovraresistenza tiene conto dell'incrudimento e della riduzione di resistenza dovuta al coefficiente parziale 1.15 dell'acciaio

Progetto delle travi per il taglio



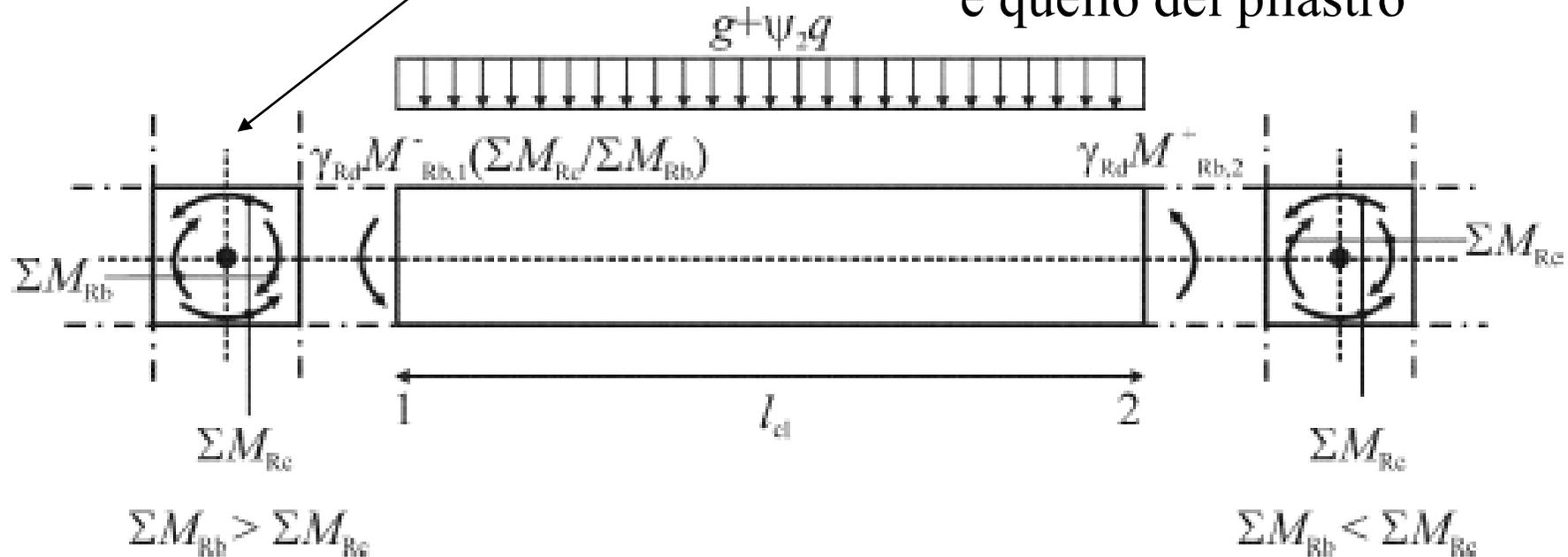
Anche nell'EC8 questa valutazione si fa solo per il progetto a duttilità elevata, tuttavia il “capacity design” dà notevoli garanzie di collasso duttile.

$$V_a = Wl / 2 + \gamma \frac{M_a + M_b}{l}$$

Progetto delle travi per il taglio

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right)$$

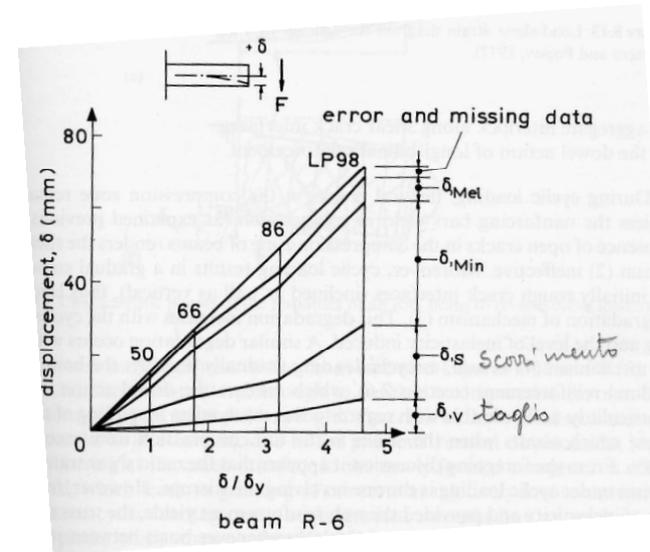
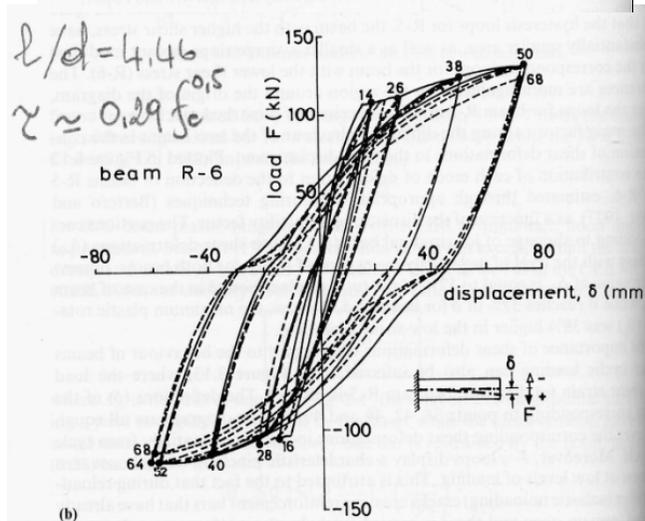
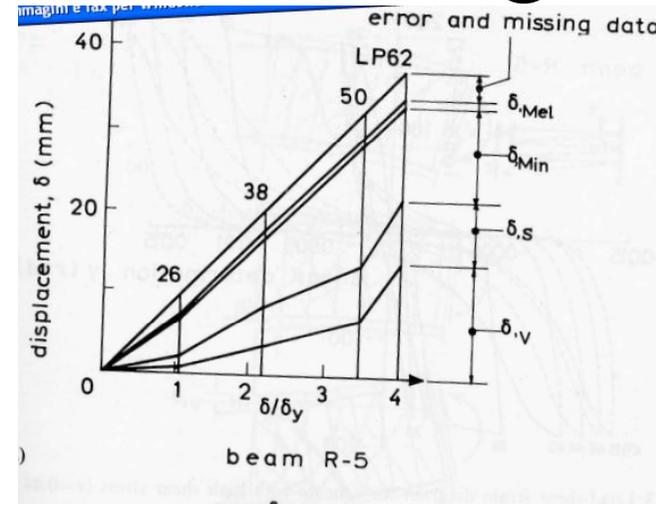
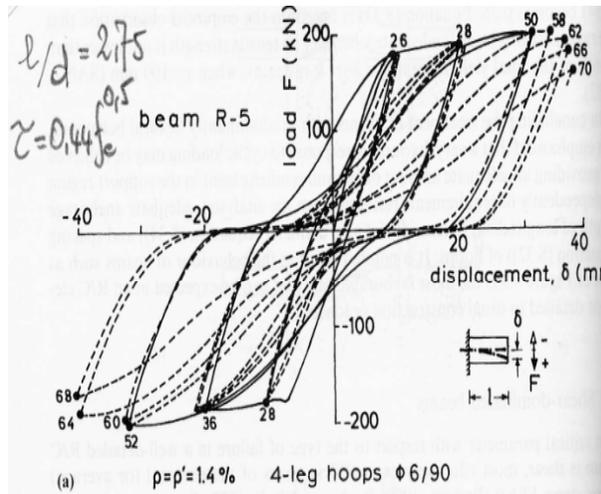
Se ad es in un portale la trave è più resistente del pilastro il massimo momento sulla trave è quello del pilastro



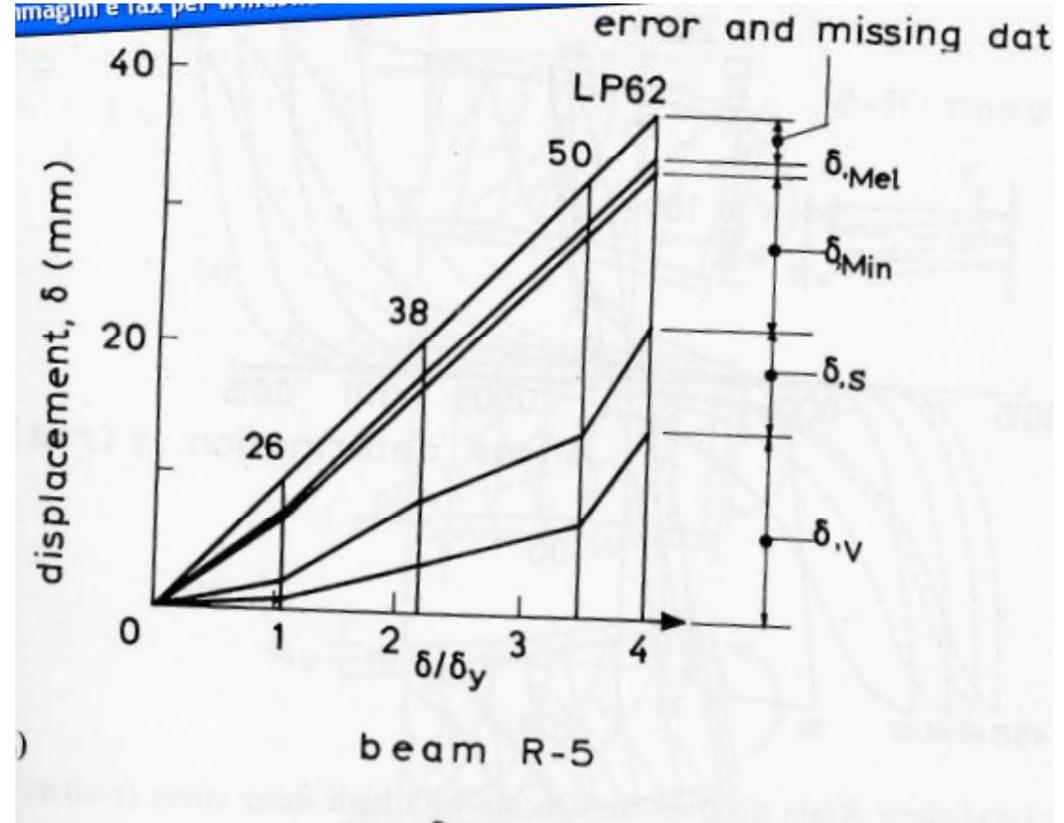
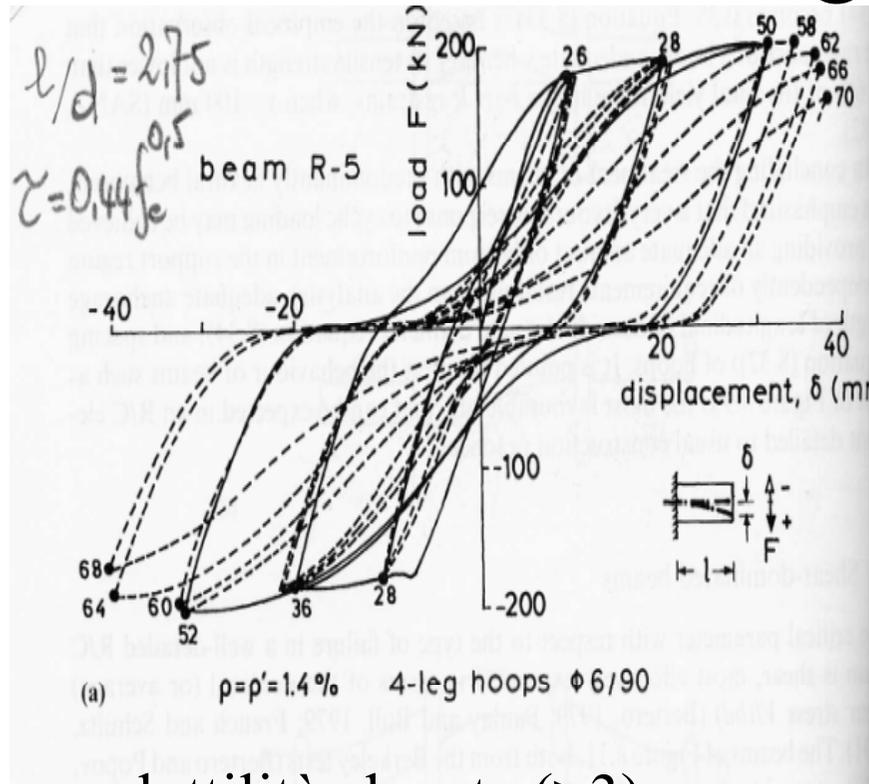
Progetto delle travi per il taglio

- $V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$
- V_{cd} = taglio portato dal conglomerato
 - V_{wd} = taglio portato dall'armatura
- V_{cd} nelle cerniere plastiche tende a 0 per effetto del degrado ciclico

