

ORDINE DEGLI
INGEGNERI DELLA
PROVINCIA DI PRATO

Corso di aggiornamento professionale

“PROTEZIONE SISMICA
DEGLI EDIFICI A DESTINAZIONE PRODUTTIVA
DEL DISTRETTO PRATESE”

UNIONE
INDUSTRIALE
PRATESE
1912-2012 CONFINDUSTRIA PRATO

Prato, 26 novembre 2012

SCHEMI STRUTTURALI PER EDIFICI INDUSTRIALI E LORO VULNERABILITÀ SISMICA

Prof. Ing. Paolo Spinelli
spinelli@dicea.unifi.it

Ing. Luca Salvatori
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Università degli Studi di Firenze




Tipici edifici industriali in Toscana



Voltine in laterizio armato con catene per eliminare le spinte



Travi in c.a.p. semplicemente appoggiate (anche su strutture gettate in opera)



Linee Guida Protezione Civile



Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali

Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici

In collaborazione con:



3.4 Criteri di progettazione

La maggior parte delle strutture industriali prefabbricate sulle quali è necessario intervenire è costituita da pilastri con fondazione a bicchiere, sormontati da travi appoggiate ai pilastri e da elementi di copertura a loro volta semplicemente appoggiati alle travi.

Principali vulnerabilità

- **Rotazione di travi alte e capriate non controventate**
- **Mancante o carente collegamento fra elementi orizzontali e verticali**
- **Carenze degli elementi verticali nei confronti delle azioni orizzontali**
 - **Pilastri**
 - **Plinti**
 - **Ribaltamenti**
- **Tamponature**
 - **Ribaltamenti**
 - **Riduzione dell'altezza libera dei pilastri**
 - **Connessioni**
- **Scaffalature non controventate**

Terremoto in Emilia



Principali vulnerabilità

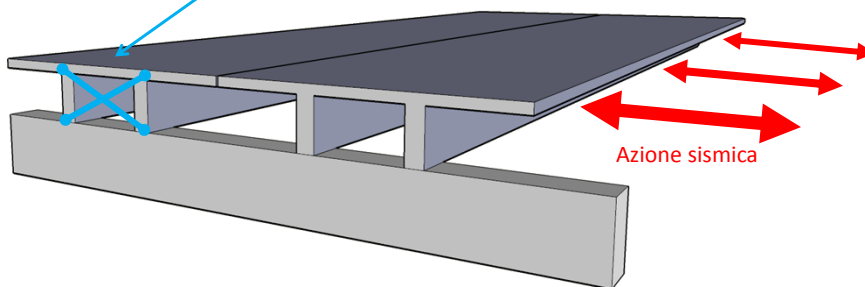
- **Rotazione di travi alte e capriate non controventate**
- Mancante o carente collegamento fra elementi orizzontali e verticali
- Carenze di controventature orizzontali
 - Pila
 - Plin
 - Rib
- Tamponamento delle pareti
 - Rib
 - Rid
 - Con
- Scaffalature non controventate



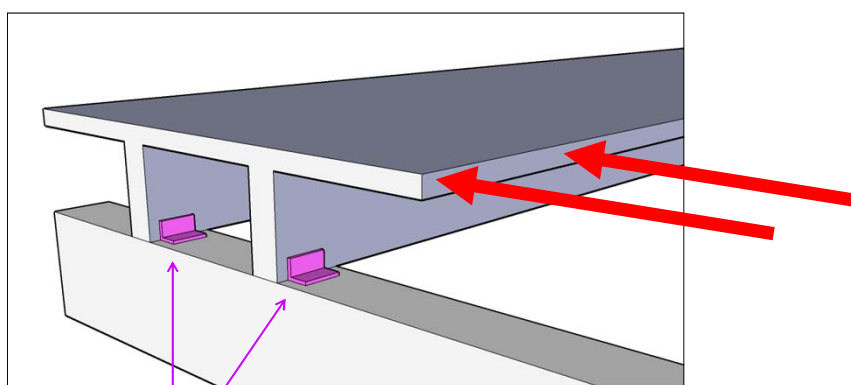
Strutture prefabbricate



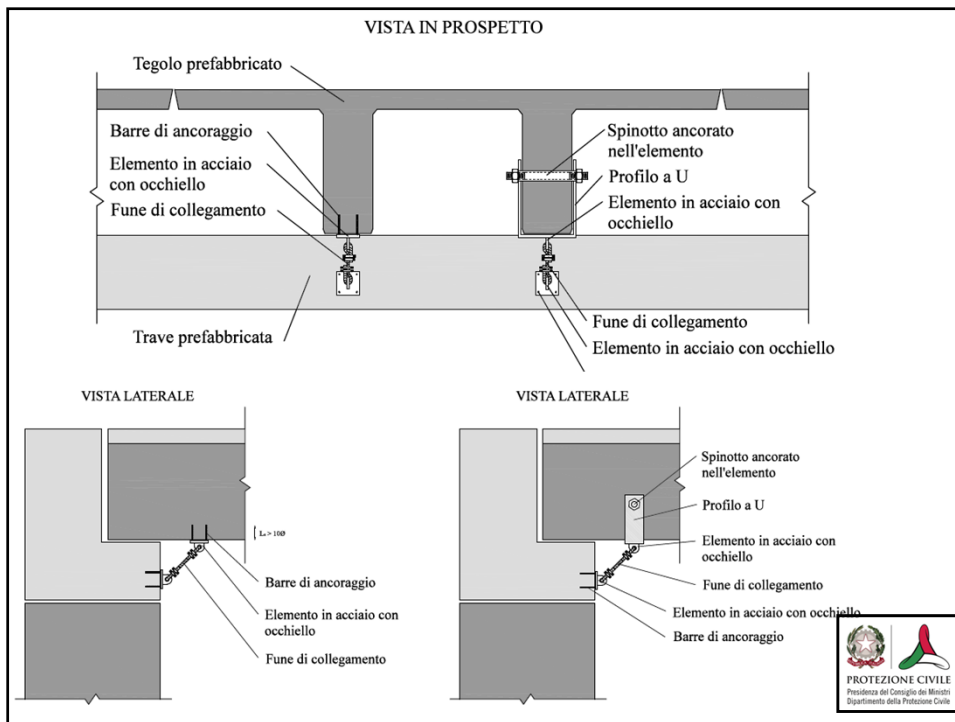
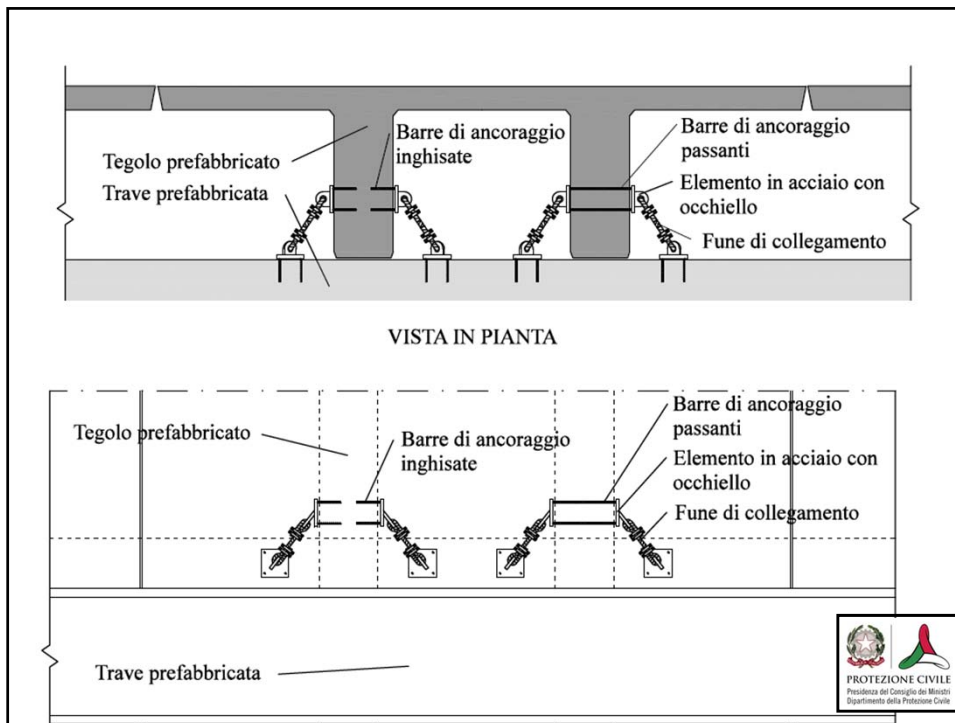
Controventi di estremità



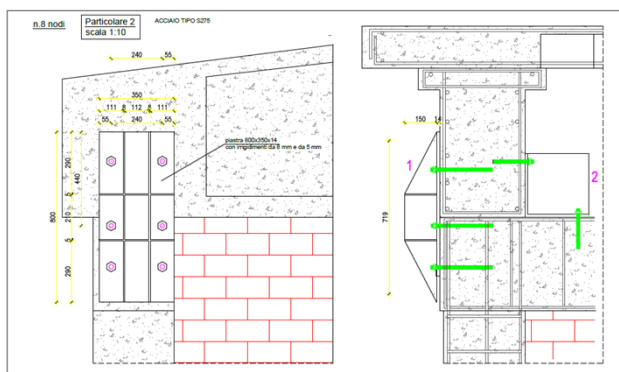
Elementi di collegamento



Elementi di collegamento



SISTEMA ANTIRIBALTAMENTO DELLA TRAVE PREFABBRICATA



Vantaggi

- La trave è mantenuta in posizione sia per quanto riguarda le verifiche al ribaltamento, che di scorrimento dall'appoggio.

Svantaggi

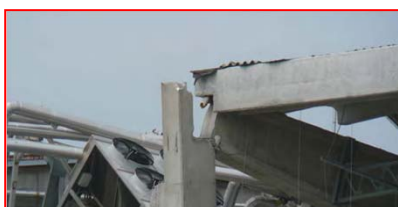
- Le sollecitazioni nella testa del pilastro che potessero nascere dalle rotazioni della testa della trave devono essere limitate (nel caso di figura la trave è appoggiata su un paramento murario). Se le rotazioni della testa della trave possono essere significative (come nel caso di travi di grande luce) si deve sostituire gli ancoraggi alla trave con un unico perno passante, in asse trave.



Principali vulnerabilità

- Rotazione di travi alte e capriate non controventate
- **Mancante o carente collegamento fra elementi orizzontali e verticali**
- Carenze degli elementi verticali nei confronti delle azioni orizzontali
 - Pilastri
 - Plinti
 - Ribaltamenti
- Tamponature
 - Ribaltamenti
 - Riduzione dell'altezza libera dei pilastri
 - Connessioni
- Scaffalature non controventate

Perdita totale dell'appoggio e caduta della trave



Perdita parziale dell'appoggio e danno alla trave o all'appoggio



Strutture progettate in assenza di azioni orizzontali sismiche



Coperture prefabbricate semplicemente appoggiate sulle strutture perimetrali

Appoggio per attrito

CNR 10025/98 "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per strutture costruite con sistemi industrializzati"

Consente appoggi basati sull'attrito in zona non sismica.

NTC 2008

7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

[...] Nel caso di **collegamenti in semplice appoggio** o di collegamenti di tipo scorrevole l'appoggio deve essere dimensionato per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate determinato in base alle azioni allo stato limite ultimo (v. § 7.3); **si deve tenere conto anche dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate**, secondo quanto indicato nei §§ 3.2.5.1 e 3.2.5.2.

Non è mai consentito fare affidamento sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura, **salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo**. [...]

7.4.5.2 Collegamenti [in strutture prefabbricate]

[...] Per strutture a pilastri isostatici, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale deve essere di tipo fisso (rigido o elastico). Le **travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti** (di supporto). Le connessioni devono assicurare la **trasmissione delle forze orizzontali** nella situazione sismica di progetto **senza fare affidamento sull'attrito**. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

In tutti i casi, **i collegamenti devono essere in grado di assorbire gli spostamenti relativi** e di trasferire le forze risultanti dall'analisi, con adeguati margini di sicurezza.

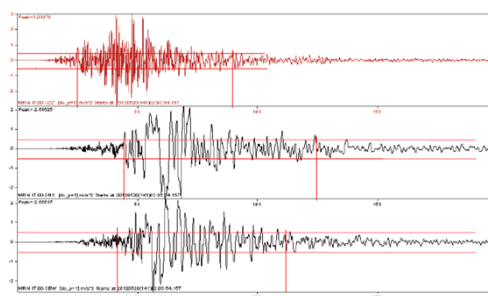
Le componenti verticali del sisma non consentono di far affidamento sull'attrito

Codice Stazione ed Ubicazione	Categoria Suolo Dist. Epicentrale	Componente	PGA (g)	PGV (cm/sec)	PGD (cm)	I _{H,RAN} [cm]
AQQ L'Aquila Valle Aterno - Colle Grilli	A 4.3 km	Nord - Sud	0.52	35.54	4.09	81
		Est - Ovest	0.47	31.20	5.91	97
		Verticale	0.24	10.41	1.97	25
AQA L'Aquila Valle Aterno - Fiume Aterno	B 5.8 km	Nord - Sud	0.44	26.82	3.72	66
		Est - Ovest	0.40	32.03	5.46	71
		Verticale	0.47	9.39	1.67	25
AQV L'Aquila Valle Aterno - Centro Valle	B 4.8 km	Nord - Sud	0.55	42.83	3.35	82
		Est - Ovest	0.66	40.44	6.84	110
		Verticale	0.52	12.48	2.47	33
AQK L'Aquila Parking	B 5.6 km	Nord - Sud	0.35	36.21	12.50	109
		Est - Ovest	0.33	32.38	7.65	107
		Verticale	0.37	19.80	4.04	55

L'Aquila 2009

**componente verticale
PGA = 0.52 g**

[Chiauzzi & al., 2009]



Mirandola 2012

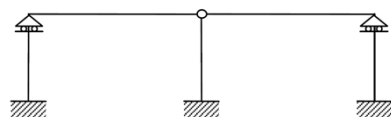
**componente verticale
PGA = 0.31 g**

[Crespellani & al., 2012]

Schemi statici



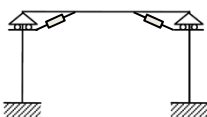
copertura semplicemente appoggiata



a pilastri isostatici



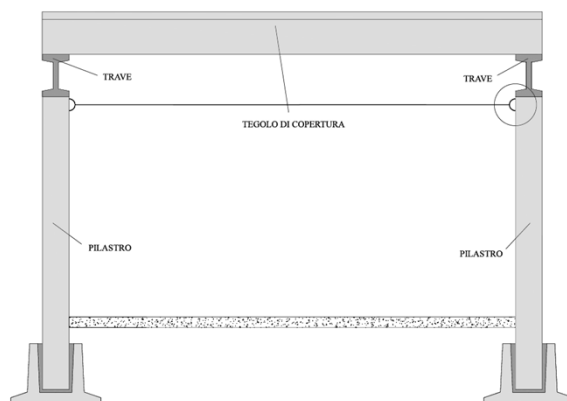
«telai» con collegamenti a cerniera



«appoggi» dissipativi

Eliminazione degli spostamenti differenziali alle teste dei pilastri

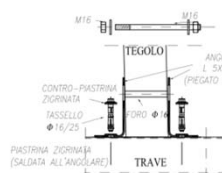
- Non elimina lo scorrimento delle travi
- Valenza prevalentemente provvisoria



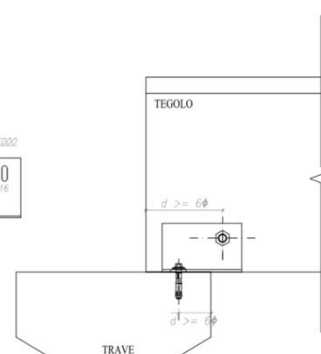
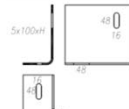
Connessioni del tegolo alla trave

Connessioni Elemento nervato per solai-Trave 1

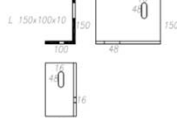
le misure sono indicative e da definire caso per caso



