



**SEMINARIO TECNICO
NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**

Verifiche ed interventi sulle costruzioni esistenti

Ing. Alessandra Fiore



METODI DI ANALISI

Gli effetti dell'azione sismica possono essere valutati con uno dei seguenti metodi:

- Analisi statica lineare con spettro elastico
- Analisi statica lineare con fattore q
- **Analisi dinamica modale con spettro elastico**
- **Analisi dinamica modale con fattore q**
- **Analisi statica non lineare**
- Analisi dinamica non lineare

La scelta dipende dal Livello di Conoscenza e dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio.

METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

Bozza di Istruzioni delle NTC – C8A.2.3

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Regolarità in pianta

Una costruzione é *regolare in pianta* se **tutte** le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

Regolarità in **PIANTA** secondo **NTC**

- la configurazione in pianta è **compatta e simmetrica per masse e rigidezze** rispetto a due direzioni ortogonali;
- il **rapporto tra i lati di un rettangolo** in cui la costruzione risulta inscritta è **inferiore a 4**;
- rientri o sporgenze minori del 25 %** della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli **orizzontamenti** possono essere considerati **infinitamente rigidi nel loro piano**.



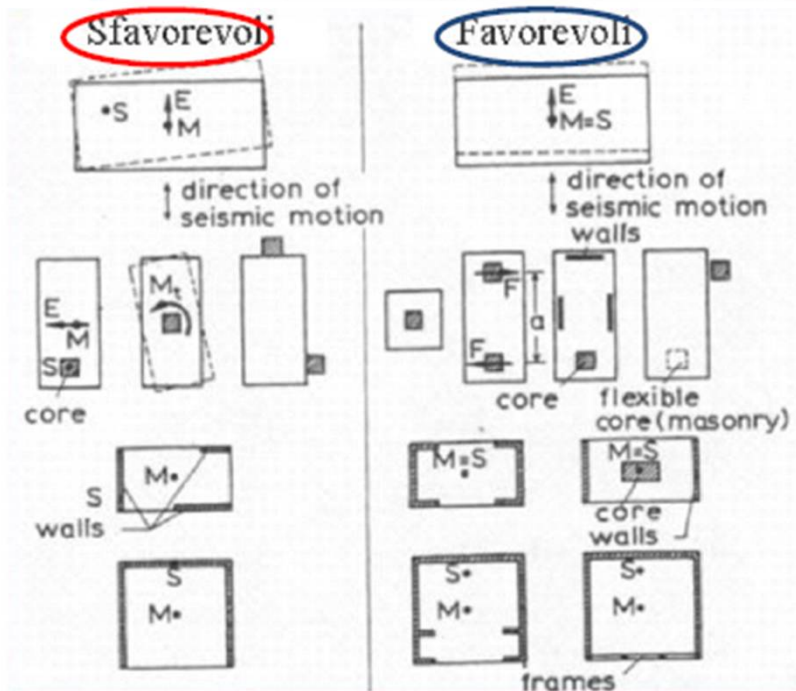
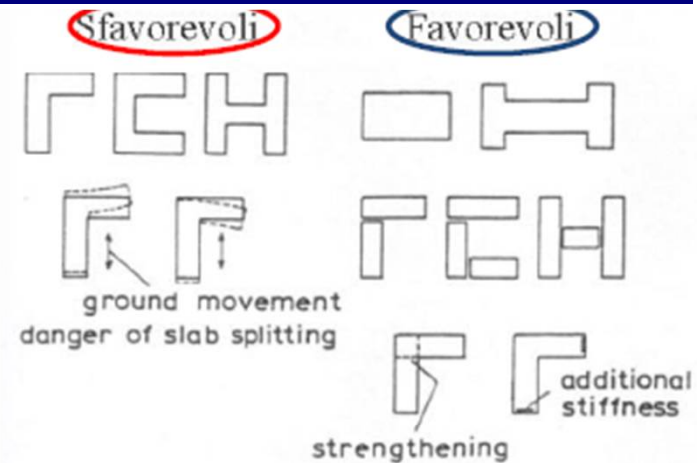
Influenza delle distribuzioni planimetriche sugli effetti torsionali



Configurazione non corretta



Configurazione corretta



Regolarità in elevazione

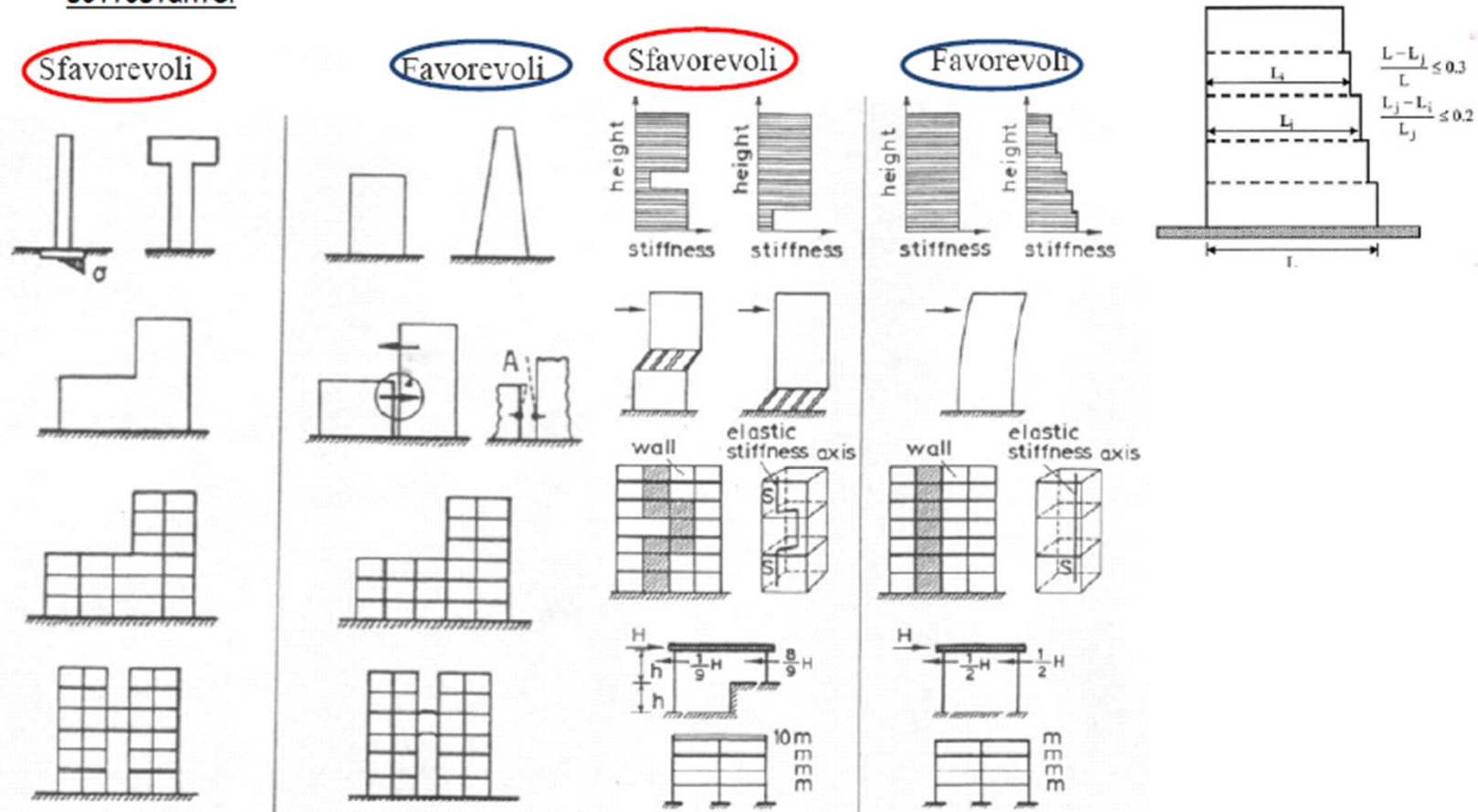
Una costruzione é *regolare in elevazione* se le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) tutti i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- b) **massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);**
- c) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- d) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

Verifica di regolarità in elevazione

1. tutti i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
2. le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il **25 %**,
3. la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del **30%** e non aumenta più del **10%**
4. ad ogni orizzontamento il rientro non supera il **30%** della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il **20%** della dimensione corrispondente all' orizzontamento immediatamente sottostante.



METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

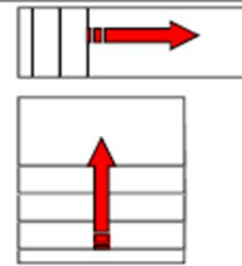
Utili indicazioni fornite dai risultati di una ANALISI MODALE

E' possibile controllare la regolarità di comportamento "IN PIANTA" e "IN ALTEZZA"

Regolarità in Pianta

Un segnale di regolarità in pianta si ha quando la struttura tende ad avere un comportamento sostanzialmente DISACCOPPIATO.

Quando è soggetto al sisma in una direzione deve avere moti di sola traslazione in quella direzione.



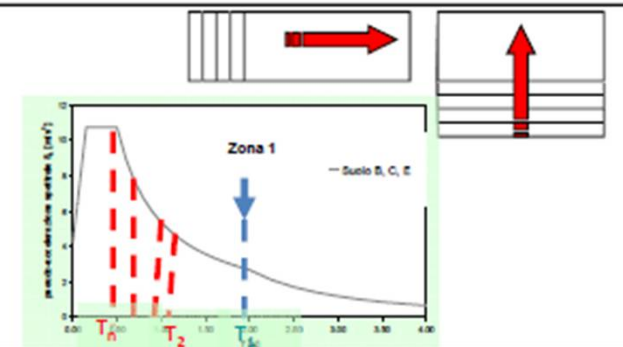
Se i modi torsionali hanno periodo nettamente superiore a quelli traslazionali, ciò è dovuto ad una scarsa rigidezza torsionale della struttura e conviene intervenire



Regolarità in Altezza

Un segnale di regolarità in altezza si ha quando il buon comportamento in pianta si ripete ai vari piani e non ci sono eccessive differenze di spostamento relativo fra un piano e l'altro

La presenza di una netta prevalenza di un modo rispetto agli altri è indice di regolarità in altezza.



METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

Nelle costruzioni esistenti in cemento armato soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere “duttili” o “fragili”.

- Un elemento strutturale può definirsi “**duttile**” se la sua risposta è governata da un regime flessionale.
- Un elemento strutturale può definirsi “**fragile**” se la sua risposta è governata da un regime tagliante.

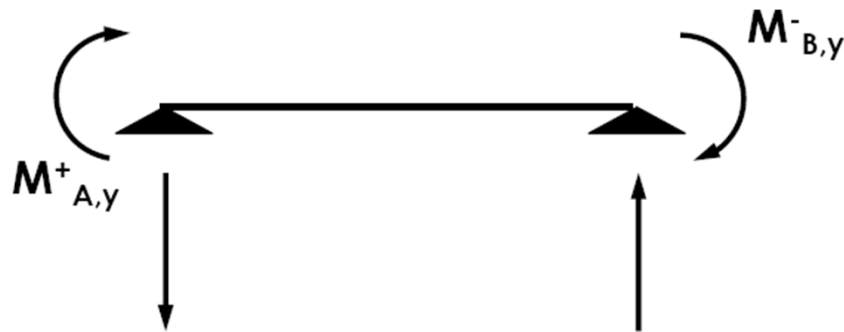
In base alla norma gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- *“**duttili**”:* travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- *“**fragili**”:* meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi.

Classificazione degli elementi duttili o fragili

Inizialmente é possibile valutare se la risposta di un elemento strutturale primario é piú vicina ad un comportamento duttile o fragile.

A tale scopo si deve confrontare il valore del taglio ultimo flessionale $V_{u,flex}$, dato dalla somma dei momenti ultimi di estremità diviso la luce dell'elemento, con il valore del taglio ultimo resistente $V_{u,shear}$



$$V_{u,flex} = \frac{M_{A,y}^+ + M_{B,y}^-}{l}$$

$$V_{Rcd} = 0.9db\alpha_c f'_{cd} \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$$

$$V_{Rsd} = 0.9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \cot\theta$$

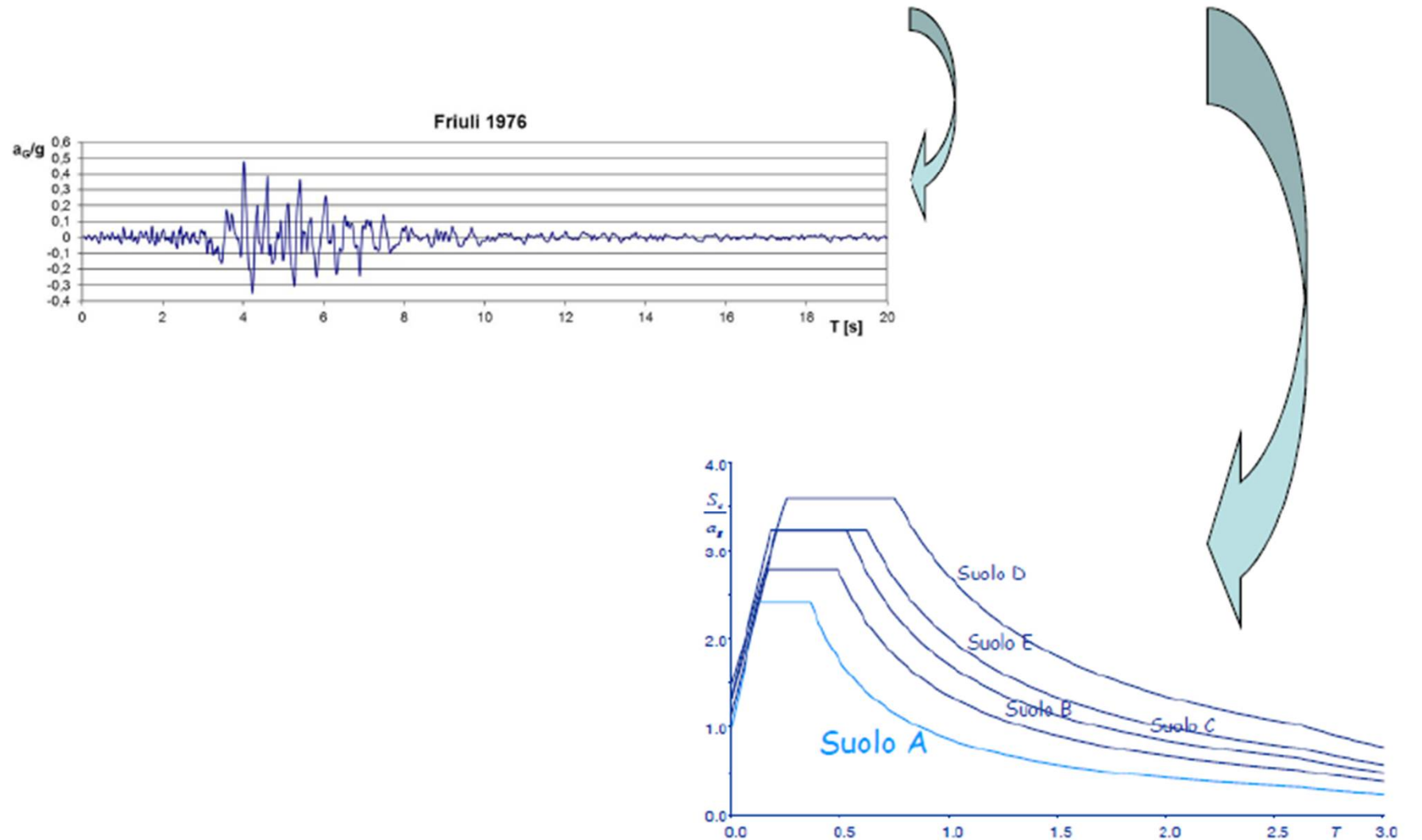
$$V_{u,shear} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$$

- Se $V_{u,flex} < V_{u,shear}$ il comportamento dell'elemento è **duttile**;
- Se $V_{u,flex} > V_{u,shear}$ il comportamento dell'elemento è **fragile**.

METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

RAPPRESENTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

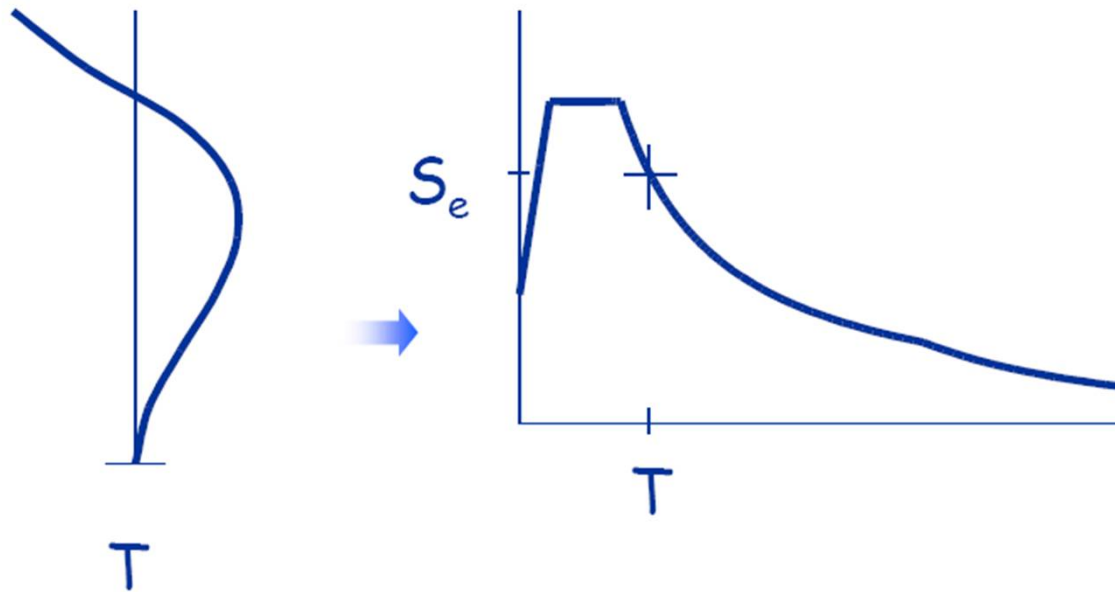
L'azione può essere descritta mediante **accelerogrammi** o mediante **spettri di risposta**.



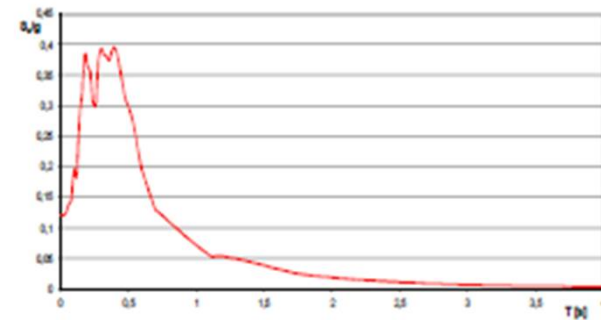
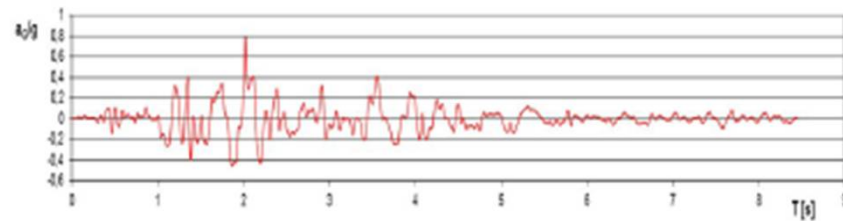
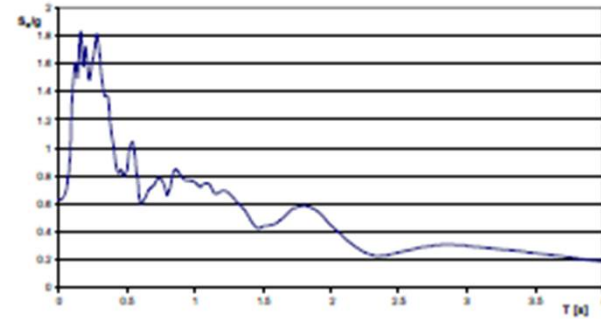
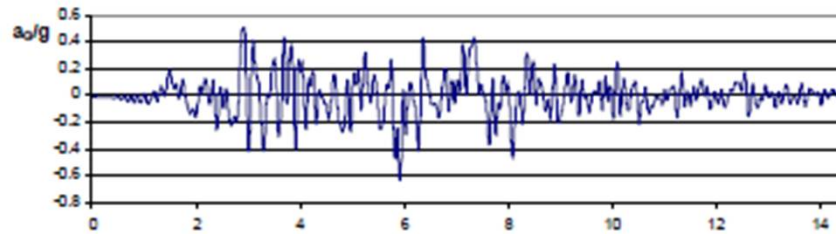
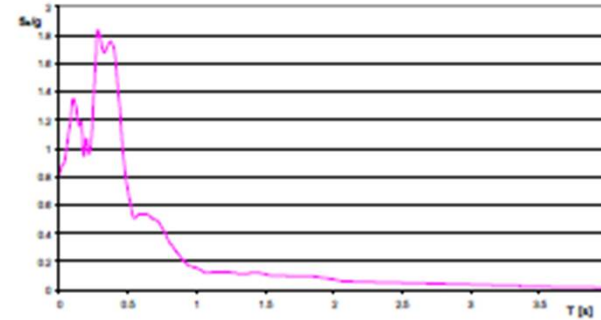
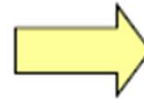
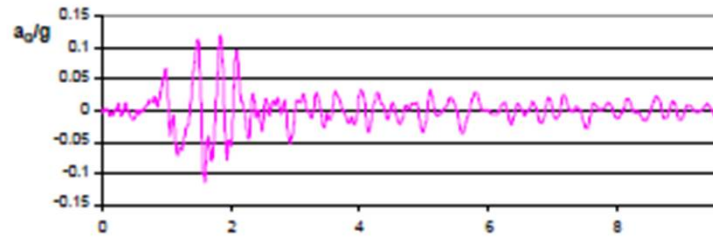
Concetto base

Procedura per ottenere lo spettro di risposta di un dato accelerogramma

Risolvendo l'equazione del moto di un oscillatore semplice, con un assegnato valore del periodo proprio T e del coefficiente di smorzamento ξ , quando al riferimento sia impresso un moto descritto da un accelerogramma, si può valutare il massimo valore (x_{max}) dello spostamento relativo tra la massa dell'oscillatore e il riferimento: tale quantità prende il nome di spostamento spettrale. Ripetendo questa operazione per diversi valori di T e riportando x_{max} in un diagramma in funzione di T , si ottiene lo spettro di risposta in termini di spostamento.

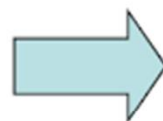
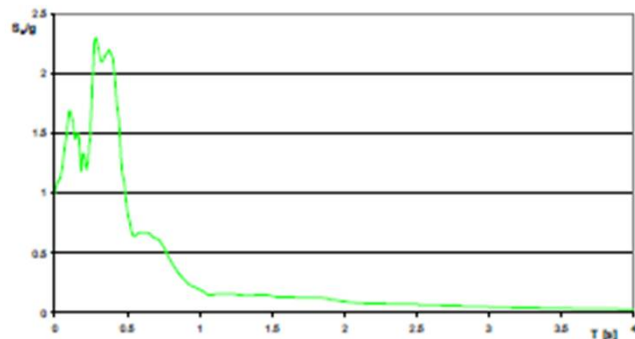
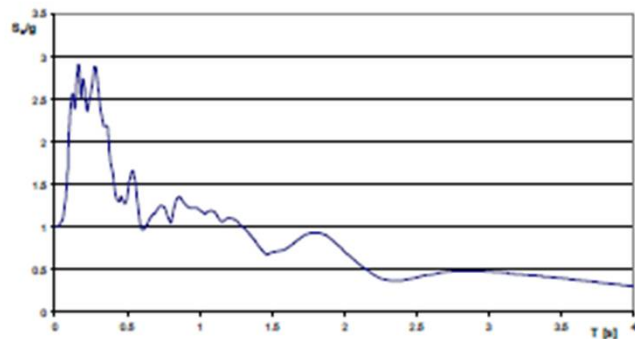
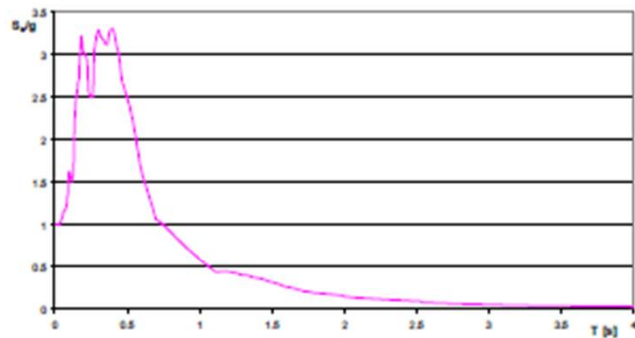


METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

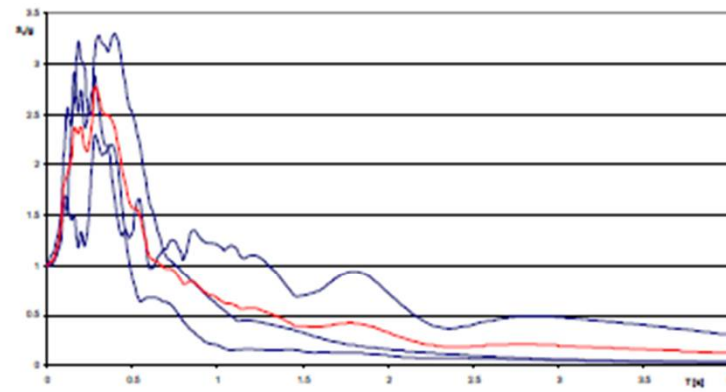


METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

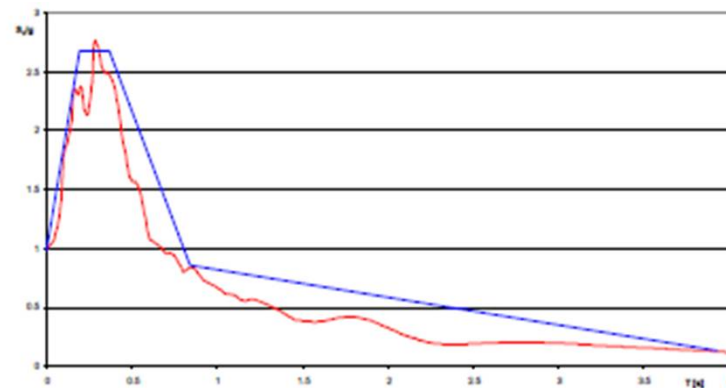
spettri di risposta in accelerazione normalizzati



spettro di risposta in accelerazione normalizzato medio

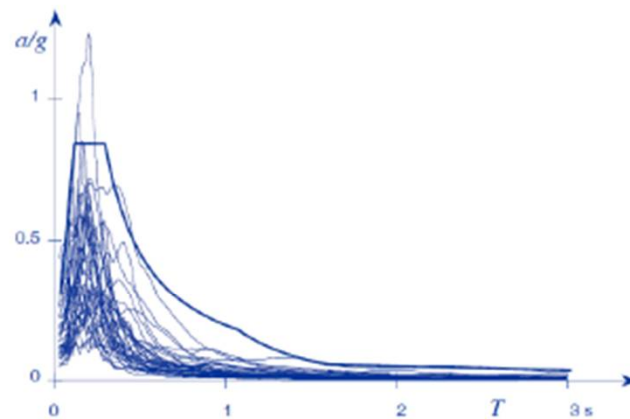


forma di spettro di risposta in accelerazione

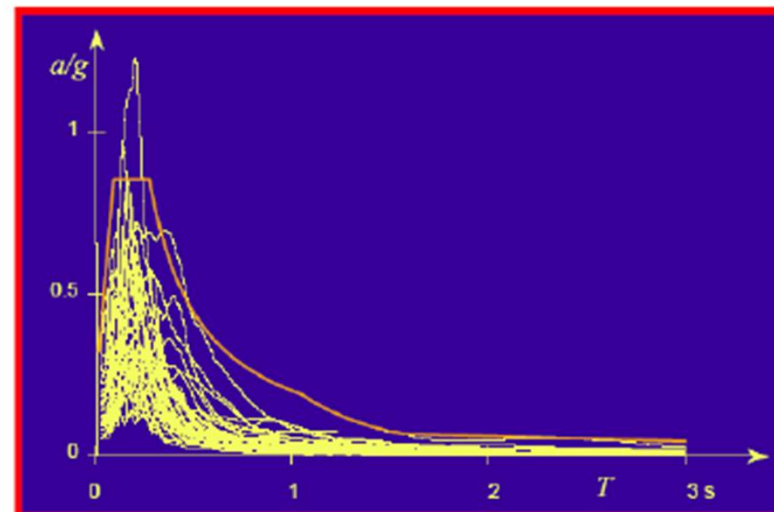


METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

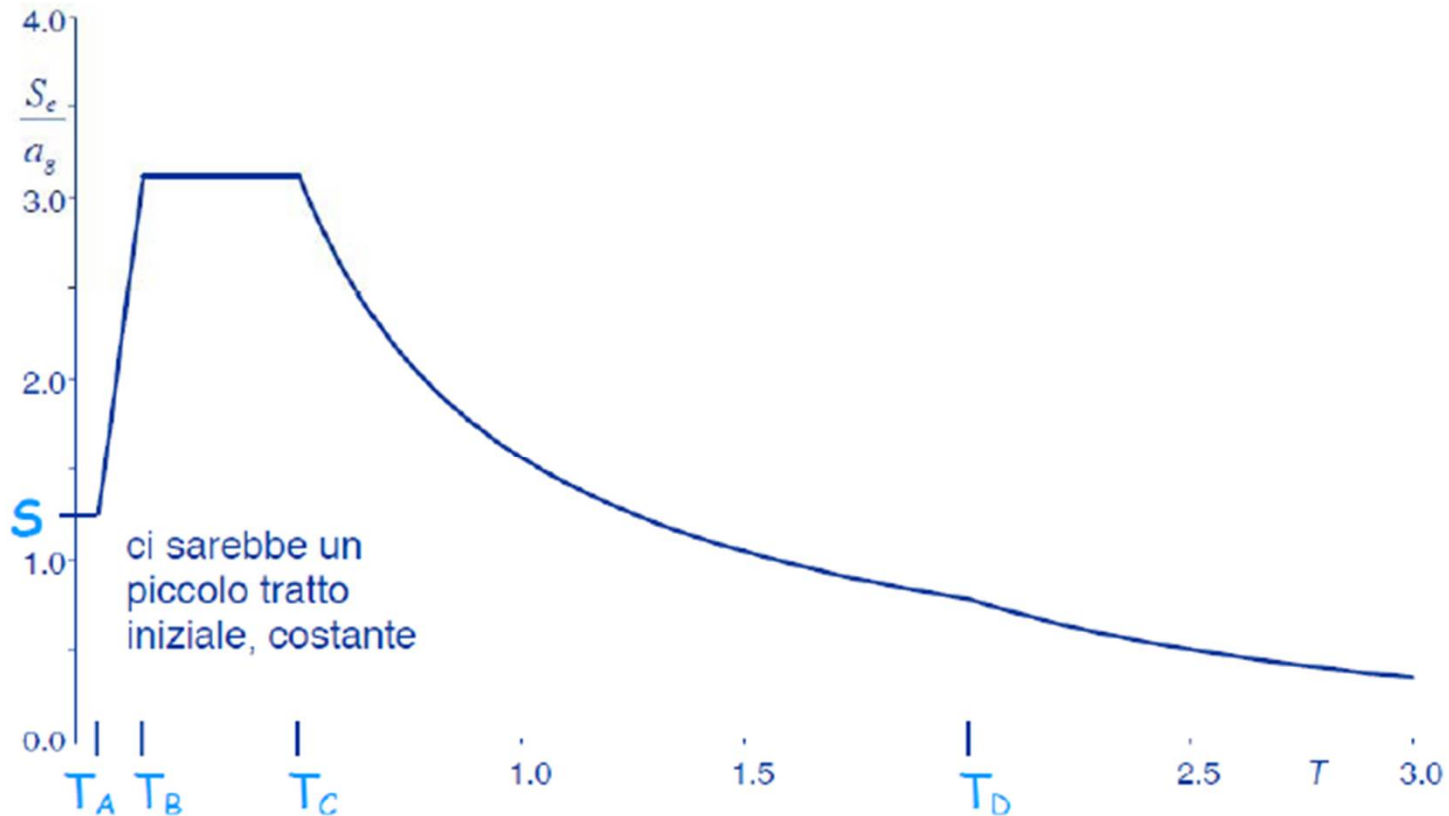
*Fissato lo smorzamento al variare dell'accelerogramma
ottengo una famiglia di curve*



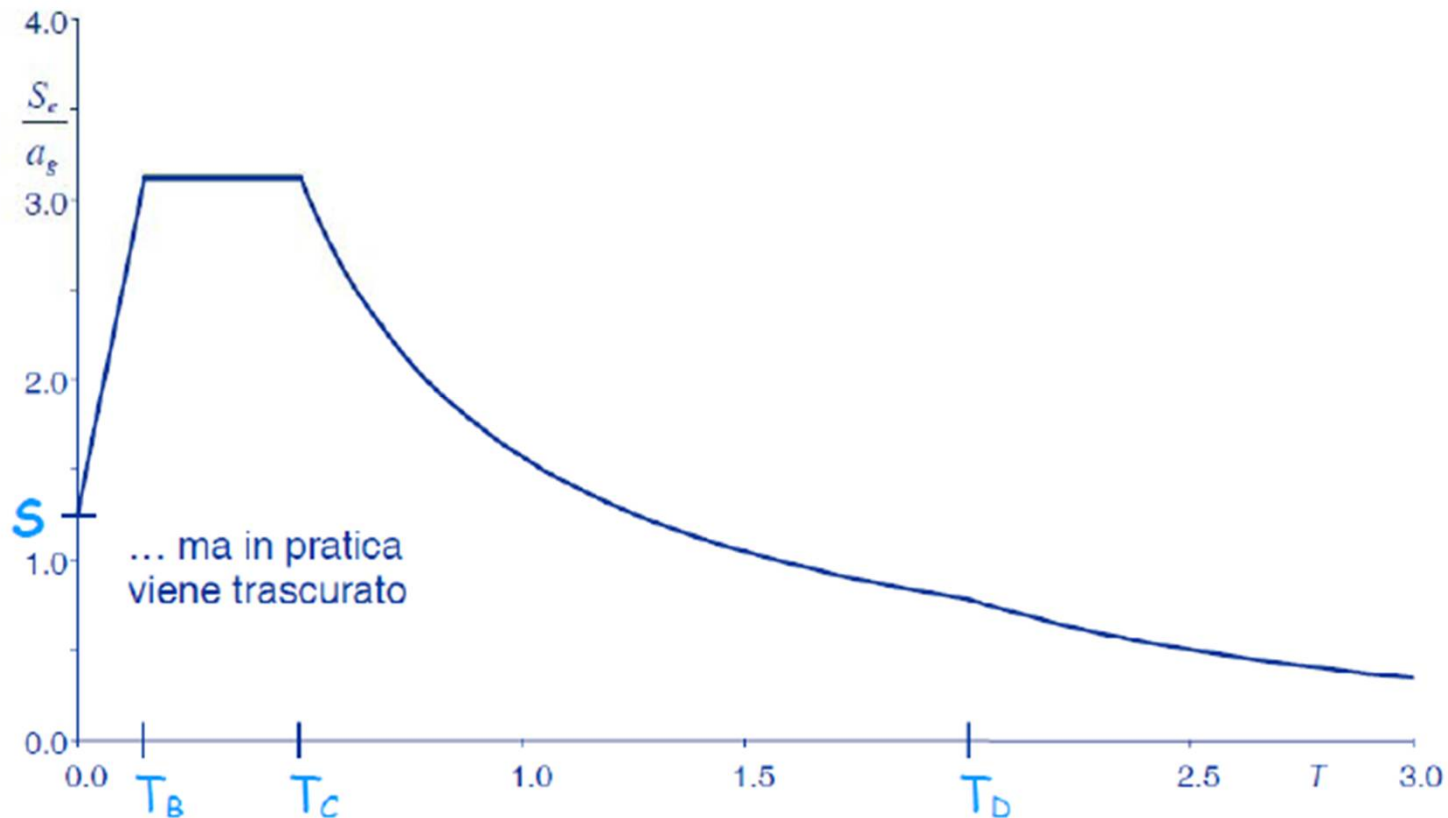
*È possibile definire una curva inviluppo che
viene superata solo occasionalmente*



Forma generale degli spettri di risposta elastica

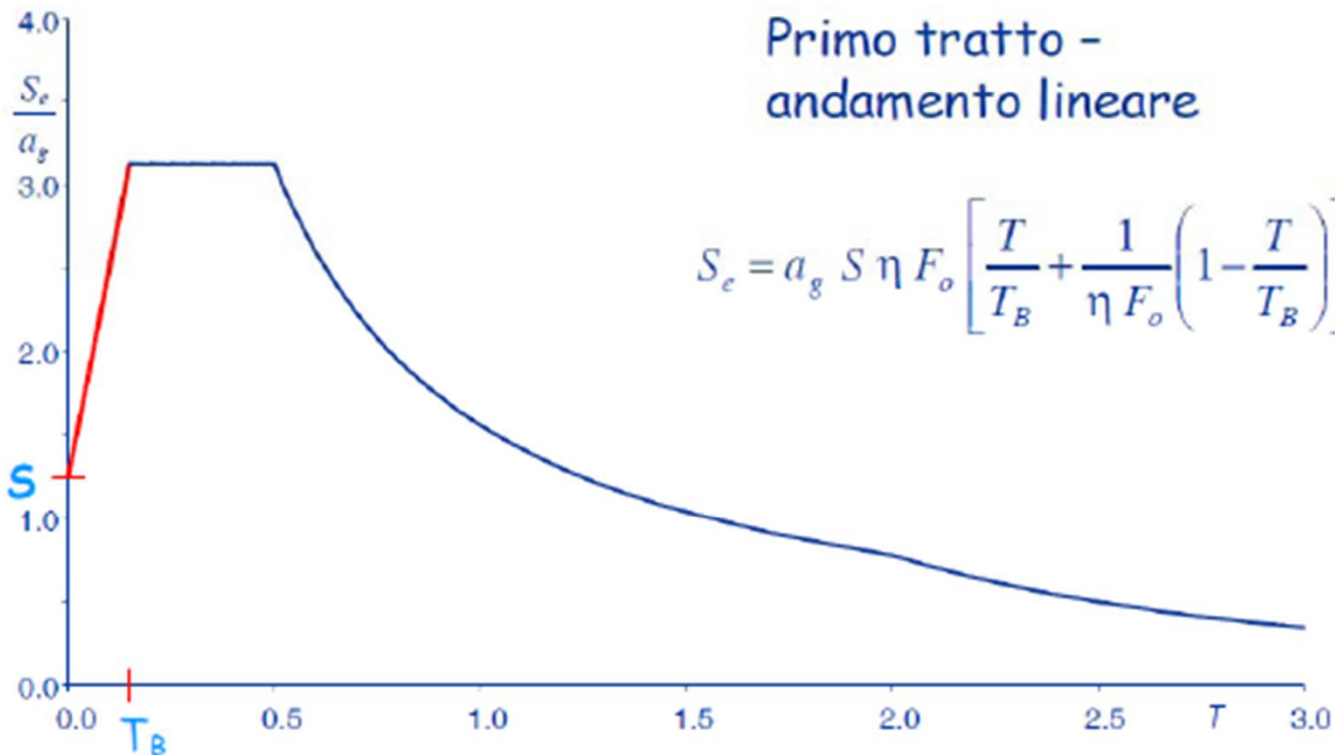


Forma generale degli spettri di risposta elastica



METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

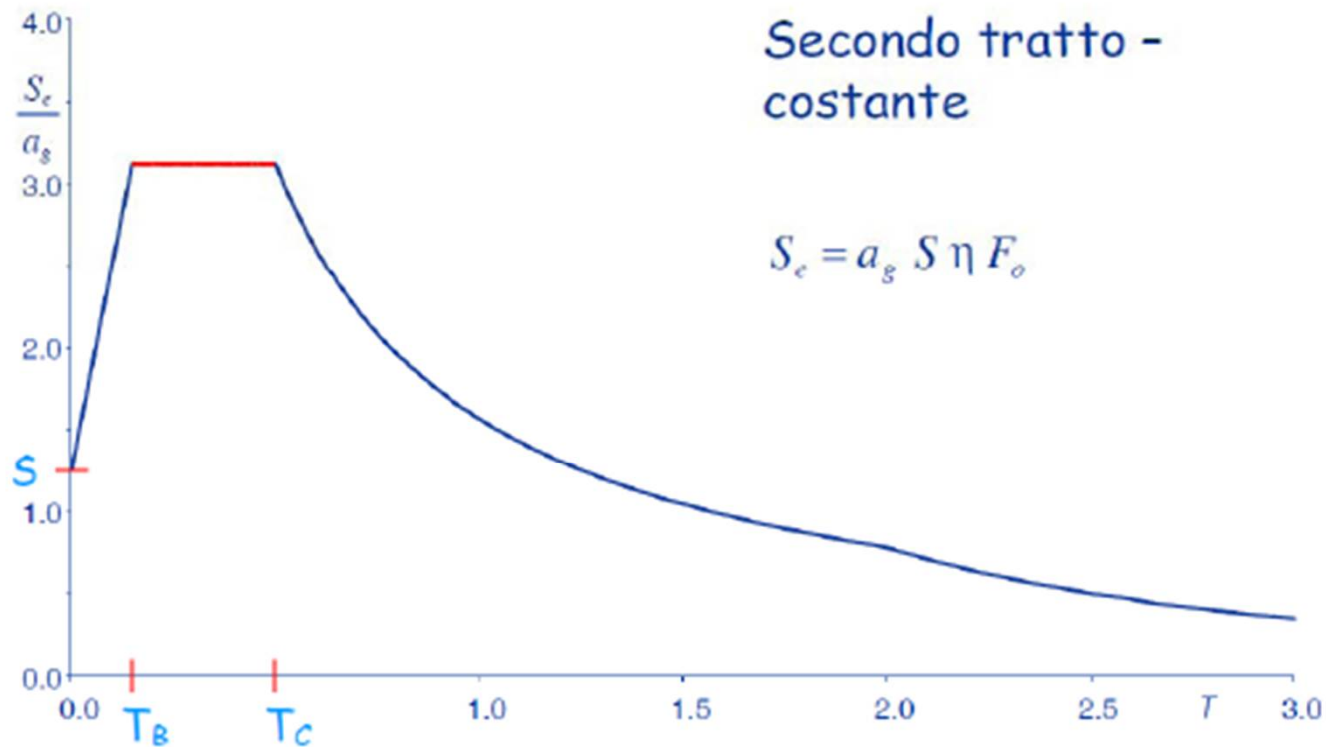
Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



Amplificazione, legata
al tipo di terreno

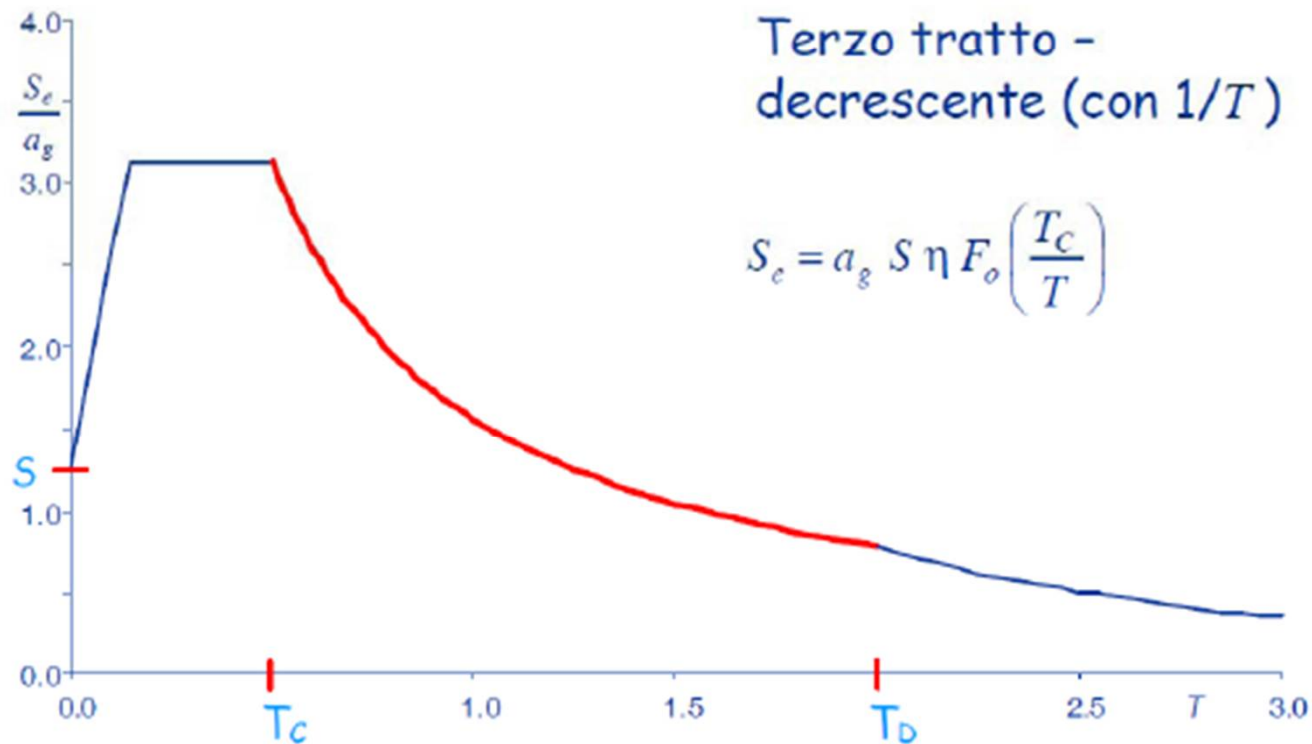
METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



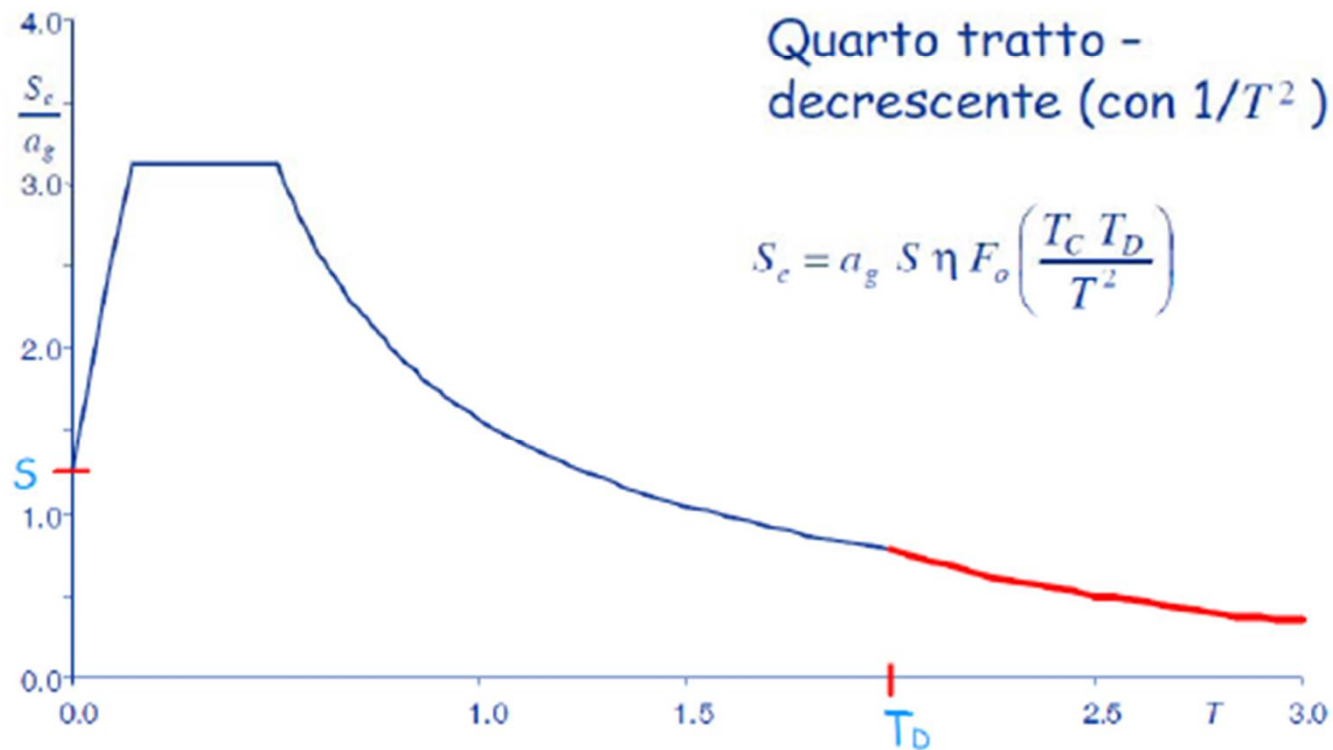
METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



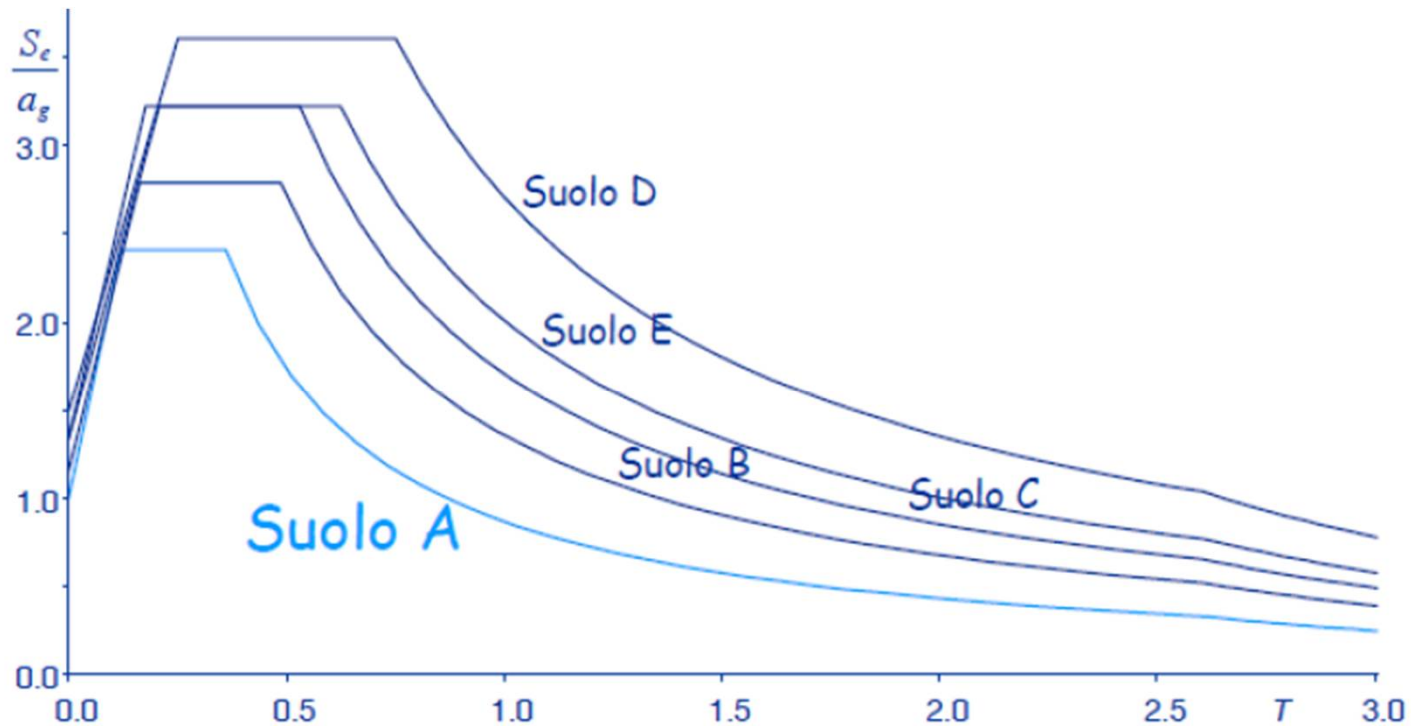
METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



METODI DI ANALISI, GENERALITÀ

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali



ANALISI STATICA LINEARE

Consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. Può essere effettuata per costruzioni che rispettino specifici requisiti, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

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

- H : altezza edificio dal piano di fondazione;
- C_1 : 0.085 struttura intelaiata acciaio, 0.075 struttura intelaiata in c.a., 0.050 altri.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum_j z_j W_j} \qquad F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g}$$

- $S_d(T_1)$ ordinata dello spettro di risposta di progetto, calcolato per i tre SL;
- W peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente pari a 0.85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2T_C$ e pari a 1.0 in tutti gli altri casi.