Travi con differenti sforzi taglianti



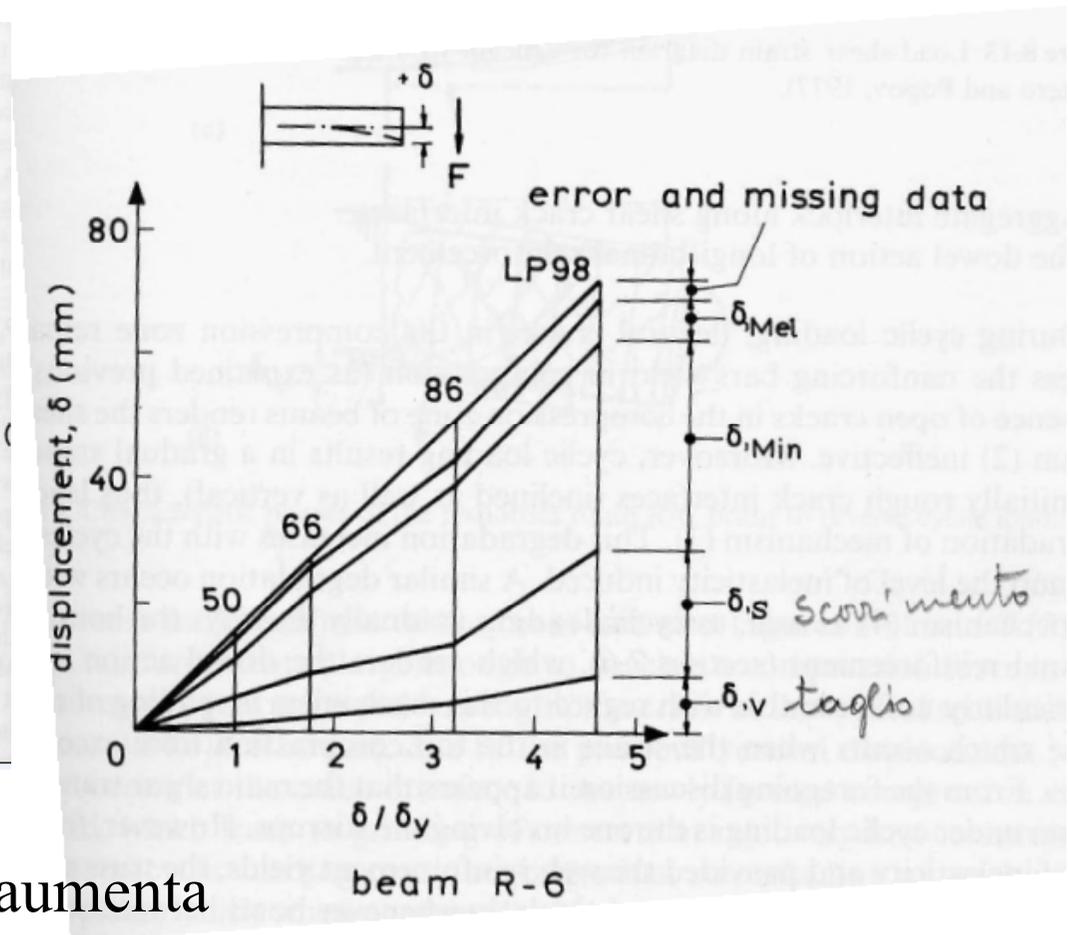
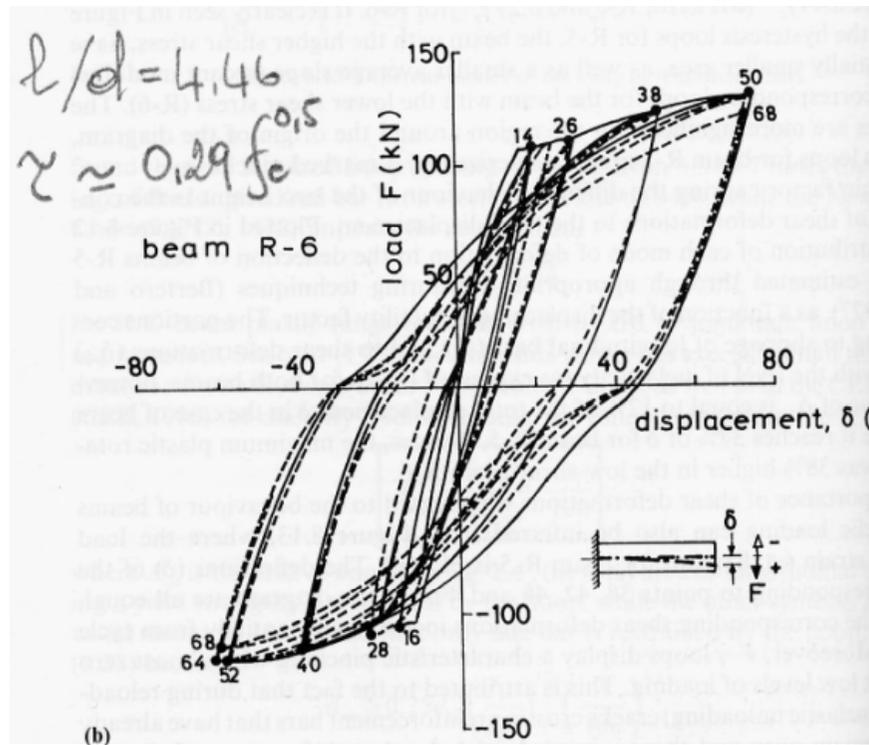
Travi con Taglio elevato $\tau > 0.3f^{0.5}$



a duttilità elevate (>3):

- lo spostamento flessionale si riduce
- lo scorrimento aumenta
- la distorsione per taglio aumenta

Travi con Taglio Contenuto $\tau < 0.3f^{0.5}$



a duttilità elevate (>3):

- lo spostamento flessionale aumenta
- lo scorrimento aumenta

Progetto delle travi per il taglio Armatura

- $V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$

Evidenze sperimentali in travi armate con staffe hanno mostrato che se la tensione di taglio media della sezione V/bd :

$$\tau \leq 0.30(f_c)^{0.5} \quad \text{a) Comportamento stabile}$$

$$0.3(f_c)^{0.5} \leq \tau \leq 0.50(f_c)^{0.5} \quad \text{b) Degrado ciclico}$$

$$\tau \geq 0.50(f_c)^{0.5} \quad \text{d) Rottura prematura pre "sliding shear"}$$

$$\tau \geq 0.30(2 + V^- / V^+)(f_c)^{0.5} \quad \text{Armatura bidiagonale (Paulay 1979)}$$

Progetto delle travi per il taglio Armatura

I valori indicati si riferivano alle resistenze effettive del conglomerato, se i limiti vengono stabiliti sostituendo a quelli effettivi, i valori di progetto,

$$(f_c)^{0.5} / \tau_{rd} \cong 14 \approx 16$$

$$\tau_{rd} = 0.25 f_{ctd} = 0.25 f_{ctk0.05} / \gamma_c \quad f_{ctd} = 0.27 \sqrt[3]{R^2_{ck}} 0.7 / \gamma_c$$

$$\tau \leq 4\tau_{rd}$$

a) Comportamento stabile

$$4\tau_{rd} \leq \tau \leq 7\tau_{rd}$$

b) Degrado ciclico

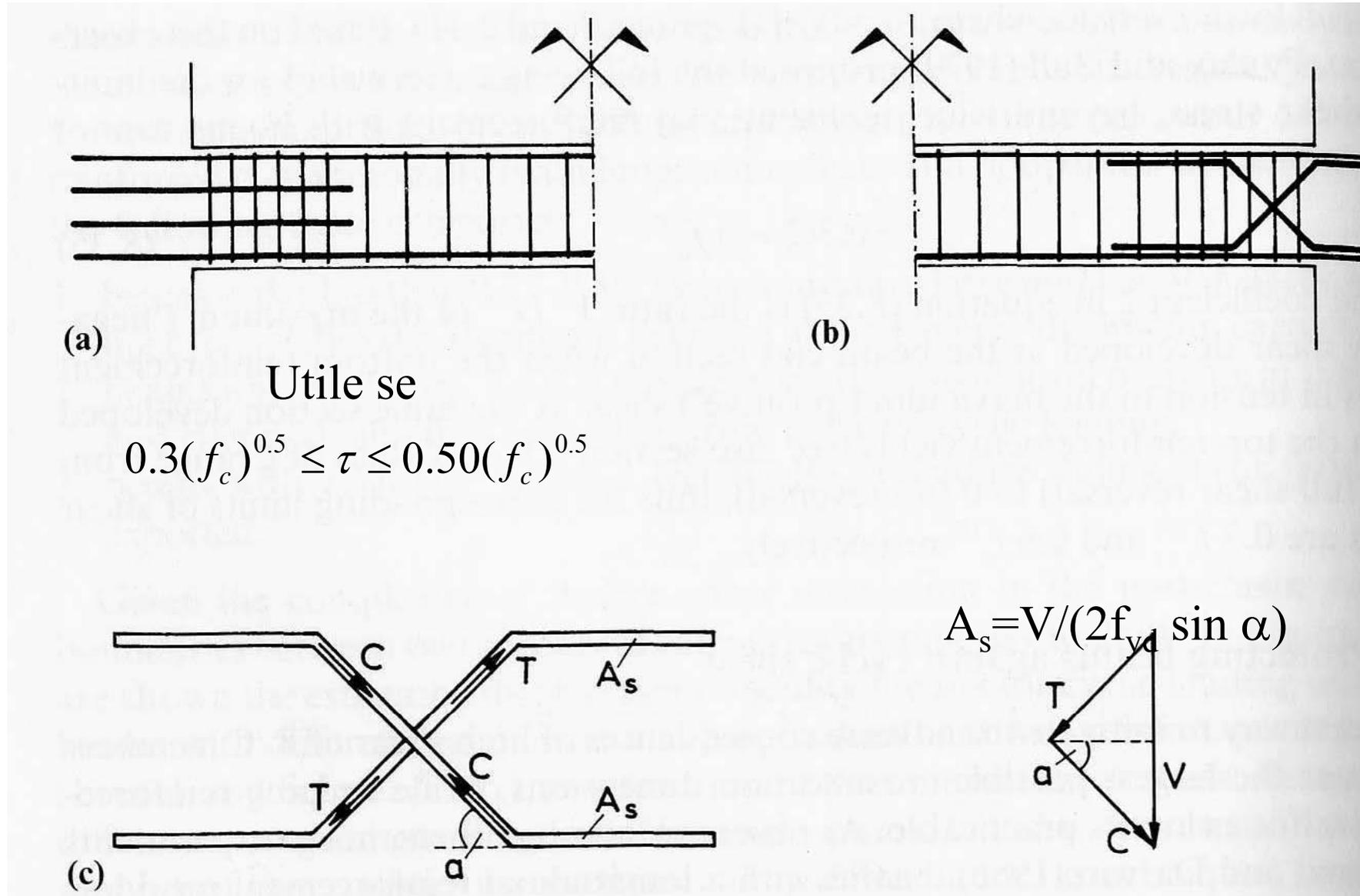
$$\tau \geq 7\tau_{rd}$$

d) Rottura prematura pre “sliding shear”

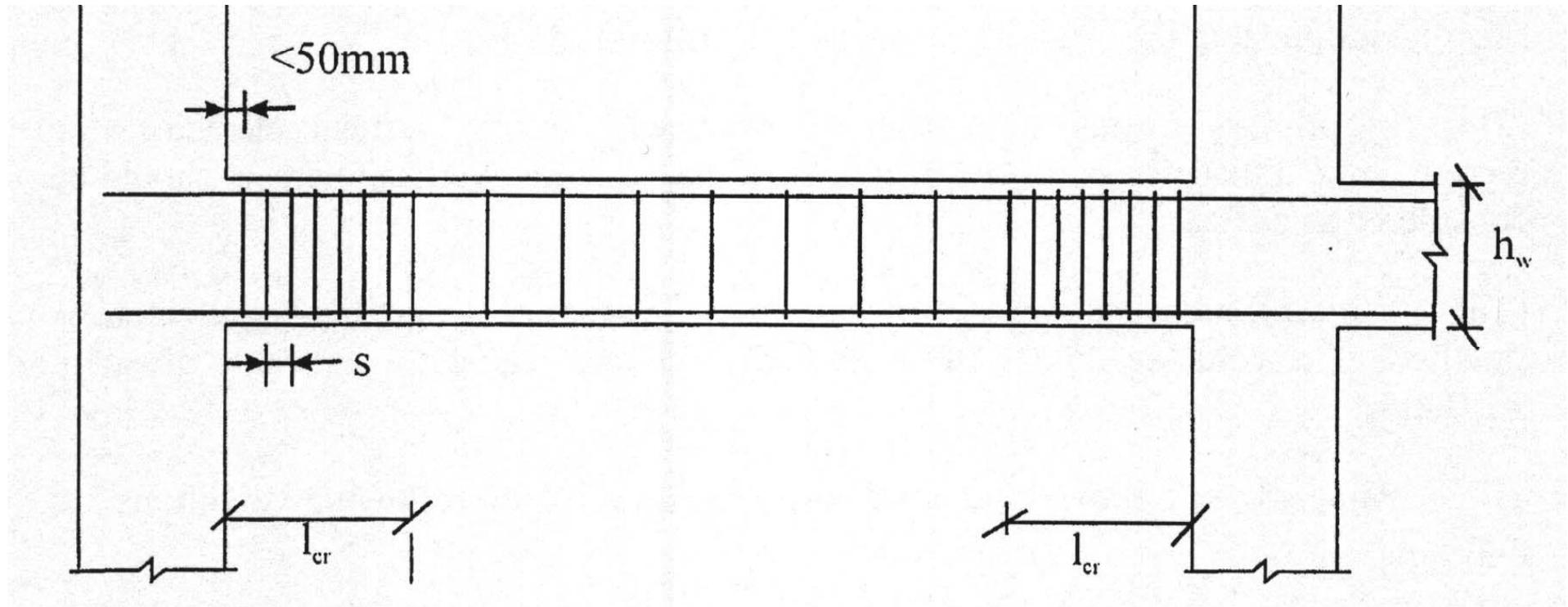
Progetto delle travi per il taglio

- Un modo efficace per ridurre il taglio è quello di ridurre in modo sensibile le armature longitudinali ad una distanza dal nodo maggiore dell'altezza utile della sezione, creando una cerniera plastica lontana dalla faccia del nodo stesso. Si riduce così il contributo flessionale dei carichi verticali, e si protegge il nodo stesso dall'eventuale sfilamento delle armature.