ANGOLARE PIEGATO A FREDDO



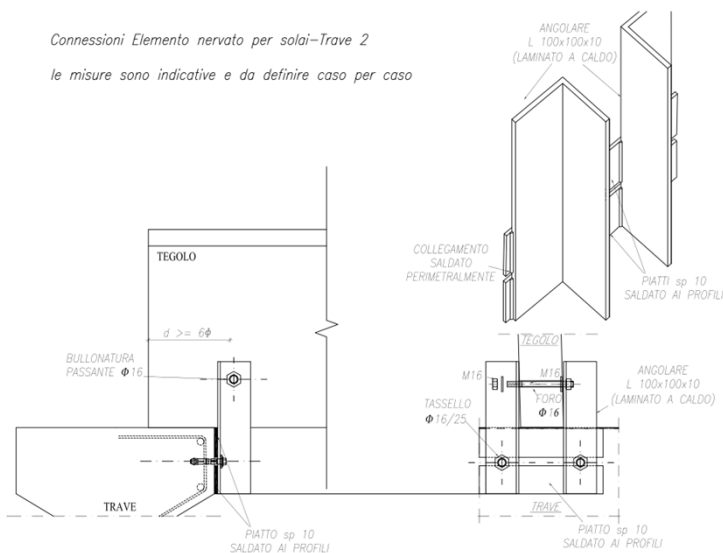
ANGOLARE LAMINATO A CALDO



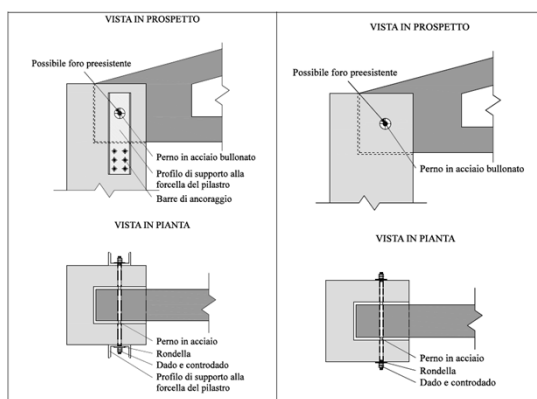
Connessioni del tegolo alla trave

Connessioni Elemento nervato per solai-Trave 2

le misure sono indicative e da definire caso per caso



COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO MEDIANTE PERNO IN ACCIAIO



Vantaggi

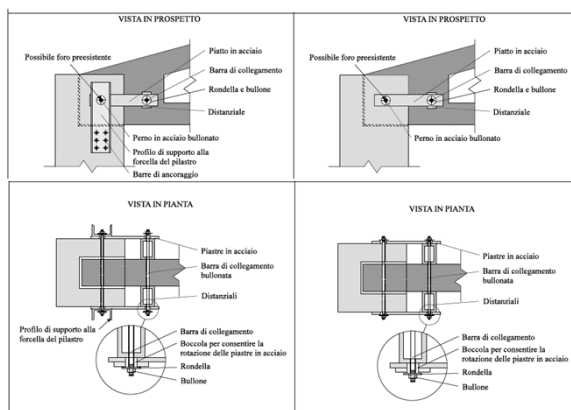
- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Deve essere valutata con attenzione ed adeguata la resistenza della forcella entro la quale è inserita la trave.



COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO MEDIANTE PERNI E PIASTRE IN ACCIAIO



Vantaggi

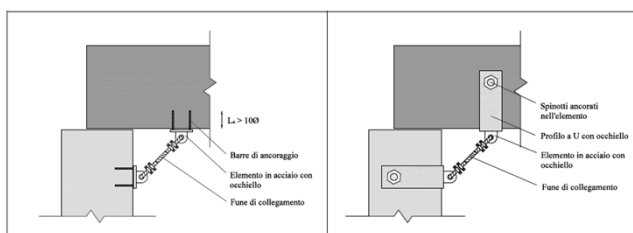
- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Deve essere valutata con attenzione la resistenza della forcella entro la quale è inserita la trave.



COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO MEDIANTE CAVETTI IN ACCIAIO



Vantaggi

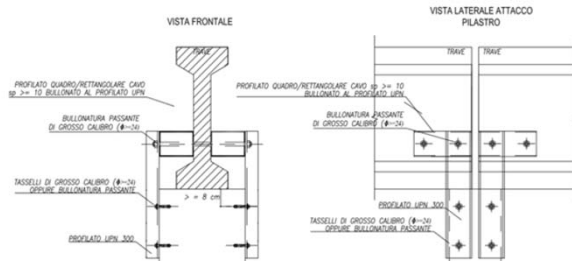
- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- I cavetti di acciaio rappresentano un vincolo unilatero, per cui la forza dovuta all'intera massa della trave viene applicata alternativamente solo ad uno o all'altro pilastro sovrasollecciando, rispetto ad una condizione a vincoli bilateri, i pilastri.
- Possono esserci difficoltà di accesso al nodo. L'operatività va valutata con attenzione. Prima dell'installazione, va eseguito un accurato rilievo degli elementi.
- Bassa efficacia nel contenimento degli spostamenti trasversali della trave.
- Necessità di combinazione con interventi mirati al contrasto delle rotazioni torsionali della trave.
- La sollecitazione nei cavetti di acciaio può avere carattere impulsivo il cui valore, molto alto, è di complessa determinazione.



INSERIMENTO DI CONNETTORI DI ACCIAIO BULLONATI A TRAVE E PILASTRO CON EVENTUALE CONFINAMENTO



Vantaggi

- La connessione proposta mira a garantire un appoggio bilatero tra le estremità delle travi e la sommità dei pilastri.
- La connessione contrasta anche il fenomeno di rocking della trave rispetto alla superficie superiore del pilastro. Eventuali asolature verticali sui profili UPN evitano l'insorgere di coazioni in presenza di rotazioni alle estremità, seppure consentendo parzialmente moti di rocking.
- L'assenza di giochi nella direzione orizzontale consente di evitare fenomeni di martellamento delle testate.

Svantaggi

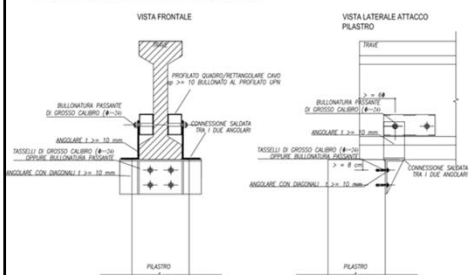
- La dilatazione termica assiale per travi di lunghezza rilevante può comportare variazioni lungo l'asse di oltre 10 mm e pertanto ci si attende uno schiacciamento localizzato in corrispondenza della barra passante
- Le estremità delle travi presenteranno inevitabilmente un piccolo momento il cui valore massimo sarà fissato dalla capacità portante delle barre soggette in uno schema di doppio incastro a flessione e taglio all'interno degli scatolari o dalla capacità portante degli UPN a flessione e taglio.



INSERIMENTO DI CONNETTORI DI ACCIAIO BULLONATI A TRAVE E PILASTRO CON EVENTUALE CONFINAMENTO

Connessioni Trave-Pilastro 2bis

le misure sono indicative e da definire caso per caso



In alternativa all'uso di fari calibrati è possibile utilizzare fari assati con piastrine e contro-piastrina zigrinate

Vantaggi

- La connessione proposta mira a garantire un appoggio bilatero tra le estremità delle travi e la sommità dei pilastri.
- Aumenta la dimensione dell'appoggio.
- Evita moti di rocking della trave.

Svantaggi

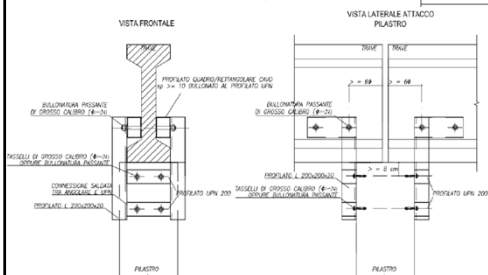
- In presenza di rotazioni significative l'angolare metallico rischia di doversi caricare anche dell'intero peso della trave forzando il punto di rotazione della trave in corrispondenza dell'estremità dell'angolare
- La dilatazione termica assiale per travi di lunghezza rilevante può comportare variazioni lungo l'asse di oltre 10 mm e pertanto ci si attende uno schiacciamento localizzato in corrispondenza della barra passante all'interno dell'anima della trave
- Le estremità delle travi presenteranno inevitabilmente un piccolo momento il cui valore massimo sarà fissato dalla capacità portante delle barre soggette in uno schema di doppio incastro a flessione e taglio all'interno degli scatolari o dalla capacità portante degli UPN a flessione e taglio.
- Difficoltà della esecuzione in opera di saldature eseguite a regola d'arte.



INSERIMENTO DI CONNETTORI DI ACCIAIO BULLONATI A TRAVE E PILASTRO CON EVENTUALE CONFINAMENTO

Connessioni Trave-Pilastro 3bis

le misure sono indicative e da definire caso per caso



Vantaggi

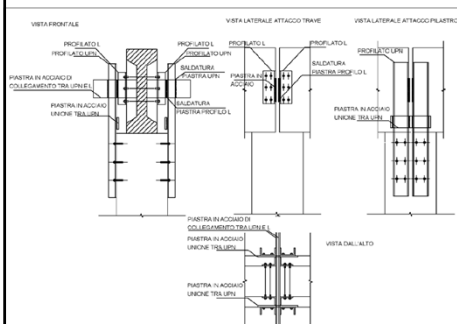
- La connessione proposta mira a garantire un appoggio bilatero tra le estremità delle travi e la sommità dei pilastri.
- La connessione evita anche ogni fenomeno di rocking della trave rispetto alla superficie superiore del pilastro.
- L'assenza di giochi nella direzione orizzontale consente di evitare fenomeni di martellamento delle testate.

Svantaggi

- La dilatazione termica assiale per travi di lunghezza rilevante può comportare variazioni lungo l'asse di oltre 10 mm e pertanto ci si attende uno schiacciamento localizzato in corrispondenza della barra passante.
- Le estremità delle travi presenteranno inevitabilmente un piccolo momento il cui valore massimo sarà fissato dalla capacità portante delle barre soggette in uno schema di doppio incastro a flessione e taglio all'interno degli scatolari o dalla capacità portante degli UPN a flessione e taglio.



INSERIMENTO DI CONNETTORI DI ACCIAIO BULLONATI A TRAVE E PILASTRO CON EVENTUALE CONFINAMENTO



Vantaggi

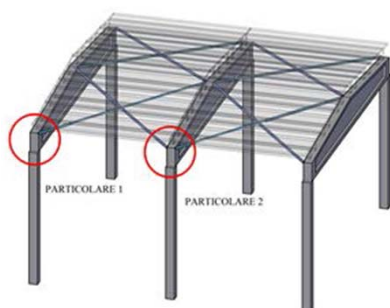
- La connessione proposta mira a garantire un appoggio bilatero tra le estremità delle travi e la sommità dei pilastri.
- La saldatura dei piatti consente una resistenza accoppiata dei profili UPN.
- La connessione evita anche ogni fenomeno di rocking della trave rispetto alla superficie superiore del pilastro. Eventuali asolature verticali sui profili angolari evitano l'insorgere di coazioni in presenza di rotazioni alle estremità, seppure consentendo parzialmente moti di rocking.
- Non richiede spessoramenti particolari e permette ottime tolleranze costruttive di montaggio: può essere facilmente standardizzabile.

Svantaggi

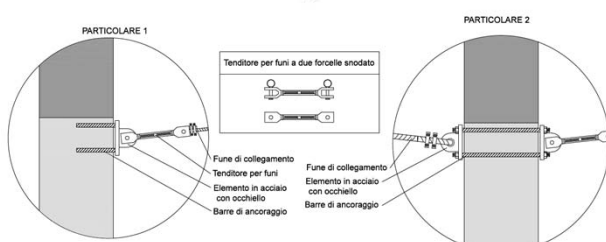
- L'introduzione delle piastre limita ulteriormente lo spazio libero tra le estremità delle travi e aumenta pertanto il rischio di martellamento tra i piatti metallici disposti ortogonalmente all'asse delle travi.
- La dilatazione termica assiale per travi di lunghezza rilevante può comportare variazioni lungo l'asse di oltre 10 mm e pertanto ci si attende uno schiacciamento localizzato in corrispondenza della barra passante.
- La connessione impone una significativa torsione nel piatto ortogonale all'asse della trave.
- Le estremità delle travi presenteranno un momento non trascurabile il cui valore massimo sarà fissato dalla capacità portante a flessione e taglio dei profili angolari.
- Risultano necessari un numero elevato di fori nella trave.
- Connessione costosa.



Controvento di falda con funi



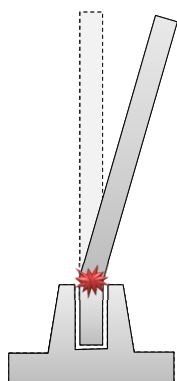
**Cordoli e travi
devono poter reagire
a compressione!**



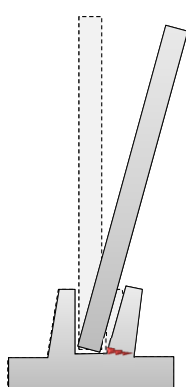
Principali vulnerabilità

- Rotazione di travi alte e capriate non controventate
- Mancante o carente collegamento fra elementi orizzontali e verticali
- **Carenze degli elementi verticali nei confronti delle azioni orizzontali**
 - **Pilastrini**
 - **Plinti**
 - **Ribaltamenti**
- Tamponature
 - Ribaltamenti
 - Riduzione dell'altezza libera dei pilastrini
 - Connessioni
- Scaffalature non controventate

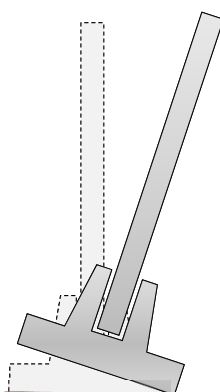
Crisi del pilastro



Crisi della fonazione



Rottura del bicchiere



Ribaltamento



Fasciatura in FRP

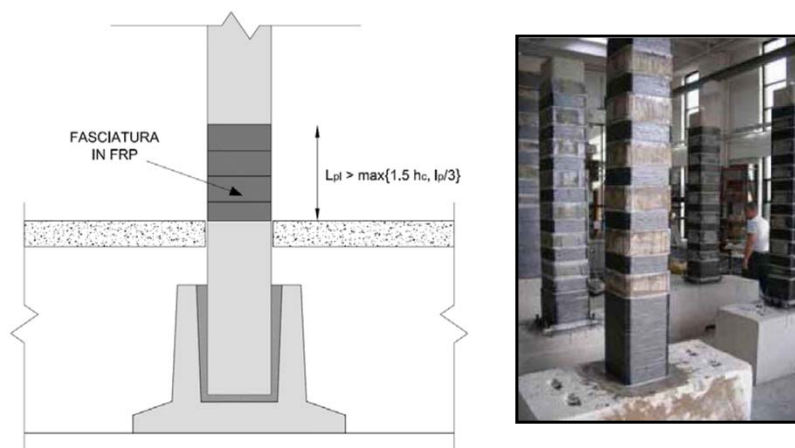


Figura 95 - Rinforzo dei pilastri alla base – fasciatura in FRP

- ☺ Aumento di duttilità
- ☹ Problema del collegamento in fondazione



Incamiciatura

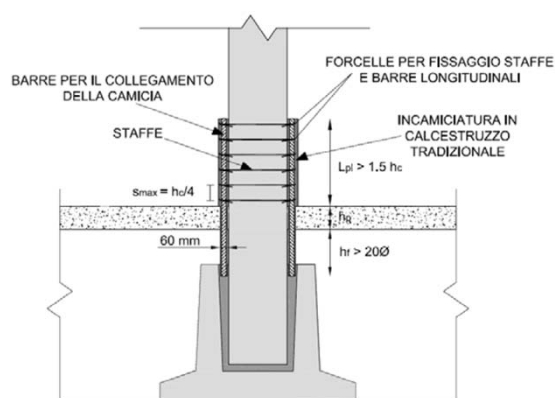


Figura 93 - Incamiciatura in calcestruzzo tradizionale

- ☺ Aumento di resistenza a tagli e flessione
- ☺ Maggiore duttilità
- ☹ Variazione di sezione
- (?) E la fondazione



