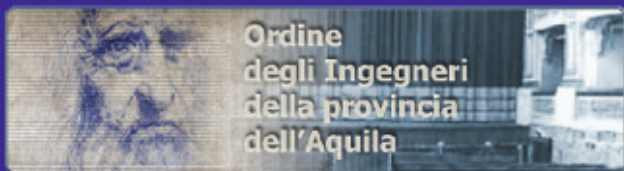


L'Aquila,
19-20 Aprile 2012

Località Campo di Pile
via Saragat 32



CSI
Italia s.r.l.

**OMNIA
TEST**
PROVE NONDISTRUTTIVE E VERIFICHE
TECNICHE PER L'EDILIZIA



Vi invitano al seminario:

Modellazione e consolidamento sismico di edifici in muratura e cemento armato

Relatori:

Ing. Francesco Oliveto (Gruppo Sismica)
Ing. Bartolomeo Pantò (Gruppo Sismica)
Ing. Leonardo Bandini (CSI Italia)

3D Macro
E. SOFTWARE
PER L'EDILIZIA

SAP2000 v15

CSI BRIDGE v15

VIS



VALUTAZIONE SISMICA DEGLI EDIFICI IN C.A.

Leonardo Bandini

CSI Italia

La presentazione può essere scaricata dal seguente indirizzo:

www.csi-italia.eu/download/aquila_edifici.pdf

I modelli di calcolo realizzati in SAP2000 utilizzati e commentati nella presente lezione possono essere scaricati al seguente indirizzo:

www.csi-italia.eu/download/modedifici.zip

Tutti i file sono stati salvati con la versione 15.1.0

E' possibile richiedere l'ultima versione di SAP2000 o di VIS inviando una mail al seguente indirizzo:

leonardo@csi-italia.eu

L'INGEGNERIA STRUTTURALE E'

***L'ARTE DELL'UTILIZZO DI MATERIALI
che hanno proprietà che possano essere solo stimate***

***DI COSTRUIRE STRUTTURE REALI
che possono essere solo approssimativamente analizzate***

***DI AVERE A CHE FARE CON FORZE
che non sono accuratamente conosciute***

***COSI' CHE SIA LA RESPONSABILITA' AD ASSICURARE
CHE LA PUBBLICA SICUREZZA SIA OTTEMPERATA***

aforisma di Sconosciuto

citazione su

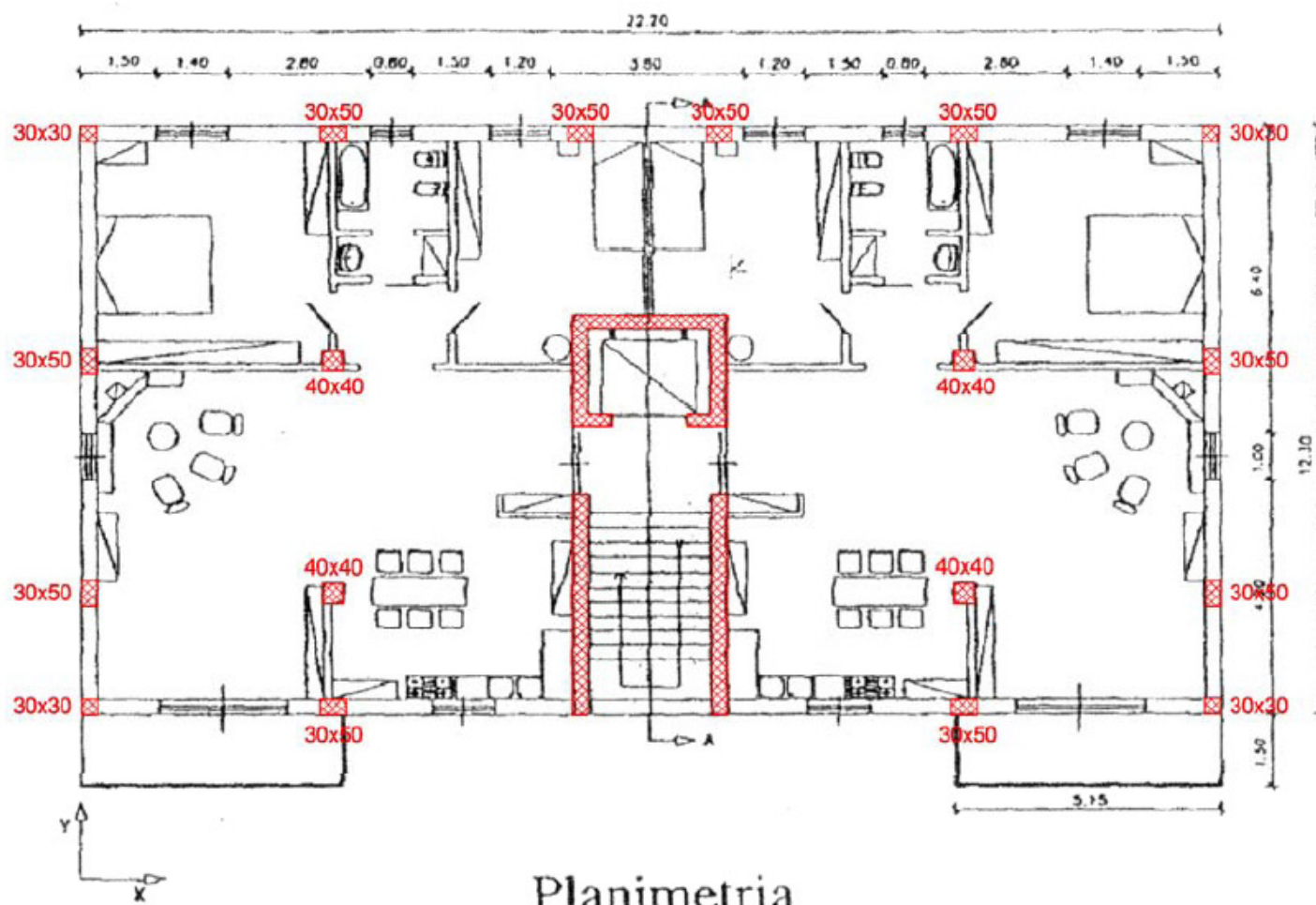
***Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures
Edward L. Wilson (professore emerito dell'Università di Berkely- CA)***

MODELLAZIONE NUMERICA E VALUTAZIONE SISMICA DI EDIFICI IN C.A.

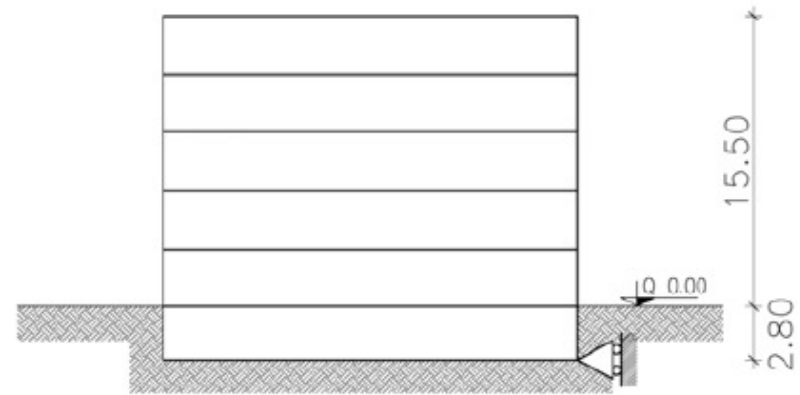
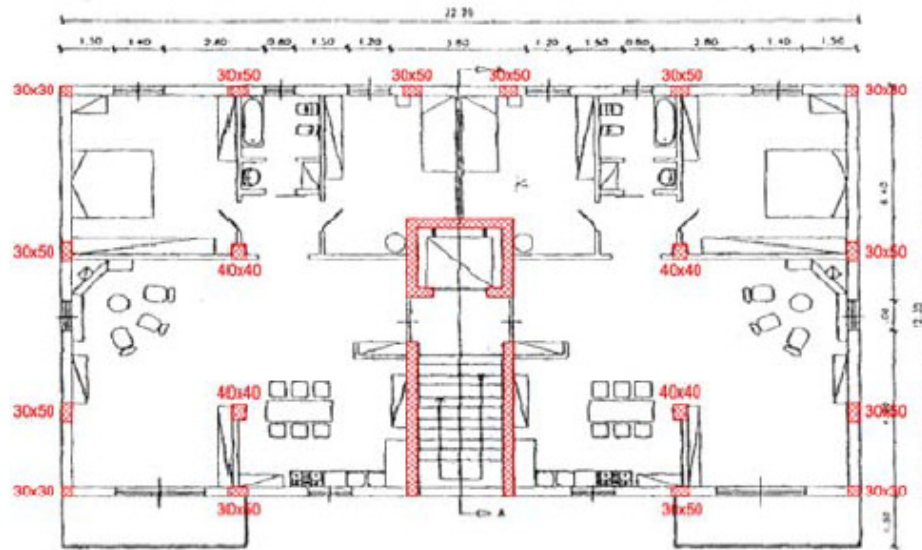
- 1. VERIFICHE SISMICHE “CONVENZIONALI” PER STRUTTURE IN C.A.**
- 2. VALUTAZIONI SISMICHE DI STRUTTURE IN C.A. MEDIANTE ANALISI NON LINEARE.**
- 3. CASI STUDIO – REALIZZAZIONI PROGETTUALI DI PROTEZIONE SISMICA DELLE STRUTTURE:**
 - PROGETTO ESECUTIVO DI NUOVO OSPEDALE DI GAVARDO PROTETTO MEDIANTE ISOLAMENTO SISMICO,**
 - ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA G. DE PETRA DI CASOLI (CHIETI).**

VERIFICHE SISMICHE
«CONVENZIONALI»
PER STRUTTURE IN C.A.

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08



ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08



Carichi Permanenti (G_k)

Solaio tipo:	6,50 kN/m ²
Solaio copertura:	6,00 kN/m ²
Scale:	8,30 kN/m ²
Balconi:	5,55 kN/m ²
Tamponam. esterni:	6,25 kN/m

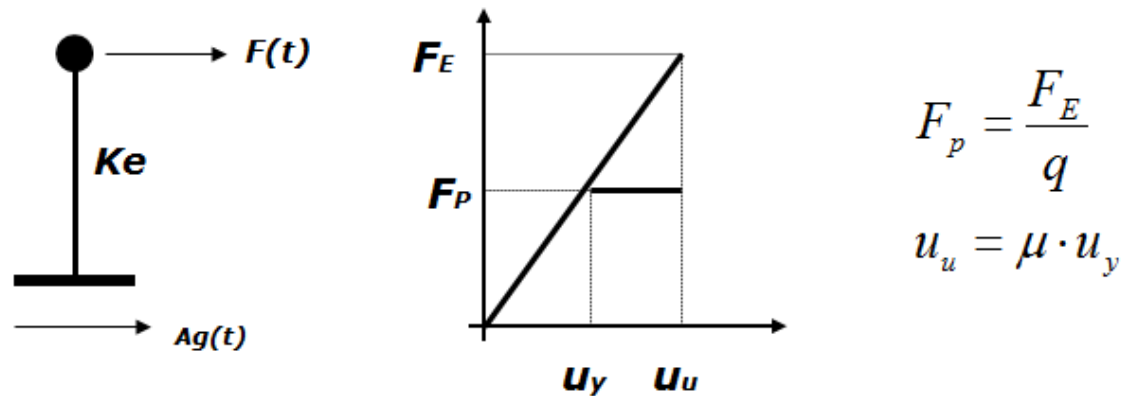
Carichi Variabili (Q_k)

Solaio tipo:	2,00 kN/m ²
Scale e pianerottoli:	4,00 kN/m ²
Solaio copertura:	1,30 kN/m ²
Balconi:	4,00 kN/m ²

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

FATTORE DI STRUTTURA

LA STRUTTURA REALE E' CARATTERIZZATA DA UN COMPORTAMENTO NON LINEARE:
EFFETTI VISCOSI E COMPORTAMENTI ELASTOPLASTICI
VERRA' STUDIATA INVECE MEDIANTE UN MODELLO LINEARE.



UGUAGLIANDO GLI POSTAMENTI SI OTTIENE: $q = \mu$

- AD ALTE FREQUENZE SI HA UNA PROGRESSIVA RIDUZIONE DI q CHE TENDE A 1
- PER PERIODI INTERMEDI VALE L'UGUAGLIANZA DEGLI SPOSTAMENTI TRA IL SISTEMA REALE E QUELLO IDEALE ELASTICO.
- PER PERIODI PROSSIMI A QUELLI DOMINANTI DEL SISMA SI DOVREBBE UGUAGLIARE LE VELOCITA'. IN TAL CASO SI AVREBBE:

$$q = \sqrt{2\mu - 1}$$

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

NTC08

Fattore di struttura: $q = q_0 K_R$

- q_0 dipende sostanzialmente dalla *tipologia strutturale* e dalla *sovraresistenza* α_u / α_1

Tabella 7.4.1 – Valori di q_0

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

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

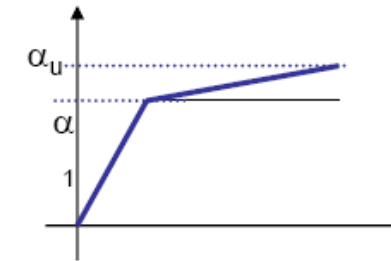
- edifici a telaio di un piano
- edifici a telaio a più piani, con una sola campata
- edifici a telaio con più piani e più campate

$$\begin{aligned} \alpha_u / \alpha_1 &= 1,1 \\ \alpha_u / \alpha_1 &= 1,2 \\ \alpha_u / \alpha_1 &= 1,3 \end{aligned}$$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale
- altre strutture a pareti non accoppiate
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti

$$\begin{aligned} \alpha_u / \alpha_1 &= 1,0 \\ \alpha_u / \alpha_1 &= 1,1 \\ \alpha_u / \alpha_1 &= 1,2 \end{aligned}$$



- K_R dipende dalla *regolarità*

Edifici regolari in altezza

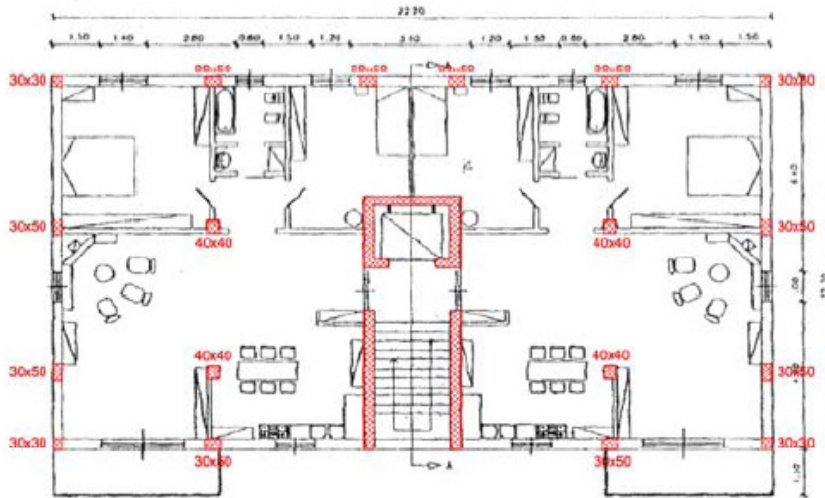
$$K_R = 1,0$$

Edifici non regolari in altezza

$$K_R = 0,8$$

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

NTC08



Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti :

$$q_0 = 3.0 \alpha_U / \alpha_1 \text{ e } \alpha_U / \alpha_1 = 1.2$$

$$q_0 = 3.0 \times 1.2 = 3.6$$

Edificio regolare in altezza: $K_R = 1,0$

Fattore di struttura: $q = q_0 \times K_R$

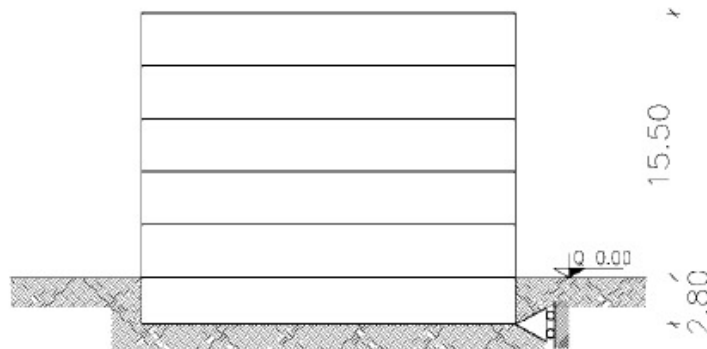
$$q = 3.6 \times 1 = 3.6$$

Primo periodo di vibrazione

Si determina con un'analisi modale.

Per l'edificio in esame può essere stimato con la formula seguente:

$$T_1 = c_1 H^{(3/4)} = 0.05 \cdot 15.5^{3/4} = 0.39 \text{ sec.}$$



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

α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti.

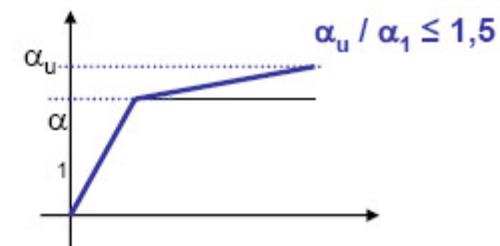
ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

OPCM 3274

Fattore di struttura: $q = q_0 K_D K_R$ (Punto 5.3.2)

- q_0 dipende sostanzialmente dalla **tipologia strutturale** e dalla **sovrarresistenza** α_u / α_1

Tipologia	q_0
Strutture a telaio	4,5 α_u / α_1
Strutture a pareti	4,0 α_u / α_1
Strutture miste telaio-pareti	4,0 α_u / α_1
Strutture a nucleo	3,0



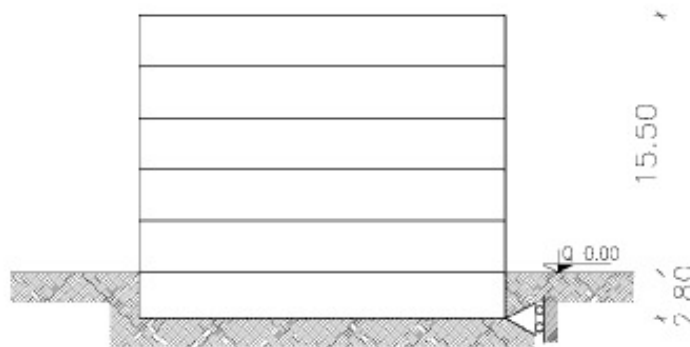
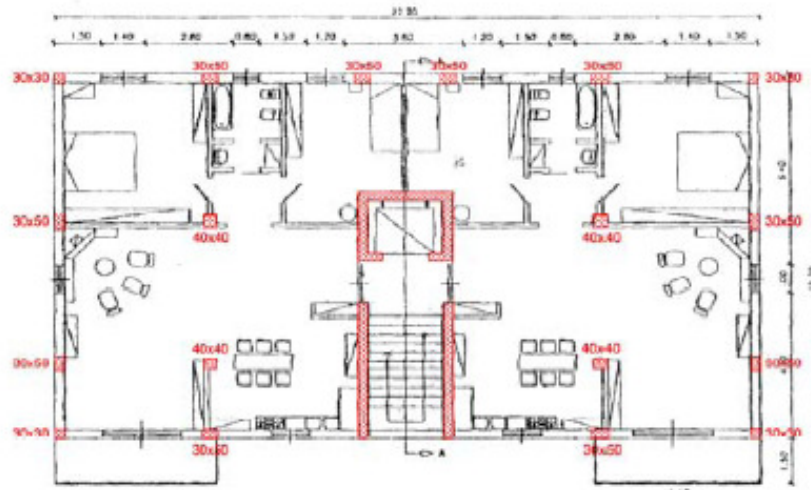
edifici a telaio di un piano	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
edifici a telaio a più piani, con una sola campata	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
edifici a telaio con più piani e più campate	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$
edifici a pareti non accoppiate	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
edifici a pareti accoppiate o miste telaio-pareti	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

- K_D dipende dalla **classe di duttilità**
CD"A" $K_D = 1,0$
CD"B" $K_D = 0,7$

- K_R dipende dalla **regolarità**
Edifici regolari in altezza $K_R = 1,0$
Edifici non regolari in altezza $K_R = 0,8$

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

OPCM 3274



Fattore di importanza: $\gamma_1 = 1$
(Edificio ordinario)

Struttura mista telaio-pareti:
 $q_0 = 4.0 \alpha_v / \alpha_1$ e $\alpha_v / \alpha_1 = 1.2$

$$q_0 = 4.0 \times 1.2 = 4.8$$

Classe di Duttilità CD B: $K_D = 0,7$

Edificio regolare in altezza: $K_R = 1,0$

Fattore di struttura: $q = q_0 \times K_D \times K_R$

$$q = 4.8 \times 0.7 \times 1 = 3.36 \approx 3.3$$

Primo periodo di vibrazione

Si determina con un'analisi modale.

Per l'edificio in esame può essere stimato con la formula seguente:

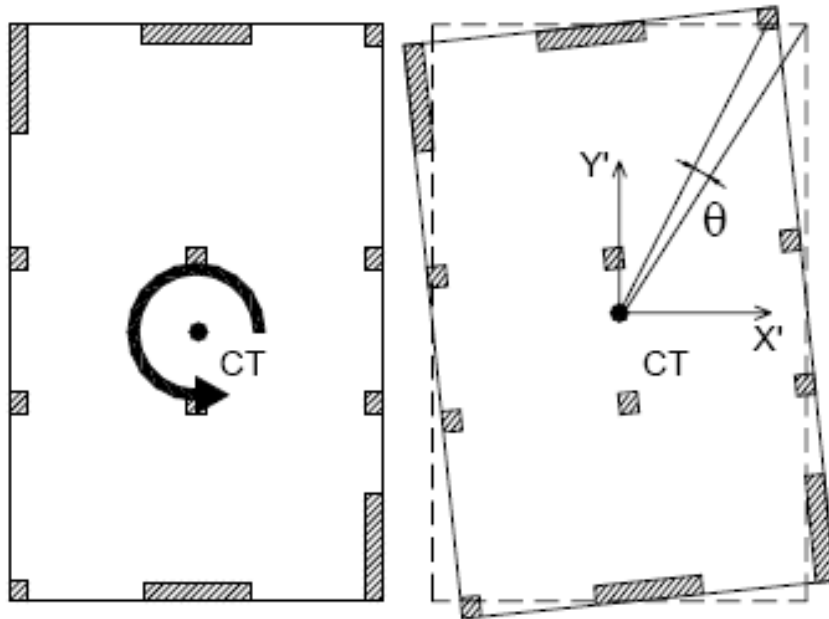
$$T_1 = c_1 H^{(3/4)} = 0.05 \cdot 15.5^{3/4} = 0.39 \text{ sec.}$$

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

STRUTTURE A NUCLEO:

Le strutture a nucleo sono composte in generale da telai e/o pareti la cui rigidezza torsionale non soddisfa la condizione $r / l_s > 0,8$, dove:

r^2 rapporto tra rigidezza torsionale e laterale (da EC8) di piano.
Deve essere considerato un rapporto per ogni direzione di analisi
(r_x in direzione y e r_y in direzione x).



$$R_{tors} = M / \theta (=1) = G \cdot J_p$$

$$G \cdot J_p = \sum_i \left[K_{i,flex,x} \cdot y_i^2 + K_{i,flex,y} \cdot x_i^2 \right]$$

$$R_{x,flex} = F / X (=1) = \sum_i K_{i,flex,x}$$

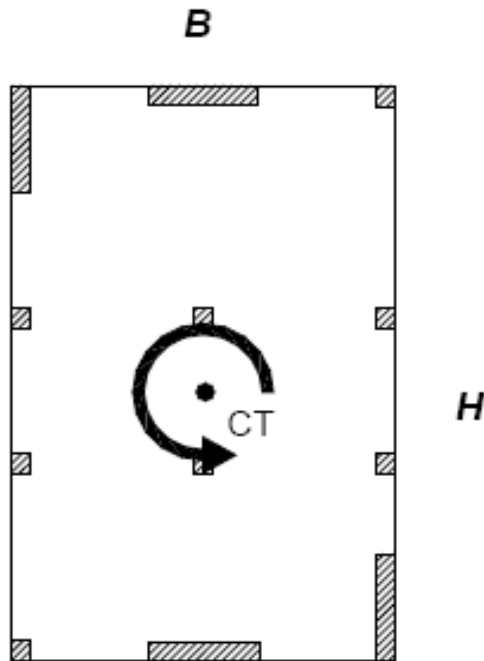
$$r_y = \sqrt{R_{tors} / R_{x,flex}} \quad r_x = \sqrt{R_{tors} / R_{y,flex}}$$

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

STRUTTURE A NUCLEO:

l_s = raggio giratore del piano in pianta dato come radice quadrata del rapporto tra momento polare di inerzia del piano in pianta calcolato rispetto al centro di massa e l'area di piano

$$l_s = \sqrt{J_{p,\text{piano}} / A_{\text{piano}}} = \sqrt{\frac{H^2 + B^2}{12}}$$



Strutture a nucleo se:

$$\frac{r_x}{l_s} < 0.8 \quad \frac{r_y}{l_s} < 0.8$$

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

Rapporto piano quota 9m – esempio presentato:

M	1000 kNm			
4	8.35E-05	>>>>	Rtors	11982506 kN/rad
Tx	1000 kN			
Dx	0.013 m	>>>>	Rx	76923.08 kN/m
Ty	1000 kN			
Dy	0.0009 m	>>>>	Ry	11111111 kN/m

rx	12.48089 m
ry	3.283939 m

H	12.05 m		
B	21.95 m	>>>>	ls
			7.228445 m

rx/ls 1.73 ry/ls 0.454

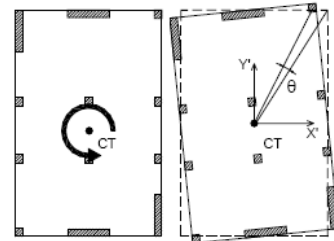
$$R_{tors} = \frac{M}{\theta(=1)} = G \cdot J_p$$

$$G \cdot J_p = \sum_i [K_{i,flex,x} \cdot y_i^2 + K_{i,flex,y} \cdot x_i^2]$$

$$R_{x,flex} = \frac{F}{x(=1)} = \sum_i K_{i,flex,x}$$

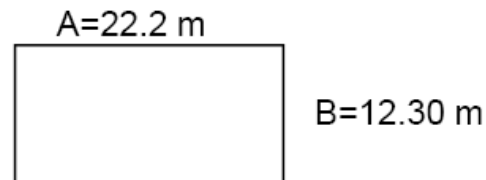
$$r_y = \sqrt{\frac{R_{tors}}{R_{x,flex}}} \quad r_x = \sqrt{\frac{R_{tors}}{R_{y,flex}}}$$

$$l_s = \sqrt{\frac{J_{p,piano}}{A_{piano}}} = \sqrt{\frac{A^2 + B^2}{12}}$$



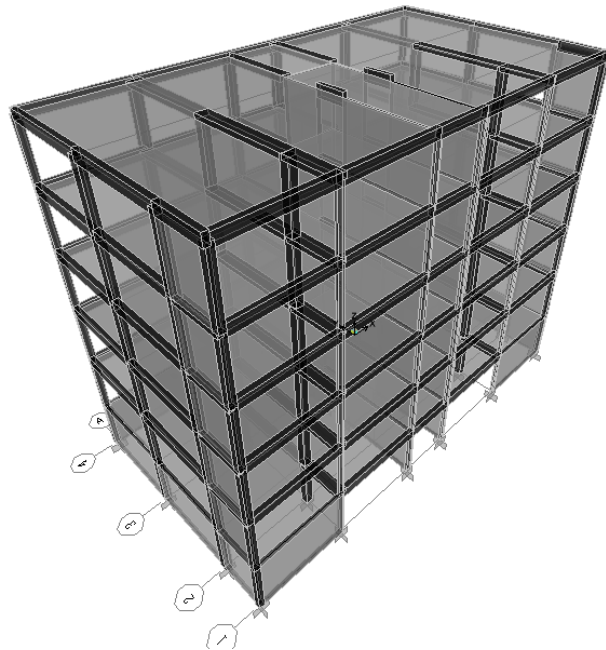
Strutture a nucleo se:

$$\frac{r_x}{l_s} < 0.8 \quad \frac{r_y}{l_s} < 0.8$$



ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

Inserimento di pareti periferiche



presenza delle parete perimetrali

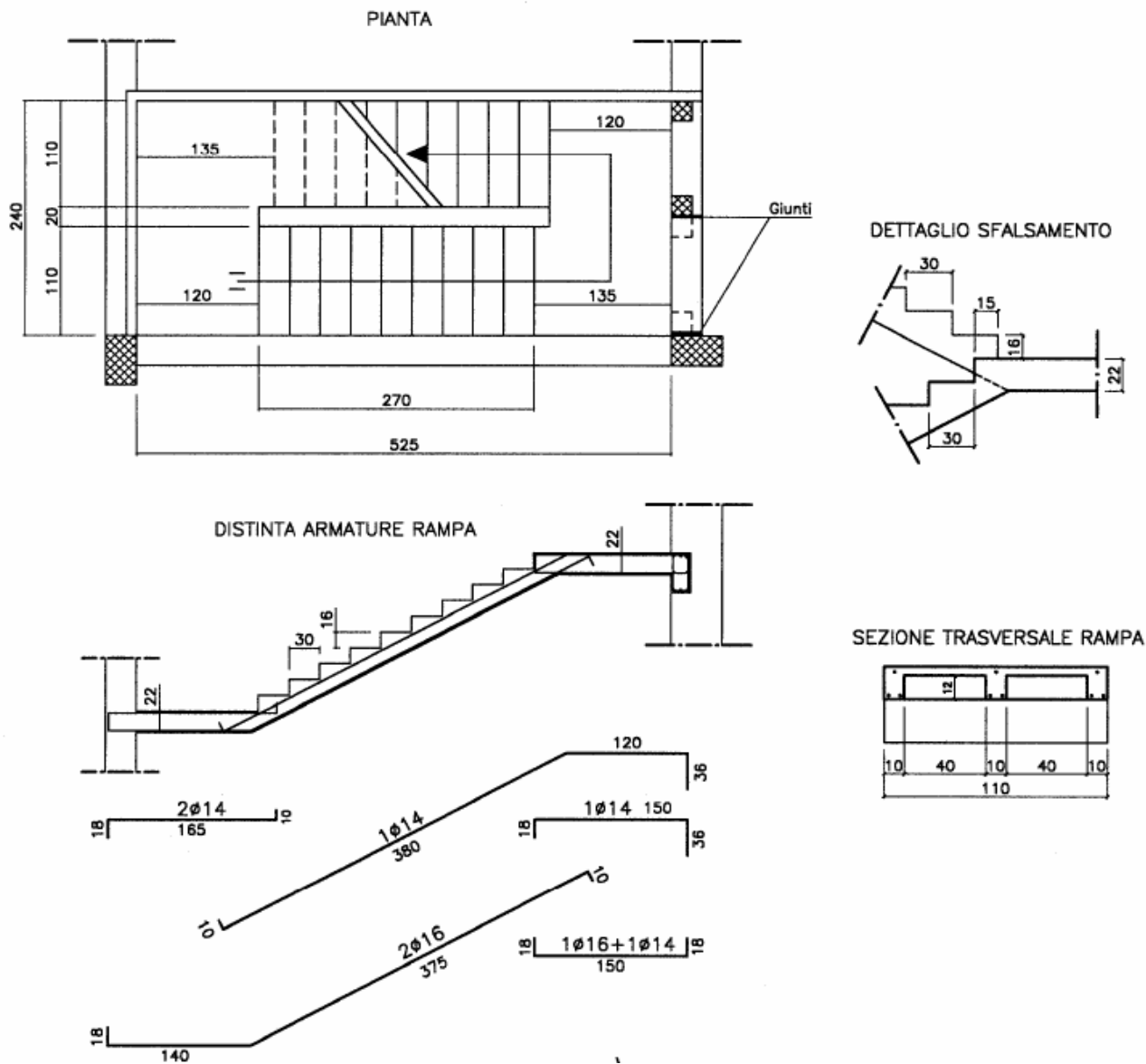
M	1000 kNm	R	12.52 m
dx	0.000067 m	dy	0.0002 m
θ	1.68E-05	>>>>	Rtors 59357829 kN/rad
Tx	1000 kN		
Dx	0.0021 m	>>>>	Rx 476190.5 kN/m
Ty	1000 kN		
Dy	0.0007 m	>>>>	Ry 1428571 kN/m

rx	11.16474 m
ry	6.445966 m

H	12.05 m		
B	21.95 m	>>>>	ls 7.228445 m

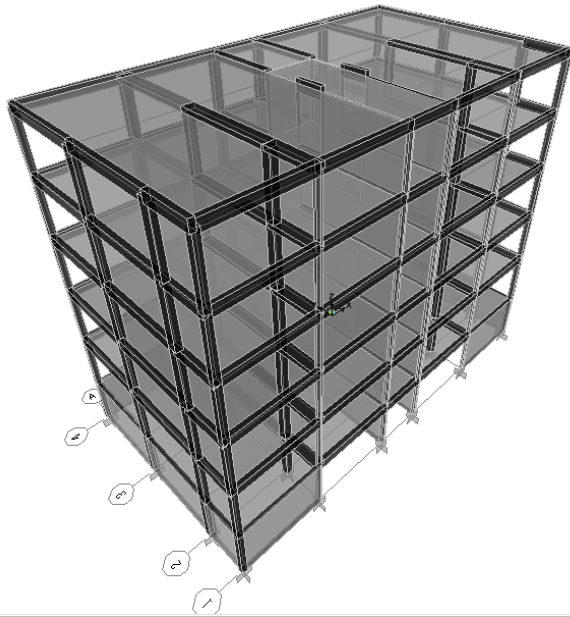
rx/ls	1.54	ry/ls	0.892
-------	------	-------	-------