Armatura a taglio



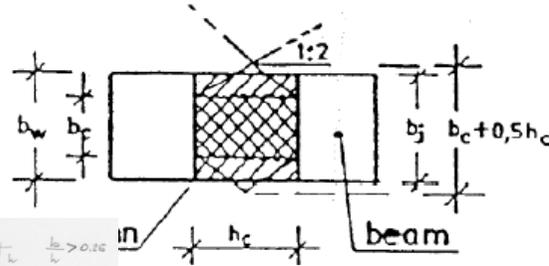
Armatatura delle travi



$l_{cr}=2d$; $s=1/4d$; oppure $6d_1$; oppure cm 15

Prescrizioni Travi NI

RIEPILOGO DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE TRAVI

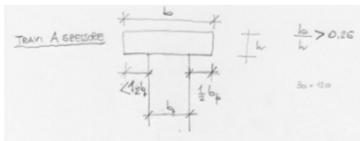


Larghezza delle Travi:

$$b \geq 20\text{cm}$$

Travi in spessore: Vedi Figura

$$b/h \geq 0,25$$



Disposizioni costruttive per le armature delle travi

ARMATURE DELLE TRAVI NEI NODI

Di regola, niente giunzioni nei nodi

Se devono essere ancorate nei nodi:

- Ancorate oltre la faccia opposta all'intersezione oppure verticalmente in prossimità di tale faccia;
- L_b tale che sia possibile sviluppare $1.25f_{yk}$ a partire da 6ϕ dalla faccia del pilastro

ARMATURE LONGITUDINALI

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \frac{7}{f_{yk}} \quad (0.33\% < \rho < 1.63\%) \text{ Superiore e Inferiore}$$

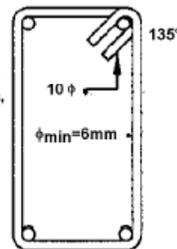
$$0.75A_{s,sup} \text{ contenuta entro: } \begin{cases} \text{Larghezza anima della trave} \\ \text{Larghezza Pilastro (se non c'è trave ortogonale)} \\ \text{Larghezza Pilastro} + 2h_{soletta} \text{ (se c'è trave ortogonale)} \end{cases}$$

min. $2\phi 12$ sia sopra che sotto

$$\min A_{s,sup} = 0.25A_{s,sup,estremità}$$

Per $L = 2d$ in prossimità dei pilastri $A_{s,compressa} > 0.5A_{s,tesa}$

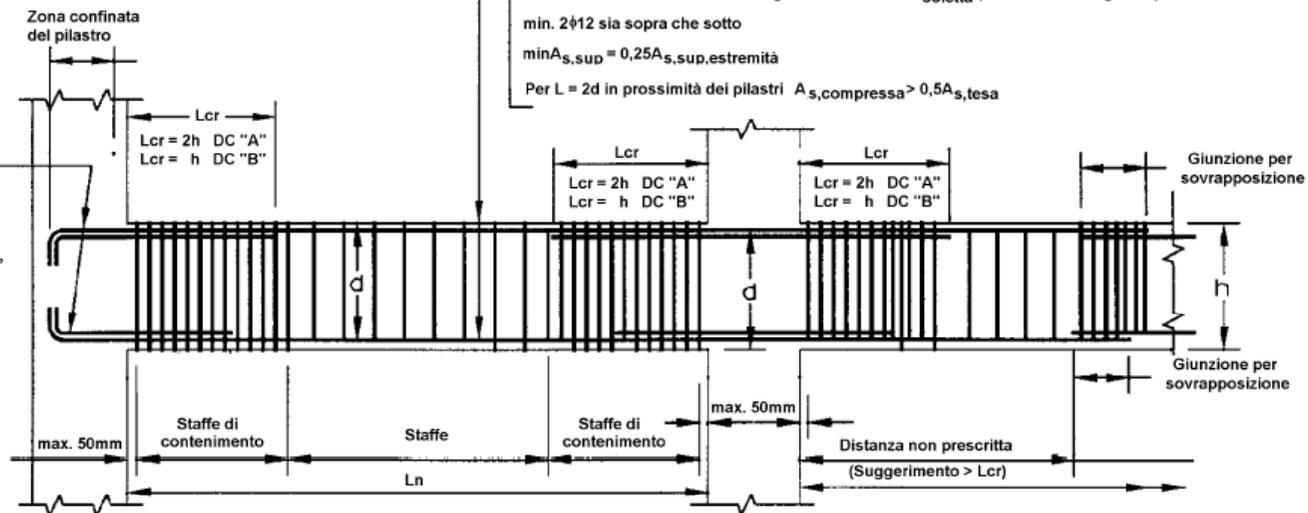
Ancorare armature all'interno delle staffe in prossimità dell'estradosso dei pilastri



STAFFA DI CONTENIMENTO

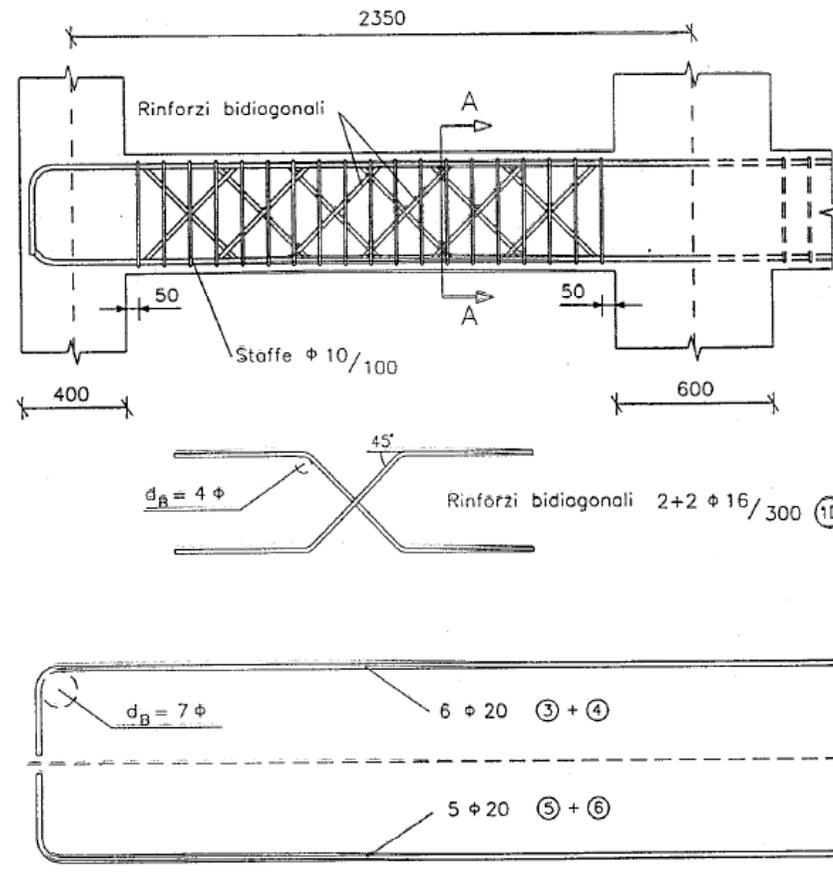
Staffa rettangolare $\phi_{min}=6\text{mm}$, terminata con ganci a 135° , prolungati per almeno 10ϕ

Passo Massimo Staffe di Contenimento $d/4$ (DC A e DC B)
 $< \begin{cases} 150 \text{ mm (DC A e DC B)} \\ 6\phi_{min} \text{ (DC A)} \end{cases}$