ANALISI DINAMICA MODALE

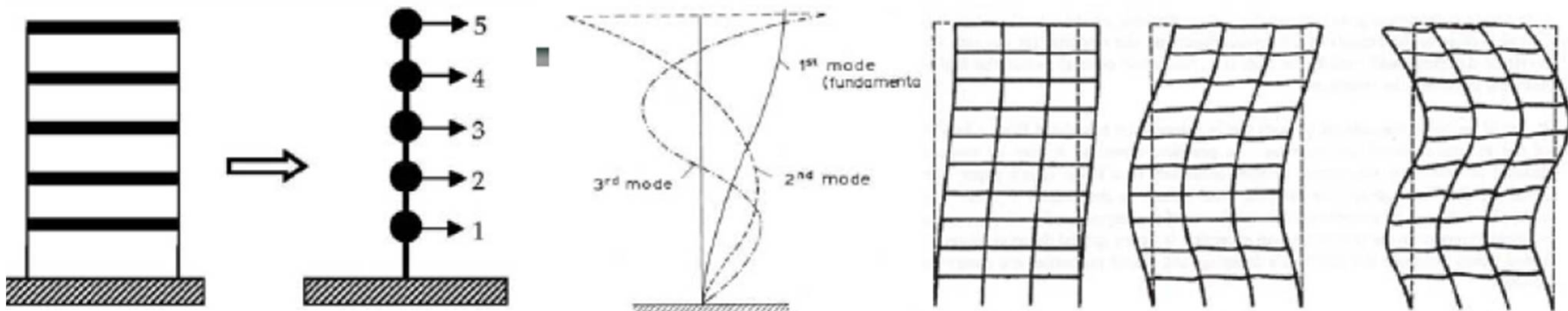
L'analisi dinamica lineare è il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica. L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione;
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2} \quad \rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij})[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]} \quad \beta_{ij} = T_j / T_i$$

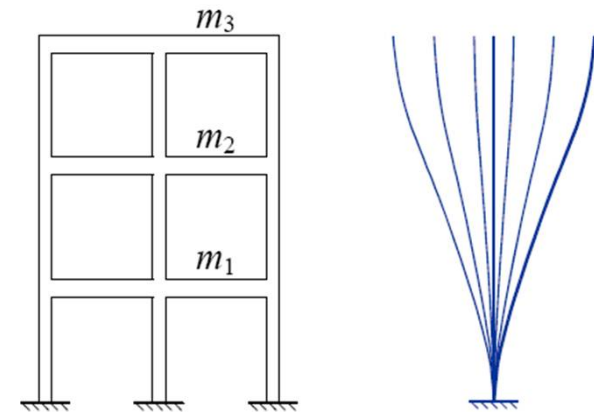
Con l'analisi modale si riguarda il moto come sovrapposizione del moto di tanti oscillatori semplici di pulsazione ω_i .



ANALISI DINAMICA MODALE

Il moto complessivo di una struttura può essere visto come una combinazione di moti associati alle diverse deformate modali. La struttura che oscilla secondo uno dei suoi “modi” si comporta secondo un oscillatore semplice.

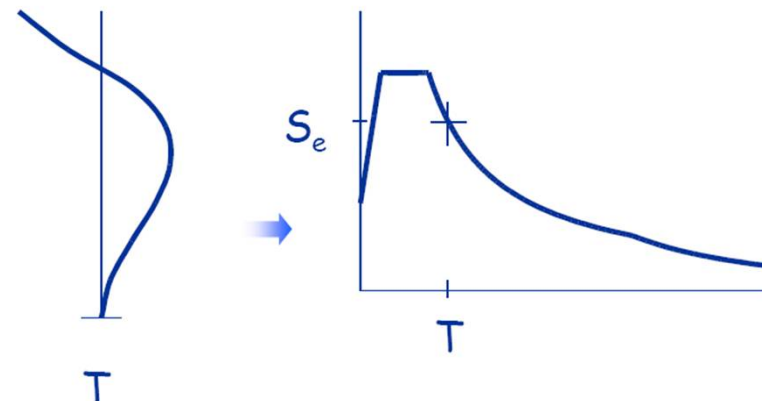
L'analisi dinamica lineare consiste nel valutare separatamente la risposta della struttura vincolata a deformarsi secondo ciascuno dei modi di oscillazione e poi nel combinare le max sollecitazioni associate ai singoli modi con criteri statistici.



Ciascun modo è eccitato in maniera diversa dal sisma. Il taglio alla base corrispondente al modo j è:

$$V_{b,j} = S_e(T_j) \cdot M_j^*$$

M_j^* = massa partecipante del j -esimo modo



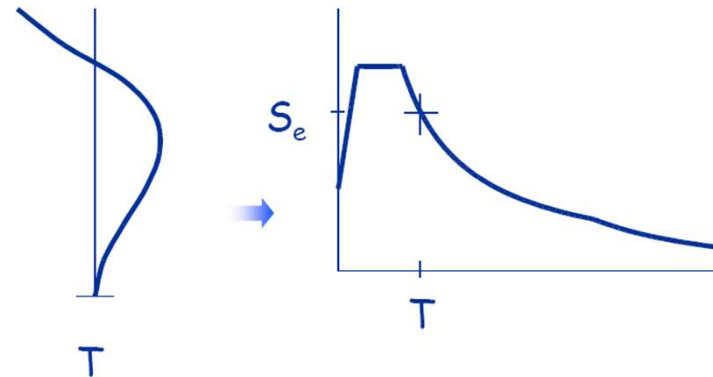
Noto il taglio alla base corrispondente a ciascun modo, è possibile ricavare i relativi contributi lungo l'altezza dell'edificio e quindi le sollecitazioni e gli spostamenti prodotti da questi carichi.

ANALISI DINAMICA MODALE

Il contributo di ciascun modo al moto complessivo della struttura è scalato mediante il coefficiente di partecipazione modale Γ_j o, in maniera più chiara, in funzione della massa partecipante M_j^* .

$$V_{b,j} = S_e(T_j) \cdot M_j^*$$

$$M_j^* = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_{i,j} \Gamma_j = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \Phi_{i,j} \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_{i,j}^2} \quad \Gamma_j = \frac{\sum m_i \Phi_{i,j}}{\sum m_i \Phi_{i,j}^2}$$



$\Phi_{i,j}$ = i -esima componente del vettore j -esima della forma modale.

m_i = massa dell' i -esimo piano

Il coefficiente di partecipazione modale Γ_j indica se il contributo del j -esimo modo al moto totale del sistema è più o meno rilevante.

Le max sollecitazioni associate ai singoli modi possono essere combinate mediante:

• SRSS (se $T_j \leq T_i$)

• CQC $E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2} \quad \rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij})[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]} \quad \beta_{ij} = T_j / T_i$

ANALISI DINAMICA MODALE

Generalità

Nell'analisi dinamica lineare vanno considerate le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

G_k =carico permanente

Q_{ki} =azioni variabili

ψ_{2i} =coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_{ki}

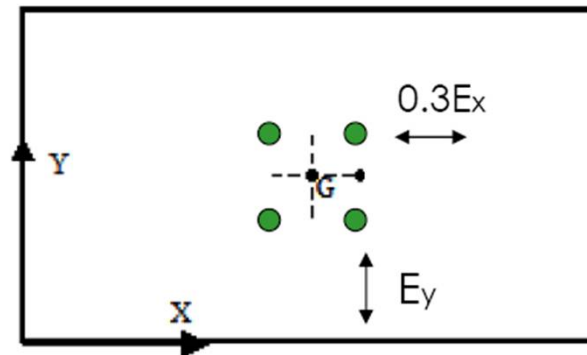
- Nel caso in esame l'unica azione variabile è costituita dal sovraccarico accidentale.
- Il coefficiente ψ_{2i} per gli ambienti suscettibili di affollamento è pari a 0.6.

Carichi gravitazionali  $G_k + 0.6Q_k$

ANALISI DINAMICA MODALE

Generalità

Deve essere inoltre considerata un'eccentricità accidentale e_{ai} , spostando il centro di massa di ogni piano i , in ogni direzione considerata, di una distanza pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.



Così facendo si ottengono 32 diverse combinazioni, in quanto vi sono 8 combinazioni base (in particolare + e - azione massima nella direzione X combinata con + e - il 30% dell'azione nella direzione Y; inoltre + e - azione massima nella direzione Y combinata con + e - il 30% dell'azione nella direzione X), da moltiplicarsi per le 4 possibili posizioni del centro delle masse dettato dalla adozione dell'eccentricità accidentale da doversi considerare.

ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Campo di applicabilità

L'analisi dinamica lineare con spettro di risposta elastico può essere applicata solo se sono soddisfatte le *indicazioni 1 e 2*.

Indicazione 1 (da applicarsi ai soli elementi duttili)

Calcolato per ogni elemento primario (trave, pilastro) il rapporto $\rho_i = D_i / C_i$ tra il momento flettente D_i fornito dall'analisi per la generica combinazione di carico sismica e il corrispondente momento resistente C_i e indicati con ρ_{\max} e ρ_{\min} rispettivamente i valori massimo e minimo di tutti i $\rho_i > 2$, deve risultare:

$$\rho_{\max} / \rho_{\min} \leq 2.5$$

Se tale condizione è soddisfatta si passa alla verifica dell'*indicazione 2*, relativa ai soli elementi fragili; in caso contrario l'analisi dinamica lineare non è applicabile.

ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Campo di applicabilità

L'analisi dinamica lineare con spettro di risposta elastico può essere applicata solo se sono soddisfatte le *indicazioni 1 e 2*.

Indicazione 2 (da applicarsi ai soli elementi fragili)

Occorre verificare che la capacità dell'*i*-esimo elemento fragile C_i sia maggiore della corrispondente domanda D_i calcolata:

- sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti se $\rho_i > 1$
- sulla base dei risultati dell'analisi se $\rho_i < 1$

con $\rho_i = D_i / C_i$ dell'elemento fragile.

Le condizioni di applicabilità rappresentate dalle *indicazioni 1 e 2* vanno verificate utilizzando, nel calcolo delle capacità degli elementi sia duttili che fragili, **i soli valori medi delle resistenze dei materiali acciaio e calcestruzzo.**

ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Tabella C8.4 – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

		Modello Lineare		Modello Non Lineare	
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile / Fragile	Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $\rho_i = D_i/C_i$)		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <i>divisi</i> per il FC.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.		
	Duttile	Verifiche (se il ML è accettato)			
		Dall'analisi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <i>divisi</i> per il FC.		
		Verifiche (se il ML è accettato)			
	Fragile	Se $\rho_i \leq 1$, dall'analisi.			
Se $\rho_i > 1$, dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi <i>moltiplicati</i> per FC.					



ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Verifica di sicurezza degli elementi duttili

La verifica degli elementi duttili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione.

Per gli elementi/meccanismi duttili la capacità deformativa è definita in termini di rotazione rispetto alla corda θ .

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le **proprietà dei materiali esistenti**, direttamente ottenute da prove in sito o da eventuali informazioni aggiuntive, **divise per i fattori di confidenza**.

VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI ELEMENTI DUTILI

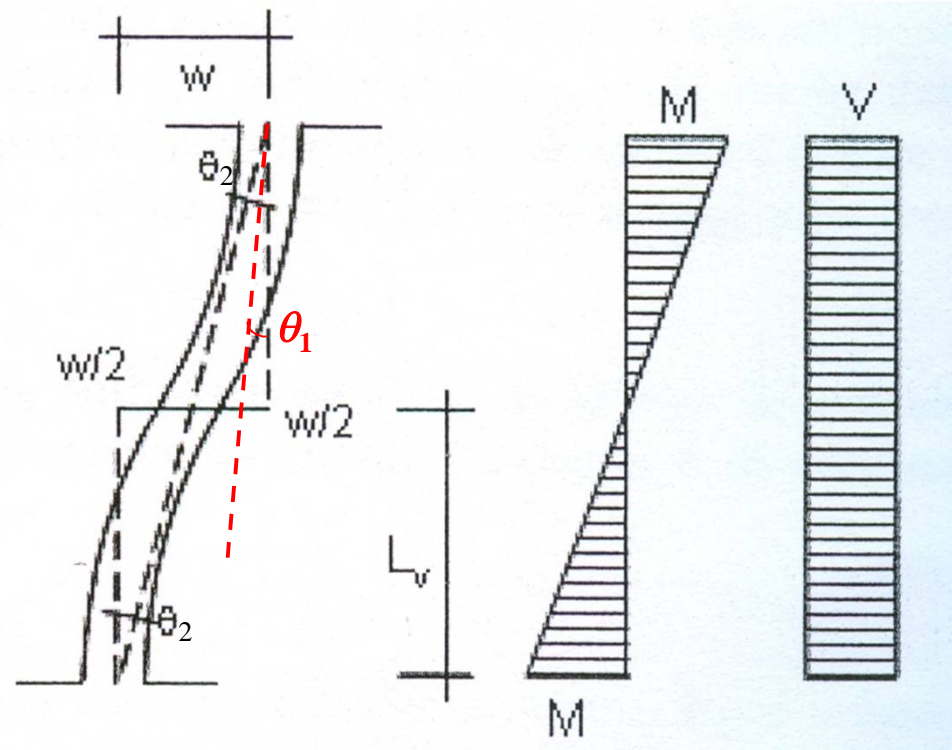
ROTAZIONE RISPETTO ALLA CORDA θ

☛ *rotazione della sezione d'estremità dell'elemento valutata rispetto alla congiungente di tale sezione con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio L_v*

PILASTRI

La rotazione rispetto alla corda θ è data dal rapporto della metà dello spostamento relativo delle due sezioni d'estremità per la luce di taglio L_v (θ_2) \pm il valore della rotazione al nodo (θ_1).

La luce di taglio $L_v = M/V$ è pari all'ascissa corrente corrispondente alla sezione di momento nullo e di solito è data dalla metà dell'altezza del pilastro.



VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI ELEMENTI DUTTILI

ROTAZIONE RISPETTO ALLA CORDA θ

☉ rotazione della sezione d'estremità dell'elemento valutata rispetto alla congiungente di tale sezione con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio L_v ,

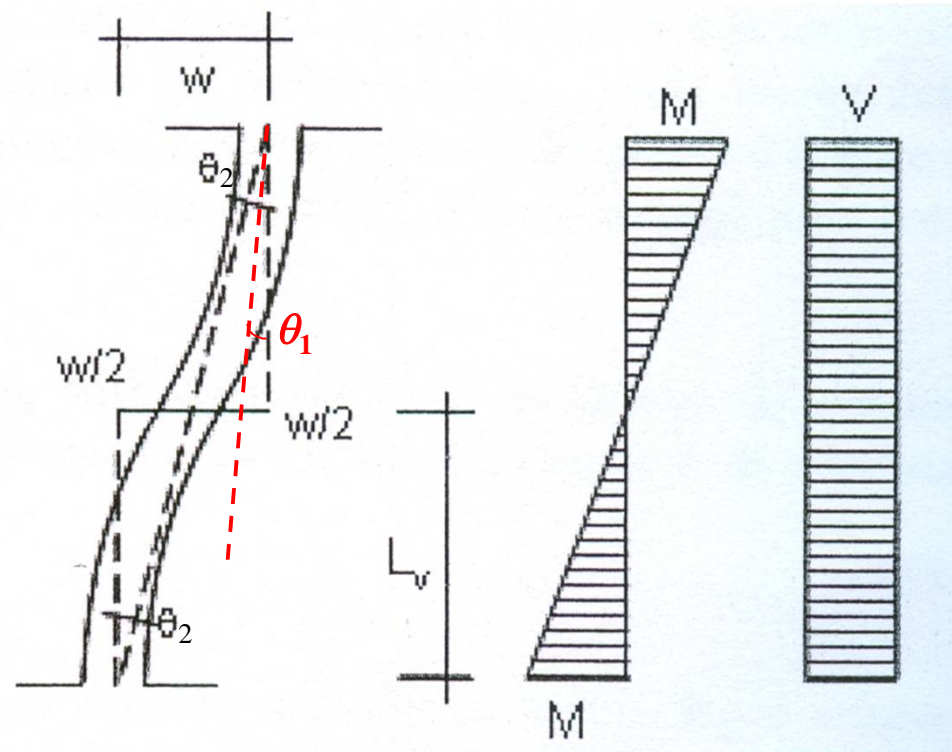
PILASTRI

$$\theta = \theta_2 - \theta_1$$

θ_2 = angolo che ha come lati l'asse indeformato dell'elemento e la congiungente il nodo di estremità con la sezione di momento nullo nella configurazione deformata.

θ_1 = rotazione del nodo di estremità dell'elemento strutturale.

In questo caso si può approssimare θ con θ_2 .



VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI ELEMENTI DUTTILI

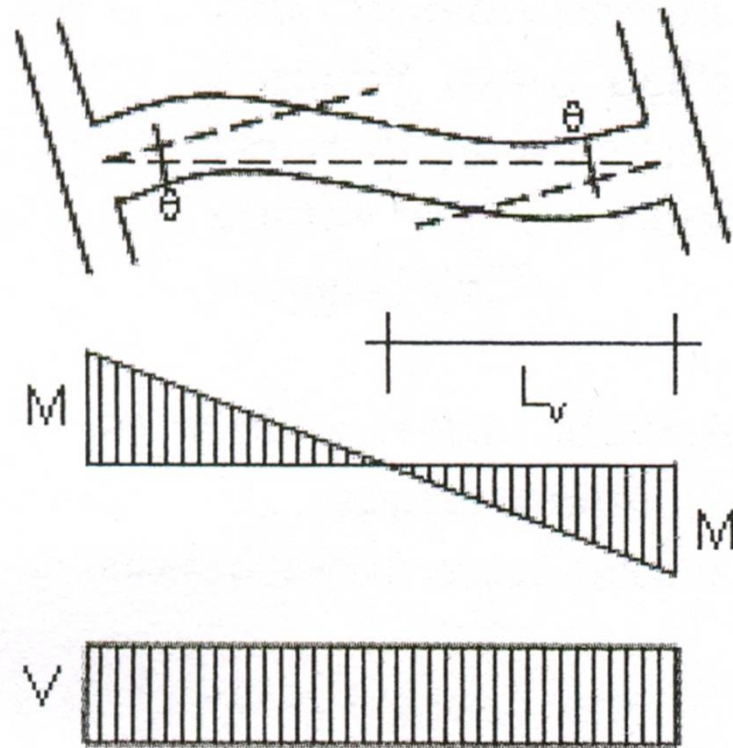
ROTAZIONE RISPETTO ALLA CORDA θ

↻ rotazione della sezione d'estremità dell'elemento valutata rispetto alla congiungente di tale sezione con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio L_v ,

TRAVI

La rotazione rispetto alla corda viene approssimata al valore della rotazione al nodo.

La luce di taglio $L_v = M/V$ è data dall'ascissa corrente corrispondente alla sezione di momento nullo e di solito è assunta pari alla metà della lunghezza della trave.





ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Norme Tecniche per le Costruzioni 14 Gennaio 2008, 3.2.1

Stato Limite di Danno (SLD)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

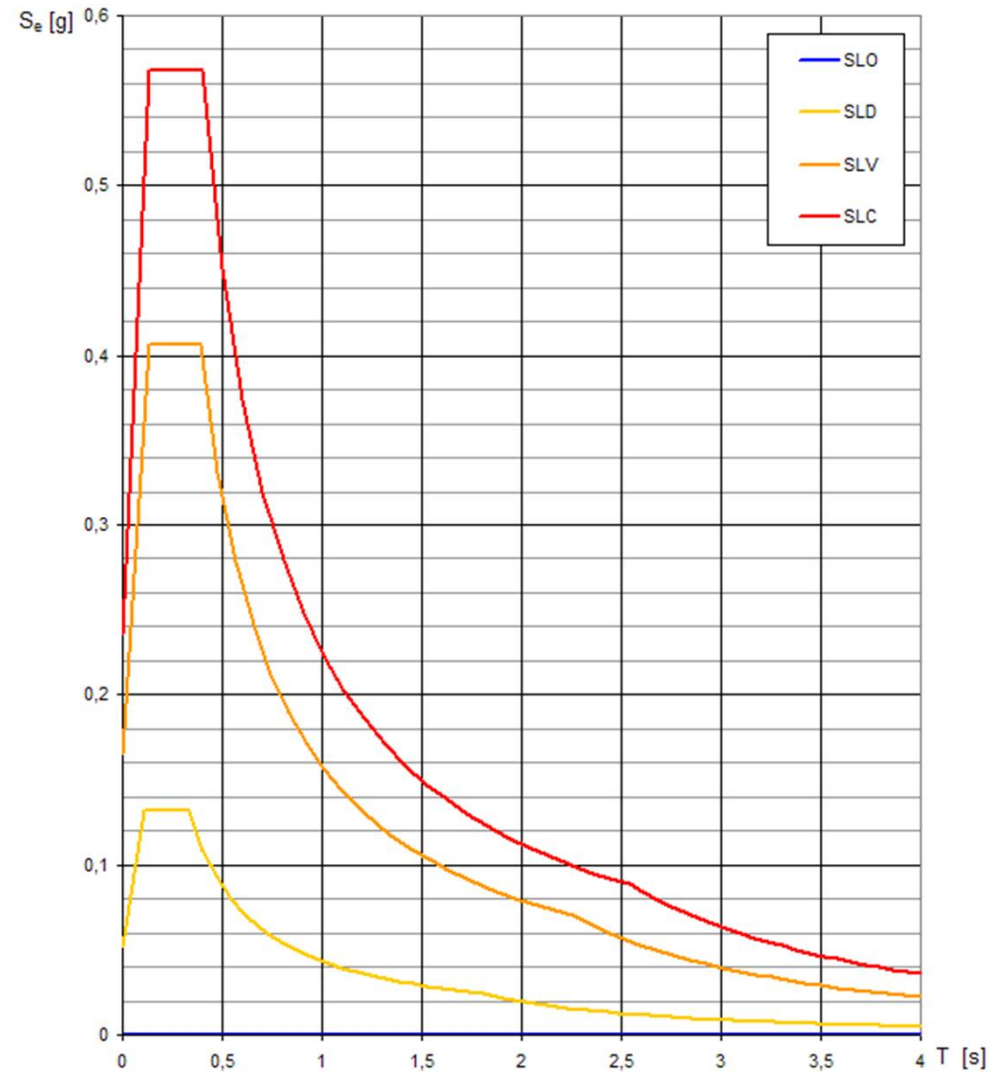
A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

A seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI ELEMENTI DUTTILI

Capacità deformative

Stato Limite di Danno (SLD), Bozza di istruzioni NTC – C8.7.2.5

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda in condizione di SLD è espressa in termini di rotazione allo snervamento θ_y e può essere valutata mediante la seguente espressione:

$$\theta_y = \xi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \xi_y \frac{d_b f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}$$

per travi e pilastri

- ξ_y = curvatura a snervamento della sezione terminale;
- h = altezza della sezione;
- d_b = diametro medio delle barre longitudinali;
- $L_v = M/V$ luce di taglio (assunta di solito pari alla metà della lunghezza dell'elemento)
- f_{cd} e f_{yd} = resistenza a compressione del calcestruzzo e a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in situ e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il Fattore di Confidenza.

VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI ELEMENTI DUTTILI

Capacità deformative

Stato Limite di Danno (SLD), Bozza di istruzioni NTC – C8.7.2.5

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda in condizione di SLD è espressa in termini di rotazione allo snervamento θ_y e può essere valutata mediante la seguente espressione:

$$\theta_y = \xi_y \frac{L_v}{3} + 0.002 \left(1 - 0.125 \frac{L_v}{h} \right) + 0.13 \xi_y \frac{d_b f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}$$

per pareti

- ξ_y = curvatura a snervamento della sezione terminale;
- h = altezza della sezione;
- d_b = diametro medio delle barre longitudinali;
- $L_v = M/V$ = luce di taglio (assunta di solito pari alla metà della lunghezza dell'elemento)
- f_{cd} e f_{yd} = resistenza a compressione del calcestruzzo e a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in situ e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il Fattore di Confidenza.

VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI ELEMENTI DUTTILI

Capacità deformative

Stato Limite di Collasso (SLC) Bozza di istruzioni NTC – C8F.1

La capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u può essere valutata considerando il contributo di calcestruzzo, acciaio ed aderenza con la seguente equazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\xi_u - \xi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

- ξ_y = curvatura a snervamento della sezione terminale;
- ξ_u = curvatura ultima della sezione terminale;
- $\gamma_{el} = 1.5$ per gli elementi primari ed 1 per gli elementi secondari;
- L_{pl} = lunghezza della cerniera plastica;
- $L_v = M/V =$ luce di taglio (assunta di solito pari alla metà della lunghezza dell'elemento)

VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI ELEMENTI DUTTILI

LUNGHEZZA DELLA CERNIERA PLASTICA Bozza di Istruzioni delle NTC – C8F.1

La lunghezza della cerniera plastica è valutabile come:

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_b f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}$$

- h = altezza della sezione;
- d_b = diametro medio delle barre longitudinali;
- $L_v = M/V$ luce di taglio (assunta di solito pari alla metà della lunghezza dell'elemento)
- f_{cd} e f_{yd} = resistenza a compressione del calcestruzzo e a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in situ e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il Fattore di Confidenza.

In particolare i tre addendi presenti nella formulazione della lunghezza della cerniera plastica L_{pl} rappresentano rispettivamente i contributi deformativi flessionale, tagliante e di aderenza acciaio-calcestruzzo.

VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI ELEMENTI DUTTILI

Capacità deformative

Stato Limite di Collasso (SLC) Bozza di istruzioni NTC – C8F.1

Per il calcolo della capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u la normativa fornisce anche la seguente espressione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left[\frac{L_v}{h} \right]^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \left(1.25^{100 \rho_d} \right)$$

- h = altezza della sezione;
- $v = N / (A_c f_c)$ = sforzo assiale normalizzato di compressione agente sulla sezione A_c ;
- $\omega = A_s f_y / (A_c f_c)$ e $\omega' = A'_s f_y / (A_c f_c)$ = percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione;
- f_c, f_y, f_{yw} = resistenze a compressione del cls e a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in situ e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il Fattore di Confidenza;
- ρ_d = percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione;

VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI ELEMENTI DUTTILI

Capacità deformative

Stato Limite di Collasso (SLC) Bozza di istruzioni NTC – C8F.1

Per il calcolo della capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u la normativa fornisce anche la seguente espressione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left[\frac{L_v}{h} \right]^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d})$$

▪ $\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right)$, [b_o e h_o dimensione del nucleo confinato, b_i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro]

= *fattore di efficienza del confinamento*, definito nell'ipotesi che le staffe presenti nell'elemento abbiano ancoraggi idonei ad evitare l'apertura delle stesse (chiusura con ganci a 135°, etc....). In caso contrario si assume $\alpha=0$.

- ❖ Per le pareti l'espressione di θ_u va divisa per 1.6.
- ❖ Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico, ossia con percentuali di armatura trasversale e longitudinale diverse dalle indicazioni riportate per la progettazione, il valore di θ_u deve essere moltiplicato per 0.85.

VERIFICA DI SICUREZZA DEGLI ELEMENTI DUTTILI

Capacità deformative

Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV), Bozza di istruzioni NTC – C8.7.2.5

La capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di SLV θ_{SD} é valutata come aliquota della rotazione ultima θ_u :

$$\theta_{SD} = \frac{3}{4} \theta_u$$

ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Verifica di sicurezza degli elementi fragili

La verifica degli elementi “fragili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Le sollecitazioni di verifica sono ottenute da condizioni di equilibrio, in base alle sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili. Queste ultime possono essere prese uguali a:

- il valore D ottenuto dall'analisi, se la capacità C dell'elemento duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali, soddisfa $\rho = D/C \leq 1$;
- la capacità dell'elemento duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali moltiplicati per il fattore di confidenza, se $\rho = D/C > 1$.

Per il calcolo della capacità degli elementi fragili si impiegano le **proprietà dei materiali esistenti**, direttamente ottenute da prove in sito o da eventuali informazioni aggiuntive, **divise per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza**.



IL LIVELLO DI CONOSCENZA LC

EDIFICIO SCOLASTICO A BARI

L'edificio scolastico in oggetto é stato realizzato negli anni '70, progettato secondo la legge 5 novembre 1971 n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a struttura metallica“.

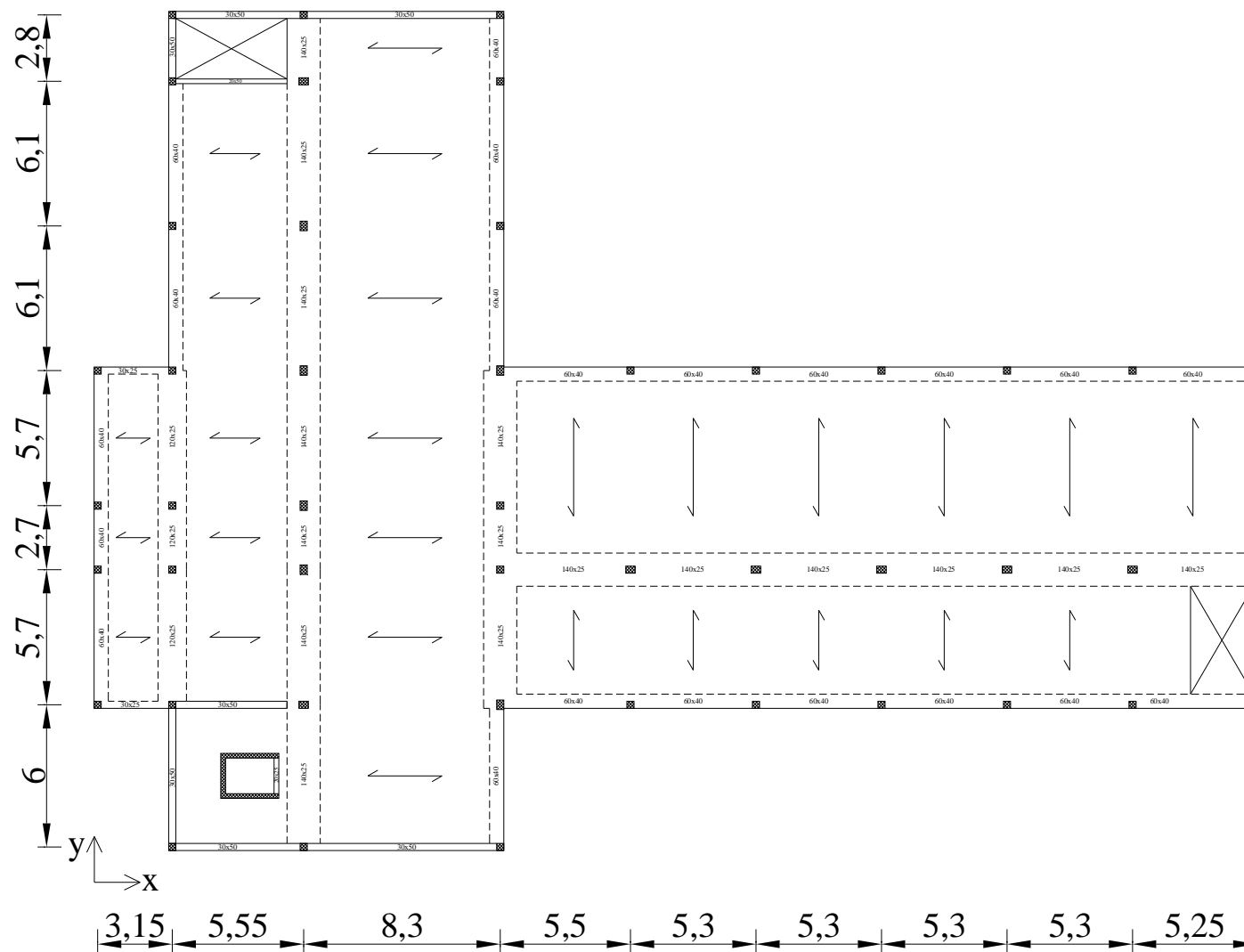
Presenta una pianta a forma di L , con le max dimensioni pari a 49 m e 35 m rispettivamente nelle direzioni x e y . Pertanto l'edificio si presenta asimmetrico in pianta.

In altezza si sviluppa su tre livelli.

Su ciascun piano sono disposti 46 pilastri che definiscono 5 telai longitudinali (lungo x) e 5 telai trasversali (lungo y).

IL LIVELLO DI CONOSCENZA LC

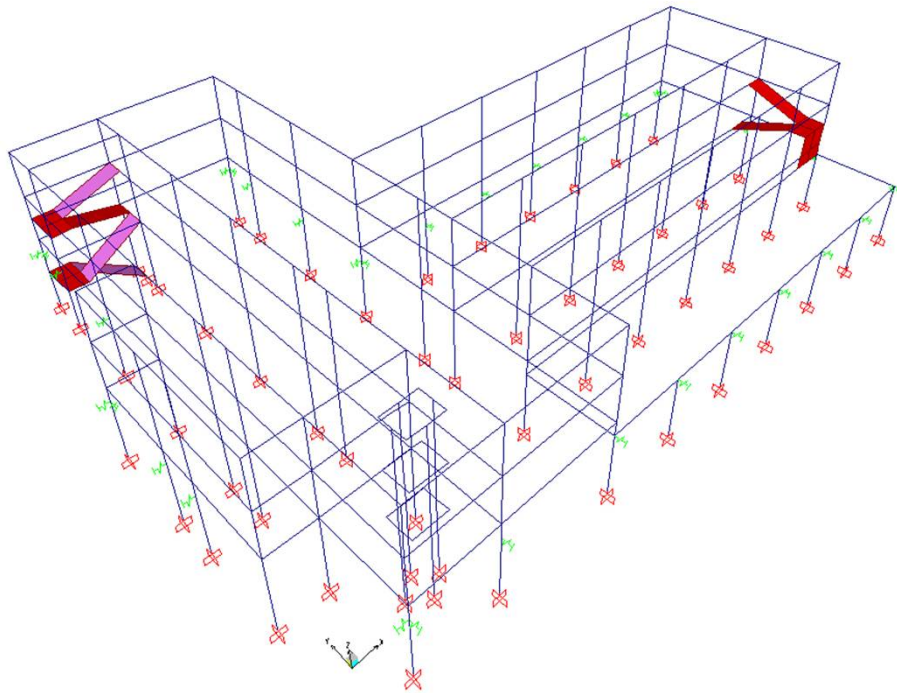
EDIFICIO SCOLASTICO A BARI



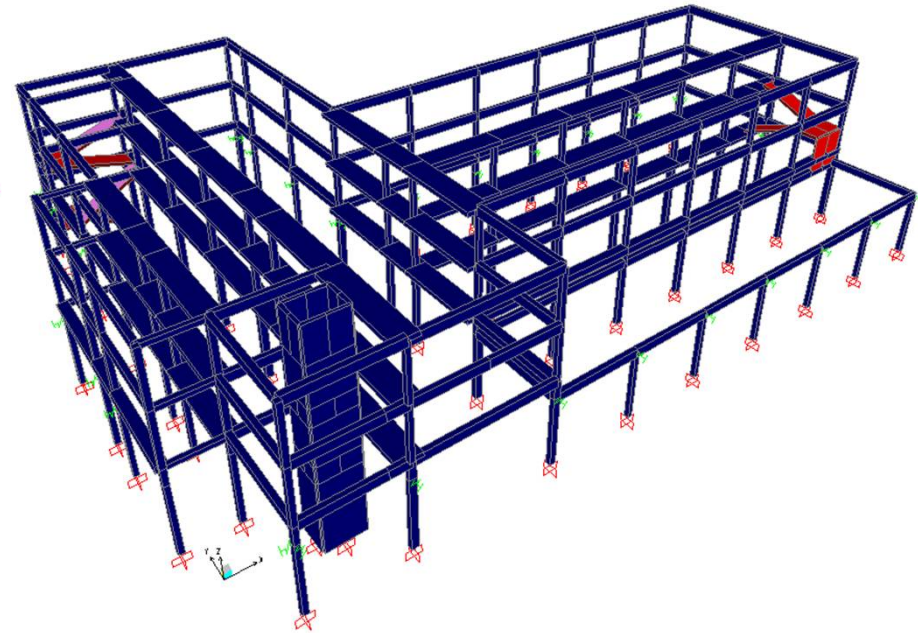
MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

EDIFICIO SCOLASTICO A BARI

Applicazione con il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000



Modello strutturale – Vista 3D
Elementi monodimensionali



Modello strutturale – Vista 3D
Elementi estrusi



IL LIVELLO DI CONOSCENZA LC

Le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari sono:

- documenti di progetto;
- eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- rilievo strutturale;
- prove in sito e in laboratorio.

La quantità e qualità dei dati acquisiti determina:

- metodi di analisi
- valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza:

- **LC1: Conoscenza Limitata;**
- **LC2: Conoscenza Adeguata;**
- **LC3: Conoscenza Accurata.**

Norme Tecniche per le Costruzioni 14 Gennaio 2008, 8.5.4

- **ANALISI STORICO-CRITICA**

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modifiche subite nel tempo dal manufatto.

- **RILIEVO**

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza.

- **CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI**

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali.

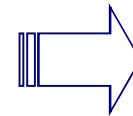
I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

IL LIVELLO DI CONOSCENZA LC

Fattore di Confidenza FC

Norme Tecniche per le Costruzioni 14 Gennaio 2008, 8.5.4

- **ANALISI STORICO-CRITICA**
(Dettagli costruttivi, quali la quantità e la disposizione delle armature, i collegamenti per l'acciaio etc...)
- **RILIEVO**
(Geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali)
- **PROPRIETÁ MECCANICHE DEI MATERIALI**

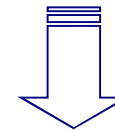


LIVELLO DI CONOSCENZA

LC1: Conoscenza Limitata

LC2: Conoscenza Adeguata

LC3: Conoscenza Accurata



FATTORE DI CONFIDENZA

IL LIVELLO DI CONOSCENZA LC

Geometria

Per l'edificio in esame sono disponibili i disegni originali delle carpenterie che hanno consentito l'individuazione dell'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali, descrivendo la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni.

E' stato effettuato un **rilievo visivo** a campione a verifica della effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.

Dettagli strutturali

I disegni costruttivi o esecutivi disponibili hanno consentito di individuare per ciascun elemento strutturale la quantità, la disposizione e i dettagli delle armature. Solo per i pilastri i dettagli costruttivi delle armature trasversali sono risultati incompleti.

Sono state eseguite **limitate verifiche in situ** per accertare la corrispondenza tra le armature presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi e per reperire le informazioni mancanti sulle armature trasversali dei pilastri.

IL LIVELLO DI CONOSCENZA LC

Proprietà dei materiali

In prima istanza sono state eseguite **limitate prove in situ** finalizzate a completare e verificare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dai certificati originali. Le prove in situ relative ai campioni di calcestruzzo hanno mostrato valori di resistenza inferiori a quelli ottenuti dai certificati originali.