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

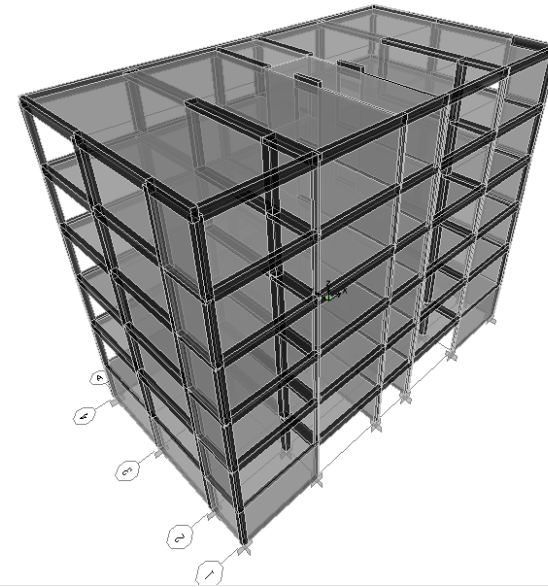


ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

Edificio a Nucleo



Edificio con Setti Lateral



Fattore di struttura **NTC2008**

$$q = q_0 \times K_R = 2 \times 1 = 2.0$$

Taglio alla base $T_y = 3905 \text{ kN}$

Taglio alla base $T_x = 2887 \text{ kN}$

Fattore di struttura **NTC2008**

$$q = q_0 \times K_R = (3.0 \times 1.2) \times 1 = 3.6 \text{ ma si assume } 3.3$$

Taglio alla base $T_y = 2616 \text{ kN}$

Taglio alla base $T_x = 2387 \text{ kN}$

Ipotesi di Calcolo

Fondazione su Suolo Rigido e tutti i Piani Infinitamente Rigidi

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

Combinazioni di carico *secondo NTC 2008*

Combinazione per le verifiche con Sisma	Combinazione per le verifiche senza Sisma
$E + G_k + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$ E az. sismica dovuta a: $G_k + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$	$\gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_q [Q_{1k} + \sum_{i=2,n} (\psi_{0i} Q_{ik})]$ $\gamma_g = 1,30$ $\gamma_q = \gamma_{g2} = 1,50$
$\psi_{2i} = 0,00$ (Tetti con neve $h < 1000$ m) $\psi_{2i} = 0,30$ (Abitazioni)	

Combinazione delle componenti dell'azione sismica

$$E_x + 0,30 E_y \quad \text{e} \quad 0,30 E_x + E_y$$

Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

7.4.4.5 Pareti

7.4.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo

In mancanza di analisi più accurate, le sollecitazioni di calcolo nelle pareti possono essere determinate mediante la seguente procedura semplificata.

Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto

lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidità e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori: l'altezza della sezione di base della parete (l_w), un sesto dell'altezza della parete (h_w); l'altezza critica da assumere non deve essere maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6, maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

Per strutture sia in CD "B" che in CD "A" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete.

Per le strutture in CD "B" questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi. Per pareti estese debolmente armate il taglio ad ogni piano può essere ottenuto amplificando il taglio derivante dall'analisi del fattore $(q+1)/2$. Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti non debolmente armate deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi può essere sostituito dal diagramma d'involuppo riportato in Fig. 7.4.1, nella quale h_w è l'altezza della parete, A è il taglio alla base incrementato, B non deve essere inferiore a $0,5A$.

Quando $T \leq T_c$ e vi sono almeno 2 pareti di dimensione $> \min(4m; 2/3 H)$ che portano almeno il 20% dell'azione sismica

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

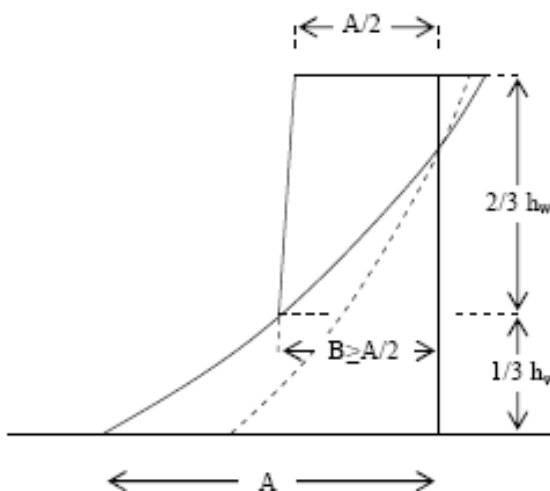


Figura 7.4.2 – Diagramma di involuppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste.

Per le strutture in CD “A” il taglio deve essere incrementato del fattore

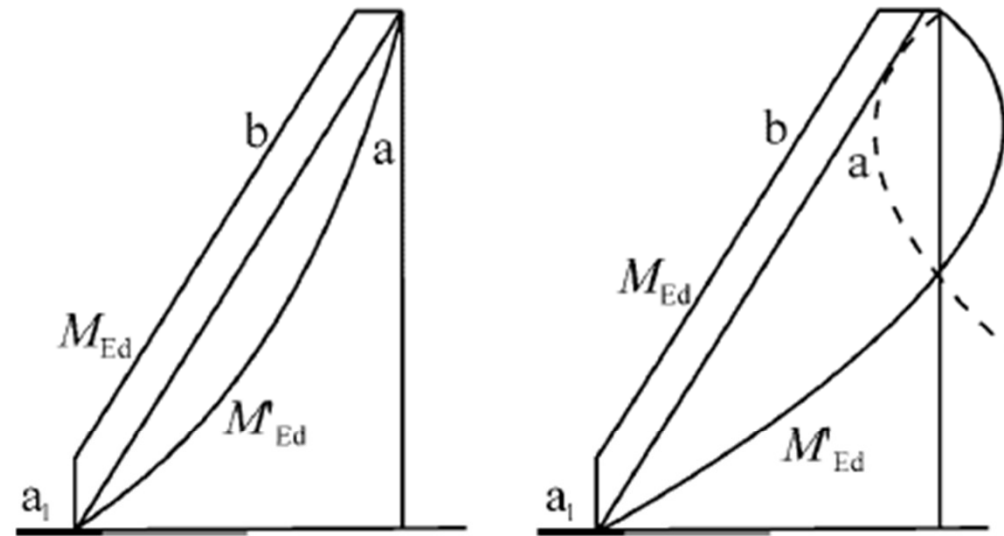
$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)} \leq q \quad \text{per pareti snelle} \quad (7.4.13)$$

$$\gamma_{rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze} \quad (7.4.14)$$

intendendo per snelle le pareti con un rapporto tra altezza e larghezza superiore a 2, ponendo $\gamma_{rd}=1,2$ ed indicando con M_{Ed} ed M_{Rd} i momenti flettenti rispettivamente di calcolo e resistente alla base della parete, con T_1 periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con $S_e(T)$ l'ordinata dello spettro di risposta elastico.

Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle forze assiali dinamiche aggiuntive che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al $\pm 50\%$ della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08



Key

- a moment diagram from analysis
- b design envelope
- a_1 tension shift

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

1) Verifica taglio trazione

$$V_{Ed} \leq V_{Rsd}$$

$$V_{Rsd} = 0.8 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

0.8d al posto di 0.9d valido per la statica
ctgθ = 1 come richiesto nel punto 7.4.4.5.2.2

2-φ12/10 => 2x113/100=2.26mmq/mm

V_{Rsd} ≅ 2940 kN > 1.5 x V_sd

2-φ10/10 => 2x113/100=2.26mmq/mm

V_{Rsd} ≅ 2040 kN ≅ 1.5 x V_sd

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

2) Verifica taglio – compressione

$$1.5 \cdot V_{Ed} \leq V_{Rcd} = (b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot 0.5 f_{cd}) \cdot \frac{\text{ctg}\theta}{1 + \text{ctg}^2\theta}$$

Incremento forze di taglio per formazione cerniera plastica alla base. In CD "B" si incrementa del 50% il taglio di calcolo

Verifica eseguita con traliccio variabile $\theta = 45^\circ$:

$\alpha_c = 1.0 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ (per $0 < \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$)

b_w = spessore dell'anima della parete

z = braccio delle forze interne, valutabile come $0.8 \cdot I_w$

$$A = 4.5 \times 0.25 = 1.125 \text{mq}$$

$$N_{sd,min} = 75 \text{ kN} - \text{trazione}$$

$$N_{sd,max} = 1781 - \text{compressione}$$

$$N_{sd,stato0} = 746 \text{ kN} - \text{compressione}$$

Si trascura la trazione modesta.

$\sigma_{cp} \sim 0$ si utilizza la minima compressione a favore di sicurezza

$$\alpha_c = 1$$

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$z = 0.8 \times 4500 = 3600 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.16 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{ctg}\theta = 1 \text{ come richiesto nel punto 7.4.4.5.2.2}$$

nelle zone critiche la V_{rd} va moltiplicata per un fattore di 0.4

$$V_{rd} = 250 \times 3600 \times 1 \times 0.5 \times 14.16 \times (1/2) \cong 3186 \text{ kN} - \text{valida per la zona non critica}$$

$$V_{rd} \cong 3186 \times 0.4 \cong 1274 \text{ kN} - \text{valida per la zona critica}$$

$$V_{sd} = 1.5 \times 1371 = 2056 \text{ kN}$$

Verifica non soddisfatta nella zona critica

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

Setto Vano Ascensore

effetto ingranamento

3) Verifica a scorrimento lungo piani orizzontali

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right.$$

$\xi \cdot l_w$ = parte compressa della sezione

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

effetto spinotto

contributo delle armature inclinate

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i$$

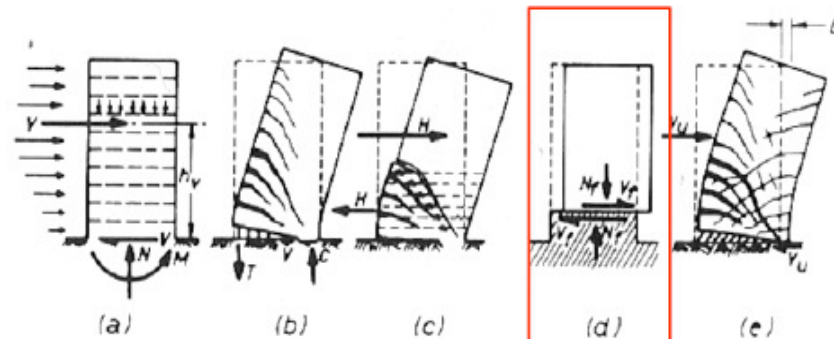


Fig. 5.24 Failure modes in cantilever walls.

Per le pareti tozze deve risultare $V_{id} > V_{Ed}/2$.

La presenza di armature inclinate comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di calcolo V_{Ed} .

ESEMPIO DI VERIFICA SECONDO NTC08

Effetto spinotto:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{aligned} 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} &= 1.3 \cdot 11200 \cdot \sqrt{14.16 \cdot 450} \cong 1162 \text{ kN} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} &= 0.25 \cdot 450 \cdot 11200 \cong 1260 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

$$\begin{aligned} V_{dd} &= 1162 \text{ kN} \\ V_{id} &= 0 \text{ armature inclinate} \end{aligned}$$

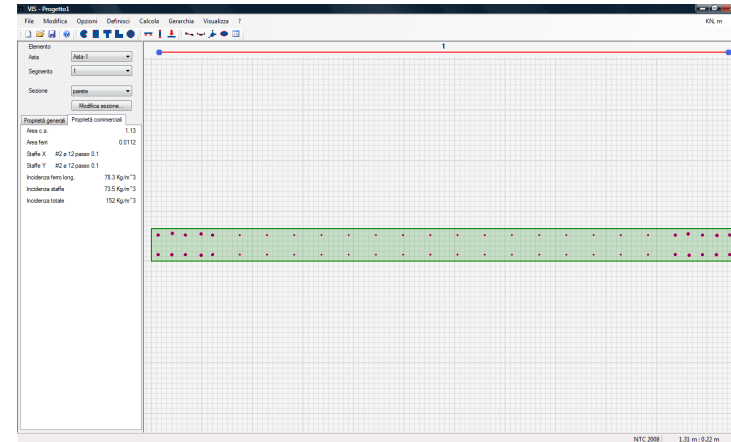
$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.54$$

$$\text{con } \alpha_j = 0.6$$

Contributo resistenza attrito

$$\begin{aligned} V_{fd} &= \min \left\{ \begin{aligned} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0.5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_w \end{aligned} \right\} = \\ &= \min \left\{ \begin{aligned} 0.6 [11200 \cdot 450 + 600 \text{ kN}] \cdot 0.2 + 9900 \text{ kNm} / 3700 \\ 0.5 \cdot 0.54 \cdot 14.16 \cdot 0.2 \cdot 4500 \cdot 250 \end{aligned} \right\} = \min(3352 \text{ kN}; 860 \text{ kN}) \end{aligned}$$

$$V_{dd} = 1162 + 860 = 2022 \text{ kN} \cong 1.5 \times V_{sd}$$



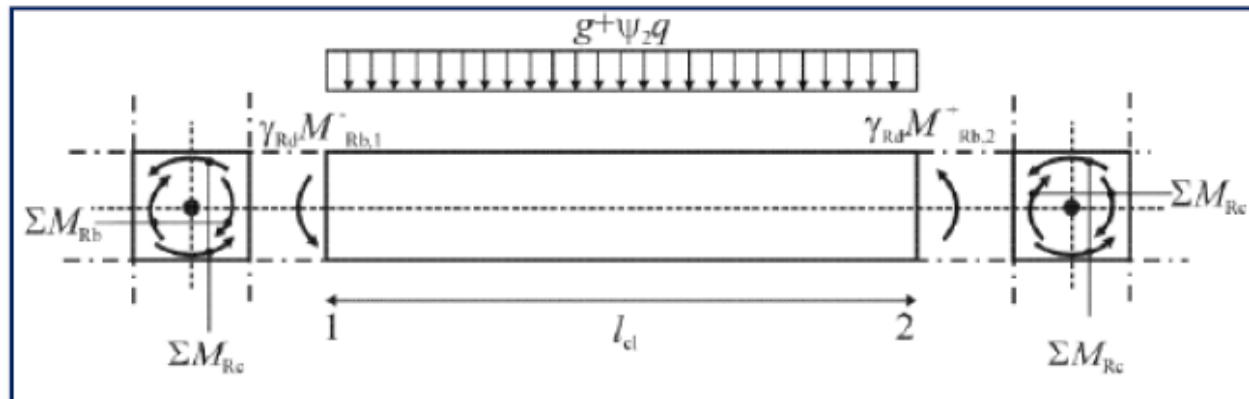
GERARCHIA DELLE RESISTENZE

NTC 2008 Gerarchia delle resistenze delle travi a taglio

7.4.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 3.2.4.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,00 per strutture in CD"B" (v. Fig. 7.4.1).

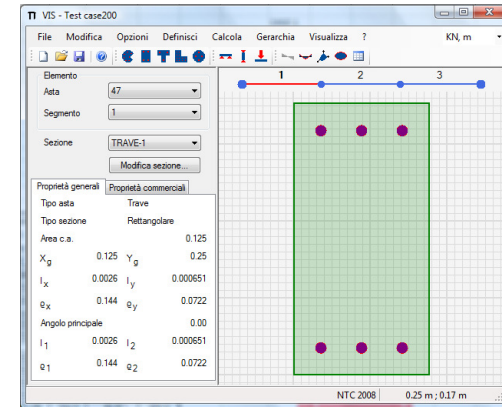


GERARCHIA DELLE RESISTENZE

TRAVE

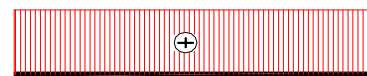
47

Elemento	Sez	Ferri sup	Ferri inf	MR+	MR-
				kNm	kNm
T4	25X50	3d20	3d20	151.8	-151.8



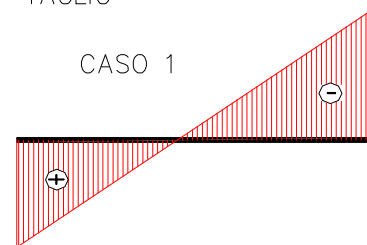
CASO 1

$$V_{RT,y}^+ = \gamma \frac{M_{RTs,x}^+ + M_{RTd,x}^-}{l_c}$$



TAGLIO

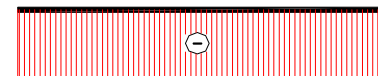
CASO 1



MOMENTO

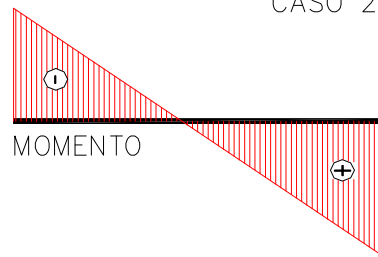
CASO 2

$$V_{RT,y}^- = \gamma \frac{M_{RTs,x}^- + M_{RTd,x}^+}{l_c}$$



TAGLIO

CASO 2



MOMENTO

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

NTC 2008 Gerarchia delle resistenze momenti travi – pilastri

7.4.4.2 Pilastri

7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B",

$M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

volta ad evitare la formazione di piani soffici con tutte cerniere sui pilastri

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

NTC 2008 Gerarchia delle resistenze dei pilastri a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p} \quad (7.4.5)$$

analoga a quella delle travi ma senza il contributo dei carichi applicati dato che il pilastro non ha carichi applicati lungo l'asse.

LIMITI DI ARMATURA

Limitazione diametro barre delle Travi sui Nodi (7.4.2.6)

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bl}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bl} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad (7.4.26)$$

dove: v_d è la forza assiale di progetto normalizzata;

k_D vale 1 o 2/3, rispettivamente per CD"A" e per CD"B";

γ_{Rd} vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD"A" e per CD"B".

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

LIMITI DI ARMATURA

**Limitazione diametro barre delle travi che attraversano i nodi (NTC2008 7.4.26)
(EC8 5.50a-b)**

$f_{ck} =$	25	Mpa	$\alpha_{bL, int} = \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho_{comp} / \rho}$	nodi interni
$k_D =$	0.67	CD "B"		
$\gamma_{Rd} =$	1	CD "B"	$\alpha_{bL, est} = \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 v_d)$	nodi esterni
$f_{yk} =$	450	MPa		
$f_{ctm} =$	2.56	Mpa		
$v_d = N_{Sd} / (A_c f_{cd})$			$d_{bL} \leq \alpha_{bL} h_c$	

$\rho_{comp} / \rho_{max} = 0.50$			$h_c = 250$		$h_c = 300$		$h_c = 350$		$h_c = 400$		$h_c = 450$		$h_c = 500$	
v_d	$\alpha_{bL, int}$	$\alpha_{bL, est}$	$d_{BL, int}$	$d_{BL, es}$	$d_{BL, int}$	$d_{BL, es}$	$d_{BL, int}$	$d_{BL, es}$	$d_{BL, int}$	$d_{BL, es}$	$d_{BL, int}$	$d_{BL, es}$	$d_{BL, int}$	$d_{BL, est}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
0.00	0.034	0.043	8.5	10.7	10.3	12.8	12.0	15.0	13.7	17.1	15.4	19.2	17.1	21.4
0.05	0.036	0.044	8.9	11.1	10.7	13.3	12.4	15.6	14.2	17.8	16.0	20.0	17.8	22.2
0.10	0.037	0.046	9.2	11.5	11.1	13.9	12.9	16.2	14.8	18.5	16.6	20.8	18.5	23.1
0.15	0.038	0.048	9.6	12.0	11.5	14.4	13.4	16.8	15.3	19.2	17.2	21.5	19.2	23.9
0.20	0.040	0.050	9.9	12.4	11.9	14.9	13.9	17.4	15.9	19.8	17.9	22.3	19.8	24.8
0.25	0.041	0.051	10.3	12.8	12.3	15.4	14.4	18.0	16.4	20.5	18.5	23.1	20.5	25.6
0.30	0.042	0.053	10.6	13.3	12.7	15.9	14.8	18.6	17.0	21.2	19.1	23.9	21.2	26.5
0.35	0.044	0.055	10.9	13.7	13.1	16.4	15.3	19.2	17.5	21.9	19.7	24.6	21.9	27.4
0.40	0.045	0.056	11.3	14.1	13.5	16.9	15.8	19.8	18.1	22.6	20.3	25.4	22.6	28.2
0.45	0.047	0.058	11.6	14.5	14.0	17.4	16.3	20.3	18.6	23.3	20.9	26.2	23.3	29.1
0.50	0.048	0.060	12.0	15.0	14.4	18.0	16.8	20.9	19.2	23.9	21.5	26.9	23.9	29.9
0.55	0.049	0.062	12.3	15.4	14.8	18.5	17.2	21.5	19.7	24.6	22.2	27.7	24.6	30.8

LIMITI DI ARMATURA

Armature trasversali pilastri (7.4.6.2.2)

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD"A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

Stralcio EC8 - colonne

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \nu_d \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (5.15)$$

dove:

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

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

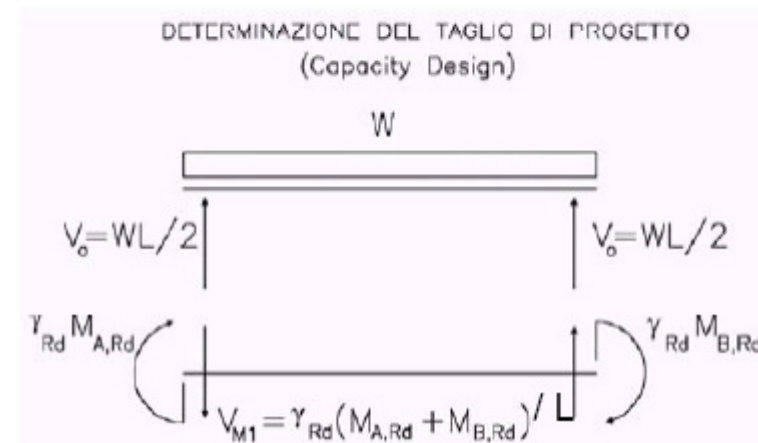
Travi: Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo M_{Sd} , da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura

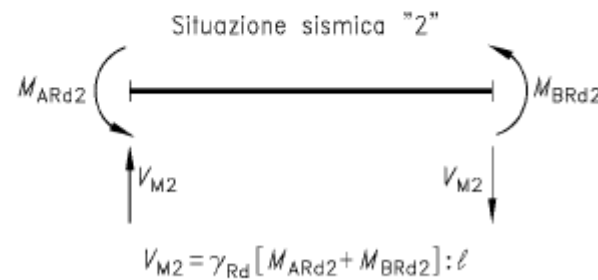
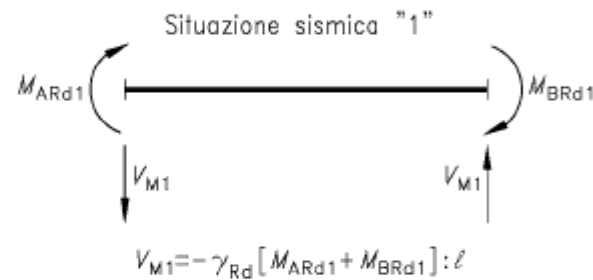
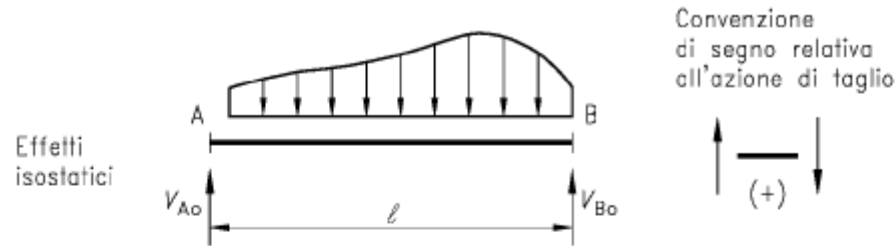
gli sforzi di taglio di calcolo V_{Sd} si ottengono sommando:

- ✓ il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave **considerata incernierata agli estremi**.
- ✓ lo sforzo di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità, amplificati del fattore: $\gamma_{Rd} = 1,20$ CDA – $1,00$ CDB (*fattore di sovraresistenza dei materiali*)

per il calcolo di V_{Sd} si considereranno due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo V_{max} e V_{min} , assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi



VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI



(M_{Rd} rappresenta il valore di progetto, assunto sempre positivo, dei momenti resistenti)

equilibrio della trave sotto un appropriato carico trasversale e una combinazione sfavorevole dei reali momenti resistenti relativi alle sezioni di estremità

$V_{Ed,max}$
 $V_{Ed,min}$
 corrispondenti ai momenti resistenti positivi e negativi relativi alle cerniere plastiche delle zone critiche.

VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Progettazione in Alta Duttività CD "A"

Travi: Verifiche di resistenza

Flessione

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo,

Taglio:

traliccio variabile

✓ il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio viene considerato nullo: $\cot\theta = 1$
ovvero $V_{cd} = 0$ (*fessure troppo ampie*)

✓ nelle zone critiche

se $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} < -0.5$

$$\text{se } V_E > V_{R1} = \left(2 - \left| \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \right| \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$



La resistenza deve essere affidata per metà alle staffe e per metà a due ordini di armature inclinate a 45°, per le quali deve risultare

$$V_{Ed,max} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{2}}$$

max valori assoluti di
 $V_{Ed,max}$ e $V_{Ed,min}$

b_w larghezza dell'anima della trave, d altezza utile della sezione A_s area di ciascuno dei due ordini di armature inclinate.

VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

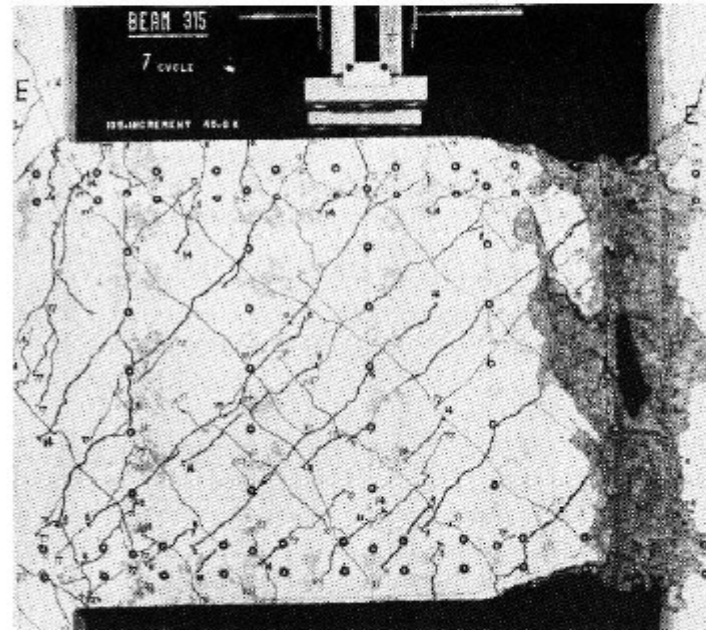
Progettazione in Alta Duttività CD "A"

Travi

✓ nelle zone critiche

se $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} < -0.5$

se $V_E > V_{R1} = \left(2 - \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$



Fessure verticali: cerniera plastica di una trave soggetta a sforzi elevati di taglio

VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Progettazione in Alta Duttilità CD "A"

Travi

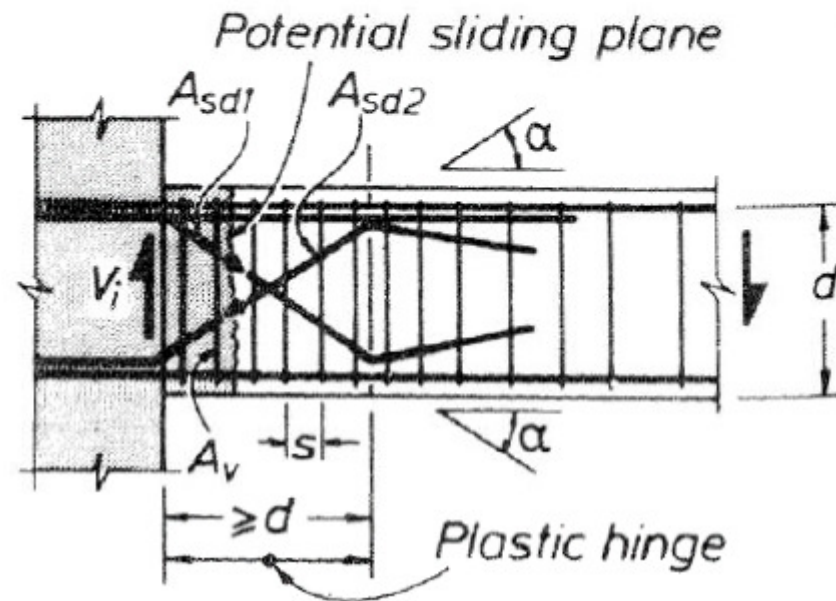
✓ nelle zone critiche

se $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} < -0.5$

se $V_E > V_{R1} = \left(2 - \left| \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \right| \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

Armatura diagonale a $\pm 45^\circ$:
deve assorbire metà dello
sforzo di taglio

$$V_{Ed,max} \leq \frac{A_{sd1} \cdot f_{yd}}{\sqrt{2}}$$



VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Pilastri: Sollecitazioni di calcolo - (*protezione dei pilastri dalla plasticizzazione*)

i momenti flettenti di calcolo nei pilastri si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per un fattore di amplificazione α :

$$M_{Ed} = \alpha \cdot M_{C,Sd}$$

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{C,Sd}}$$

equilibrio nodo

$\sum M_{b,Rd}$ è la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti in un nodo

$\sum M_{C,Sd}$ è la somma dei momenti nei pilastri al di sopra ed al di sotto del medesimo nodo ottenuti dall'analisi

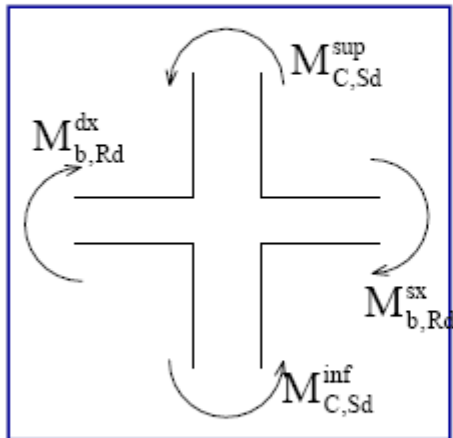
Nel caso in cui i momenti nei pilastri siano di verso discorde, il solo valore maggiore va posto al denominatore della formula mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi

VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

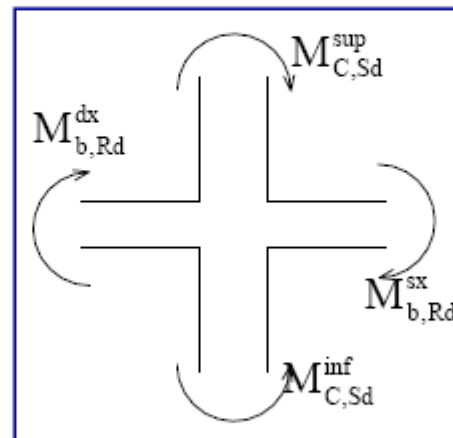
Pilastrì: Sollecitazioni di calcolo - (*protezione dei pilastrì dalla plasticizzazione*)

i momenti flettenti di calcolo nei pilastrì si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per un fattore di amplificazione α :

$$M_{Ed} = \alpha \cdot M_{C,Sd}$$



$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd}^{sx} + M_{b,Rd}^{dx}}{M_{C,Sd}^{inf} + M_{C,Sd}^{sup}}$$



$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd}^{sx} + M_{b,Rd}^{dx} + M_{C,Sd}^{max}}{M_{C,Sd}^{min}}$$

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{C,Sd}}$$

equilibrio nodo

$$\begin{aligned} \gamma_{Rd} &= 1.30 \text{ CDA} \\ \gamma_{Rd} &= 1.10 \text{ CDB} \end{aligned}$$

7.4.4.2 Pilastri

7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B",

$M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Nel caso in cui si sia adottato il modello elastico incrudente di fig. 4.1.2 a, i momenti $M_{C,Rd}$ e $M_{b,Rd}$ si determinano come specificato nel § 4.1.2.1.2, assumendo la deformazione massima dell'acciaio $\epsilon_s = 1\%$.

Nella (7.4.4) si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al denominatore della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento $M_{C,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p} \quad (7.4.5)$$

VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

7.4.4.3 Nodi trave-pilastro

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

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

Si distinguono due tipi di nodi:

- *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 del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la 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.

Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \text{ per nodi interni} \quad (7.4.6)$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.7)$$

in cui $\gamma_{Rd} = 1,20$, A_{s1} ed A_{s2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e V_C è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

VERIFICA DEL NODO OBBLIGATORIA SOLO PER CDA

VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI



VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI



VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI



VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI



VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

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:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (7.4.8)$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad (7.4.9)$$

ed α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni, v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro, b_j è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

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:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (7.4.10)$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

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

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi interni} \quad (7.4.11)$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.12)$$

dove A_{s1} ed A_{s2} hanno il significato visto in precedenza, γ_{Rd} vale 1,20, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_i < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_p , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_i \leq d_p \leq 0,01 h \quad (7.3.17)$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_i < 0,003 h \quad (7.3.18)$$

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_i < 0,004 h \quad (7.3.19)$$

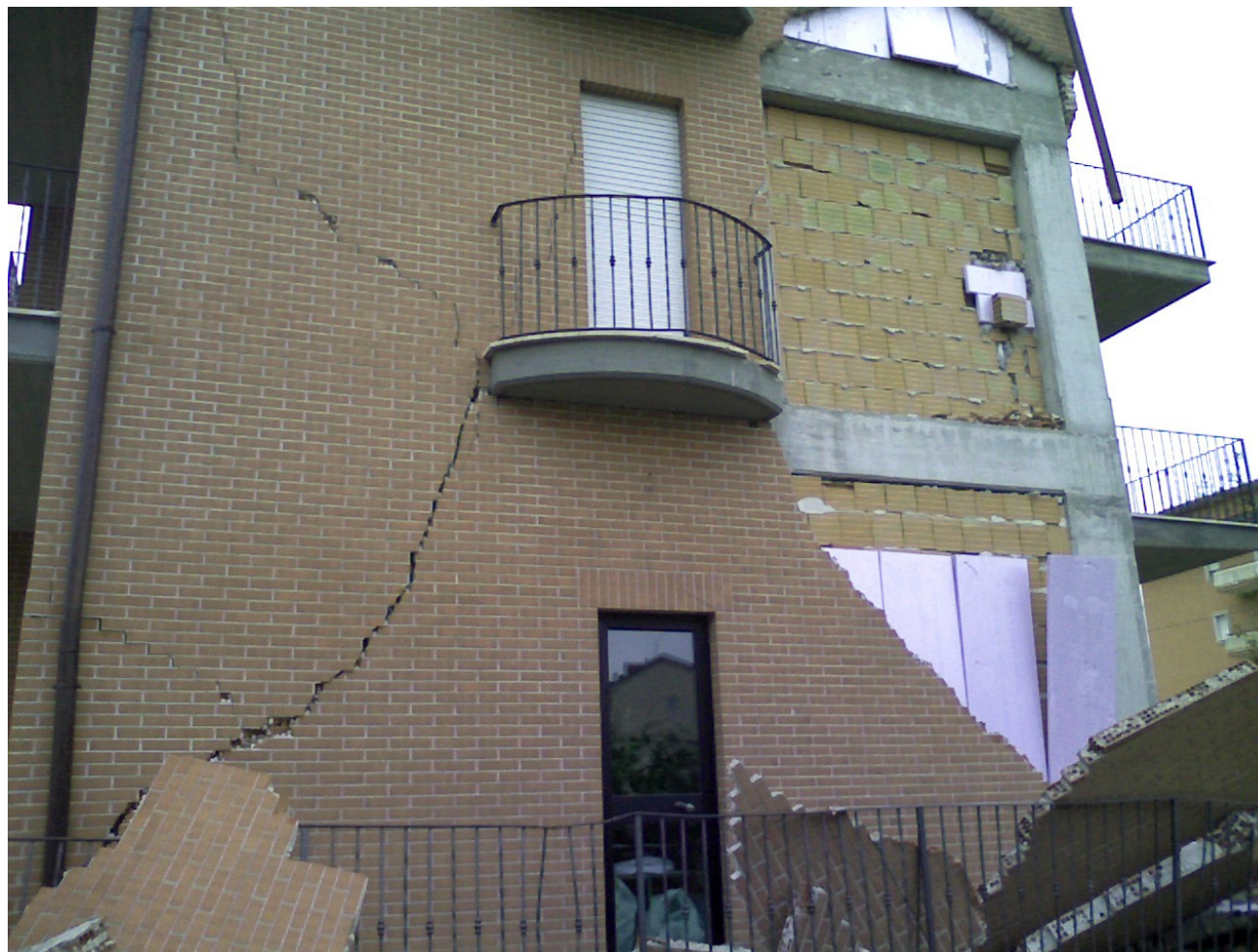
dove:

d_i è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

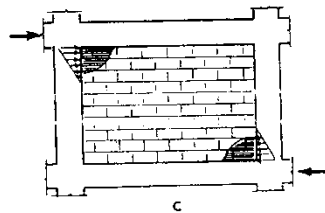
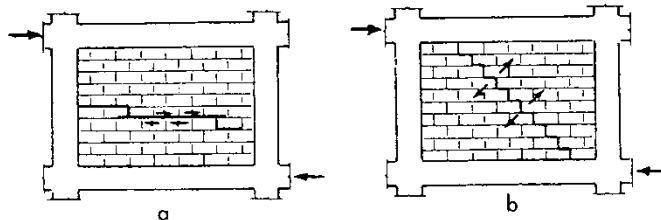
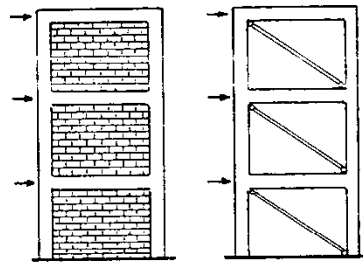
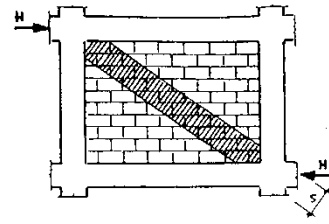
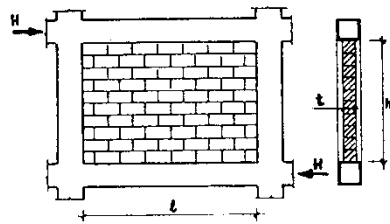
h è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

VERIFICA DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI



VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI



1. Il telaio è costituito da elementi di cemento armato (o metallici) adeguatamente collegati fra loro nei modi ed aderenti alla tamponatura. Questa deve essere efficacemente collegata all'intelaiatura in modo che ne sia assicurato il contatto e quindi l'aderenza tale da garantire la trasmissione di sforzi normali e taglianti oltre all'inamovibilità ;

2. Il rapporto h/l (fig. 1) fra i lati del pannello murario deve essere compreso di norma tra 0,5 e 2,0;

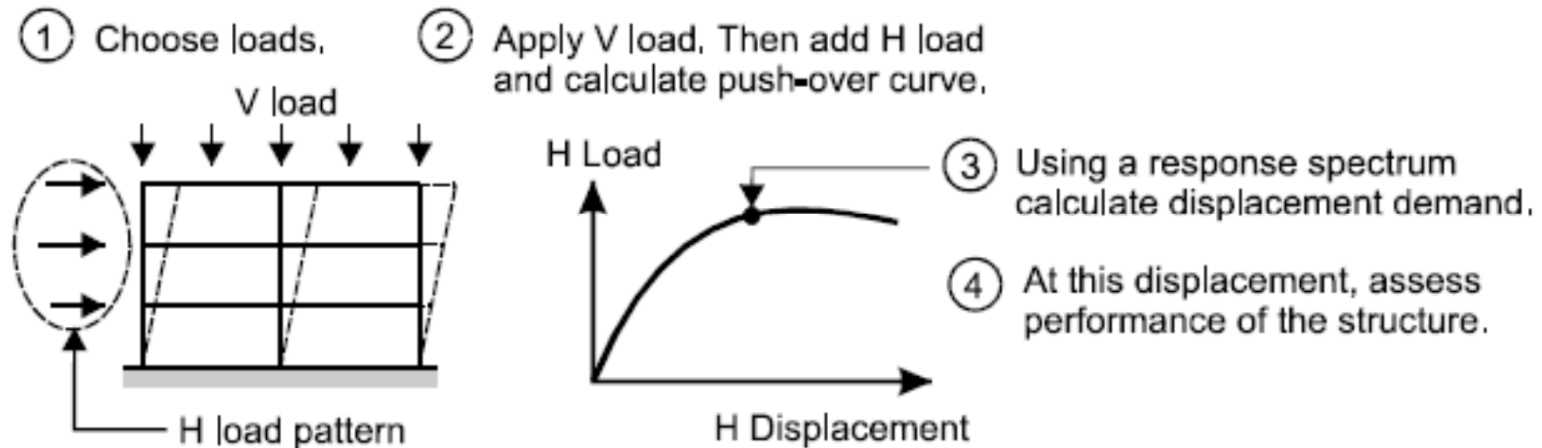
3. Il rapporto h/t (fig. 1) fra l'altezza e lo spessore (snellezza) del pannello murario non deve essere superiore a 20;

4. Nel pannello di tamponatura non devono essere presenti aperture, salvo che queste siano delimitate da intelaiature in cemento armato atte a ricostituire la continuità dei due tratti delle diagonali di muratura come in seguito esposto. Ogni puntone avrà pertanto una rigidezza pari a:

$$(EA/d)_{eq} = 0,1 \cdot E_m \cdot t$$

VERIFICHE SISMICHE DI
STRUTTURE IN C.A.
MEDIANTE ANALISI PUSHOVER E
DINAMICA NON LINEARE

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER



Analisi Pushover

1. Si sceglie una distribuzioni di forze o una forma di deformazione,
2. Si applica il carico verticale e successivamente quello orizzontale scelto come base per l'analisi Pushover, si traccia la curva Forza-Spostamento del sistema MDOF,
3. Si usa lo spettro di riposta elastico per ottenere la domanda di spostamento,
4. Allo spostamento domandato si verifica lo stato di danneggiamento della struttura e lo si confronta con quello di stati limite imposti.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

Questo tipo di analisi può essere utilizzato soltanto se ricorrono le condizioni di applicabilità nel seguito precisate per le distribuzioni principali (**Gruppo 1**); in tal caso esso si utilizza per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovraresistenza α_w/α_1 di cui ai §§ 7.4.3.2, 7.4.5.1, 7.5.2.2, 7.6.2.2, 7.7.3, 7.8.1.3 e 7.9.2.1;
- 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 lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (**Gruppo 1**) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (**Gruppo 2**) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, 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 T_C .

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.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI

CLASSE DI RESISTENZA
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
C 32/40
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

4.1.2.1.1 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (4.1.4)$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a $0,80f_{cd}$.

Il coefficiente γ_c può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3.

4.1.2.1.3 Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (4.1.6)$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (v. § 11.3.2), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VII.

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

4.1.2.1.2.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

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

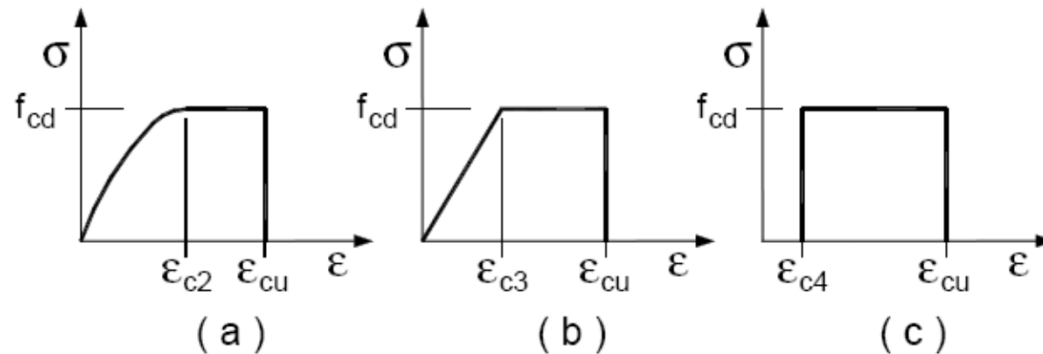


Figura 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli σ - ϵ per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned}\epsilon_{c2} &= 0,20\% & \epsilon_{cu} &= 0,35\% \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% & \epsilon_{c4} &= 0,07\%\end{aligned}$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned}\epsilon_{c2} &= 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)^{0,53} & \epsilon_{cu} &= 0,26\% + 3,5\%[(90 - f_{ck})/100]^4 \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% + 0,055\%[(f_{ck} - 50)/40] & \epsilon_{c4} &= 0,2 \cdot \epsilon_{cu}\end{aligned}$$

purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore ϵ_{c2} anziché ϵ_{cu} .

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

4.1.2.1.2.3 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$ ($\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovreresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.2 sono rappresentati i modelli $\sigma - \varepsilon$ per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

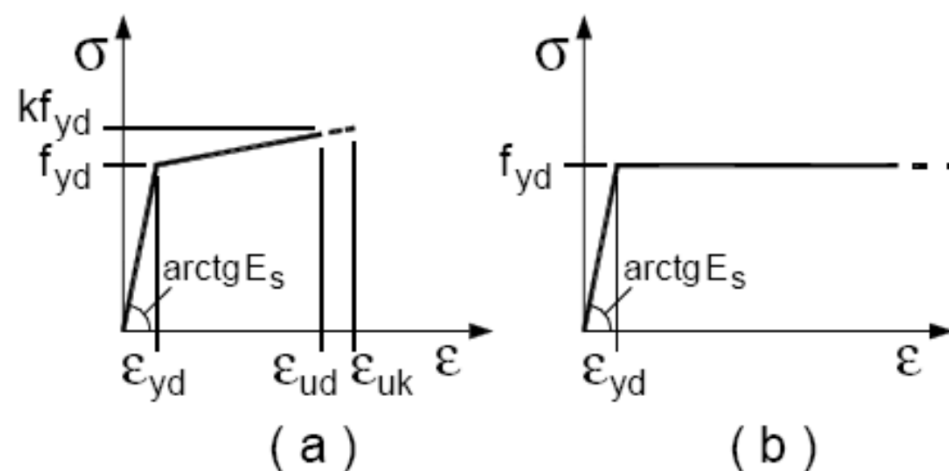


Figura 4.1.2– Modelli $\sigma - \varepsilon$ per l'acciaio

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

Dati Proprietà Materiali

Nome Materiale: C30/35_CONF Tipo Materiale: Concrete Tipo Simmetria: Isotropic

Modulo di Elasticità: E = 31450

Peso e Massa: Unità: N, mm, C
 Peso per Unità di Volume: 2.500E-05
 Massa per Unità di Volume: 2.500E-09

Quoziente di Poisson: U = 0.2

Coeff. Espansione Termica: A = 1.170E-05

Modulo a Taglio: G = 13104.167

Altre Proprietà per Materiali in Calcestruzzo:
 Resistenza a Compressione Calcestruzzo Specificata, f_c: 30
 Cls. Alleggerito
 Fattore Riduzione Resistenza a Taglio: _____

Dati Proprietà Materiali Avanzati:

Nonlinear Material Data

Material Name: C25/30 Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda

Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 0, Dilatational Angle: 0

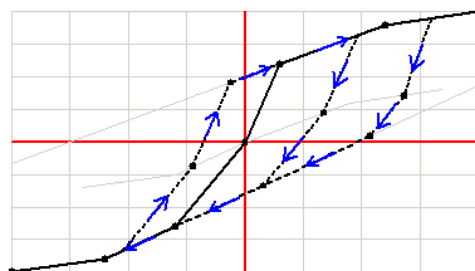
Units: N, mm, C

Stress-Strain Curve Definition Options:
 Parametric User Defined

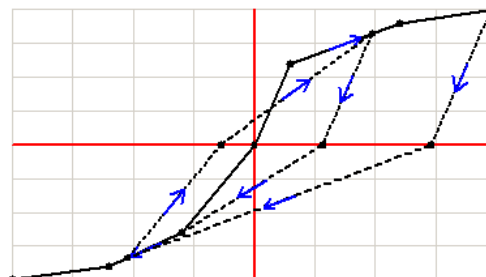
User Stress-Strain Curve Data:
 Number of Points in Stress-Strain Curve: 6

	Strain	Stress	Point ID
1	-3.501E-03	0	
2	-3.500E-03	-14.16	
3	-1.750E-03	-14.16	
4	0	0	A
5	1.000E-03	1.000E-05	
6	4.000E-03	1.000E-05	

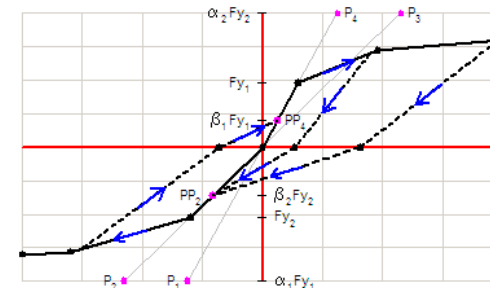
INCRUDIMENTO CINEMATICO



ISTERESI TIPO TAKEDA



ISTERESI TIPO PIVOT



ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

Material Property Data

Material Name: B450C

Material Type: Rebar

Symmetry Type: Isotropic

Modulus of Elasticity: E = 210000.

Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 7.697E-05, Mass per Unit Volume = 7.849E-09

Units: N, mm, C

Poisson's Ratio: U = 0.3

Coeff of Thermal Expansion: A = 1.170E-05

Shear Modulus: G = 80769.23

Other Properties for Rebar Materials: Minimum Yield Stress, Fy = 450.; Minimum Tensile Stress, Fu = 540.; Expected Yield Stress, Fye = 450.; Expected Tensile Stress, Fue = 540.

Advanced Material Property Data: Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties..., Thermal Properties...

OK Cancel

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: B450C

Material Type: Rebar

Hysteresis Type: Kinematic

Drucker-Prager Parameters: Friction Angle, Dilatational Angle

Units: N, mm, C

Stress-Strain Curve Definition Options: Parametric, User Defined

User Stress-Strain Curve Data: Number of Points in Stress-Strain Curve: 5

	Strain	Stress	Point ID
1	-0.068	-469.5652	
2	-2.000E-03	-391.3043	A
3	0.	0.	
4	2.000E-03	391.3043	
5	0.068	469.5652	

Order Rows

Show Plot...

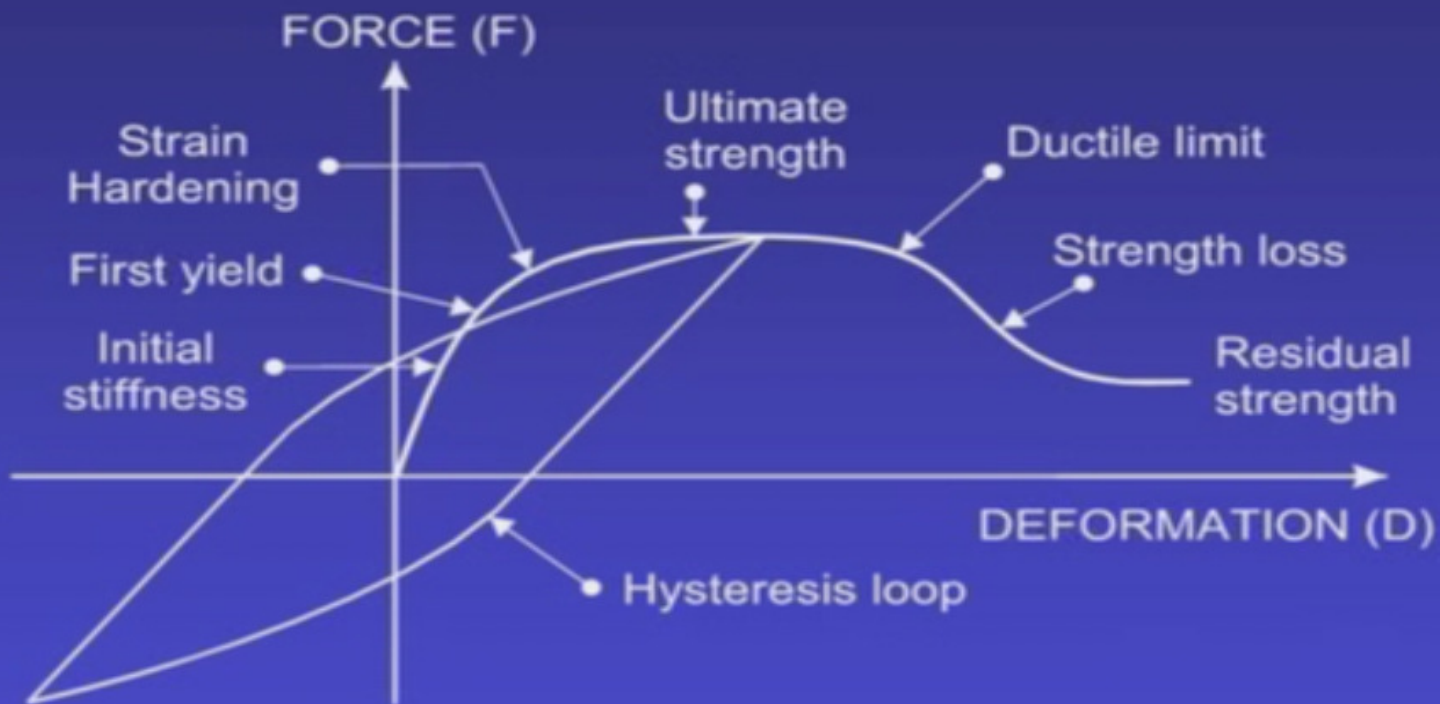
OK Cancel

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

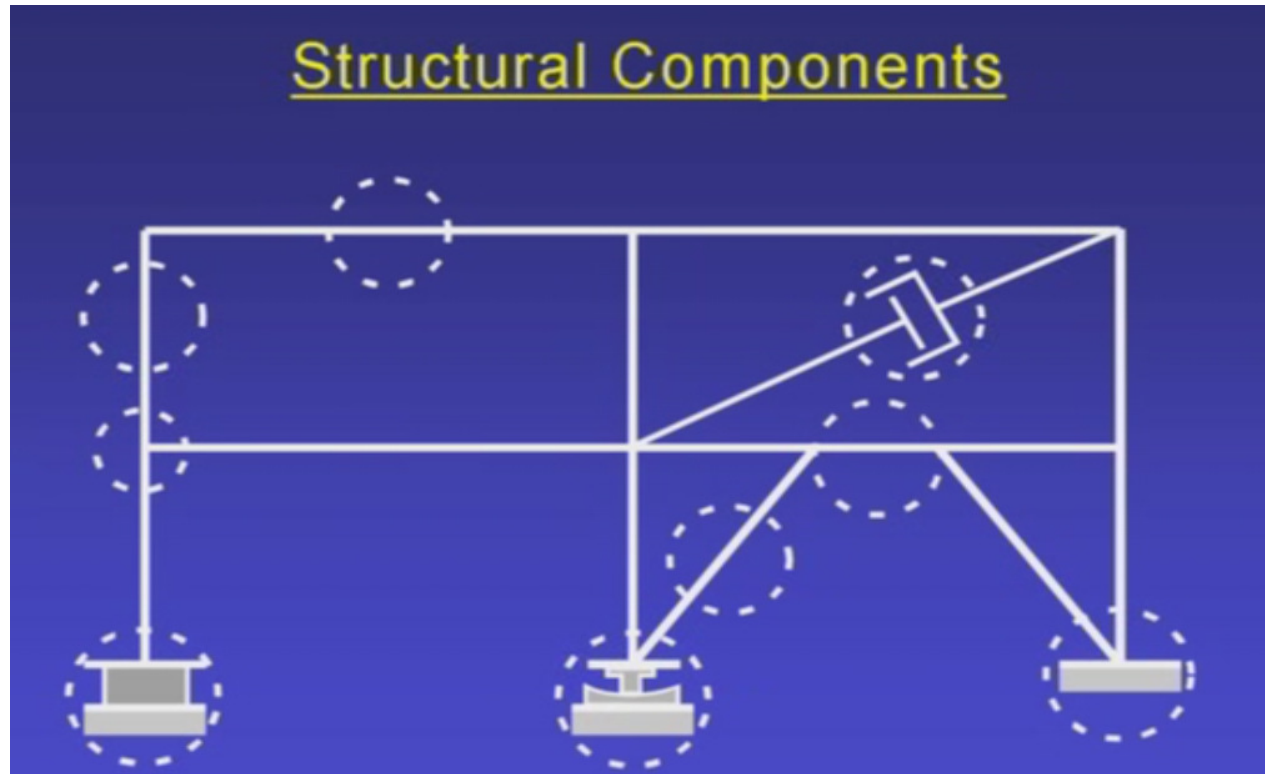
- L'analisi non lineare rappresenta uno strumento di progettazione:
 - non deve essere pensato per ottenere il comportamento "esatto" della struttura;
 - deve rappresentare un utile strumento di progettazione;
- Ci sono due tipi di non linearità:
 - non linearità geometrica: effetti causati dal cambiamento della forma della struttura per effetto deformativo, effetti $P-\Delta$ ed effetti di grandi spostamenti.
 - non linearità del materiale: snervamento, fessurazione, scorrimento, frattura. Di norma causati da un comportamento inelastico.
La non linearità del materiale è di norma più complicata da studiare e verrà di seguito approfondita.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

Main Aspects of F-D Relationship



ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER



- La relazione tra forza e spostamento (F-D) deve essere nota per le membrature della struttura sia quelle con comportamento lineare che quelle a comportamento non lineare.
- La relazione tra forza e spostamento (F-D) della struttura è ottenuta dall'analisi.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

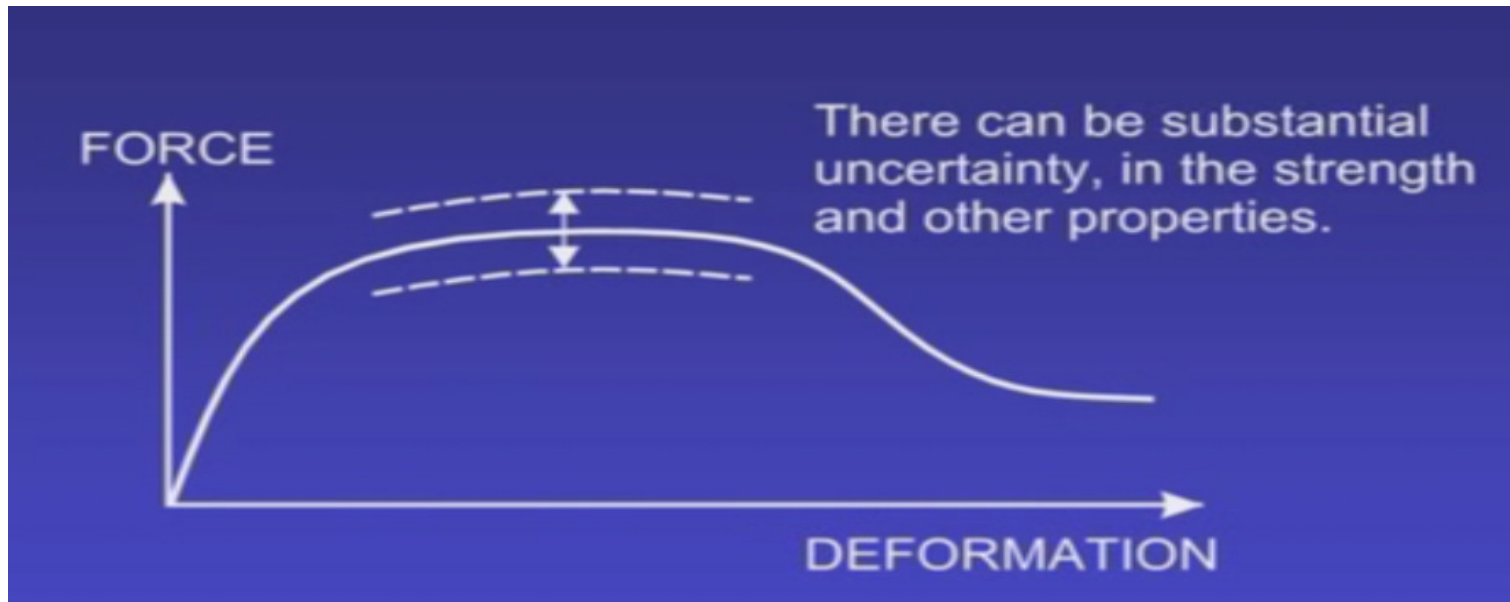
ALCUNE COMPLICAZIONI: COMPORTAMENTO F-D



- Alcuni elementi strutturali hanno un comportamento difficilmente prevedibile che complica la determinazione della legge F-D.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

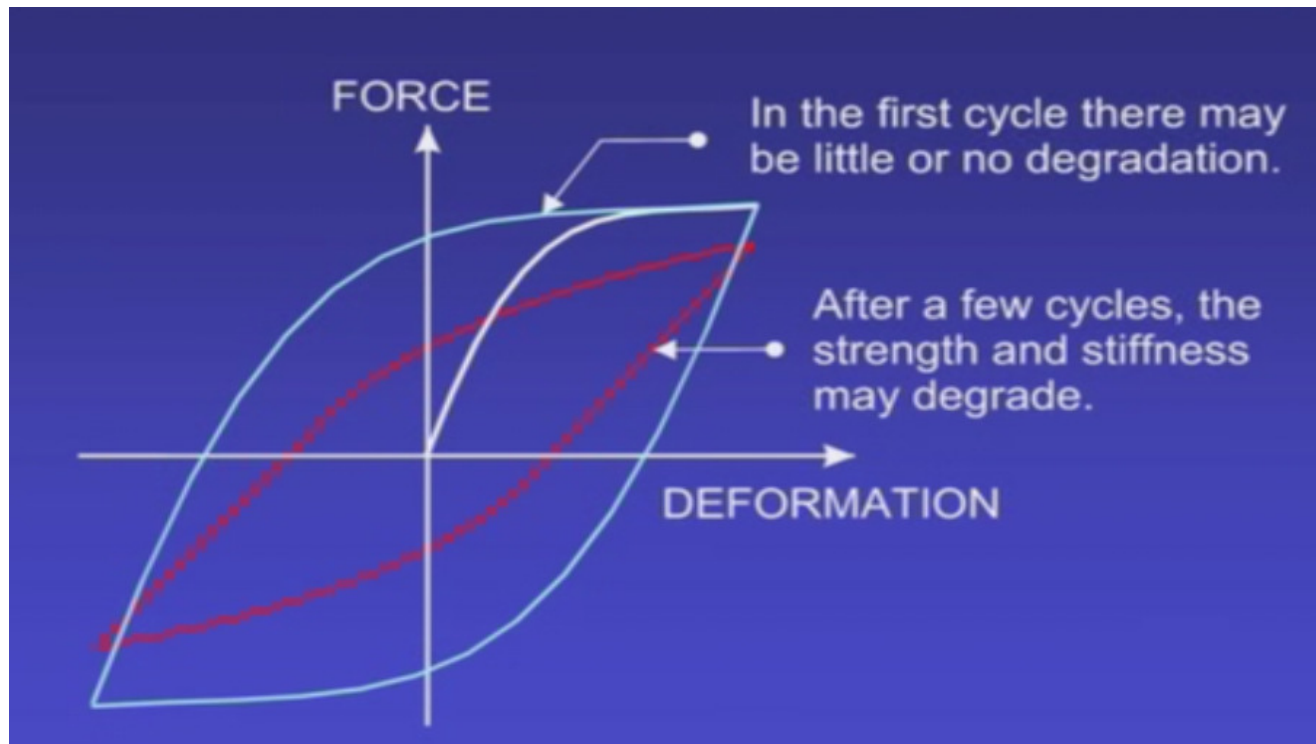
ALCUNE COMPLICAZIONI: RESISTENZA INCERTA



- La resistenza, ma anche altri fattori come la rigidezza e la duttilità, non sono “esattamente” note: altrimenti perché avremmo la necessità di adottare dei fattori di sicurezza?