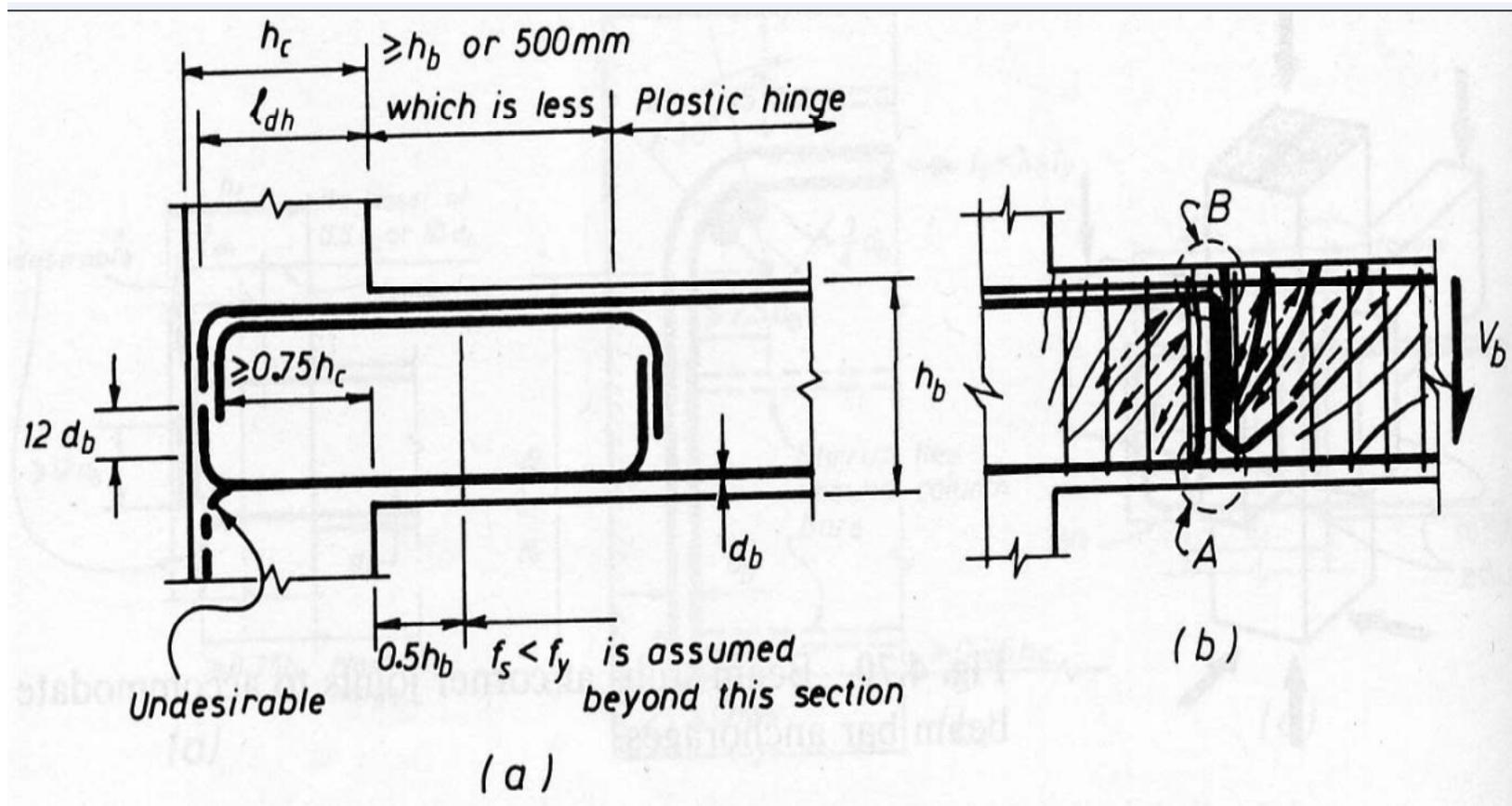


Prescrizioni Travi NI

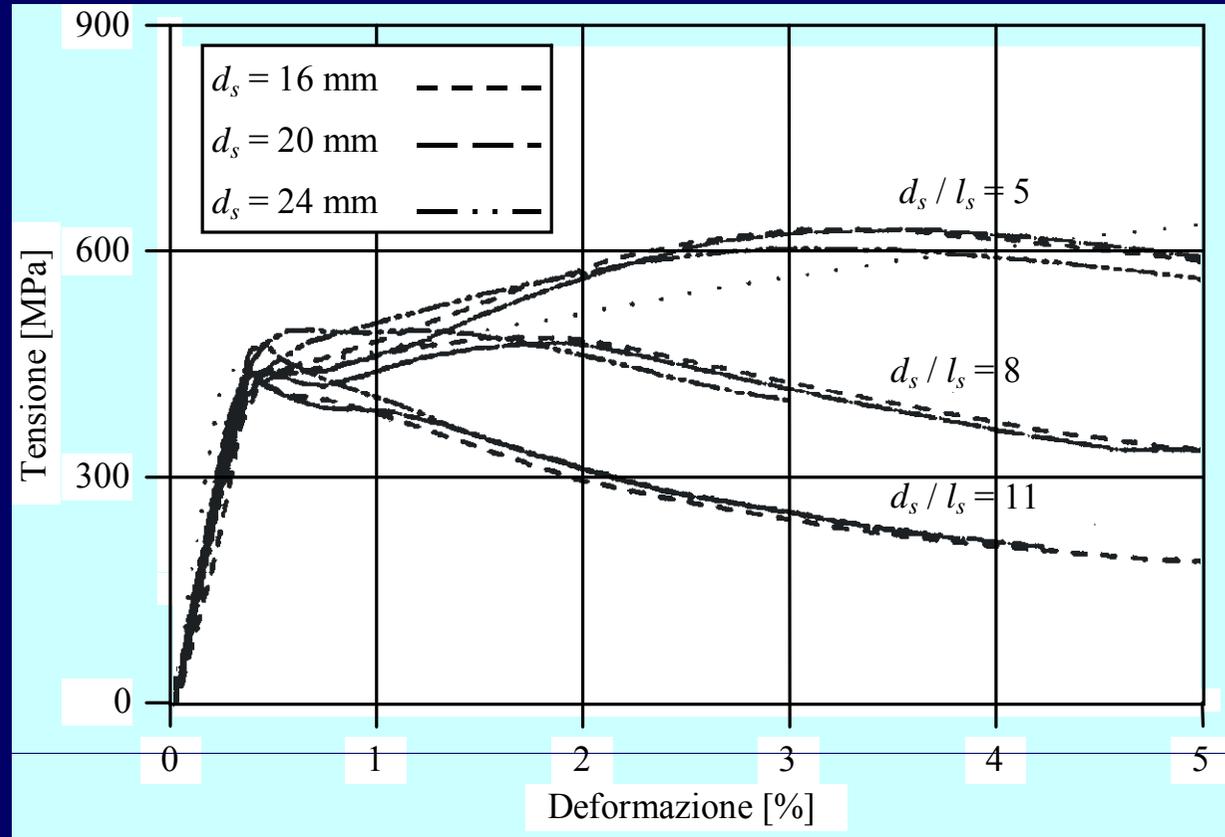
ESEMPIO DI ARMATURA BI-DIAGONALE (ESEMPIO CON EC 8)



Travi: come allontanare la cerniera plastica



MONTI- NUTI,1992: Modellazione di armature comprese

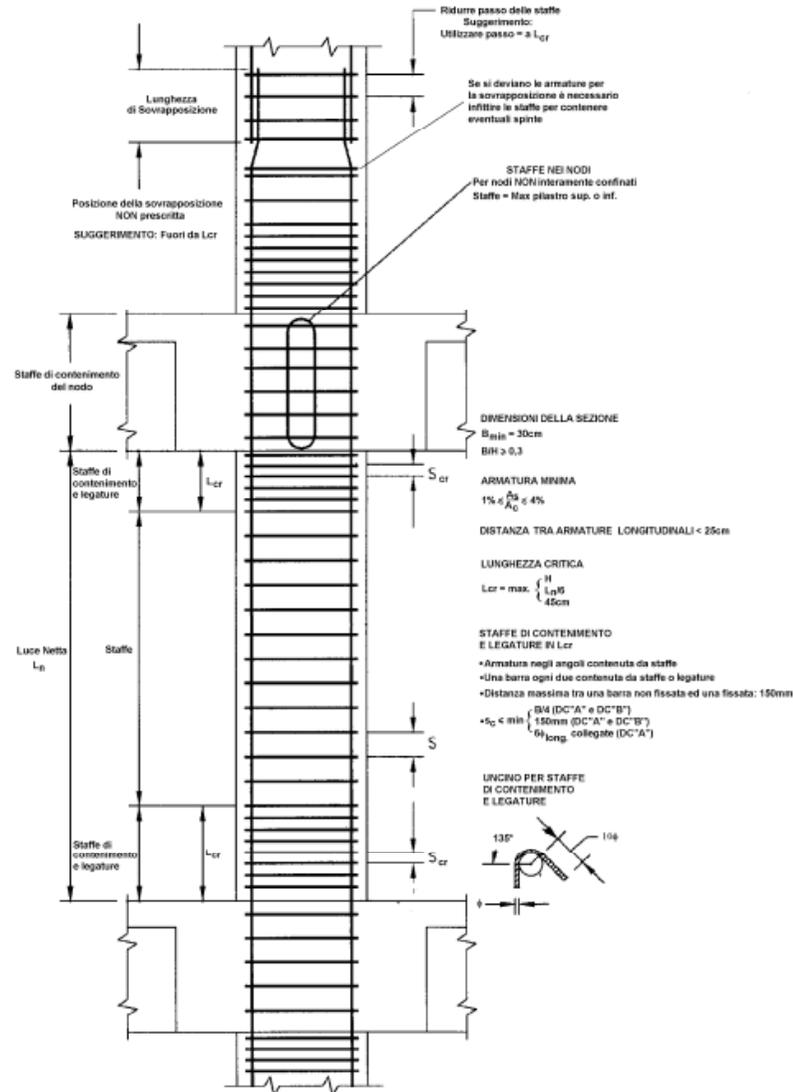


Prove su pilastri 30x30 staffe a passo variabile



Pilastri

RIEPILOGO DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PILASTRI



Nodi

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti

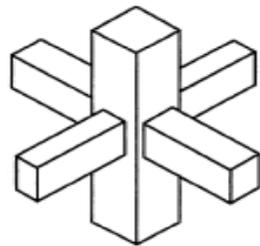
Si distinguono due tipi di nodo:

- nodi interamente confinati, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno i 3/4 della

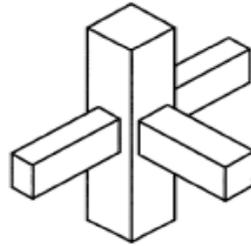
larghezza del pilastro, e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i

3/4 dell'altezza;

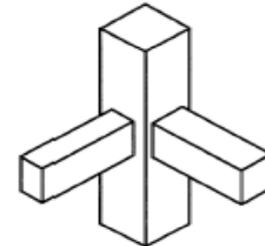
- nodi non interamente confinati: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.



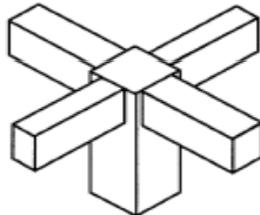
a) Interior
INTERAMENTE CONFINATO



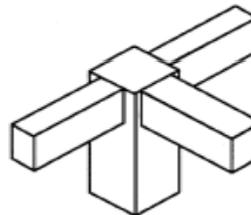
b) Exterior
NON INTERAMENTE CONFINATO



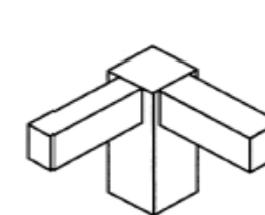
c) Corner
NON INTERAMENTE CONFINATO



d) "Roof"-interior
INTERAMENTE CONFINATO



e) "Roof"-exterior
NON INTERAMENTE CONFINATO



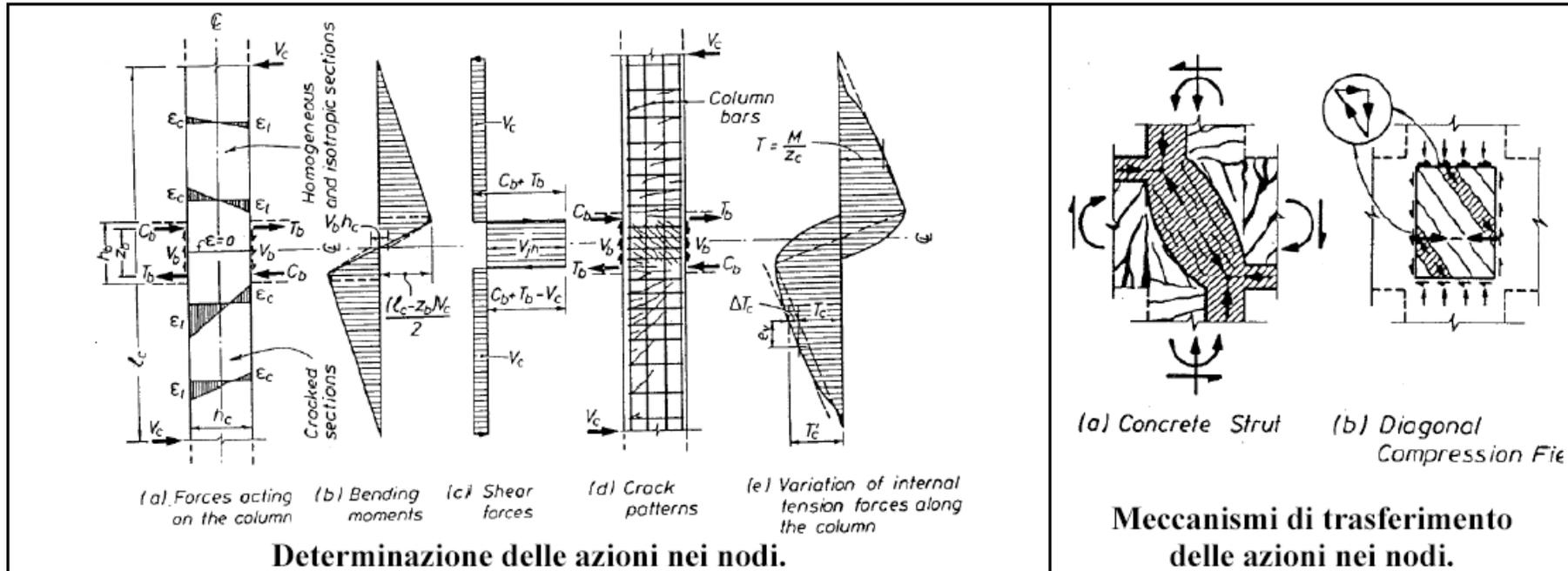
f) "Roof"-corner
NON INTERAMENTE CONFINATO