Confinamento con angolari e calastrelli

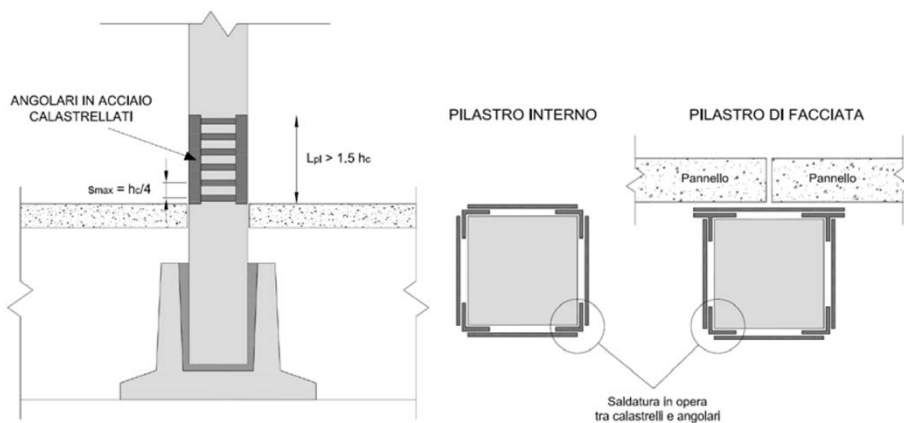
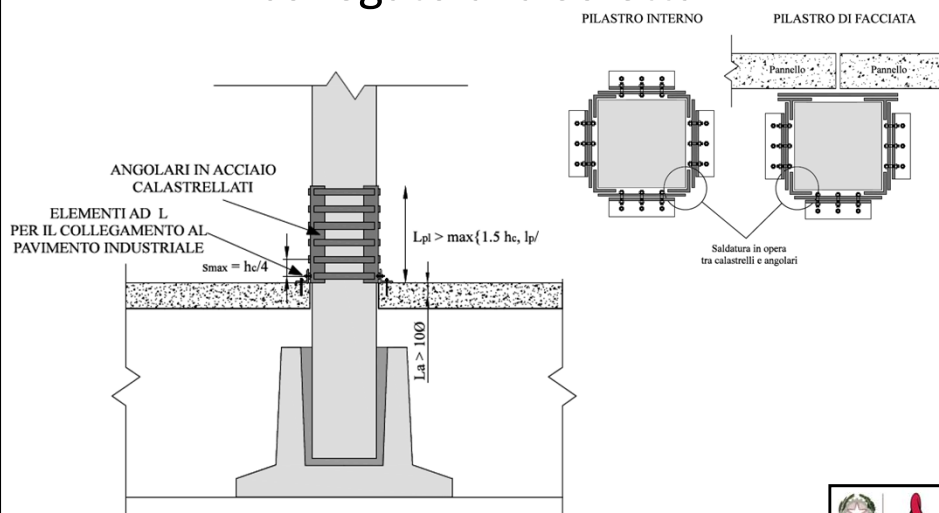


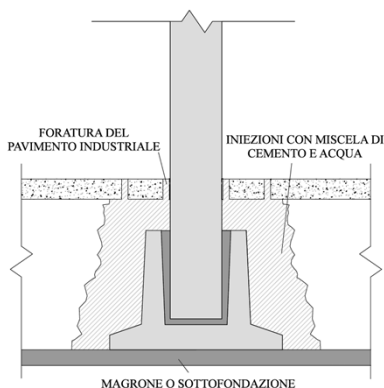
Figura 97 - Confinamento mediante angolari e calastrelli metallici



Confinamento con angolari e calastrelli collegato alla soletta



Consolidamento della fondazione



Oppure micro-pali!

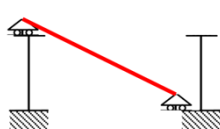
Figura 92 - Consolidamento del terreno circostante la fondazione mediante iniezioni con miscele cementizie a bassa pressione

- Costo elevato
- Macchinari utilizzati ingombranti
- Non realizzabile in presenza di pavimenti con finiture di pregio
- Possibili problemi di intasamento (rete fognaria, pluviali etc.)
- Bicchiere di fondazione non risulta legato al volume iniettato

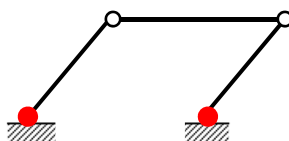


I media...

Ci deve far riflettere l'eccessiva facilità con cui si introduce nel linguaggio comune il concetto che un rimedio efficace sia semplicemente quello di collegare gli elementi di copertura al telaio verticale



Ciò è una parte della verità. L'altra parte è che occorre verificare, una volta collegata la copertura al telaio verticale, la capacità di resistenza delle colonne (e delle fondazioni) ed eventualmente rinforzarle appositamente.



Parentesi 1:

Fattore di struttura

Questo attraverso il metodo del fattore di struttura che con l'intuizione di Newmark e Hall (1973) trasferisce il problema agli spostamenti in un problema alle forze.



Analisi statica (e dinamica) lineare

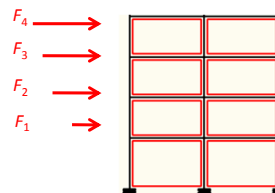
- 1) Applicazione delle forze sismiche
(considerando il fattore di struttura)

$$F_i \sim \frac{S_e(T)}{q} W_i / g \quad \text{forze di piano}$$

$$S_e(T) \quad \text{spettro di risposta elastico in accelerazione}$$

$$q \quad \text{fattore di struttura (2.2 ÷ 3.6 per muratura ordinaria)}$$

$$W_i / g \quad \text{massa di piano}$$



- 2) Calcolo delle sollecitazioni
(con combinazione modale per l'analisi dinamica)

- 3) Verifiche di resistenza (per ogni elemento strutturale)

La verifica è un confronto fra forze generalizzate

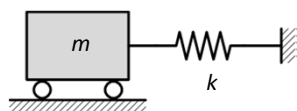
Sollecitazioni (Domanda) \leq Resistenze (Capacità)

- La domanda dipende dal periodo e dunque dalle **rigidezze**
- La capacità dipende dalle **resistenze** dei singoli elementi

Significato del fattore di struttura q

Dinamica nel dominio del tempo di due oscillatori ad 1 GdL

A) Oscillatore elastico



$$m\ddot{\delta} + c\dot{\delta} + k\delta = -a_g(t)m$$

Dati del problema

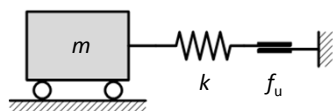
$$m = 37500 \text{ kg}$$

$$k = 15.8 \text{ kN/mm}$$

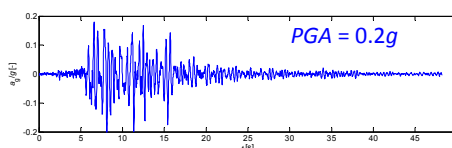
$$\xi = 1\% \text{ (rapporto di smorzamento)}$$

$$f_u = 46.4 \text{ kN (nel caso elasto-plastico)}$$

B) Oscillatore elastico – perfettamente plastico



$$m\ddot{\delta} + c\dot{\delta} + f_{\text{int}} = -a_g(t)m$$

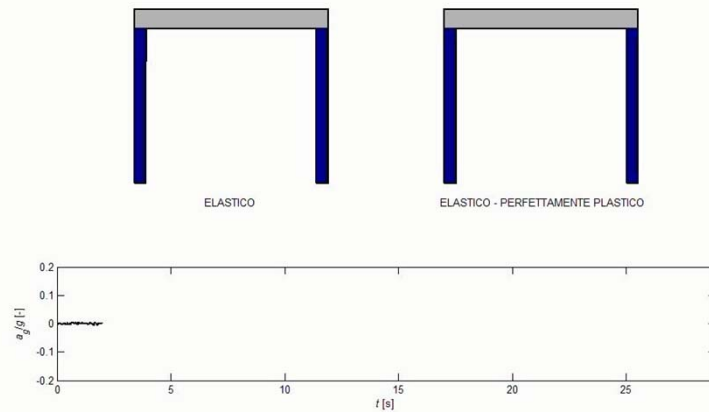


Simulazione

(tempi rallentati con fattore 1/4 - spostamenti normalizzati ad 1 m)

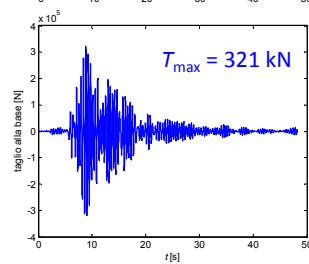
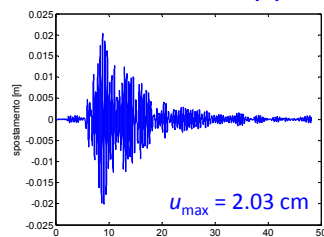
Telaio elastico (A)

Telaio elastico – perfettamente plastico (B)
(il colore indica l'energia dissipata)

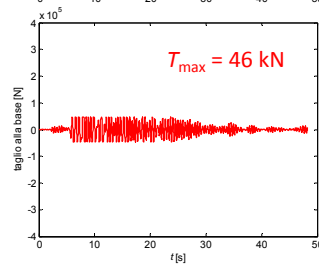
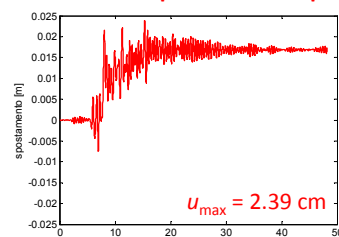


Risultati dell'analisi

Caso elastico (A)

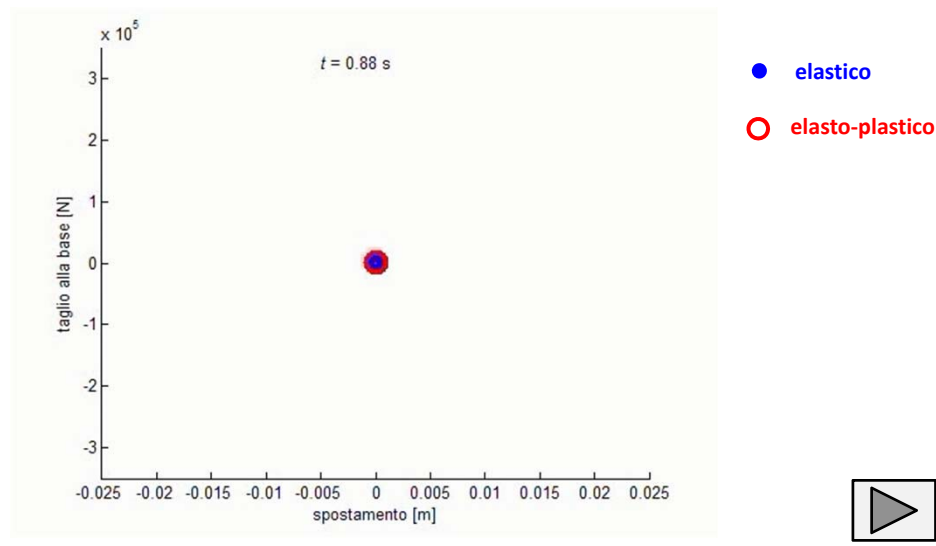


Caso elastico – perfettamente plastico (B)

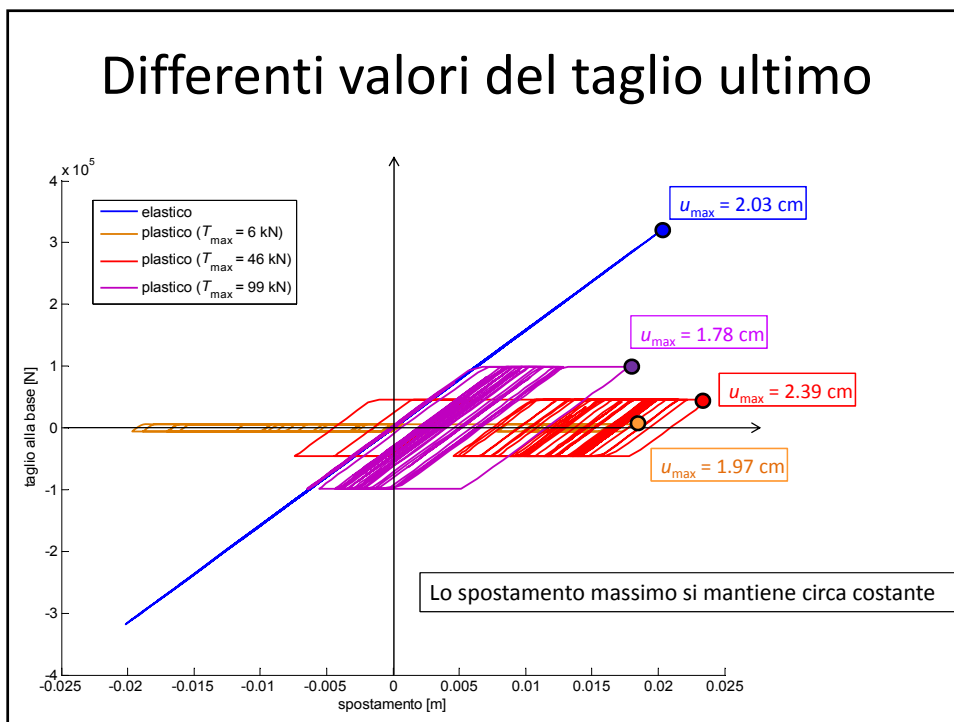


Cicli di isteresi (nel caso B, dissipativo)

tempi rallentati con fattore 1/2



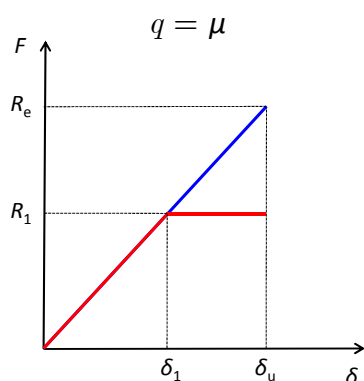
Differenti valori del taglio ultimo



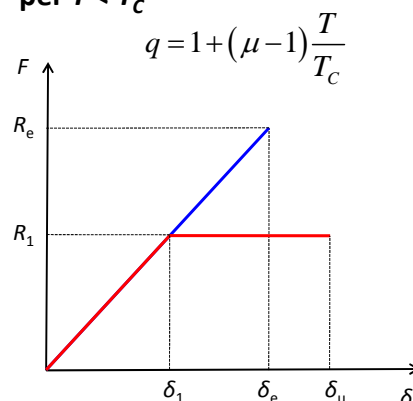
Relazione fra fattore di struttura e duttilità

Duttilità	$\mu = \delta_u / \delta_1$
Fattore di struttura	$q = R_e / R_1$

per $T \geq T_C$



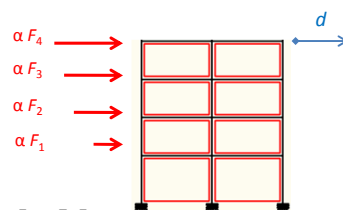
per $T < T_C$



Analisi statica nonlineare (1/3) determinazione della capacità

1) Distribuzione di forze statiche

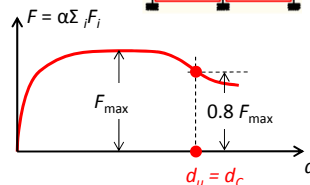
- α moltiplicatore dei carichi
- d Spostamento del punto di controllo (baricentro ultimo piano)



2) Analisi *pushover* per la costruzione della curva di capacità

3) Determinazione della capacità di spostamento d_c della struttura

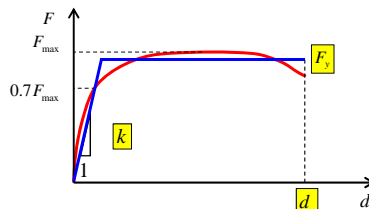
- La capacità di spostamento corrisponde ad una riduzione di resistenza del 20% (o alla prima rottura per resistenza degli elementi fragili, o a quella per limite di spostamento degli elementi duttili)



Analisi statica nonlineare (2/3) determinazione della domanda

4) Costruzione della bilineare equivalente

- Caratterizzata da tre parametri:
- k Rigidezza
 - F_y Resistenza
 - d_u Capacità di spostamento



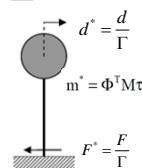
5) Definizione dell'oscillatore SDOF equivalente

$$\Gamma = \frac{\Phi^T M \tau}{\Phi^T M \Phi}$$

fattore di partecipazione modale

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

periodo dell'oscillatore equivalente



6) Determinazione della domanda di spostamento $d_D = \Gamma d^*_{max}$

$$d^*_{max} = \begin{cases} S_{De}(T^*) & T^* \geq T_c \\ S_{De}(T^*) \frac{1+(q^*-1)T_c/T^*}{q^*} & T^* < T_c \quad \left(\text{con } q^* = \frac{s_y(r^*)}{\alpha_y F/m^*} \right) \end{cases}$$