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

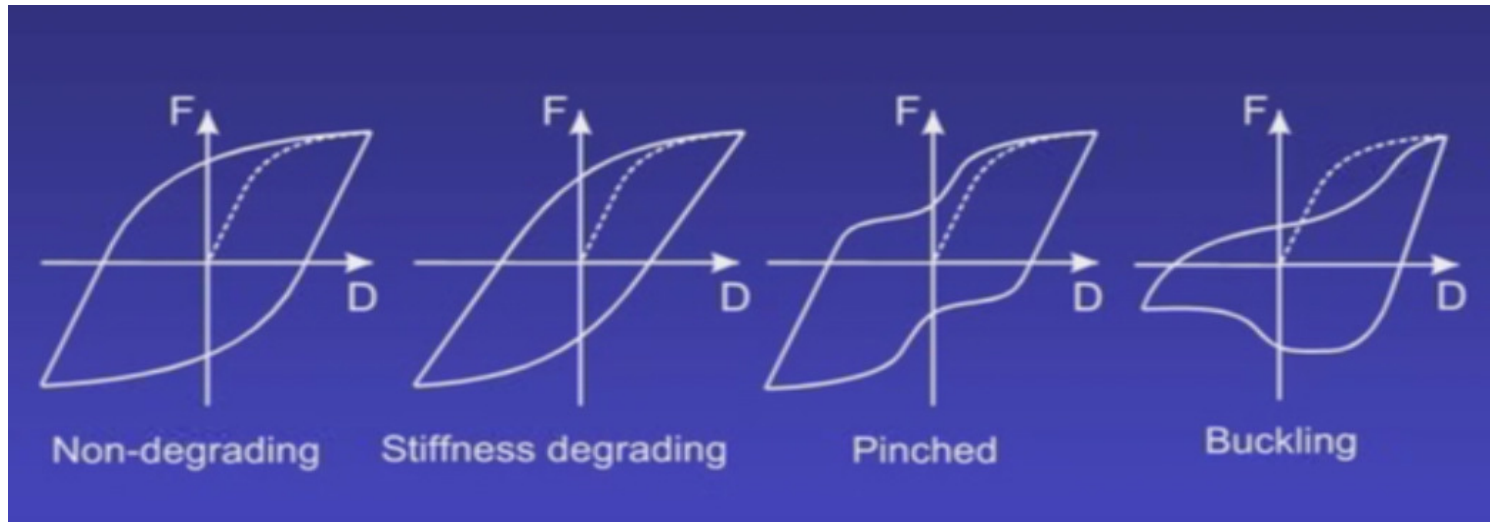
ALCUNE COMPLICAZIONI: INCERTEZZA SUL DEGRADO CICLICO



- L'alternanza dei cicli di carico e scarico può produrre un degrado ciclico con conseguente diminuzione di rigidezza e di resistenza della sezione.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

ESISTENZA DI DIVERSI CICLI ISTERETICI



- Cicli non degradanti (per esempio quelli di molti dispositivi di protezione sismica), cicli con forte degrado, effetto di pinching (per esempio una nodo di una struttura in c.a. che soggetto a carico e scarico oltre un certo limite, produce l'espulsione di materiale dal nodo o dalla "cerniera"), cicli di elementi soggetti ad instabilità (per esempio aste di un controvento metallico).

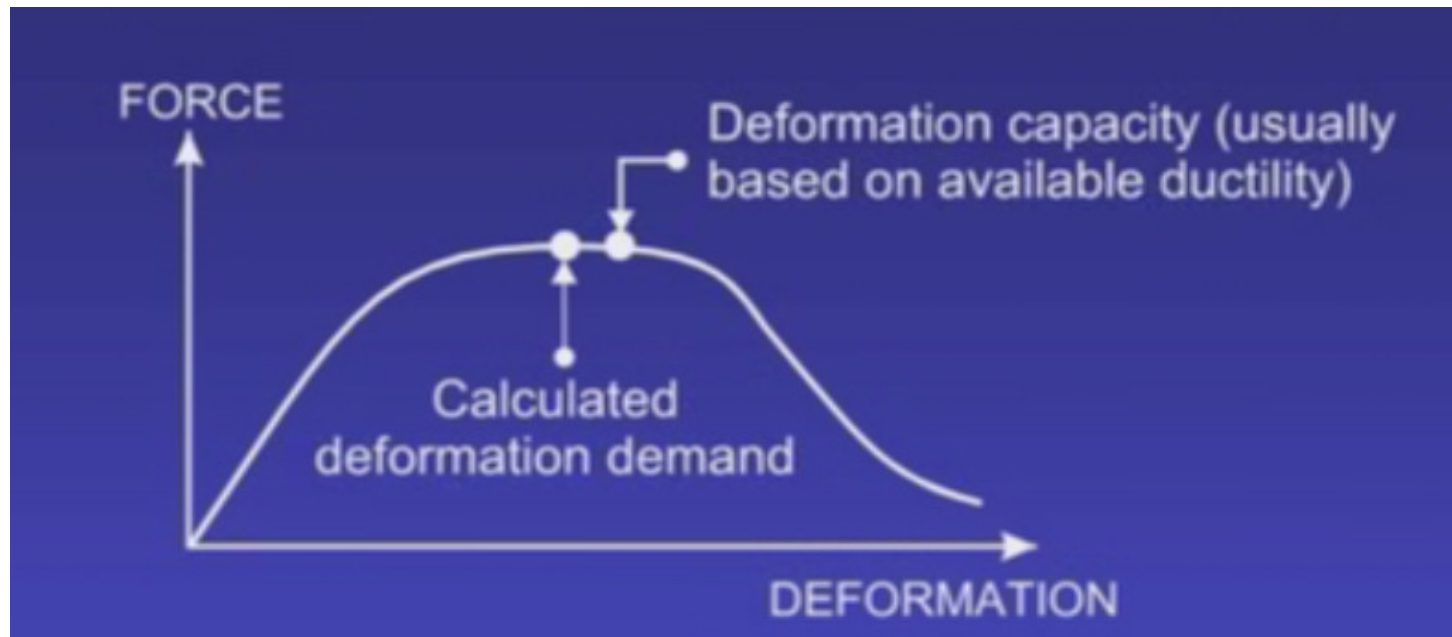
ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

MOLTE COMPLICAZIONI... MA NON DISPERIAMO!

- **NON DISPERIAMO!** perché l'obiettivo non è l'esatta predizione del comportamento della struttura.
- **NON DISPERIAMO!** perché l'obiettivo è ottenere delle informazioni aggiuntive che ci consentano di migliorare la progettazione o studiare sistemi per migliorare il comportamento della struttura.
- **L'ANALISI LINEARE** è lontana da poter essere definita accurata, eppure nessuno di noi direbbe che non ci fornisce delle informazioni utili per la progettazione, quindi perché non applicare lo stesso concetto a l'analisi non lineare?
- L'analisi non lineare è più difficile, ma è anche più razionale!
- L'analisi non lineare è più difficile, ma può darci maggiori e migliori informazioni di una analisi lineare.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

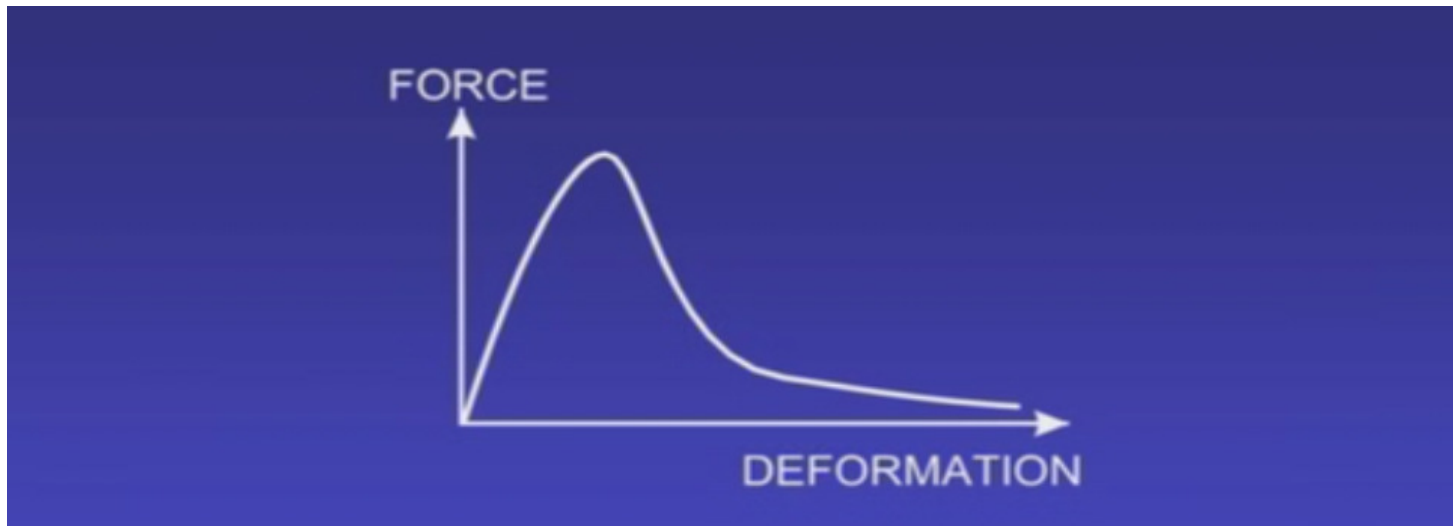
PROGETTAZIONE SECONDO DEFORMAZIONE



- La verifica viene fatta a livello di componente strutturale o struttura completa confrontando la domanda di deformazione che deve essere minore della capacità di deformazione.
- La domanda di deformazione deve essere calcolata con un'analisi non lineare perché la struttura ha un comportamento non lineare e le sue membrature possono raggiungere e superare lo snervamento.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

COMPONENTI FRAGILI



- Questi elementi sono caratterizzati da una bassa duttilità e una volta raggiunta la loro massima resistenza se la domanda cresce arrivano a rottura.
- Questi elementi dovranno essere progettati confrontando capacità e domanda in termini di resistenza.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

PROCEDURA DI PROGETTAZIONE SECONDO DEFORMAZIONE

- Definizione delle capacità deformative degli elementi duttili.
- Definizione della capacità di resistenza per gli elementi fragili (o di tutti gli elementi che “vogliamo” far rimanere in campo elastico).
- Si usa una analisi non lineare sulla struttura per calcolare la domanda di deformazione e di resistenza.
- Se $D/C \leq 1$ la verifica è soddisfatta.

ATTENZIONE: come per le verifiche a resistenza non si ha solo un parametro generale di domanda e uno di capacità, ma per ogni membratura o gruppi di esse si otterranno rapporti D/C .

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

- Le normative “convenzionali” non stabiliscono esplicitamente i livelli prestazionali.
- L’approccio prestazionale vuole dare ragionevole sicurezza che un progetto soddisferà il raggiungimento di livelli prestazionali, ovvero, che la struttura non supererà, quando soggetta da una certa domanda, uno stato limite prestazionale.
- Comunemente si distingue tre livelli prestazionali:
 - IO - Occupazione immediata: limitato o assente stato di danno;
 - LS - Salvataggio delle vite: presenza di danno, anche severo;
 - CP - Prevenzione di Collasso: danno molto severo ma sicurezza ancora nei confronti del collasso, completo o parziale.



ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

PROGETTAZIONE SECONDO APPROCCIO PRESTAZIONALE

- Scelta del livello prestazionale e dei carichi di progetto.
- Scelta di parametri di controllo del rapporto D-C: spostamenti di interpiano, rotazioni delle cerniere plastiche, resistenza a taglio...
- Assunzione delle capacità deformative e di resistenza:
 - Deformative: FEMA 356, OPCM 3274...
 - Resistenza: DM96, EC2, OPCM3274, NTC2008...
- Calcolo della domanda di forza e deformazione usando un codice FEM.
- Se uno o più rapporti $D/C > 1$:
 - si modifica la struttura;
 - si fa “la punta alla matita” nella determinazione della Capacità
 - si fa “la punta alla matita” nella determinazione della Domanda

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

CAPACITY DESIGN NOTO COME “GERARCHIA DELLE RESISTENZE”

- Alcuni elementi di una struttura possono entrare in campo plastico mantenendo una certa sicurezza, altri no e devono quindi essere dimensionati per rimanere in campo elastico.
- Si decide in anticipo quale elemento e in quale punto della struttura può plasticizzarsi.
- Noi possiamo dotare gli elementi che si possono snervare di sufficiente duttilità e gli elementi elastici di sufficiente resistenza.
- Sarebbe buona cosa creare più modelli non lineari o analizzare gli stessi con diverse distribuzioni di forza. Inoltre dobbiamo fissare più punti di controllo in cui verificare i rapporti D/C.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

STRUTTURE A TELAIO

- Si specificano le membrature che possono snervare, si verificano utilizzando fattori D/C di deformazione:
 - Travi in flessione
 - Colonne alla base e in copertura
- Le restanti membrature devono rimanere elastiche, si verificano utilizzando fattori D/C di resistenza:
 - Colonne eccetto alla base e in copertura
 - Connessioni
 - Travi e colonne a taglio
 - fondazioni

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

STRUTTURE A PARETI ACCOPPIATE E NON

- Si specificano le membrature che possono snervare, si verificano utilizzando fattori D/C di deformazione:
 - Cerniere plastiche alla base dei setti
 - Taglio nelle travi di accoppiamento
- Le restanti membrature devono rimanere elastiche, si verificano utilizzando fattori D/C di resistenza:
 - Flessione in tutti gli altri livelli dei setti
 - Taglio sui setti
 - fondazioni

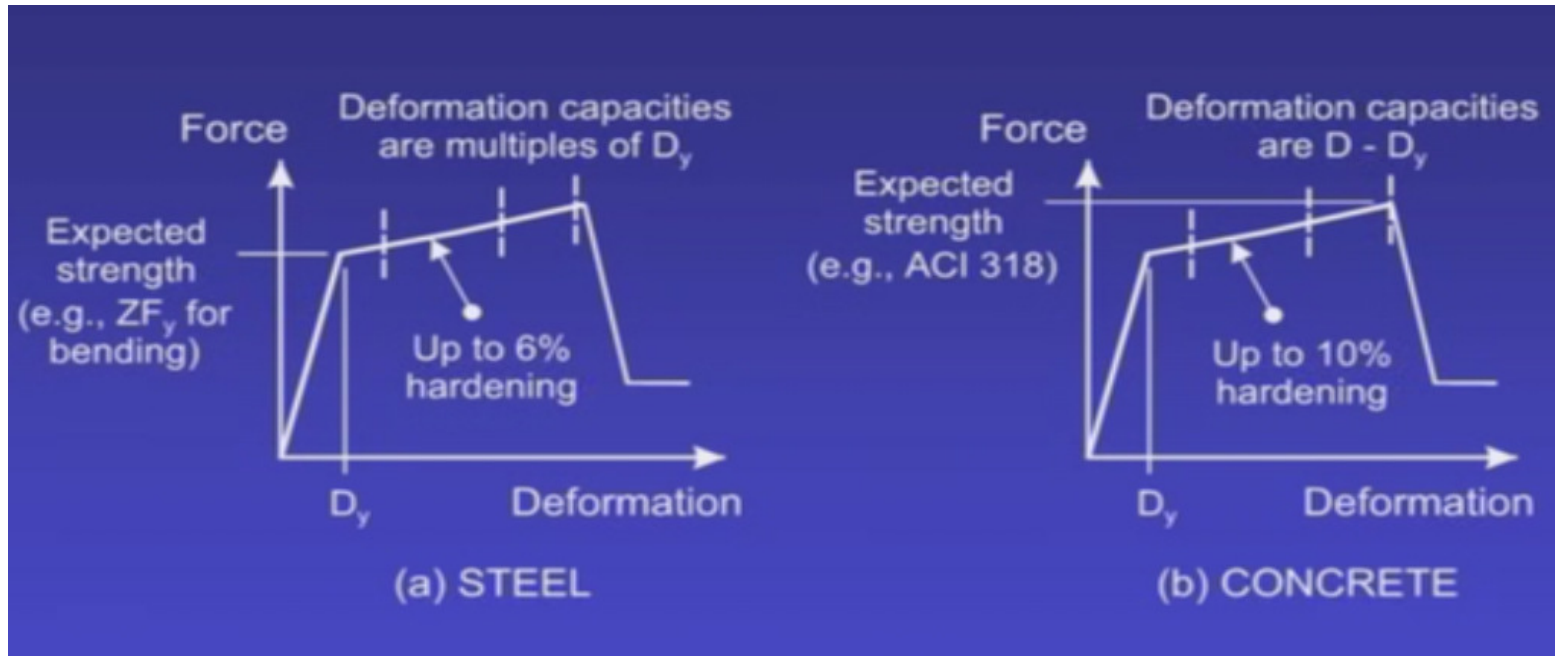
ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

ASPETTI IMPORTANTI

- Si devono stabilire formalmente quali rapporti D/C considerare e quali parametri alla base della determinazione della domanda assumere (forma spettrale, tempo di ritorno, stato limite, ecc) e basare le scelte di miglioramento prestazionale su questi rapporti.
- Tutti i risultati dell'analisi sono importanti, non si deve trascurare niente, questo è il concetto di “**consistenza dei risultati**”.
- Si possono fare degli aggiustamenti soggettivi sia alla domanda che alla capacità degli elementi. Il procedimento deve essere però oggettivo.
- Il procedimento non è perfetto (e allo stato attuale sembra impossibile che lo possa diventare).

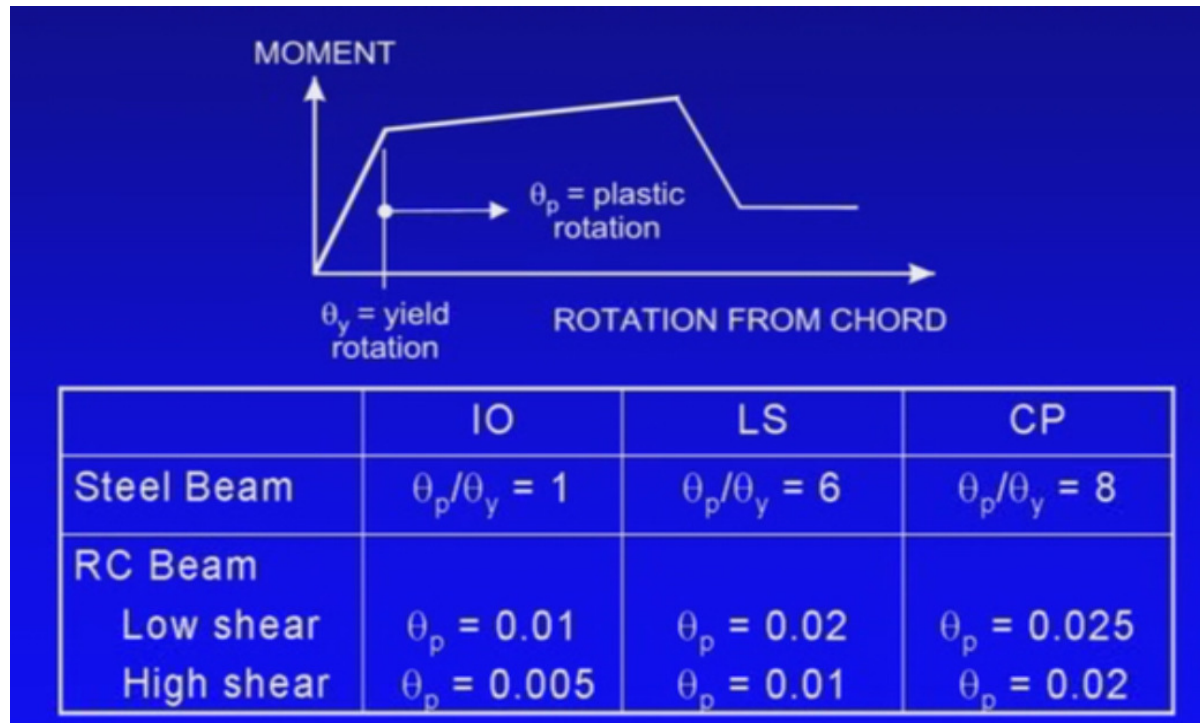
ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

ACCIAIO vs CEMENTO ARMATO



- Nelle sezioni in acciaio la parte plastica inizia dopo il raggiungimento, in termini di forza del comune valore di resistenza. Nelle sezioni in cemento armato, per arrivare ai valori di resistenza, noti come stati limite di rottura, si ha già l'interessamento del tratto a comportamento plastico.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER



ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

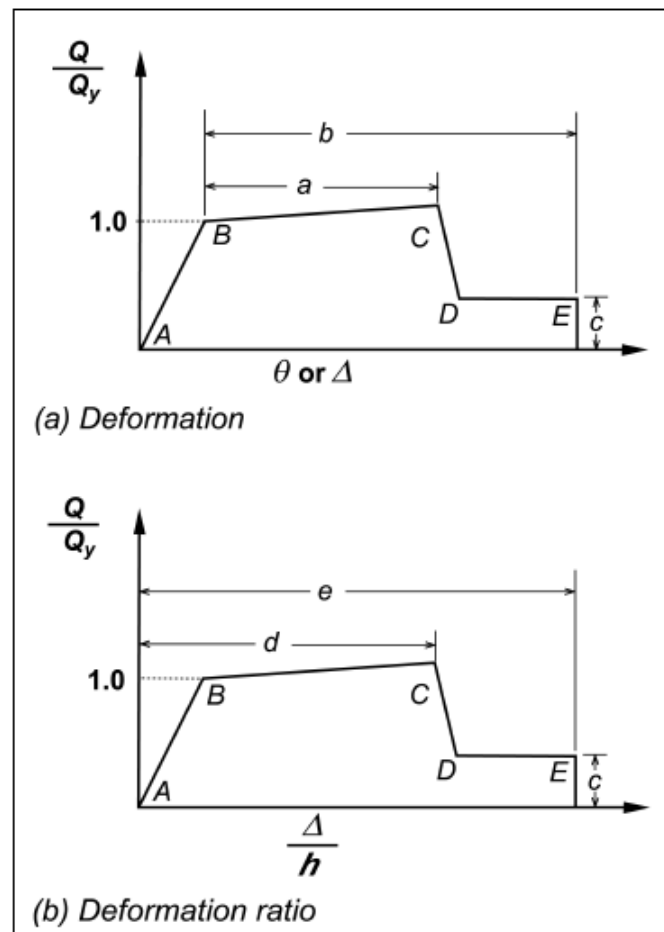


Figure 6-1 Generalized Force-Deformation Relations for Concrete Elements or Components

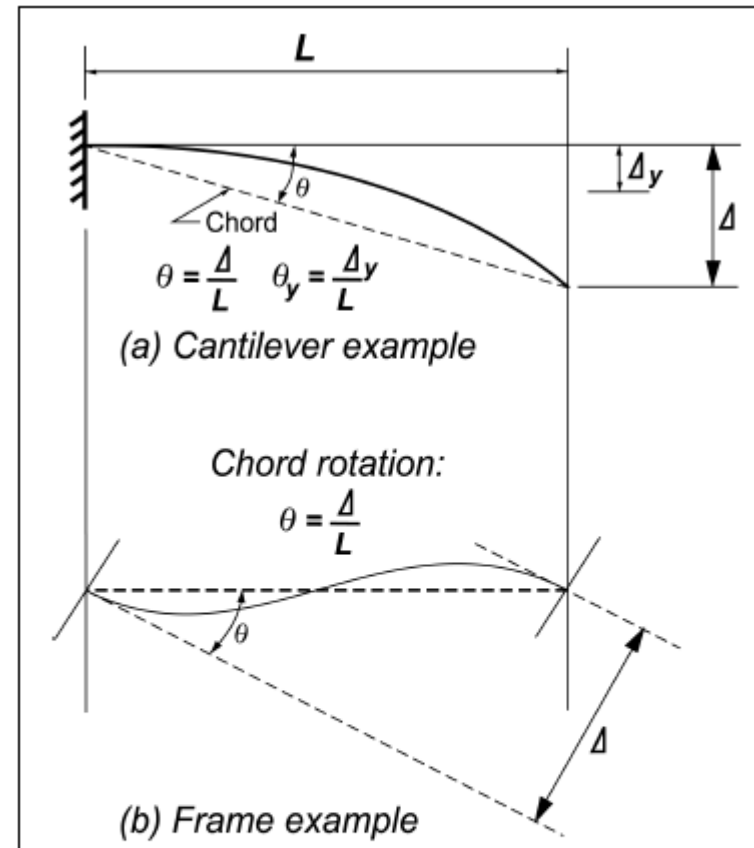


Figure 5-2 Definition of Chord Rotation

$$\text{Beams: } \theta_y = \frac{ZF_{ye} l_b}{6EI_b} \quad (5-1)$$

$$\text{Columns: } \theta_y = \frac{ZF_{ye} l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (5-2)$$

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

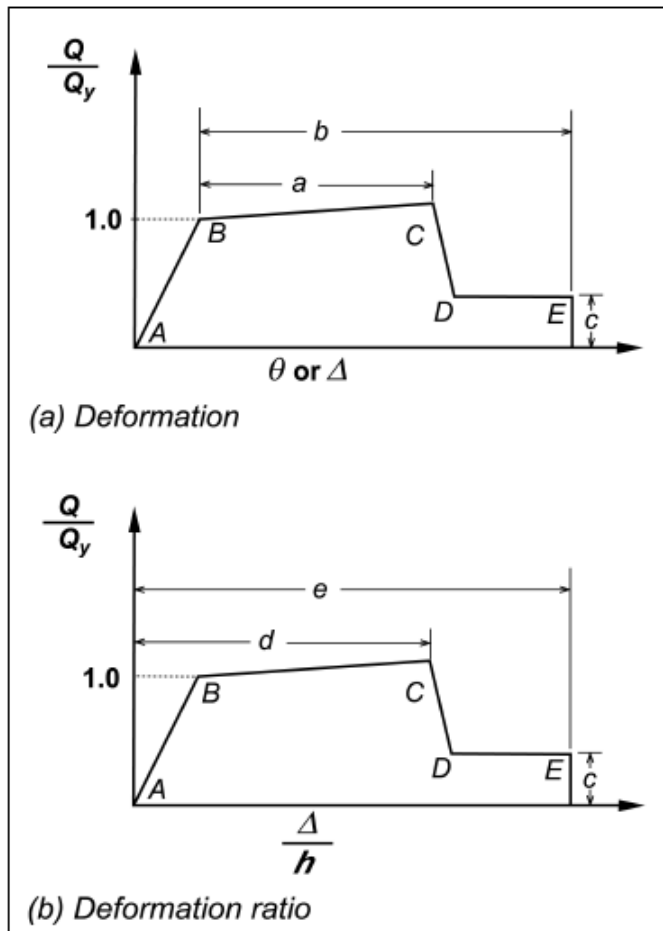


Figure 6-1 Generalized Force-Deformation Relations for Concrete Elements or Components

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
Primary					Secondary					
				LS	CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