Tale circostanza ha reso necessario l'estensione delle verifiche in situ da effettuarsi sui campioni di calcestruzzo nella misura che caratterizza le **prove in situ estese**.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)}
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

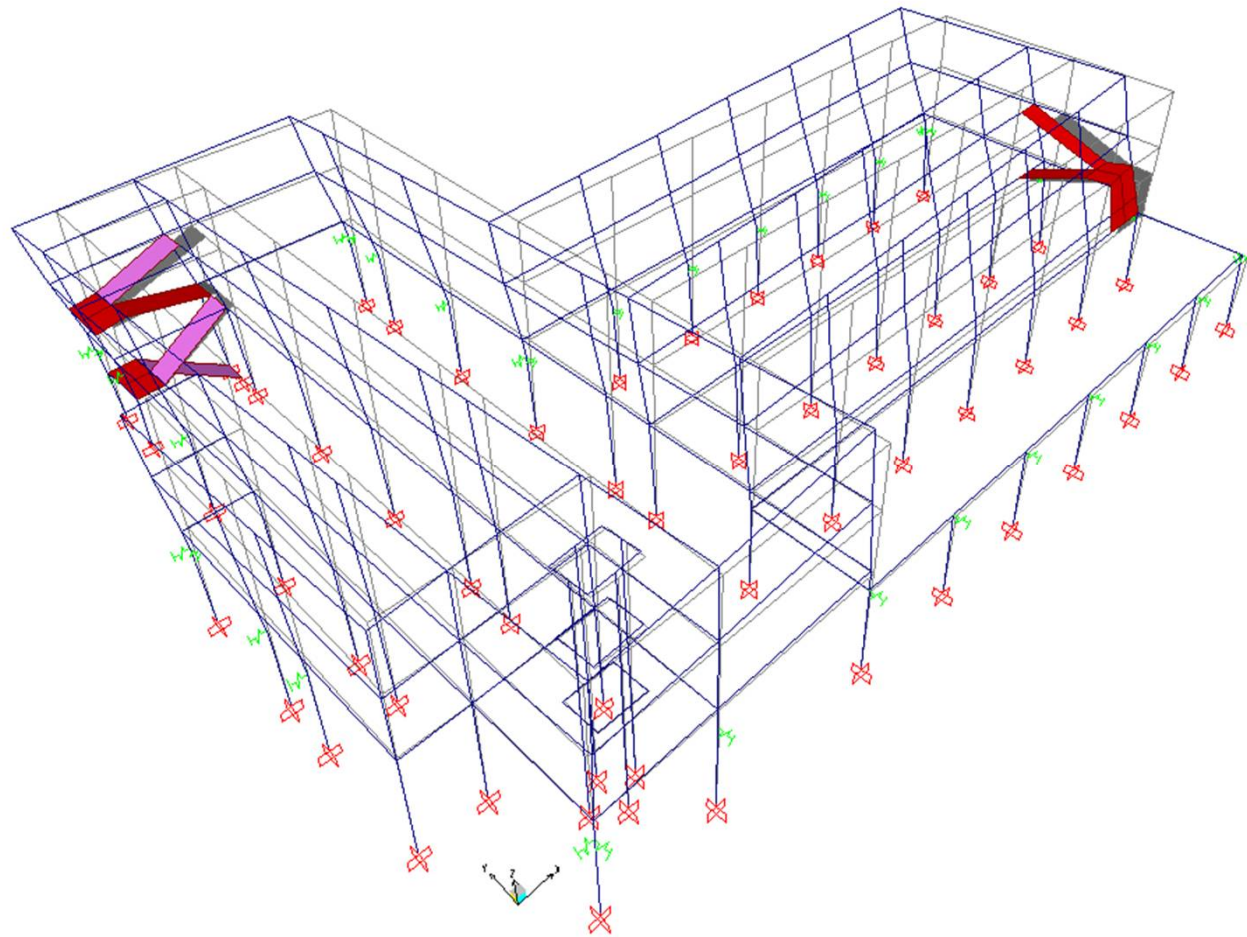
IL LIVELLO DI CONOSCENZA LC

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC3	completo	Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Il livello di conoscenza LC2 raggiunto sull'edificio in esame consente di poter adottare uno qualsiasi dei metodi di analisi su menzionati. L'edificio non è regolare in altezza, **escludendo pertanto la possibilità di utilizzo dell'analisi statica lineare.**

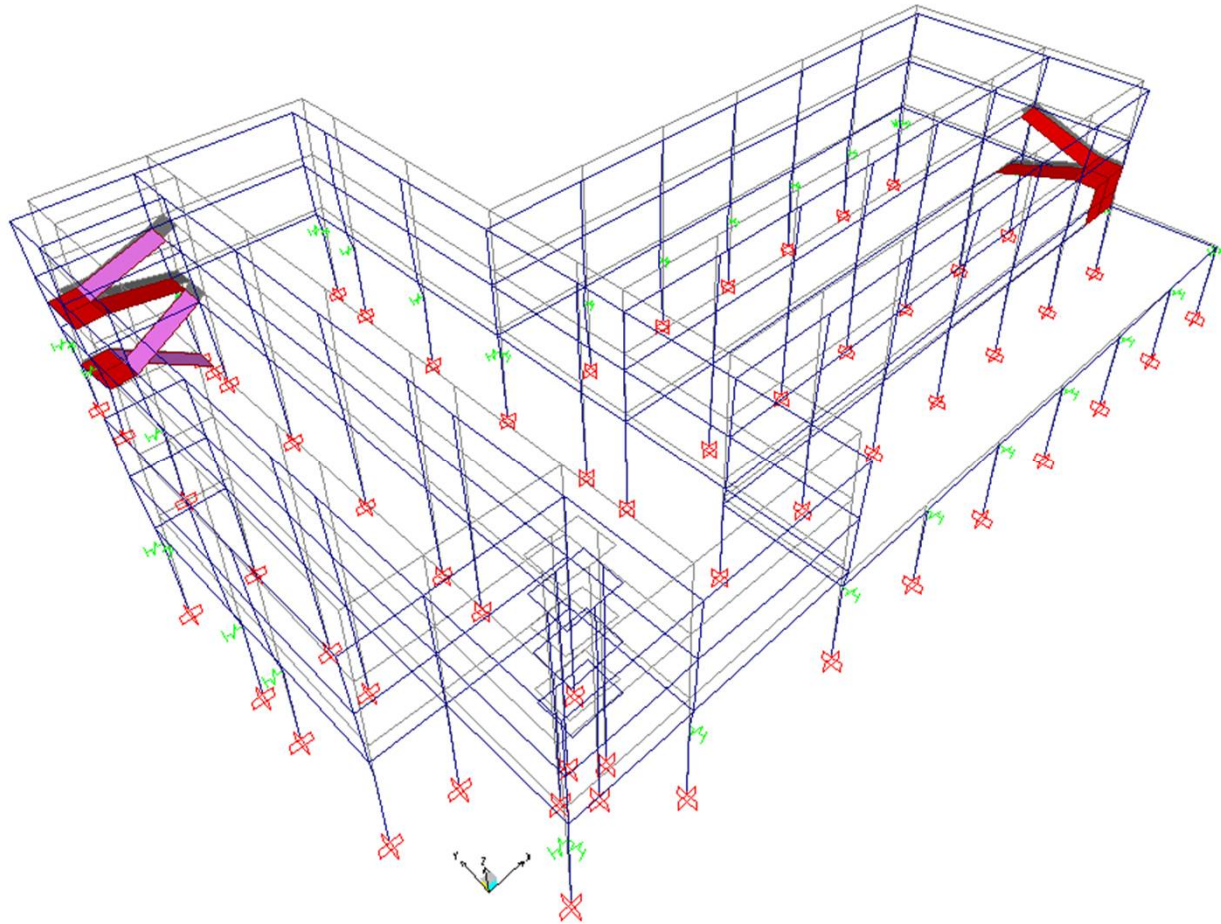
PROPRIETÀ DINAMICHE DELL'EDIFICIO

Modo	Periodo T [sec]	Masse modali partecipanti			
		Direz. x	Direz. y	Somma x	Somma y
1	0,983	0,17	0,39	0,17	0,39



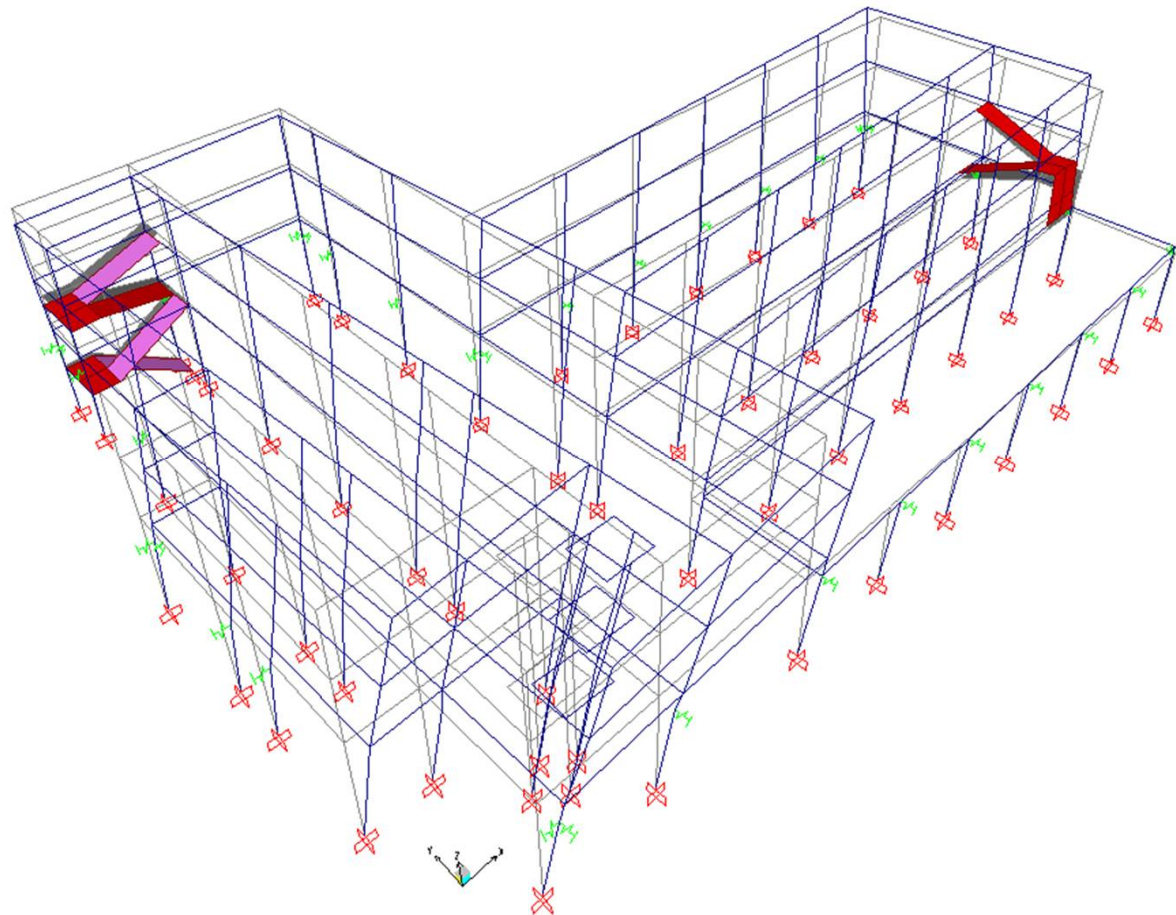
PROPRIETÁ DINAMICHE DELL'EDIFICIO

Modo	Periodo T [sec]	Masse modali partecipanti			
		Direz. x	Direz. y	Somma x	Somma y
2	0,745	0,41	0,28	0,59	0,67



PROPRIETÀ DINAMICHE DELL'EDIFICIO

Modo	Periodo T [sec]	Masse modali partecipanti			
		Direz. x	Direz. y	Somma x	Somma y
3	0,59	0,25	0,11	0,84	0,79



PROPRIETÀ DINAMICHE DELL'EDIFICIO

Modo	Periodo T [sec]	Masse modali partecipanti			
		Direz. x	Direz. y	Somma x	Somma y
1	0,983	0,17	0,39	0,17	0,39
2	0,745	0,41	0,28	0,59	0,67
3	0,59	0,25	0,11	0,84	0,79

- Il primo modo è il modo fondamentale traslazionale in direzione trasversale y, con una massa partecipante nella direzione stessa del 39% (<75%).
- Il secondo modo è il modo fondamentale traslazionale in direzione longitudinale x, con una massa partecipante nella direzione stessa del 41% (<75%).
- Osservando i risultati dell'analisi modale si nota come i modi sono tra loro correlati ed hanno una discreta componente torsionale

PROPRIETÀ DINAMICHE DELL'EDIFICIO

Modo	Periodo T [sec]	Masse modali partecipanti			
		Direz. x	Direz. y	Somma x	Somma y
1	0,983	0,17	0,39	0,17	0,39
2	0,745	0,41	0,28	0,59	0,67
3	0,59	0,25	0,11	0,84	0,79

- Infatti l'edificio in esame non è regolare in pianta, in quanto presenta una distribuzione fortemente dissimmetrica in termini sia di rigidezze che di masse, con la conseguente presenza di rilevanti sollecitazioni torsionali. La struttura non è regolare neanche in altezza poiché le variazioni tra i piani di masse e rigidezze sono superiori rispettivamente al 25% e al 30%.
- Tuttavia il primo e il secondo modo hanno rispettivamente nelle direzioni y e x masse partecipanti significative, anche se <75%.

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Verifica di regolarità in pianta

- a) L'edificio considerato non è simmetrico né in direzione x né in direzione y in termini di distribuzione sia di massa che di rigidezza;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione si può inscrivere è pari a 1.39 e dunque è inferiore a 4;
- c) vi è in direzione y una sporgenza pari al 17% (<25%) della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

EDIFICIO NON REGOLARE IN PIANTA

Verifica di regolarità in elevazione

La verifica di regolarità in elevazione in termini di rigidezza viene eseguita mediante una modellazione elastica della struttura ed applicando per ciascuna delle due direzioni, separatamente, le azioni sismiche calcolate ed agenti nel baricentro di ciascun impalcato.

La rigidezza di piano viene valutata come il rapporto tra il taglio complessivamente agente al piano (definito “taglio di piano”) e lo spostamento relativo di piano d_r , conseguente a tali azioni. La valutazione delle rigidezze (elastiche) è effettuata per un valore arbitrario dell'azione sismica orizzontale complessiva V_b . La forza da applicarsi al piano i -esimo è fornita dalla seguente formula:

$$F_i = V_b \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_i z_i \cdot W_i}$$

Verifica di regolarità in elevazione

Distribuzione delle masse

Impalcato i	Massa m_i [ton]	Variazione %
4 (z=7.4 m)	843.8	-31.4
3 (z=4.1 m)	1230.6	-1.6
2 (z=0.87 m)	1250.9	+84
1 (z=-0.12 m)	192	

variazioni di massa superiori al 25%

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Verifica di regolarità in elevazione

Distribuzione delle rigidezze

Impalcato i	d_r [m]	K_{lat} [kN/m]	Variazione %
4 (z=7.4 m)	0.0079	247095	-12.56
3 (z=4.1 m)	0.0073	282618	-58.74
2 (z=0.87 m)	0.0019	685109	+97.14
1 (z=-0.12 m)	0.0083	19533	

Direzione x

Impalcato i	d_r [m]	K_{lat} [kN/m]	Variazione %
4 (z=7.4 m)	0.0194	102494	+3.28
3 (z=4.1 m)	0.0212	99128	-69.31
2 (z=0.87 m)	0.0079	167840	+80.32
1 (z=-0.12 m)	0.005	33029	

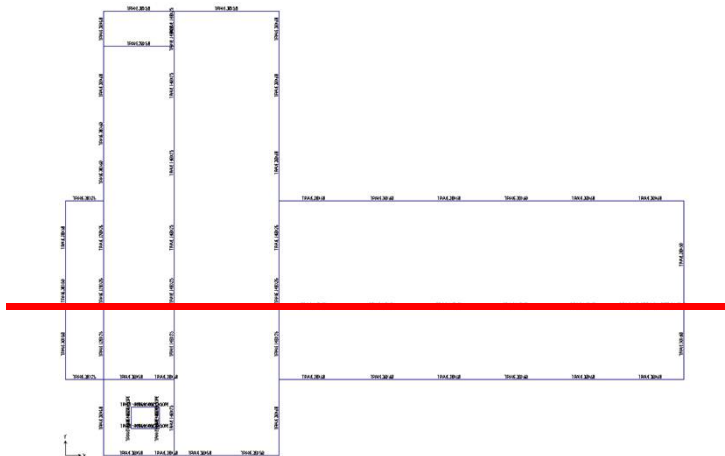
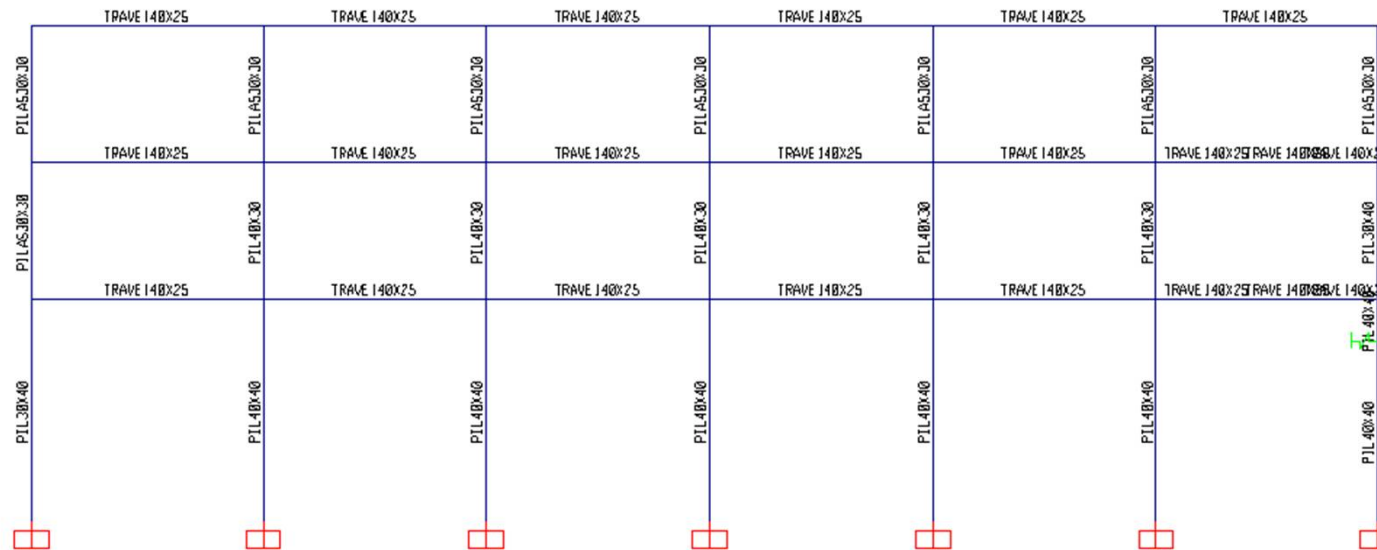
Direzione y

variazioni di rigidezza superiori al 30%

EDIFICIO NON REGOLARE IN ELEVAZIONE

ANALISI DINAMICA LINEARE

Classificazione degli elementi duttili o fragili



Calcestruzzo

$$f_c = f_{ck} = 0.83R_{ck} = 16.28 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 22000 \left[\frac{f_{ck} + 8}{10} \right]^{0.3} = 28708 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio FeB32K

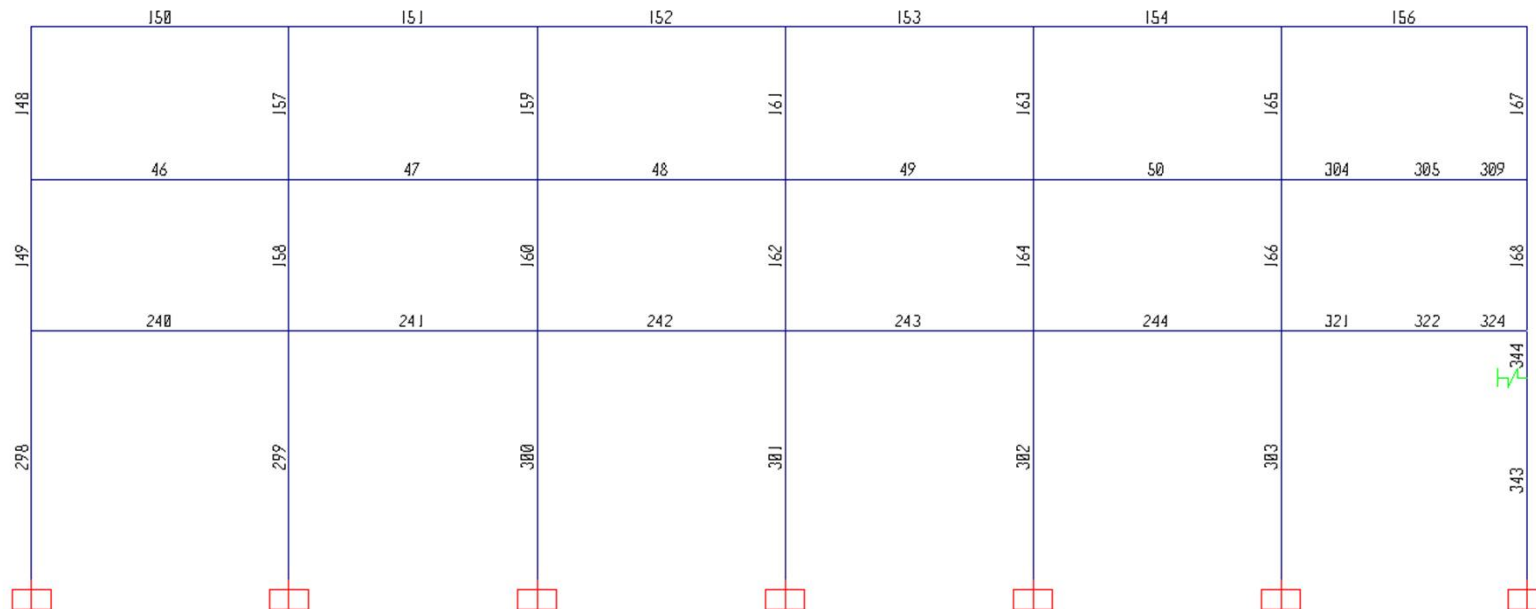
$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_y = f_{yk} = 315 \text{ N/mm}^2$$

ANALISI DINAMICA LINEARE

Classificazione degli elementi duttili o fragili

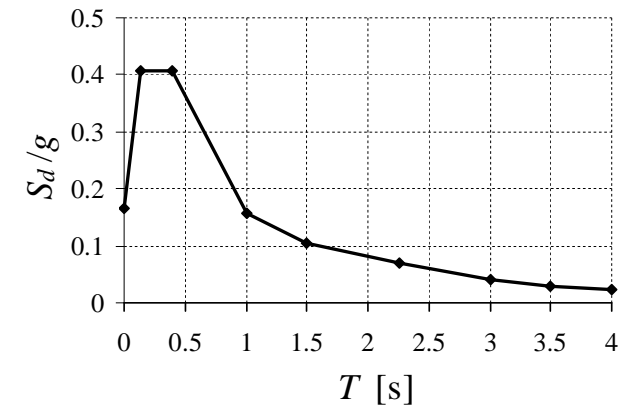
elemento (pilastro)	d [mm]	As/s [mm]	f _{yd} [N/mm ²]	cotq	Vu,shear [N]	luce [mm]	Mu- [N*mm]	Vu,flex [N]	Vu,shear [kN]	Vu,flex [kN]		
299, 300, 301, 302, 303 (PD2)	350	0,7539822	315	2,5	187034,719	5310	126840000	47774,0113	187,0347186	47,7740113	duttile	
298 (PC3)	350	0,7539822	315	2,5	187034,719	5310	107890000	40636,53484	187,0347186	40,63653484	duttile	
343 (PD1)	350	0,7539822	315	2,5	187034,719	5310	127490000	48018,83239	187,0347186	48,01883239	duttile	
158, 160, 162, 164, 166 (PB3)	350	0,7539822	315	2,5	187034,719	3250	140110000	86221,53846	187,0347186	86,22153846	duttile	
149 (PA3)	250	0,7539822	315	2,5	133596,228	3250	57500000	35384,61538	133,5962276	35,38461538	duttile	
168 (PC1)	250	0,7539822	315	2,5	133596,228	3250	89900000	55323,07692	133,5962276	55,32307692	duttile	
148, 157, 159, 161, 163, 165 (PA2)	250	0,7539822	315	2,5	133596,228	3250	55220000	33981,53846	133,5962276	33,98153846	duttile	
167 (PA1)	250	0,7539822	315	2,5	133596,228	3250	38470000	23673,84615	133,5962276	23,67384615	duttile	
elemento (trave)	d [mm]	As/s [mm]	f _{yd} [N/mm ²]	cotq	Vu,shear [N]	luce [mm]	Mu- [N*mm]	Mu+ [N*mm]	Vu,flex [N]	Vu,shear [kN]	Vu,flex [kN]	
151-154, 47-50, 241-244	210	5,2359878	315	2,5	779311,328	5300	207480000	156950000	68760,37736	779,3113276	68,76037736	duttile
150, 46, 240, 156, 305, 322	210	5,2359878	315	2,5	779311,328	5300	138960000	156950000	55832,07547	779,3113276	55,83207547	duttile



ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Spettro di risposta elastico in accelerazione, SLV

$$\left\{ \begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array} \right.$$



**Longitudine 16.52, Latitudine 41.06, Coefficiente d'uso $C_U=1.5$, vita nominale $V_N=50$
(classe d'uso III), Categoria di sottosuolo A**

a_g/g	F_o	T_C	$T_B=T_C/3$	$T_D=(4a_g/g)+1.6$	η	S
0.165	2.467	0.388	0.13	2.2	1	1

ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Spettro di risposta elastico in accelerazione, SLV

Longitudine 16.52, Latitudine 41.06, Coefficiente d'uso $C_U=1.5$, vita nominale $V_N=50$
(classe d'uso III), Categoria di sottosuolo A

a_g/g	F_o	T_C	$T_B=T_C/3$	$T_D=(4a_g/g)+1.6$	η	S
0.165	2.467	0.388	0.13	2.2	1	1

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

**Longitudine 16.52, Latitudine 41.06, Coefficiente d'uso $C_U=1.5$, vita nominale $V_N=50$
(classe d'uso III), Categoria di sottosuolo A**

a_g/g	F_o	T_C	$T_B=T_C/3$	$T_D=(4a_g/g)+1.6$	η	S
0.165	2.467	0.388	0.13	2.2	1	1

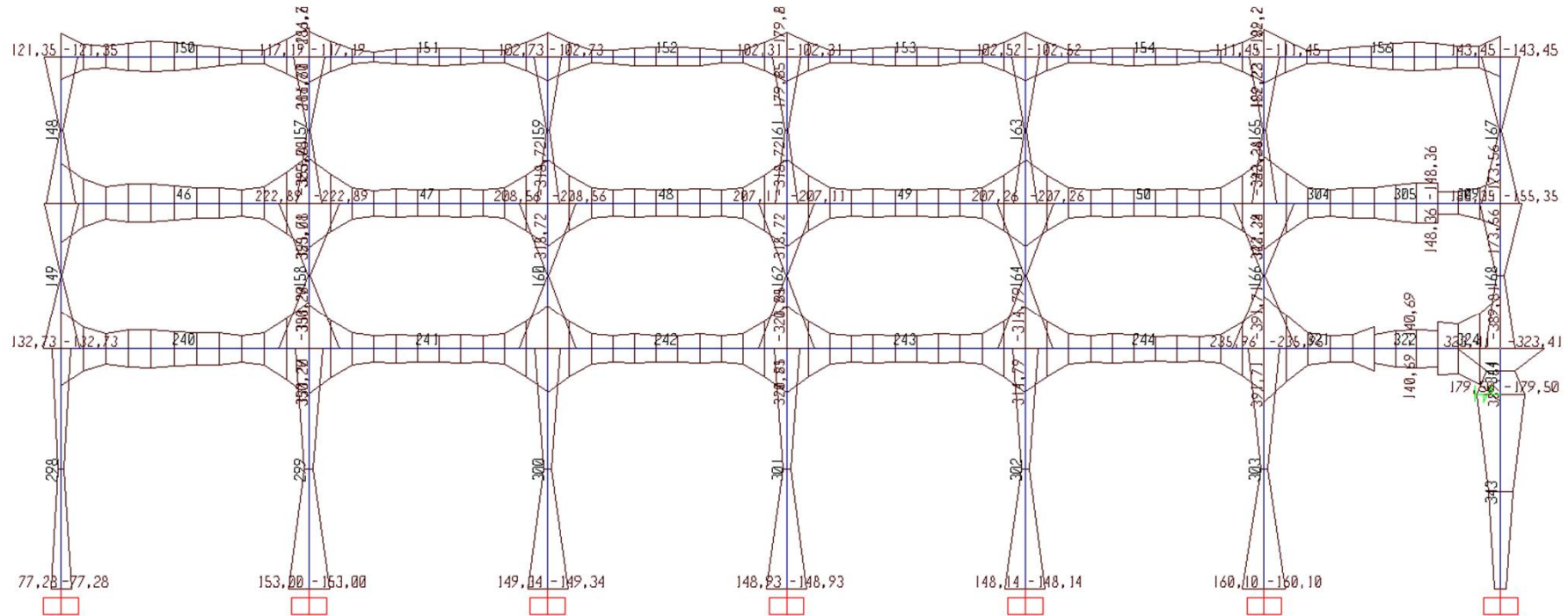
- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.**
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

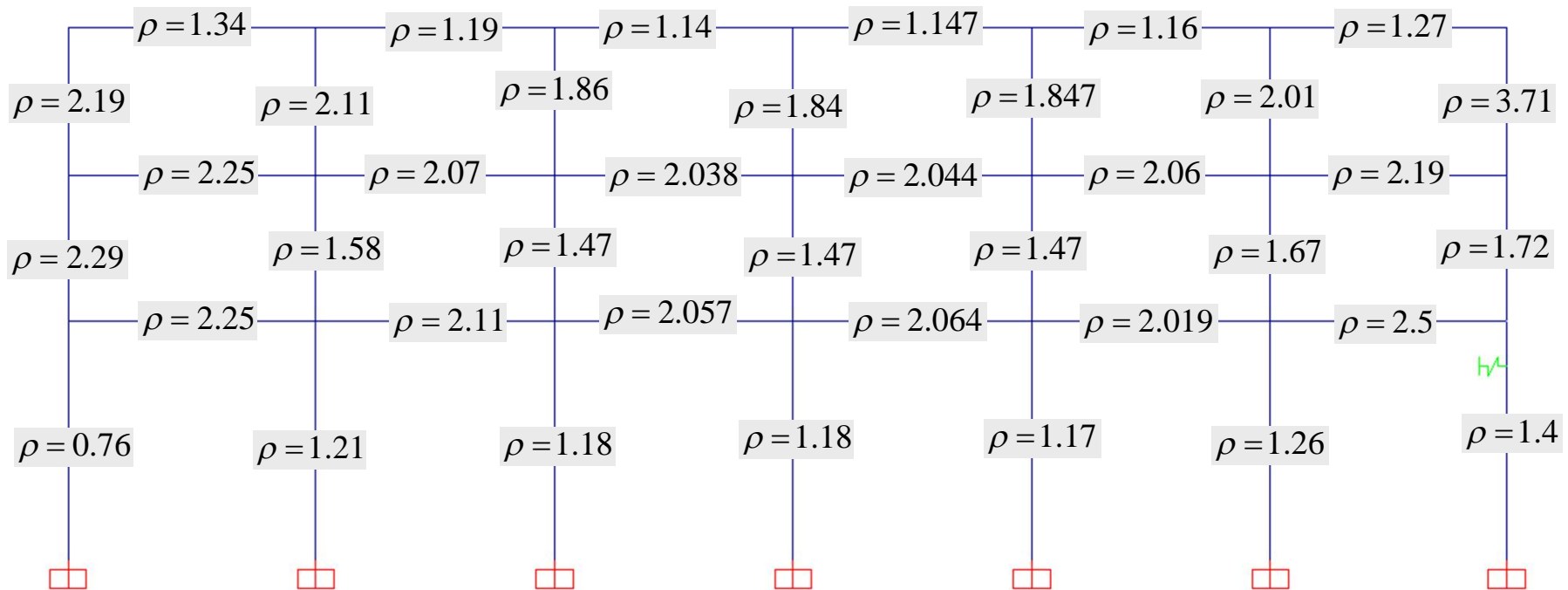
$$(G_k + 0.6Q_k) + E_x + 0.3E_y$$



ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

$$(G_k + 0.6Q_k) + E_x + 0.3E_y$$

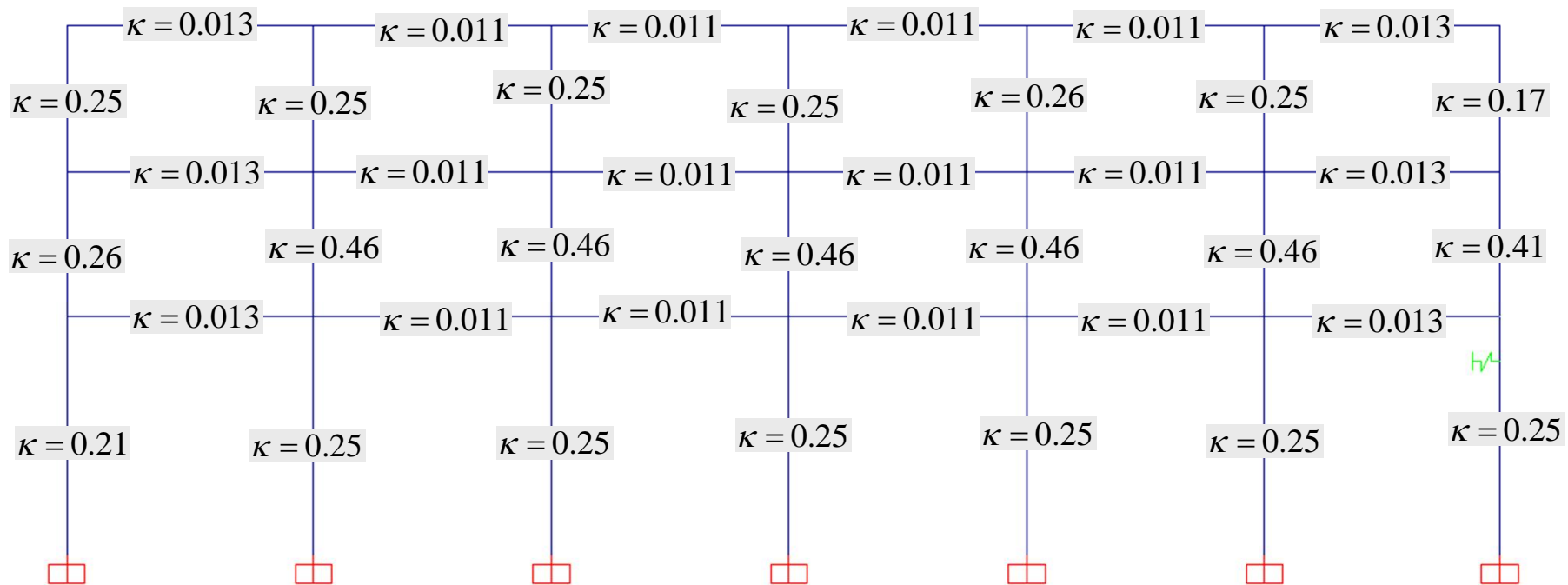


Condizione di applicabilità per elementi duttili soddisfatta $\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} = \frac{3.71}{2.01} = 1.84 < 2.5$

ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

$$(G_k + 0.6Q_k) + E_x + 0.3E_y$$



Condizione di applicabilità per elementi fragili soddisfatta

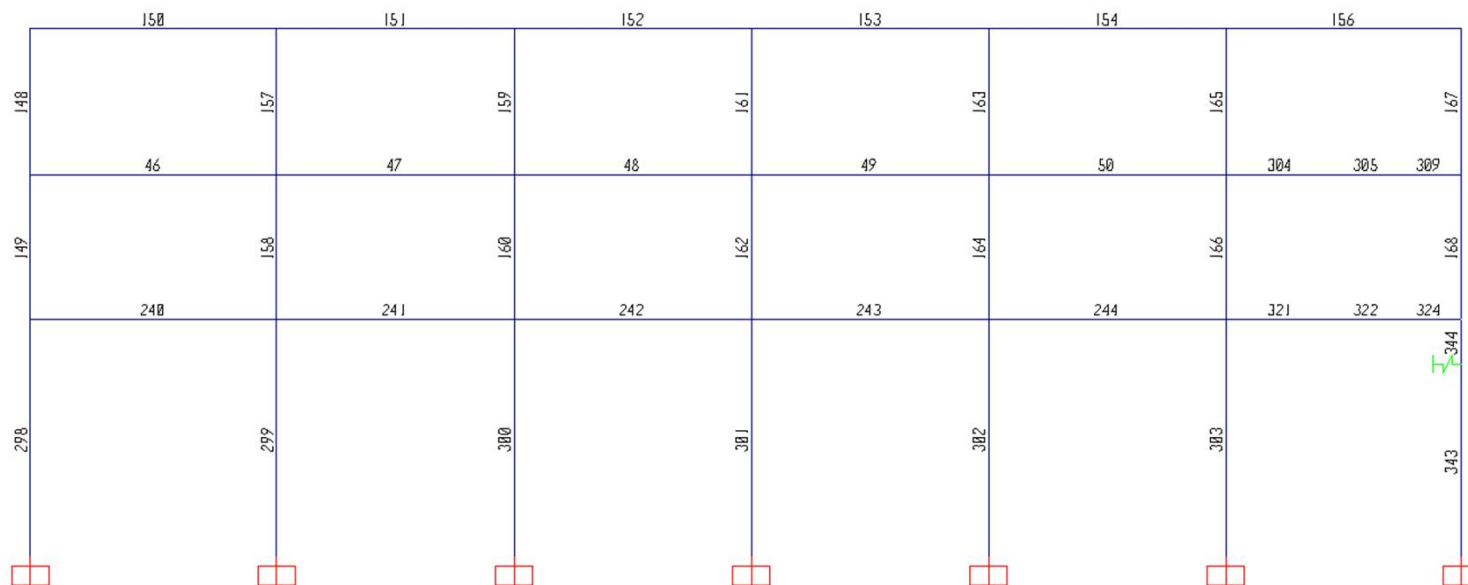
$$\kappa_i = \frac{D_i(V_{Sd}, V_{shear})}{C_i(V_{Rd})} < 1$$

ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Verifica di sicurezza degli elementi duttili, SLV

$$(G_k + 0.6Q_k) + E_x + 0.3E_y$$

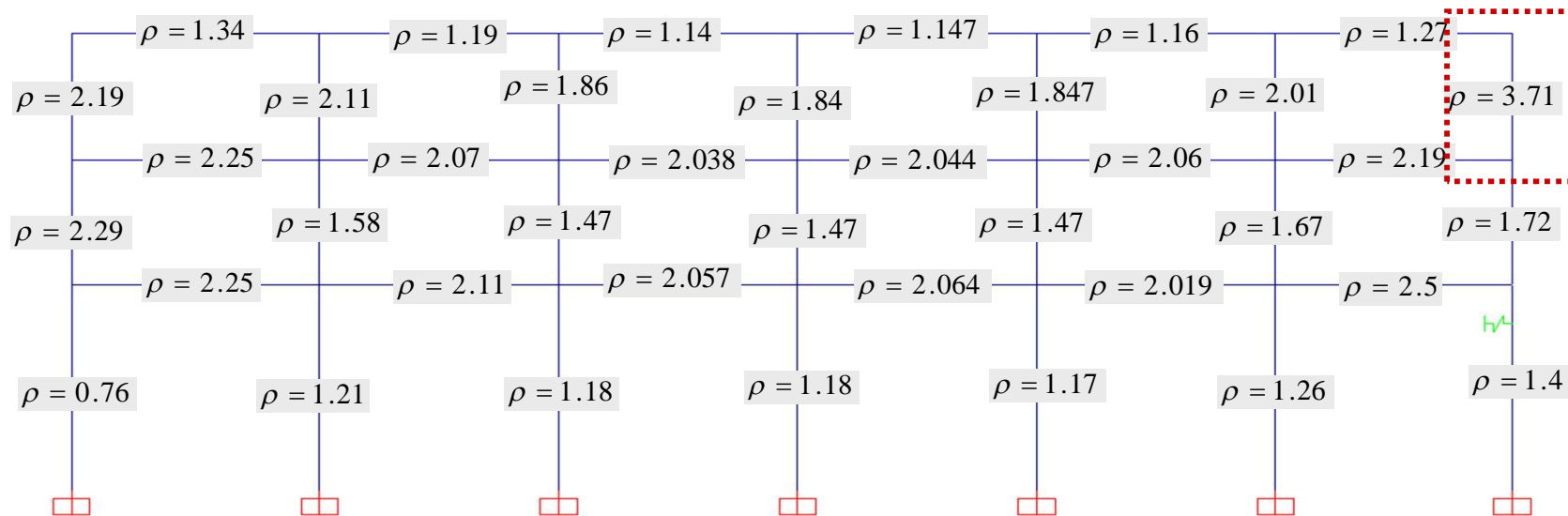
ELEMENTO	CAPACITÀ												DOMANDA
	$\chi_y [m^{-1}]$	$\chi_u [m^{-1}]$	$L_{pl} [m]$	$L_v [m]$	γ_{el}	$h [m]$	$f_{yd} [Mpa]$	$f_{cd} [Mpa]$	$d_b [m]$	$\theta_y (DL)$	$\theta_u (DL)$	(SLV)	θ
150, 46, 240, 156, 305, 322	0.0083	0.0807	0.54696	2.65	1.5	0.25	262.5	13.567	0.014	0.01	0.0303	0.0227	0.003
151-154, 47-50, 241-244	0.0075	0.0919	0.54696	2.65	1.5	0.25	262.5	13.567	0.014	0.009	0.0336	0.0252	0.0048
158, 160, 162, 164, 166	0.0113	0.02	0.41875	1.625	1.5	0.4	262.5	13.567	0.012	0.009	0.0082	0.0062	0.00498
168	0.0134	0.0346	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.567	0.012	0.01	0.0121	0.0091	0.00498
298	0.0193	0.0207	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.567	0.012	0.014	0.0098	0.0074	0.00286
167	0.0064	0.0715	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.567	0.012	0.006	0.0197	0.0148	0.00477
148, 157, 159, 161, 163, 165	0.0089	0.0317	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.567	0.012	0.007	0.0105	0.0079	0.00477
149	0.0147	0.0236	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.567	0.012	0.011	0.0097	0.0072	0.00498
343	0.0073	0.0188	0.41875	1.625	1.5	0.4	262.5	13.567	0.012	0.007	0.0071	0.0054	0.00286
299, 300, 301, 302, 303	0.013	0.015	0.41875	1.625	1.5	0.4	262.5	13.567	0.012	0.01	0.0073	0.0055	0.00286



ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Verifica di sicurezza degli elementi fragili, SLV

$$(G_k + 0.6Q_k) + E_x + 0.3E_y$$

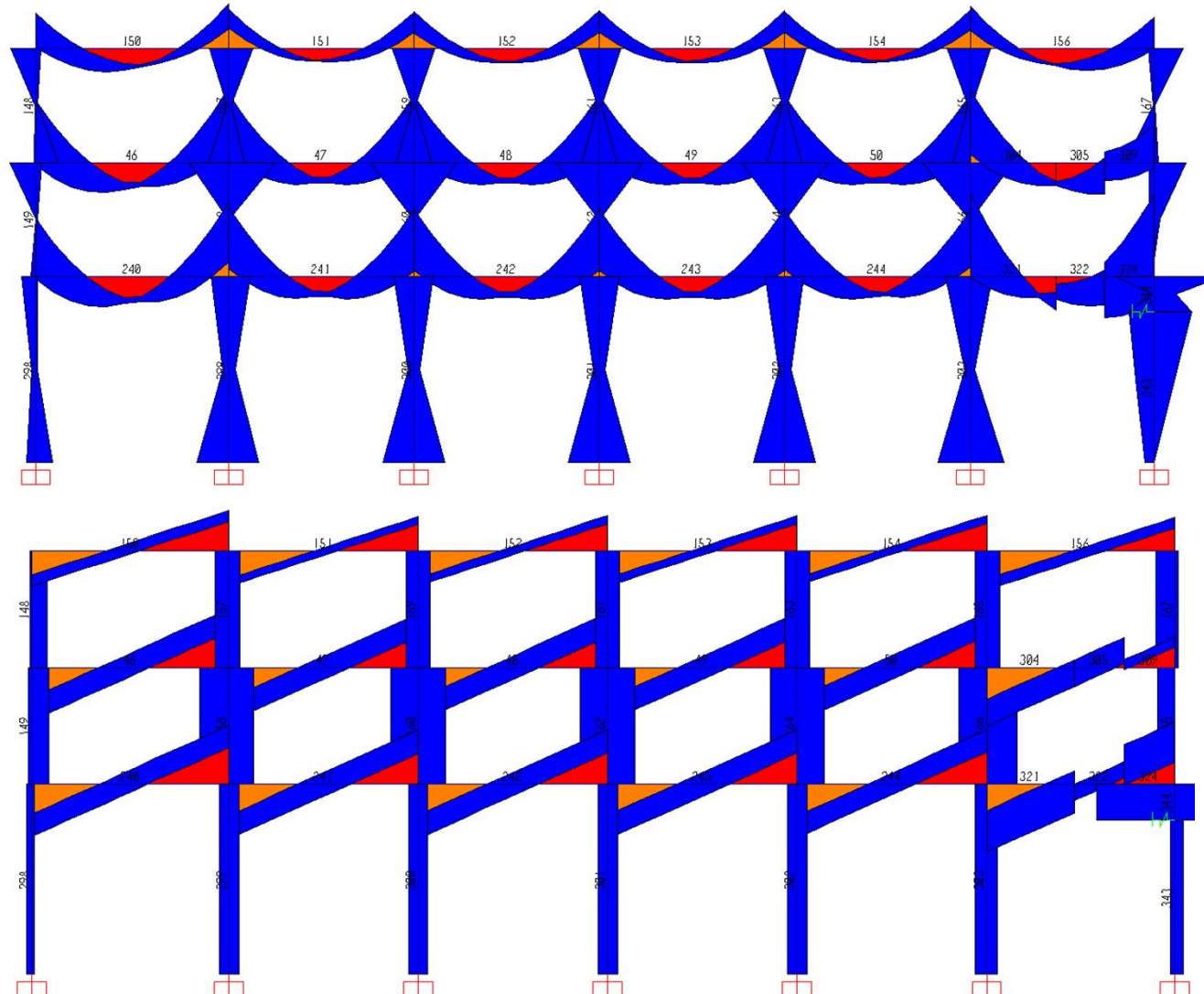


Trave	fcd [N/mm ²]	fyd [N/mm ²]	Mu - [kN*m]	Mu + [kN*m]			
156, 305	19.536	378	165.6	139.2			
Pilastro	d [mm]	As/s [mm]	fyd [N/mm ²]	cotq	VRd [kN]	luce [mm]	VSd [kN]
167 (PA1)	250	0.7539822	228.2608696	2.5	96.80886058	3250	72.369231

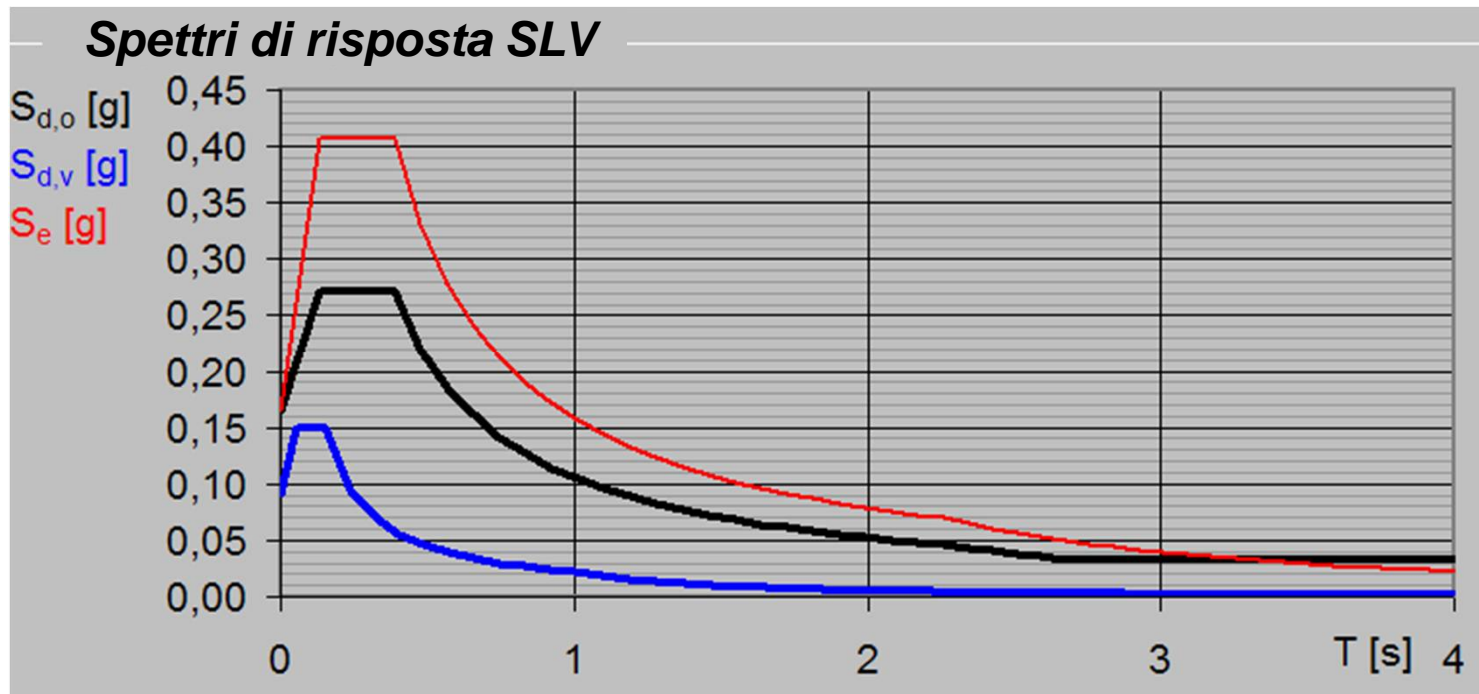
ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO ELASTICO

Verifica di sicurezza degli elementi fragili, SLV

$$(G_k + 0.6Q_k) + E_x + 0.3E_y$$



ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE DI STRUTTURA q



Il fattore di struttura q è un fattore riduttivo dello spettro di progetto elastico che tiene conto della non linearità della risposta.

ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE DI STRUTTURA q

Generalità

Il fattore di struttura q è un fattore riduttivo dello spettro di progetto elastico che tiene conto della non linearità della risposta. Il valore di q va scelto nel campo tra 1.5 e 3 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

Per le verifiche nei confronti dei meccanismi fragili il fattore di struttura è comunque pari a 1.5.

- Per gli edifici di nuova costruzione, le NTC esprimono, per ogni tipologia strutturale, il valore di q in funzione del rapporto di sovraresistenza (α_u/α_1).
- (α_u/α_1) = rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tale da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

Lo SLC non può essere verificato con l'impiego del fattore q .

ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE DI STRUTTURA q

Generalità

$$q = q_0 K_R$$

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto (α_u/α_1) .
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con un valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0.8 per costruzioni non regolari.

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

ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE DI STRUTTURA q

Generalit 

- *Strutture regolari in pianta*

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano

$$\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$$

- strutture a telaio con pi  piani ed una sola campata

$$\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$$

- strutture a telaio con pi  piani e pi  campate

$$\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale

$$\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$$

- altre strutture a pareti non accoppiate

$$\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$$

- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti

$$\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$$

- *Strutture non regolari in pianta*

Si possono adottare valori di α_w/α_1 pari alla media tra 1 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

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

ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE DI STRUTTURA q

Generalità

- Anche per gli edifici esistenti, in analogia agli edifici di nuova costruzione, il fattore di struttura q dipende dal rapporto di sovraresistenza (α_u/α_1). Tale rapporto dovrebbe essere valutato mediante l'esecuzione di una analisi statica non lineare, tenendo conto delle diverse caratteristiche progettuali, di resistenza, di materiali, di dettagli costruttivi e strutturali (minimi di armatura) che questi hanno rispetto agli edifici di nuova progettazione.

Poiché l'edificio oggetto di verifica mostra caratteristiche di irregolarità in pianta/elevazione, dettagli strutturali carenti, elevati sforzi assiali nelle colonne, è ipotizzabile assumere per il fattore di struttura q il valore limite inferiore:

$$q = 1.5$$

In particolare, nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da nuovi elementi strutturali, si possono adottare i valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni, fatta salva la verifica della compatibilità degli spostamenti delle strutture esistenti.

ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE DI STRUTTURA q

Generalità

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali devono soddisfare la condizione che la **sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.**

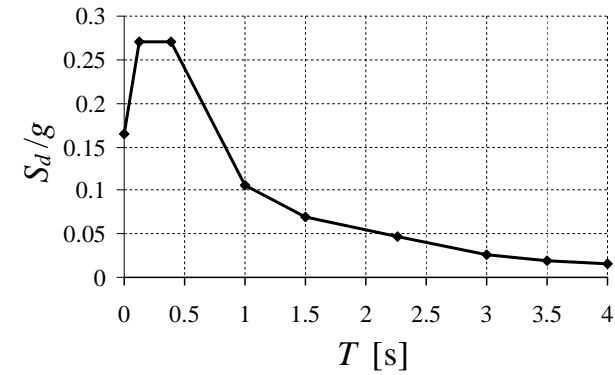
Quest'ultima, per gli elementi duttili è valutata considerando i valori medi di resistenza dei materiali divisi per il fattore di confidenza, che nel caso in esame è pari a 1.2; per gli elementi fragili è valutata considerando i valori medi di resistenza dei materiali divisi per il FC e per il coefficiente parziale di sicurezza.

		DOMANDA	CAPACITÀ
Tipologia di elemento o meccanismo di crisi	Duttile	Dall'analisi. (effettuata con fattore di struttura $q=1.5-3.0$)	In termini di resistenza. (Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC)
	Fragile	Dall'analisi. (effettuata con fattore di struttura $q=1.5$)	In termini di resistenza. (Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale)

ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE DI STRUTTURA q

Spettro di progetto in accelerazione, SLV

$$\left\{ \begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{array} \right.$$



**Longitudine 16.52, Latitudine 41.06, Coefficiente d'uso $C_U=1.5$, vita nominale $V_N=50$
(classe d'uso III), Categoria di sottosuolo A**

a_g/g	F_o	T_C	$T_B=T_C/3$	$T_D=(4a_g/g)+1.6$	q	$\eta=1/q$	S
0.165	2.467	0.388	0.13	2.2	1.5	0.6667	1

ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE DI STRUTTURA q

Analysis Case Data - Response Spectrum

Analysis Case Name: X-SLV-PROG

Analysis Case Type: Response Spectrum

Modal Combination:
 CQC SRSS ABS GMC 10 Pct Dbl Sum
GMC f1: GMC f2:

Directional Combination:
 SRSS ABS
 Modified SRSS (Chinese)
ABS Scale Factor:

Modal Analysis Case:
Use Modes from this Modal Analysis Case: MODAL

Diaphragm Eccentricity:
Eccentricity Ratio:
Override Eccentricities:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	SPETTRO-F	9,81
Accel	U1	SPETTRO-PRO	9,81

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:
Modal Damping: Constant at 0,05

Response Combination Data

Response Combination Name: X_SLV_PROGETTO

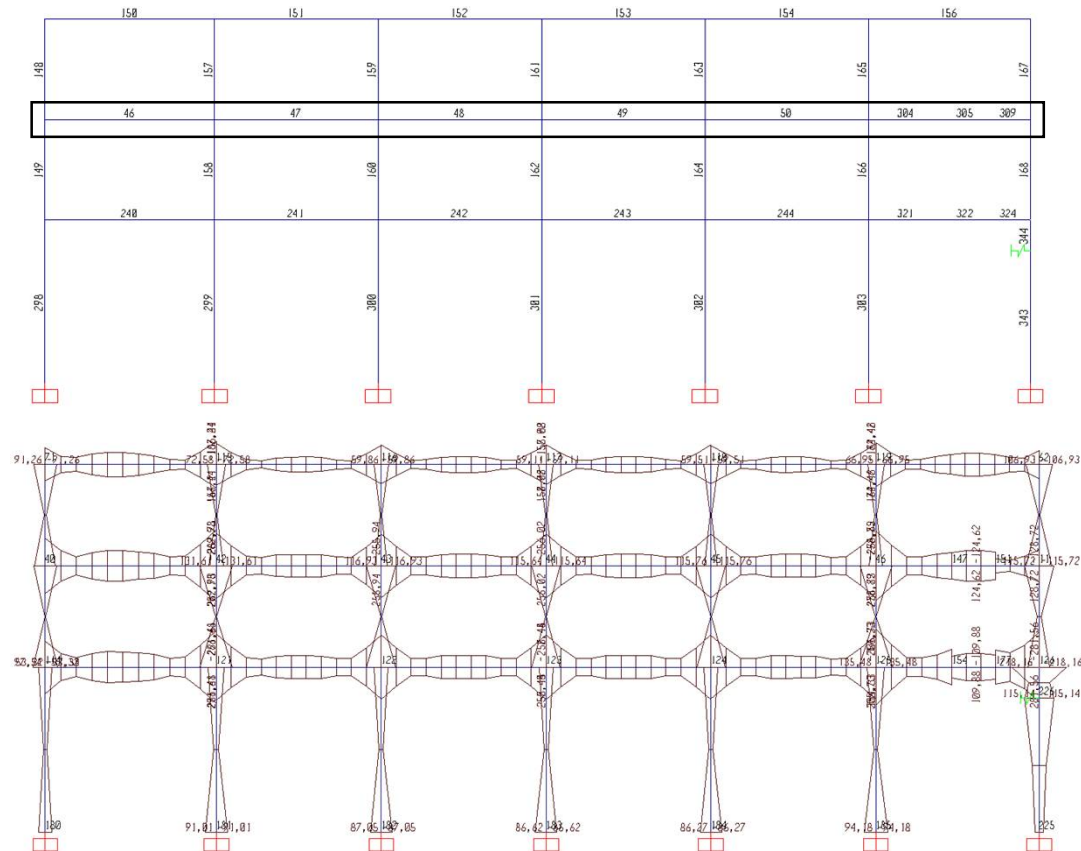
Combination Type: Linear Add

Define Combination of Case Results

Case Name	Case Type	Scale Factor
X-SLV-PROG	Response Spectrum	1,
X-SLV-PROG	Response Spectrum	1,
Y-SLV_PROGETTO	Response Spectrum	0,3
DEAD	Linear Static	1,
Gk-sp	Linear Static	1,
Qk-sa	Linear Static	0,6

ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE DI STRUTTURA q

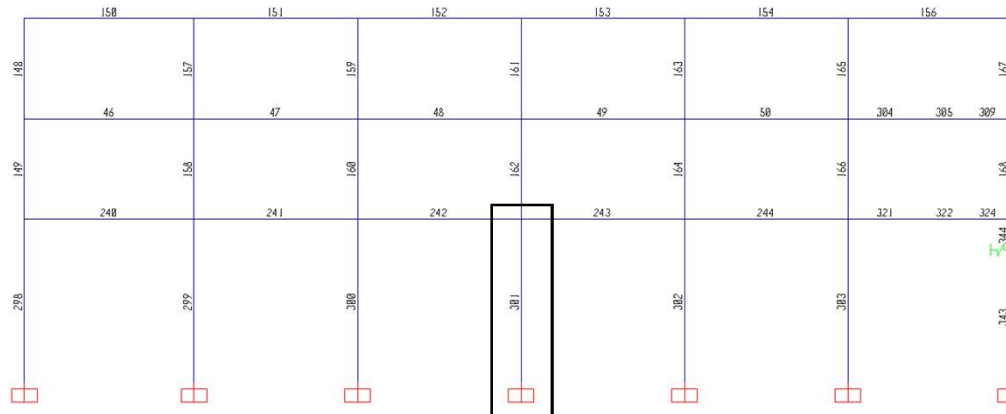
Verifica di sicurezza degli elementi duttili – Verifica di resistenza flessionale delle travi



SLV, $(G_k+0.6Q_k)+E_x+0.3E_y$							
Elemento	B [cm]	H [cm]	M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]	M_{Sd}^+ [kNm]	M_{Sd}^- [kNm]	$\rho=D/C$
46, 305	140	25	115.7	-138.96	287.9	-287.9	2.48
47-50	140	25	156.95	207.48	261	-261	1.66

ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE DI STRUTTURA q

Verifica degli elementi duttili – Verifica di resistenza a pressoflessione deviata dei pilastri



Titolo : _____

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,62	4
2	3,08	20
3	4,62	36

Tipo Sezione
 Rettang.le Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

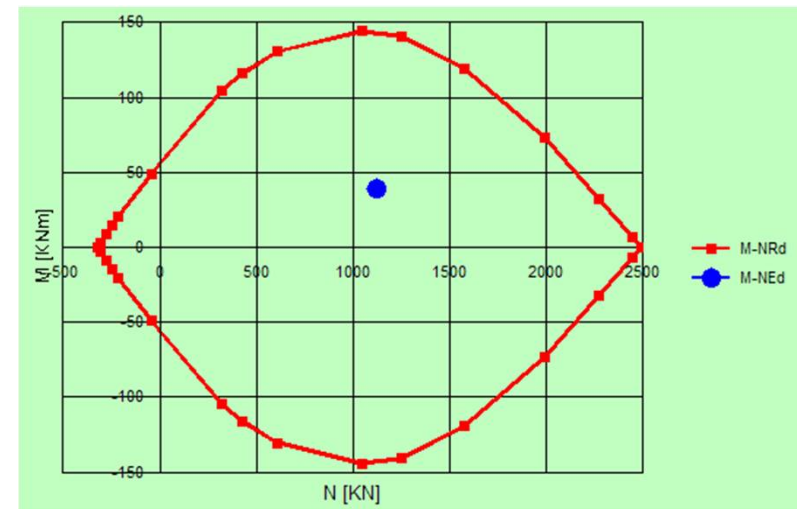
Proprietà	B450C	C25/30
σ_{su}	67,5 %	2 %
f_{yd}	262,5 N/mm ²	3,5 %
E_s	200.000 N/mm ²	13,57
E_s/E_c	15	
$\sigma_{s,adm}$	1,313 %	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	0,6
τ_{c1}		1,829

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 1121 kN
 M_{xEd} 39 kNm
 M_{yEd} 87 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN [] yN []

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

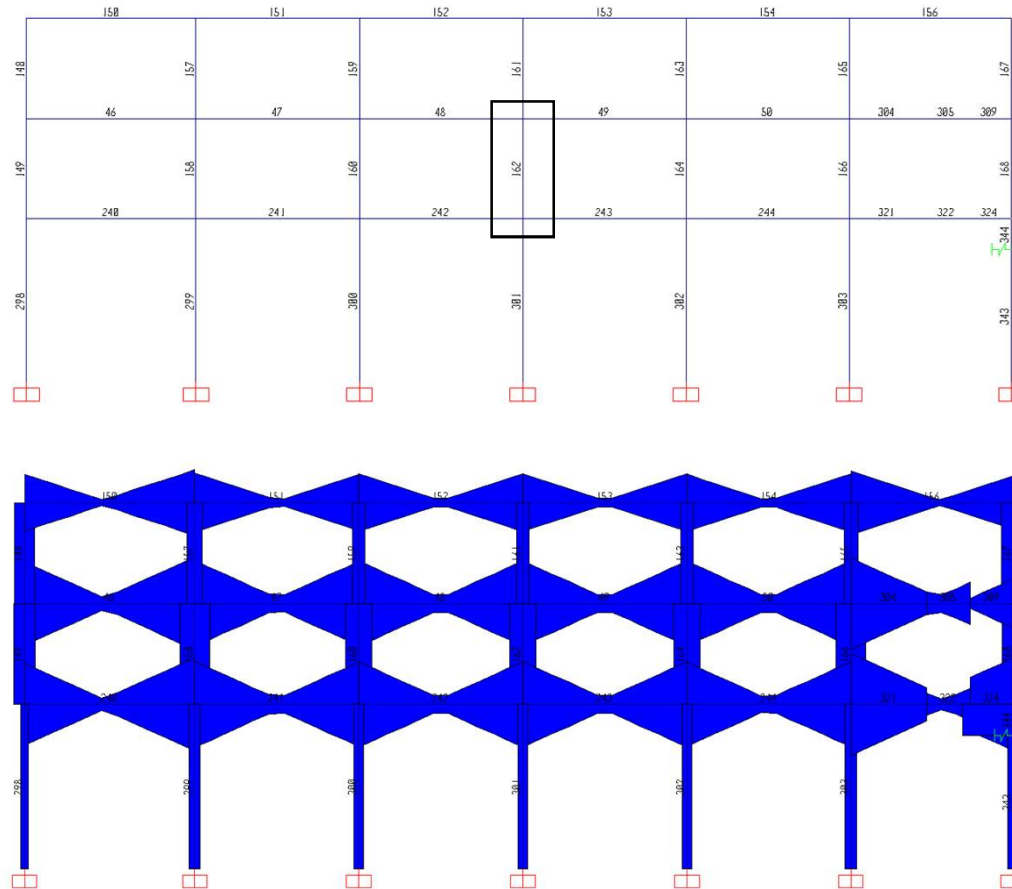
M_{sRd} 144,4 kNm
 σ_c -13,57 N/mm²
 σ_s 262,5 N/mm²
 ϵ_s 3,5 %
 ϵ_{s1} 1,623 %
 d 36 cm
 ρ 24,59 x/d 0,6832
 δ 1



$SLV, (G_k + 0.6Q_k) + E_x + 0.3E_y$						
Elemento	B [cm]	H [cm]	N [kN]	M _{ySd} [kNm]	M _{xSd} [kNm]	$\rho = D/C$
301	40	40	1121	86.62	38.9	0.6

ANALISI DINAMICA LINEARE CON FATTORE DI STRUTTURA q

Verifica di sicurezza degli elementi fragili – Verifica di resistenza tagliante dei pilastri



$SLV, (G_k+0.6Q_k)+E_x+0.3E_y$						
Elemento	B [cm]	H [cm]	A_{sw}	V_{Rd} [kN]	V_{Sd} [kN]	$\rho=D/C$
162	30	40	2Φ6/30	135	71	0.52

ANALISI DI PUSHOVER

Norme Tecniche per le Costruzioni 14 Gennaio 2008, 7.3.4.1

L'analisi statica non lineare é un tipo di analisi che può essere utilizzata per gli scopi e nei casi seguenti:

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

É 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.



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

L'analisi di pushover o analisi di spinta è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento).

BASI DELLA PROCEDURA

- L'analisi di pushover consiste nello “spingere” la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la “spinta” si ottiene applicando un profilo di forze o di spostamenti prestabilito. **Nella presente trattazione si applica un profilo di forze.**
- In particolare durante l'analisi i carichi orizzontali vengono tutti scalati, mantenendo invariati i rapporti relativi fra gli stessi ai vari piani, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

L'analisi di pushover o analisi di spinta è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento).

BASI DELLA PROCEDURA

- L'analisi di pushover è una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di azioni applicato.
- L'analisi di spinta consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità, che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema ad un grado di libertà equivalente.

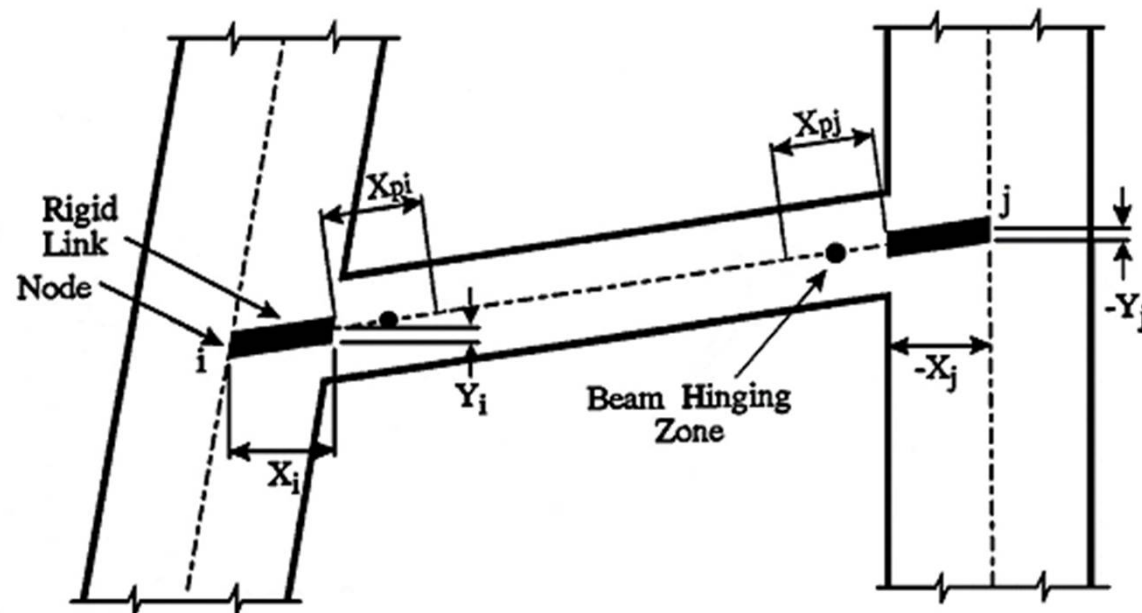


Lo scopo è verificare che la struttura possieda una capacità di deformazione superiore alla domanda.

ANALISI DI PUSHOVER

Cerniere plastiche

- Per poter svolgere delle analisi incrementali non lineari è necessario modellare il comportamento degli elementi strutturali oltre il limite elastico.
- Nella presente applicazione si utilizza il modello delle travi elastoplastiche a plasticità concentrata. Le deformazioni totali sono date dalle deformazioni elastiche della trave e dalle deformazioni anelastiche concentrate nelle cerniere plastiche localizzate nelle sezioni critiche. Lo stesso modello è adottato per i pilastri.



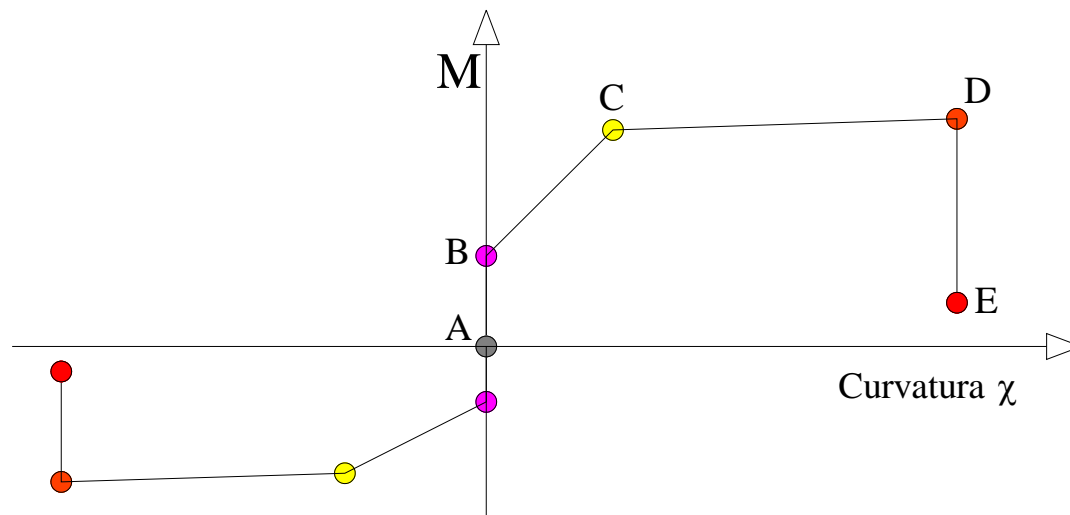
ANALISI DI PUSHOVER

Cerniere plastiche

Il modello riproduce esclusivamente il comportamento non lineare in termini **flessionali**.

Il legame costitutivo momento-curvatura di una cerniera plastica è modellato come una curva trilineare costituita dal tratto elastico (BC), dal tratto incrudente (CD) e dal tratto di softening (DE), in cui il punto B corrisponde alla condizione fessurata, il punto C al raggiungimento dello snervamento e il punto D alla capacità flettente ultima.

- ❖ **Travi:** cerniere plastiche a flessione pura assegnate alle estremità e in mezzeria di ogni elemento, modellazione flessionale nel piano verticale dell'elemento (M_3);
- ❖ **Pilastri:** Cerniere plastiche a presso-flessione assegnate alle estremità di ogni elemento, modellazione flessionale nelle due direzioni di pressoflessione (M_2, M_3).



A	0,00	0,00
B	$\underline{M_{cr}}$	0,00
C	$\underline{M_s}$	χ_y
D	$\underline{M_u}$	χ_u
E	$0.2 \underline{M_u}$	χ_u



ANALISI DI PUSHOVER

Cerniere plastiche

In un'analisi non lineare la valutazione della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche ha una importanza cruciale in quanto questa determinerà la capacità di spostamento ultimo dell'intera struttura e quindi la capacità di rispondere in maniera adeguata all'azione sismica.

La capacità rotazionale dipende da:

- GEOMETRIA DELLA SEZIONE
- MATERIALE DELLA SEZIONE
- ARMATURE LONGITUDINALI
- LOCALIZZAZIONE ED ESTENSIONE DELLA ZONA PLASTICA
- TIPO DI SOLLECITAZIONE PREVALENTE

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Proprietà dei materiali

Per il calcolo delle capacità degli elementi duttili (verifiche in termini di deformazioni) si utilizzano i valori medi delle resistenze a compressione (f_c) e a trazione (f_{cfm}) del calcestruzzo e della resistenza a snervamento (f_y) dell'acciaio, ottenuti dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divisi per il Fattore di Confidenza (FC) definito in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Calcestruzzo

Resistenza cubica $\longrightarrow R_{ck} = 19.62 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica a compressione $\longrightarrow f_c = f_{ck} = 0.83R_{ck} = 16.28 \text{ N/mm}^2$

Fattore di confidenza $\longrightarrow FC = 1.2$

Resistenza a compressione di calcolo $\longrightarrow f_{cd} = \frac{f_c}{FC} = 13.57 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica a trazione $\longrightarrow f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 1.2 \cdot 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 2.31 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione di calcolo $\longrightarrow f_{cfm,d} = \frac{f_{cfm}}{FC} = 1.93 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $\longrightarrow E_{cm} = 22000 \left[\frac{f_{ck} + 8}{10} \right]^{0.3} = 28708 \text{ N/mm}^2$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Proprietà dei materiali

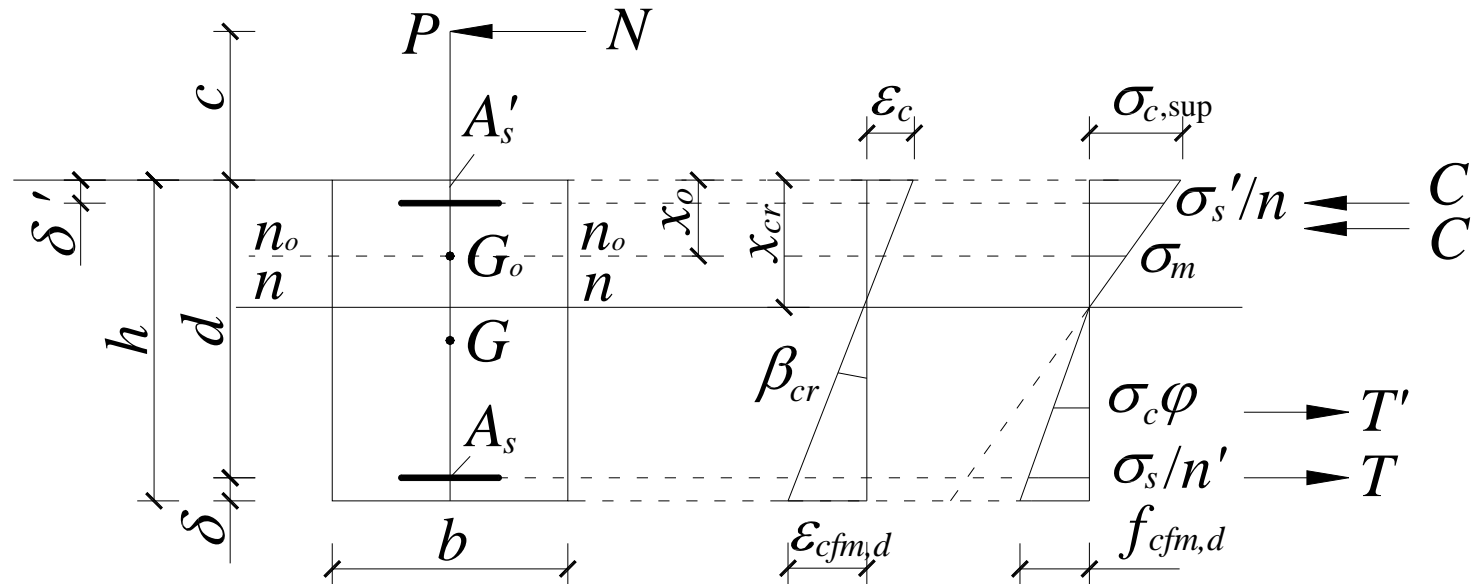
Per il calcolo delle capacità degli elementi duttili (verifiche in termini di deformazioni) si utilizzano i valori medi delle resistenze a compressione (f_c) e a trazione (f_{cfm}) del calcestruzzo e della resistenza a snervamento (f_y) dell'acciaio, ottenuti dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divisi per il Fattore di Confidenza (FC) definito in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Acciaio FeB32K

Resistenza a snervamento	→ $f_y = f_{yk} = 315 \text{ N/mm}^2$
Fattore di confidenza	→ $FC = 1.2$
Resistenza a snervamento di calcolo	→ $f_{yd} = \frac{f_y}{FC} = 262.5 \text{ N/mm}^2$
Allungamento	→ $\geq 23\%$
Modulo di elasticità	→ $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di fessurazione



$$n = 15 \quad n' = 30 \quad \varphi = 0.5$$

✓ Equazione di equilibrio alla rotazione intorno al punto P:

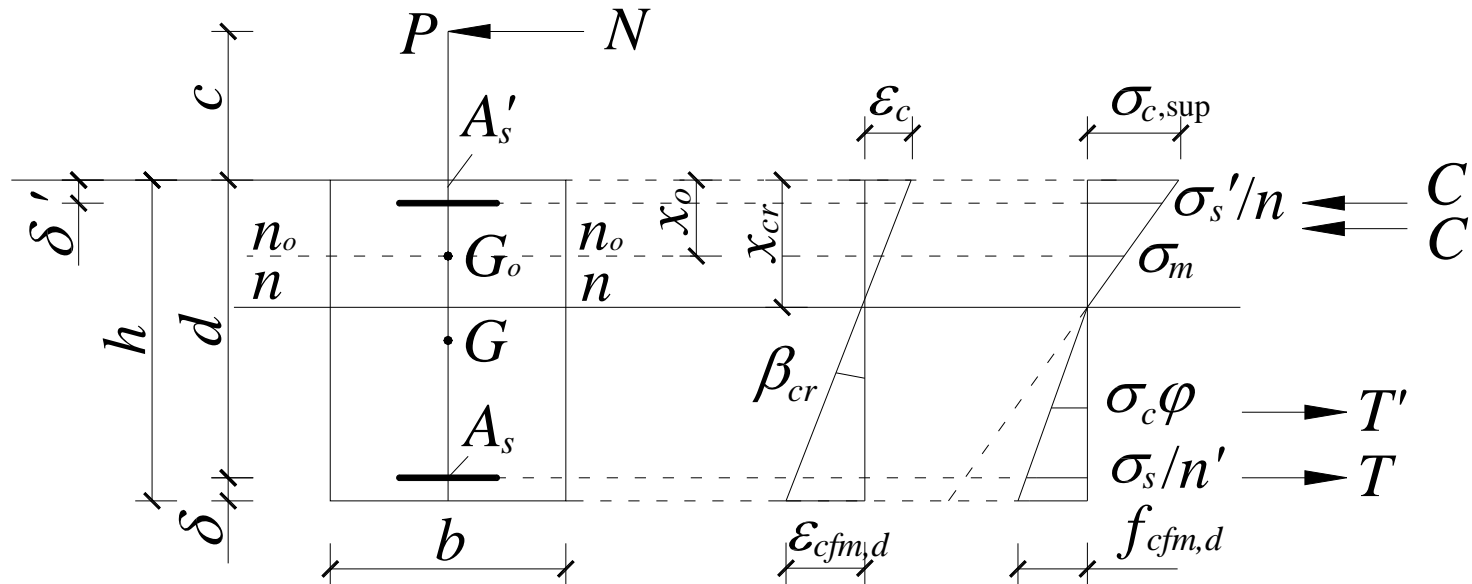
$$x_{cr} + c = \frac{J_n}{S_n}$$

$$J_n = b \frac{x_{cr}^3}{3} + \varphi b \frac{(h - x_{cr})^3}{3} + nA_s'(x_{cr} - \delta')^2 + nA_s(d - x_{cr})^2$$

$$S_n = b \frac{x_{cr}^2}{2} + nA_s'(x_{cr} - \delta') - \varphi b \frac{(h - x_{cr})^2}{2} - nA_s(d - x_{cr})$$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di fessurazione



$$n = 15 \quad n' = 30 \quad \varphi = 0.5$$

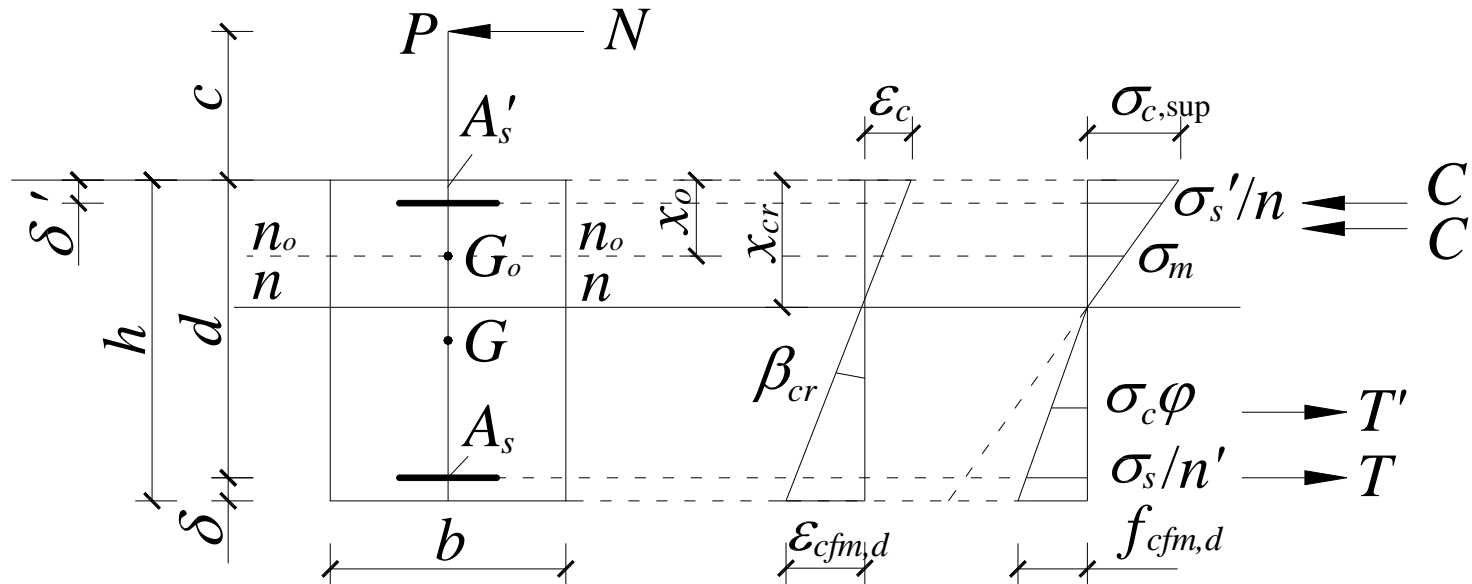
✓ Tensione media in corrispondenza della corda baricentrica:

$$\sigma_m = \frac{f_{cfm,d}}{(h - x_{cr})\varphi} (x_{cr} - x_o)$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A_{id}} = \frac{N}{bx_{cr} + \varphi b(h - x_{cr}) + nA'_s + nA_s}$$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di fessurazione



$$n = 15 \quad n' = 30 \quad \varphi = 0.5$$

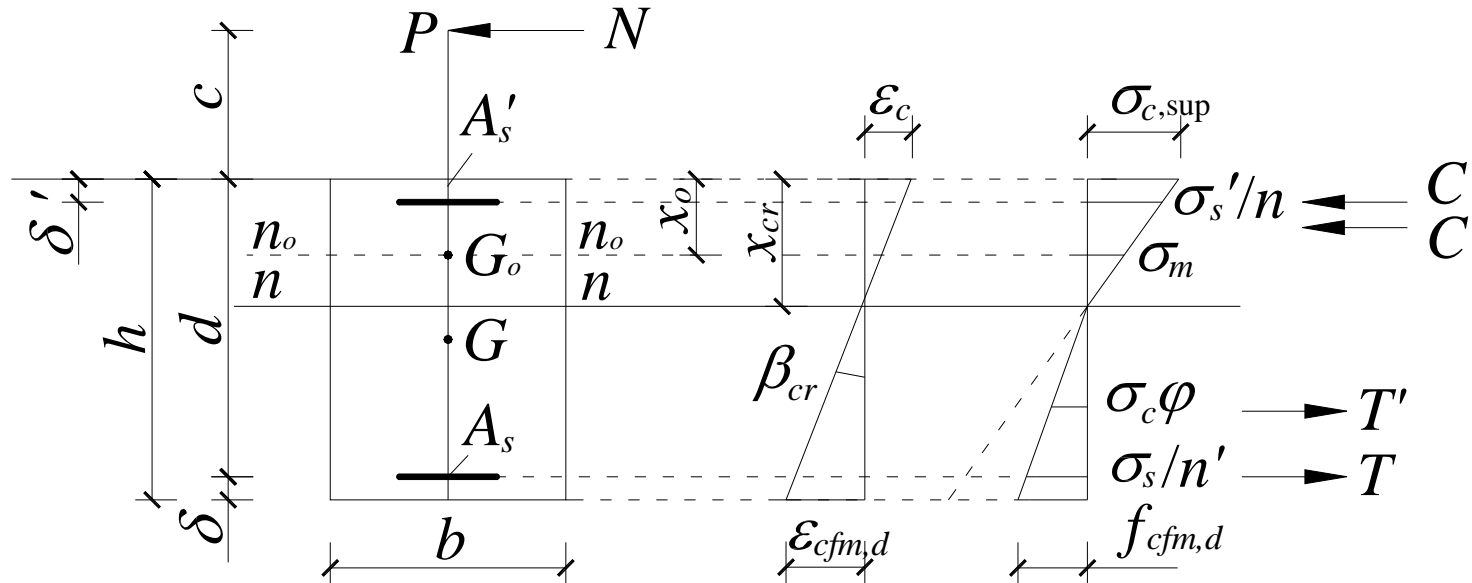
✓ Momento statico della sezione ideale reagente rispetto alla corda baricentrica nullo:

$$S_{n_o} = 0$$

$$S_{n_o} = b \frac{x_o^2}{2} - b \frac{(x_{cr} - x_o)^2}{2} - \varphi b (h - x_{cr}) \left(\frac{h}{2} + \frac{x_{cr}}{2} - x_o \right) + n A_s' (x_o - \delta') - n A_s (d - x_o)$$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di fessurazione

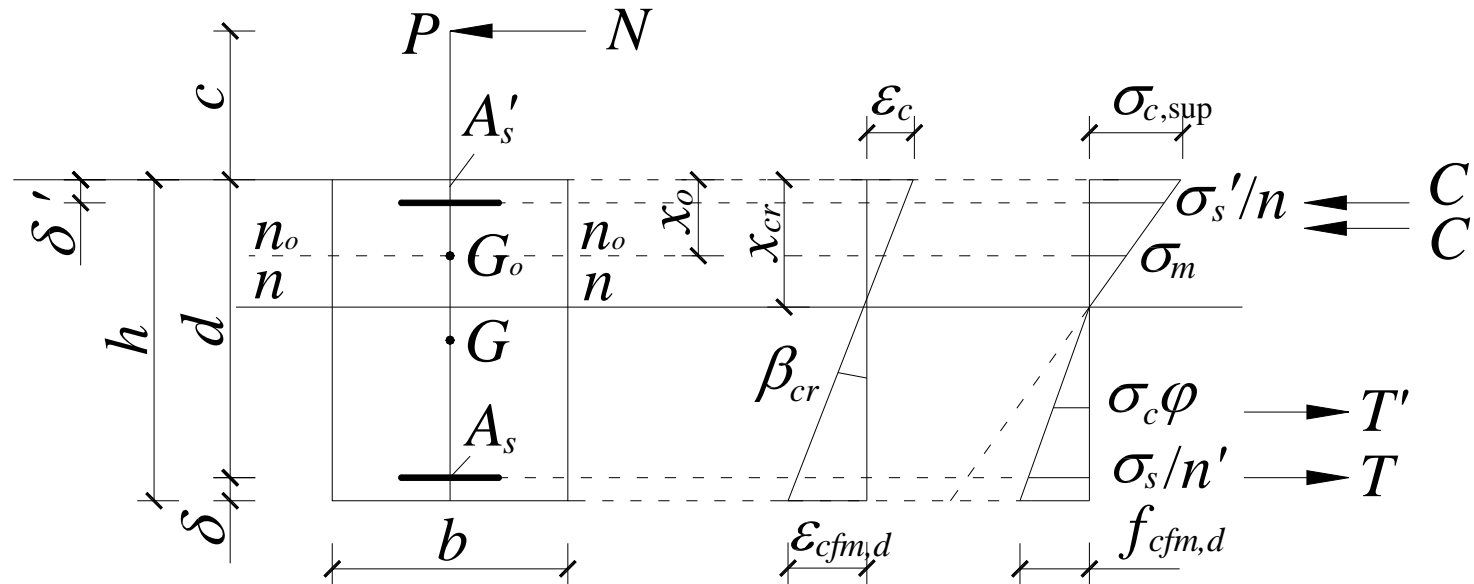


✓ Si ottengono così tre equazioni nelle tre incognite x_{cr} , c , x_o :

$$\begin{cases} x_{cr} + c = \frac{J_n}{S_n} \\ \sigma_m = \frac{f_{cfm,d}}{\varphi(h - x_{cr})} (x_{cr} - x_o) \Rightarrow x_{cr}, c, x_o \\ S_{n_o} = 0 \end{cases}$$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di fessurazione



✓ MOMENTO DI FESSURAZIONE:

$$M_{cr} = C \left(\frac{2}{3} x_{cr} + \frac{h}{2} - x_{cr} \right) + C' \left(\frac{h}{2} - \delta' \right) + T' \left[\frac{2}{3} (h - x_{cr}) - \left(\frac{h}{2} - x_{cr} \right) \right] + T \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$C = \frac{\sigma_{c,sup} x_{cr}}{2} b; \quad C' = A'_s \sigma'_s = A'_s n \frac{(x_{cr} - \delta')}{x_{cr}} \sigma_{c,sup}; \quad \sigma_{c,sup} = \frac{f_{cfm,d}}{\varphi} \frac{x_{cr}}{h - x_{cr}};$$

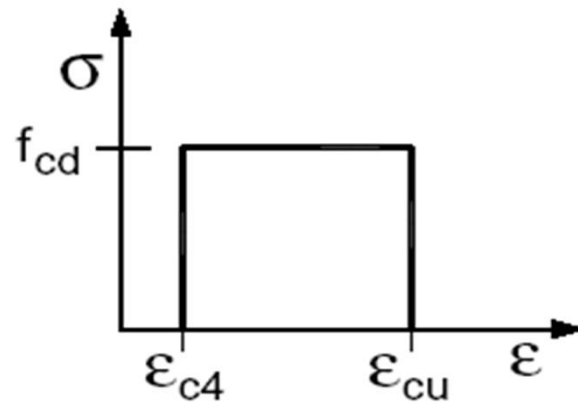
$$T' = f_{cfm,d} \frac{h - x_{cr}}{2} b; \quad T = A_s \sigma_s = A_s n' (d - x_{cr}) \frac{f_{cfm,d}}{h - x_{cr}}; \quad n = 15 \quad n' = 30 \quad \varphi = 0.5$$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di snervamento, Momento di rottura

Calcestruzzo

Modello σ - ε Stress block

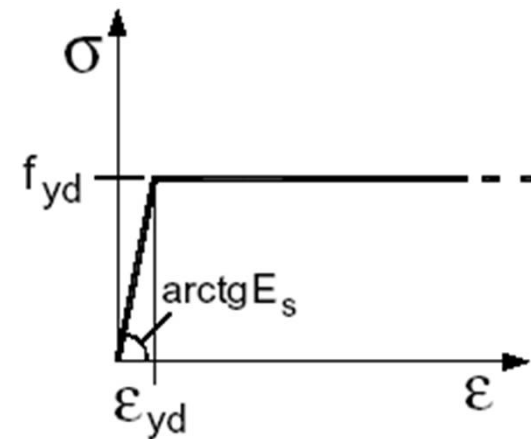


$$\varepsilon_{c4} = 0.07\%$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.35\%$$