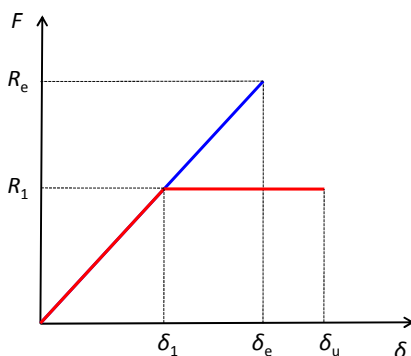
$S_{De}(T^*)$
spettro di risposta elastico in spostamento

Spostamento anelastico

Duttilità	$\mu = \delta_u / \delta_1$
Fattore di struttura	$q = R_e / R_1$

$$\mu = 1 + (q-1) \frac{T_c}{T} \quad \text{per } T < T_c$$

$$\mu = q \quad \text{per } T \geq T_c$$



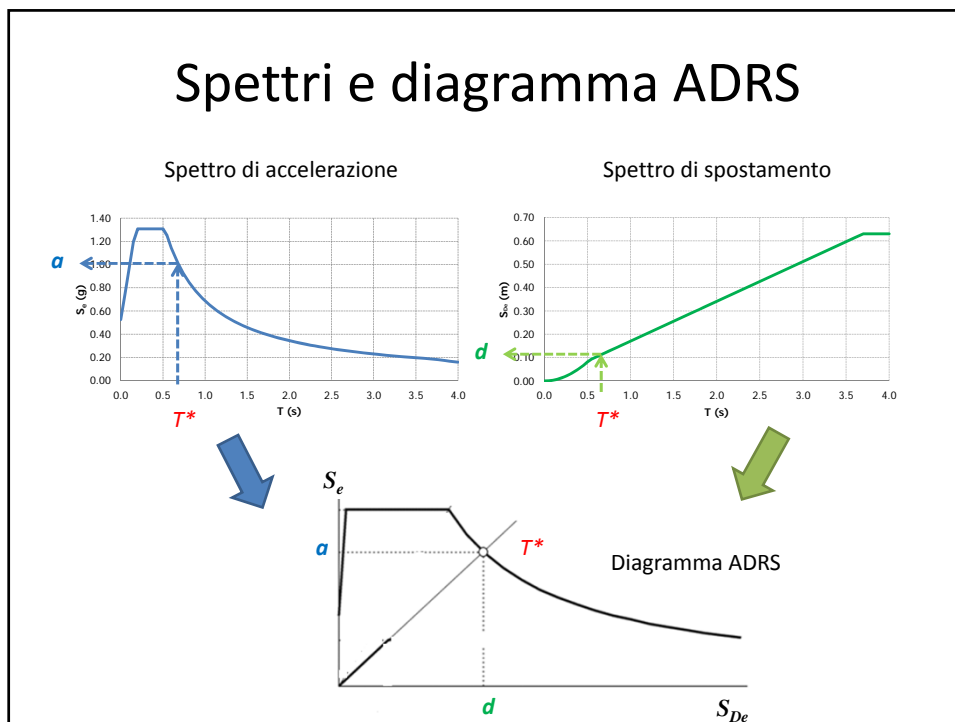
$$R_e = S_e(T)$$

$$\delta_e = S_{De}(T)$$

$$R_1 = R_e / q$$

$$\delta_u = \mu \delta_1 = \mu \frac{\delta_e}{q} = S_{De}(T) \frac{\mu(q)}{q}$$

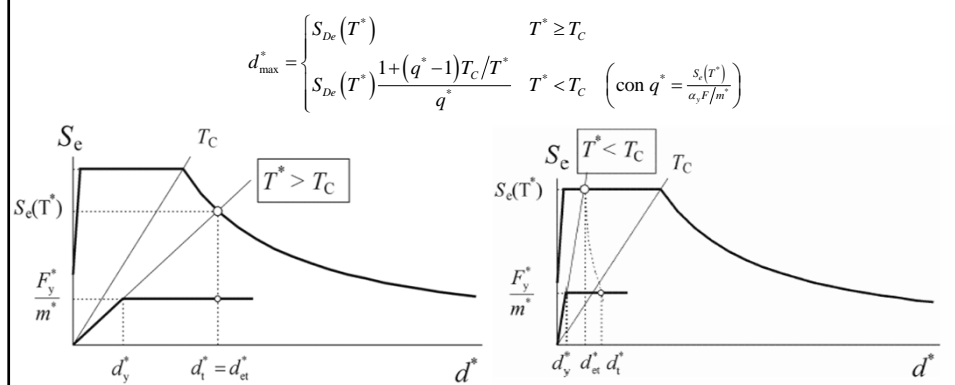
Spettri e diagramma ADRS



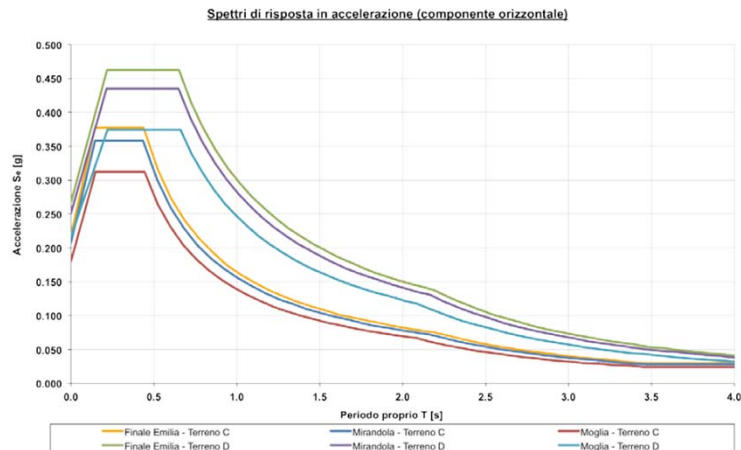
Analisi statica nonlineare (3/3) verifica

La verifica è un confronto fra spostamenti

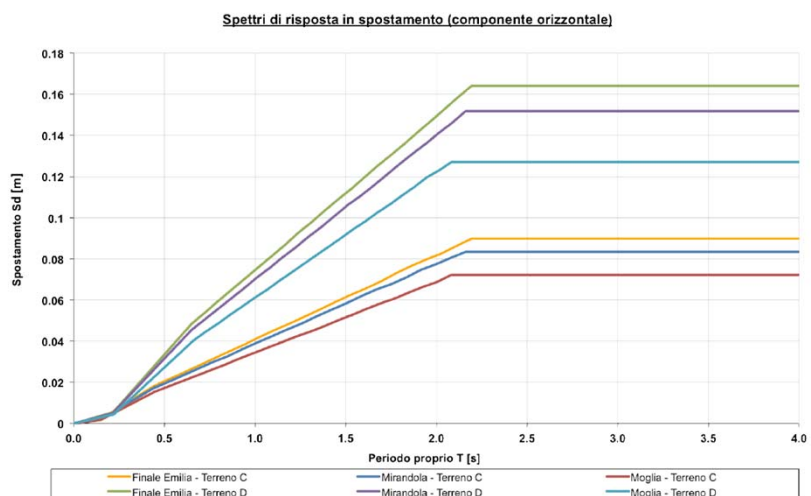
Spostamento di Domanda (dallo spettro) \leq Spostamento di capacità (dalla curva di capacità)



Spettri di accelerazione



Spettri di spostamento



Fattore di struttura NTC08 (edifici in c.a.)

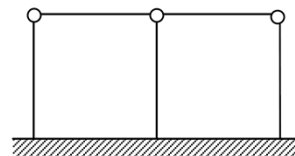
Tipologia	q_0	
	CD''B''	CD''A''
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

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 $\alpha_w / \alpha_1 = 1,3$

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 strutturale⁵.

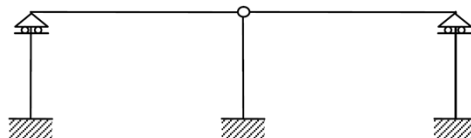
⁵ Non appartengono a questa categoria i telai ad un piano con i pilastri collegati in sommità lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio e per i quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo.



Fattore di struttura (edifici prefabbricati)

Tabella 7.4.II – Valori di q_0 per strutture prefabbricate

Tipologia	q_0	
	CD''B''	CD''A''
Struttura a pannelli	3,0	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	3,5



Struttura a pilastri isostatici

Fattore di struttura (bozza nuove NTC)

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD" A"	CD" B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_w / α_1	3,0 α_w / α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_w / α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	4,0 α_w / α_1	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	1,5

Adesso sono:	Intelaiate	5.0	3.3
	Pilastri isostatici	3.5	2.5

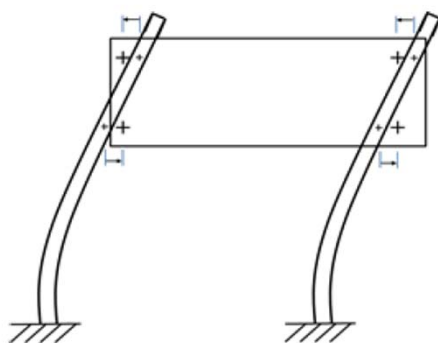
Principali vulnerabilità

- Rotazione di travi alte e capriate non controventate
- Mancante o carente collegamento fra elementi orizzontali e verticali
- Carenze degli elementi verticali nei confronti delle azioni orizzontali
 - Pilastri
 - Plinti
 - Ribaltamenti
- **Tamponature**
 - **Ribaltamenti**
 - **Riduzione dell'altezza libera dei pilastri**
 - **Connessioni**
- Scaffalature non controventate

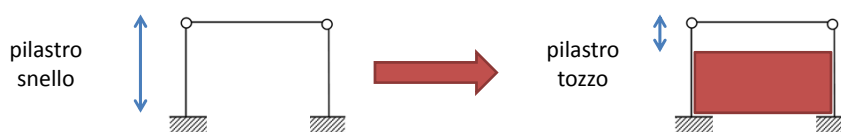
Fissaggio del pannello per 4 punti

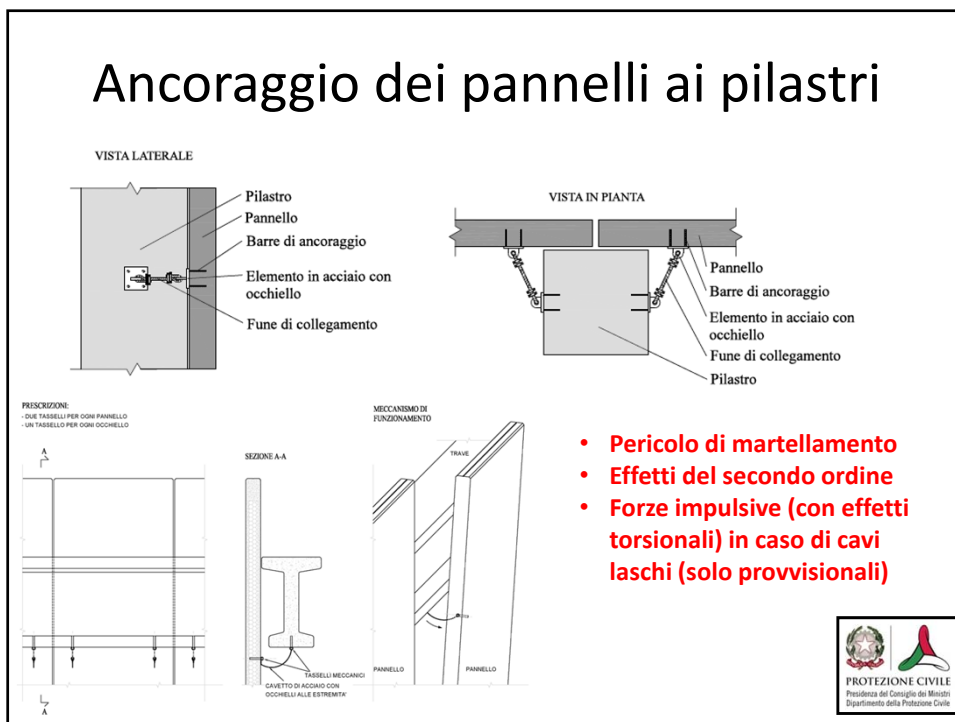
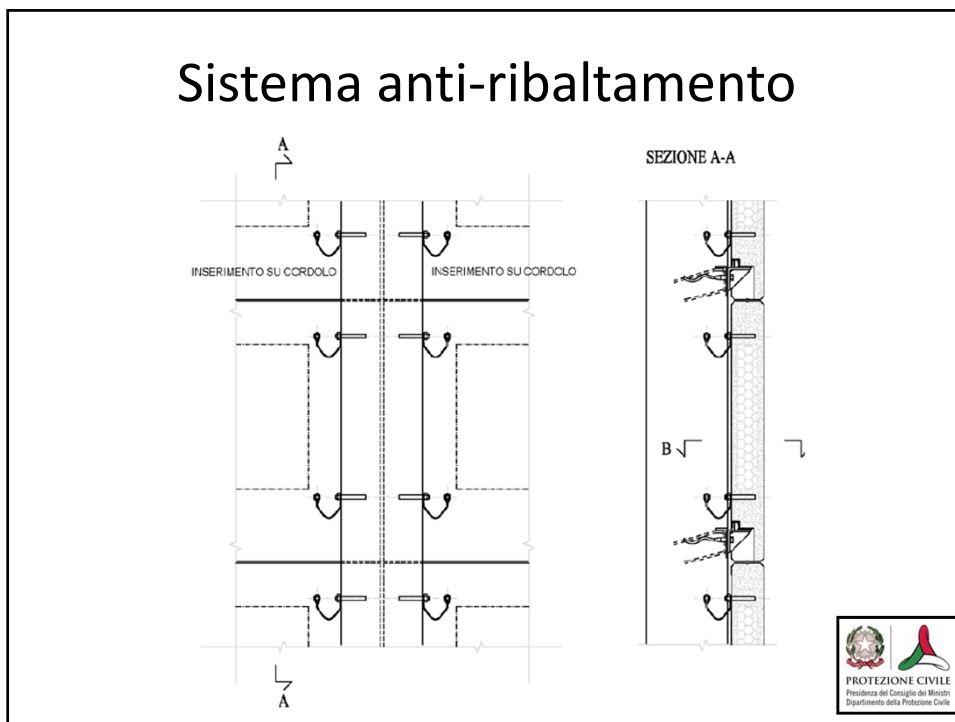
Obiettivi

- Evitare il ribaltamento e la caduta dei pannelli di tamponamento. Il sistema funziona in parallelo al sistema di ritenuta esistente.
- Capacità di sopportare le deformazioni della struttura portante senza irrigidire il sistema.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.



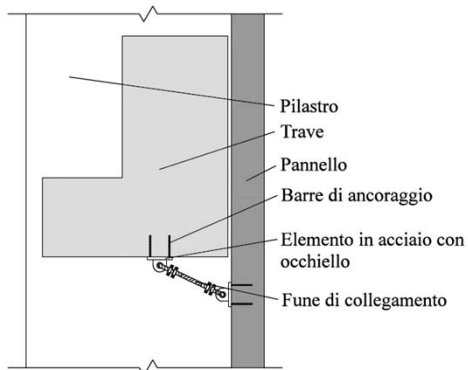
Danni ai pilastri resi tozzi dall'interazione con i tamponamenti



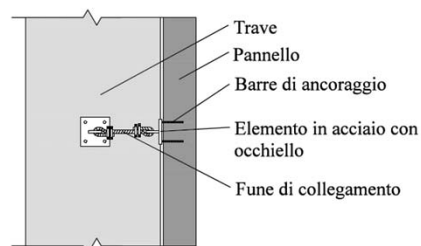


Ancoraggio dei pannelli alle travi

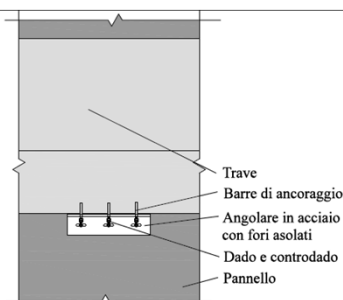
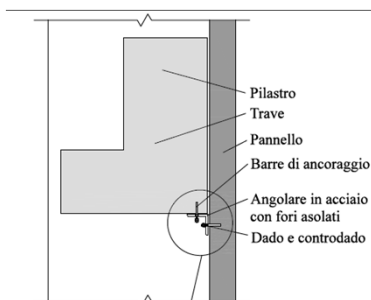
VISTA LATERALE



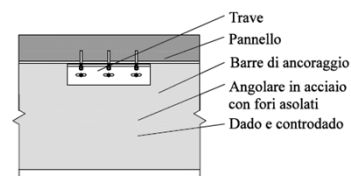
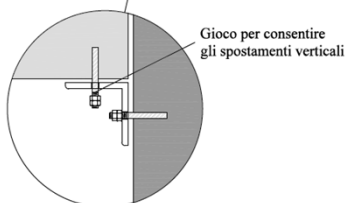
VISTA IN PIANTA



Piastre asolate

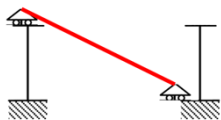
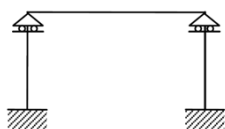


VISTA DAL BASSO

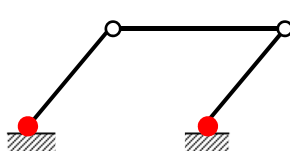


I media...