Nodi

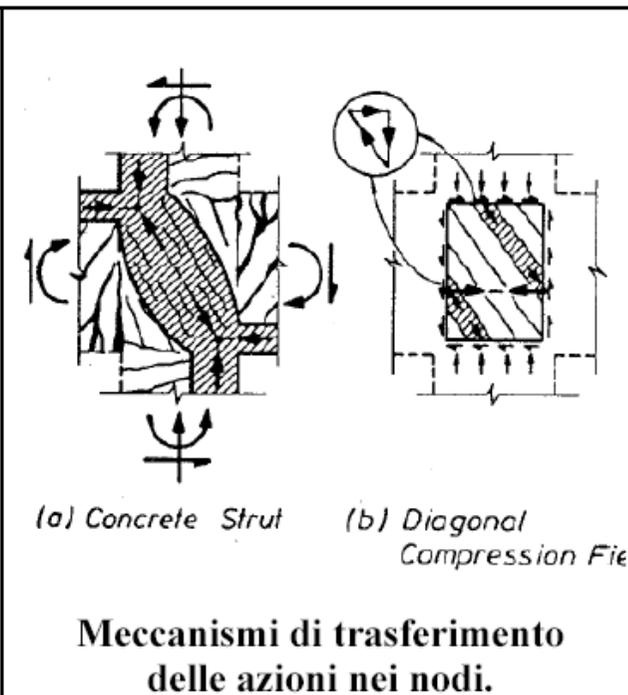
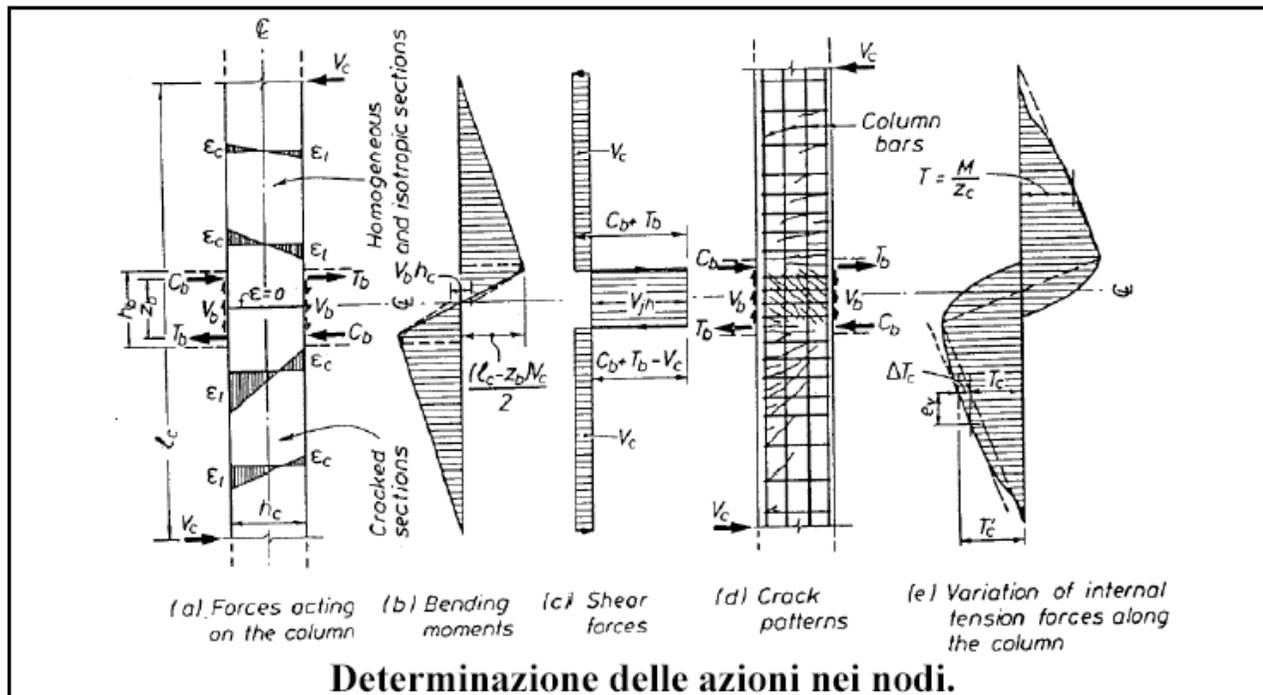
La verifica di resistenza del nodo si assume automaticamente soddisfatta nel caso che esso sia interamente confinato. Per nodi non confinati, appartenenti a strutture di DC "A" e "B" deve essere verificata la seguente condizione:

$$nA_{sw}f_{yd} \geq 0.15R_{ck}ib$$

nella quale n è il numero di braccia delle staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo, A_{st} è l'area di ciascuna barra, i è l'interasse delle staffe, e b è la larghezza utile del nodo (**larghezza confinata**).



Nodi



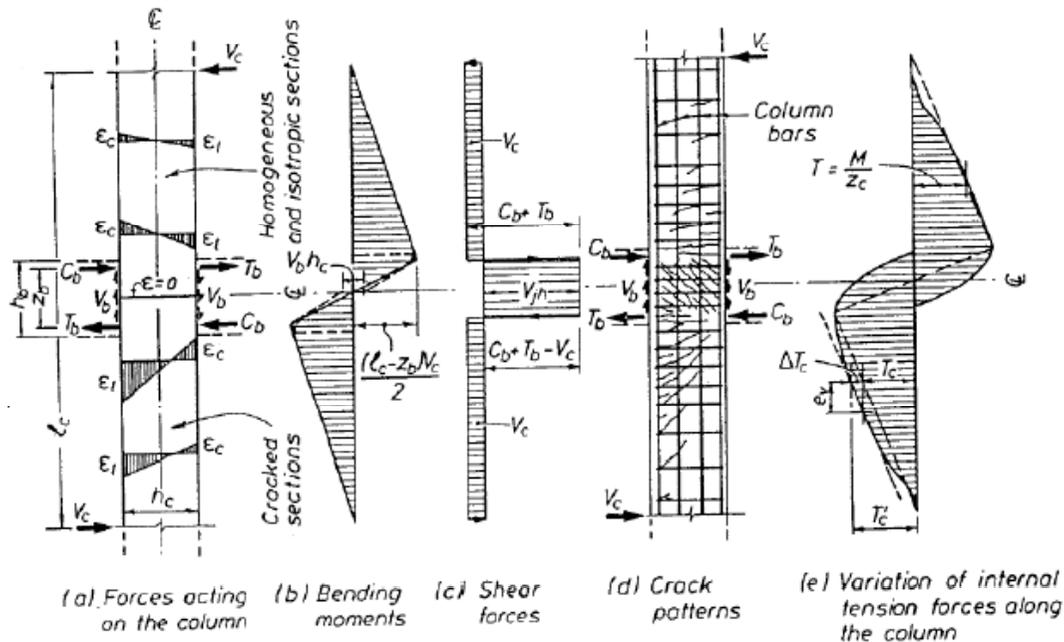
$$V_{jh} = C_b' + T_b - V_c$$

T_b è la forza interna di trazione relativa alla trave alla sinistra del nodo
 C_b è la forza interna di compressione riferita alla trave di destra;
 V_c rappresenta il taglio agente nella colonna.

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c \text{ per nodi interni}$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \text{ per nodi esterni}$$

Nodi



Determinazione delle azioni nei nodi.

V_b Taglio nella trave

V_c taglio nel pilastro ;

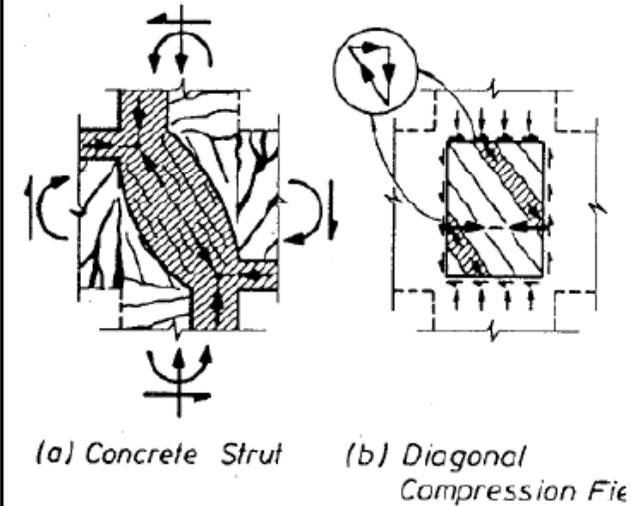
V_{jh} rappresenta il taglio agente nel nodo.

Dal gradiente dei momenti nel nodo si ha anche:

$$V_{jh} \times \frac{z}{2} = V_c \times \frac{l-z}{2} - V_b \times \frac{h_c}{2} \quad \text{Da cui si ricava:} \quad V_{jh} = V_c \times \frac{l-z}{z} - V_b \times \frac{h_c}{z}$$

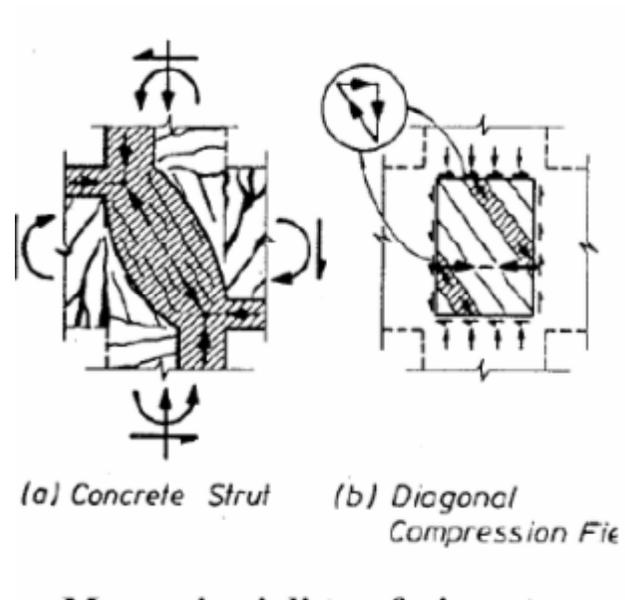
NB: Se il momento si incrocia il taglio nel nodo va da 4 a 6 volte quello della trave.

Es: se $l=3$ e $z=0.5$, $h_c=z$, $V_{jh} = 5V_c - V_b$



Meccanismi di trasferimento delle azioni nei nodi.

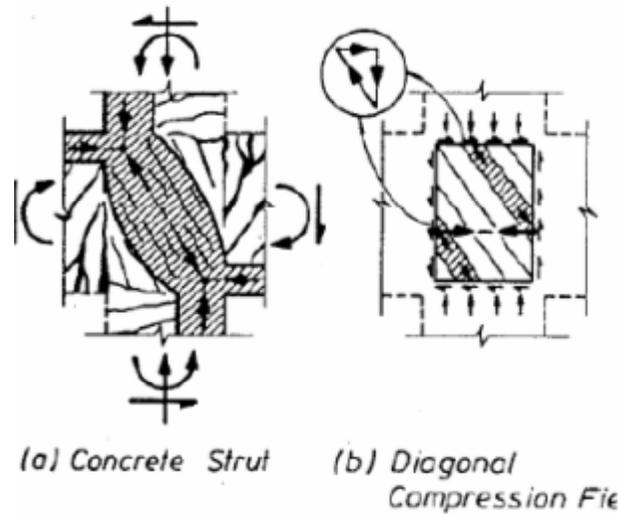
Nodi



In mancanza di una adeguata armatura resistente a taglio (di cucitura), le tensioni principali di trazione possono condurre alla formazione di fratture inclinate che modificano radicalmente il meccanismo resistente a taglio. Tali fratture si manifestano secondo entrambe le diagonali, a causa dell'inversione delle forze sismiche e portano alla macinazione del nucleo del nodo.

Sparisce quindi il puntone compresso!

Nodi



$$\sigma_{c,t} = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}\right)^2 + \tau_j^2}$$

σ_{ct} sono le tensioni principali di compressione e di trazione agenti nel nodo

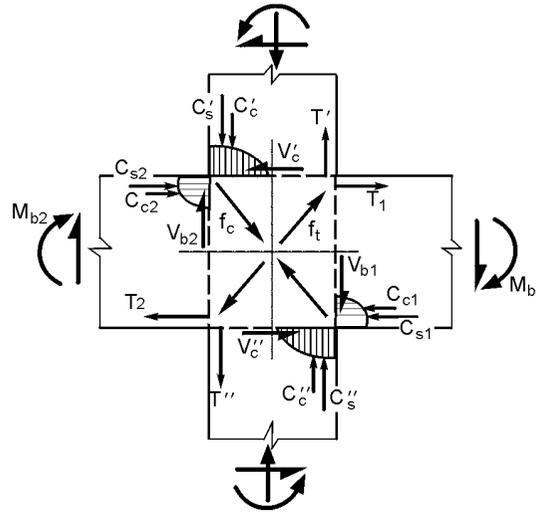
$\sigma_{v/h}$ la tensione verticale e quella orizzontale agenti nel nodo

τ è la tensione di taglio nel nodo

La tensione orizzontale è nulla, la verticale è data dallo sforzo assiale nel pilastro, la tensione di taglio si ottiene da V_{jh}

$$\sigma_t = \frac{N_c}{2 \cdot A_c} - \sqrt{\left(\frac{N_c}{2 \cdot A_c}\right)^2 + \left(\frac{V_{jh}}{b_j \cdot h_j}\right)^2}$$

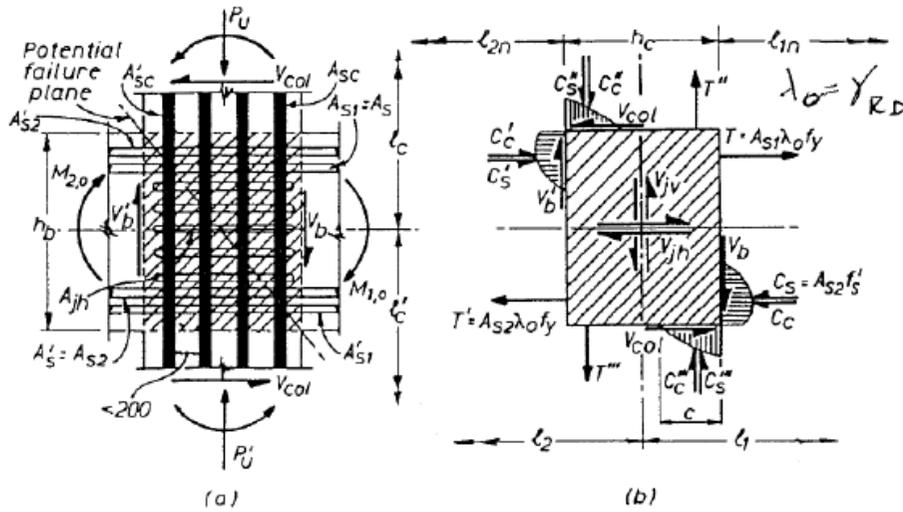
Nodi Meccanismi Resistenti



$$T_b = C_b = \frac{M_b}{z_b}$$

$$V_{jh} = C_b' + T_b - V = T_b' + T_b - V = \frac{M_b'}{z_b'} + \frac{M_b}{z_b} - V$$