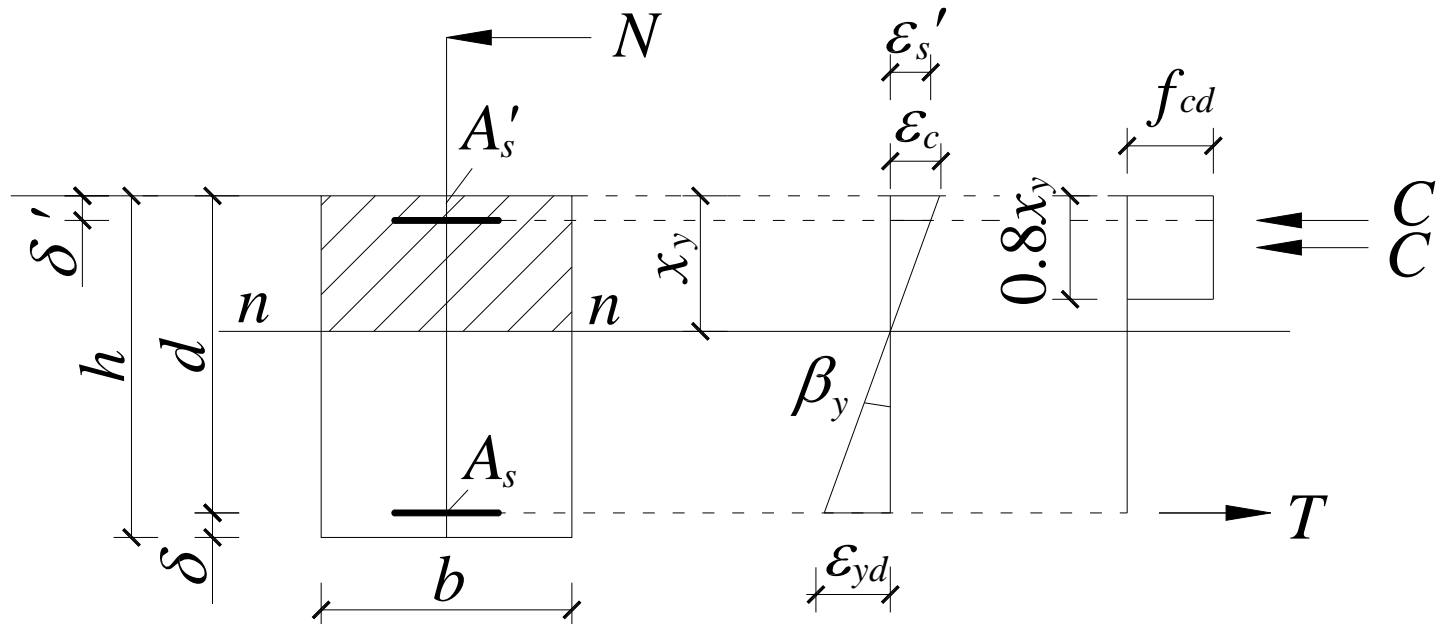
Acciaio

Modello σ - ε elastico-perfettamente plastico indefinito



CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di snervamento



$$C = 0.8x_y b f_{cd}; \quad T = A_s f_{yd};$$

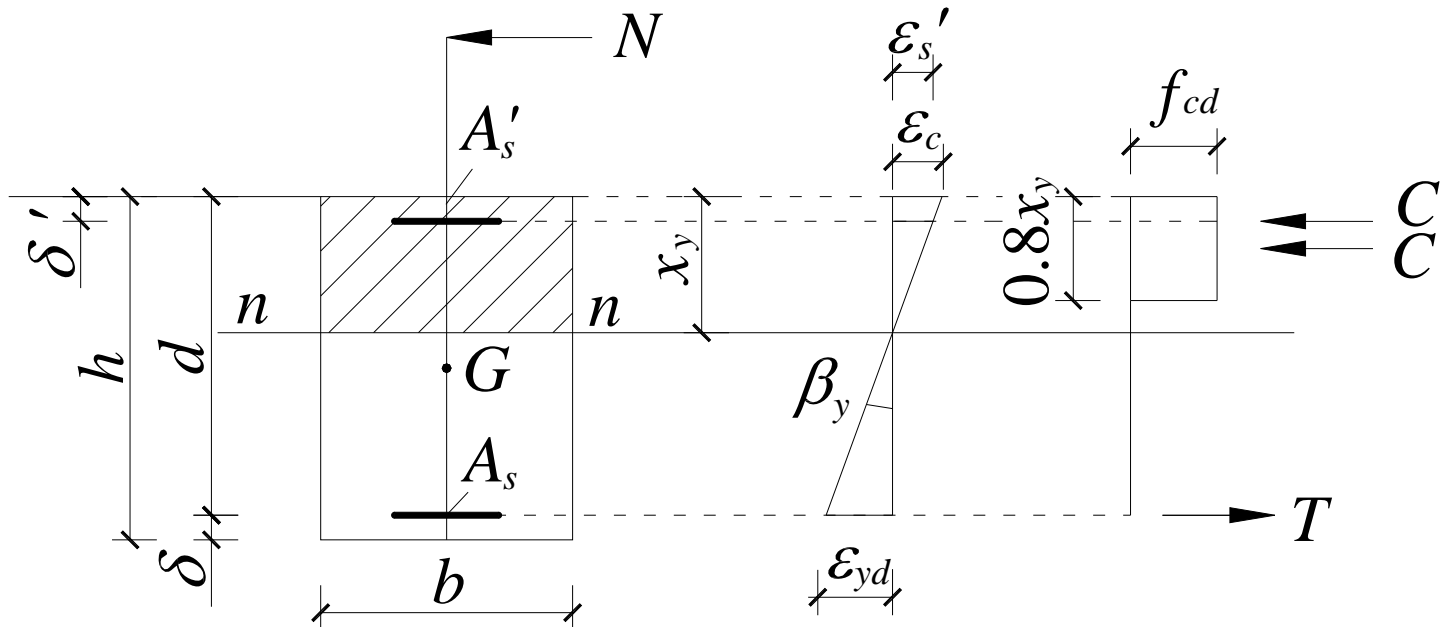
✓ **IPOTESI: acciaio compresso non snervato:** $C' = A'_s E_s \varepsilon'_s; \quad \varepsilon'_s = (x_y - \delta') \frac{\varepsilon_{yd}}{d - x_y};$

✓ **EQUAZIONE DI EQUILIBRIO ALLA TRASLAZIONE:** $N = C' + C - T \Rightarrow x_y$

$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{yd}}{d - x_y} x_y$ Se $\varepsilon_c \geq 3.5\text{‰}$, significa che $M_y > M_u$, per cui assumere $M_y = M_u$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di snervamento



➤ 1° CASO:

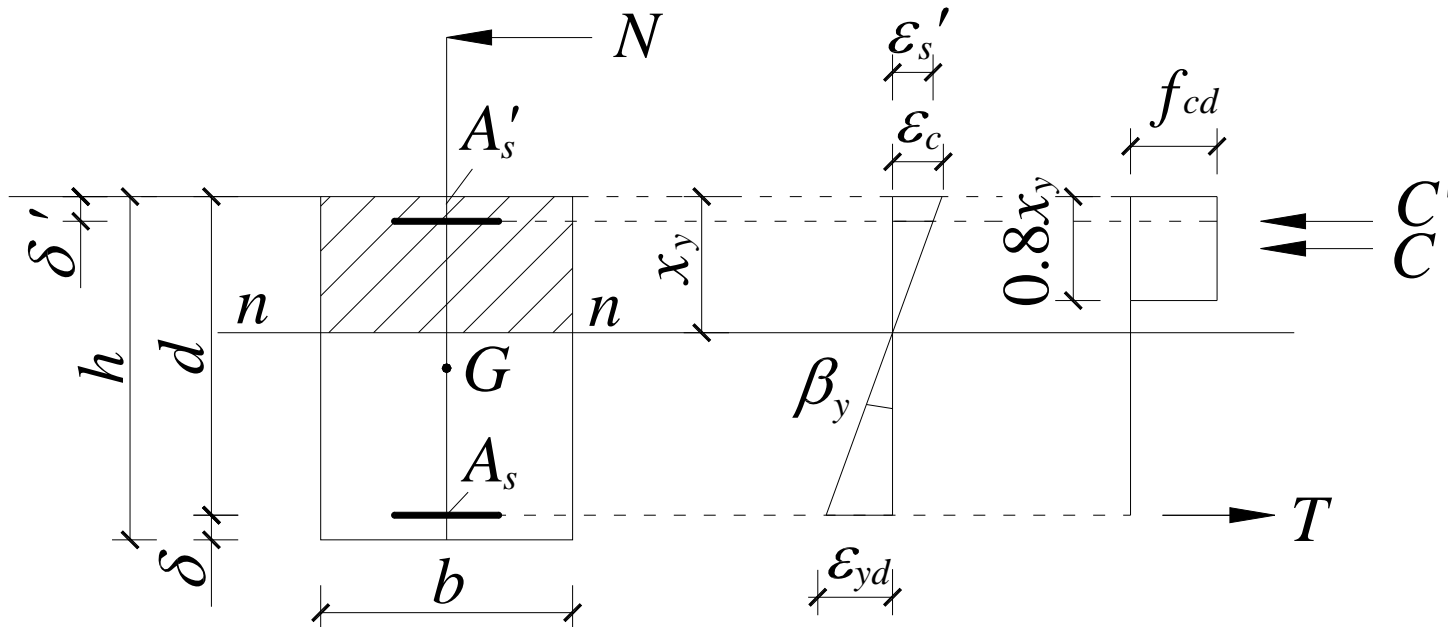
$$(x_y - \delta') < (d - x_y); \quad C' = A_s' E_s \varepsilon_s'$$

MOMENTO E CURVATURA DI SNERVAMENTO:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_y = C \left(\frac{h}{2} - 0.4x_y \right) + C' \left(\frac{h}{2} - \delta' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right) \\ \chi_y = \frac{\varepsilon_{yd}}{d - x_y} \end{array} \right.$$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di snervamento



➤ 2° CASO:

$$(x_y - \delta') > (d - x_y) \quad C' = A'_s f_{yd}$$

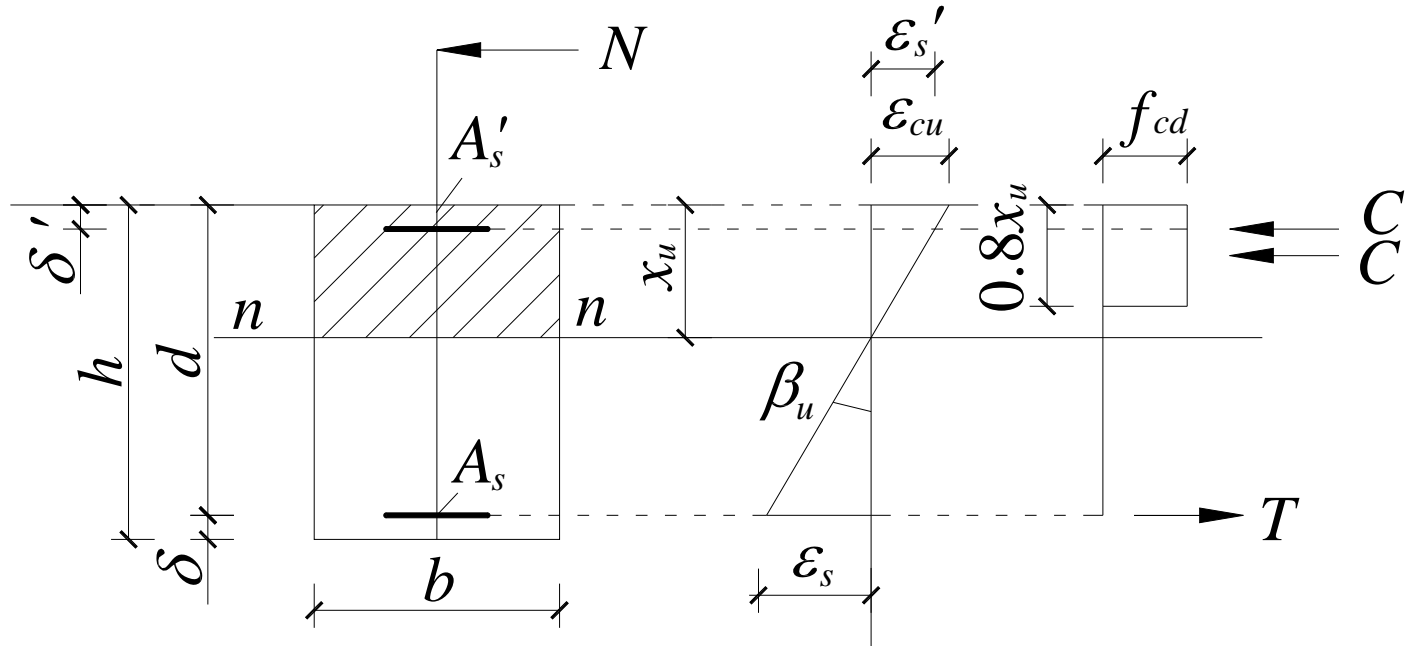
$$N = C' + C - T \Rightarrow x_y$$

MOMENTO E CURVATURA DI SNERVAMENTO:

$$\begin{cases} M_y = C \left(\frac{h}{2} - 0.4x_y \right) + C' \left(\frac{h}{2} - \delta' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right) \\ \chi_y = \frac{\epsilon_{yd}}{d - x_y} \end{cases}$$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di rottura (lato calcestruzzo)



$$C = 0.8x_u b f_{cd}; \quad T = A_s f_{yd}; \quad \varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰};$$

✓ **IPOSTESI:** acciaio compresso non snervato:

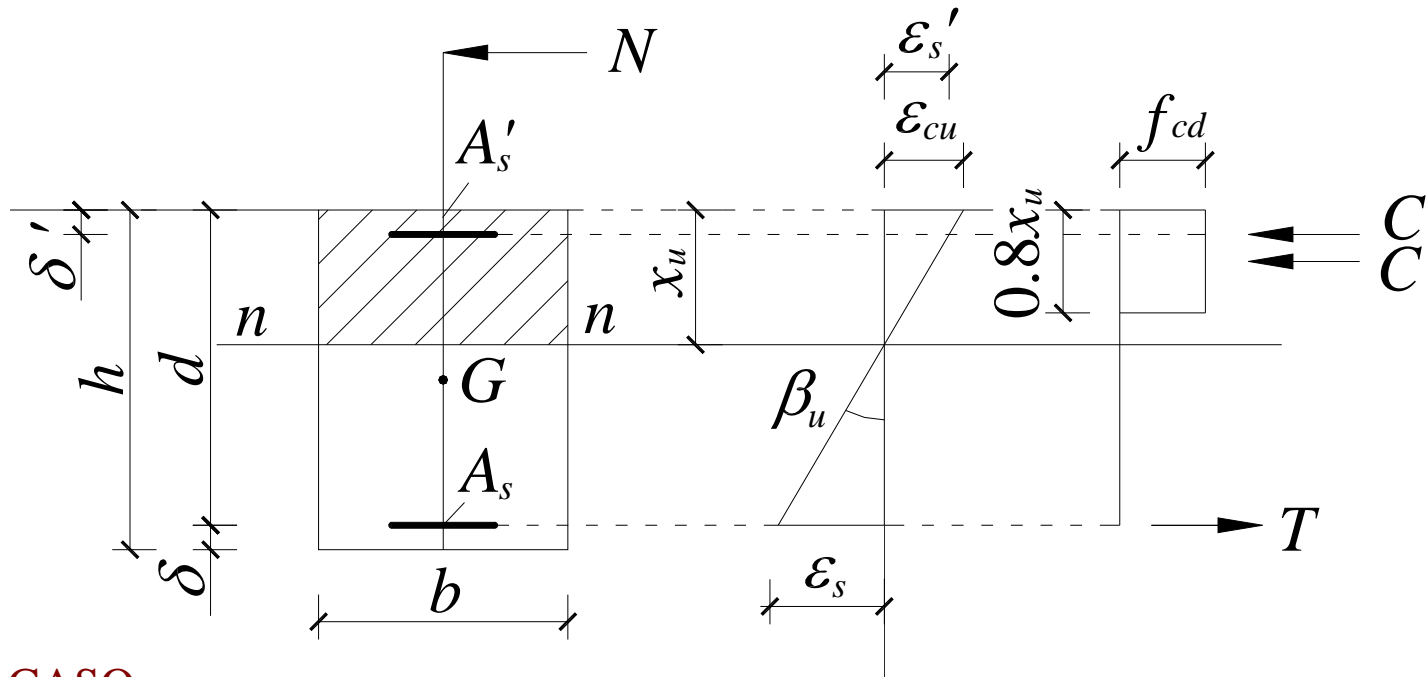
$$C' = A'_s E_s \varepsilon'_s \quad \varepsilon'_s = (x_u - \delta') \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u}$$

✓ **EQUAZIONE DI EQUILIBRIO ALLA TRASLAZIONE:** $N = C' + C - T \Rightarrow x_u$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} (d - x_u) \quad \text{Verificare che: } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di rottura (lato calcestruzzo)



➤ 1° CASO:

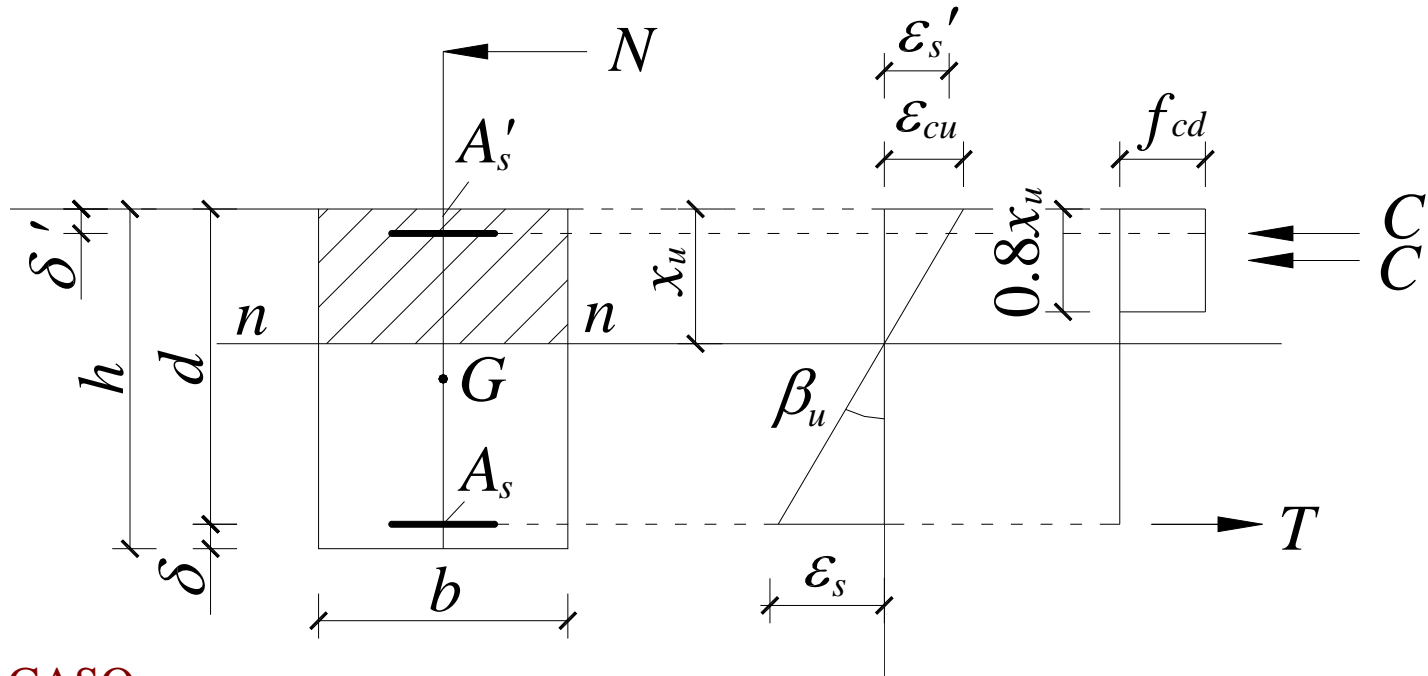
$$(x_u - \delta') < \varepsilon_{yd} \frac{x_u}{\varepsilon_{cu}} \quad C' = A'_s E_s \varepsilon'_s$$

MOMENTO E CURVATURA DI ROTTURA:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = C \left(\frac{h}{2} - 0.4x_u \right) + C' \left(\frac{h}{2} - \delta' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right) \\ \chi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} \end{array} \right.$$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di rottura (lato calcestruzzo)



➤ 2° CASO:

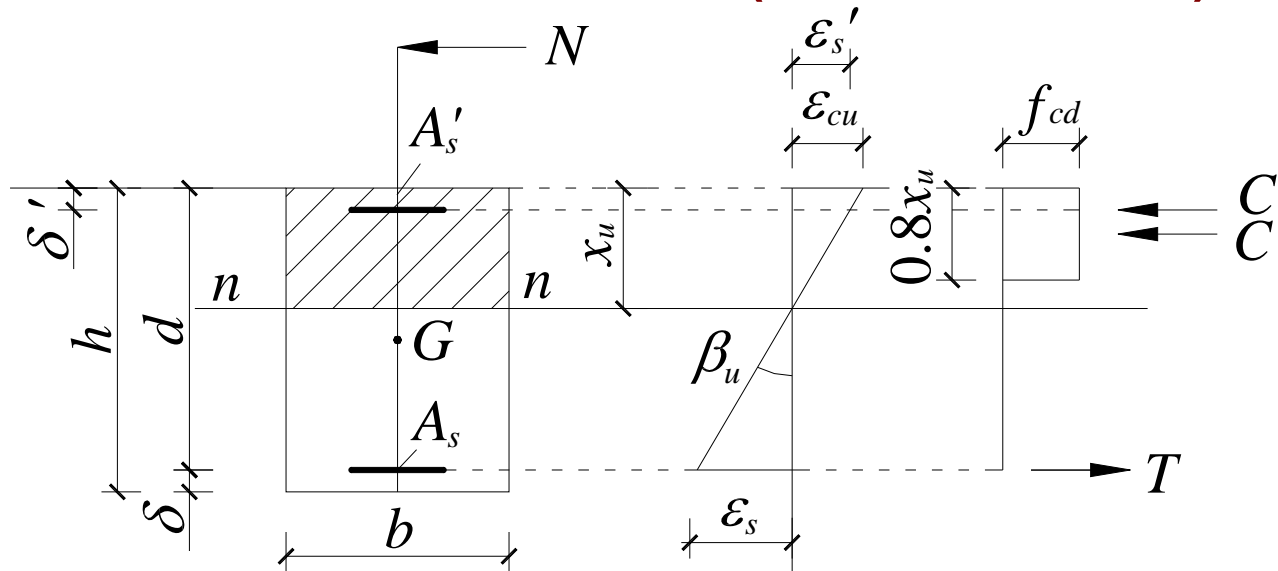
$$(x_u - \delta') \geq \varepsilon_{yd} \frac{x_u}{\varepsilon_{cu}} \quad C' = A'_s f_{yd} \quad N = C' + C - T \Rightarrow x_u$$

MOMENTO E CURVATURA DI ROTTURA:

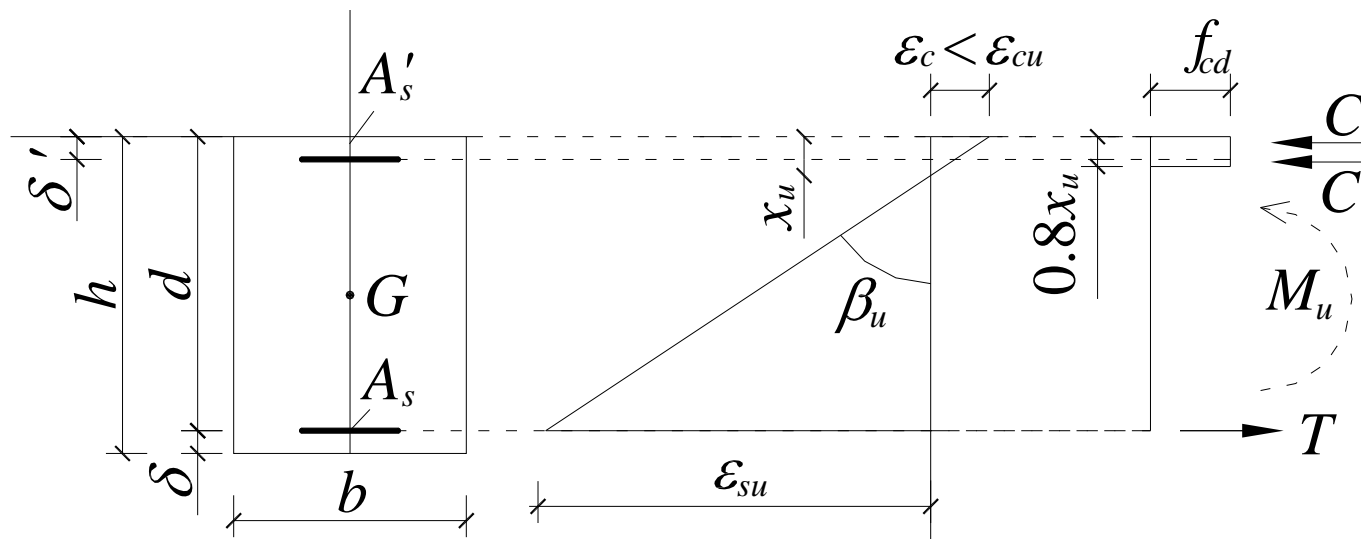
$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = C \left(\frac{h}{2} - 0.4x_u \right) + C' \left(\frac{h}{2} - \delta' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right) \\ \chi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} \end{array} \right.$$

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

Momento di rottura (lato calcestruzzo)



Momento di rottura (lato acciaio)



CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

	TRAVI [cm]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	M_{cr} [kNm]	M_y [kNm]	M_u [kNm]	$\chi_y * 10^{-3}$ [m ⁻¹]	$\chi_u * 10^{-3}$ [m ⁻¹]
1	140x25 ni	41.45	30.8	53.68	205.4	207.48	8.33	80.68
1	140x25 ni	30.8	41.45	49.25	157.06	156.95	7.61	92.23
2	140x25 ne	26.99	22.11	45.03	139.15	138.96	7.47	91.86
2	140x25 ne	22.11	26.99	42.96	115.86	115.7	7.18	98.04
3	140x25ne2	7.7	5.65	32.84	42.74	45.79	6.349	142.93
3	140x25ne2	5.65	7.7	31.95	31.933	36.14	6.25	141.15
4	120x25	21.56	10.78	36.74	111.83	111.68	7.38	91.37
4	120x25	10.78	21.56	32.13	58.91	60.20	6.67	108.75
5	30x60 ni	16.02	10.05	69.39	218.79	225.25	2.83	65.84
5	30x60 ni	10.05	16.02	60.38	141.31	142.29	2.58	88.32
6	30x60 ne	9.24	4.62	53.98	130.02	131.02	2.58	73.64
6	30x60 ne	4.62	9.24	47.14	66.7	66.67	2.41	99.06
7	30x50 ni	12.32	9.11	45.68	138.91	141.54	3.38	74.15
7	30x50 ni	9.11	12.32	41.85	104.69	105.3	3.19	87.7

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

	TRAVI [cm]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	M_{cr} [kNm]	M_y [kNm]	M_u [kNm]	$\chi_y * 10^{-3}$ [m ⁻¹]	$\chi_u * 10^{-3}$ [m ⁻¹]
8	30x50 ne	9.24	4.02	39.13	195.78	106.75	3.23	71.39
8	30x50 ne	4.02	9.24	32.99	47.71	47.76	2.94	101.08
9	60x40 ni1	15.82	11.30	51.10	141.33	142.02	4.16	82.81
9	60x40 ni1	11.30	15.82	47.14	102.87	102.72	3.96	95.02
10	60x40 ne	9.04	4.52	41.85	83.15	83.21	3.87	98.31
10	60x40 ne	4.52	9.04	37.90	42.64	43.71	3.69	112.79
11	60x40 ni2	22.6	15.82	59.81	119.66	200.73	3.69	74.72
11	60x40 ni2	15.82	22.6	53.84	141.55	141.96	4.13	90.04
12	30x25	4.52	2.26	8.68	23.77	23.76	7.13	98.31
12	30x25	2.26	4.52	7.71	12.48	12.96	6.56	112.79
13	20x50	6.16	3.08	26.25	70.54	71.18	3.23	73.64
13	20x50	3.08	6.16	22.62	54.75	36.36	3.2	99.06

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

DIREZIONE x										
	PILASTRI [cm]	N [kN]	A _s [cm ²]	A _{sc} [cm ²]	A' _s [cm ²]	M _{cr} [kNm]	M _y [kNm]	M _u [kNm]	χ _y *10 ⁻³ [m ⁻¹]	χ _u *10 ⁻³ [m ⁻¹]
A1	30X30	140	3.39	0	3.39	20.34	38.41	38.47	6.4	71.51
A2	30X30	360	3.39	0	3.39	30.42	56.49	55.22	8.87	31.65
A3	30X30	580	3.39	0	3.39	38.73	66.14	57.5	14.66	23.62
B1	40x30	300	3.39	2.26	3.39	33.58	55.47	59.99	7.04	50.64
B2	40x30	550	3.39	2.26	3.39	45.69	73.45	69.59	9.59	27.62
B3	40x30	720	3.39	2.26	3.39	50.88	80.7	70.94	12.85	21.11
C1	30x40	550	3.39	2.26	3.39	62.04	99.86	94.87	6.73	20.72
C2	30x40	740	3.39	2.26	3.39	70.58	110.09	96.68	9.25	15.4
C3	30x40	940	3.39	2.26	3.39	80.92	108.81	90.24	16.7	12.12
D1	40x40	810	4.62	3.08	4.62	87.25	139.94	127.49	7.27	18.75
D2	40x40	1140	4.62	3.08	4.62	102.00	148.27	126.84	12.44	13.32
D3	40x40	1250	4.62	3.08	4.62	107.58	146.05	121.52	16.53	12.15

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

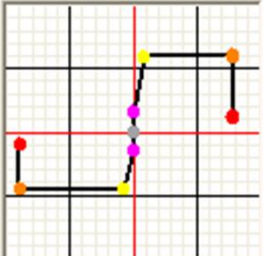
TRAVI

Frame Hinge Property Data for T140x25NI - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-31,39	-0,0922
D-	-156,95	-0,0922
C-	-157,06	-7,610E-03
B-	-49,25	0,
A	0,	0,
B	53,68	0,
C	205,4	8,330E-03
D	207,48	0,0807
E	41,49	0,0807



Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF	Positive <input type="text" value="1,"/>	Negative <input type="text" value="1,"/>
<input type="checkbox"/> Use Yield Curvature	Curvature	Positive <input type="text" value="1,"/>	Negative <input type="text" value="1,"/>

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	Positive <input type="text" value="8,330E-03"/>	Negative <input type="text" value="-7,610E-03"/>
<input checked="" type="checkbox"/> Life Safety	Positive <input type="text" value="0,05"/>	Negative <input type="text" value="-0,05"/>
<input checked="" type="checkbox"/> Collapse Prevention	Positive <input type="text" value="0,0807"/>	Negative <input type="text" value="-0,0922"/>

Show Acceptance Criteria on Plot

CALCOLO DEI DIAGRAMMI MOMENTO-CURVATURA

PILASTRI

Frame Hinge Property Data for PA1-1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-7,698	-0,0715
D-	-38,47	-0,0715
C-	-38,41	-0,0064
B-	-20,34	0
A	0	0
B	20,34	0
C	38,41	6,400E-03
D	38,47	0,0715
E	7,698	0,0715

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF	Positive <input type="text" value="1,"/>	Negative <input type="text"/>
<input type="checkbox"/> Use Yield Curvature	Curvature	Positive <input type="text" value="1,"/>	Negative <input type="text"/>

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	Positive <input type="text" value="6,400E-03"/>	Negative <input type="text"/>
<input type="checkbox"/> Life Safety	Positive <input type="text" value="0,04"/>	Negative <input type="text"/>
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	Positive <input type="text" value="0,0715"/>	Negative <input type="text"/>

Show Acceptance Criteria on Plot

DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Norme Tecniche per le Costruzioni 14 Gennaio 2008, 7.3.4.1

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).

GRUPPO 1 – Distribuzioni principali

- a) Distribuzione proporzionale alle forze statiche equivalenti dell'azione sismica, 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 2a).
- b) Distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare fondamentale, applicabile solo se tale modo nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%.
- c) 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 .

DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Norme Tecniche per le Costruzioni 14 Gennaio 2008, 7.3.4.1

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).

GRUPPO 1 – Distribuzioni principali

- a) Distribuzione proporzionale alle forze statiche equivalenti dell'azione sismica, 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 2a).
- b) Distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare fondamentale, applicabile solo se tale modo nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%.
- c) **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 .**

 *L'edificio in esame rientra nell'ambito di applicabilità della distr. 1c).*

DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Norme Tecniche per le Costruzioni 14 Gennaio 2008, 7.3.4.1

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).

GRUPPO 2 – Distribuzioni secondarie

- a) Distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme delle 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

DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Norme Tecniche per le Costruzioni 14 Gennaio 2008, 7.3.4.1

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).

GRUPPO 2 – Distribuzioni secondarie

- a) **Distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme delle 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

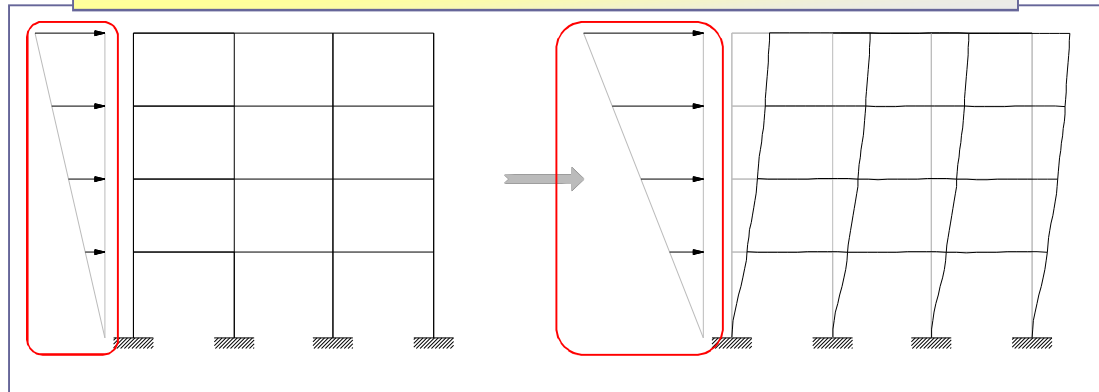


Per l'edificio in esame si adotta la distribuzione 2a).

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

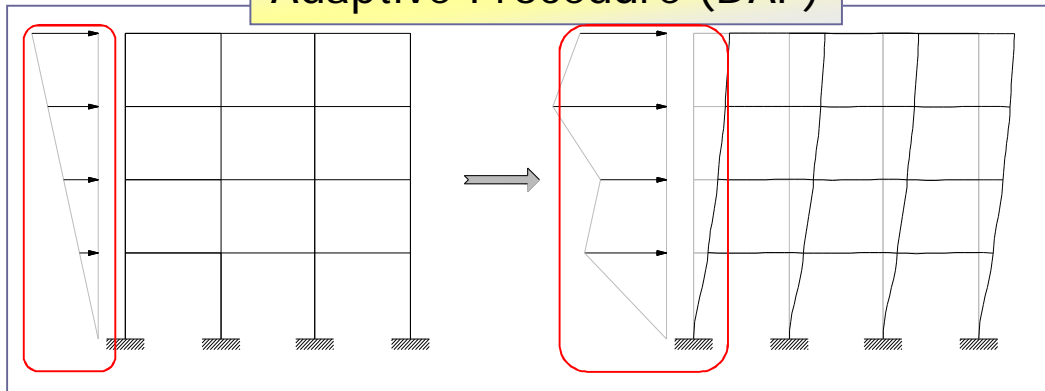
DISTRIBUZIONE ADATTIVA

Force based Conventional Procedure (FCP)



Forma del vettore di forze invariante durante l'analisi
(Distribuzione 1b)

Adaptive Procedure (DAP)



La forma del vettore di carico cambia durante l'analisi
(Reinhorn, 1997;
Elnashai, 2001;
Antoniou and Pinho, 2004)

Nella procedura adattiva la distribuzione di forze ad ogni step dell'analisi si adatta per seguire il progressivo degrado di rigidità laterale, la variazione delle caratteristiche modali e l'incremento di periodo.

DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Norme Tecniche per le Costruzioni 14 Gennaio 2008, 7.3.4.1

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).

- ✓ La scelta di considerare due differenti distribuzioni per ciascuna direzione principale dell'edificio nasce dalla considerazione che la distribuzione delle forze laterali dovrebbe approssimare la distribuzione delle forze di inerzia durante il sisma.
- ✓ Confronti con analisi dinamiche non lineari hanno evidenziato che distribuzioni di forze proporzionali ai modi di vibrare colgono meglio la risposta dinamica sino a che la struttura rimane in campo elastico, mentre quando si raggiungono grandi deformazioni la risposta dinamica può risultare meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse.

DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Norme Tecniche per le Costruzioni 14 Gennaio 2008, 3.2.4

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).

Step 0

- ✓ L'azione sismica, rappresentata dalle distribuzioni di forze orizzontali appena descritte, deve essere combinata con i seguenti carichi gravitazionali :

$$G_k + 0.6Q_k$$

- ✓ Questi carichi gravitazionali costituiscono lo step 0 di ognuna delle quattro analisi di Pushover.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Step 0

Analysis Case Data - Nonlinear Static

Analysis Case Name: COMBSTA-nonlinear

Analysis Case Type: Static

Initial Conditions:

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Analysis Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load	Gk-sp	1.
Load	Gk-sp	1.
Load	Qk-sa	0,6
Load	DEAD	1.

Other Parameters:

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Nonlinear Parameters: User Defined

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Step 0

Analysis Case Data - Nonlinear Static

Analysis Case Name: COMBSTA-nonlinear

Analysis Case Type: Static

Analysis Type: Nonlinear

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Modal Analysis Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load	Gk-sp	1.
Load	Gk-sa	0,6
Load	DEAD	1.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control: Full Load

Control Displacement: Use Conjugate Displacement

Monitored Displacement: DOF U1 at Joint 70

Results Saved for Nonlinear Static Analysis Cases

Results Saved: Final State Only

For Each Stage: Minimum Number of Saved States: 1, Maximum Number of Saved States: 1

Save positive Displacement Increments Only: [checked]

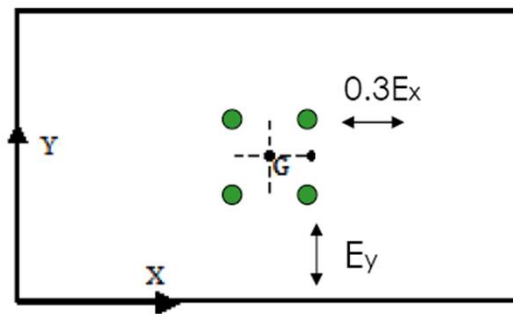
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Eccentricità accidentale

Così come in un approccio di analisi lineare va inserita l'eccentricità accidentale, il processo di analisi va ripetuto per le quattro diverse posizioni del baricentro G' .

$$e_x = 0.05L_x$$

$$e_y = 0.05L_y$$



Casi di analisi

Ciascuna distribuzione di forza selezionata (rispettivamente dal gruppo 1 e dal gruppo 2) va applicata nelle direzioni principali in pianta della struttura (+X, -X e +Y, -Y) ottenendo così 8 casi di analisi

1. **MODO X+** (Gruppo 1)
2. **MODO X-** (Gruppo 1)
3. **MODO Y+** (Gruppo 1)
4. **MODO Y-** (Gruppo 1)
5. **MODO X+** (Gruppo 2)
6. **MODO X-** (Gruppo 2)
7. **MODO Y+** (Gruppo 2)
8. **MODO Y-** (Gruppo 2)



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Determinazione del legame forza-spostamento generalizzato

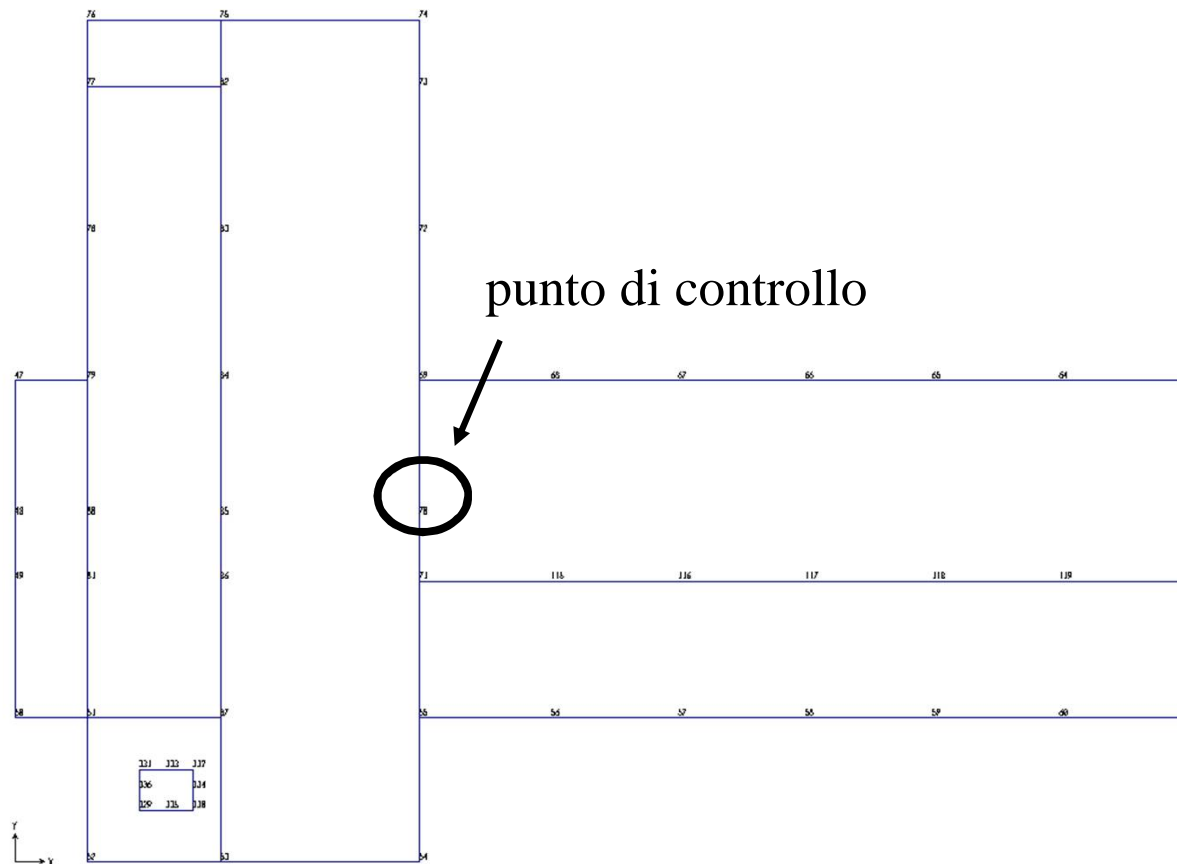
Per ogni distribuzione l'analisi è condotta incrementando di un fattore di carico λ il vettore di forze orizzontali applicato.

- ❖ Dall'analisi si ottiene la “curva di capacità” che descrive il valore dello spostamento del punto di controllo della struttura d al crescere del taglio alla base F .
- ❖ L'analisi descrive il comportamento della struttura fino al punto di picco della curva di capacità.
- ❖ L'analisi si ferma quando si raggiunge il collasso della struttura.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

SCELTA DEL PUNTO DI CONTROLLO

Il punto di controllo deve essere scelto in modo tale che il suo spostamento risulti significativo del comportamento globale della struttura. Generalmente, così come nel caso in esame, viene scelto il baricentro dell'ultimo impalcato.





ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Nel seguito per ognuna delle quattro analisi di pushover eseguite si riportano la curva di capacità ed alcuni step significativi, attraverso i quali si può ricostruire l'evoluzione della formazione delle cerniere plastiche.

La condizione di snervamento viene raggiunta prima dai nodi appartenenti alle travi o ai pilastri poco armati.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione x

Analysis Case Data - Nonlinear Static

Analysis Case Name OrizzXpropmase

Analysis Case Type Static

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Analysis Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	1.
Accel	UX	1.

Other Parameters

Load Application

Results Saved

Nonlinear Parameters

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione x

The image displays three overlapping dialog boxes from the ANSYS software interface, illustrating the configuration for a nonlinear static analysis.

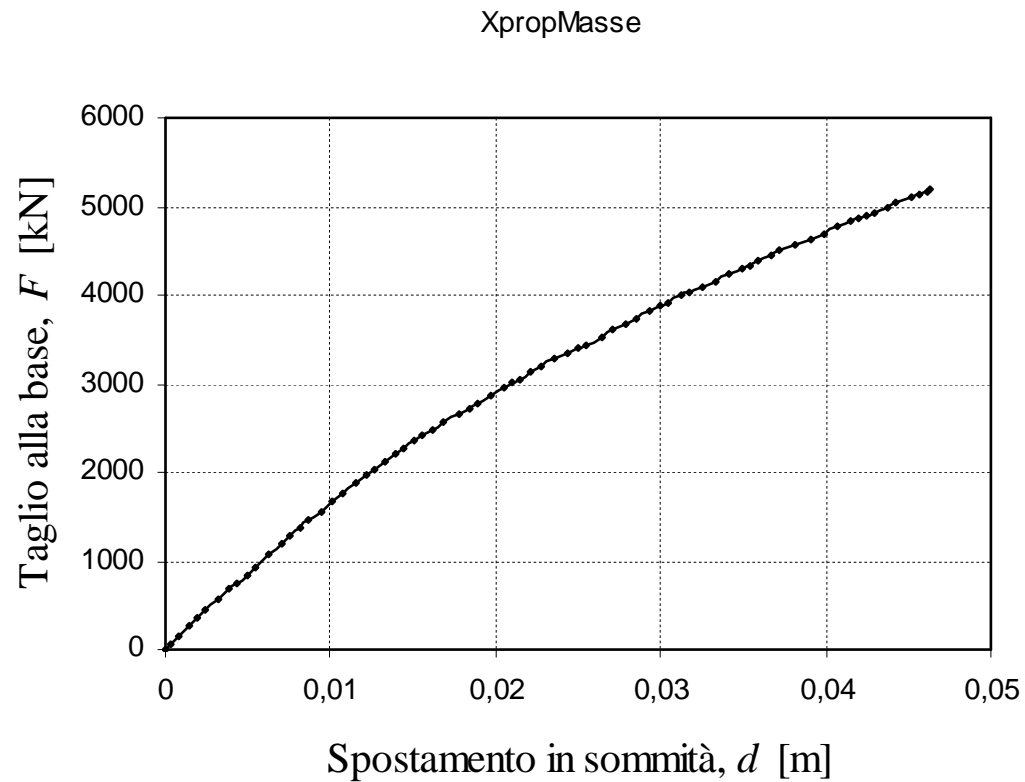
- Analysis Case Data - Nonlinear Static:** Shows the Analysis Case Name as "OrizzXpropmase" and the Analysis Case Type as "Static".
- Load Application Control for Nonlinear Static Analysis:** This dialog is set to "Displacement Control". Under "Control Displacement", "Use Conjugate Displacement" is selected. The "Load to a Monitored Displacement Magnitude of" is set to 0.1. Under "Monitored Displacement", "DOF" is selected with "U1" in the dropdown and "70" in the adjacent input field.
- Nonlinear Parameters:** This dialog shows various parameters for the nonlinear analysis. Under "Material Nonlinearity Parameters", several options are checked, including "Frame Element Tension/Compression Only", "Frame Element Hinge", "Cable Element Tension Only", "Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties", and "Link Other Nonlinear Properties". Under "Solution Control", the "Maximum Total Steps per Stage" is set to 500, "Maximum Null (Zero) Steps per Stage" to 1000, "Maximum Iterations per Step" to 200, "Iteration Convergence Tolerance (Relative)" to 1.000E-04, and "Event Lumping Tolerance (Relative)" to 0.01. Under "Hinge Unloading Method", "Unload Entire Structure" is selected.