Ci deve far riflettere l'eccessiva facilità con cui si introduce nel linguaggio comune il concetto che un rimedio efficace sia semplicemente quello di collegare gli elementi di copertura al telaio verticale



Ciò è una parte della verità. L'altra parte è che occorre verificare, una volta collegata la copertura al telaio verticale, la capacità di resistenza delle colonne (e delle fondazioni) ed eventualmente rinforzarle appositamente.



Quando l'appoggio è garantito...

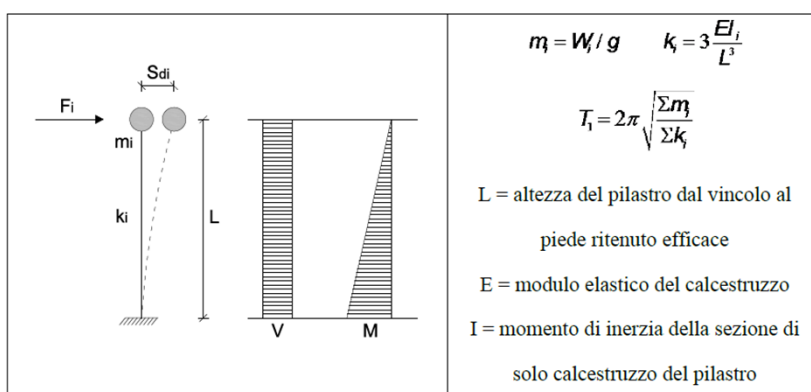


Calcolo delle dimensioni dell'appoggio

$$\begin{aligned} &\text{Spostamento totale} \\ &= \\ &\text{Spostamento relativo in testa ai pilastri} \\ &+ \\ &\text{Spostamento alla base dei pilastri} \end{aligned}$$



Schema statico



Nota il periodo proprio della struttura, il taglio totale alla base può essere determinato come:

$$F_{tot} = W_{tot} \cdot S_g(T_1) / g$$

Fattore di struttura consigliato $q = 1.5$



Stima dello spostamento in testa ai pilastri

Stima dei tagli su ciascun pilastro

$$\text{Impalcato infinitamente rigido: } F_i = F_{tot} \cdot \frac{k_i}{\sum k_i}$$

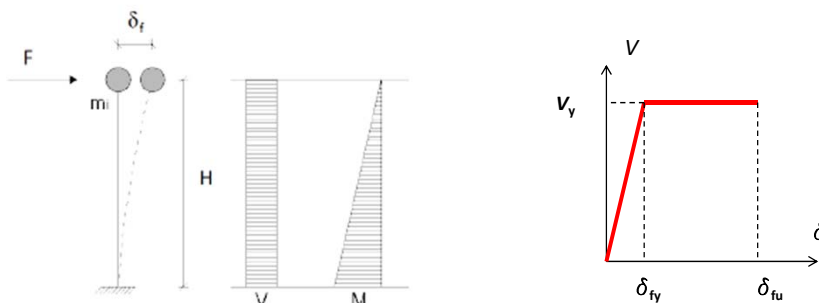
$$\text{Impalcato infinitamente deformabile: } F_i = F_{tot} \cdot \frac{W_i}{\sum W_i}$$

Stima dello spostamento in sommità

$$S_{ti} = q \cdot F_i / k_i$$



Richiesta di spostamento con stima della duttilità (e dunque di q)



Spostamento al limite elastico

spostamento al limite elastico	$\delta_{fy} = \theta_y H$
rotazione al limite elastico	$\theta_y = \frac{H\phi_y}{3v}$
fattore correttivo (parte non fessurata)	$v = 1,2$
curvatura al limite elastico	$\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{(h-2c)} = \frac{2\varepsilon_y}{h(1-2c/h)} \cong 2,5 \frac{\varepsilon_y}{h}$
h = altezza della sezione	
$\varepsilon_y = f_y/E_s$ = deformazione a snervamento dell'acciaio	

Spostamento al limite ultimo

spostamento al limite ultimo	$\delta_{fu} = \theta_u H$
rotazione al limite ultimo	$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{ef}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) l_{pl} \left(1 - \frac{0,5 l_{pl}}{L_v} \right) \right)$
curvatura al limite ultimo	$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} = 0,8 \frac{\varepsilon_{cu}}{h} \frac{1}{v}$
stima della profondità dell'asse neutro	$x_u = 1,25 \cdot h \cdot v$
sforzo normale adimensionale	$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$
altezza utile	$L_v = H$
lunghezza della cerniera plastica	$l_{pl} = 0,1 \cdot L_v + 0,17 \cdot h + 0,24 \frac{d_{bl} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$
d_{bl} = diametro barre longitudinali	
f_c = resistenza cls	
f_y = resistenza acciaio	

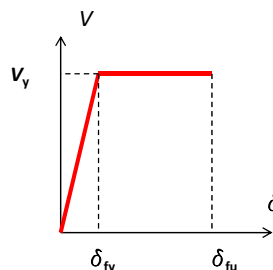
Domanda di spostamento

stima del momento resistente $M_{Rd} = A_s \cdot (h - 2 \cdot c) \cdot f_{yd} + N_{Ed} \cdot h/2 \cdot (1 - \nu)$

taglio resistente $V_y = M_{Rd}/H$

rigidezza $k = \frac{V_y}{\delta_y}$

periodo $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_{tot}}{k}}$



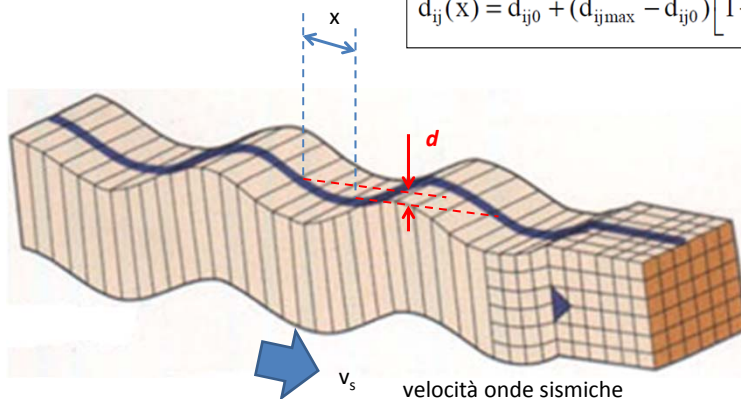
domanda di spostamento $\delta_{max} = \begin{cases} S_{De}(T) & T > T_c \\ S_{De}(T) \frac{\mu(q)}{q} & T \leq T_c \end{cases}$

$q = \frac{m S_e(T)}{V_y} \quad \mu = 1 + (q - 1) \frac{T_c}{T}$

Differenza di spostamento alla base di due punti a distanza x

Spostamento al suolo (indipendenti) $d_{ijmax} = 1,25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$
 $d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$
 (a piccola distanza) $d_{ij0}(x) = 1,25 |d_{gi} - d_{gj}|$

$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ijmax} - d_{ij0}) \left[1 - e^{-1,25(x/v_s)^{0,7}} \right]$



Spostamenti relativi alla base dei pilastri a distanza x (NTC 2008)

3.2.3.3 Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad [...]$$

3.2.5.2 Spostamento assoluto e relativo del terreno

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto richiamati nel paragrafo precedente, il valore dello spostamento relativo tra due punti i e j caratterizzati dalle proprietà stratigrafiche del rispettivo sottosuolo ed il cui moto possa considerarsi indipendente, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij\max} = 1,25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \quad [...]$$
 (3.2.18)

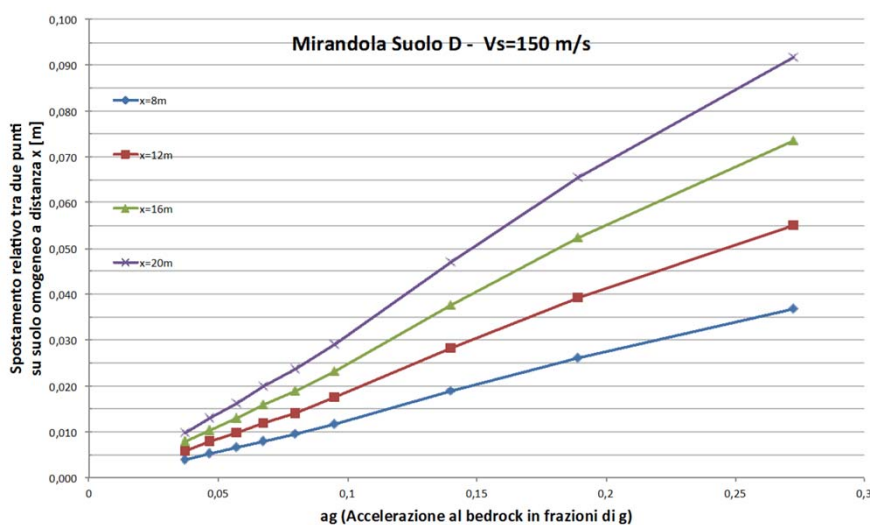
Per punti a distanza inferiore a 20 m lo spostamento relativo, se i punti ricadono su sottosuoli differenti, è rappresentato da d_{ij0} ; se i punti ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, lo spostamento relativo può essere stimato, anziché con l'espressione 3.2.19, con le espressioni

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 2,3x \quad \text{per sottosuolo tipo D,}$$

(3.2.21)

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 3,0x \quad \text{per sottosuolo di tipo diverso da D.}$$

Esempio (Mirandola)



Collegamento delle basi dei pilastri alla navimentazione

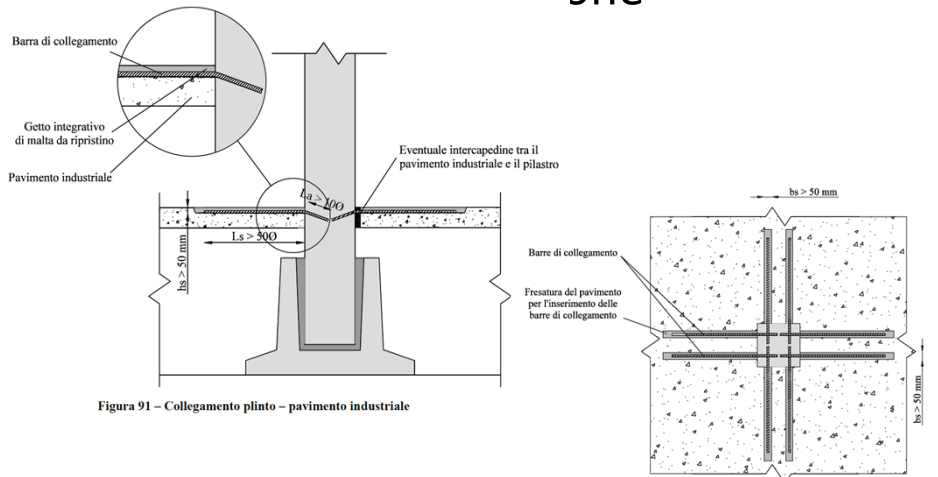


Figura 91 – Collegamento plinto – pavimento industriale

**non realizzabile in presenza di pavimenti
con finiture di pregio**



Dispositivi di dissipazione/isolamento



Dissipatori per ponti

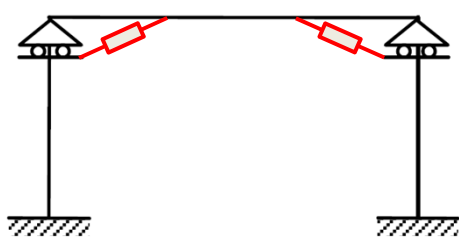


Edificio isolato

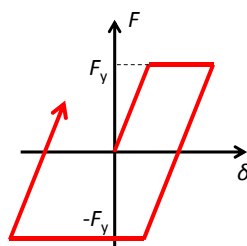
Dispositivi di dissipazione/isolamento



Applicazione al caso della copertura



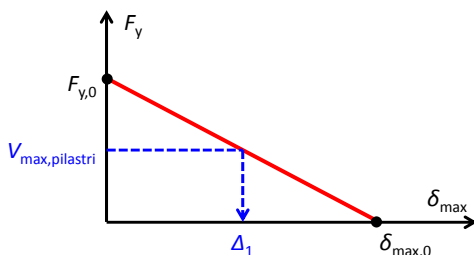
Appoggi con dissipatori



Dissipatore elasto-plastico

Scorrimento degli appoggi (corsa da garantire)

Relazione fra soglia plastica e corsa del dispositivo di appoggio



$$\delta_{\max} = \begin{cases} S_{De}(T) - \frac{F_y}{k} & T > T_c \\ S_{De}(T) \frac{1 - \left(\frac{m S_e(T)}{F_y} - 1\right) \frac{T_c}{T}}{\frac{m S_e(T)}{F_y}} - \frac{F_y}{k} & T \leq T_c \end{cases}$$

$$F_{y,0} = m \cdot S_e(T)$$

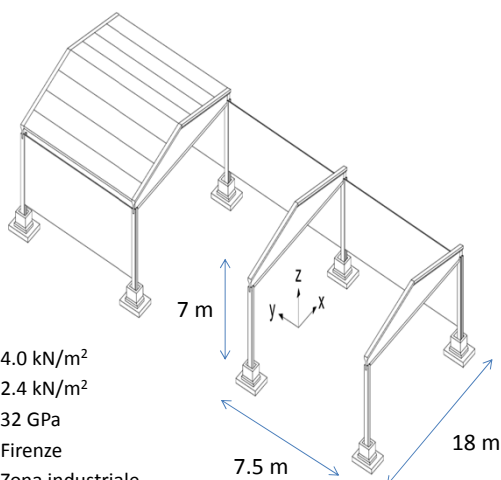
$$\delta_{\max,0} = \begin{cases} S_{De}(T) & T \leq T_c \\ S_{De}(T) T_c / T & T > T_c \end{cases}$$

- 1) Si progetta un dispositivo con una soglia plastica pari al massimo taglio sopportabile dai pilastri (es. azione del vento) $F_y = V_{\max, \text{pilastri}}$
- 2) Si determina la corsa massima Δ_1 del dispositivo
- 3) Si determina il massimo spostamento relativo fra le basi dei pilastri di appoggio d_{ij} (prossima diapositiva)
- 4) L'appoggio deve garantire spostamenti $\Delta = \Delta_1 + d_{ij}$

Esempio

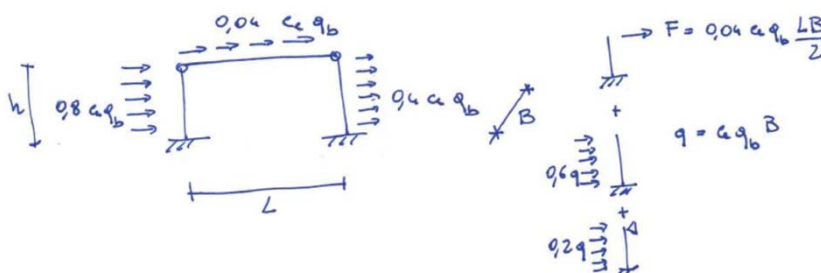
Luce travi 18 m
 Interasse pilastri 7.5 m
 Altezza pilastri 7 m
 Sezione pilastri 45 cm x 45 cm

Peso copertura (tegoli, travi, manto) 4.0 kN/m²
 Peso proprio tamponatura 2.4 kN/m²
 Modulo elastico c.a. 32 GPa
 Località Firenze
 Classe rugosità Zona industriale
 Terreno C ($V_s = 240$ m/s)