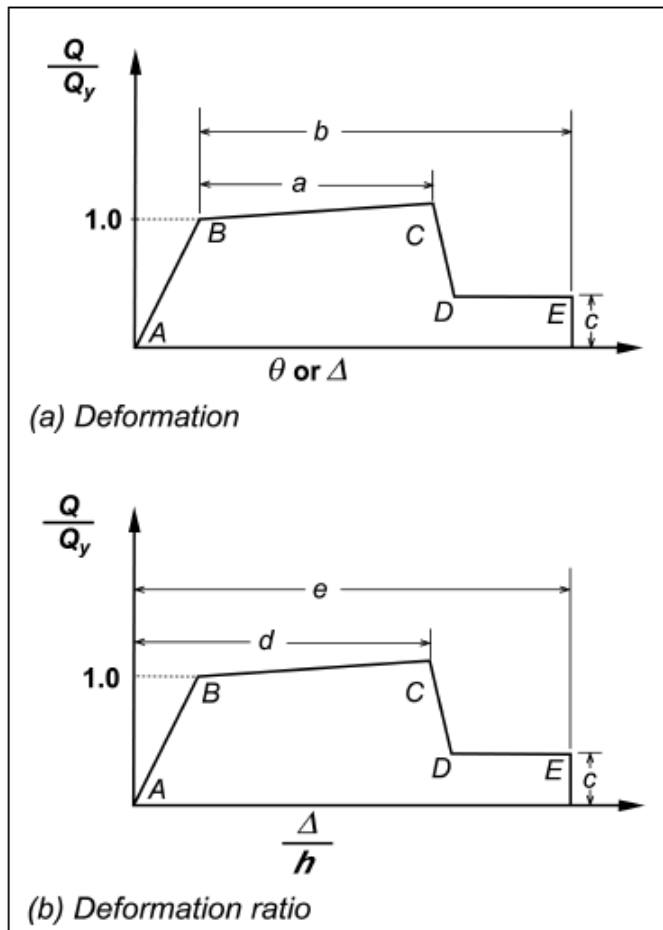


Figure 6-1 Generalized Force-Deformation Relations for Concrete Elements or Components

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴					
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, radians					
				Performance Level					
				Component Type					
a	b	c	LS	CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹									
$\frac{p}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$							
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005
ii. Columns controlled by shear^{1,3}									
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}									
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}									
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
- For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

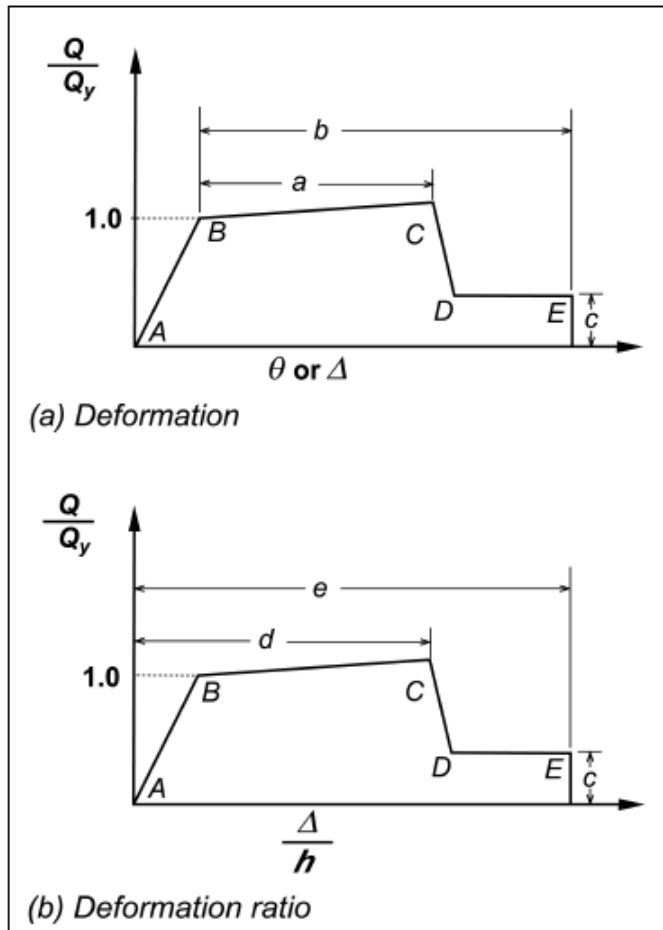


Figure 6-1 Generalized Force-Deformation Relations for Concrete Elements or Components

Table 5-6 Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians				
	a	b		IO	Primary		Secondary	
					LS	CP	LS	CP
Beams—flexure								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used							

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

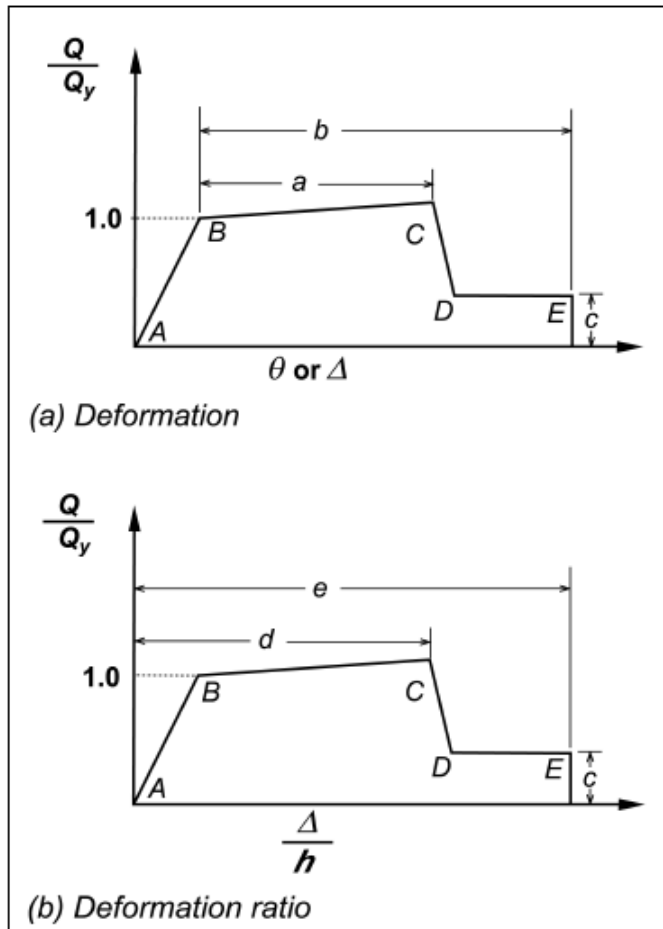


Figure 6-1 Generalized Force-Deformation Relations for Concrete Elements or Components

Table 5-6 Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians				
	a	b		IO	Primary		Secondary	
LS			CP		LS	CP		
Columns—flexure ^{2,7}								
For $P/P_{CL} < 0.20$								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used							

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

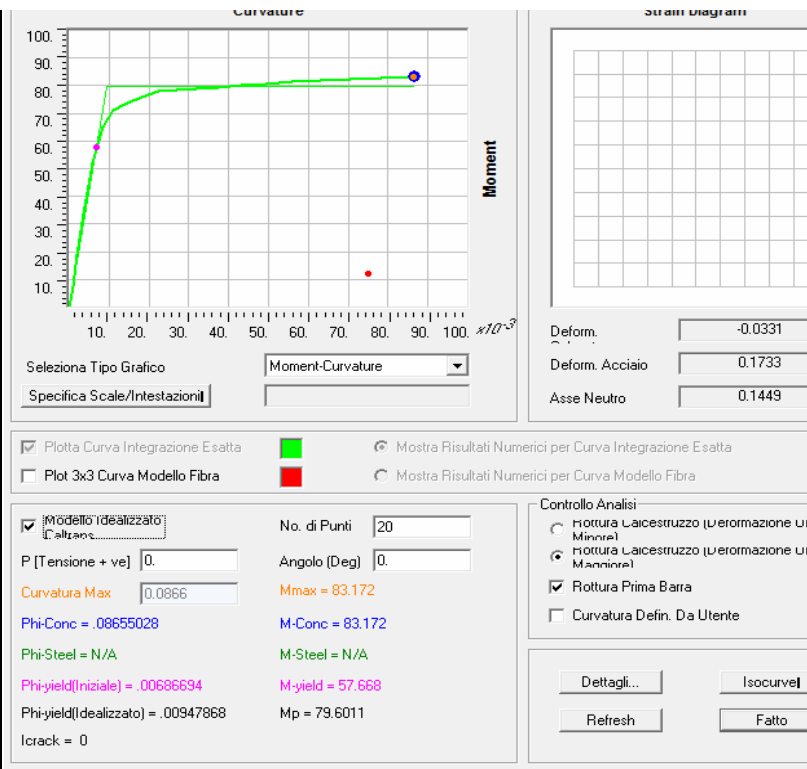
VALUTAZIONI DELLE ROTAZIONI ULTIME ELEMENTI C.A.

$$\vartheta_Y = \phi_Y \frac{L_V}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{H}{L_V} \right) + 0.13 \phi_Y \frac{d_b \cdot f_Y}{\sqrt{f_c}}$$

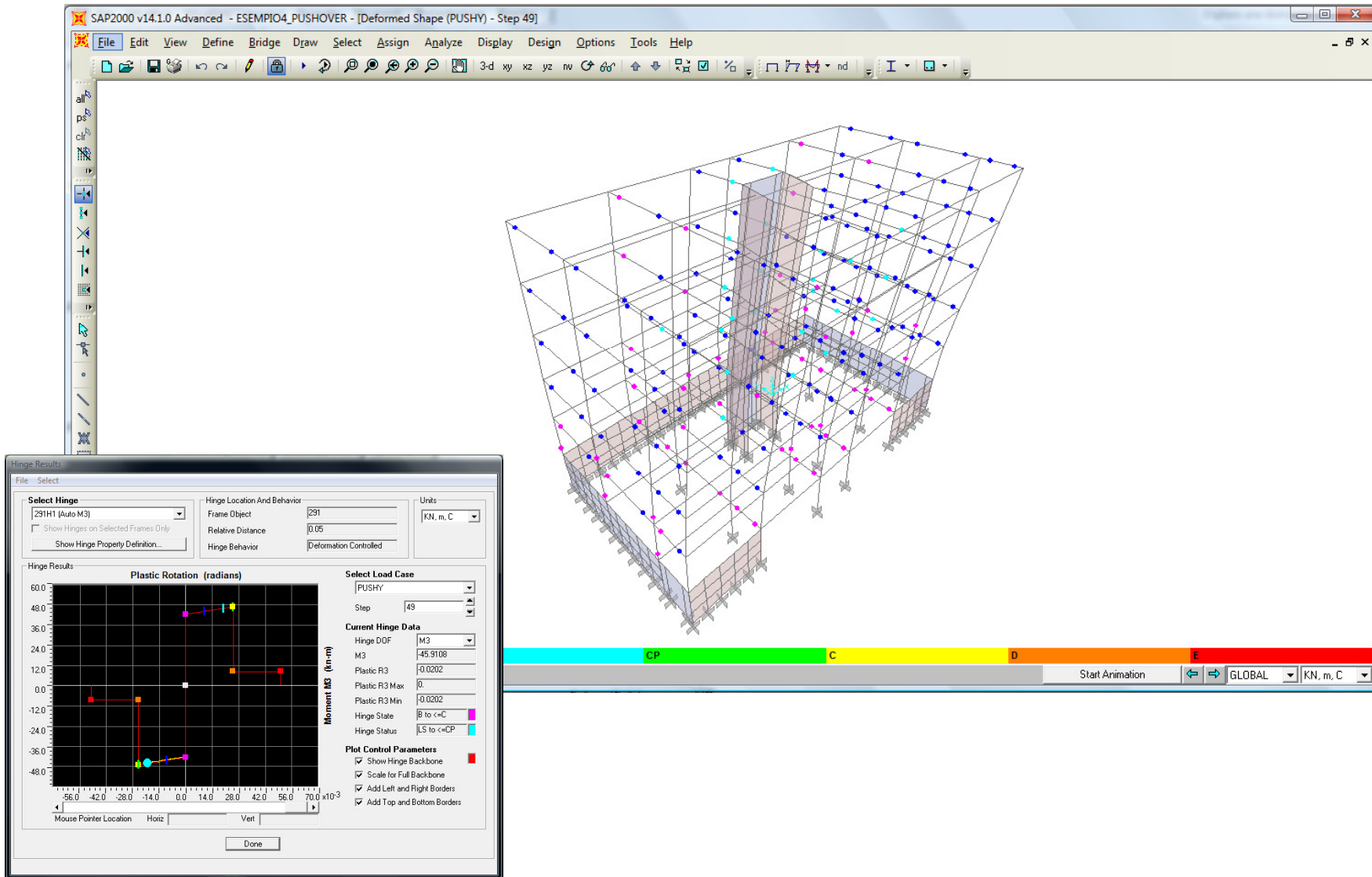
$$\vartheta_U = \frac{I}{\gamma_{el}} \left(\vartheta_Y + (\phi_U - \phi_Y) \cdot L_{PL} \cdot \left(1 - \frac{0.5 \cdot L_{PL}}{L_V} \right) \right)$$

$$L_{PL} = 0.1 \cdot L_V + 0.17 \cdot H + 0.24 \frac{d_b \cdot f_Y}{\sqrt{f_c}}$$

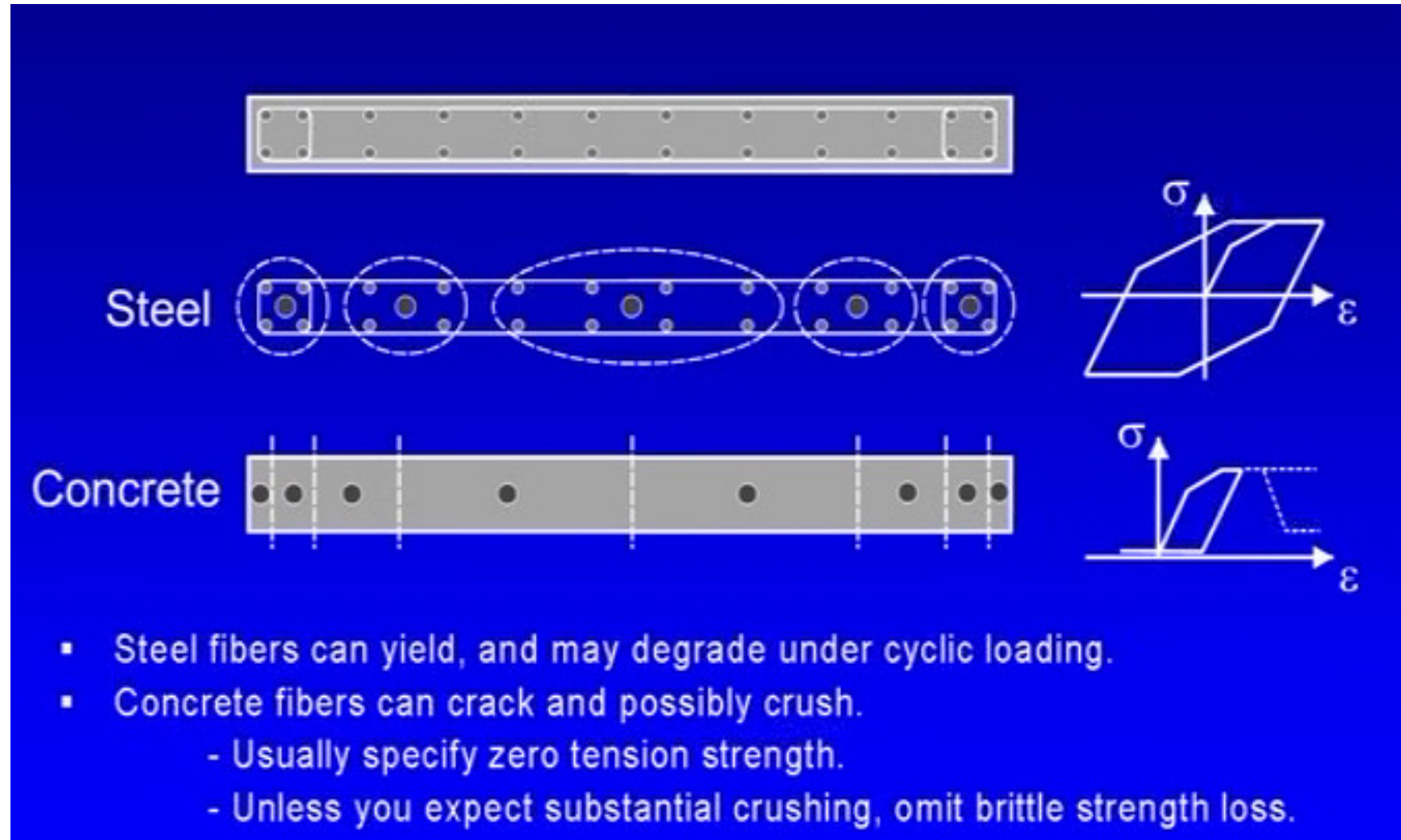
FC	1.2	(1.35-1.20-1.00)
fc,m	25 MPa	
fy,m	400 MPa	
fc,m	20.8 MPa	
fy,m	333.3 MPa	
h	0.4 m	
M	80 kNm	
V	60 kN	
Lv	1.33 m	M/V
dbl	0.012 m	
Lpl	0.4 m	
ael	1.5	1.5 elementi principali - 1 altrimenti
π_u	0.0866 rad/m	
π_y	0.00686 rad/m	
π_x	0.004 rad	
π_u	0.022 rad	



ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER



ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER



ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

Nonlinear Material Data
Edit

Material Name: AISSteelReinforcement Material Type: Rebar

Hysteresis Type: Kinematic Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: Dilatational Angle: Units: Kip, in, F

Stress-Strain Curve Definition Options:
 Parametric User Defined Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data
 Number of Points in Stress-Strain Curve: 7

	Strain	Stress	Point ID
1	-0.2	-100.	
2	-0.1	-100.	
3	-2.414E-03	-70.	
4	0.	0.	A
5	2.414E-03	70.	
6	0.1	100.	
7	0.2	100.	

Order Rows Show Plot...

OK Cancel

- Reinforcing steel

Nonlinear Material Data
Edit

Material Name: ConfinedConcrete Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 0. Dilatational Angle: 0. Units: Kip, in, F

Stress-Strain Curve Definition Options:
 Parametric User Defined Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data
 Number of Points in Stress-Strain Curve: 8

	Strain	Stress	Point ID
1	-0.02	-9.15	
2	-0.015	-9.15	
3	-6.500E-03	-12.2	
4	-4.000E-03	-12.2	
5	-1.296E-03	-7.	
6	0.	0.	A
7	1.296E-03	7.000E-06	
8	0.01	7.000E-06	

Order Rows Show Plot...

OK Cancel

- Confined concrete

Nonlinear Material Data
Edit

Material Name: UnconfinedConcrete Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 0. Dilatational Angle: 0. Units: Kip, in, F

Stress-Strain Curve Definition Options:
 Parametric User Defined Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data
 Number of Points in Stress-Strain Curve: 8

	Strain	Stress	Point ID
1	-0.02	-0.09	
2	-4.000E-03	-0.09	
3	-2.100E-03	-9.	
4	-1.900E-03	-9.	
5	-1.111E-03	-6.	
6	0.	0.	A
7	1.111E-03	6.000E-06	
8	0.01	6.000E-06	

Order Rows Show Plot...

OK Cancel

- Unconfined concrete

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

Concrete Shell Section Quick Start Parameters

Section Name: Rebar Layers: One Layer Two Layers Units:

Material Data And Concrete Thickness

Concrete Material: ConfinedConcrete
Rebar Material: AllSteelReinforcement
Concrete Thickness:

In-Plane Element Component Behavior

S11 Nonlinear
 S22 Nonlinear
 S12 Nonlinear

Out-of-Plane Element Component Behavior

Same as In-Plane
 Linear

Rebar Size, Spacing and Clear Cover

Size and Spacing Is the Same For All Rebar

Top Bars - Direction 1	<input type="text" value="+"/> #5	@	<input type="text" value="12"/>	Cover	<input type="text" value="1.2"/>
Top Bars - Direction 2	#8	@	<input type="text" value="12"/>	Cover	<input type="text" value="1.2"/>
Bottom Bars - Direction 1	#5	@	<input type="text" value="12"/>	Cover	<input type="text" value="1.2"/>
Bottom Bars - Direction 2	#8	@	<input type="text" value="12"/>	Cover	<input type="text" value="1.2"/>

Shell Section Elevation View

Top

Bottom

Show Elevation 1-3 Show Elevation 2-3

Shell Section Plan View

Top
 Bot

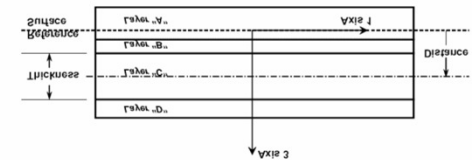
OK Cancel

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

Example: Nonlinear Shear-Wall, “Practical” Modeling

The five-layer model above seems realistic, but presents many failure mechanisms that may cloud the engineering information required for performance-based design. Whenever possible, the simplest model should be used to meet the engineering goals. Doing this will make the analysis run faster and make the interpretation of results easier.

With this in mind, a more practical model is presented below, with only the vertical membrane stresses taken to be nonlinear. Such a model may be suitable for taller shear walls where column-like behavior governs:



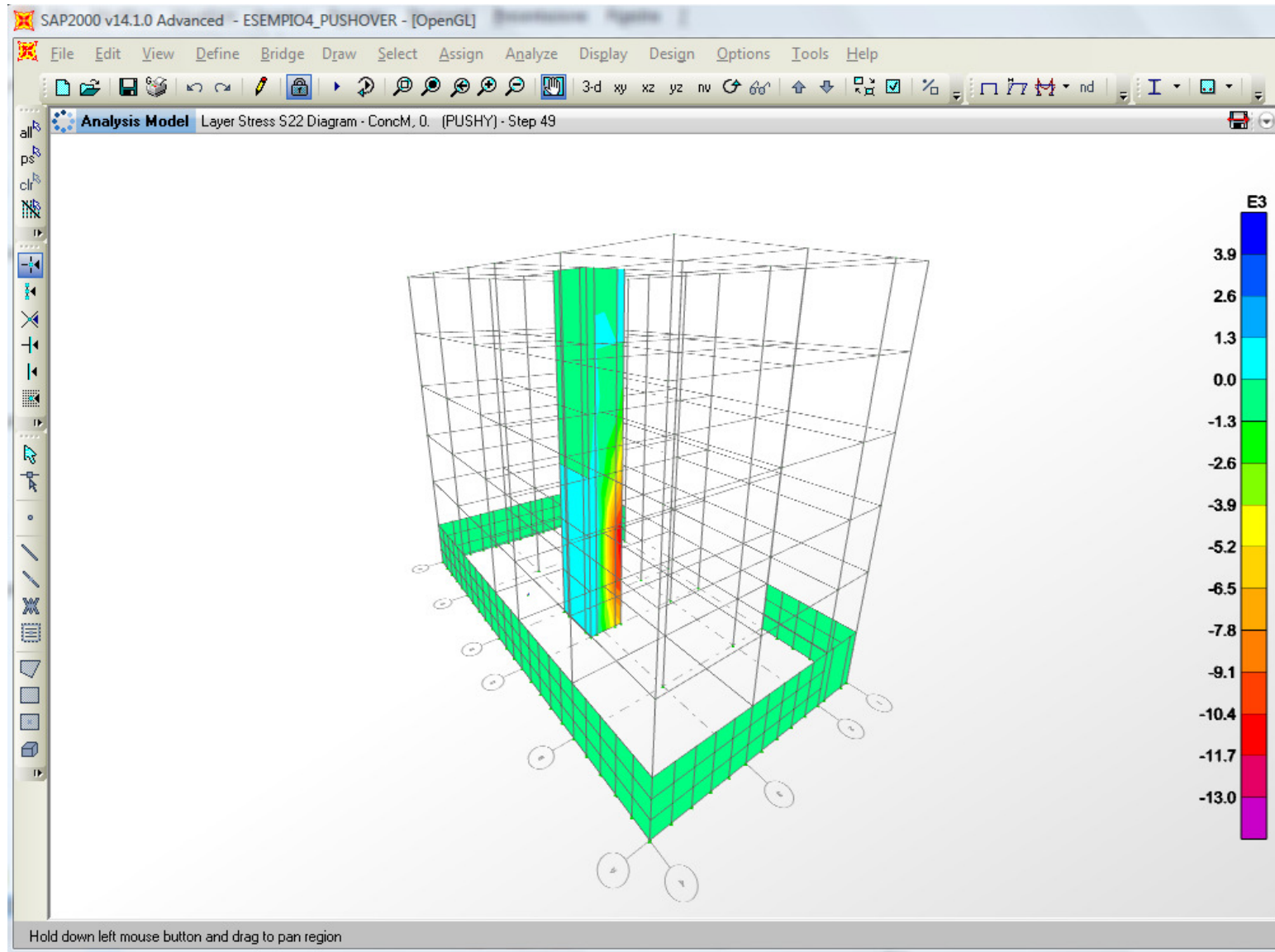
“Practical” Shear-Wall Model

Layer	Type	Material	th	d	ang	n	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}
1	Membr	Conc	18.00	0.	0°	1	L	N	L
2	Membr	Rebar	0.18	+6.	90°	1	N	–	–
3	Membr	Rebar	0.18	–6.	90°	1	N	–	–
4	Plate	Conc	16.00	0.	0°	2	L	L	L

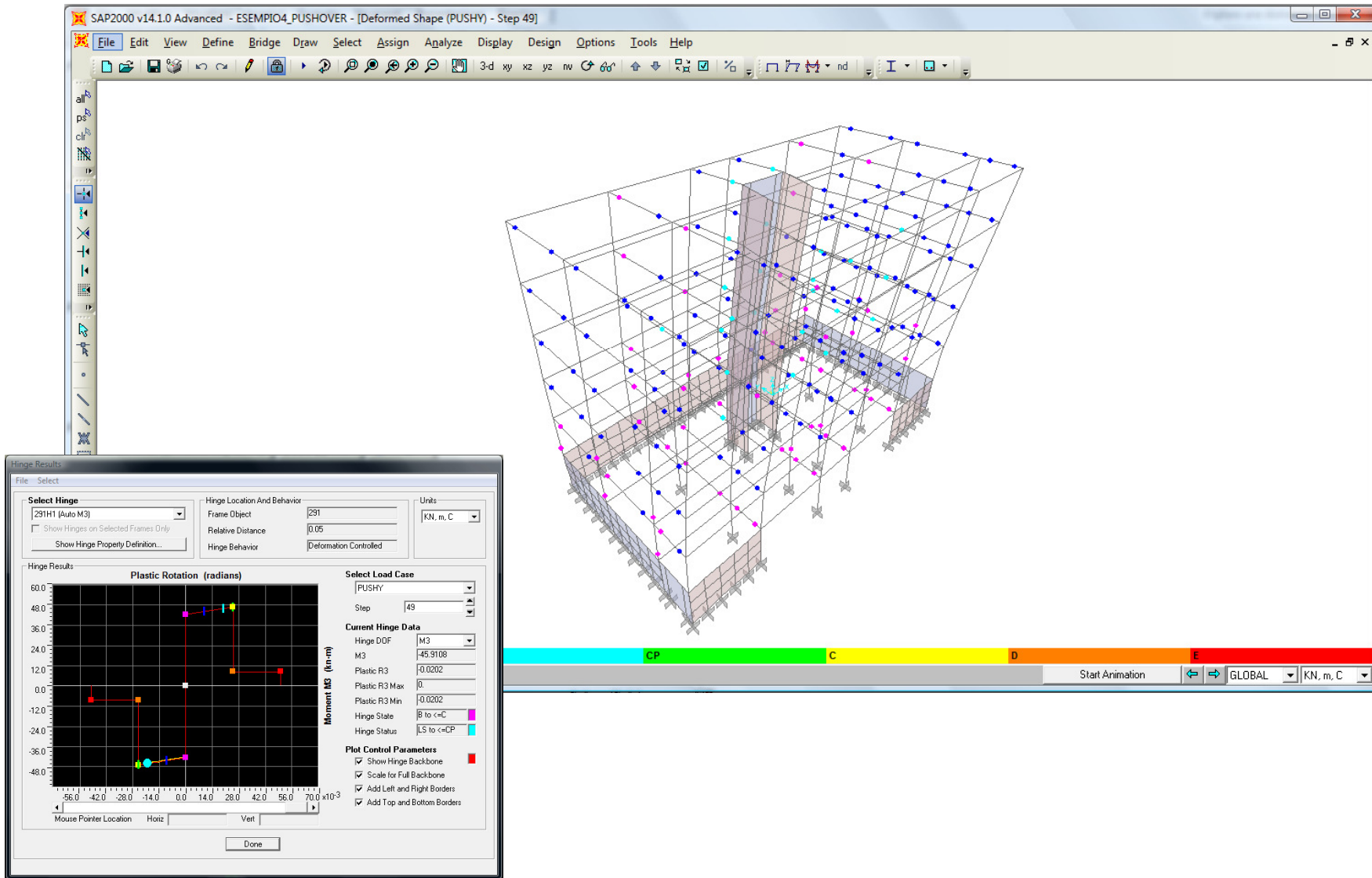
In this model, only membrane behavior is nonlinear, and only for the vertical stress component σ_{22} . This corresponds to rebar stress component σ_{11} when the material angle is 90°.

It is generally not necessary to include rebar for linear behavior, so the horizontal rebar is omitted, and the rebar shear stress component σ_{12} is set to be inactive.

ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER

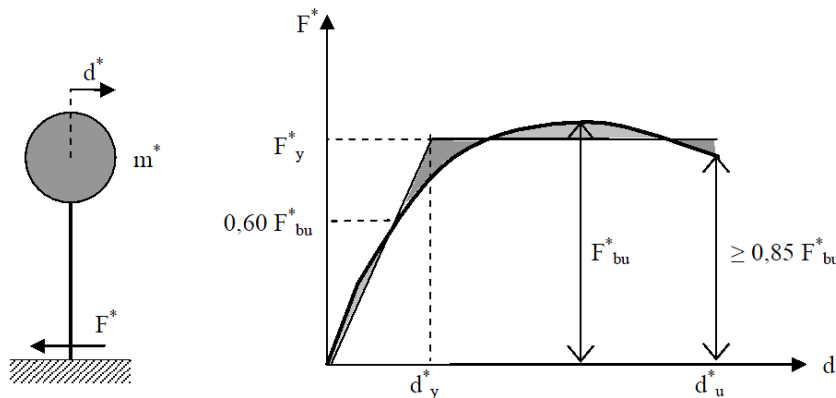


ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSHOVER



DETERMINAZIONE DELLA DOMANDA DI SPOSTAMENTO

Questo metodo d'analisi è utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata è governato da un modo di vibrare naturale principale, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa.