Nodi Meccanismi Resistenti

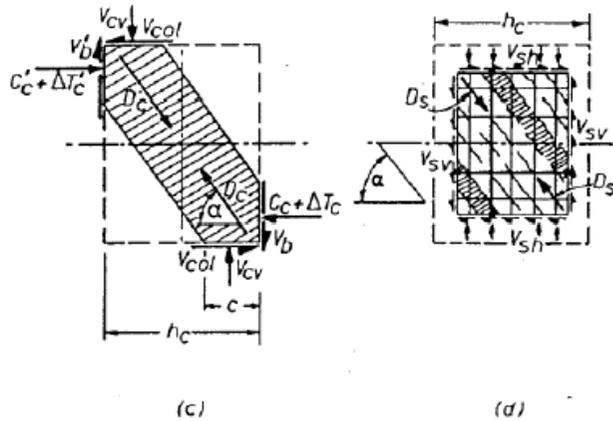


Contributo puntone

$$V_{ch} = D_c \cos \alpha$$

$$V_{cv} = D_c \sin \alpha$$

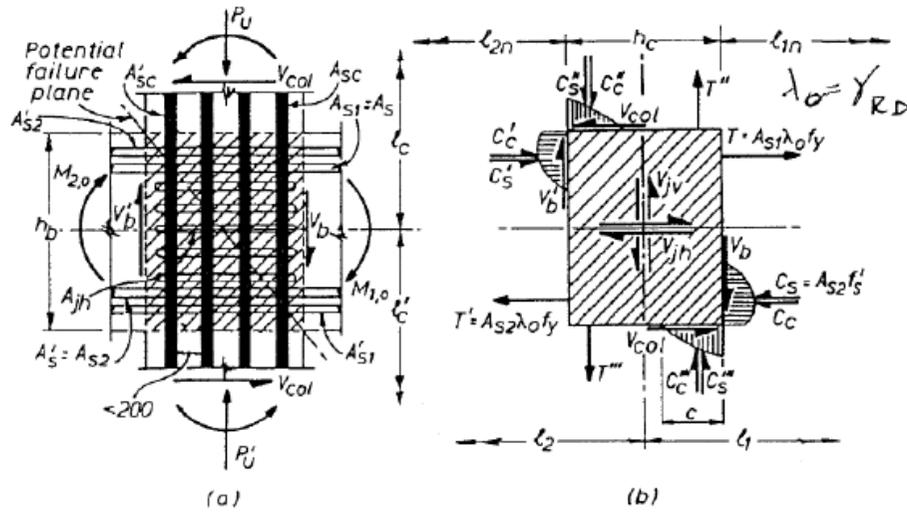
Contributo delle staffe



$$V_{sh} = D_s \cos \alpha$$

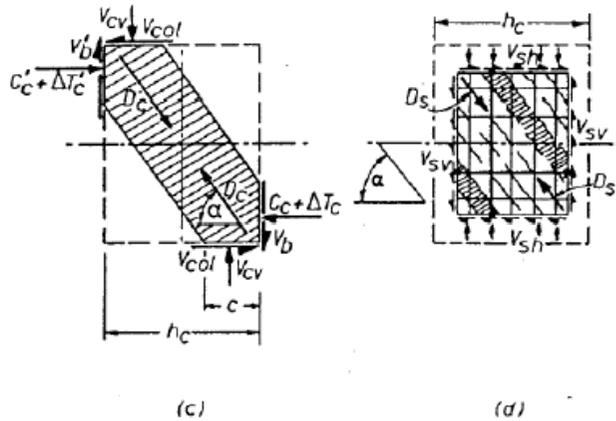
$$V_{sv} = D_s \sin \alpha$$

Nodi Meccanismi Resistenti



$$V_{jh} = V_{ch} + V_{sh}$$

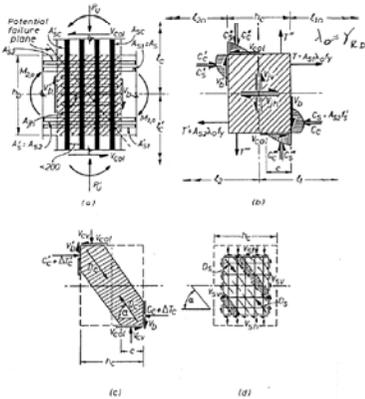
$$V_{jv} = V_{cv} + V_{sv}$$



$$V_{jh} \leq 20\tau_{rd} b_j h_c; (\text{esterni15})$$

Nodi Meccanismi Resistenti

(1)P The diagonal compression induced in the joint by the diagonal strut mechanism shall not exceed the compressive strength of concrete in the presence of transverse tensile strains.



a) At interior beam-column joints the following expression should be satisfied:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_c$$

where

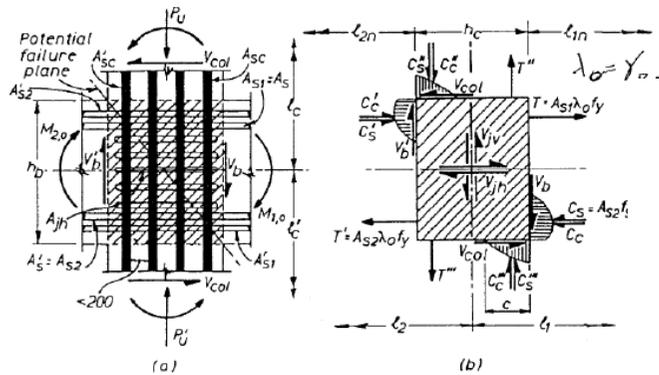
$$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250);$$

v_d is the normalised axial force in the column above the joint; and

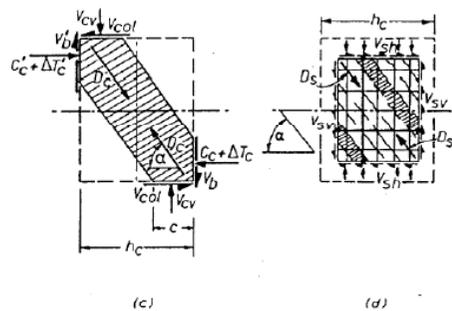
f_{ck} is given in MPa.

Nodi Meccanismi Resistenti

La compressione diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

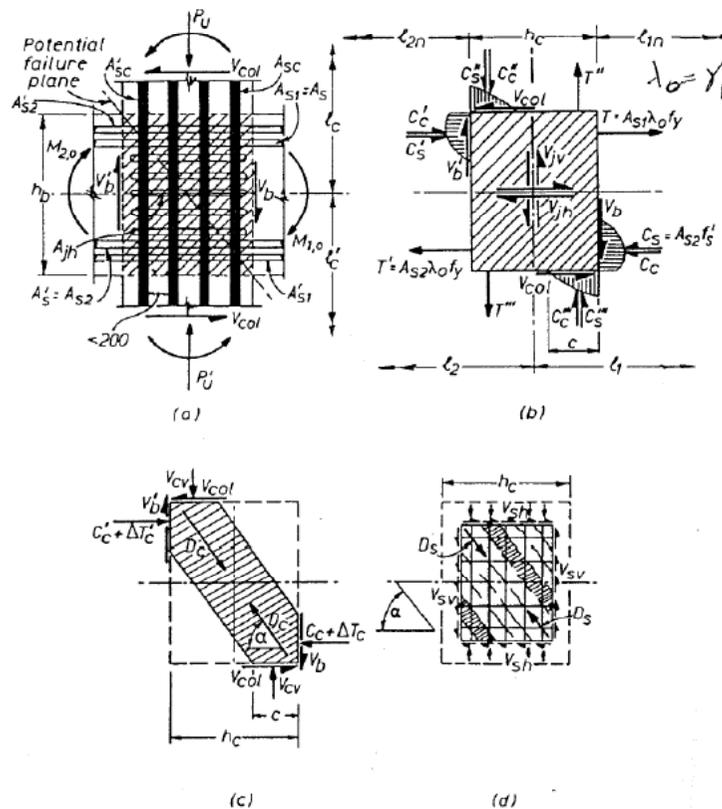


$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$



$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa}$$

Nodi Meccanismi Resistenti



(3) Adequate confinement (both horizontal and vertical) of the joint should be provided, to limit the maximum diagonal tensile stress of concrete $\max \sigma_{ct}$ to f_{ctd} . In the absence of a more precise model, this requirement may be satisfied by providing horizontal hoops with a diameter of not less than 6 mm within the joint, such that:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad (5.35)$$

where

A_{sh} is the total area of the horizontal hoops;

V_{jhd} is as defined in expressions (5.23) and (5.24);

h_{jw} is the distance between top of the beam and the reinforcement at the bottom of the beam;

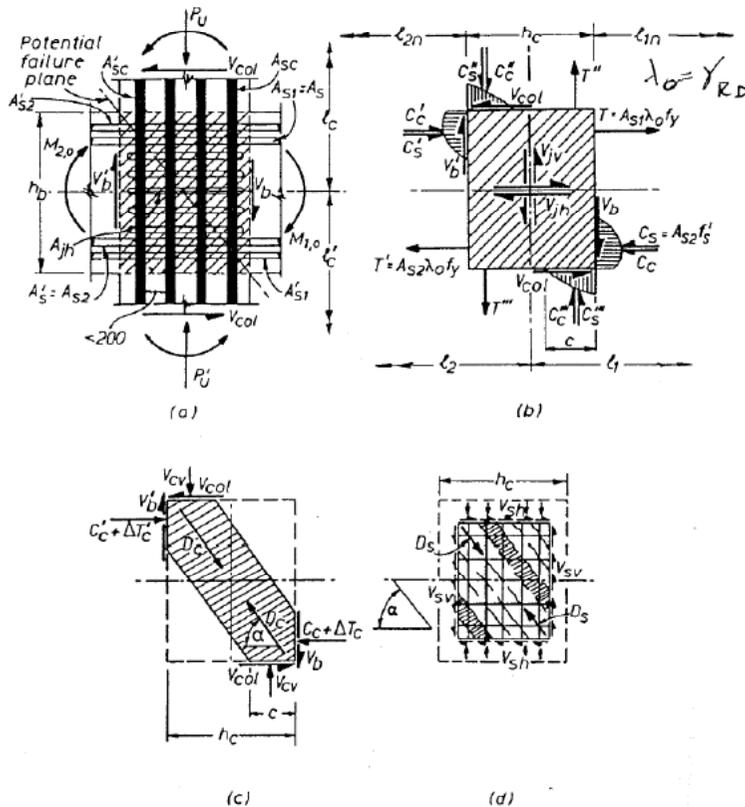
h_{jc} is the distance between extreme layers of column reinforcement;

b_j is as defined in expression (5.34);

v_d is the normalised design axial force of the column above ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

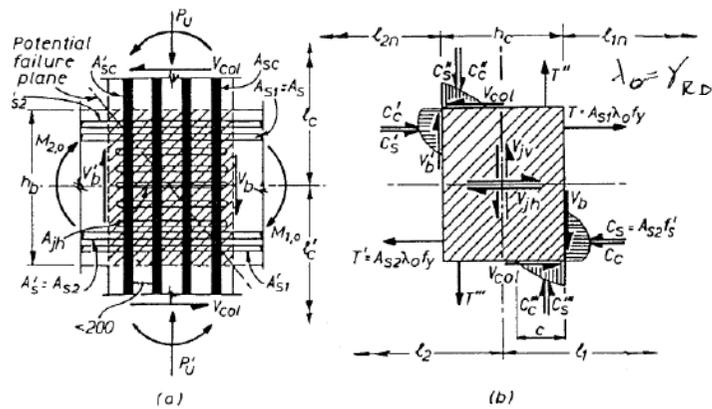
Nodi Meccanismi Resistenti

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:



$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd}$$

Nodi Meccanismi Resistenti



(4) As an alternative to the rule specified in (3) of this subclause, integrity of the joint after diagonal cracking may be ensured by horizontal hoop reinforcement. To this end the following total area of horizontal hoops should be provided in the joint.