Azione del vento

- Zona 3
- Classe di rugosità B
- Categoria di esposizione IV $z_{\min} = 8 \text{ m}$
- Velocità di riferimento $v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$
- Pressione cinetica $q_b = 456 \text{ Pa}$
- Coefficiente di esposizione $c_e(z_{\min}) = 1.63$



- **Momento massimo alla base** $M_{\text{vento}} = 82.2 \text{ kN m}$

Azione sismica

- Massa in copertura $m_c = 54,000 \text{ kg}$
- Massa partecipante in testa ai pilastri $m_p = 8,050 \text{ kg}$
- Massa totale $m = m_c + 2 m_p = 71000 \text{ kg}$
- Rigidezza pilastro $k_p = 3EI/h^3 = 956 \text{ kN/m}$
- Rigidezza totale $k = 2 k_p = 1912 \text{ kN/m}$
- Periodo $T_1 = 2\pi\sqrt{m/k} = 1.20 \text{ s}$
- Risposta elastica in accelerazione $a = S_e(T) = 1.81 \text{ m/s}^2$

- **Momento massimo alla base (risposta elastica)**

$$M_{\text{sisma,elastico}} = m a h / 2 = 444 \text{ kN m}$$

Ammettendo un fattore di struttura $q = 1.5$

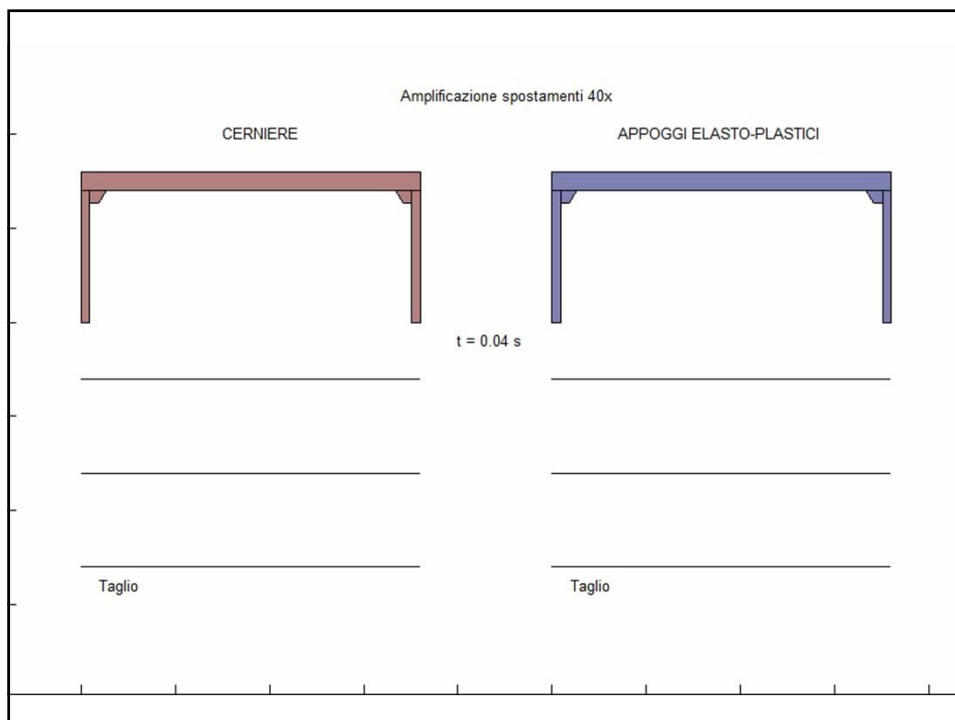
$$M_{\text{sisma,ridotto}} = M_{\text{sisma,elastico}} / q = 296 \text{ kN m} \quad \text{Il progetto a vento copre solo il 30% del sisma}$$

Con $q = 2.5$

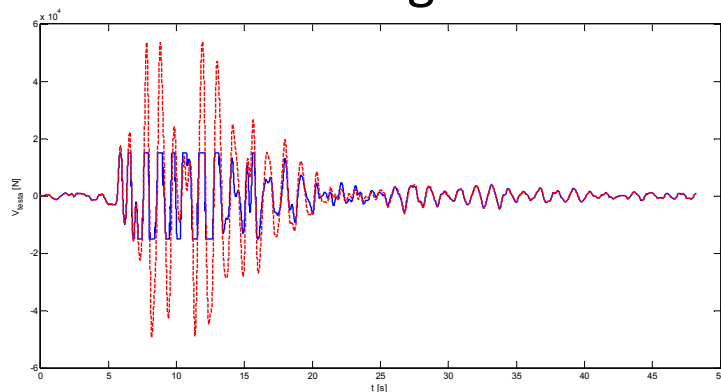
$$M_{\text{sisma,ridotto}} = M_{\text{sisma,elastico}} / q = 178 \text{ kN m} \quad (45\% \text{ del sisma})$$

Spostamenti

- **Scorrimento in caso di appoggio puro** **107 mm**
- Scorrimento in caso di dispositivo «salva pilastri»
(progettati per il vento) 24 mm +
- Spostamento relativo fra le basi dei pilastri 15 mm =
- **Corsa da garantire al dispositivo** **39 mm**

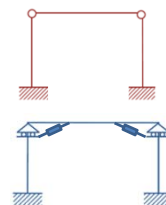


Confronto fra tagli sollecitanti



..... Collegamento fisso (cerniere)

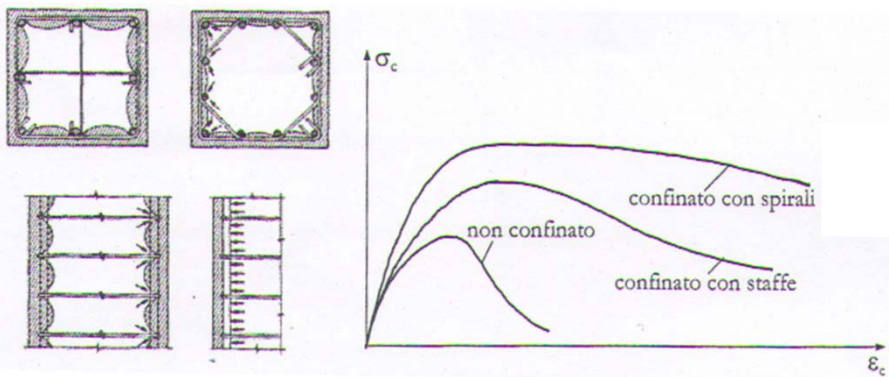
— Collegamento dissipativo (appoggi elasto-plastici)



Appendice 2:

Costruzione della curva
di capacità del pilastro

Il calcestruzzo è un materiale fragile



89/34

Reinforced Concrete Structures

R. PARK and T. PAULAY
 Department of Civil Engineering,
 University of Canterbury, Christchurch,
 New Zealand

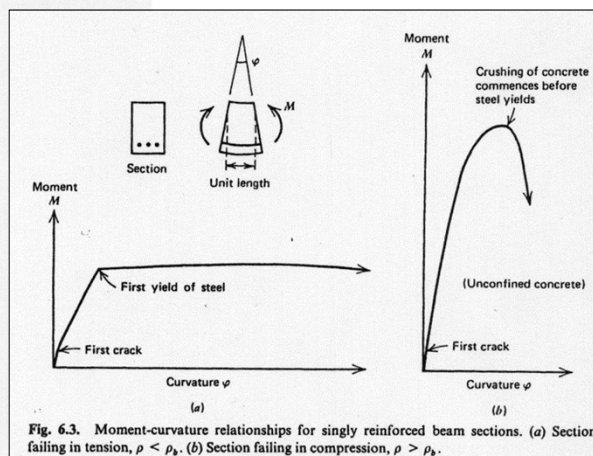
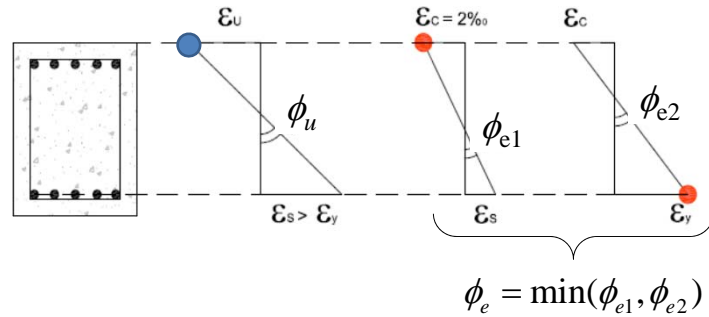


Fig. 6.3. Moment-curvature relationships for singly reinforced beam sections. (a) Section failing in tension, $\rho < \rho_b$. (b) Section failing in compression, $\rho > \rho_b$.

A WILEY-INTERSCIENCE PUBLICATION
 JOHN WILEY & SONS
 New York • Chichester • Brisbane • Toronto • Singapore

90/34

Duttilità flessionale (o di curvatura) di una sezione in c.a.



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

91/34

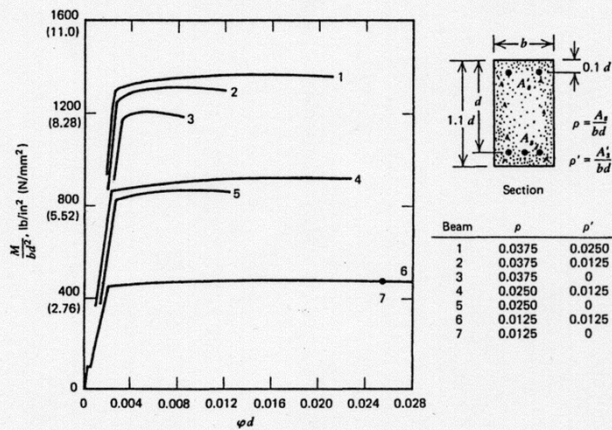
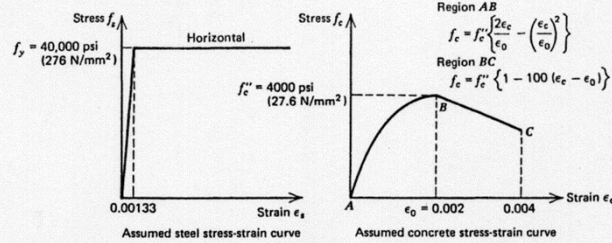
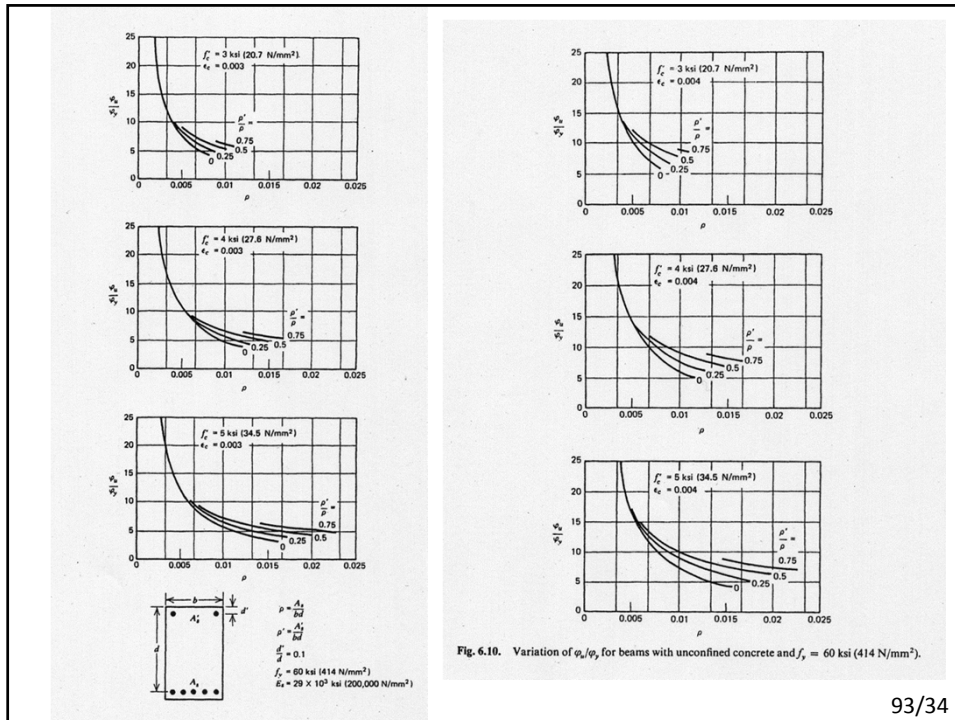


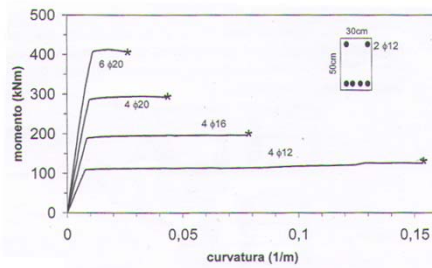
Fig. 6.6. Theoretical moment-curvature relationships.

92/34

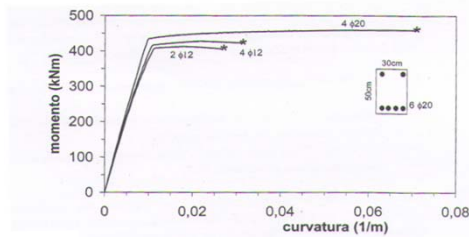


93/34

Duttività in funzione dell'armatura



Influenza della percentuale di armatura tesa sulla duttilità



Influenza della variabilità dell'armatura compressa sulla duttilità

94/34

Ipotesi per il calcolo del diagramma momento-curvatura

- Conservazione sezioni piane
- Perfetta aderenza acciaio-clc
- Sezione parzializzata (calcestruzzo non resistente a trazione)
- Legame costitutivo elastico – perfettamente plastico per l'acciaio (senza limite di rottura)
- Legame costitutivo nonlineare per il calcestruzzo compresso (confinato o non) con limite di deformazione