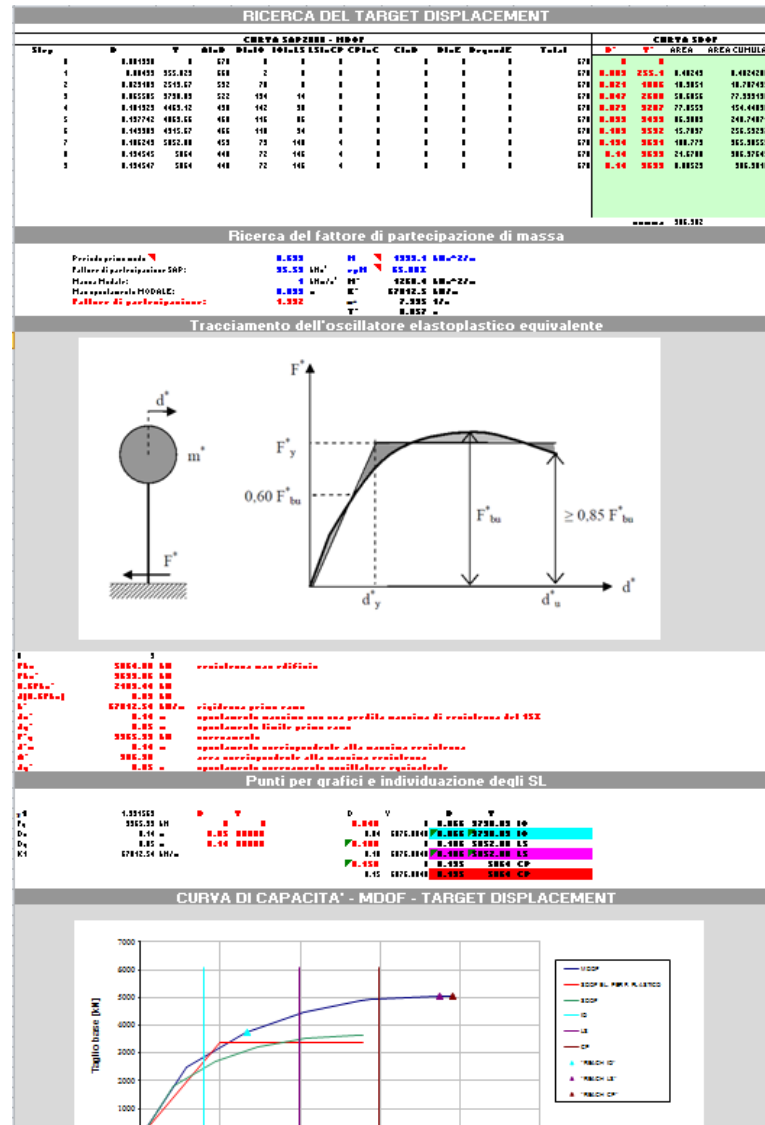
$$F^* = F_b / \Gamma$$

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

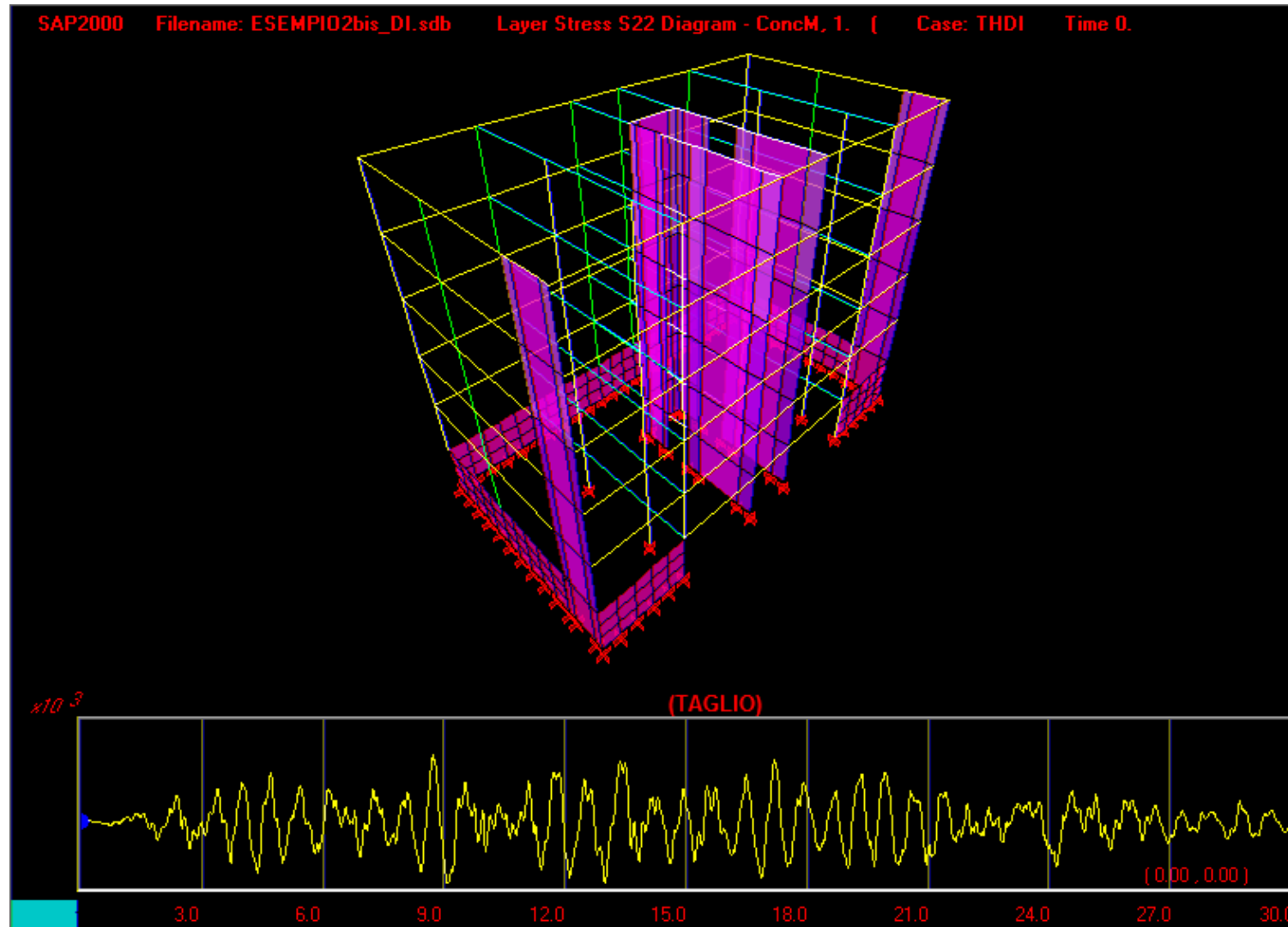
$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (vedi Fig. C7.3.1). Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0,6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$.

DETERMINAZIONE DELLA DOMANDA DI SPOSTAMENTO



DINAMICA NON LINEARE





CISM

distribuito da Dario Flaccovio Editore Codice: DF8835

Protezione sismica delle strutture

Tecnologie innovative - Ricerca - Applicazioni

A cura di Gaetano Russo - Stefano Sorace **AA.VV.**

Le tecnologie innovative di protezione sismica delle strutture, che da tempo costituiscono un argomento di punta della ricerca dell'ingegneria sismica, sono divenute oggetto di crescente interesse anche da parte della comunità tecnica e professionale. L'adozione di tali tecnologie pone, tuttavia, alcune nuove problematiche rispetto al progetto delle strutture antisismiche tradizionali, per risolvere le quali risulta necessaria una conoscenza di base dei principi di funzionamento e delle prestazioni offerte dai diversi tipi di dispositivi in commercio e dai sistemi di protezione che li includono.

Inoltre, come per qualsiasi percorso progettuale, devono essere acquisiti gli opportuni metodi di analisi, di modellazione, di dimensionamento e di verifica. Il volume raccoglie i testi delle lezioni tenute nel corso avanzato di formazione professionale "Tecnologie innovative di protezione sismica delle strutture", svoltosi a Udine nel 2006, che si è proposto di fornire contributi di risposta a tali esigenze, con riferimento a diverse tipologie di dispositivi e di tecniche di protezione, nonché ad un selezionato repertorio di applicazioni pratiche.

I testi sono stati predisposti dai relatori aggiornandone i contenuti agli sviluppi delle rispettive attività di studio e di ricerca svolte, sugli argomenti trattati, sino alla fine del 2008.

CASI STUDIO

STUDIO

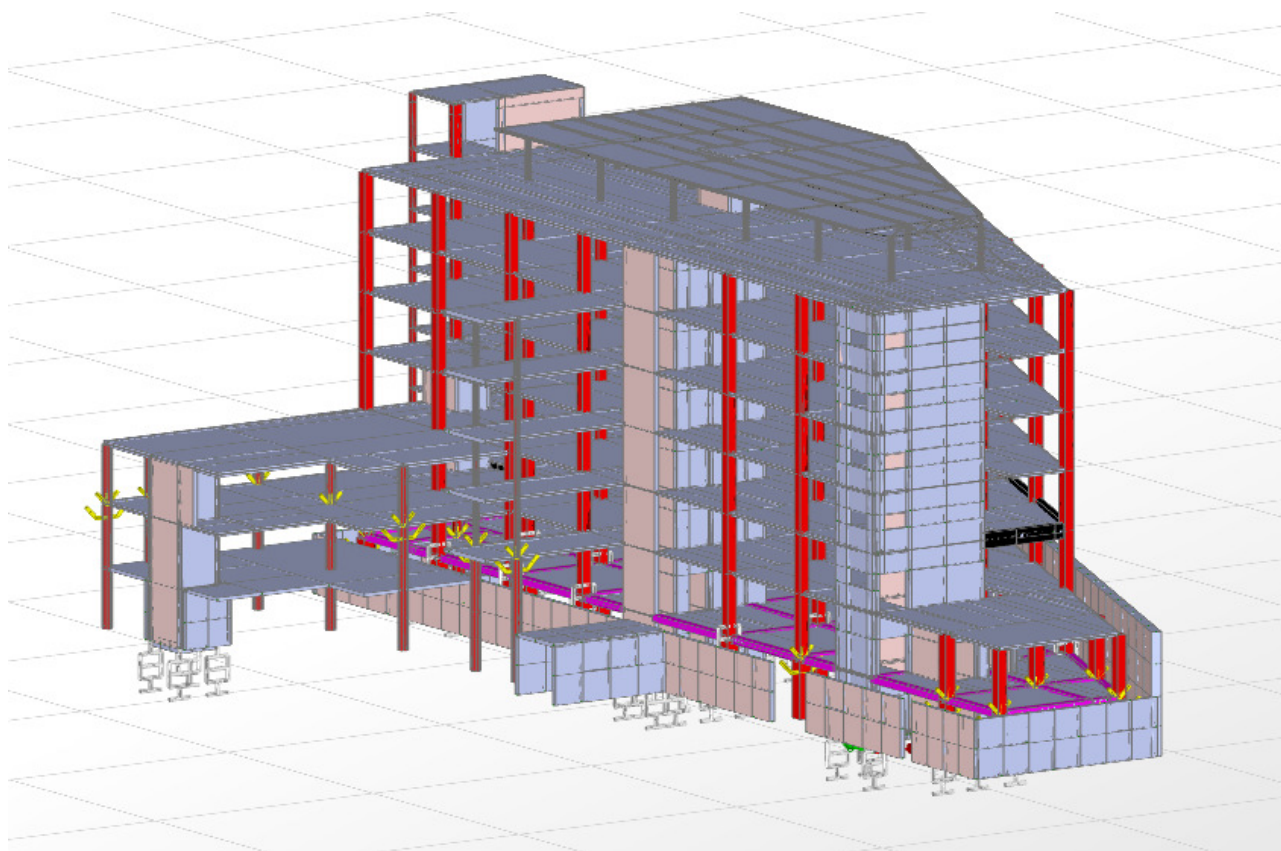
BRUNETTA BANDINI CENTA

*APPALTO CONCORSO: AMPLIAMENTO PRESIDIO
OSPEDALIERO DI GAVARDO*



*PROGETTO ESECUTIVO
STUDIO BRUNETTA BANDINI CENTA*

APPALTO CONCORSO: AMPLIAMENTO PRESIDIO OSPEDALIERO DI GAVARDO



DATI TECNICI:

Pianta trapezia: 58m x 35m, 14m

7 livelli dallo spiccato (h 3.5m)

Copertura metallica, vano tecnico

Edificio a base isolata con due piani di scivolamento

Isolamento sismico ottenuto utilizzando dispositivi a scorrimento (a basso attrito) e dispositivi di appoggio elastomerici con nucleo in piombo dotati di alta capacità dissipativa.

Peso sismico della struttura isolata di circa 15000 t.

Azione sismica ag:

-SLV (10% - 100 anni) = 0.258g

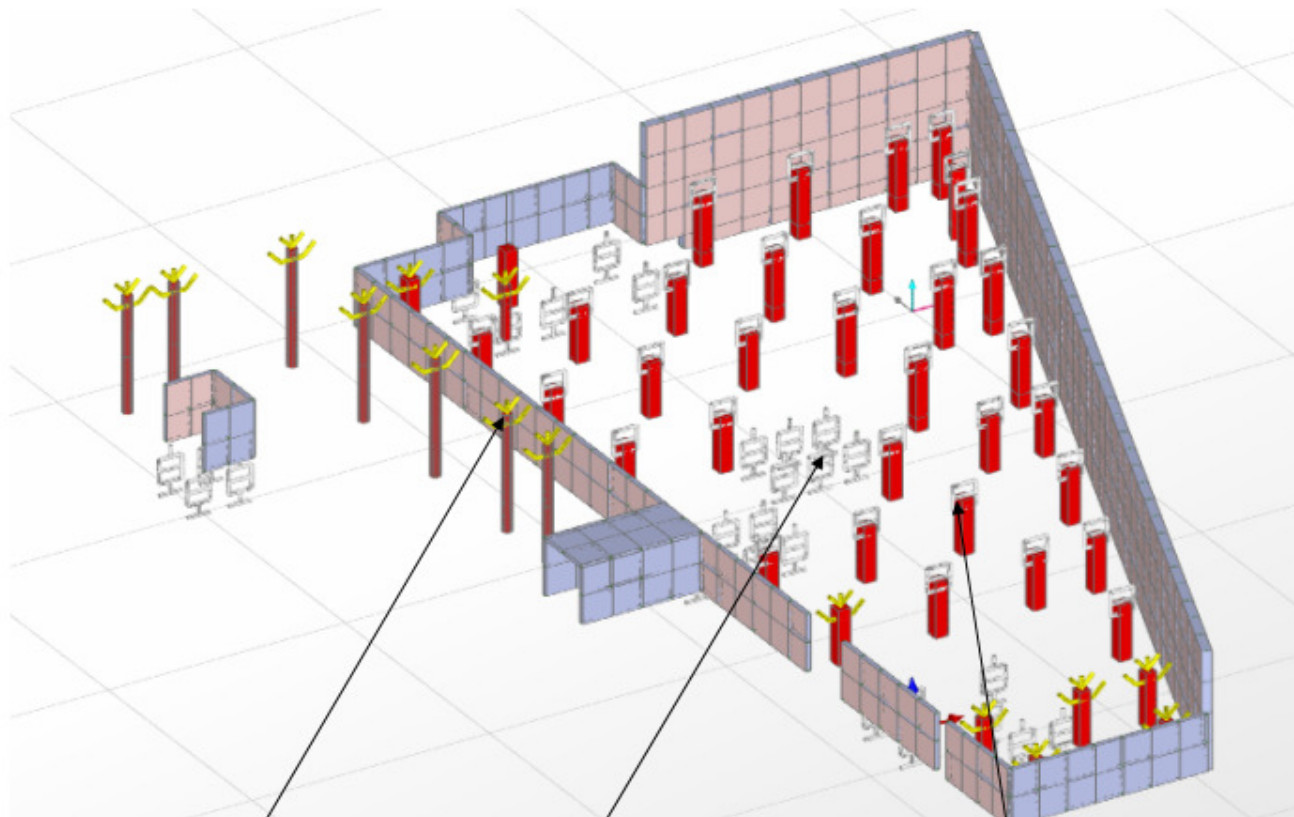
-SLC (5% - 100 anni) = 0.282g

APPALTO CONCORSO: AMPLIAMENTO PRESIDIO OSPEDALIERO DI GAVARDO

OBIETTIVI PREPOSTI MEDIANTE ISOLAMENTO SISMICO:

- Riduzione delle accelerazioni di progetto della struttura
- Riduzione delle accelerazioni avvertite (limitazione dell'effetto panico)
- Salvaguardia degli elementi non strutturali anche per eventi di forte entità, limitazione del danno
- Riduzione dei rischi agli apparecchi medicali contenuti
- Riduzione delle richieste di duttilità degli elementi strutturali, non più impegnati nel meccanismo di dissipazione: sgravio del dettaglio strutturale (gerarchia delle resistenze)
- Riduzione delle eccentricità tra centro delle rigidità e centro delle masse (diversificazione dei dispositivi utilizzati), correzione delle non regolarità strutturali

APPALTO CONCORSO: AMPLIAMENTO PRESIDIO OSPEDALIERO DI GAVARDO



Appoggi PTFE

Dispositivi LRB posti al di
sotto dei nuclei ascensori e scale

Dispositivi LRB posti al di sotto del piano terra

APPALTO CONCORSO: AMPLIAMENTO PRESIDIO OSPEDALIERO DI GAVARDO

PROGETTO SECONDO NTC08, CNR
10018

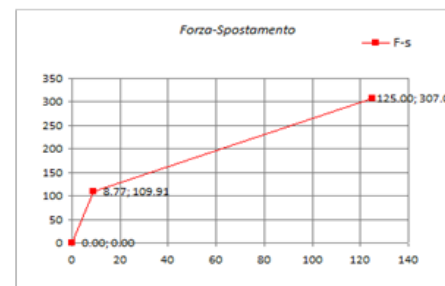
Verifiche geometriche e di carico dei dispositivi LRB scelti e loro caratterizzazione

N.B. In **rosso** i valori di input, in **blu** quelli calcolati

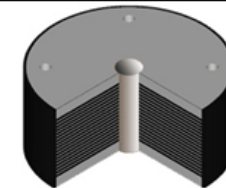
Carichi - Deformazioni - Rotazioni			Note
Carico normale massimo in fase sismica	V	7520	kN
Carico normale minimo in fase sismica	V _{2,min}	0	kN
Spostamento massimo (+/-)	d _z	125	mm
Rotazione attorno alla direzione x	α _x	-	rad
Rotazione attorno alla direzione y	α _y	-	rad
Rotazione totale	α	0.0040	rad
Caratteristiche isolatore			
Diametro esterno isolatore	D _g	650	mm
Diametro lamierini	D	640	mm
Numero fori	n _r	1	n°
Diametro fori interni	d	110	mm
Foro riempito (s/n)?	s		
Spessore armature	t _s	5	mm t _s > 2 mm Ok
Numero strati di gomma	n _g	19	n°
Spessore singolo strato di gomma	t _g	6	mm
Spessore strati ricoprimento esterno	t _{rec}	14	mm
Spessore piastre d'acciaio sup/inf.	t _{3 rec}	30	mm t _{3 rec} > 20 mm Ok
Tensione di snervamento dell'acciaio lamierini	f _{yk}	275	MPa
Modulo di compressibilità volum. della gomma (bulk)	E _b	2000	MPa
Modulo di elasticità dinamico equivalente a taglio	G _{din}	0.60	MPa
Spessore totale gomma	t _e	114	mm
Altezza isolatore escluse piastre di ancoraggio	h	218	mm
Altezza totale	H	278	mm
Calcoli			
Area strato di gomma (eventualmente depurata del foro)	A	322327	mm ²
Area singolo foro interno	A _r	9503	mm ²
Sup. laterale del singolo foro persingolo strato di gomma	L _r	2073	mm ²
Sup. laterale totale del singolo strato di gomma	L	12064	mm ²
Area lamierino (eventualmente depurata del foro)	A'	312196	mm ²
Spessore totale gomma	Σt _g +Σt _{rec}	128	mm
Spessore totale di calcolo della gomma	t _c	114	mm
Coefficiente	φ	2.75	rad
Area ridotta soggetta al carico	A _r	242211	mm ²
Dimensione equivalente: 3 α · D ² /4	a ²	1229	
D/t _c	δ	5.61	
Modulo di compressibilità assiale	E _c	924.70	MPa

Verifiche

Fattore di forma primario S ₁ = A/L	S ₁	25.88	
Fattore di forma secondario S ₂ = D/t _c	S ₂	5.61	
Def. di taglio della gomma dovuta alla compressione assiale	γ _c	2.999	
Def. di taglio della gomma dovuta allo spost. tot. sismico	γ _s	1.096	γ _s < 2 Ok
Def. della gomma dovuta alla rotazione angolare	γ _α	0.898	
Deformazione totale di taglio	γ _t	4.994	γ _t < 5 Ok
Tensione max sui lamierini d'acciaio = 1.3 · V · 2t / (A · t _s)	σ _s	97	MPa σ _s < f _{yk} Ok
Carico normale di instabilità = G · A _r · S ₂ · (D/t _c)	V _{cr}	21114	kN
Rapporto di instabilità = V _{cr} / V	i	2.81	i > 2 Ok
Diametro esterno	D _g	650	mm
Altezza totale comprese piastre sup/inf	h	264	mm
Volume parte vulcanizzata	Vol	0	dm ³
Volume totale	Vol	0	dm ³
Pressione sismica uniforme = V/A	σ _{v,s1a}	23.33	MPa
Pressione sismica minima uniforme = V _{min} /A'	σ _{v,s1a}	0.00	MPa σ _{v,s1a} > -1 Ok
Rigidezza verticale K _v = E _c · A/t _c	K _v	2532	kN/mm
Rigidezza orizzontale dell'elastomero = G _{din} · A/t _c	K _g	1.696	kN/mm Kv/Kb > 800 Ok
Rigidezza equivalente orizzontale	K _e	2.457	kN/mm
Trazione massima gomma min 1Mpa e 2G	Tr	312.2	kN
Tensione di taglio al limite elastico del piombo	τ _{pb}	10	MPa
Modulo di elasticità a taglio del piombo	G _{pb}	130	MPa
Spostamento al limite elastico del piombo	Δy	8.77	mm
Contributo del nudo in piombo = A _{pb} · τ	V _{v,pb}	95	kN
Taglio elastico dell'elastomero = G _{din} · γ	τ _{el}	0.0462	MPa G _{din} · (tau _{pb} /G _{pb})
Contributo elastomero = (A _{tot} · A _{pb}) · τ _{pb}	V _{v,el}	14.88	kN
Contributo totale V _{v,tot} = V _{v,pb} + V _{v,el}	V _{v,tot}	110	kN
V _c - V _v = K _g · (d _z - Δy)	V _c	307	kN
Pendenza primo tratto curva	k ₁	12.53	kN/mm
Pendenza secondo tratto curva	k ₂	1.70	kN/mm
Rapporto rigidezze	k ₂ /k ₁	0.13535	



rapporto smorzamento ξ 21.2



APPALTO CONCORSO: AMPLIAMENTO PRESIDIO OSPEDALIERO DI GAVARDO

Dove,

V – massimo valore di carico verticale in condizione sismica. Tale valore è stato valutato allo SLC. La verifica di tale valore viene effettuata ipotizzando la concomitanza del massimo spostamento, e quindi della minima sezione trasversale;

d_e – massima deformazione ammissibile sotto sisma, per una azione corrispondente al raggiungimento dello SLC;

α – massima rotazione totale sotto l'evento sismico;

D_g – diametro esterno isolatore;

D – diametro lamierini;

d – diametro nucleo in piombo;

ts – spessore delle armature metalliche interposte agli strati di gomma;

ti,tf – spessore piastre di acciaio inferiori e superiori;

E_b – modulo di compressibilità volumetrica, 2000 MPa;

G_{din} – Modulo di elasticità a taglio. Assunta una miscela di 0.6 Mpa;

te – spessore totale gomma;

h – altezza del dispositivo escluso piastre di ancoraggio;

H – altezza totale del dispositivo;

A_r – area ridotta a seguito della deformazione tagliante;

A' – area depurata del foro;

S1 = A'/L Fattore di forma primario;

S2 = D/te Fattore di forma secondario;

γ_e – deformazione a taglio della gomma a taglio;

γ_t – deformazione totale;

i – Rapporto di instabilità = V_{cr} / V

K_v – Rigidezza verticale

K_g – Rigidezza orizzontale elastomero

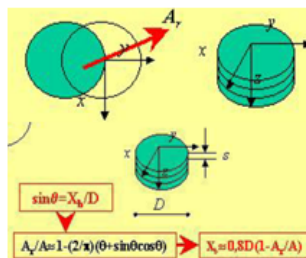
Tr – Massima trazione sopportabile, corrispondente ad una tensione di trazione non superiore al minimo di 2G_{din} e 1 Mpa;

k1 – Rigidezza del primo ramo della curva

k2 – Rigide del secondo ramo della bilatera rappresentativa della curva di carico

V_y – Forza allo snervamento del nucleo di piombo

V_u – Forza massima di taglio del dispositivo



➤ Verifica dello stato tensionale negli inserti in acciaio

$$\sigma_s = 1,3V(t_1+t_2)/(A_s t_s) \leq f_{yk}$$

σ_s = tensione massima agente nella generica piastra in acciaio;

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;

V = Carico verticale di progetto agente sull'isolatore in presenza di sisma;

t₁, t₂ = spessore dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra considerata;

t_s = spessore della piastra di verifica (t_s ≥ 2 mm);

A_r = area ridotta efficace dell'isolatore calcolata come segue:

isolatori rettangolari con lati b_x e b_y ⇒ Min[(b_x-d_{ritx}-d_{Ex})(b_y-d_{rity}-0,3d_{Ey}), (b_x-d_{ritx}-0,3d_{Ex})(b_y-d_{rity}-d_{Ey});

d_{ritx}, d_{rity} = spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalle azioni di ritiro, fluage e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti;

d_{Ex}, d_{Ey} = spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni x ed y;

isolatori circolari di diametro D ⇒ (φ-sinφ)D²/4 con φ = 2arccos(d_{Ed}/D)



Devono risultare soddisfatte le condizioni:

$$\gamma_t \leq 5$$

$$\gamma_t \leq \gamma^*/1,5 \leq 2$$

γ* = valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, senza segni di rottura.

γ_t = γ_c + γ_s + γ_a = deformazione di taglio totale di progetto;

γ_c = 1,5V/S₁G_{dim}A_r = deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione;

Tensioni tangenziali prodotte da un carico normale – valore massimo ai bordi:

$$\tau_v = \sigma_v \frac{1,5}{S}$$

S₁ = fattore di forma primario che quantifica il rapporto fra rigidezza assiale e trasversale del dispositivo = A'/L

A' = area della superficie comune alla singola piastra d'acciaio ed allo strato di elastomero depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

L = superficie laterale libera del singolo strato di elastomero di un isolatore elastomero maggiorata degli eventuali fori;

APPALTO CONCORSO: AMPLIAMENTO PRESIDIO OSPEDALIERO DI GAVARDO

Caratteristiche dei dispositivi di appoggio PTFE

I dispositivi scelti, sono dispositivi a scorrimento, in cui superfici trattate con teflon puro, lubrificate, scorrono su superfici di acciaio inossidabile o cromato o alluminio lucidate a specchio.

Tali dispositivi sono caratterizzati da bassi coefficienti di attrito, dipendenti dalla velocità di deformazione e dal carico di compressione esercitato dai carichi gravitativi, applicati su di essi durante l'eccitazione sismica.

I valori di attrito, caratteristici per questi dispositivi variano da un minimo del 1% ad un massimo del 6%.

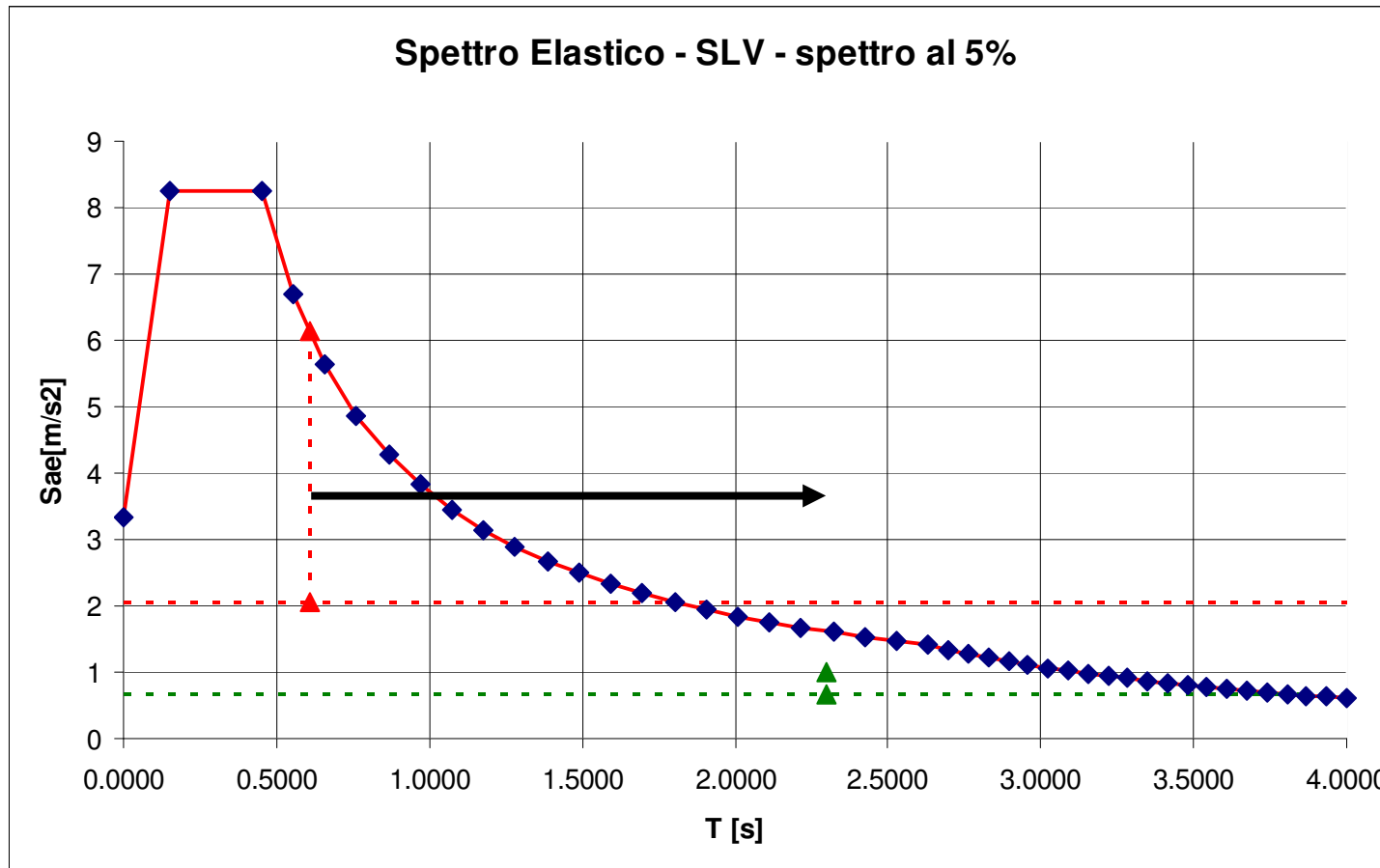
Secondo la CNR 10018/1999 i coefficienti di attrito sono così definiti:

Tab. 4.1: Coefficienti di attrito μ in funzione della pressione di contatto.