Arrows indicate the flow of configuration from the "Nonlinear Parameters" dialog to the "Load Application Control" dialog, and from the "Load Application Control" dialog to the "Other Parameters" section of the main "Analysis Case Data" dialog.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione x

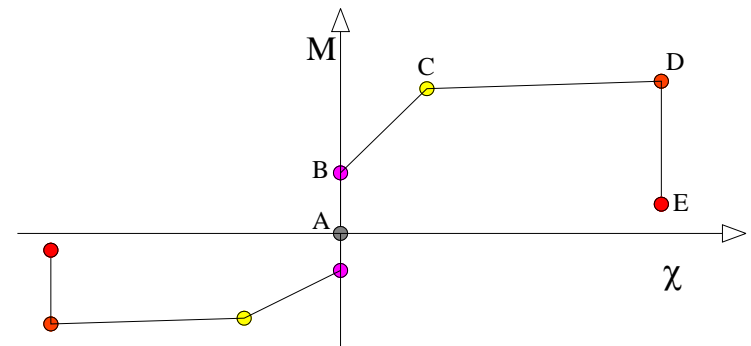
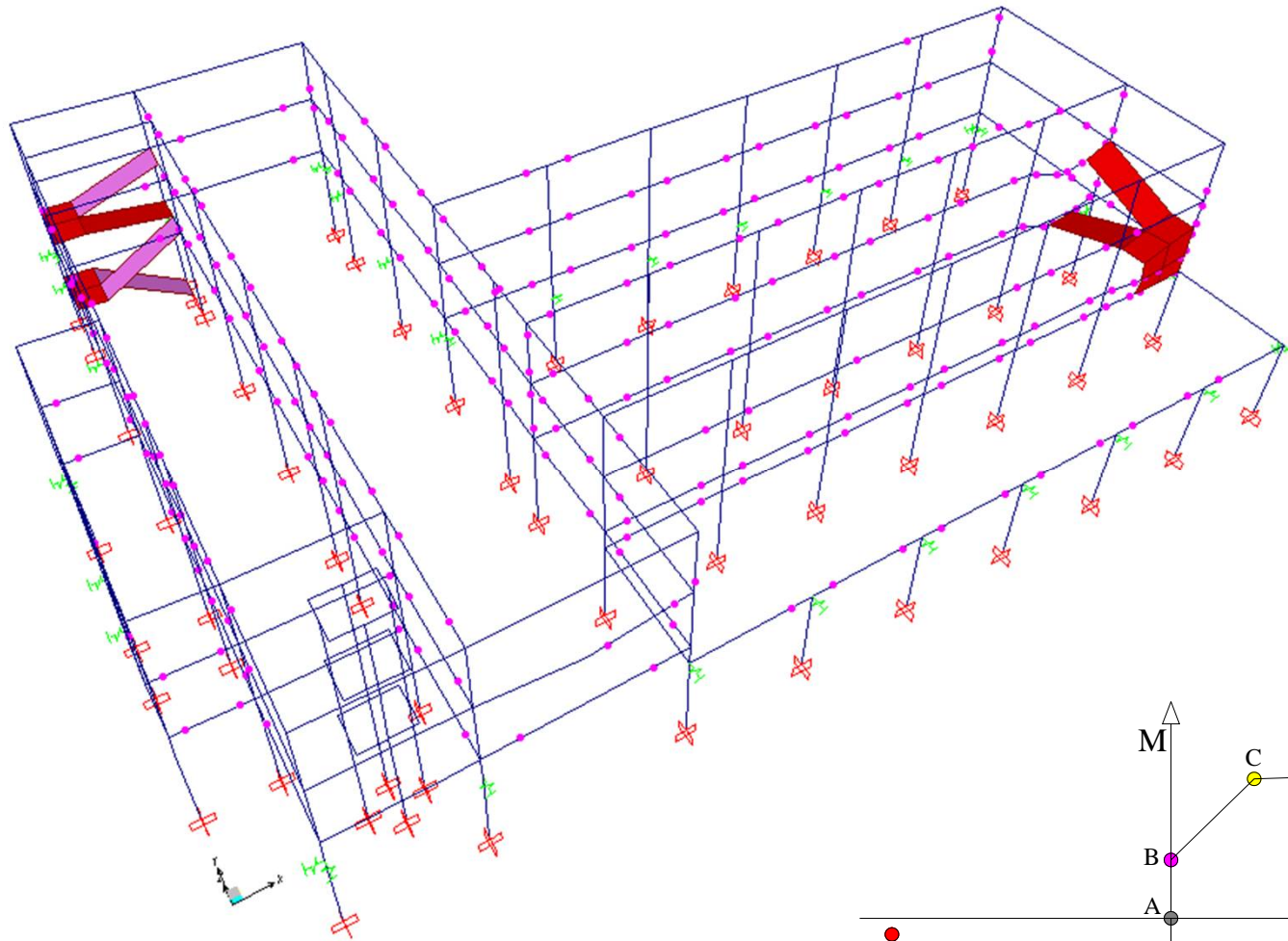
Curva di capacità



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione x

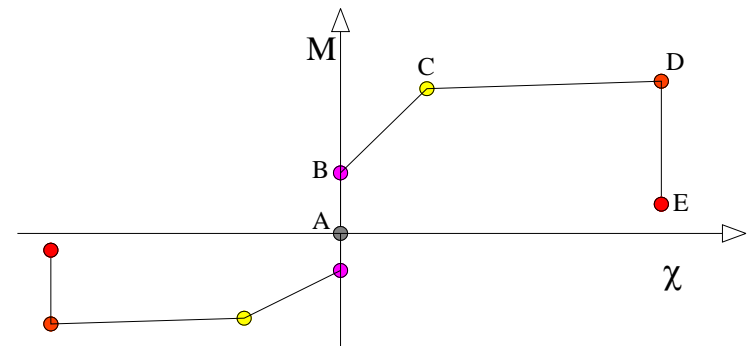
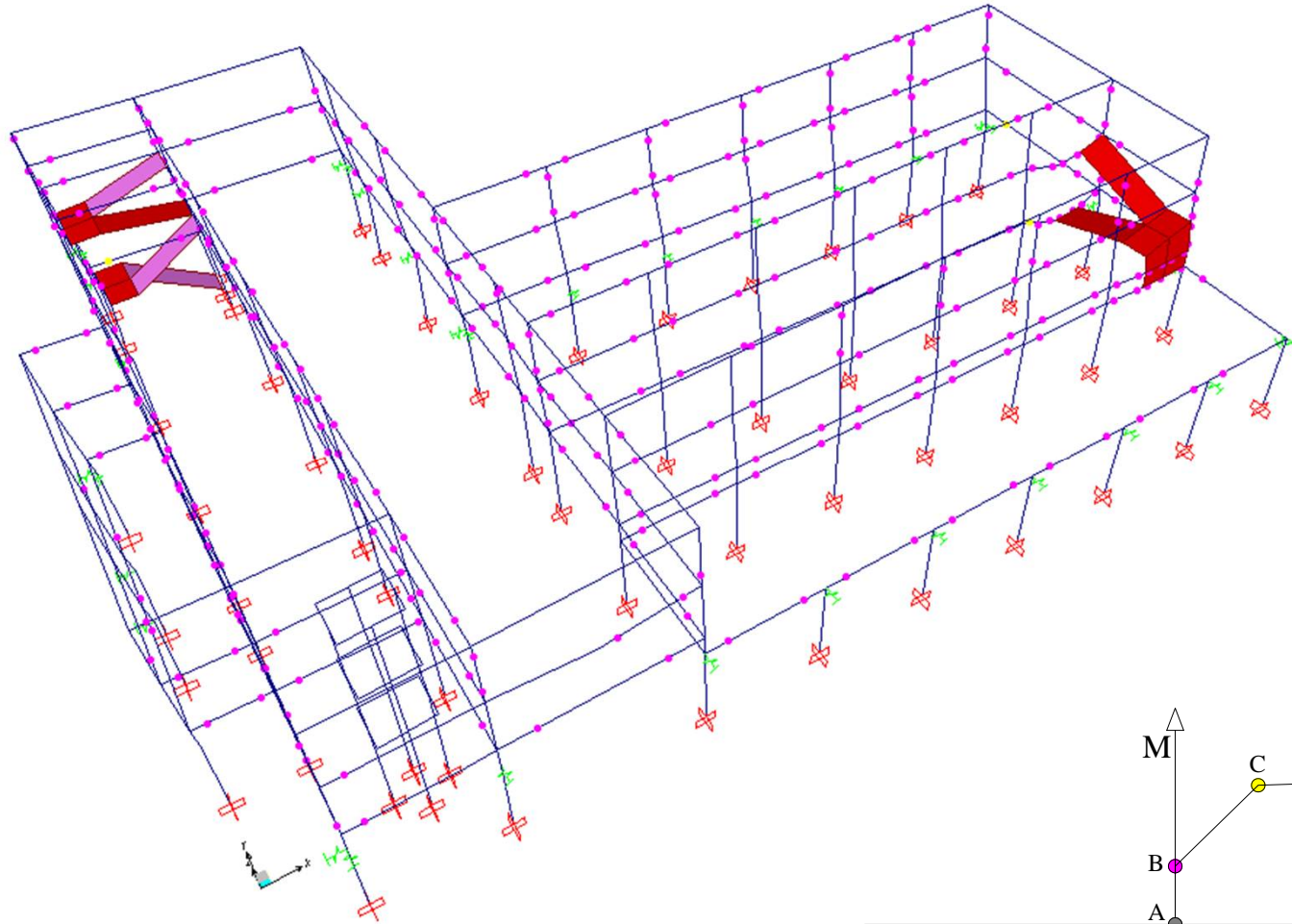
Step 0



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione x

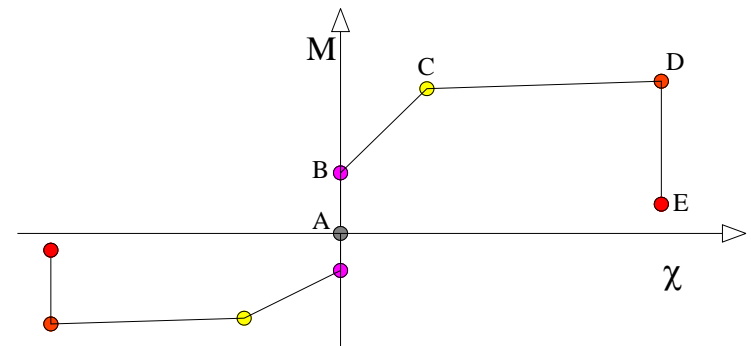
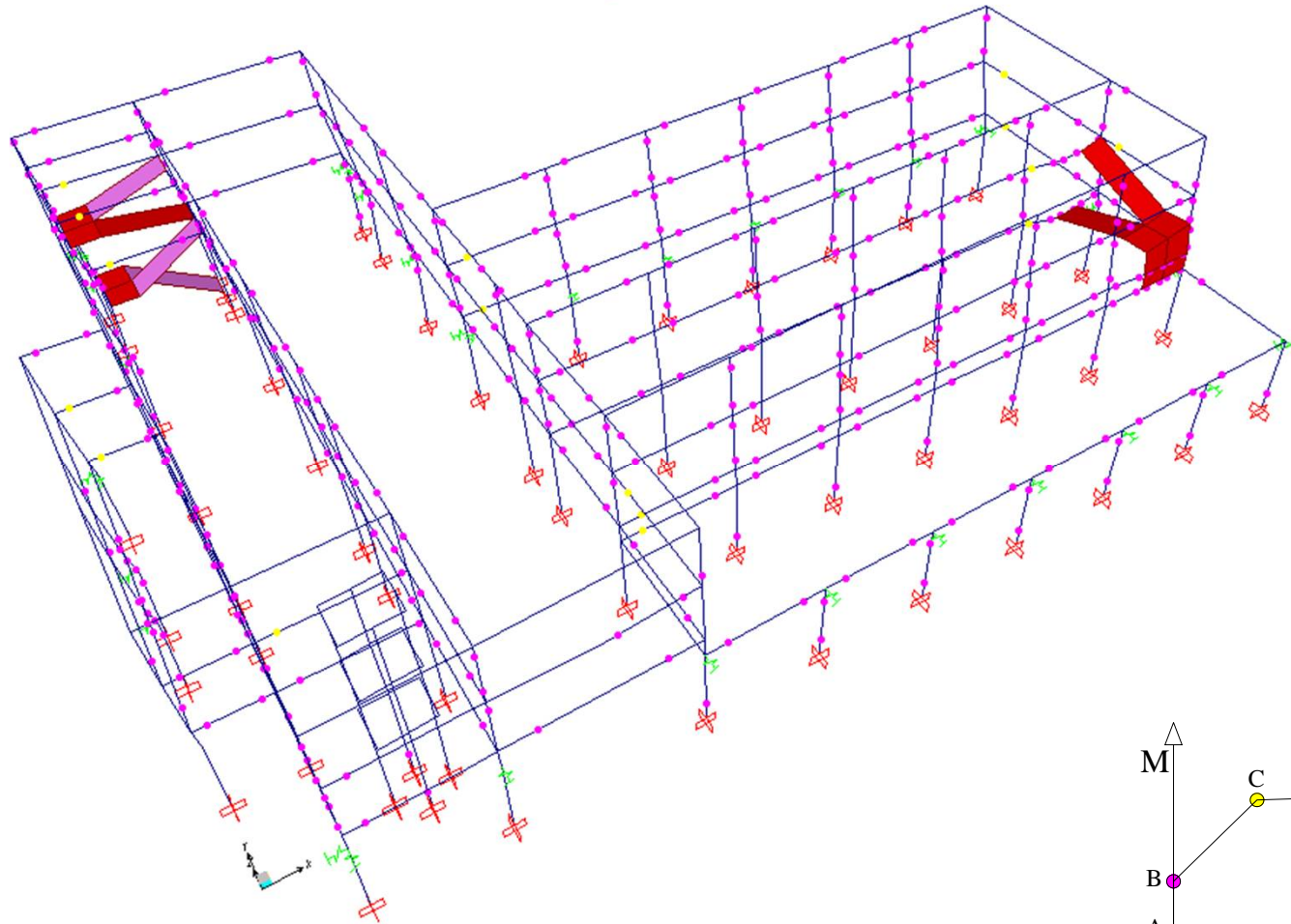
Step 20



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

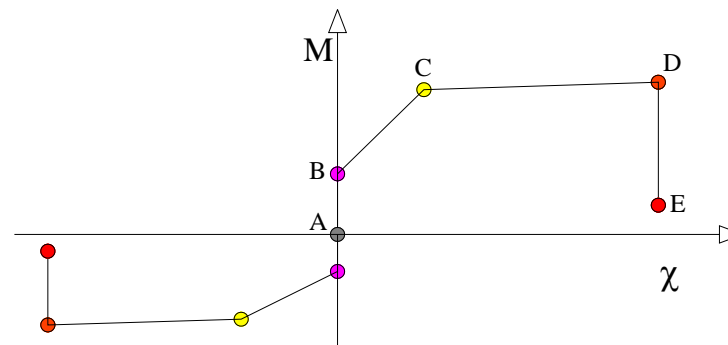
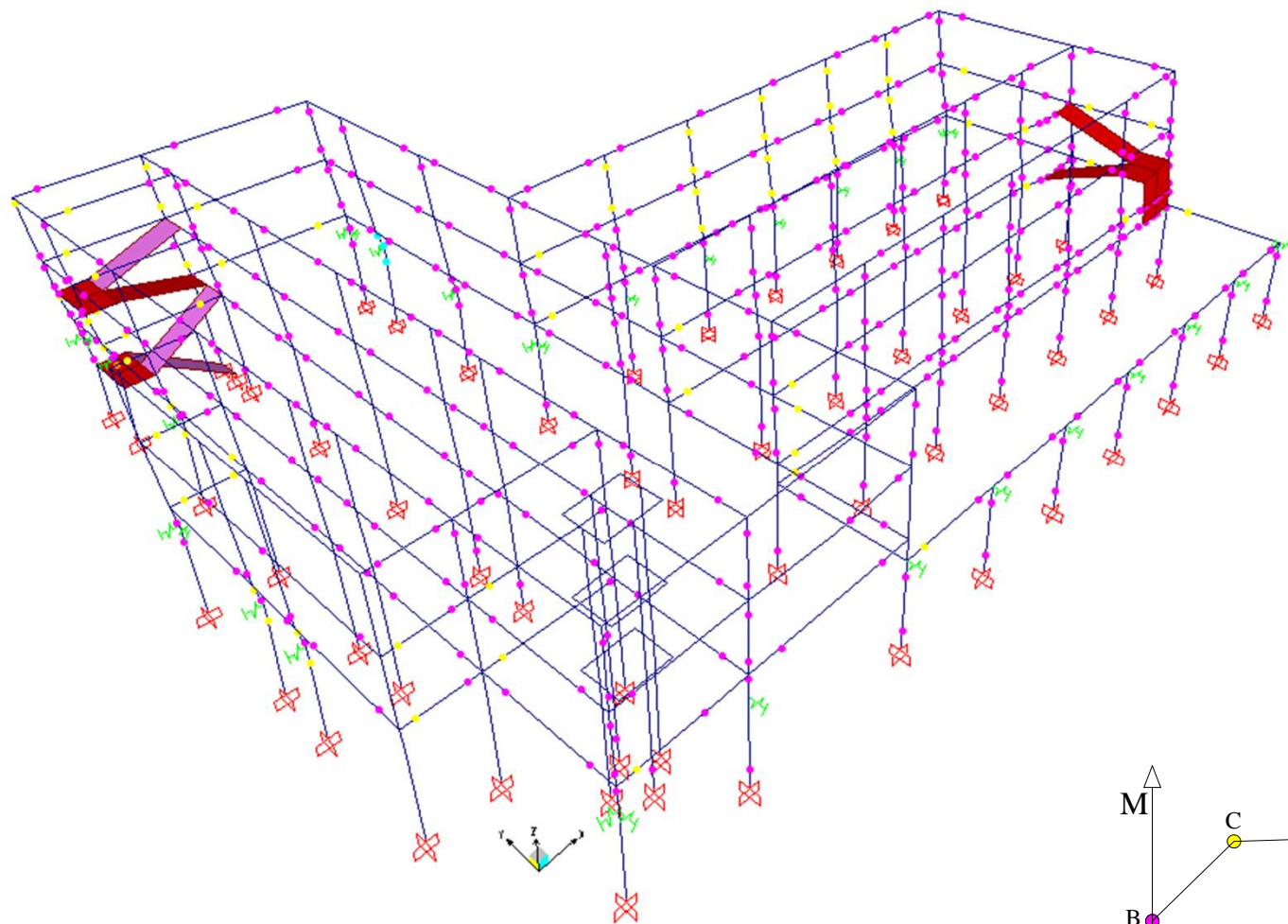
DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione x

Step 40



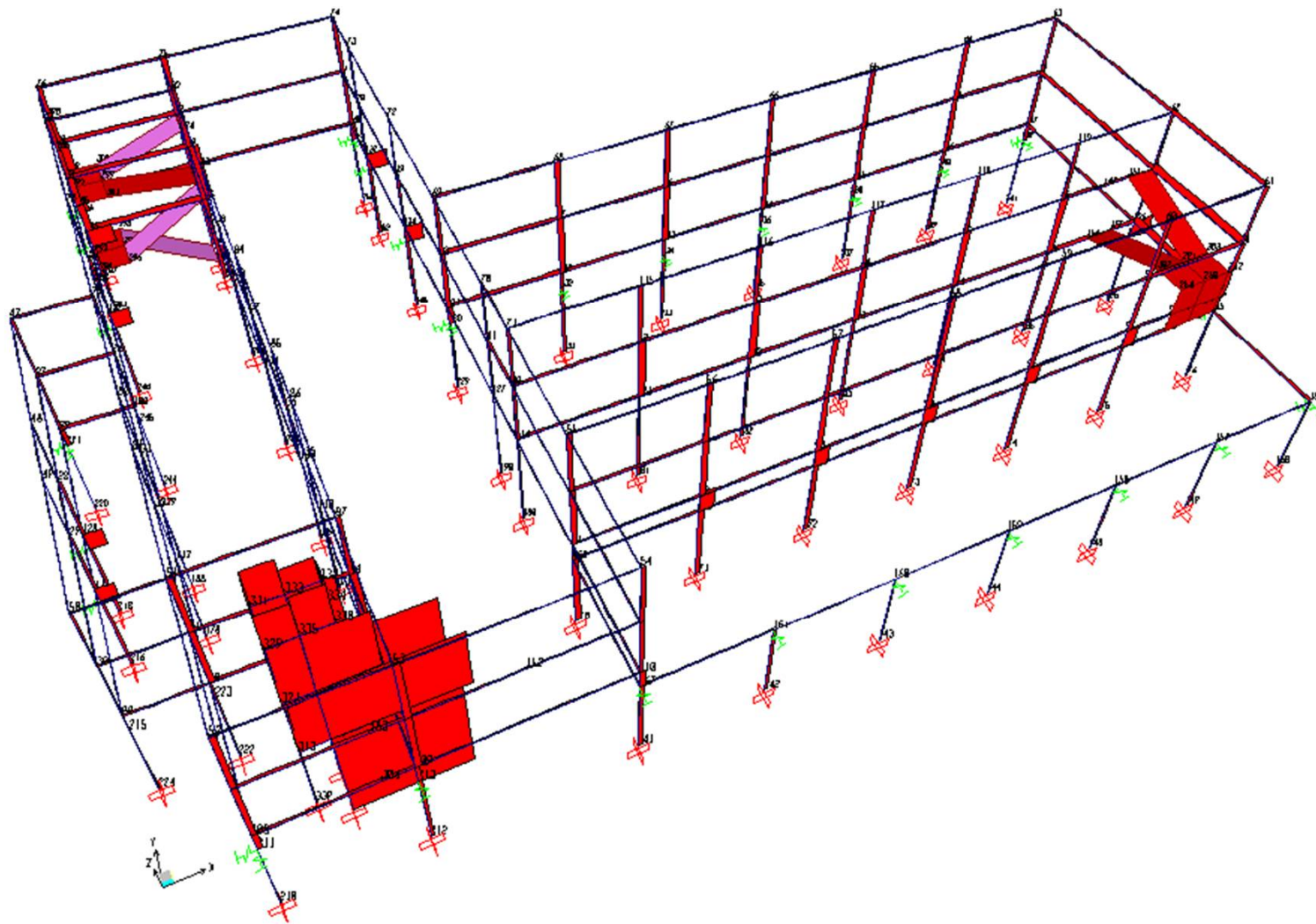
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione x



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

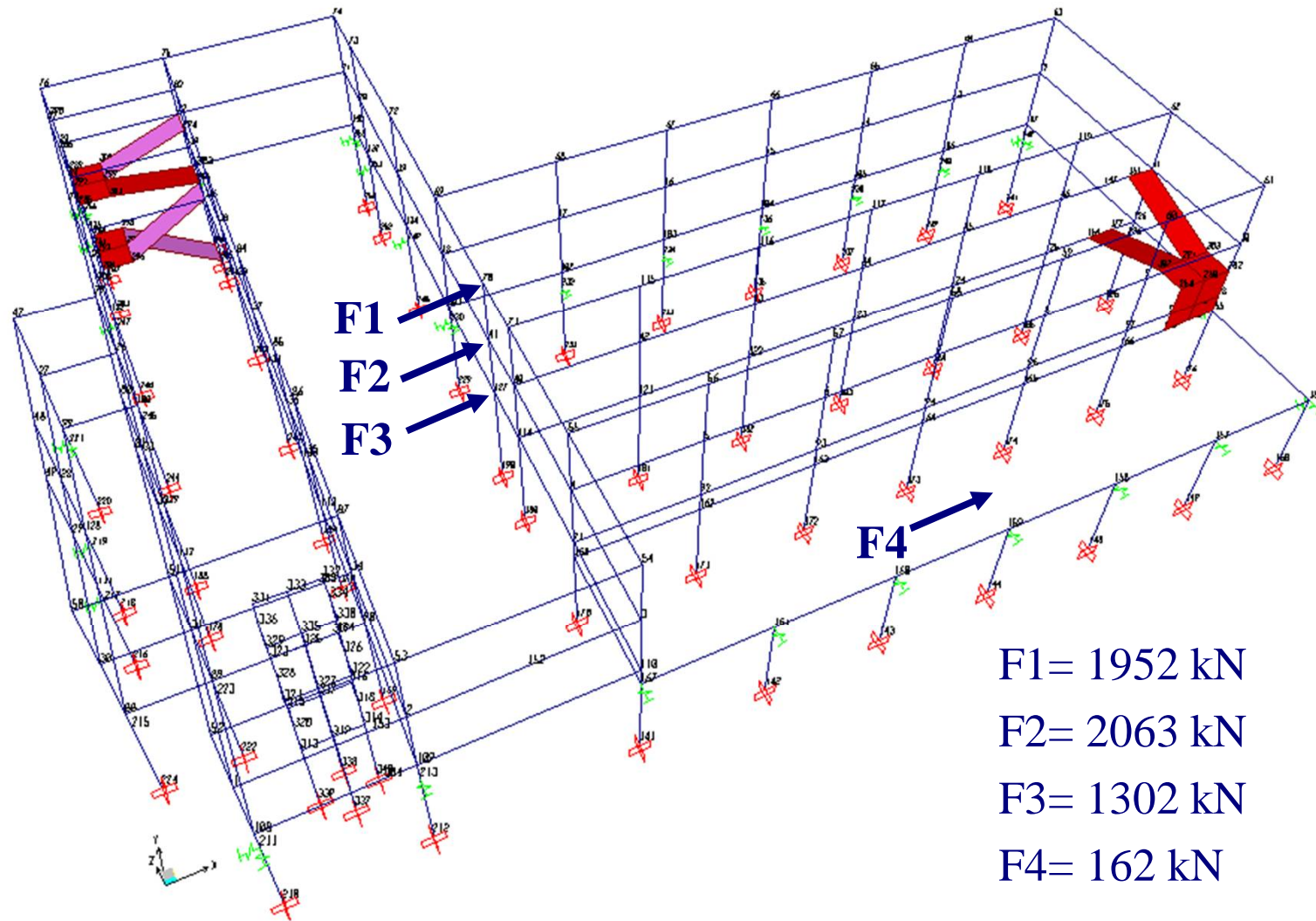
Analisi Dinamica lineare – Spettro in direzione x



Tagli in direzione x

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 1c) – Direzione x



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 1c) (proporzionale ai tagli) – Direzione x

Analysis Case Data - Nonlinear Static

Analysis Case Name OrizzXpropFORZE

Analysis Case Type Static

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Analysis Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load	FORZAX	1.
Load	FORZAX	1.

Other Parameters

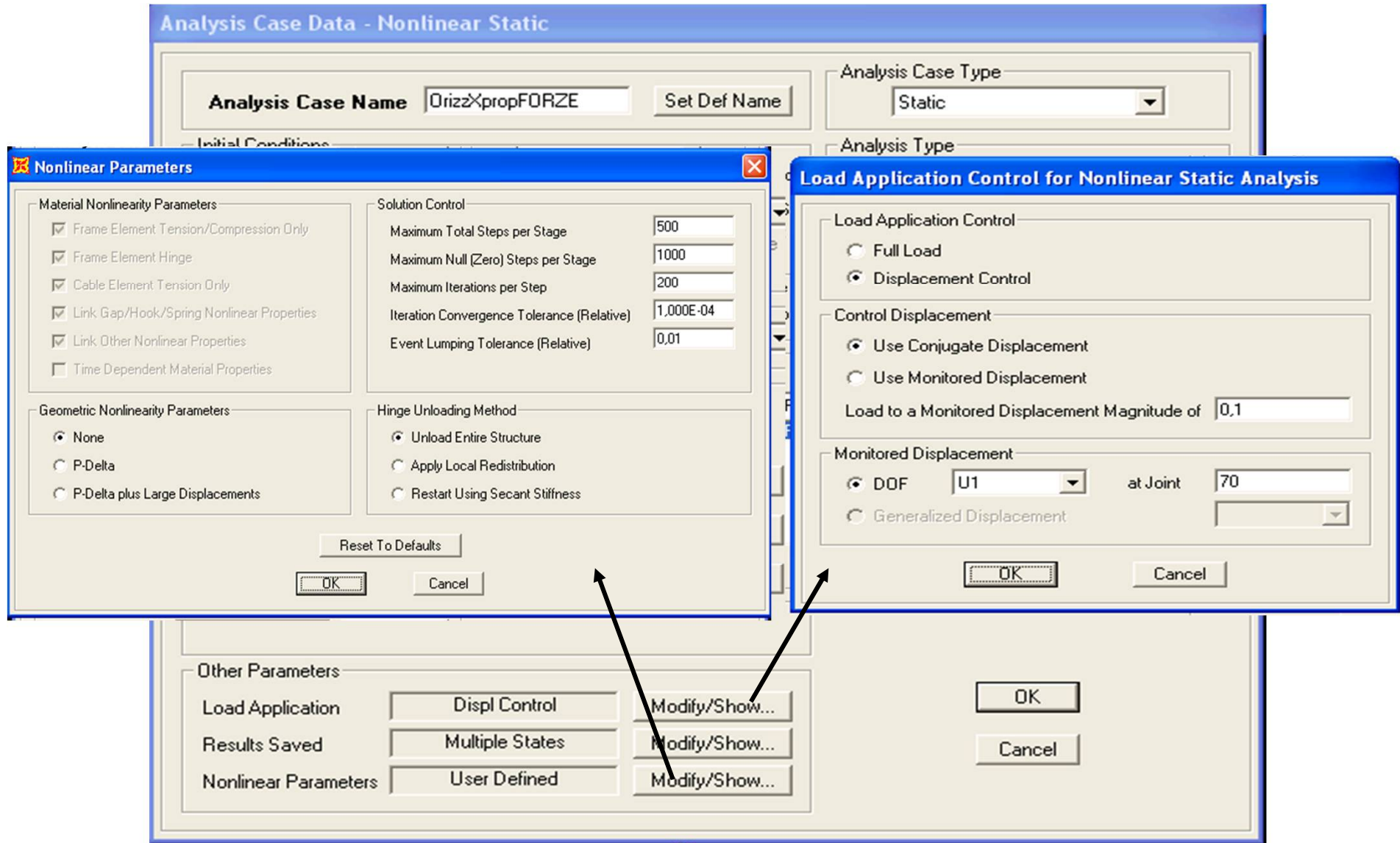
Load Application

Results Saved

Nonlinear Parameters

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

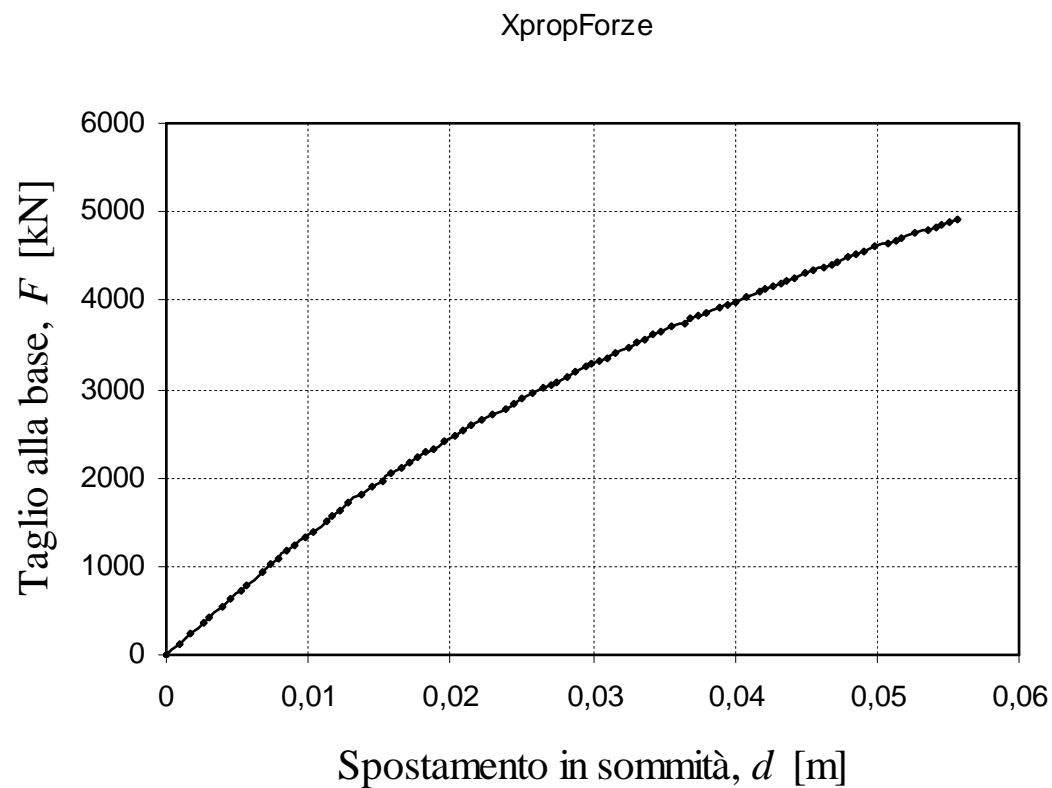
DISTRIBUZIONE DI FORZE 1c) (proporzionale ai tagli) – Direzione x



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 1c) (proporzionale ai tagli) – Direzione x

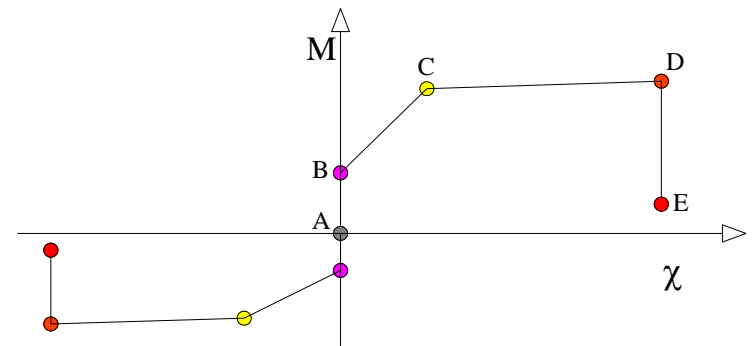
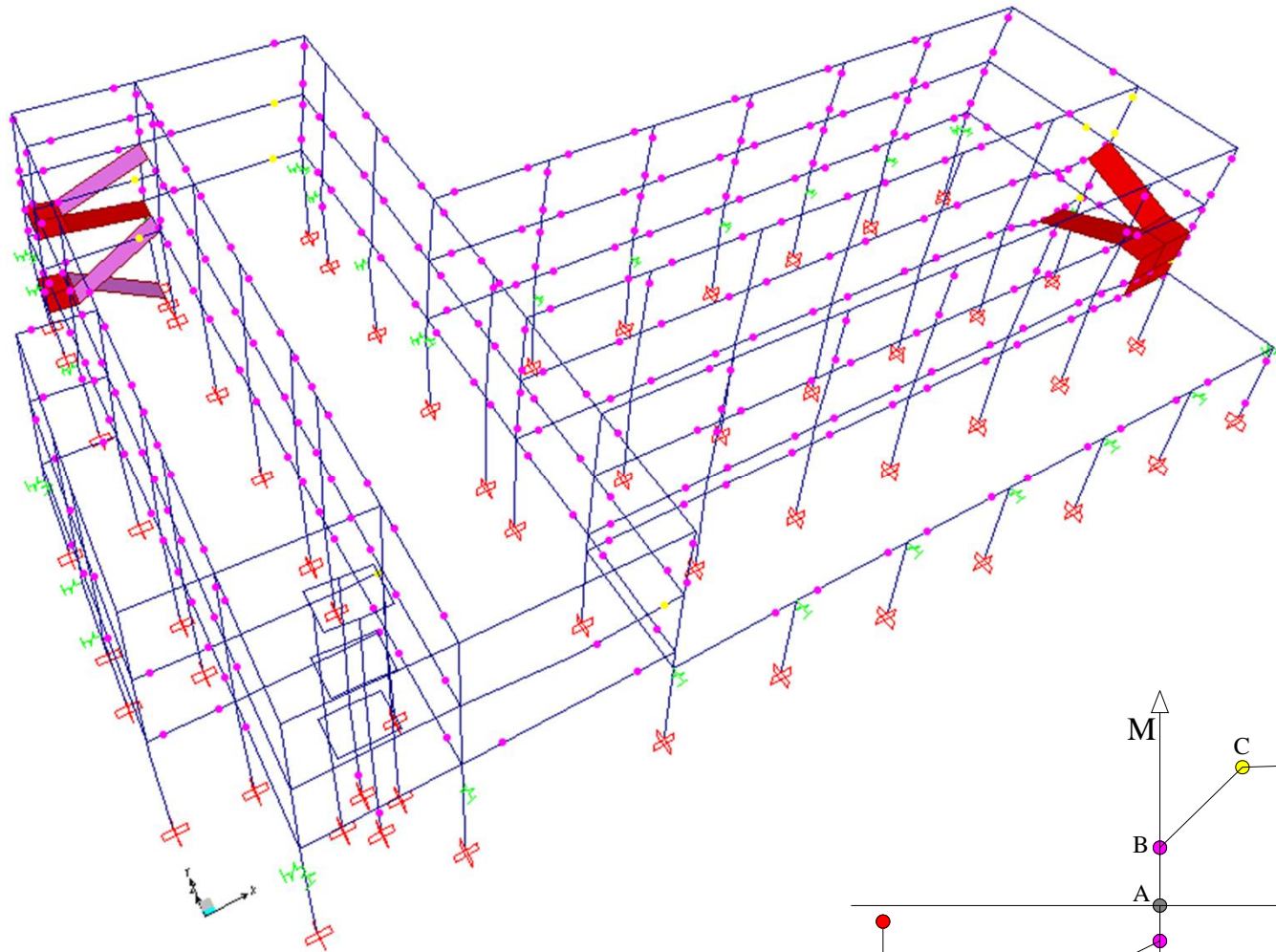
Curva di capacità



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 1c) (proporzionale ai tagli) – Direzione x

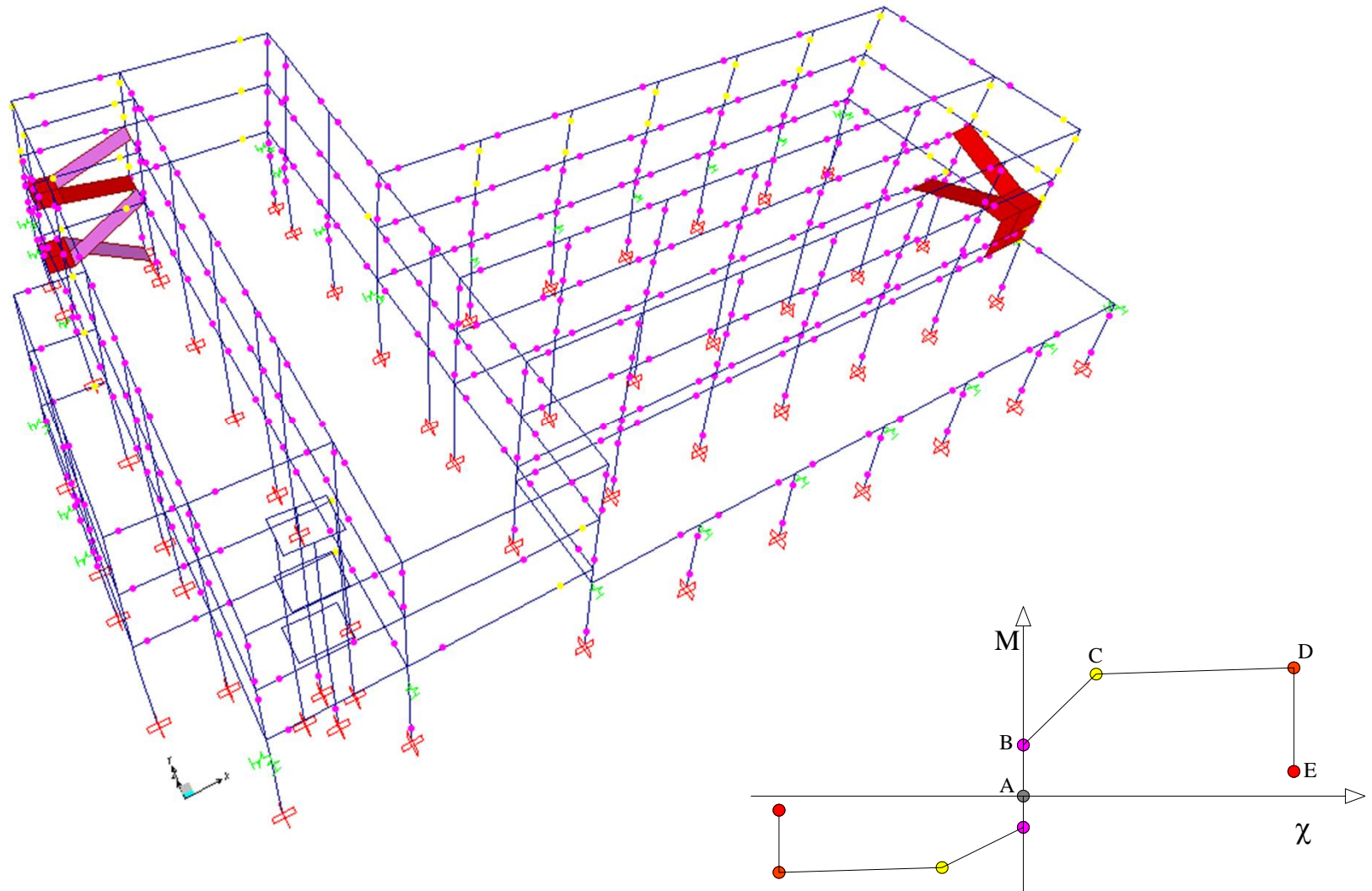
Step 25



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 1c) (proporzionale ai tagli) – Direzione x

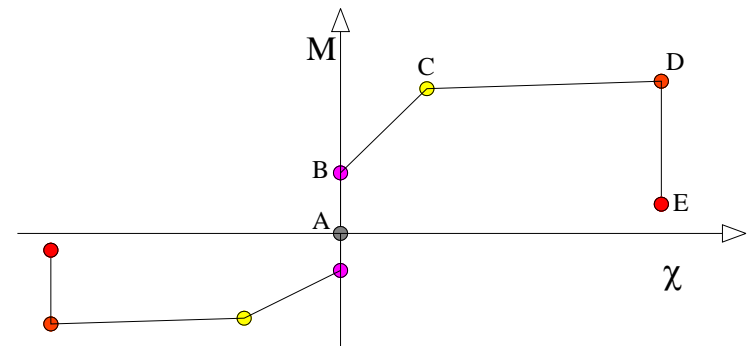
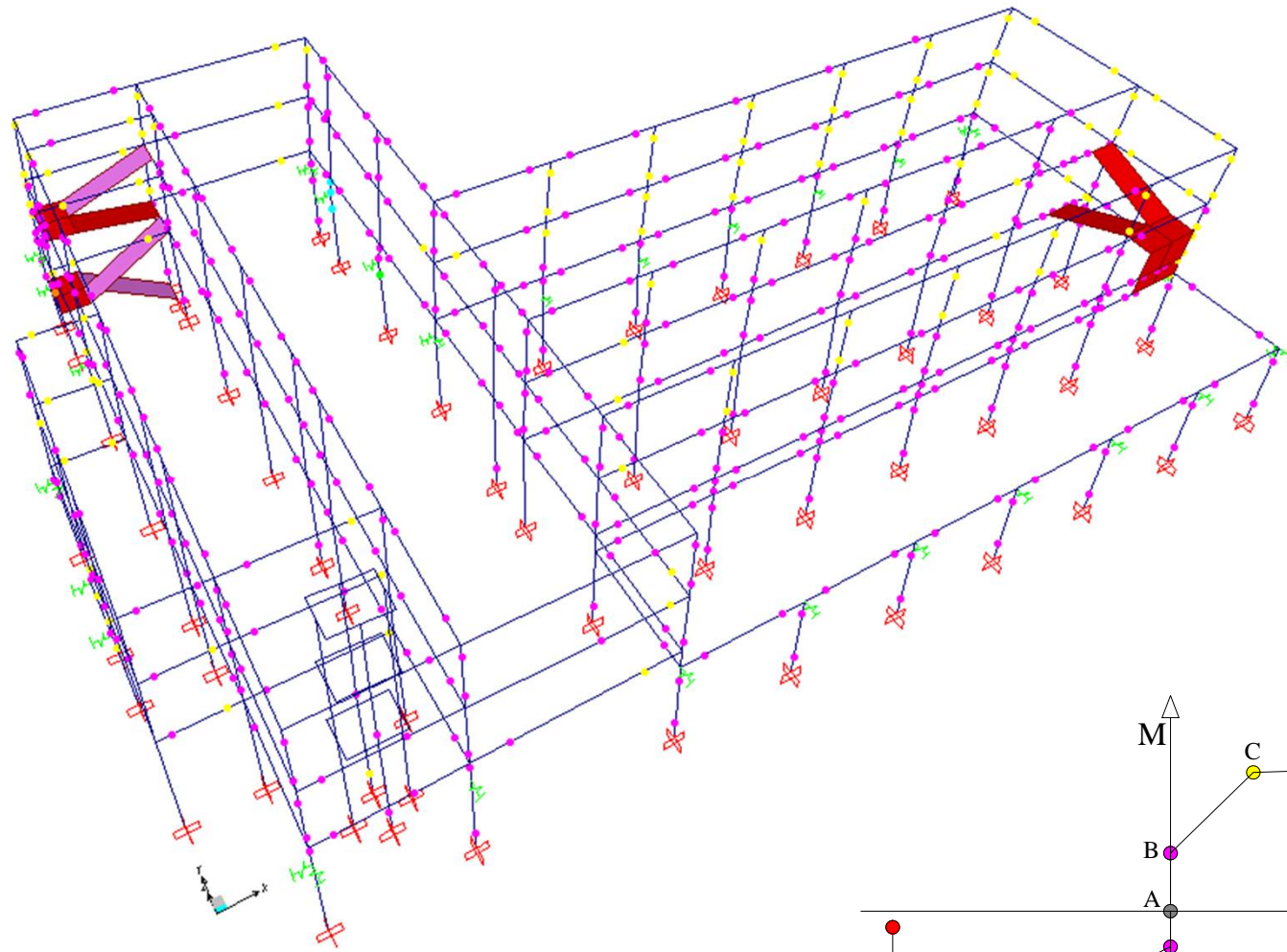
Step 57



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

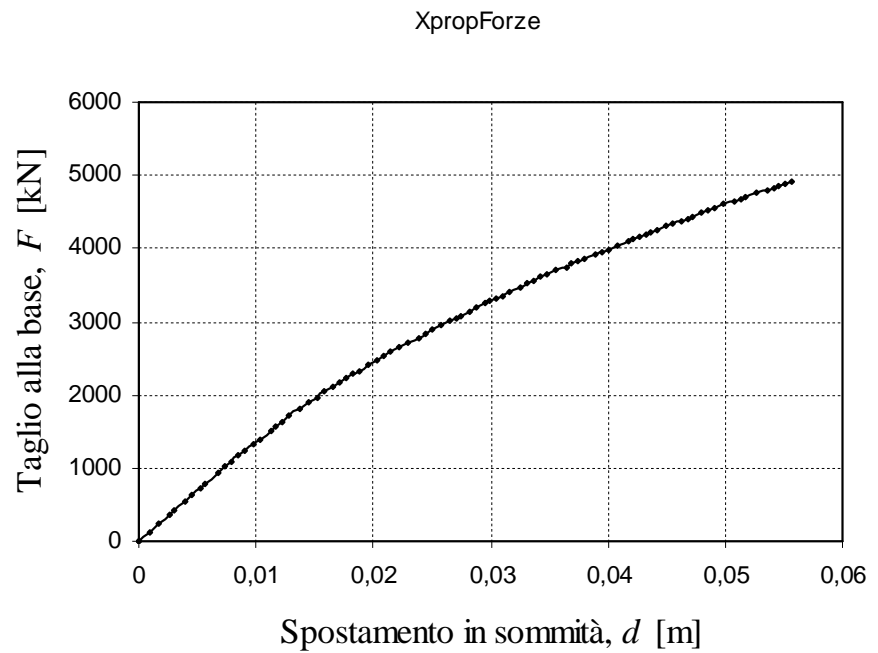
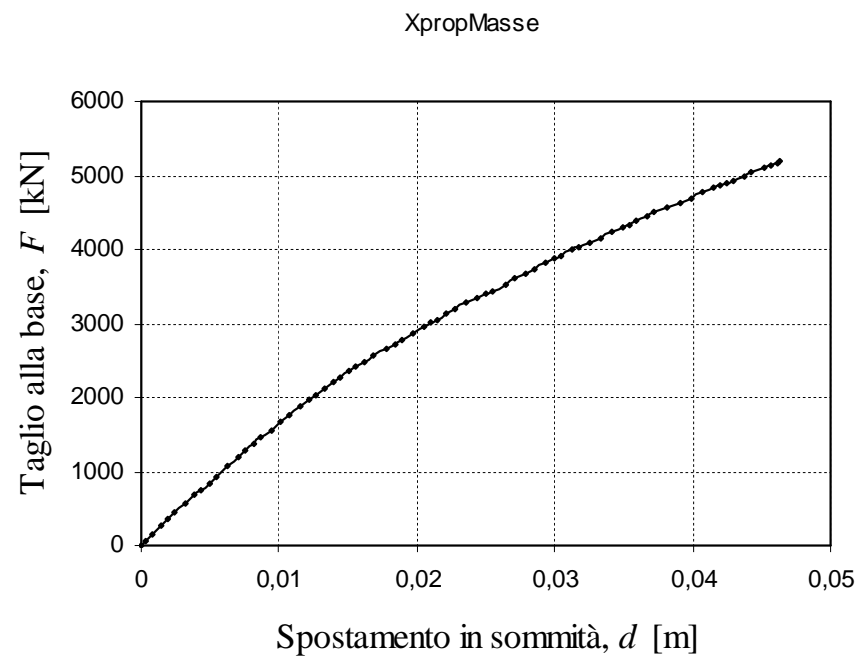
DISTRIBUZIONE DI FORZE 1c) (proporzionale ai tagli) – Direzione x

Step 89



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curve di capacità - Direzione x



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione y

Analysis Case Data - Nonlinear Static

Analysis Case Name OrizzYpropmase

Analysis Case Type Static

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Analysis Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UY	1.
Accel	UY	1.