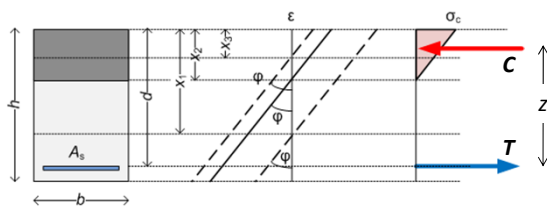
95/34

Semplice software per costruire il diagramma momento-curvatura

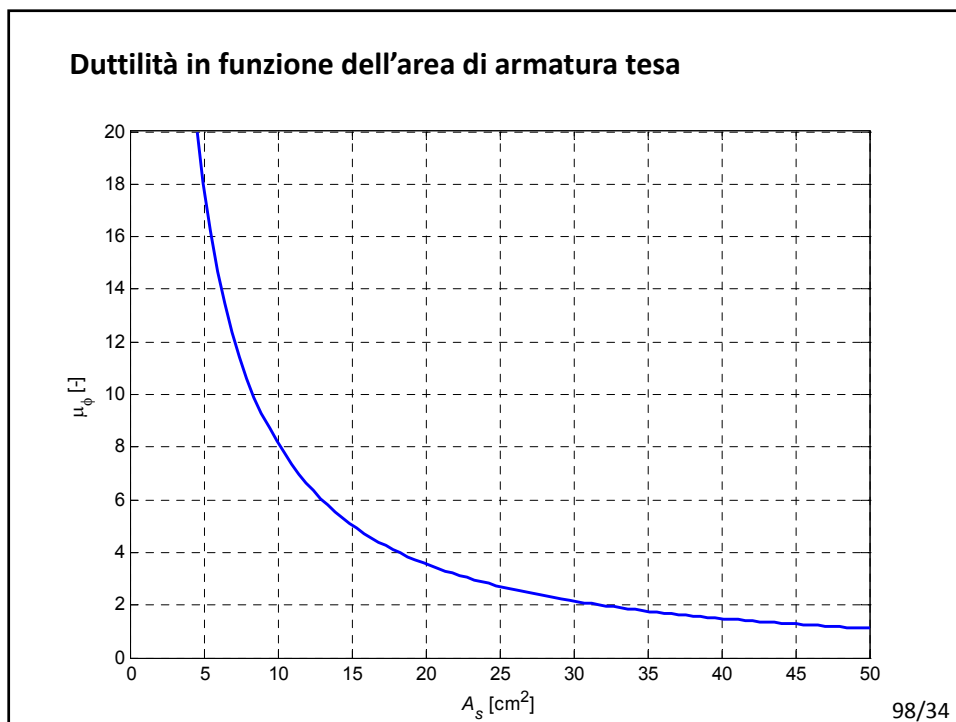
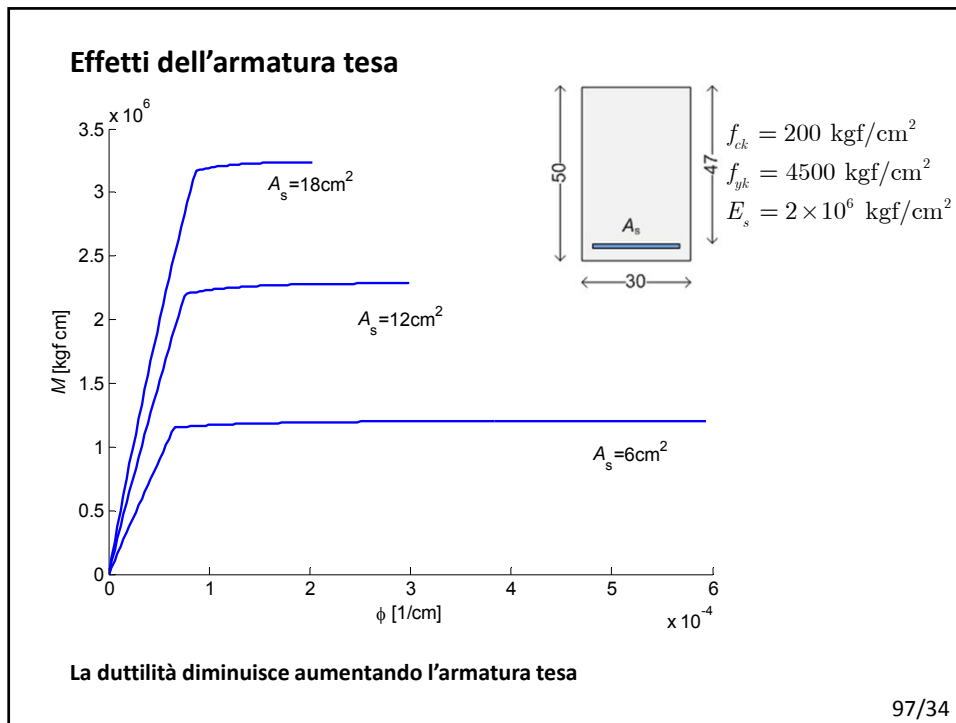
Si procede per punti variando con valori crescenti della curvatura

Ogni punto (φ, M) del diagramma momento-curvatura è ottenuto iterativamente

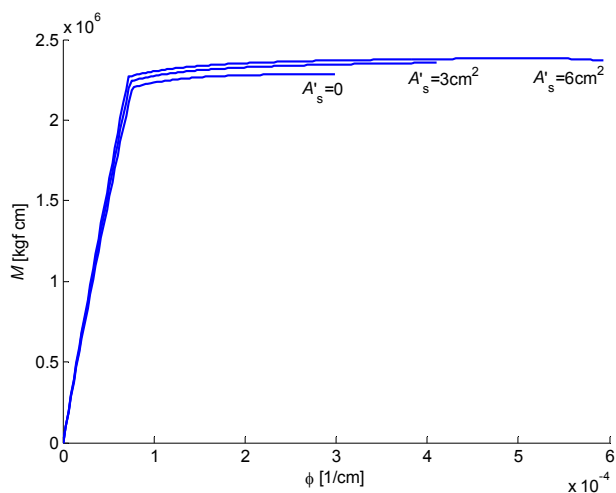
- 1) Si impone il valore della curvatura φ
- 2) Si ipotizza un valore della posizione dell'asse neutro x
- 3) Si calcolano le forze nelle armature T e le tensioni nel calcestruzzo σ_c
- 4) Equilibrio delle forze in direzione dell'asse della trave? ($T = C$)
 - No \rightarrow si corregge la posizione dell'asse neutro x e si torna al punto (2)
 - Sì \rightarrow si va al punto (5)
- 5) Si calcola il valore del momento $M = T z$



96/34



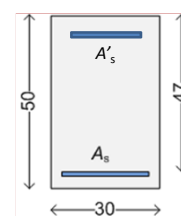
Effetti dell'armatura compressa



$$f_{ck} = 200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4500 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

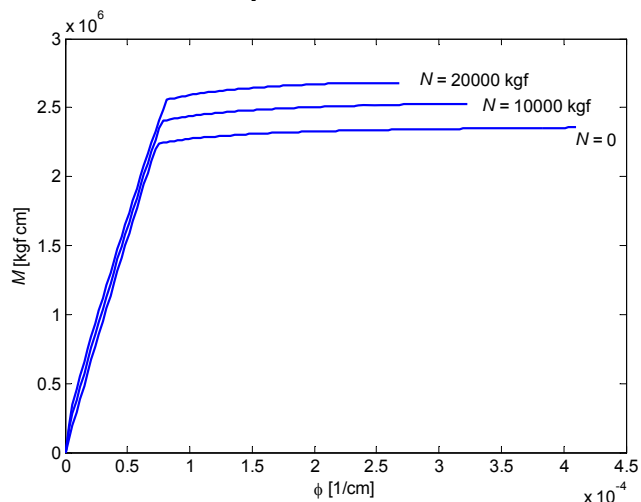


$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

La duttilità aumenta aumentando l'armatura compressa

99/34

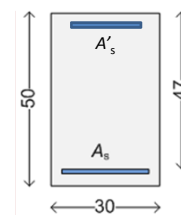
Effetti della compressione assiale



$$f_{ck} = 200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4500 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$



$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 3 \text{ cm}^2$$

La duttilità diminuisce aumentando la compressione

Le pilastri sono meno duttili delle travi a parità di armatura (dunque si preferisce far formare le cerniere plastiche sulle travi non solo perché il meccanismo di collasso corrispondente la formazione di un maggior numero di cerniere, ma anche perché ciascuna cerniera ha una duttilità maggiore).

100/34

Si può stimare la duttilità di curvatura anche con un procedimento manuale semplificato

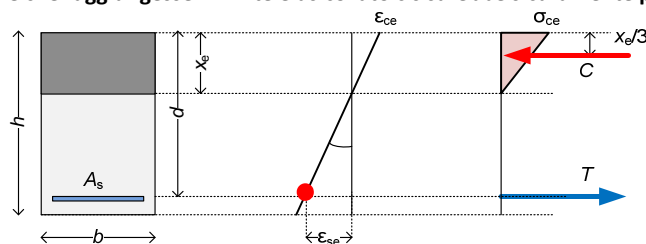
I valori delle tensioni da utilizzare sono quelli caratteristici e non quelli di progetto poiché ci interessa il legame costitutivo reale senza tener conto dell'abbattimento dei valori resistenti con i coefficienti parziali di sicurezza.

NB: il pedice k è omissso per f_{ck} e f_{yk} nelle formule per motivi di brevità.

101/34

Calcolo del limite elastico nel caso di snervamento dell'acciaio

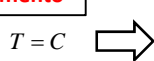
(una sezione che raggiungesse il limite elastico cls sarebbe sicuramente poco duttile!)



Ipotesi:

- Conservazione sezioni piane
- Perfetta aderenza acciaio-cls
- Sezione parzializzata
- **Cls elastico (funziona solo per sezioni poco armate)**
- **Acciaio al limite di snervamento**

Equilibrio alla traslazione $T = C$



$$C = \frac{\sigma_{ce} b x_e}{2}$$

$$T = f_s A_s$$

$$\frac{\epsilon_{ce}}{x_e} = \frac{\epsilon_{se}}{d - x_e} \Rightarrow \epsilon_{ce} = \frac{x_e}{d - x_e} \epsilon_{se}$$

$$\sigma_{ce} = E_c \epsilon_{ce} = E_c \frac{x_e}{d - x_e} \epsilon_{se}$$

$$x_e = n \rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n \rho}} \right) d$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho = \frac{A_s}{bd}$$

Curvatura al limite elastico

$$\varphi_e = \frac{\epsilon_{se}}{d - x_e}$$

Momento al limite elastico

$$M_e = T (d - x_e/3)$$

102/34

Calcolo del limite ultimo

Ipotesi:

- Conservazione sezioni piane
- Perfetta aderenza acciaio-cl
- Sezione parzializzata
- Cls plastico con "stress-block"
- Cls alla deformazione ultima

Equilibrio alla traslazione

$$T = C \quad \Rightarrow \quad x_u = \rho \frac{f_s}{0.8 f_c} d$$

Curvatura al limite ultimo

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u}$$

Momento al limite ultimo

$$M_u = T(d - 0.4x_u)$$

Duttilità di curvatura

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_e} = 0.8 \frac{f_c}{f_s} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{se}} \left(\frac{1}{\rho} - n \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}} \right) \right)$$

103/34

Esempio

11.2.10.3 Modulo elastico

Per modulo elastico istantaneo del calcestruzzo va assunto quello secante tra la tensione nulla e 0,40 f_{cm} , determinato sulla base di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI 6556:1976.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2000000}{147000} = 13.6$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6}{30 \cdot 47} = 0.00426 \quad T = f_s A_s = 4500 \cdot 6 = 27000 \text{ kgf} \quad x_e = n\rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}} \right) d = 13.5 \text{ cm}$$

$$x_u = \rho \frac{f_s}{0.8 f_c} d = 0.00426 \frac{4500}{0.8 \cdot 200} \cdot 47 = 5.63 \text{ cm}$$

$$M_e = T(d - x_e/3) = 27000 \cdot (47 - 13.5/3) = 1147500 \text{ kgf cm}$$

$$M_u = T(d - 0.4x_u) = 27000 \cdot (47 - 0.4 \cdot 5.63) = 1208200 \text{ kgf cm}$$

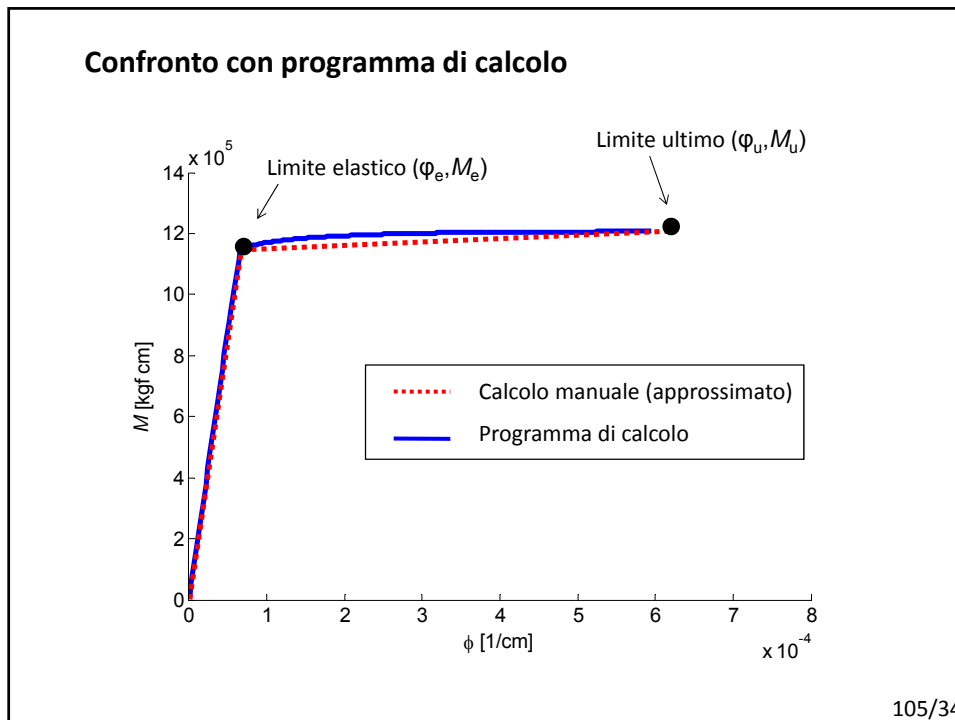
$$\varphi_e = \frac{\varepsilon_{se}}{d - x_e} = \frac{4500/2000000}{47 - 13.5} = 6.71 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} = \frac{0.0035}{5.63} = 62.2 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_e} = \frac{62.2}{6.71} = 9.27$$

$f_{ck} = 200 \text{ kgf/cm}^2$
 $f_{yk} = 4500 \text{ kgf/cm}^2$
 $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
 $A_s = 6 \text{ cm}^2$

104/34



Ipotizziamo una struttura a telaio con più piani e più campate regolare in altezza

$$\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$$

$$q_0 = 3.0 \alpha_u/\alpha_1 = 3.9$$

Dobbiamo dunque verificare che la duttilità di curvatura rispetti la disuguaglianza

$$\mu_\phi \geq 1.5 (2 q_0 - 1) = 10.2$$

Sia manualmente che con il programma di calcolo abbiamo ottenuto

$$\mu_\phi = 9.2$$

Dunque la verifica **non è soddisfatta** (neppure per una sezione molto duttile come quella scelta).

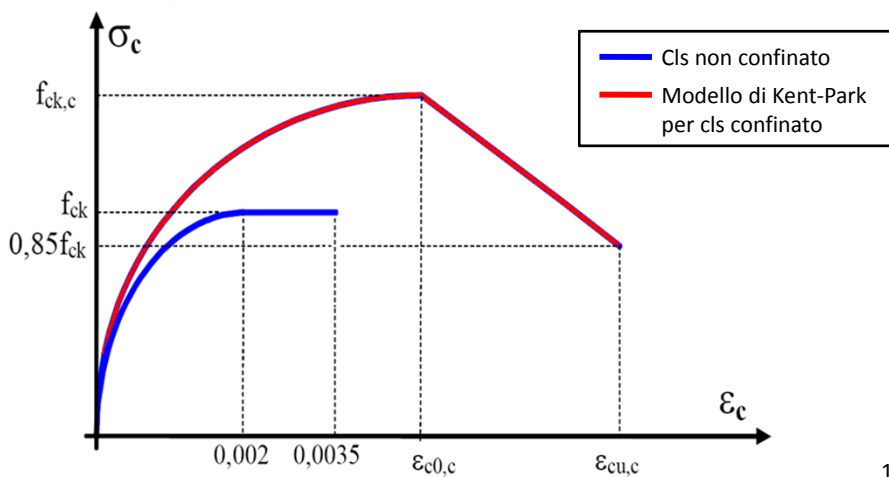


La verifica può essere soddisfatta senza modificare l'armatura se si tiene conto del confinamento del calcestruzzo.