Pressione di contatto σ_p (MPa)	< 5	10	20	30
PTFE/acciaio austenitico o cromatura	0.08	0.06	0.04	0.03 (0.025) ¹
PTFE/lega di alluminio anodizzato	0.12	0.09	0.06	0.038

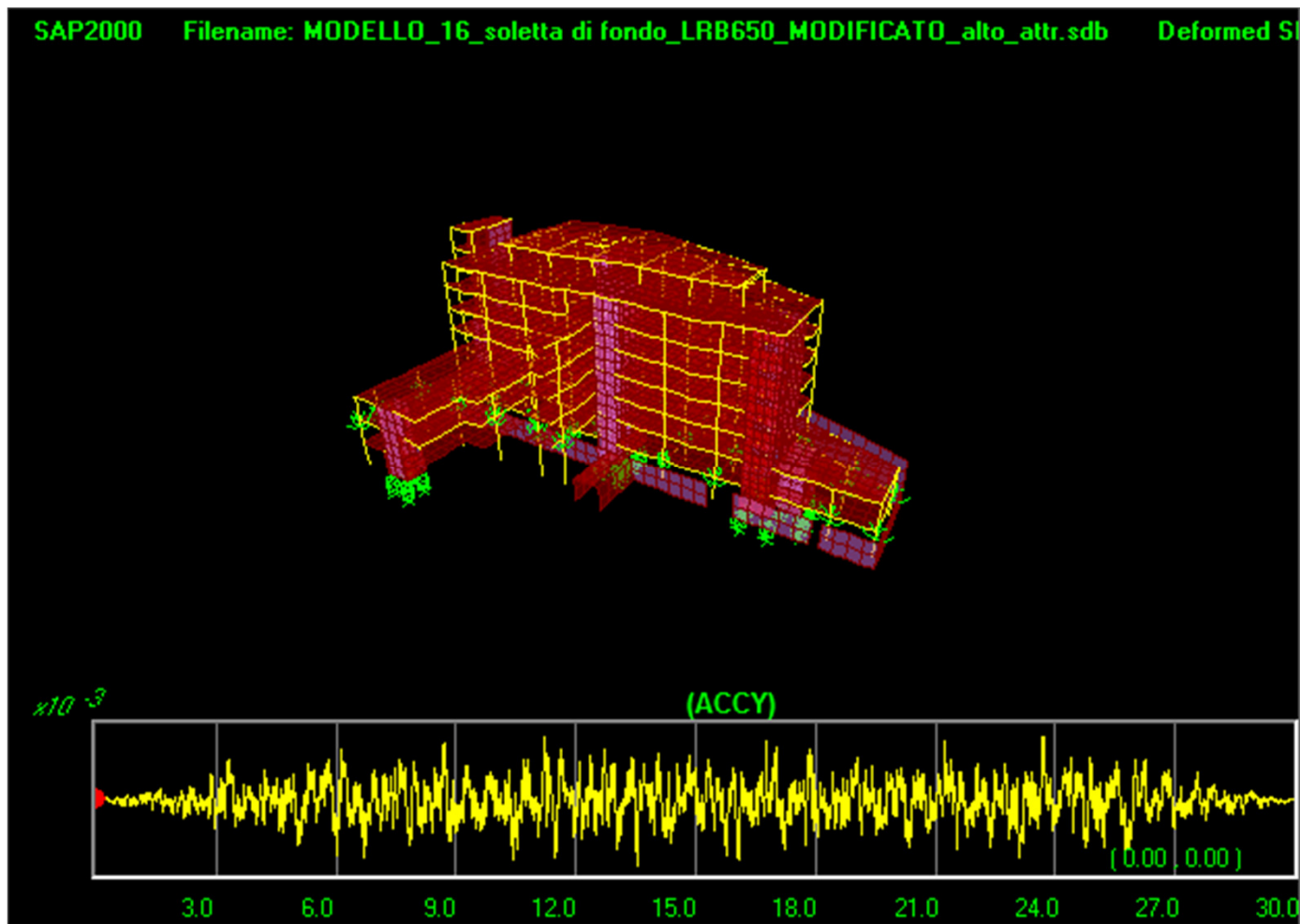
()¹ : Valore del coefficiente di attrito di superfici curve.*

**APPALTO CONCORSO: AMPLIAMENTO PRESIDIO
OSPEDALIERO DI GAVARDO**

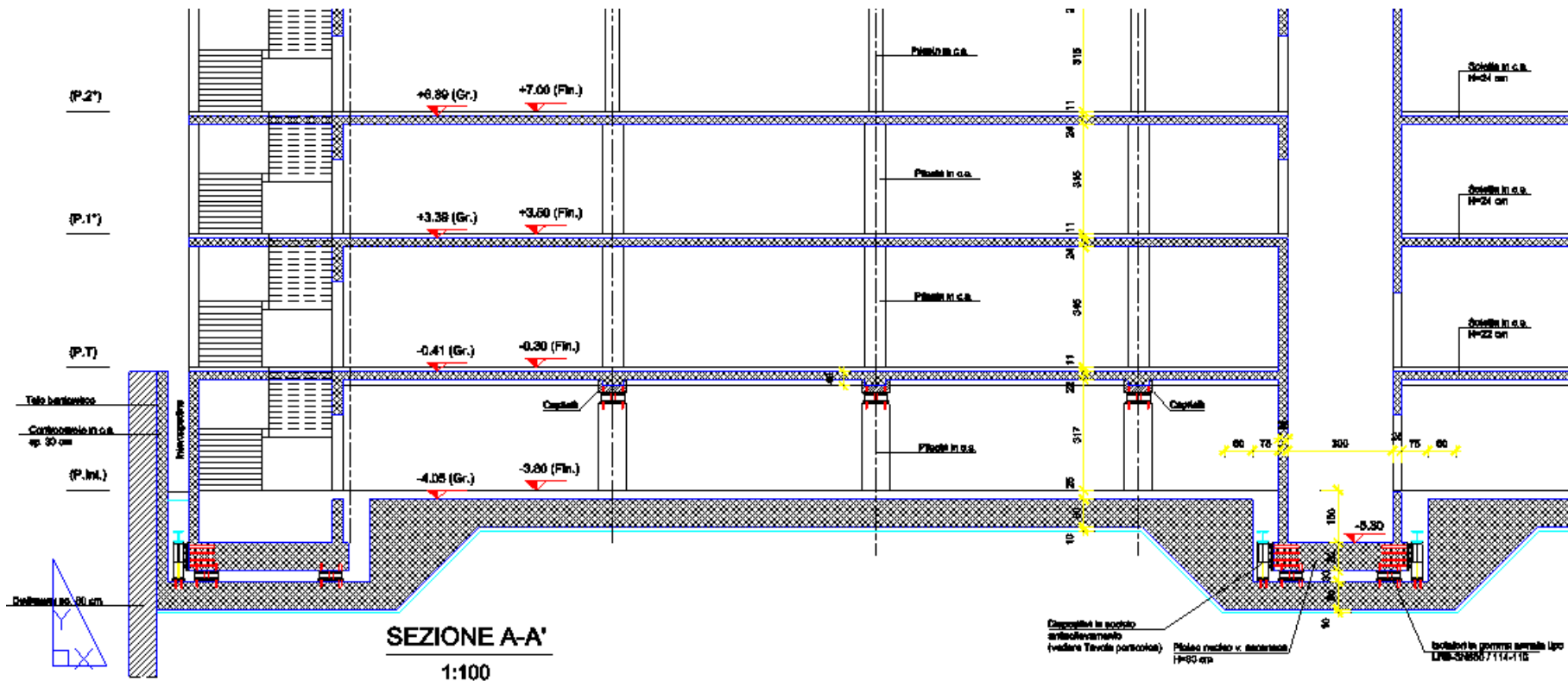


*APPALTO CONCORSO: AMPLIAMENTO PRESIDIO
OSPEDALIERO DI GAVARDO*

ANIMAZIONE IN SAP2000: DEFORMAZIONE SISMA 100%Y +30%X

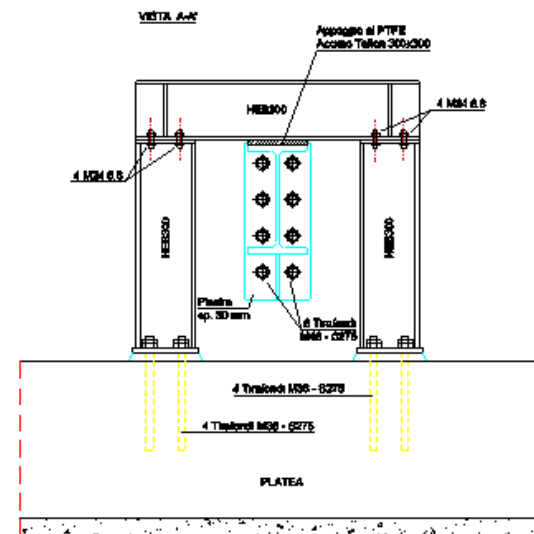
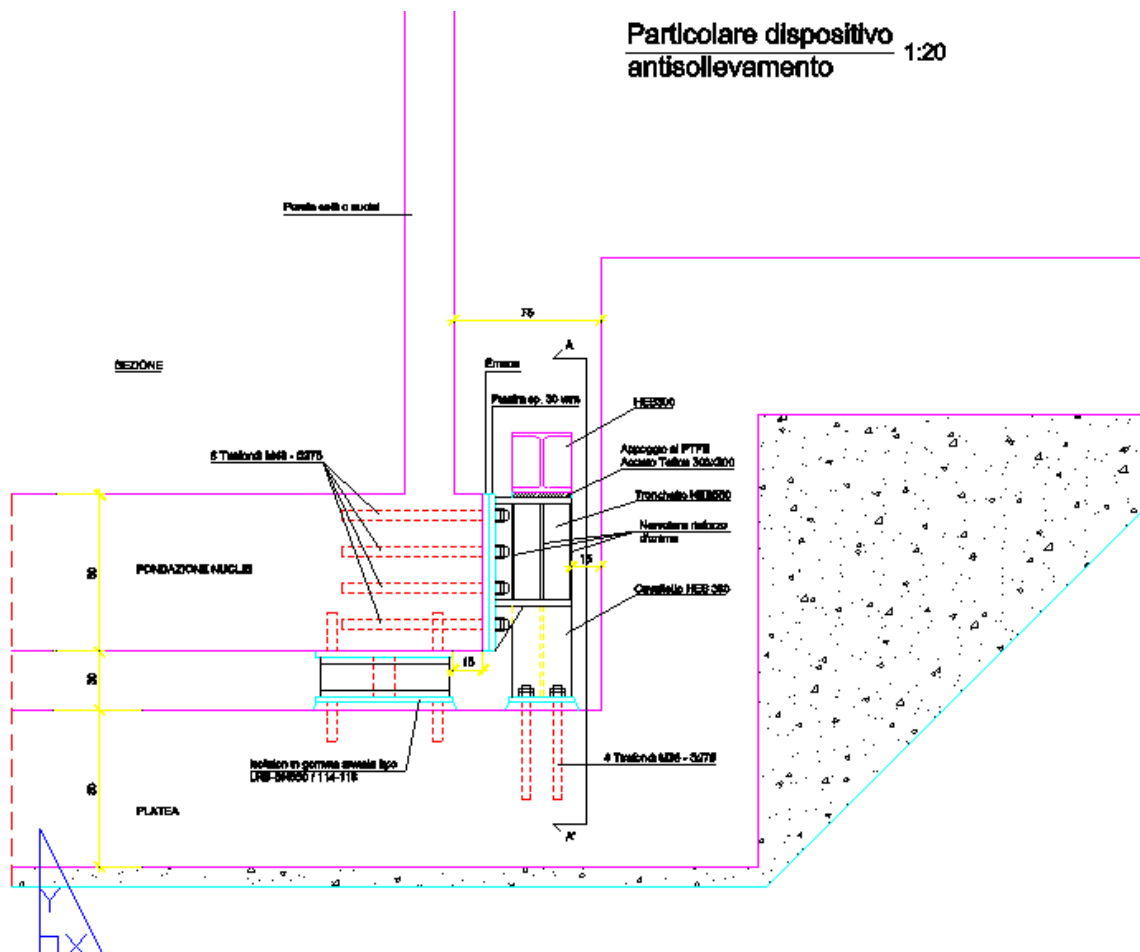


APPALTO CONCORSO: AMPLIAMENTO PRESIDIO OSPEDALIERO DI GAVARDO



APPALTO CONCORSO: AMPLIAMENTO PRESIDIO OSPEDALIERO DI GAVARDO

Particolare dispositivo
antisolleramento 1:20



ISOLAMENTO SISMICO DI PALAZZO VENEZIA - BUCAREST

Case History

L'isolamento sismico di "Palazzo Venezia" a Bucarest (Romania)

A cura di **Leonardo Bandini**, Ing., Brunetta Bandini Centa srl, Pordenone (posta@leonardobandini.it)
Giovanni De Grandis, Ing., Piombino Dese (PD) (giovanni.degrandis@fastwebnet.it)

Note sulla struttura e il sito di progetto

L'edificio denominato "Palazzo Venezia" sorgerà nel pieno centro di Bucarest (Romania), in una delle aree più prestigiose della città; sarà a destinazione direzionale e ospiterà un albergo-ristorante, numerosi uffici e negozi, per un complessivo di 20.000 m² di superficie coperta.

Al momento della stesura del presente articolo, terminata la fase di progettazione esecutiva, l'opera è in attesa di realizzazione.

Il progetto prevede un volume interrato consistente (18.000 m³) suddiviso su 4 differenti livelli. La struttura della parte interrata è comune a 4 edifici disposti, ma interconnessi, di altezze diverse e un massimo di 8 piani fuori terra. La geometria della struttura è ben rappresentata nelle Fig. 1 e 2.

Il peso sismico della porzione di struttura isolata, secondo la nota definizione normativa UNI EN 1998 (2005), utilizzata per la progettazione strutturale, risulta di oltre 40.000 t.

Gli orizzontamenti sono realizzati mediante solette monolitiche in c.a., la struttura sismoresistente è costituita da nuclei o setti e colonne in c.a.

Dal punto di vista sismogenetico, l'area su cui insisterà la costruzione è soggetta ad una accelerazione massima al suolo (di seguito PGA) di 0,24g, per un evento caratteristico allo stato limite ultimo.

La destinazione d'uso suggerisce l'adozione di un fattore di importanza pari a 1.

La scelta del sistema di isolamento sismico e richiami teorici

La scelta dell'isolamento alla base, accoppiata alla dissipazione supplementare di energia ad opera dei dispositivi scelti, come tecnica di protezione sismica, è stata dettata dalla necessità di elevare la capacità prestazionale della struttura, salvaguardando nel contempo la distribuzione architettonica in essere. Le ampie luci, l'impossibilità d'inserimento di ulteriori elementi controventanti, l'assenza di telai "forti", la consistente non regolarità in elevazione, prodotta anche dall'unione di diversi corpi di fabbrica e le grandi eccentricità, tra centri di rigidità e di massa, sono le principali cause che hanno spinto i Progettisti all'adozione di sistemi di protezione alternativi.

Gli Autori vogliono inoltre focalizzare l'attenzione sul fatto che l'incremento di prestazio-



Fig. 1 - Inserimento della struttura nel contesto urbano.

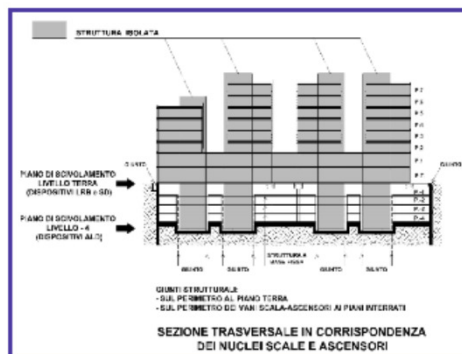


Fig. 2 - Sezione schematica della struttura con indicati i due piani di scivolamento e i giunti strutturali del volume interrato.

ne è stato concentrato nell'adozione di tale sistema e non su strategie convenzionali quali l'incremento di resistenza dei singoli elementi strutturali o l'adozione di filosofie, seppur moderne, come il capacity design, che porta sì all'aumento della duttilità della struttura, ma a scapito dell'inasprimento

della qualità di dettaglio strutturale da perseguire. Nel caso in esame, tutta la dissipazione di energia, avviene sul piano di scivolamento posto al livello terra, ad opera dei dispositivi di isolamento e dissipazione. La restante parte di struttura è lasciata lavorare in fase elastica; ciò comporta la salvaguardia

ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH



PROGETTO ESECUTIVO

STUDIO ING. GILBERTO DI FLORIO

CONSULENTI PER L'ADEGUAMENTO SISMICO

STUDIO BRUNETTA BANDINI CENTA

ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola “G. De Petra” – Casoli – CH

Azione di progetto prevista:

- Nodi del reticolo geofisico intorno al sito: 27428, 27429, 27650, 27651
- Coordinate ISTAT del Comune: Long. 14°.2911 Lat. 42°.1156
- Vita nominale della costruzione, **VN = 50 anni**
- Coefficiente d’uso della costruzione, **CV = 2**
- Periodo di riferimento per la costruzione, **VR = 100 anni**
- Tempo di ritorno associato all’evento di stato limite ultimo di salvataggio delle vite, **TR[SLV] = 949 anni**, corrispondente ad una percentuale di superamento dell’evento del
10% in TR, ovvero 10% in 100 anni
- Tempo di ritorno associato all’evento di stato limite ultimo di collasso, **TR[SLC] = 1950 anni** corrispondente ad una percentuale di superamento dell’evento del
5% in TR, ovvero 5% in 100 anni
- Categoria di sottosuolo: B
- Categoria topografica: T1

Domanda corrispondente ad una accelerazione di picco al suolo, **PGA=0.247g**

Stima del rapporto Capacità/Domanda dello stato di fatto: **C/D=30%**

Raggiungimento della **Capacità** dello stato di fatto, **PGA=0.074g**

Tale azione corrisponde ad una **frequenza annuale di superamento di 0.0139** (50° percentile), ovvero ad una **probabilità di eccedenza del 50% in 50 anni** corrispondente ad un **periodo di ritorno $Tr = 72$ anni**.

ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH

STATO ANTE INTERVENTO DELLA SCUOLA MEDIA "G. DE PETRA" - CASOLI

Calcolatore:

Dott. Ing. LEONARDO BANDINI

Direttore dei Lavori:

Dott. Ing. GILBERTO DI FLORIO

Collaboratore:

Arch. PIERO DI FLORIO



ADEGUAMENTO SISMICO

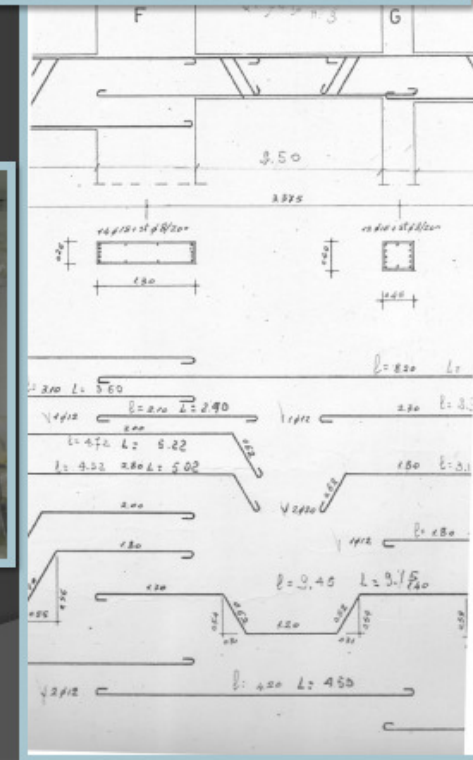
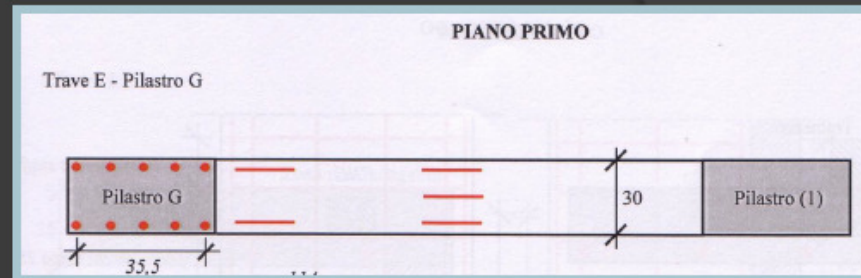
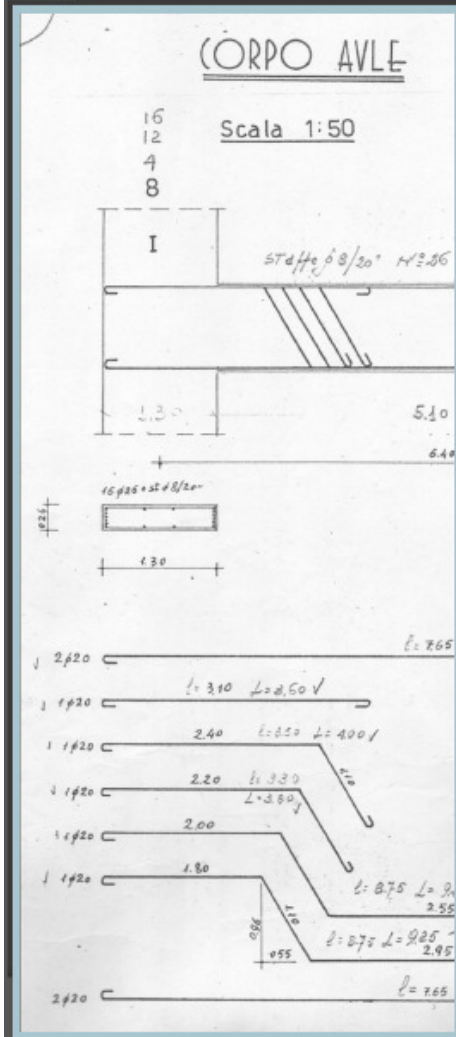
Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH



ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH

- Mancanza di armatura a momento positivo negli incastrici delle travi



ADEGUAMENTO SISMICO

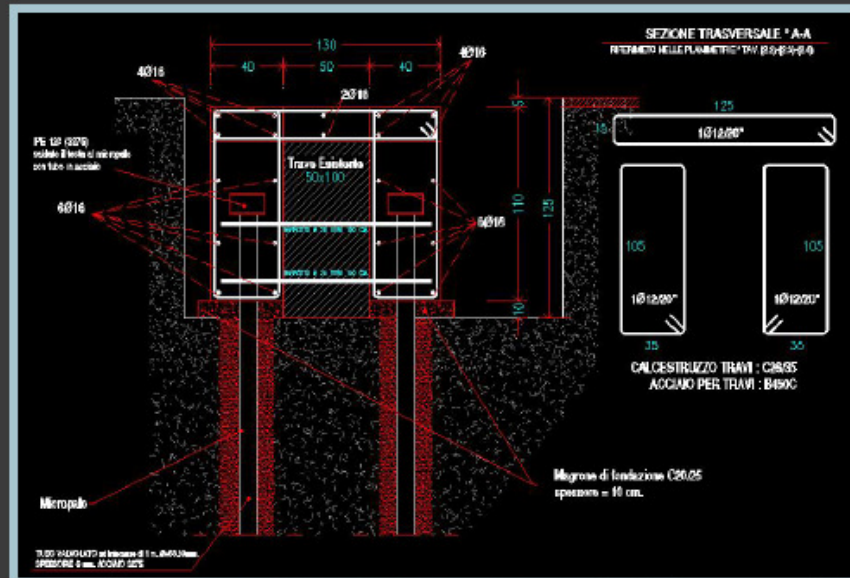
Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH



ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH

- AMPLIAMENTO SEZIONI DEL RETICOLO DI FONDAZIONE MEDIANTE RINGROSSI A FORMA DI "C" ROVESCIA CON CALCESTRUZZO C28/35 E ARMATURE B450C



ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH



ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH



ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH

Controvento completo di dissipatori posto a vista sulla partete esterna



ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH


Prova di qualificazione ed accettazione di un dissipatore presso il laboratorio dell'Università della Basilicata



ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DELLA BASILICATA
Dipartimento di Strutture, Geotecnica e Geologia applicata
Laboratorio Prove Materiali e Strutture
www.unibas.it/it/idi - e-mail: laboratorio@unibas.it - fax: +39 0977 285273 - tel. +39 0977 285279-89
Via dell'Ateneo Lucano n.10 - 85100 Potenza - P.IVA 00948960760



**DA ASSOGGETTARSI A BOLLO
IN CASO D'USO,
AI SENSI DEL D.P.R. 642/72.**

Prof. N. /Prot. N. 30/10-L.S.

Potenza	28.01.2010
Certificato	n. 558/2009
Pratica	n. 71-09 del 04-12-2009

**CERTIFICATO PROVE DI QUALIFICAZIONE ED ACCETTAZIONE
RELATIVO A**

**Dispositivo Siliconico Fluido Viscoso a Compressione Idrostatica di
Elastomeri con Precarico Iniziale ad Effetto Molla Ammortizzata, a Ritorno
Automatico**

RICHIEDENTE: Comune di CASOLI – Via Frenetara – 66043 Casoli (CH)
Il responsabile del 3° Settore del Comune di CASOLI, Arch. Ivan Colocrese

RICHIESTA: N° 71-09 del 04-12-2009 Ns. Prot. N° 325/09 L.S. del 04-12-09
Dispositivo ricevuto in Laboratorio in data 09-12-2009

PRATICA: N° 71.09 del 04-12-2009


DISPOSITIVO: Dispositivo dissipativo fluidodinamico tipo: Jarret **BC5B-130**

SPECIFICHE DI PROVA: Prove di qualificazione ed accettazione ai sensi delle NTC08 11.9.6


IDENTIFICATIVO: Dispositivo numero seriale **19196006**

LAVORO: Adeguamento strutturale della scuola secondaria di primo grado "G. De Petra" in
Casoli (CH) edificio scolastico nella provincia di Chieti

DIRETTORE DEI LAVORI: Ing. Gilberto Di Florio (Iscritto Albo Ingegneri di Chieti al n°204)



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DELLA BASILICATA
Dipartimento di Strutture, Geotecnica e Geologia applicata
Laboratorio Prove Materiali e Strutture
www.unibas.it/it/idi - e-mail: laboratorio@unibas.it - fax: +39 0977 285273 - tel. +39 0977 285279-89
Via dell'Ateneo Lucano n.10 - 85100 Potenza - P.IVA 00948960760



Caratteristiche del dispositivo soggetto a prova e parametri di progetto

Le prove sono state effettuate su un dispositivo fluido siliconico a compressione idrostatica di elastomeri con precarico iniziale ad effetto molla ammortizzata, classificabile nella categoria dei "dispositivi a comportamento viscoso" secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008.

Le caratteristiche meccaniche e prestazionali dichiarate del dispositivo sono le seguenti:

- quantità di energia dissipata (50 KJ), velocità relativa d'ingresso (2 m/s), velocità massima d'ingresso (4 m/s) e corsa massima (130 mm).
- precarico iniziale prima dell'entrata in servizio prodotto dal montaggio a metà corsa (256 KN).
- valore dell'esponente frazionario per il calcolo della velocità dipendente dal fluido interno al dispositivo fissato pari a $\alpha = 0.15$.
- ricentraggio del dispositivo, senza l'ausilio di attrezzi esterni, nella sua condizione iniziale riportando la struttura alla posizione di servizio dopo l'azione sismica.
- forza massima del dispositivo sotto azione dinamica ($R_{dymax} = 540$ kN)
- rigidità elastica di primo ramo stimata ($k_1 = 26400$ N/mm)
- rigidità elastica di secondo ramo stimata ($k_2 = 1760$ N/mm)
- coefficiente di smorzamento stimato ($C = 175$ kN(s/m) $\alpha = 187$ kN(s/m) α)

La presenza del precarico determina automaticamente il ritorno ammortizzato del pistone interno nella posizione iniziale al termine dell'azione.

Il dispositivo di cui al presente certificato riporta sul cilindro la seguente sigla di identificazione: SN19196006 ed è giunto in laboratorio con una deformazione iniziale nulla.

I parametri di progetto, comunicati dal committente, relativi allo Stato Limite di Collasso e per i quali sono state condotte le prove di qualificazione ed accettazione, sono i seguenti:

- Spostamento massimo : $d_2 = \pm 35$ mm
- Velocità di spostamento: $V_d = 281$ mm/sec
- Spostamento di precarico: $S_p = 65$ mm

Apparato di prova utilizzato per le prove di qualificazione ed accettazione

L'apparato di prova mostrato in Figura 1 è formato da una struttura metallica rigida di contrasto, fissata alla piastra di base del laboratorio tramite dei tirafondi che ne impediscono lo scorrimento e da un sistema dinamico MTS costituito da una centralina idraulica da 1800 l/min e da un martinetto dinamico da 500 kN e 500 mm di corsa, vincolato alla parete di reazione in c.a. per l'applicazione dell'azione assiale sul dispositivo.

Tra la piastra di testata del martinetto e la struttura metallica di contrasto viene inserito il dispositivo da testare. Quest'ultimo viene ancorato ad un'estremità alla struttura di contrasto metallica, mediante bullonatura, mentre lo stelo presente all'estremità opposta viene semplicemente posto a contatto con la piastra di testata del martinetto. L'adozione di un tale apparato di prova è legata alla necessità di riprodurre le prestazioni richieste secondo le modalità di prova di norma.

ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DELLA BASILICATA
Dipartimento di Strutture, Geotecnica e Geologia applicata
Laboratorio Prove Materiali e Strutture
www.unibas.it/lab - e-mail: labstrutture@unibas.it - fax: +39 0971 265273 - tel. +39 0971 265279-89
Via dell'Ateneo Lucano n.10 - 85100 Potenza - P.IVA 00948960760



Le grandezze di interesse vengono rilevate attraverso la cella di carico MTS da 500 KN (impostata per un range di lavoro di 500KN), direttamente collegata al martinetto, ed il trasduttore di spostamento (LVDT) del martinetto MTS, per quanto riguarda lo spostamento assiale. Inoltre, sul dispositivo è posizionato anche un trasduttore potenziometrico di spostamento con corsa pari a $\pm 100\text{mm}$ che misura direttamente lo spostamento dello stelo del dispositivo.

I dati vengono acquisiti dalla centralina MTS a 64 canali. Il sistema di attuazione del moto opera in controllo di spostamento, in cui lo spostamento controllato è quello relativo al trasduttore interno del martinetto avente corsa massima di $\pm 250\text{ mm}$.

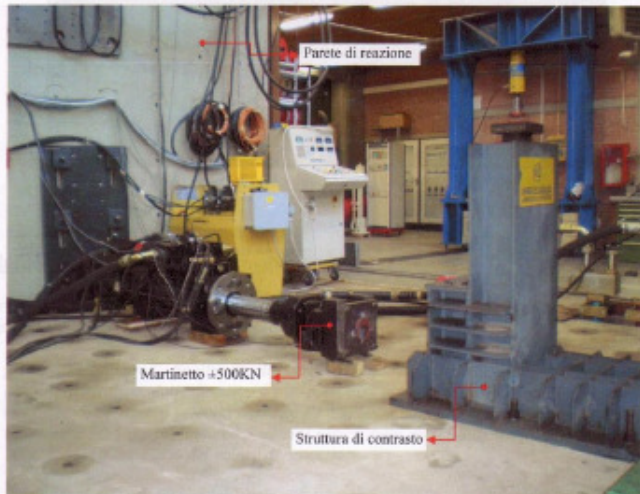


Figura 1 – Apparato di prova presente presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture, Potenza.