Other Parameters

Load Application	Displ Control	<input type="button" value="Modify/Show..."/>
Results Saved	Multiple States	<input type="button" value="Modify/Show..."/>
Nonlinear Parameters	User Defined	<input type="button" value="Modify/Show..."/>

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione y

Analysis Case Data - Nonlinear Static

Analysis Case Name: OrizzYpoomase | Set Def Name

Analysis Case Type: Static

Analysis Type:

Nonlinear Parameters

Material Nonlinearity Parameters

- Frame Element Tension/Compression Only
- Frame Element Hinge
- Cable Element Tension Only
- Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties
- Link Other Nonlinear Properties
- Time Dependent Material Properties

Geometric Nonlinearity Parameters

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Solution Control

- Maximum Total Steps per Stage: 500
- Maximum Null (Zero) Steps per Stage: 1000
- Maximum Iterations per Step: 50
- Iteration Convergence Tolerance (Relative): 1,000E-04
- Event Lumping Tolerance (Relative): 0,01

Hinge Unloading Method

- Unload Entire Structure
- Apply Local Redistribution
- Restart Using Secant Stiffness

Reset To Defaults | OK | Cancel

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

- Full Load
- Displacement Control

Control Displacement

- Use Conjugate Displacement
- Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0,1

Monitored Displacement

- DOF: U2 at Joint: 70
- Generalized Displacement

OK | Cancel

Other Parameters

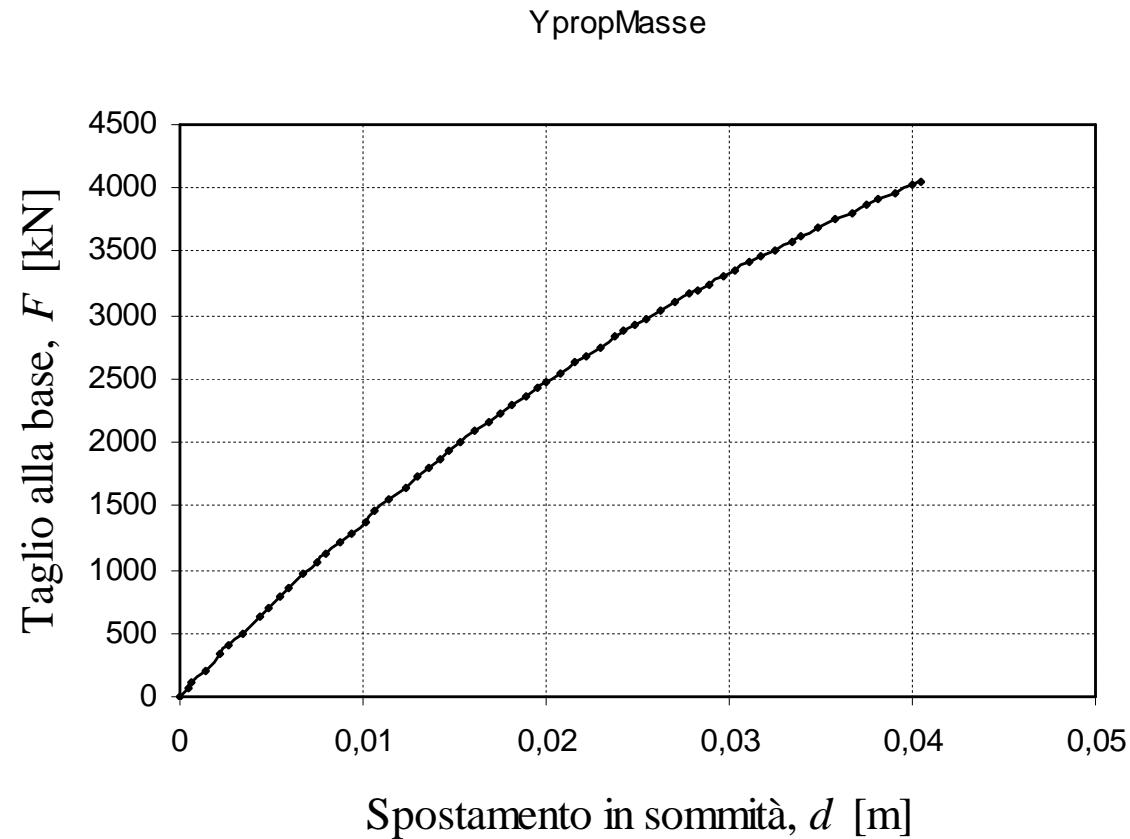
Load Application	Displ Control	Modify/Show...
Results Saved	Multiple States	Modify/Show...
Nonlinear Parameters	User Defined	Modify/Show...

OK | Cancel

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione y

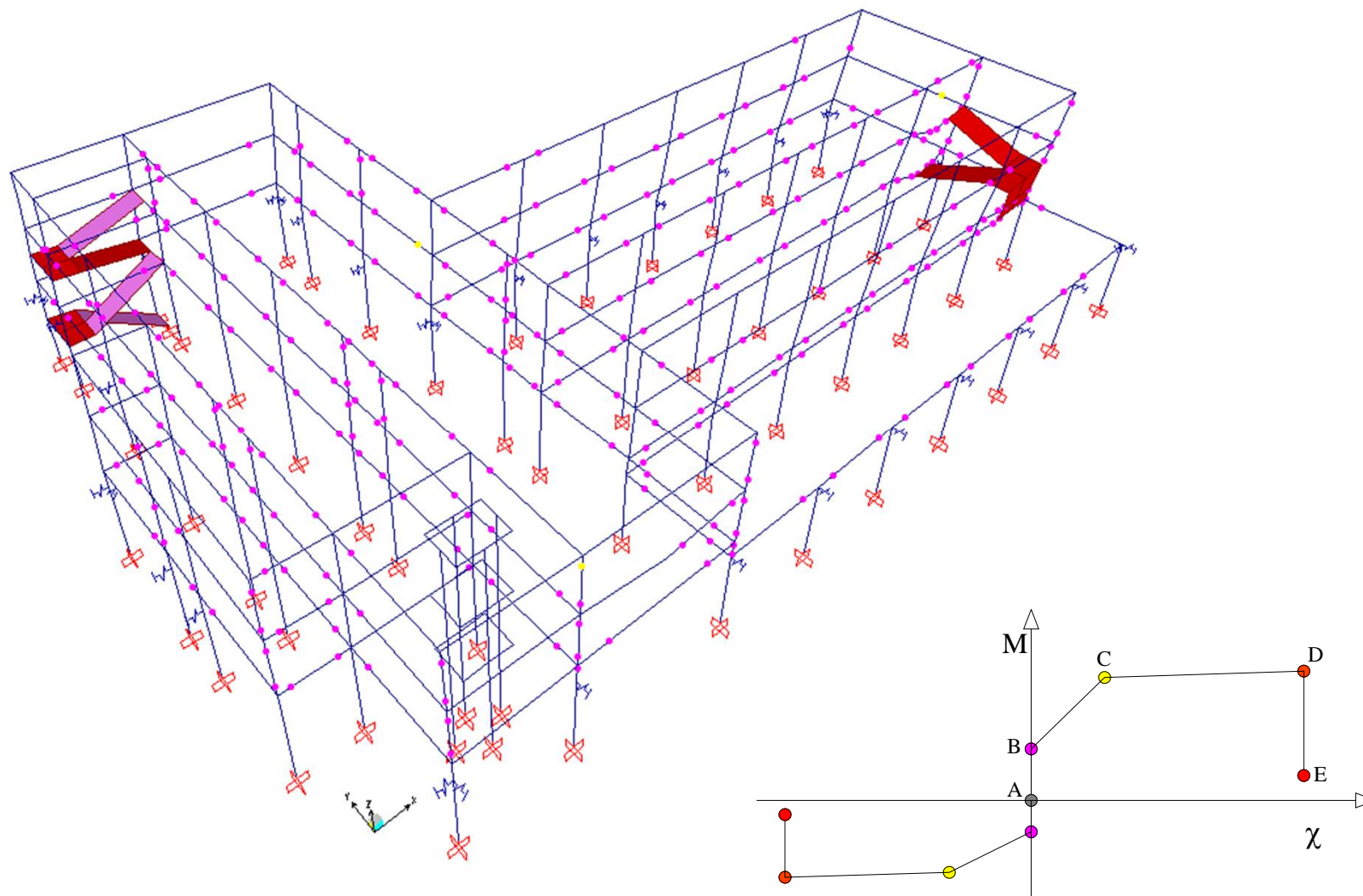
Curva di capacità



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione y

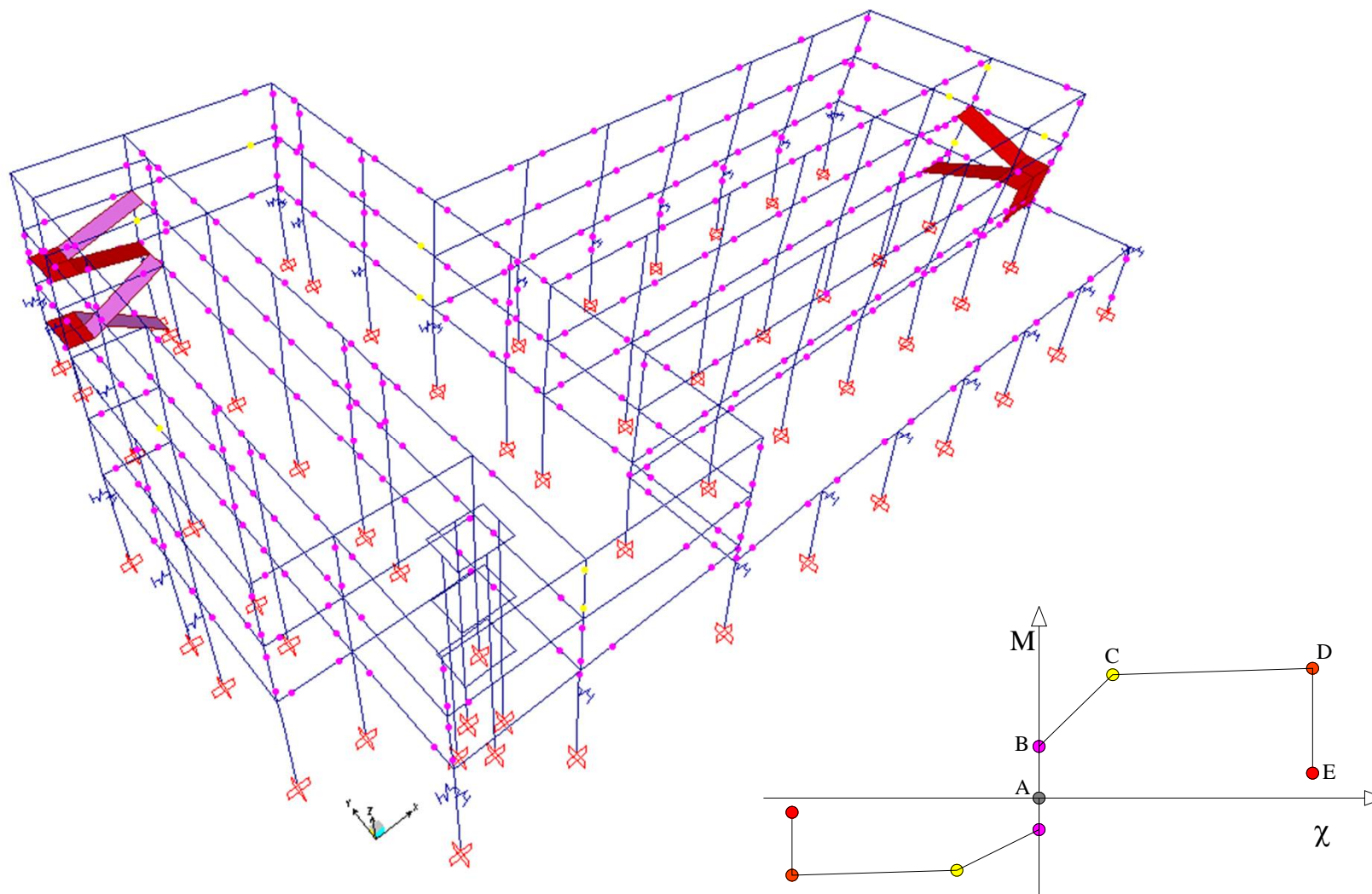
Step 15



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione y

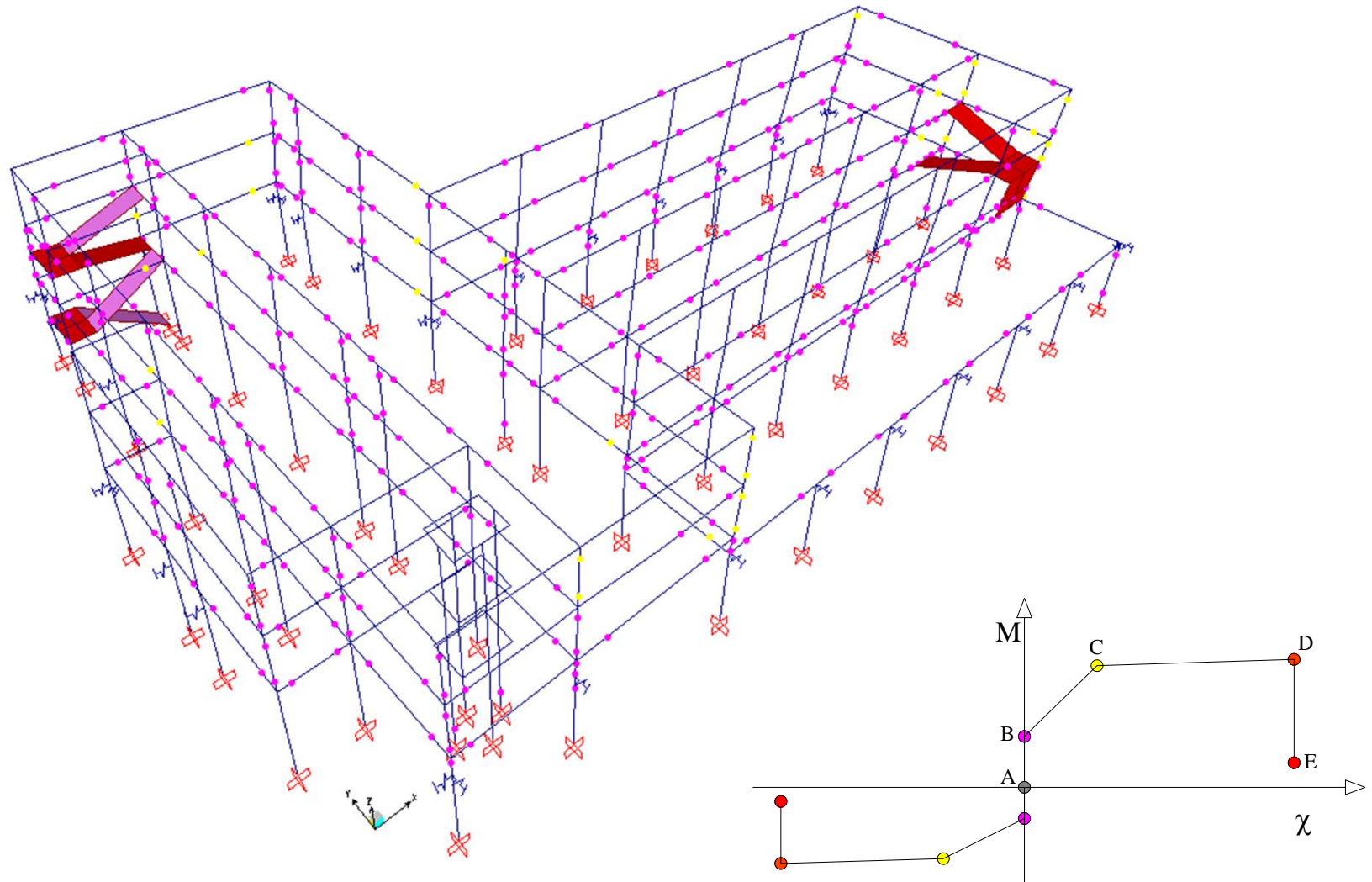
Step 30



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione y

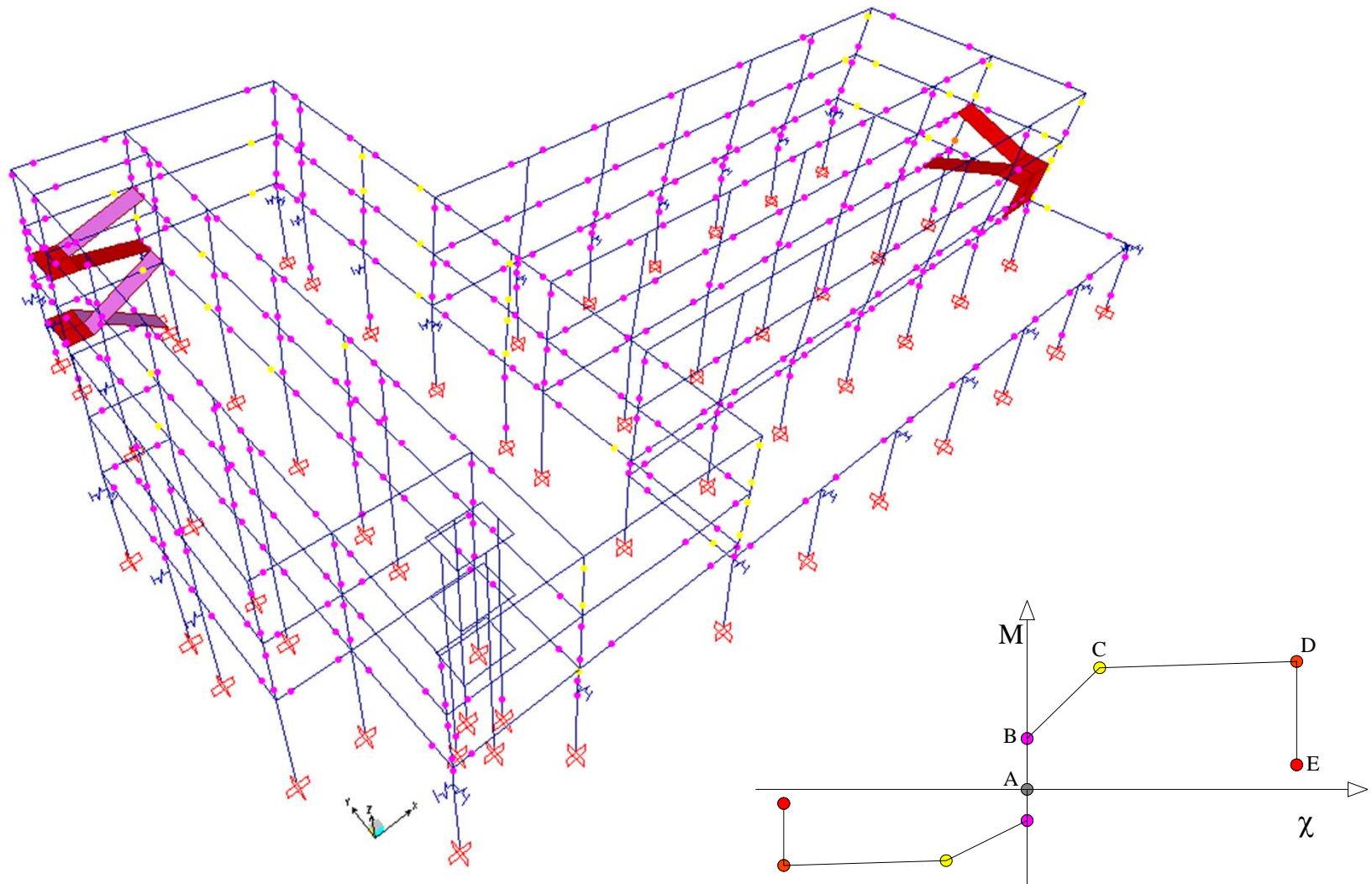
Step 45



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

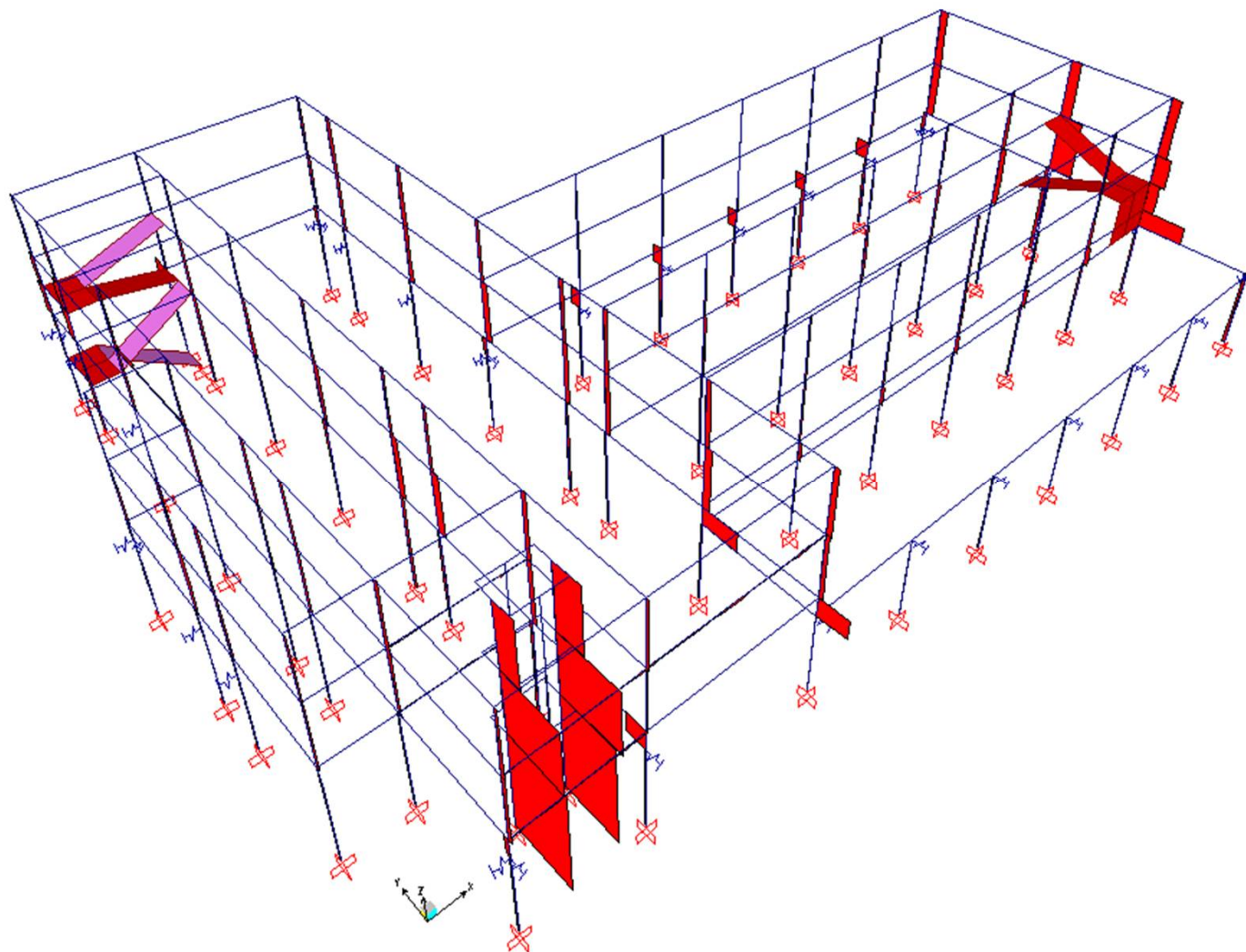
DISTRIBUZIONE DI FORZE 2a) (proporzionale alle masse) - Direzione y

Step 59



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Analisi Dinamica lineare – Spettro in direzione y

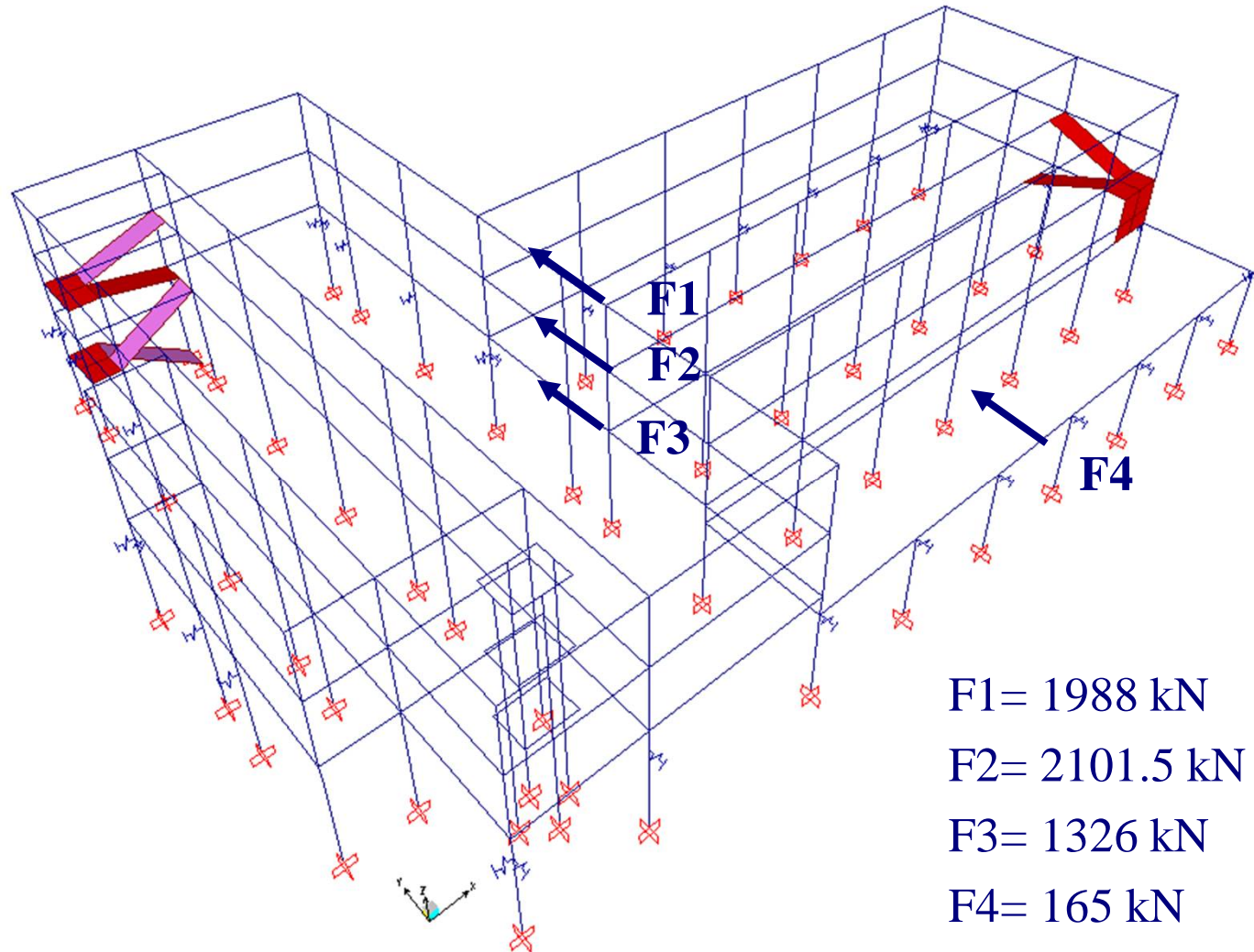


Tagli in direzione y

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 1c) – Direzione y

F1, F2, F3, F4 = tagli di piano

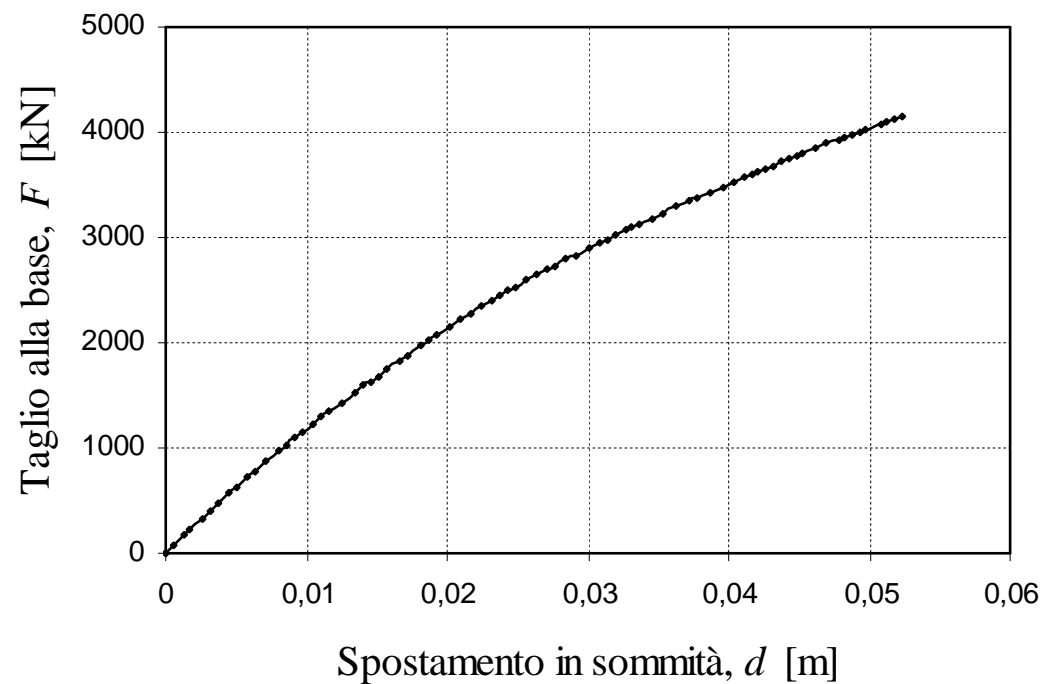


ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 1c) (proporzionale ai tagli) – Direzione y

Curva di capacità

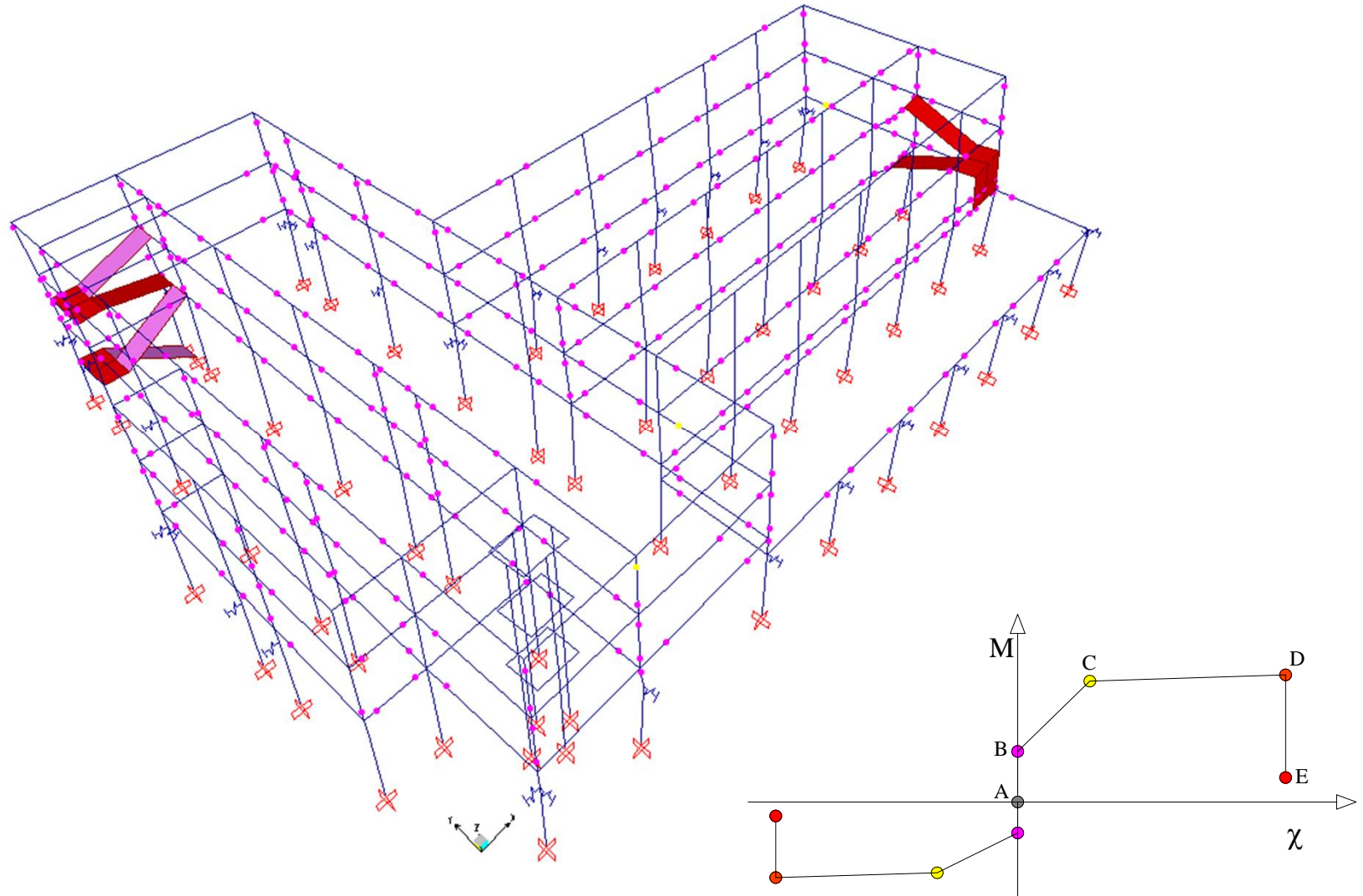
YpropForze



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 1c) (proporzionale ai tagli) – Direzione y

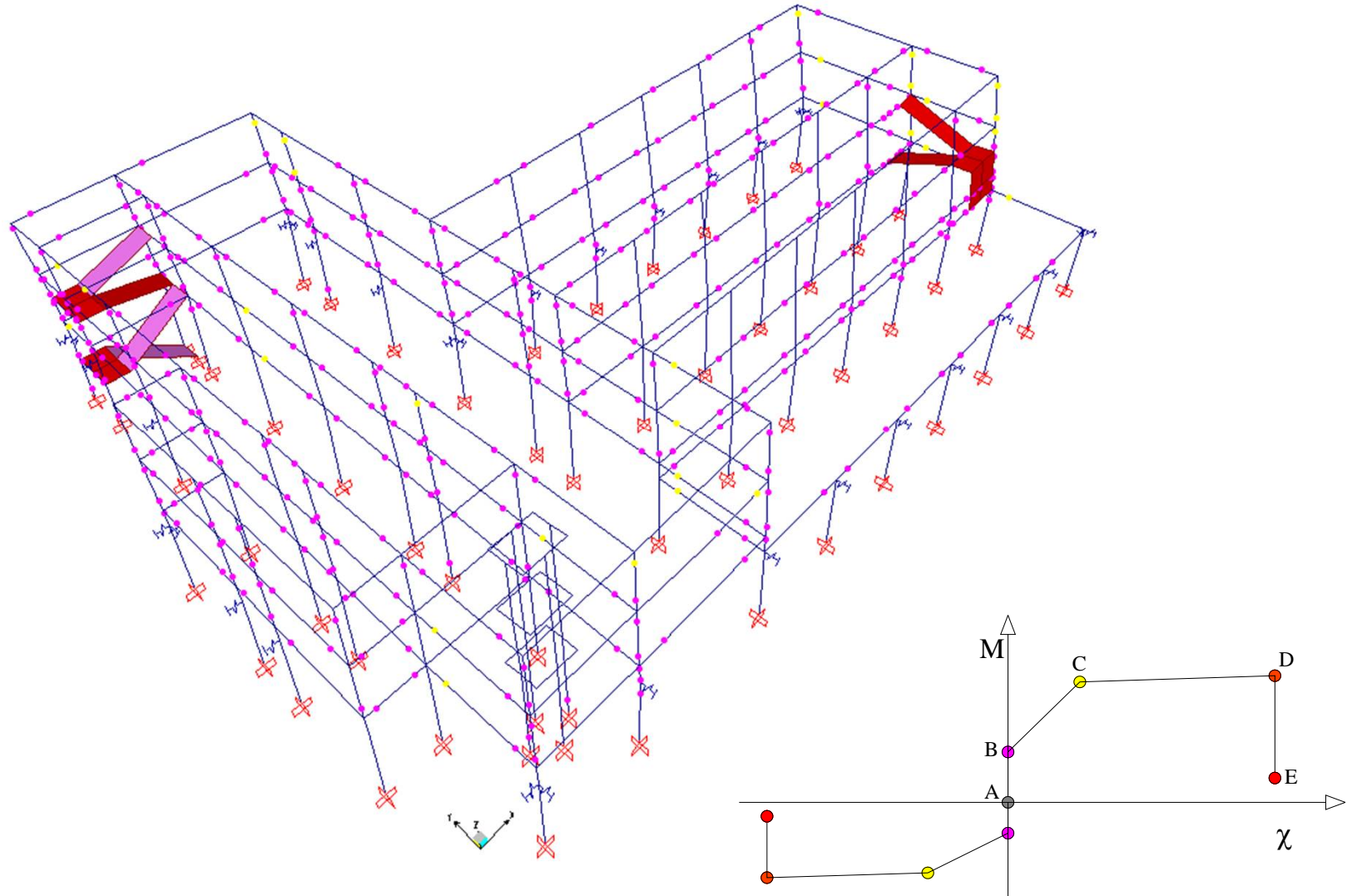
Step 25



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 1c) (proporzionale ai tagli) – Direzione y

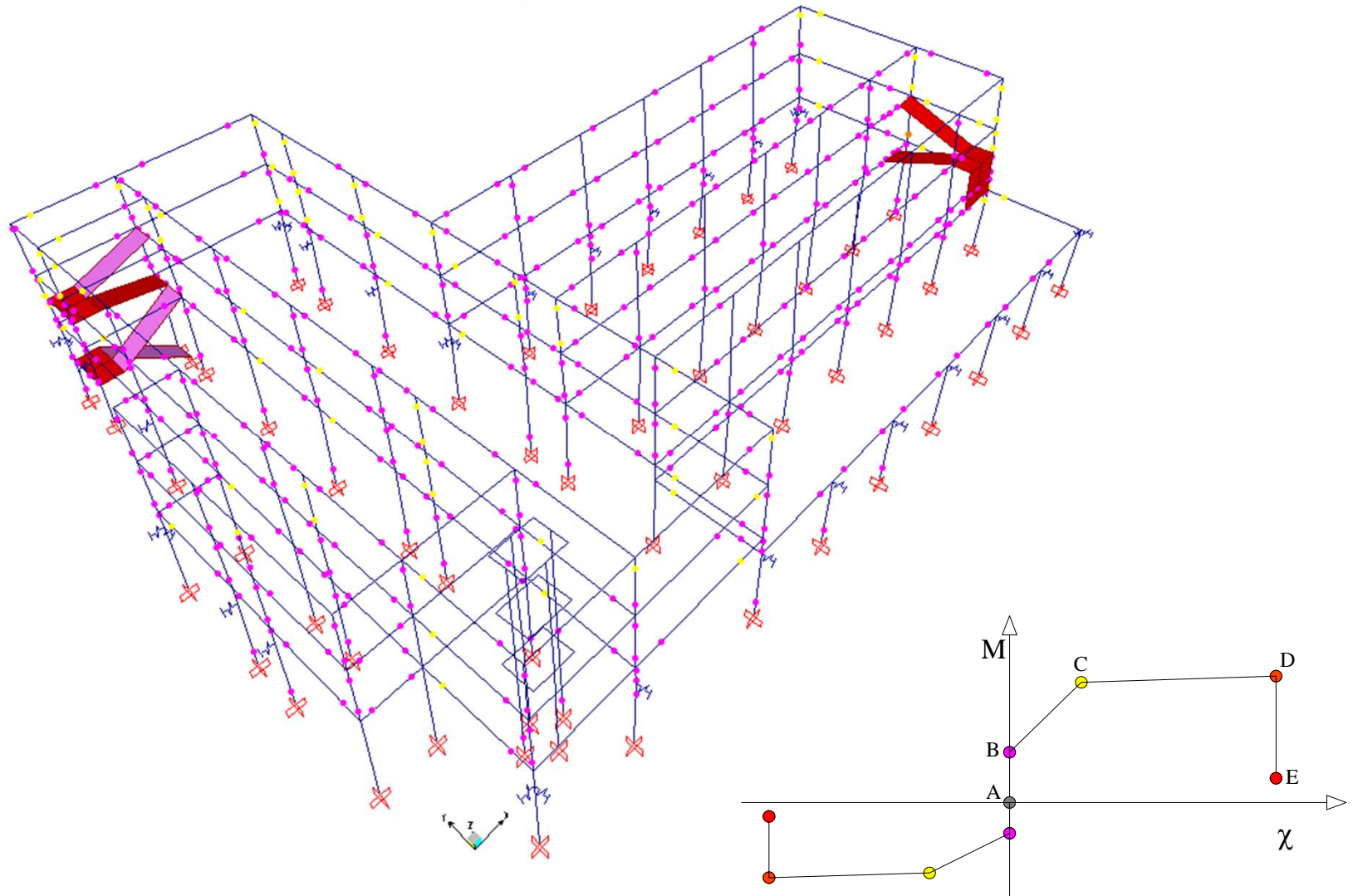
Step 50



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

DISTRIBUZIONE DI FORZE 1c) (proporzionale ai tagli) – Direzione y

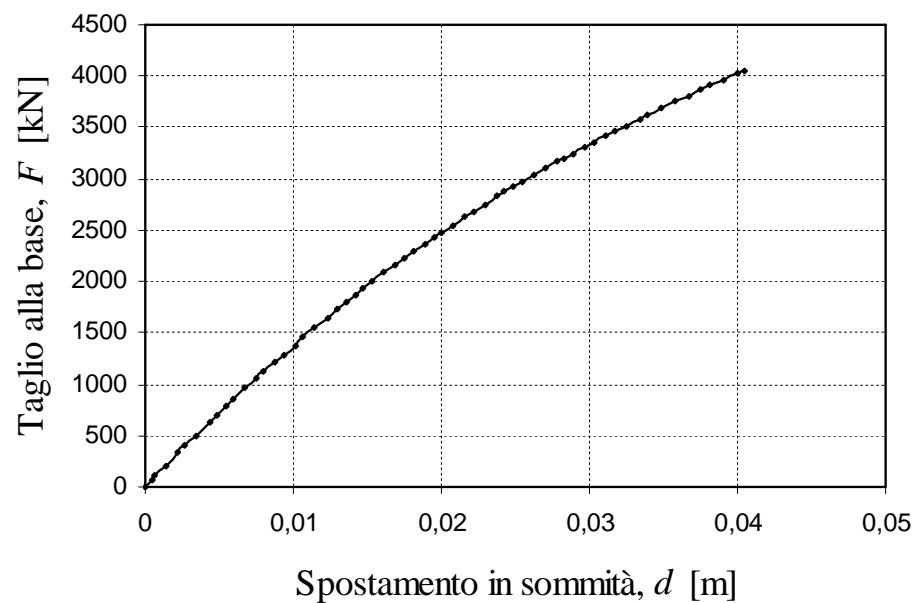
Step 86



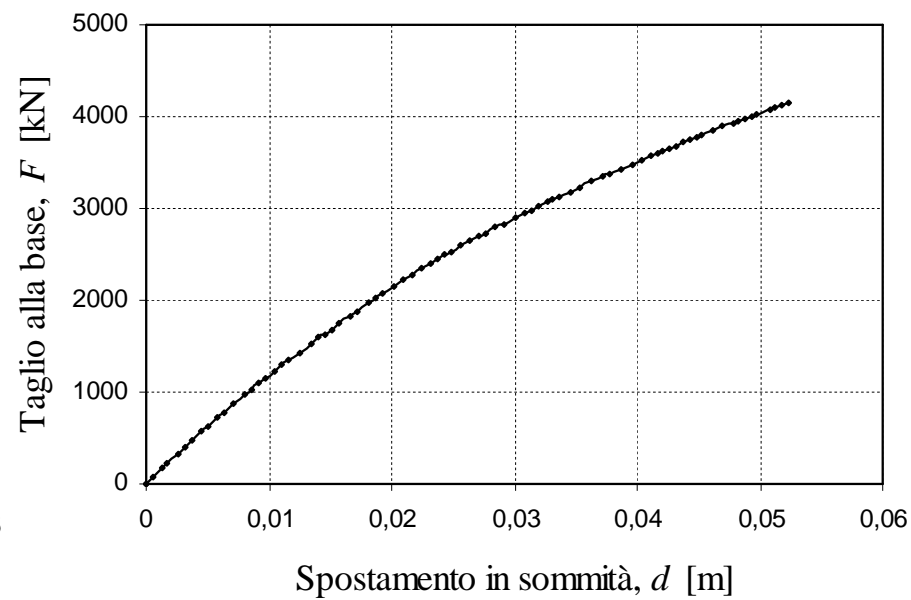
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curve di capacità - Direzione y

YpropMasse



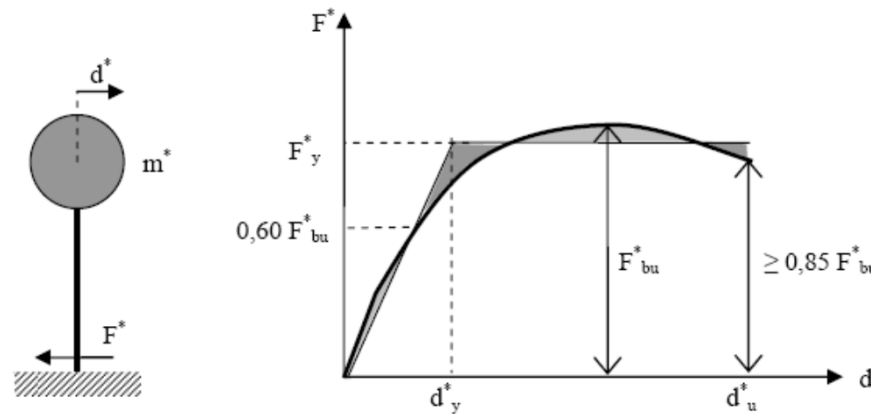
YpropForze



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Determinazione della domanda

- La domanda, in termini di sollecitazioni e deformazioni, si ottiene in corrispondenza dei valori di spostamento individuati sulla curva di capacità della struttura relativi alla massima risposta attesa per le azioni sismiche corrispondenti ai diversi stati limite.
- Per calcolare questi punti, si deve ridurre la struttura ad un modello equivalente ad un grado di libertà.