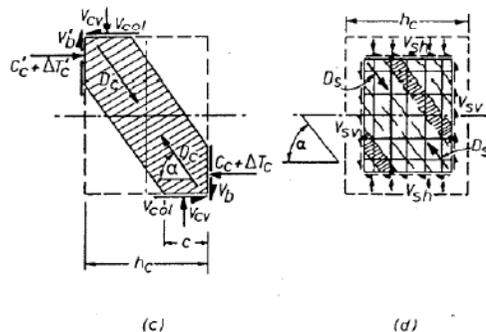
a) In interior joints:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8 v_d) \quad (5.36a)$$

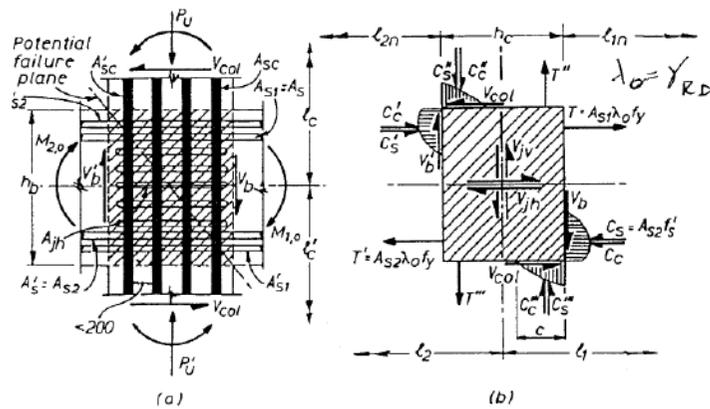
b) In exterior joints:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8 v_d) \quad (5.36b)$$

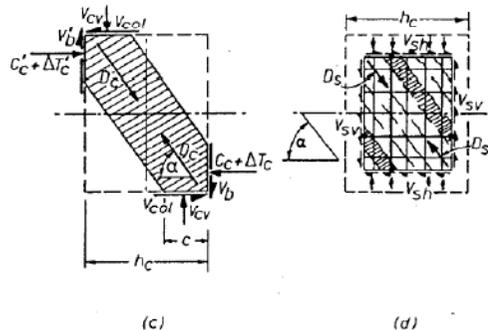
where γ_{Rd} is equal to 1,2 (cf 5.5.2.3(2)) and the normalised axial force v_d refers to the column above the joint in expression (5.36a), or to the column below the joint in expression (5.36b)



Nodi Meccanismi Resistenti



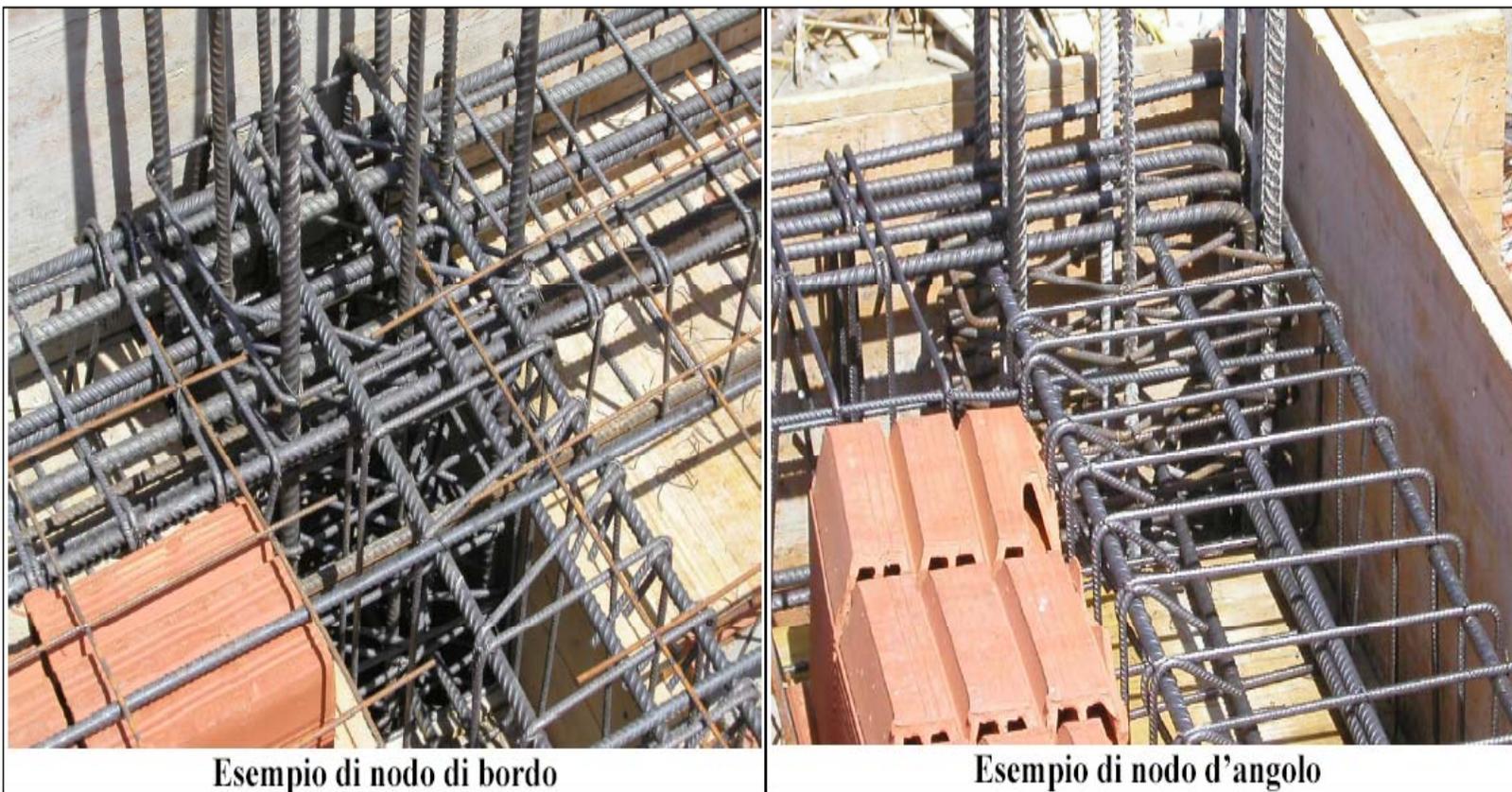
- In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se



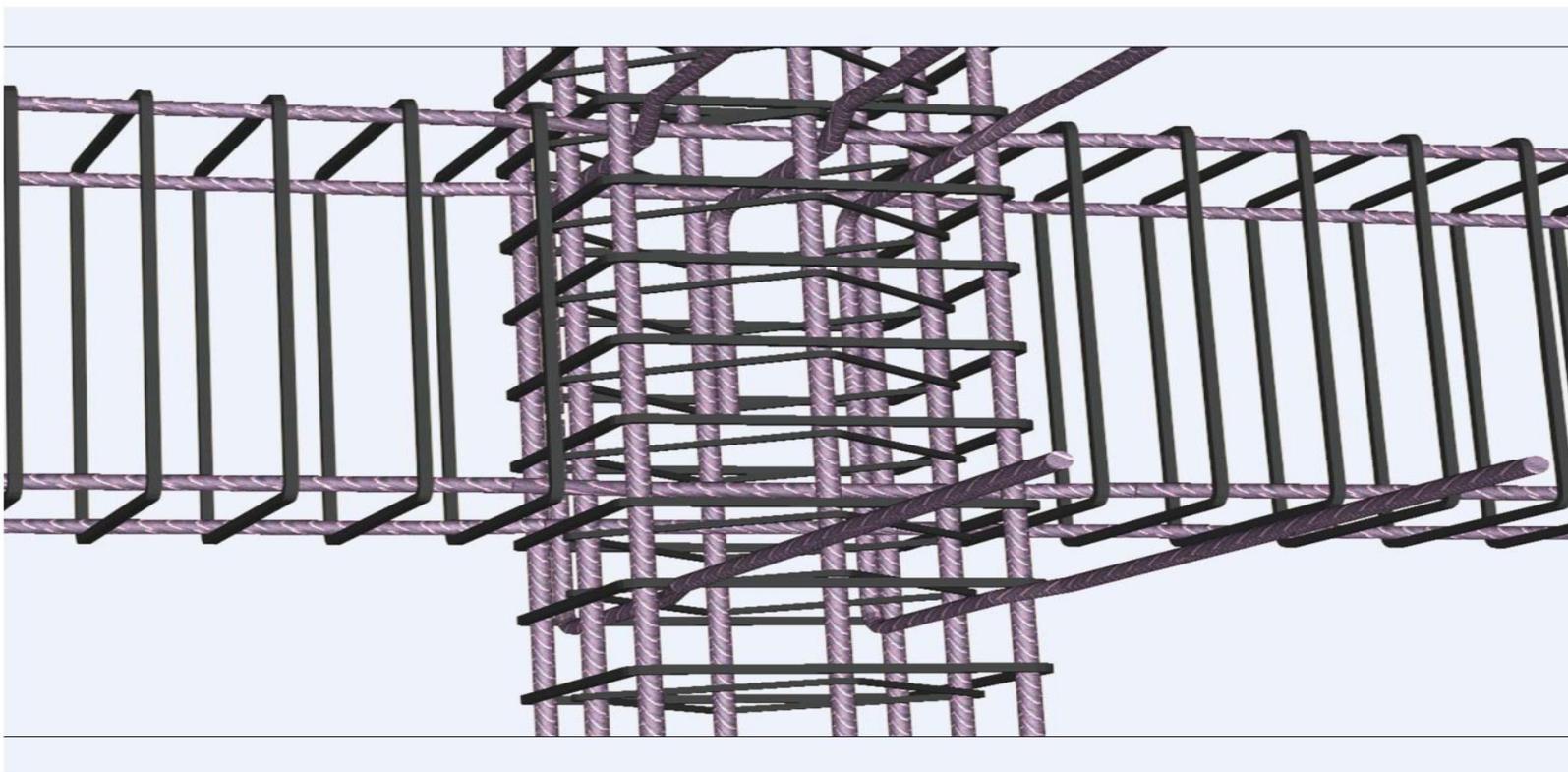
$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi interni}$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi esterni}$$