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DELLA BASILICATA
Dipartimento di Strutture, Geotecnica e Geologia applicata
Laboratorio Prove Materiali e Strutture
www.unibas.it/lab - e-mail: labstrutture@unibas.it - fax: +39 0971 265273 - tel. +39 0971 265279-89
Via dell'Ateneo Lucano n.10 - 85100 Potenza - P.IVA 00948960760

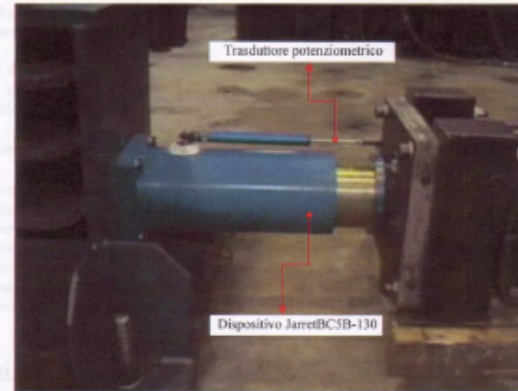


Figura 2 – Strumentazione del dispositivo JARRET BC5B SN19196006.

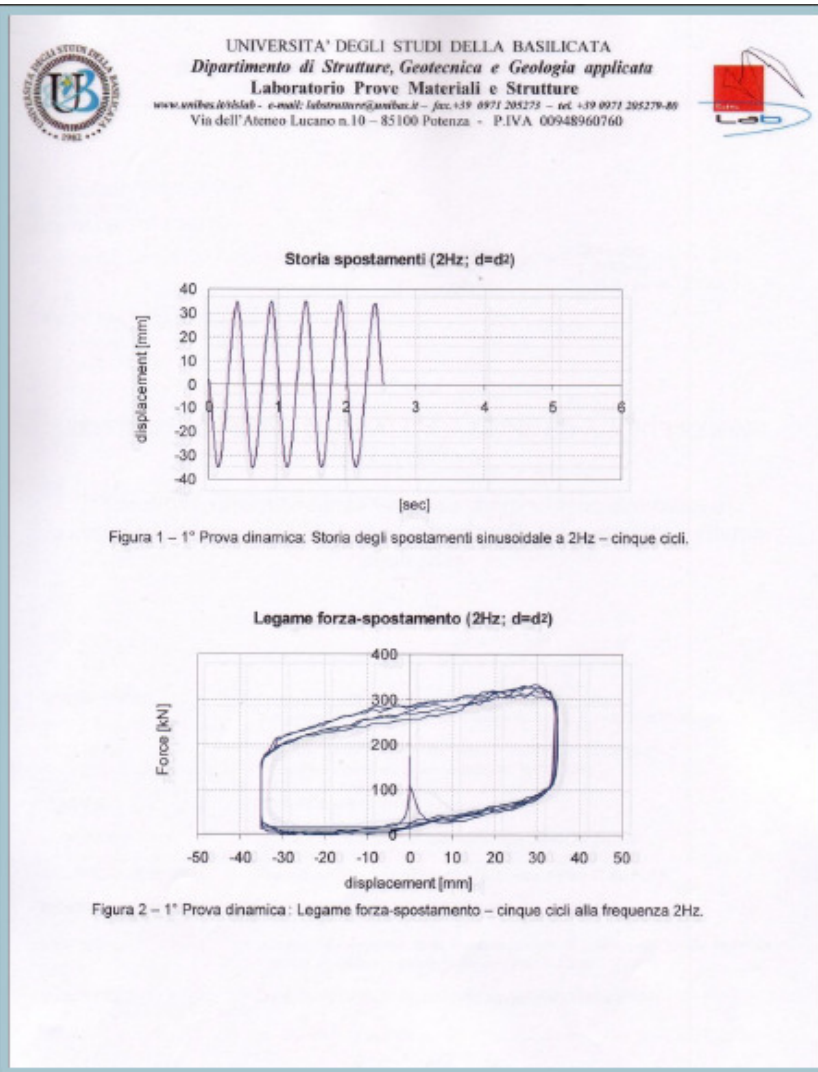
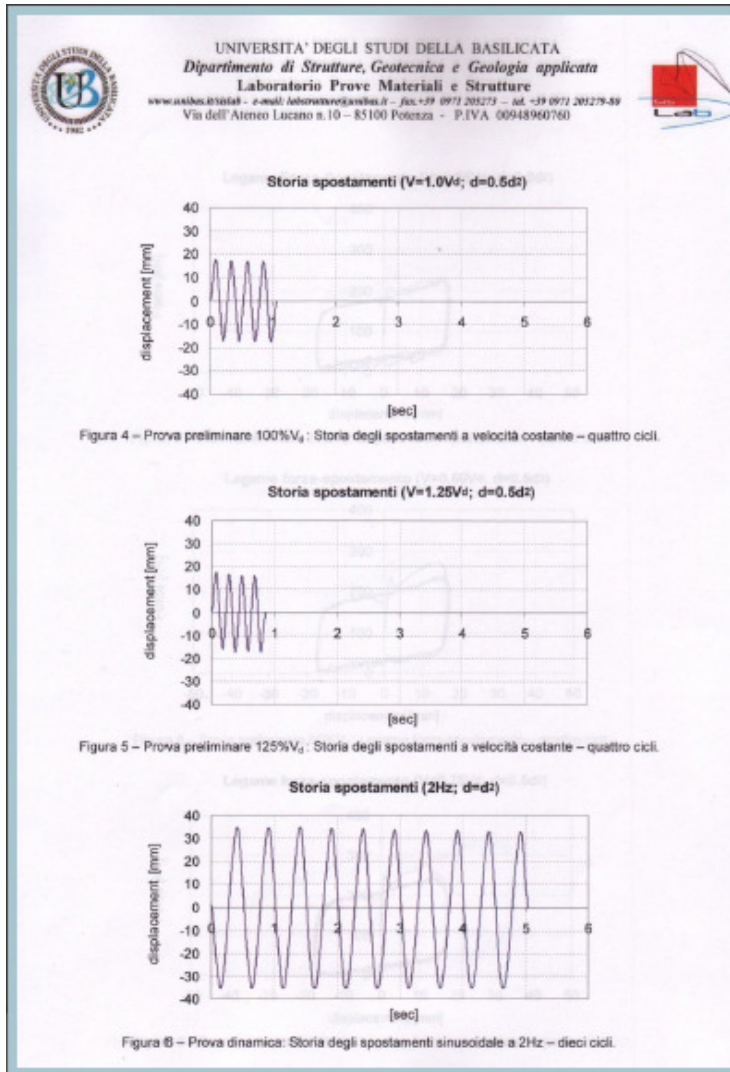
Modalità di esecuzione delle prove

Le prove di **qualificazione** sui dispositivi sono state svolte in due fasi, ai sensi delle NTC08, paragrafo 11.9.6.2, secondo la seguente procedura:

- prova "preliminare", finalizzata alla verifica dei parametri caratterizzanti il comportamento del dispositivo, condotta imponendo al prototipo almeno 4 cicli completi di deformazione alternate con rampe a velocità costante ed ampiezza massima riferita al prototipo reale non inferiore a $\pm 0.5 d_2$, per almeno 5 diversi valori della velocità di spostamento, pari al 25%, 50%, 75%, 100%, 125% del valore di progetto;
- prova "dinamica", condotta imponendo al prototipo almeno 10 cicli completi di deformazione alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a $\pm d_2$, eventualmente effettuati in due serie di 5 o più cicli consecutivi, applicando le deformazioni imposte con una velocità media pari a quella che si può verificare nel caso del terremoto di progetto relativo allo stato limite di collasso ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, e per i soli dispositivi facenti parte di sistemi di isolamento sismico, a quella corrispondente ad una frequenza di 0.5 Hz per ogni ciclo completo di ampiezza massima $\pm d_2$.

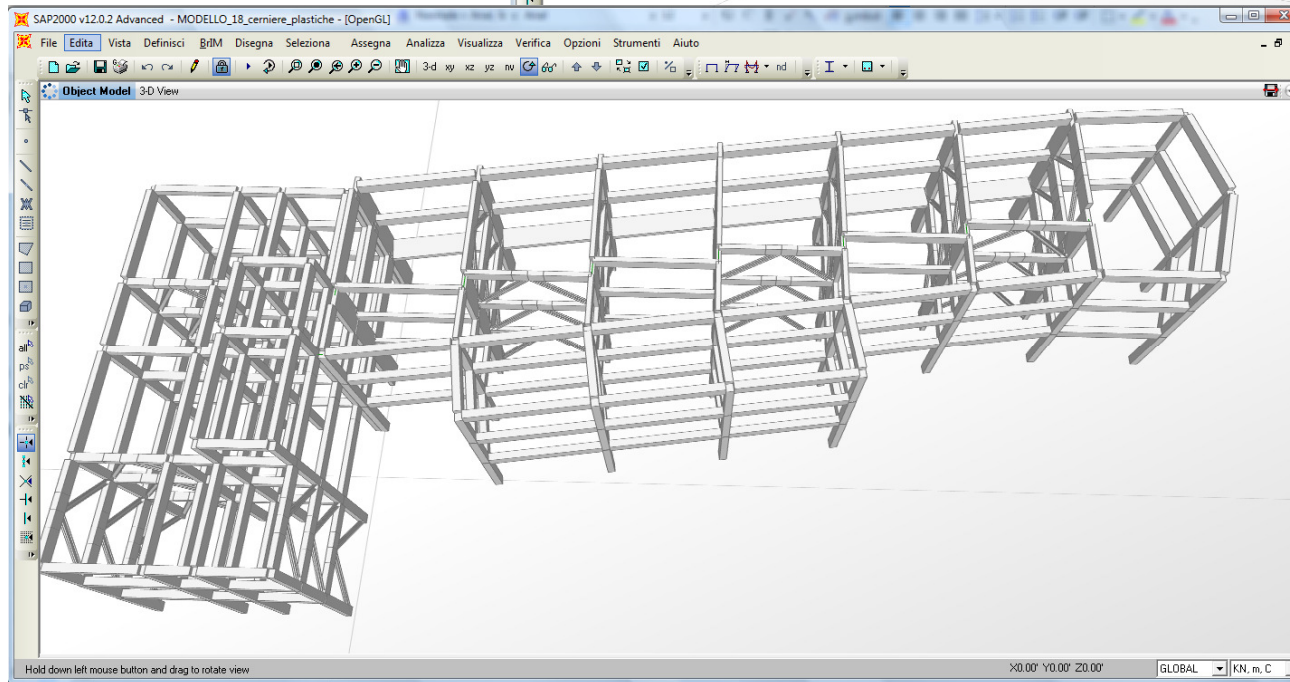
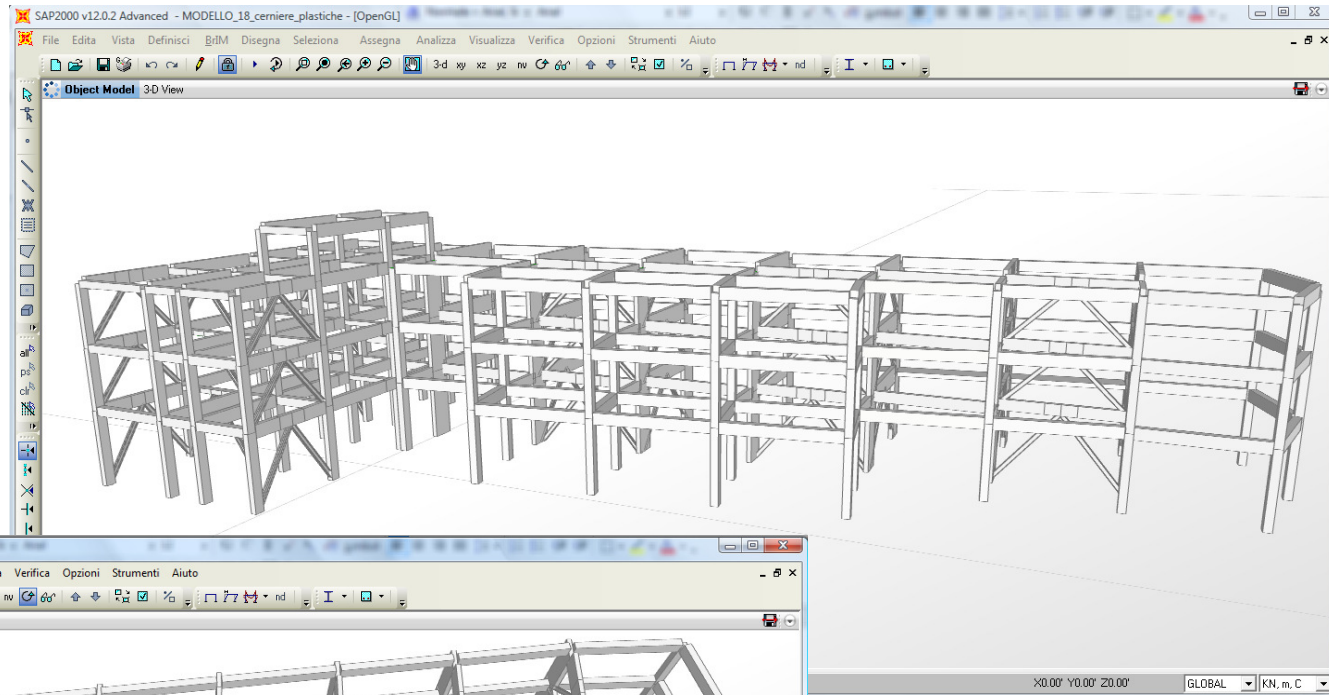
ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH



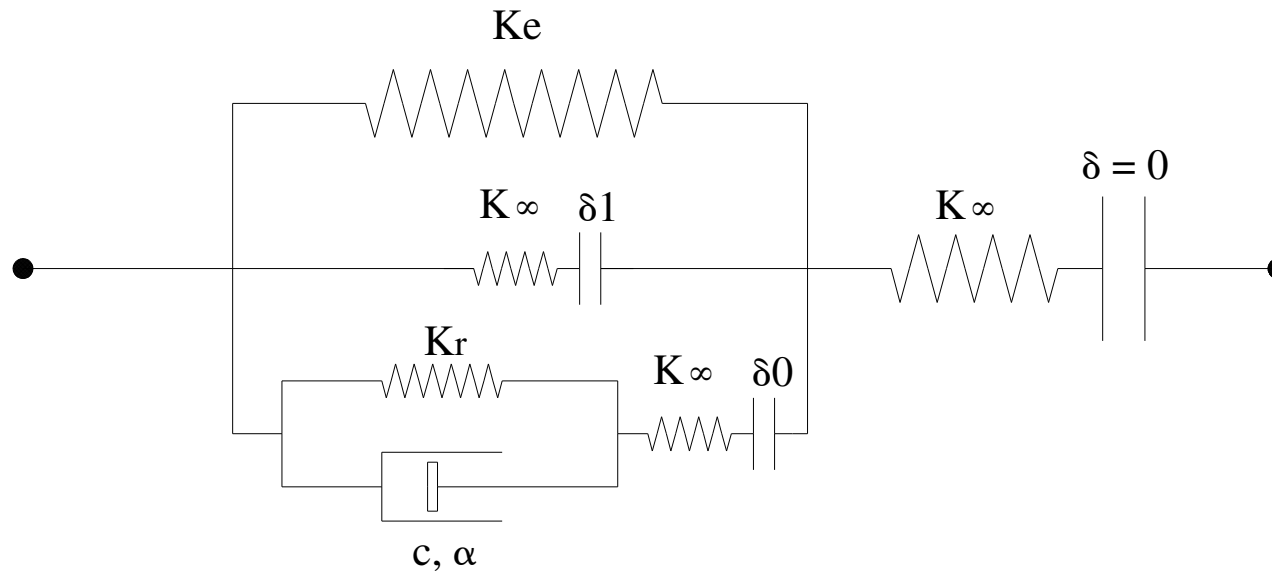
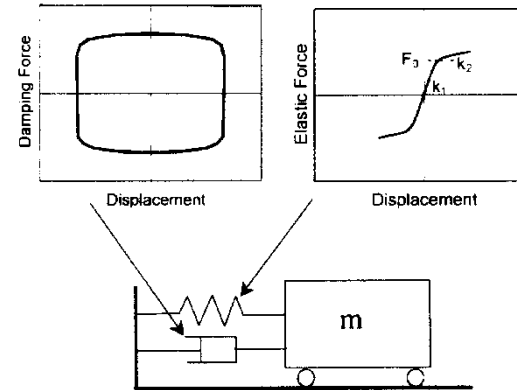
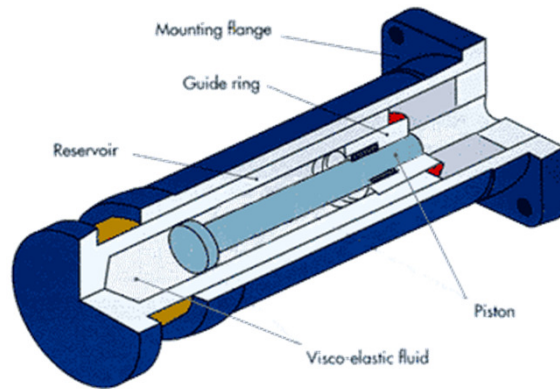
ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra"
Casoli – CH



ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH



ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH

BILANCIO ENERGETICO

$$E_k + E_\xi + E_s + E_h = E_i$$

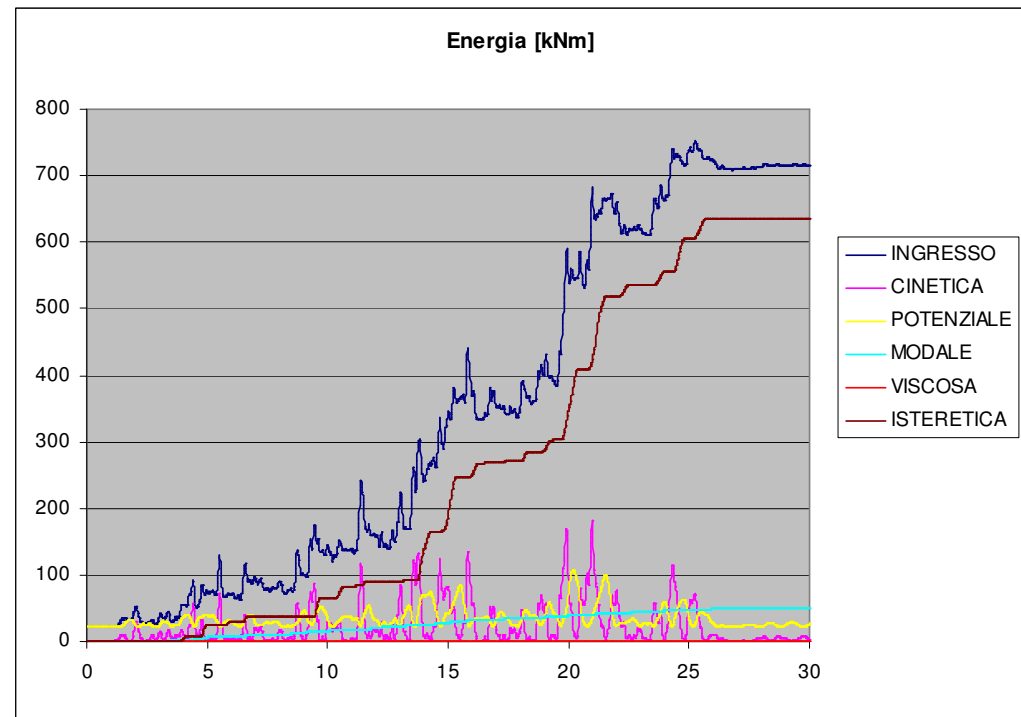
E_k = energia cinetica

E_ξ = energia dissipata per viscosità

E_s = energia potenziale

E_h = energia dissipata per isteresi

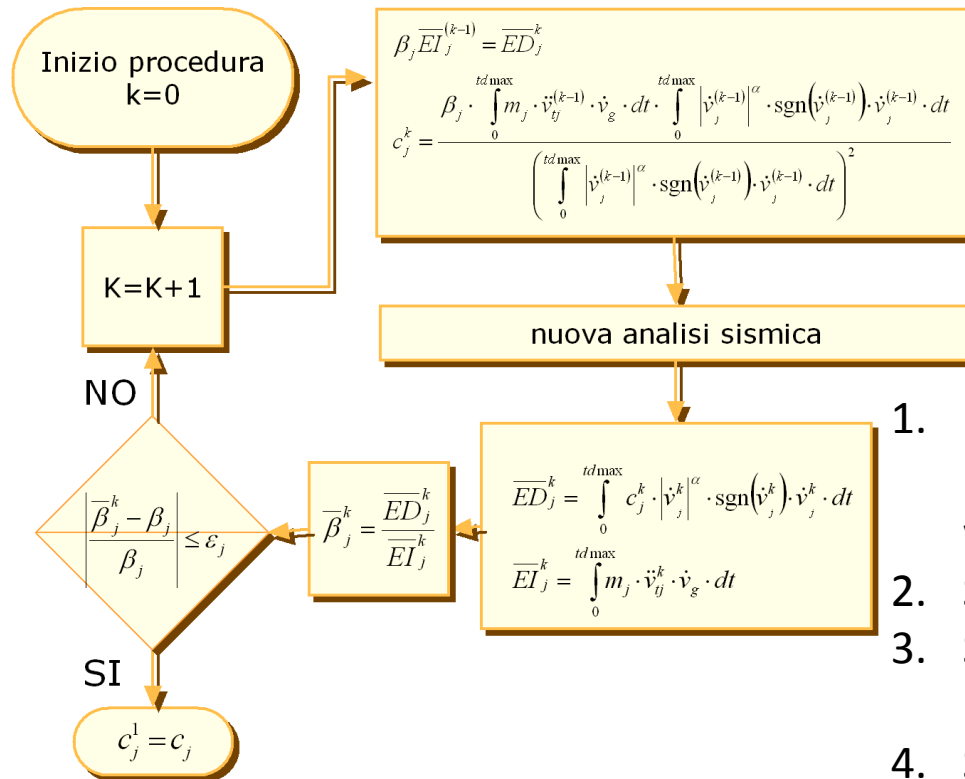
E_i = energia d'ingresso.



ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH

PROCEDURA DI PROGETTO DEI DISPOSITIVI SILICONICO FLUIDO VISCOSI OTTIMALI

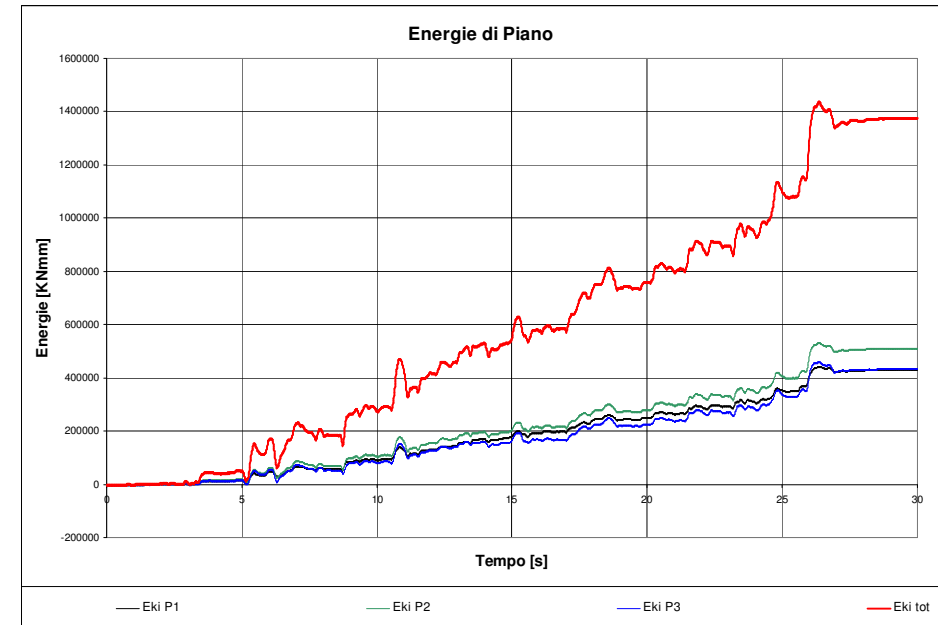
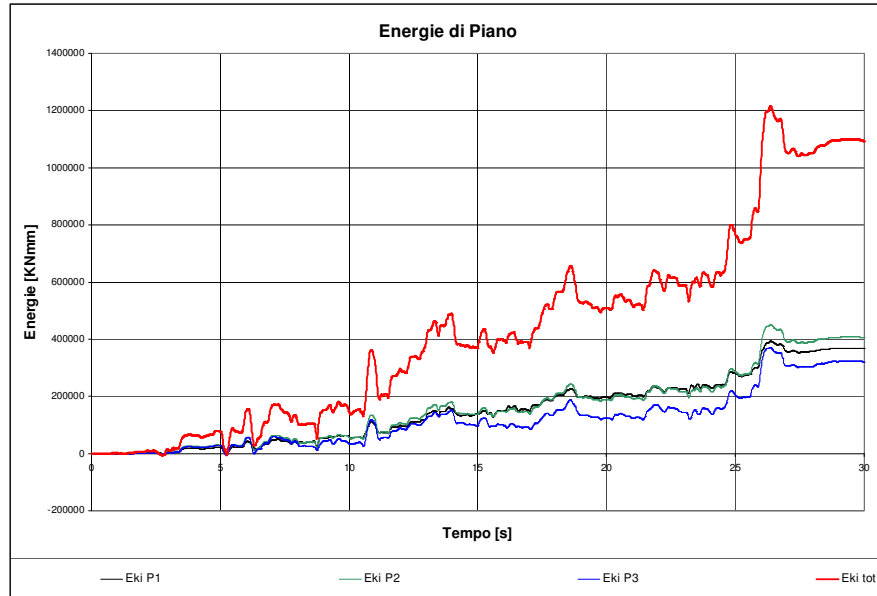


1. Dalla analisi non lineare del passo precedente, si ottengono, spostamenti, velocità ed accelerazioni di piano.
2. Si calcolano le forze inerziali di piano.
3. Si calcolano le energie di ingresso di ogni piano.
4. Si fissano gli obiettivi in termini di energia da dissipare
5. Si calcolano i coefficienti di smorzamento da dare ai dispositivi per ottenere l'obiettivo prefisso.

ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH

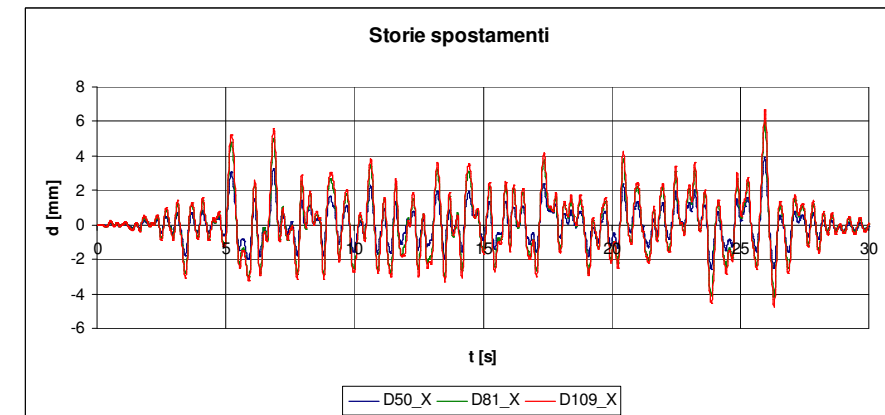
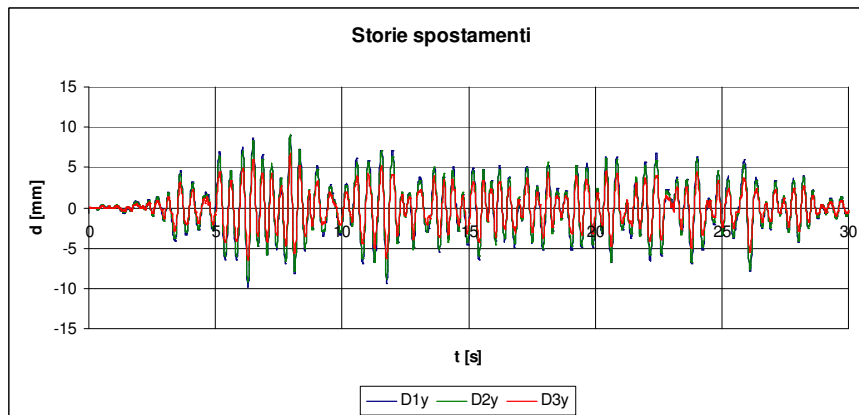
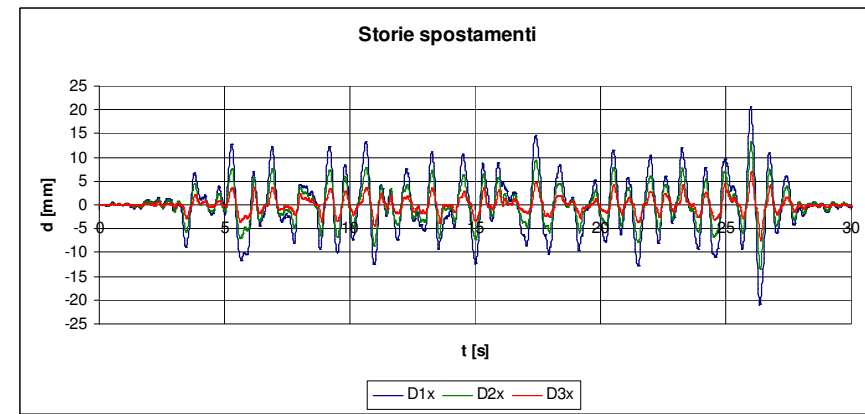
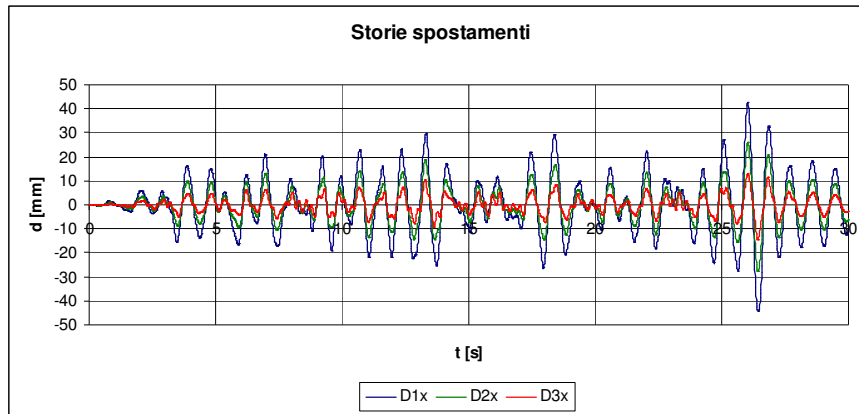
PROCEDURA DI PROGETTO DEI DISPOSITIVI SILICONICO FLUIDO VISCOSI OTTIMALI



ADEGUAMENTO SISMICO

Scuola "G. De Petra" – Casoli – CH

STATO DI FATTO



GRAZIE PER L'ATTENZIONE