106/34

Effetto del confinamento nel calcestruzzo

- f_{ck} resistenza caratteristica del calcestruzzo non confinato
- $f_{ck,c}$ resistenza caratteristica del calcestruzzo confinato
- $\epsilon_{c0,c}$ deformazione alla massima resistenza del calcestruzzo confinato
- $\epsilon_{cu,c}$ deformazione ultima del calcestruzzo confinato



107/34

Pressione di confinamento

$$\sigma_2 = 0.5 f_{ck} \alpha_s \alpha_n \omega_{wd}$$

ω_{wd} è il rapporto meccanico volumetrico della staffatura di confinamento all'interno della zona critica:

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume della staffatura di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (\text{Eurocodice 8})$$

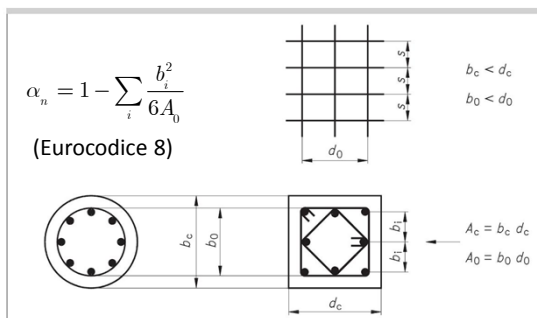
$\alpha = \alpha_s \alpha_n$ efficienza del confinamento

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s}{2h_c} \right) \quad (\text{Eurocodice 2})$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{8}{3n} \quad (\text{Model Code 90})$$

n numero di barre longitudinali

Confinamento del nucleo di calcestruzzo



108/34

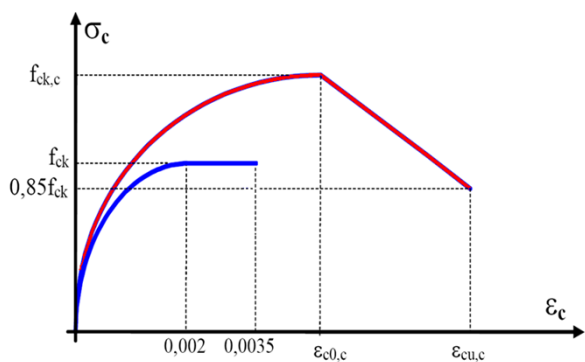
Parametri del legame per il calcestruzzo confinato

$$f_{ck,c} = \begin{cases} f_{ck} + 5\sigma_2 & \text{se } \sigma_2 \leq 0.05f_{ck} \\ 1.125f_{ck} + 2.5\sigma_2 & \text{se } \sigma_2 > 0.05f_{ck} \end{cases}$$

$$f_{cu,c} = 0.85f_{ck}$$

$$\varepsilon_{c0,c} = 0.002 \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1\alpha_s\omega_{wd}$$



109/34

Calcolo dei parametri del legame costitutivo del cls confinato

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume staffe } f_{yd}}{\text{volume cls confinato } f_{cd}} = \frac{0.5(44 + 24 + 44 + 24)}{10 * 44 * 24} \frac{4500 / 1.15}{0.85 * 200 / 1.5} = 0.222$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_c}\right) = \left(1 - \frac{10}{2 * 24}\right) \left(1 - \frac{10}{2 * 44}\right) = 0.702$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{s}{3n_t} = 1 - \frac{8}{3 * 12} = 0.778$$

$$\sigma_2 = 0.5f_{ck}\alpha_s\alpha_n\omega_{wd} = 0.5 * 200 * 0.702 * 0.778 * 0.222 = 12.1 \text{ kgf/cm}^2 > 10 \text{ kgf/cm}^2 = 0.05f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = 1.125f_{ck} + 2.5\sigma_2 = 1.125 * 200 + 2.5 * 12.1 = 255 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{cu,c} = 0.85f_{ck} = 170 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\varepsilon_{c0,c} = 0.002 \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 = 0.002 \left(\frac{255}{200} \right)^2 = 0.0033$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1\alpha_s\alpha_n\omega_{wd} = 0.0035 + 0.1 * 0.702 * 0.778 * 0.222 = 0.0153$$

Staffe Ø8 passo 10cm

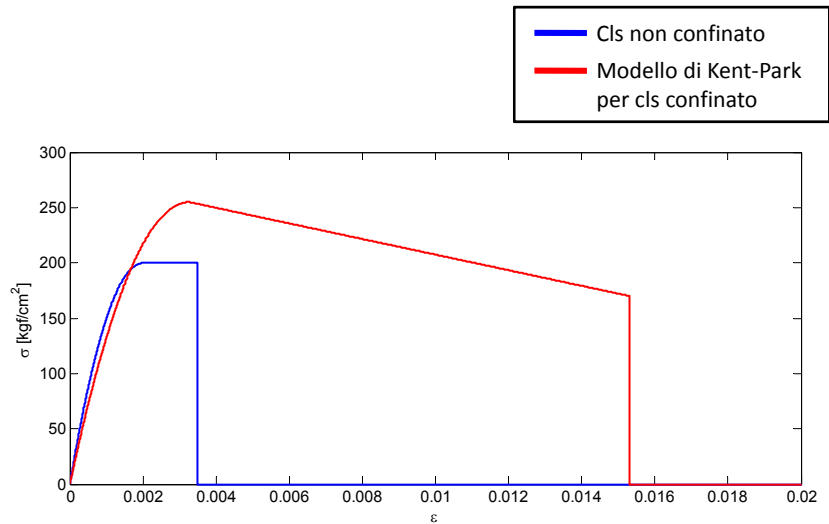
$$f_{ck} = 200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4500 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

110/34

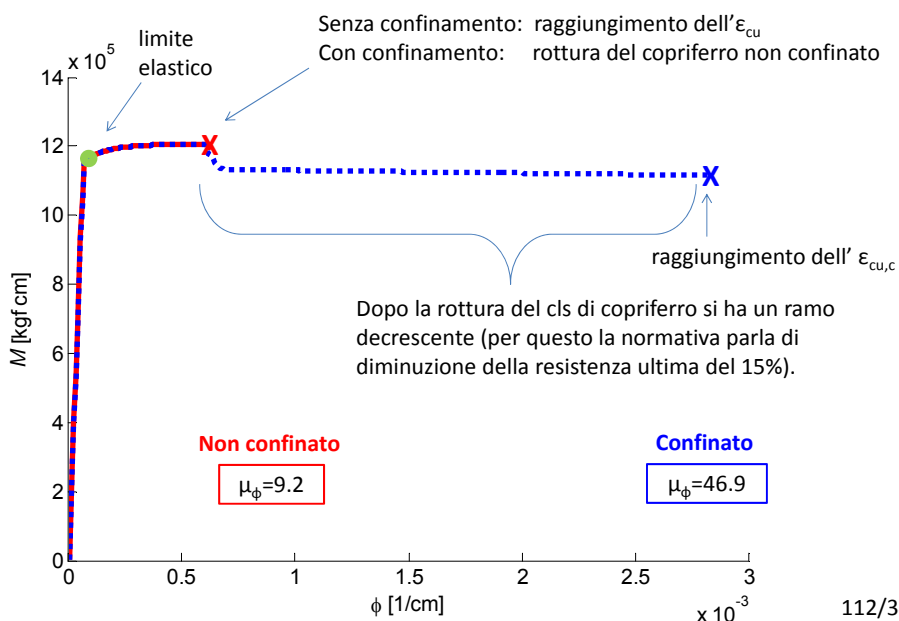
Legame costitutivo del cls non confinato e confinato



Il limite di deformazione a rottura è oltre 4 volte maggiore!

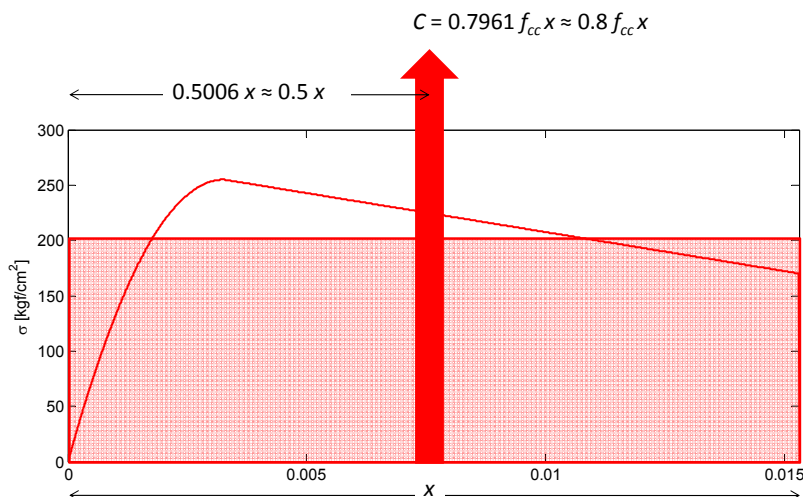
111/34

Tenendo conto dell'effetto del confinamento la verifica è soddisfatta!



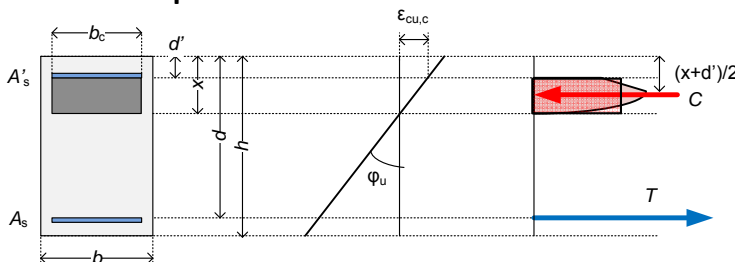
112/34

Si può pensare di utilizzare una sorta di “stress-block” in cui si riduce il valore della tensione anziché l’ampiezza della distribuzione come nel caso parabola rettangolo



113/34

Calcolo semplificato del limite ultimo con confinamento



- Ipotesi:**
- Conservazione sezioni piane
 - Perfetta aderenza acciaio-cla
 - Sezione parzializzata
 - **Clas confinato con “stress-block”**
 - **Clas confinato alla deformazione ultima**

$$C = 0.8b_c(x_{uc} - d')f_{cc} \quad T = f_s A_s \quad \rho_c = \frac{A_s}{b_c d}$$

Equilibrio alla traslazione

$$T = C \quad \Rightarrow \quad x_{uc} = \rho_c \frac{f_s}{0.8f_{cc}} d + d'$$

Curvatura al limite ultimo

$$\varphi_{uc} = \frac{\epsilon_{cu,c}}{x_{uc} - d'}$$

Momento al limite ultimo

$$M_u = T \left(d - \frac{x_{uc} + d'}{2} \right)$$

Duttibilità di curvatura

$$\mu_{\varphi c} = \frac{\varphi_{uc}}{\varphi_e}$$

114/34

Valori dell'esempio

$$\rho_c = \frac{A_s}{b_c d} = \frac{6}{24 * 47} = 0.00532$$

$$x_{uc} = \rho_c \frac{f_s}{0.8 f_{cc}} d + d' = 0.00532 \frac{4500}{0.8 * 255} 47 + 3 = 8.51 \text{ cm}$$

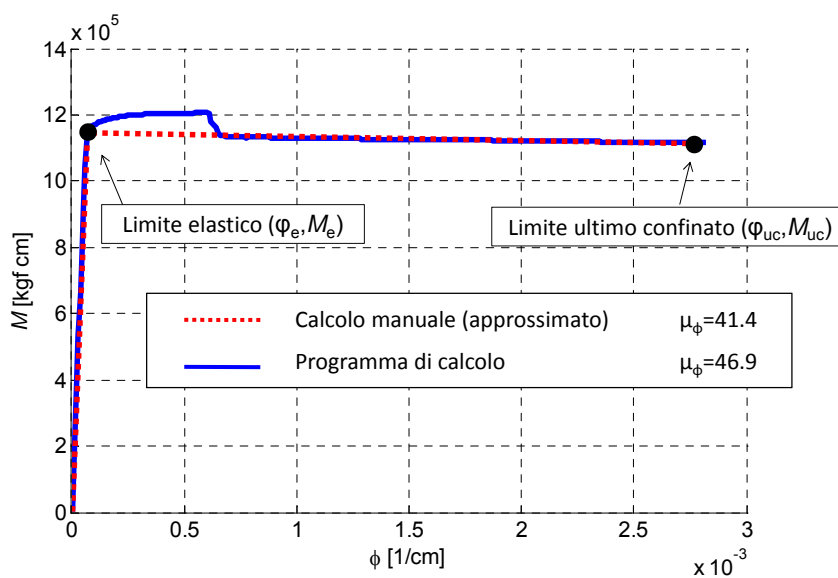
$$\varphi_{uc} = \frac{\varepsilon_{cu,c}}{x_{uc} - d'} = \frac{0.0153}{8.51 - 3} = 0.00278$$

$$M_e = T \left(d - \frac{x_{uc} + d'}{2} \right) = 27000 * \left(47 - \frac{8.51 + 3}{2} \right) = 1113600 \text{ kgf cm}$$

$$\mu_{\varphi c} = \frac{\varphi_{uc}}{\varphi_e} = \frac{0.00278}{6.71 * 10^{-5}} = 41.4 \quad \text{(con il programma di calcolo si ottiene 46.9 grazie al contributo del cls non confinato di copriferro che ancora non ha raggiunto la deformazione ultima e che viene invece trascurato in questo calcolo semplificato)}$$

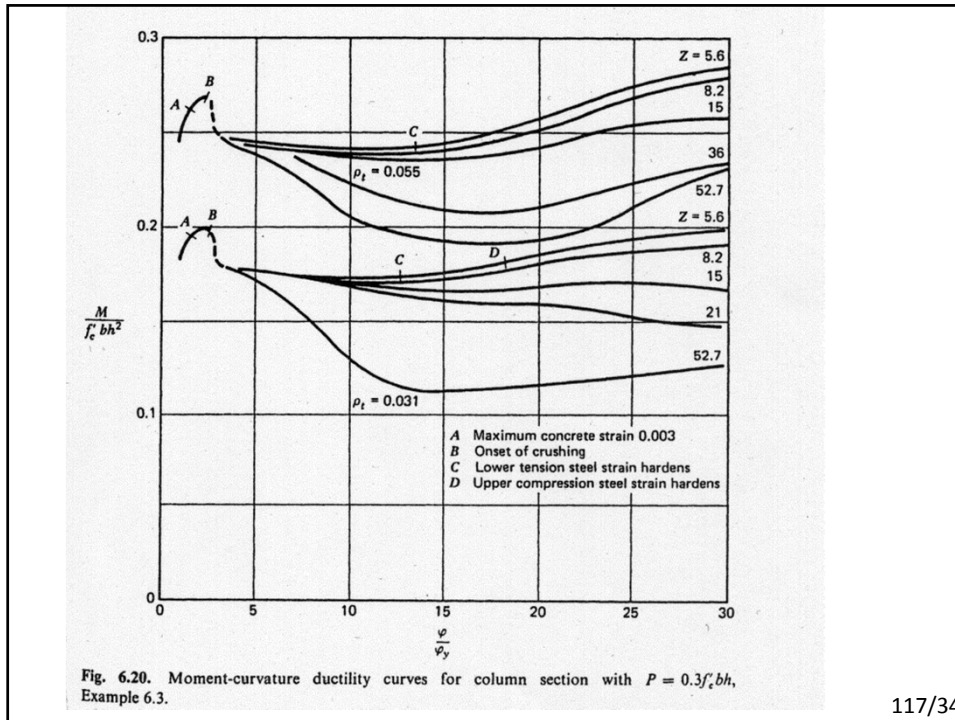
115/34

Confronto con I risultati ottenuti con il programma di calcolo



Il calcolo manuale trascura il contributo del calcestruzzo non confinato ancora non a rottura

116/34



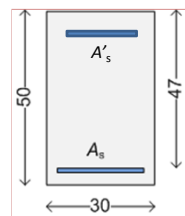
117/34

Esempio con armatura compressa e sforzo assiale...

$$f_{ck} = 200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4500 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$



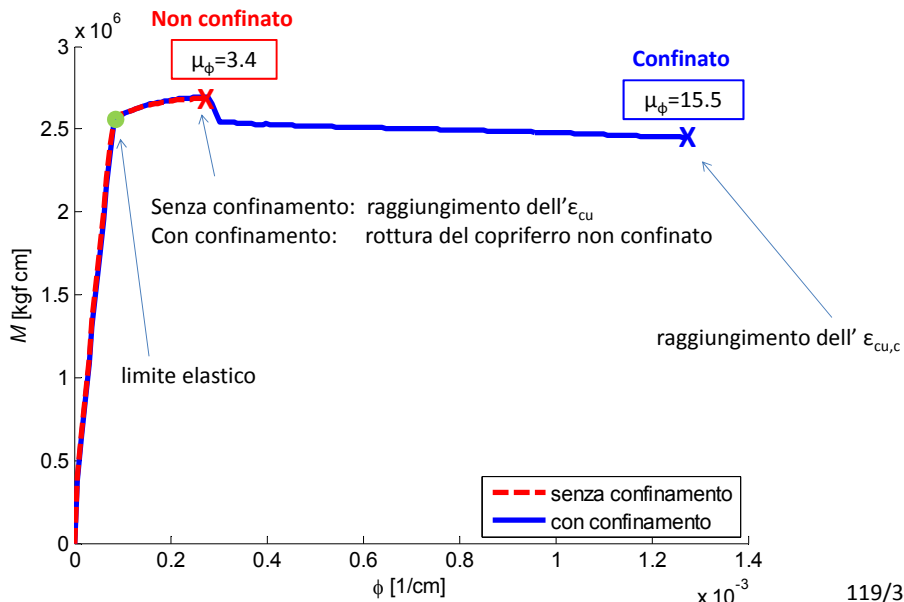
$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 3 \text{ cm}^2$$

$$N = 20000 \text{ kgf}$$

118/34

... in questo secondo esempio l'importanza di considerare il confinamento nei calcoli è ancora maggiore al fine della verifica



La duttilità di curvatura μ_ϕ può essere calcolata come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione ovvero il raggiungimento delle deformazioni ultime del calcestruzzo ϵ_{cu} o dell'acciaio ϵ_{uk} e la curvatura al limite di snervamento e deve risultare almeno 1,5 volte la duttilità di curvatura calcolata con le espressioni (7.4.1).