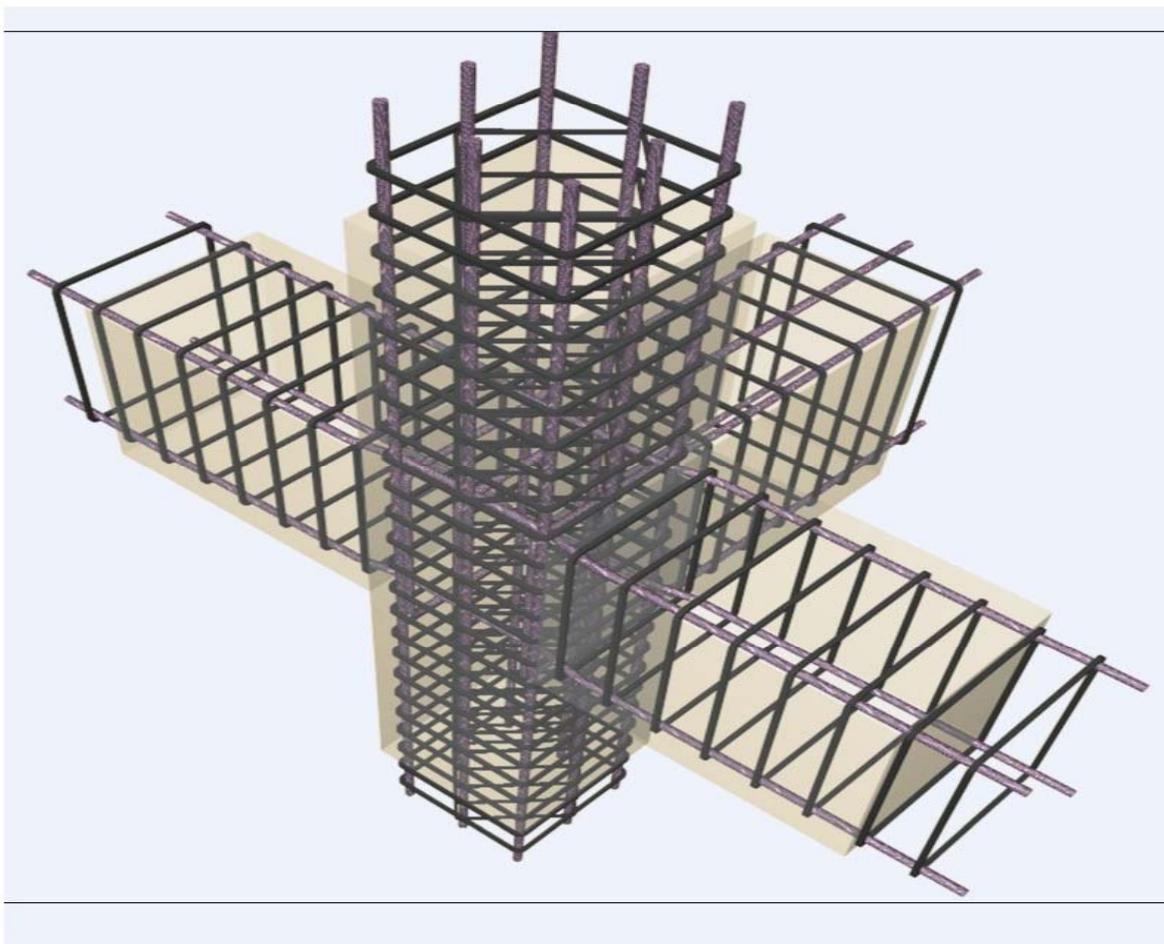
Nodi



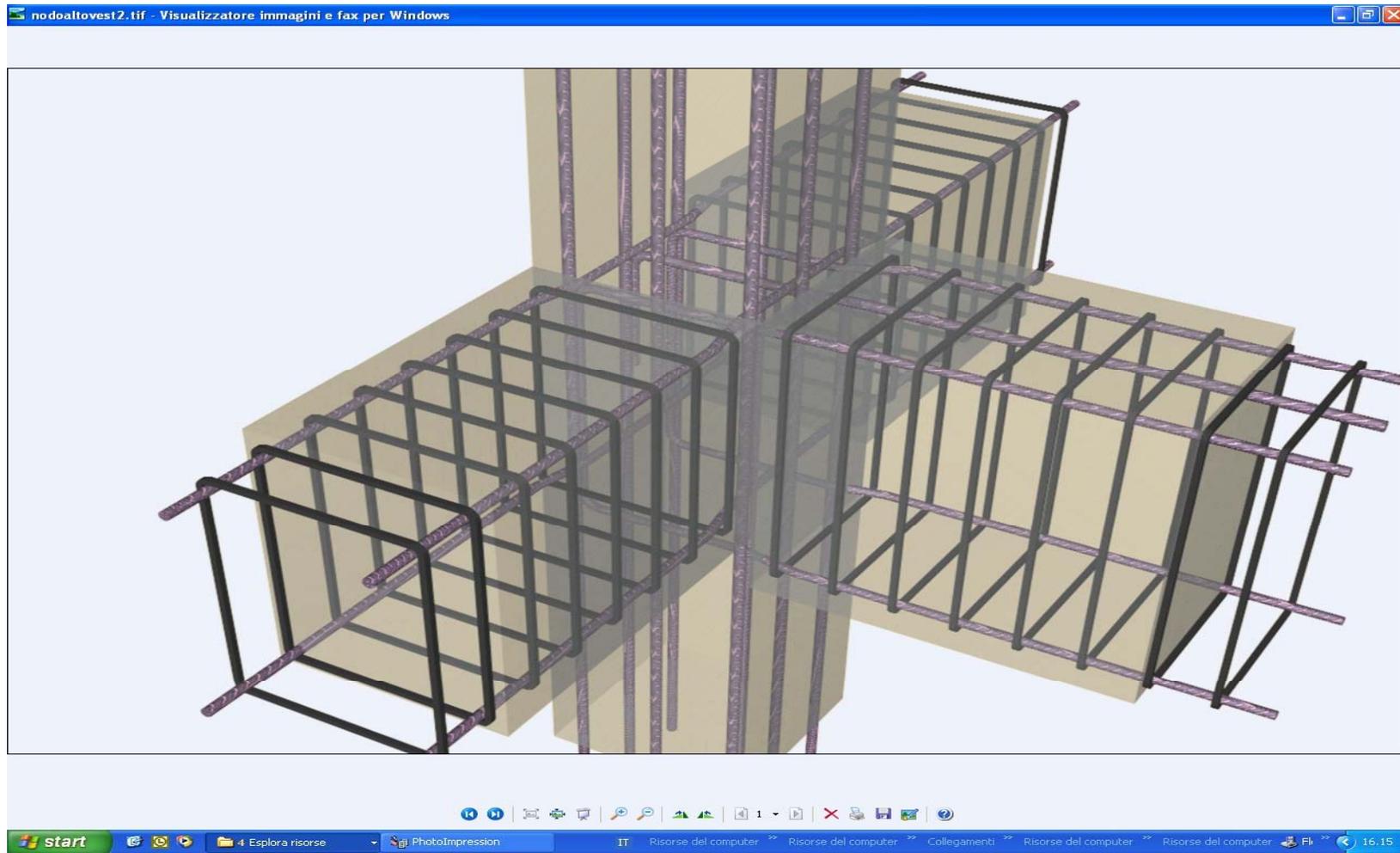
Nodi



Nodi



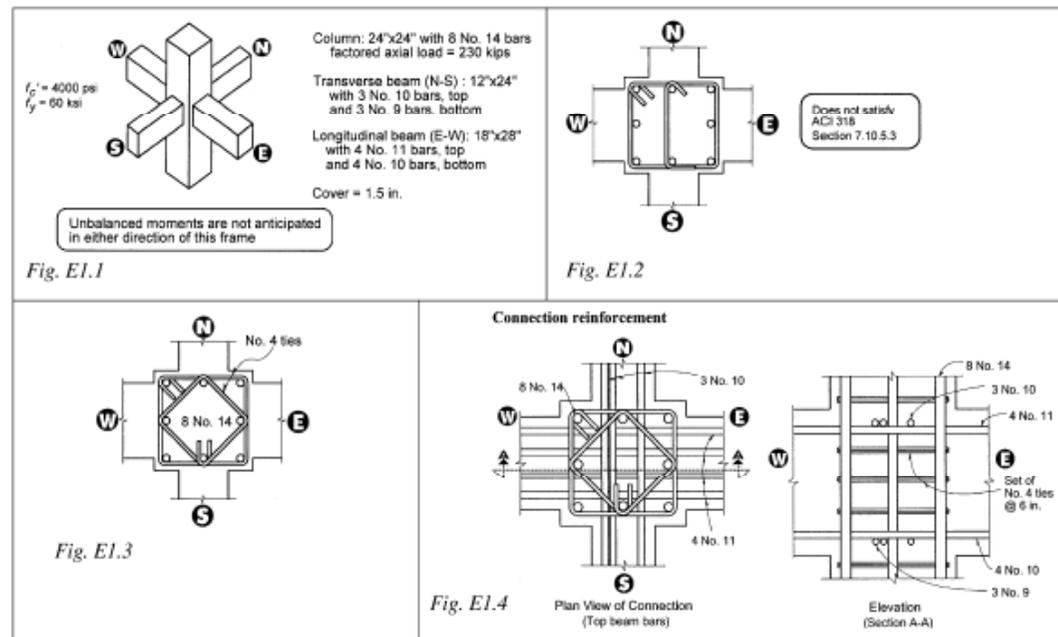
Nodi



Nodi

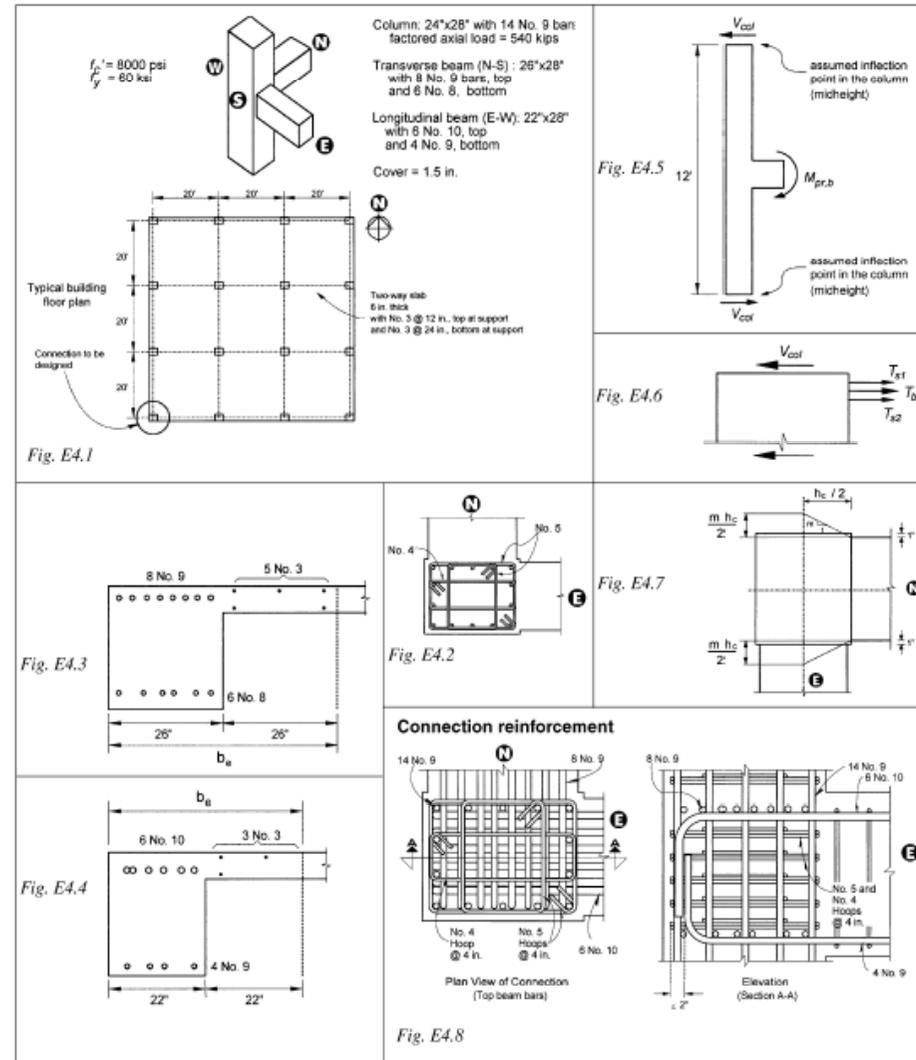
Confronto: prescrizioni costruttive normativa ACI 318-02 (ACI 352R-02)

Esempio 1 – Nodo Interno NON interamente confinato (solo i pilastri E-W coprono il 75% del pilastro)



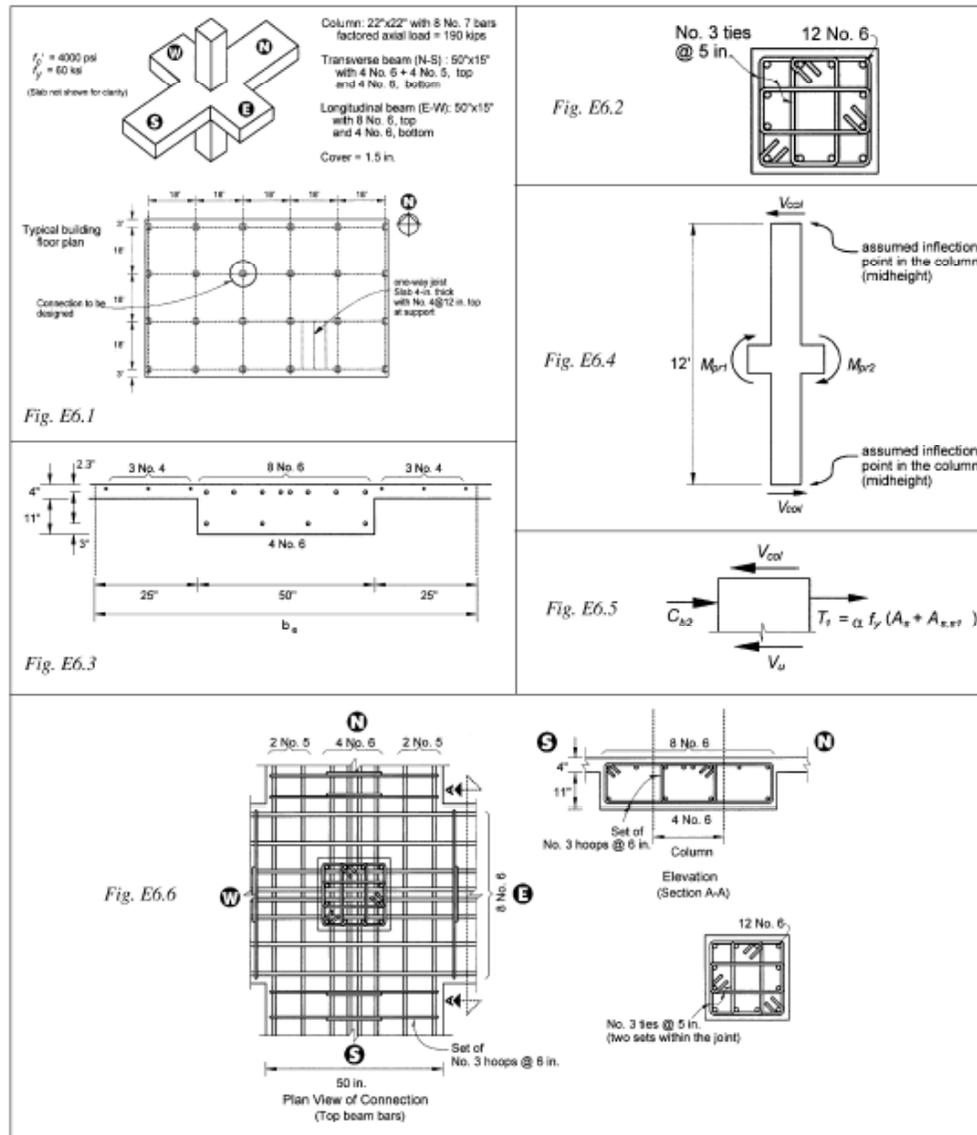
Nodi

Esempio 4 – Nodo d'angolo



Nodi

Esempio 6 – Nodo Interno con travi in spessore.



Grazie per l'attenzione



Prof. Ing. Camillo Nuti

**Coordinatore del Master di
Innovazione nella Progettazione Riabilitazione e Controllo delle
strutture in c.a.**

<http://www.mastermica.org>