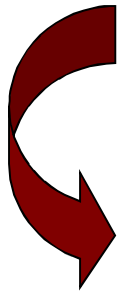
Infatti il passaggio dal modello iniziale a più gradi di libertà (M-gdl) ad un modello equivalente ad un grado di libertà (1-gdl) permette di utilizzare le informazioni derivanti dagli spettri elastici di risposta, e quindi di calcolare le sollecitazioni e le deformazioni a cui la struttura deve essere in grado di resistere per i diversi stati limite.

Determinazione del sistema 1-gdl equivalente

Bozza di Istruzioni delle NTC – C7.3.4

Il sistema ad 1-gdl si ottiene dividendo ascisse e ordinate della curva di capacità a M-gdl per il fattore di partecipazione Γ del modo fondamentale nella direzione considerata, espresso dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_{i,j}}{\sum m_i \Phi_{i,j}^2}$$



$\Phi_{i,j}$ = i -esima componente del vettore della forma modale fondamentale nella direzione considerata $\{\Phi_j\}$ normalizzata rispetto al punto di controllo.

m_i = massa dell' i -esimo piano

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Determinazione del sistema 1-gdl equivalente

Dimostrazione dell'espressione:

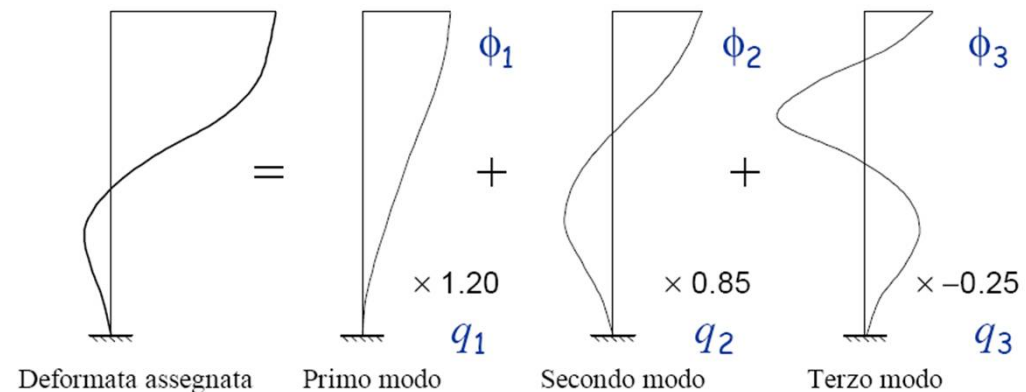
$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_{i,j}}{\sum m_i \Phi_{i,j}^2}$$

Il sistema di equazioni differenziali che governa il moto di un sistema M-gdl lineare si può scrivere nella forma:

$$[M]\{\ddot{d}\} + [C]\{\dot{d}\} + [K]\{d\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_g$$

Applicando l'analisi modale:

$$\{d\} = \sum_{j=1}^n \{\Phi_j\} q_j(t)$$



si ottiene la j -esima equazione del sistema M-gdl in coordinate principali:

$$[M] \sum_{j=1}^n \{\Phi_j\} \ddot{q}_j(t) + [C] \sum_{j=1}^n \{\Phi_j\} \dot{q}_j(t) + [K] \sum_{j=1}^n \{\Phi_j\} q_j(t) = -[M]\{I\}\ddot{u}_g$$

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Determinazione del sistema 1-gdl equivalente

Dimostrazione dell'espressione:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_{i,j}}{\sum m_i \Phi_{i,j}^2}$$

Premoltiplicando ambo i termini per $\{\Phi_j\}^T$ e ricordando le condizioni di ortogonalità si ricava:

$$\{\Phi_j\}^T [M] \{\Phi_j\} \ddot{q}_j(t) + \{\Phi_j\}^T [C] \{\Phi_j\} \dot{q}_j(t) + \{\Phi_j\}^T [K] \{\Phi_j\} q_j(t) = -\{\Phi_j\}^T [M] \{I\} \ddot{u}_g$$

$$M_j \ddot{q}_j(t) + C_j \dot{q}_j(t) + K_j q_j(t) = -\Gamma_j M_j \ddot{u}_g$$

$$\begin{cases} M_j = \{\Phi_j\}^T [M] \{\Phi_j\} & C_j = \{\Phi_j\}^T [C] \{\Phi_j\} & K_j = \{\Phi_j\}^T [K] \{\Phi_j\} \\ L_j = -\{\Phi_j\}^T [M] \{I\} & \Gamma_j = \frac{L_j}{M_j} \end{cases}$$

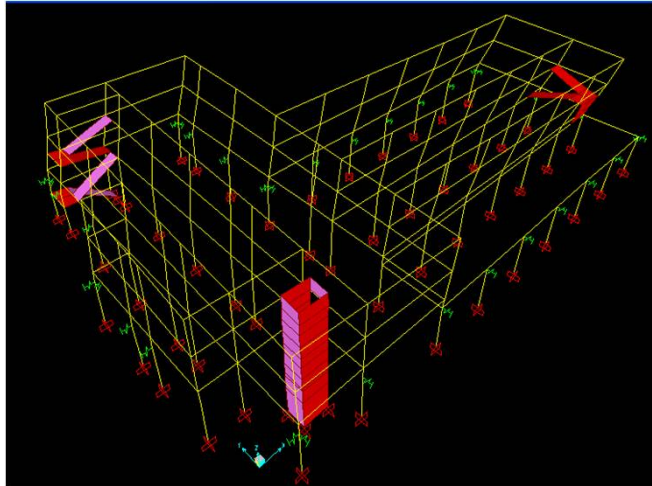
Infine posto: $d_j^* = \frac{q_j}{\Gamma_j}$, si ottiene:

$$\ddot{d}_j^*(t) + 2\nu_j \omega_j \dot{d}_j^*(t) + \omega_j^2 d_j^*(t) = -\ddot{u}_g \quad \omega_j = \sqrt{\frac{K_j}{M_j}} \quad \nu_j = \frac{C_j}{2M_j \omega_j}$$

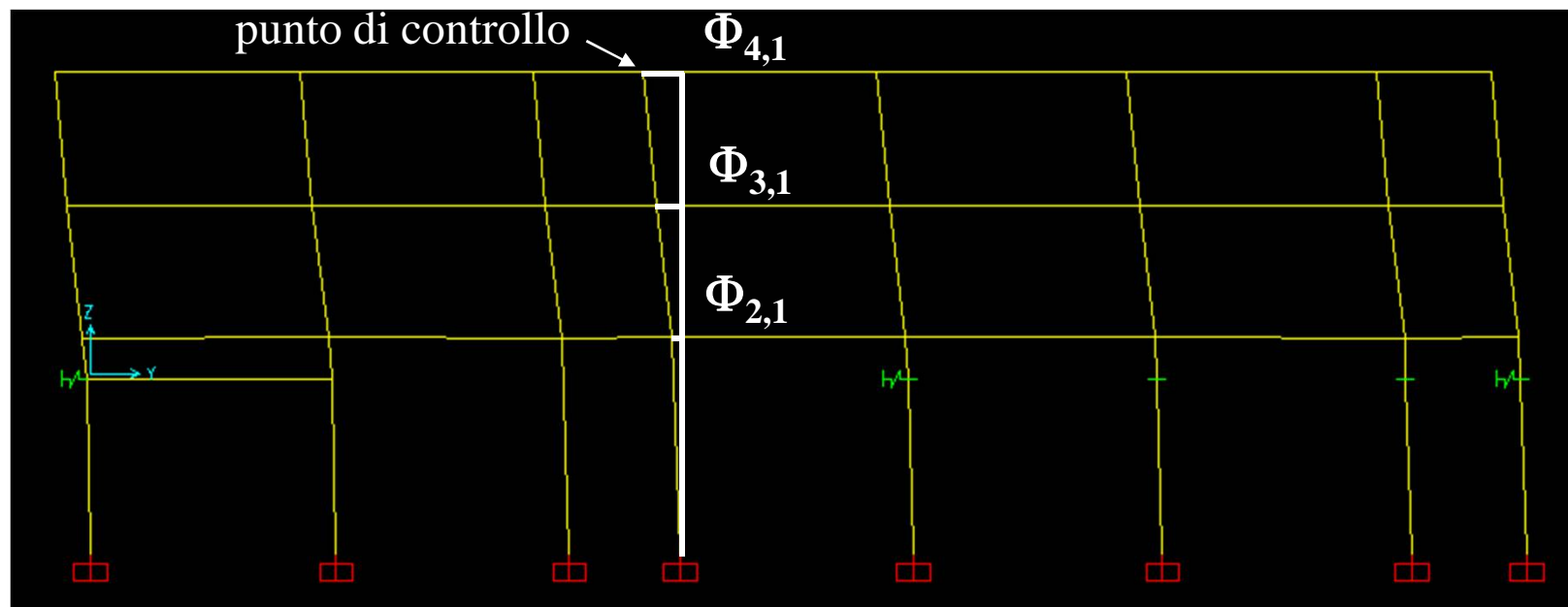
Equazione di un moto di 1-gdl le cui caratteristiche modali sono quelle del j-esimo modo del sistema M-gdl.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Coefficiente di partecipazione Γ in direzione y – Modo 1



PIANO i	MASSA m_i [ton]	Componente Forma modale $\Phi_{i,1}$ normalizzata
4 (z=7.4 m)	843.8	1
3 (z=4.1 m)	1230.6	0.63
2 (z=0.87 m)	1250.9	0.21
1 (z=-0.12 m)	192	0.097



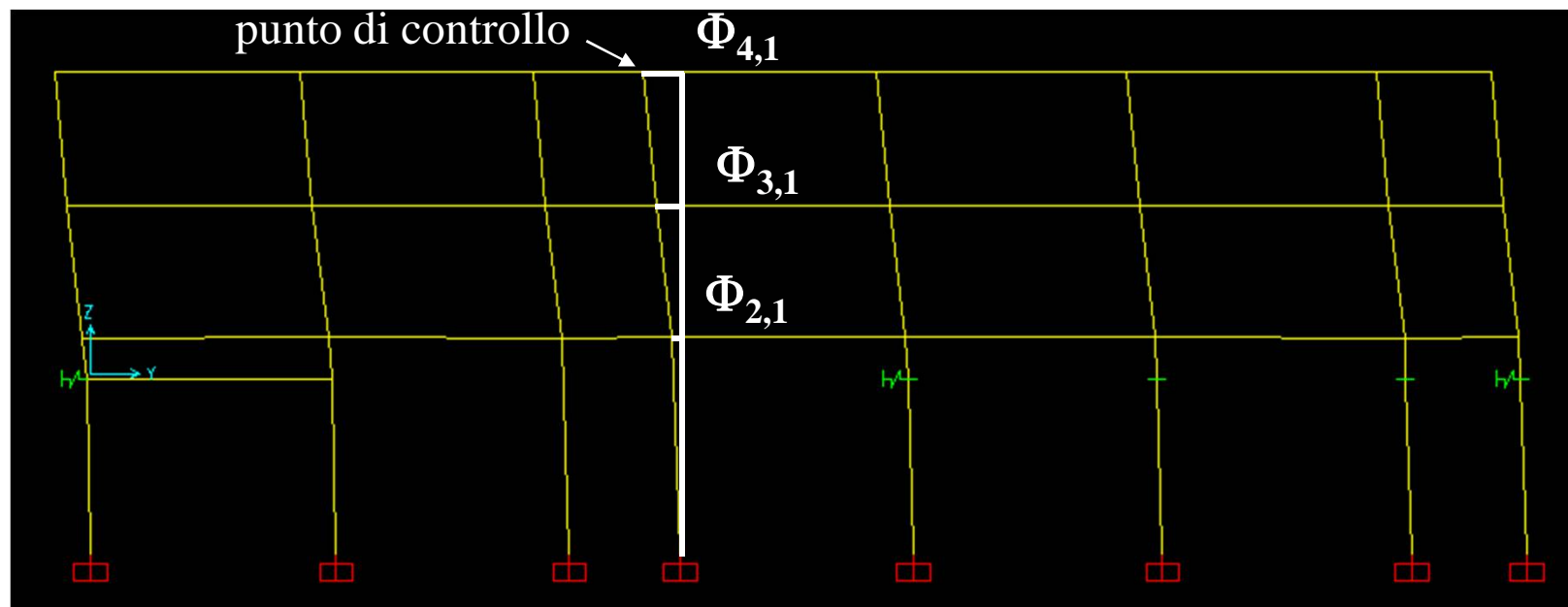
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Coefficiente di partecipazione Γ in direzione y – Modo 1

$$\Gamma_y = \frac{\sum m_i \Phi_{i,1}}{\sum m_i \Phi_{i,1}^2} = 1.36$$



PIANO i	MASSA m_i [ton]	Componente Forma modale $\Phi_{i,1}$ normalizzata
4 (z=7.4 m)	843.8	1
3 (z=4.1 m)	1230.6	0.63
2 (z=0.87 m)	1250.9	0.21
1 (z=-0.12 m)	192	0.097

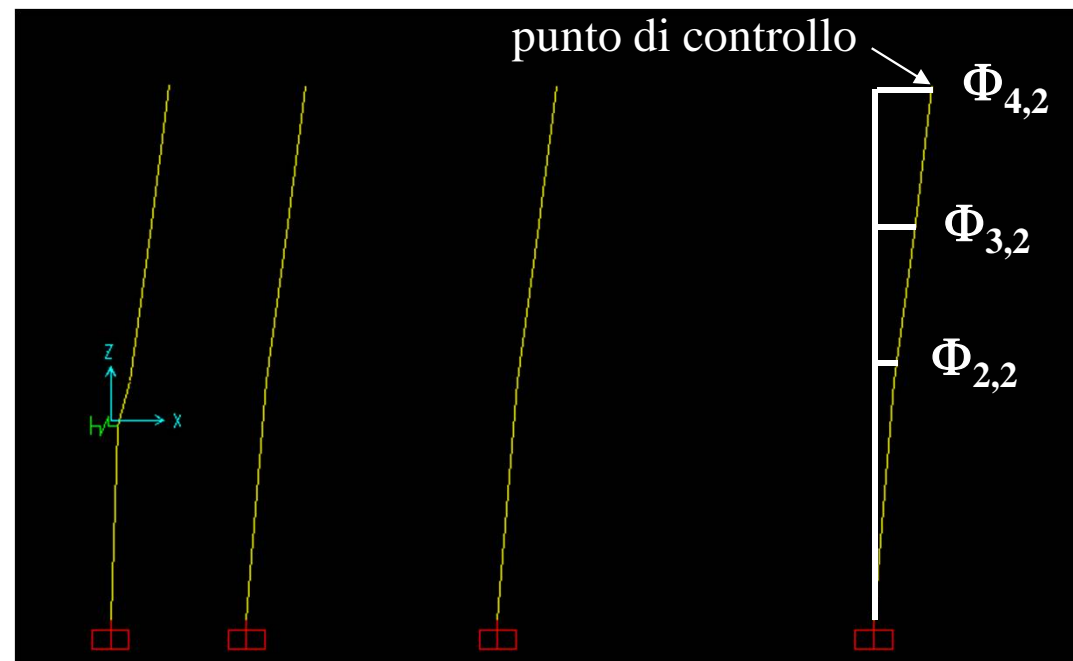
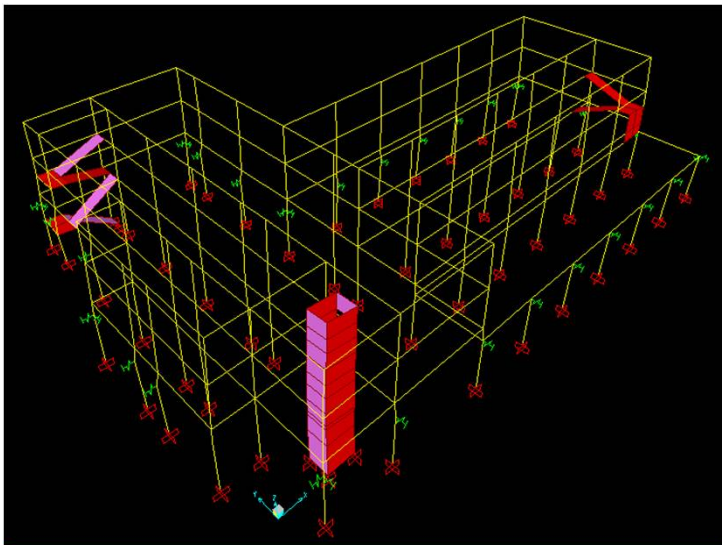


ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Coefficiente di partecipazione Γ in direzione x – Modo2

PIANO i	MASSA m_i [ton]	Componente Forma modale $\Phi_{i,2}$ normalizzata
4 (z=7.4 m)	843.8	1
3 (z=4.1 m)	1230.6	0.67
2 (z=0.87 m)	1250.9	0.23
1 (z=-0.12 m)	192	0.028

$$\Gamma_x = \frac{\sum m_i \Phi_{i,2}}{\sum m_i \Phi_{i,2}^2} = 1.34$$



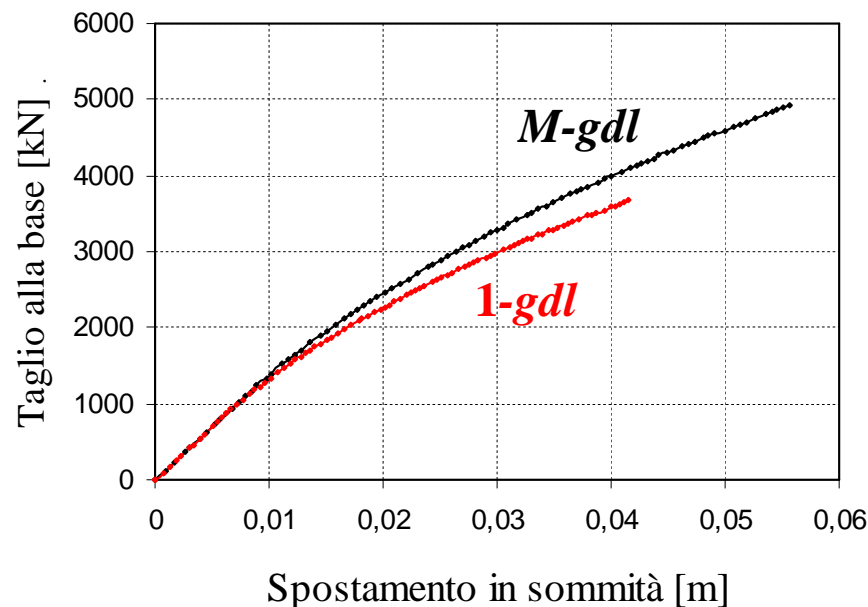
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curva di capacità del sistema 1-gdl equivalente – DIREZIONE x

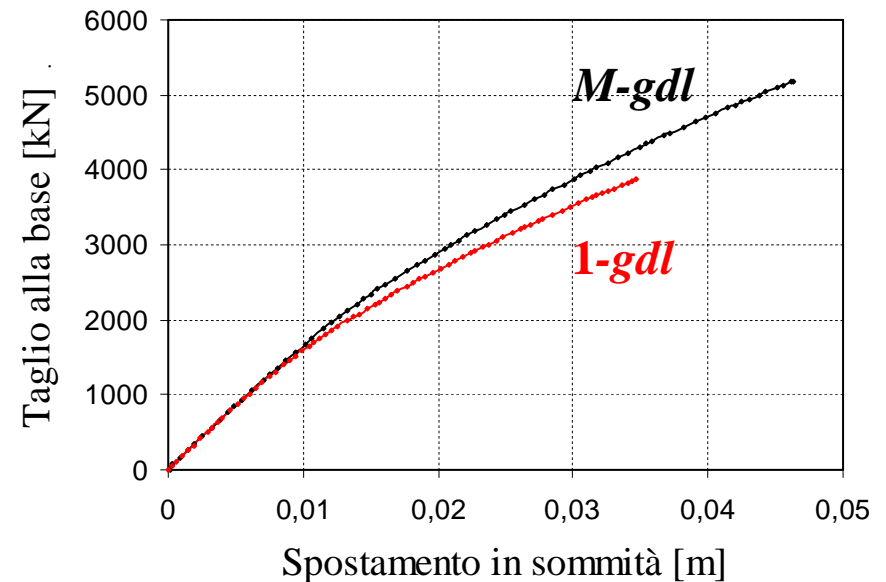
Per ogni distribuzione di forze la curva di capacità del sistema ad 1-gdl equivalente è ottenuta riducendo i valori di forza e spostamento della curva del sistema ad M-gdl tramite il fattore Γ_x :

$$F^* = \frac{F}{\Gamma_x}; \quad d^* = \frac{d}{\Gamma_x}; \quad \Gamma_x = 1.34$$

Distribuzione di forze 1c)



Distribuzione di forze 2a)



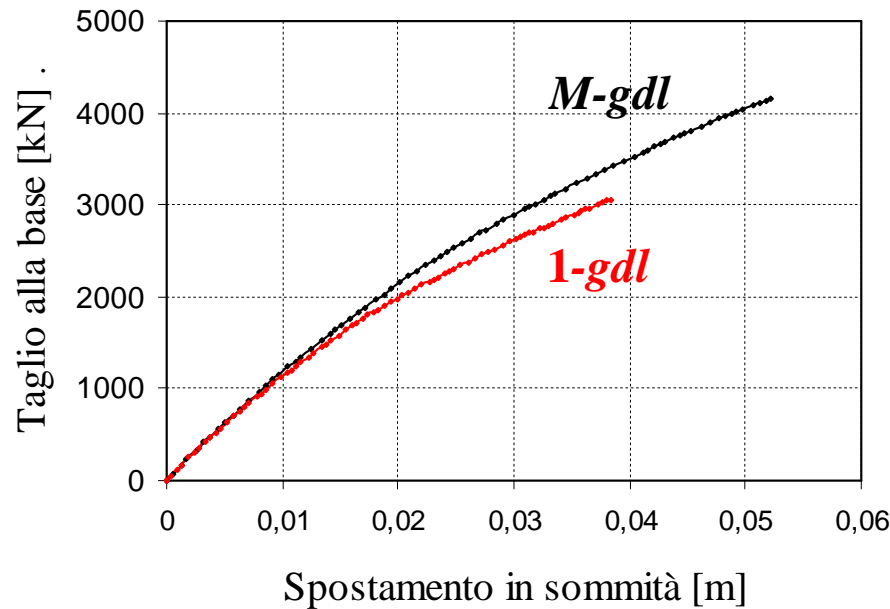
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curva di capacità del sistema 1-gdl equivalente – DIREZIONE y

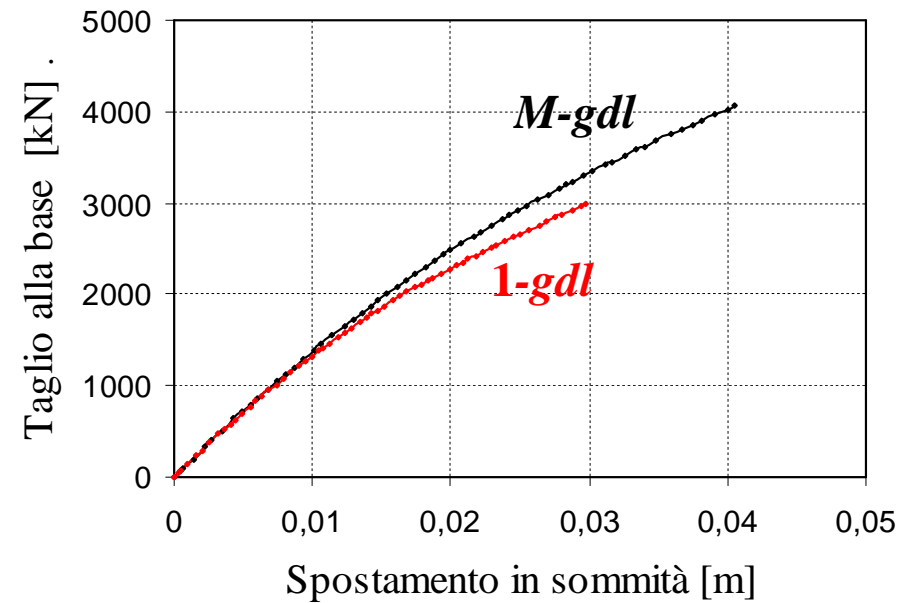
Per ogni distribuzione di forze la curva di capacità del sistema ad 1-gdl equivalente è ottenuta riducendo i valori di forza e spostamento della curva del sistema ad M-gdl tramite il fattore Γ_y :

$$F^* = \frac{F}{\Gamma_y}; \quad d^* = \frac{d}{\Gamma_y}; \quad \Gamma_y = 1.36$$

Distribuzione di forze 1c)



Distribuzione di forze 2a)



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curva bilineare equivalente del sistema 1-gdl, Istruzioni C.7.3.4

La curva di capacità del sistema ad 1-gdl eq. viene approssimata con una bilineare.

- ❖ Il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0.6 F_m^*$ della curva di capacità del sistema equivalente;
- ❖ La forza di plasticizzazione si ricava utilizzando il criterio di equivalenza delle aree sottese dalla curva e dalla bilineare. Così la capacità di dissipazione energetica in campo non lineare del modello ad 1-gdl viene conservata in quello bilineare equivalente.

$$F_m^* = F_u / \Gamma \quad d_m^* = d_u / \Gamma$$

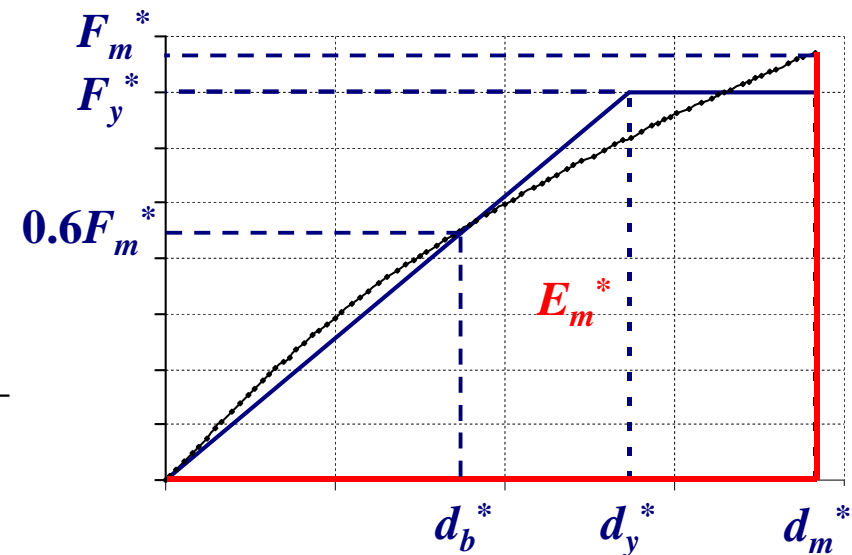
d_y^* = origine del tratto plastico

E_m^* = area sottesa dalla curva ad 1-gdl

area sottesa dalla bilineare

$$\left[\frac{1}{2} 0.6 F_m^* d_b^* + \frac{1}{2} (F_y^* - 0.6 F_m^*) (d_y^* - d_b^*) \right] + 0.6 F_m^* (d_y^* - d_b^*) + F_y^* (d_m^* - d_y^*)$$

$$d_y^* = \frac{F_y^* d_b^*}{0.6 F_m^*}$$



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curva bilineare equivalente del sistema 1-gdl

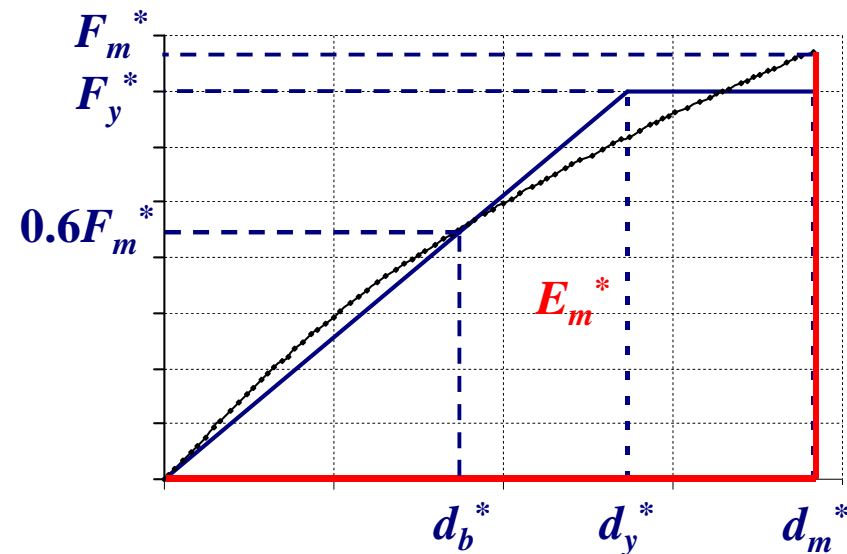
Noti F_y^* e d_y^* si può determinare la rigidezza del tratto elastico del sistema bilineare equivalente k^* :

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

É infine possibile calcolare il periodo proprio del sistema 1-gdl equivalente:

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

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_i^2$$



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curva bilineare equivalente del sistema 1-gdl

Dimostrazione dell'espressione:

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{i,j}$$

La forza statica equivalente che applicata al sistema produce spostamenti uguali a quelli calcolati risolvendo l'equazione del moto del sistema stesso soggetto all'accelerazione del suolo è data da:

➤ Sistema ad 1-gdl:

$$F = kd(t) = m\omega^2 d(t) = ma(t)$$

$$F_{\max} = ma_{\max}(t) = mS_e(t)$$

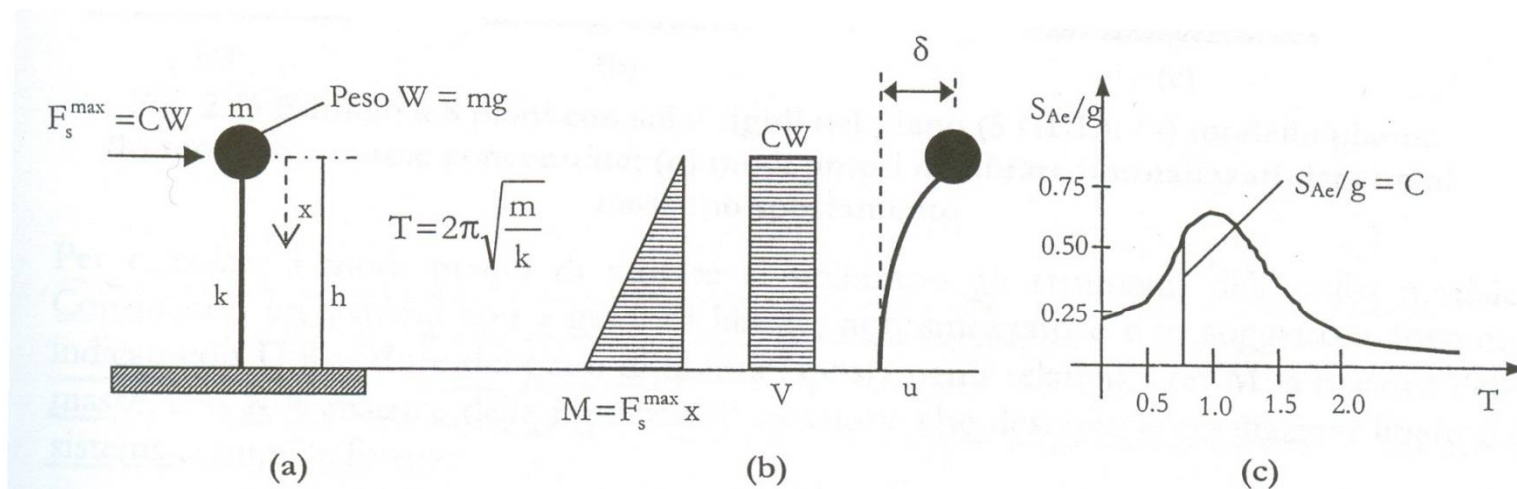


Fig. 2.15 Trasformazione di un problema sismico in uno statico: (a) sistema 1-GDL; (b) massima risposta della struttura; (c) spettro di risposta in accelerazione

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curva bilineare equivalente del sistema 1-gdl

Dimostrazione dell'espressione:

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{i,j}$$

➤ Sistema ad 1-gdl:

$$F = kd(t) = m\omega^2 d(t) = ma(t)$$

$$F_{\max} = ma_{\max}(t) = mS_{Ae}(t)$$

➤ Sistema ad M-gdl:

$$\{F\} = [K]\{u\} = [M]\omega_j^2 \{\Phi_j\} q_j(t) = [M]\{\Phi_j\} \omega_j^2 q_j(t) = [M]\{\Phi_j\} a(t)$$

$$\{F\}_{\max} = [M]\{\Phi_j\} a_{\max}(t) = [M]\{\Phi_j\} S_e(t)$$

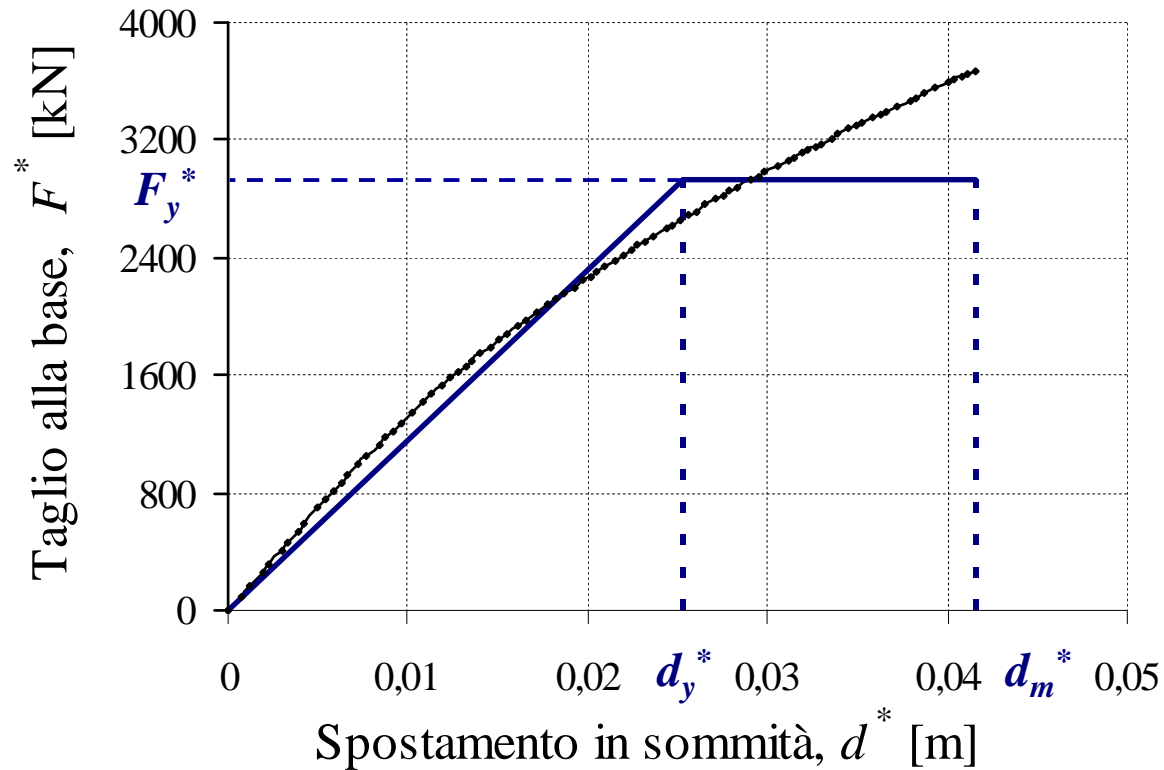
$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_N \end{bmatrix} \quad \{\Phi_j\} = \begin{Bmatrix} \Phi_{1,j} \\ \Phi_{2,j} \\ \dots \\ \dots \\ \Phi_{N,j} \end{Bmatrix}$$

➔ La massa totale é $m^* = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{i,j}$

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curva bilineare equivalente del sistema 1-gdl – DIREZIONE x *Distribuzione di forze 1c)*

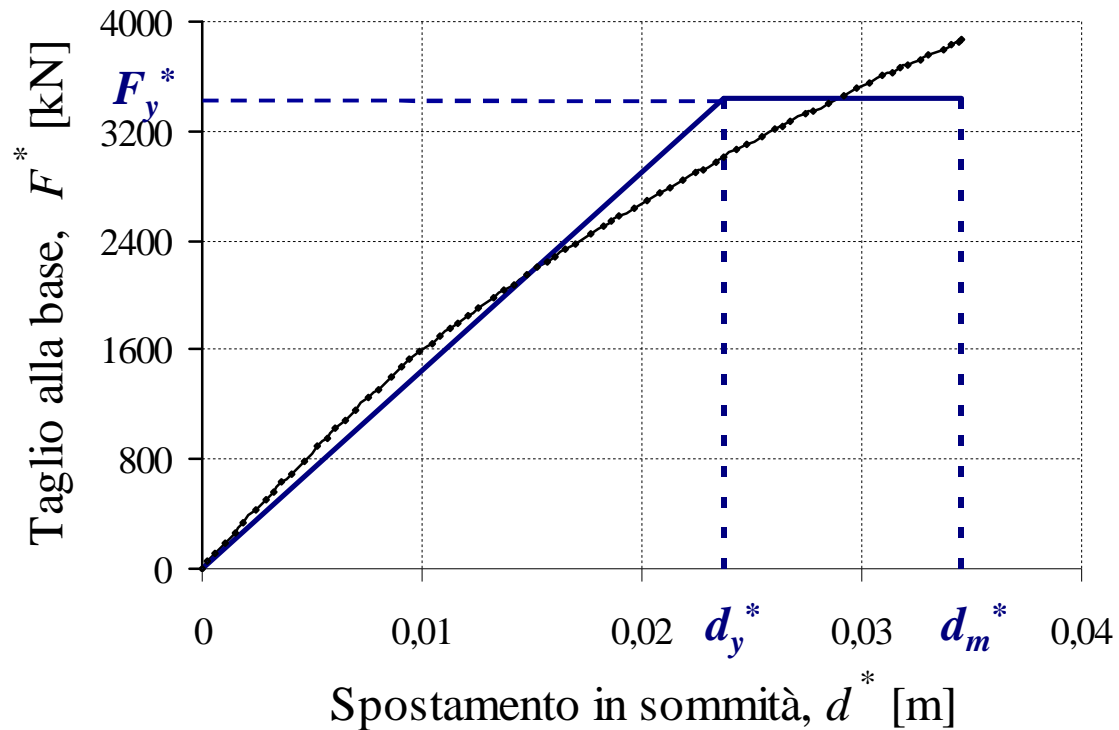
F_y^* [kN]	d_y^* [m]	d_m^* [m]	k^* [kN/m]	m_x^* [kN/g]	T^* [sec]
2930.6	0.025	0.041	115894.5	1963.14	0.817



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curva bilineare equivalente del sistema 1-gdl – DIREZIONE x *Distribuzione di forze 2a)*

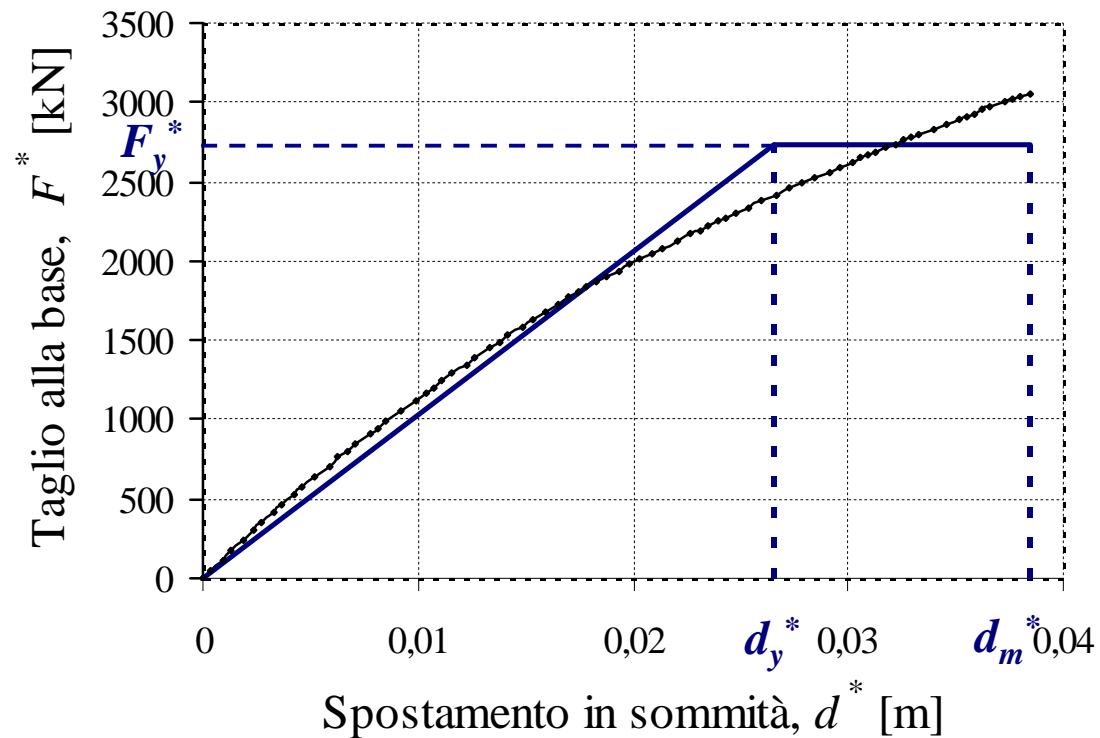
F_y^* [kN]	d_y^* [m]	d_m^* [m]	k^* [kN/m]	m_x^* [kN/g]	T^* [sec]
3431	0.023	0.034	144955.6	1963.14	0.73



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curva bilineare equivalente del sistema 1-gdl – DIREZIONE y *Distribuzione di forze 1c)*

F_y^* [kN]	d_y^* [m]	d_m^* [m]	k^* [kN/m]	m_y^* [kN/g]	T^* [sec]
2739.4	0.026	0.038	103118.5	1912.4	0.85

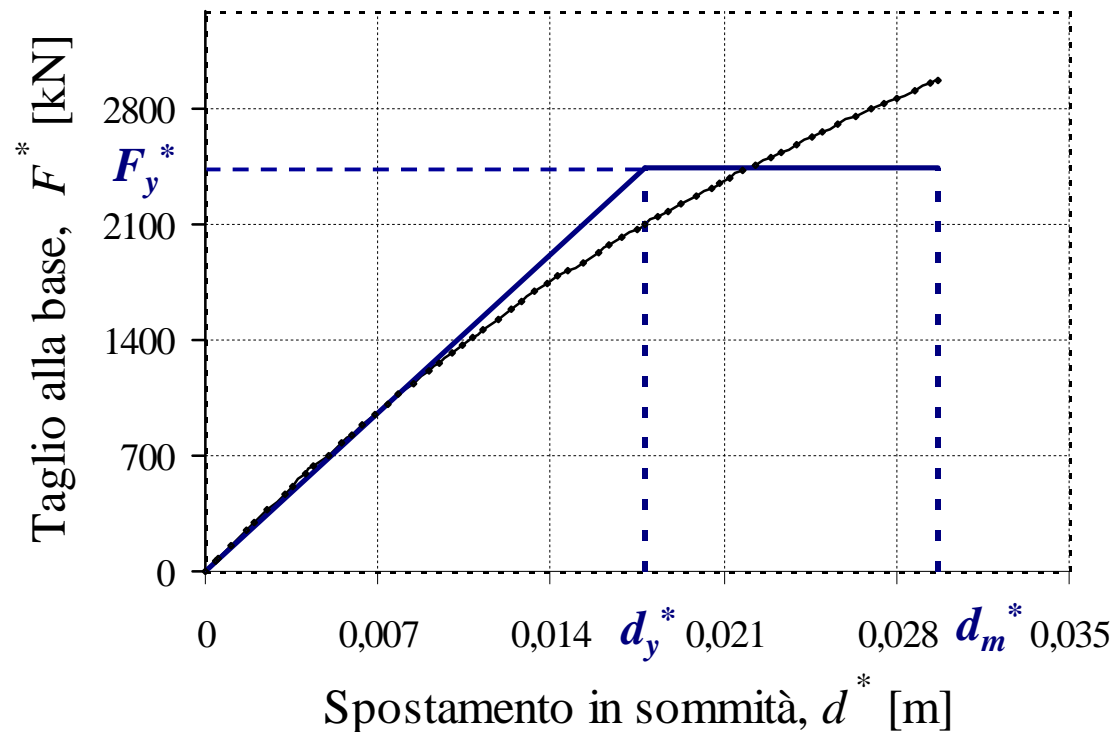


ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curva bilineare equivalente del sistema 1-gdl – DIREZIONE y

Distribuzione di forze 2a)

F_y^* [kN]	d_y^* [m]	d_m^* [m]	k^* [kN/m]	m_y^* [kN/g]	T^* [sec]
2454.3	0.017	0.029	137682.5	1912.4	0.74



Domanda in spostamento associata ai vari Stati Limite

Bozza di Istruzioni delle NTC – C7.3.4

Trattandosi ora di un modello ad un grado di libertà è lecito usare lo spettro elastico in spostamento per individuare la domanda (in spostamento) associata ad un dato stato limite (SLD, SLV, SLC) dovuto ad una azione sismica.

Lo spettro in spostamento si riferisce ad un oscillatore elastico, mentre il sistema equivalente ha comportamento bilineare e quindi elasto-plastico.

Per tenere conto di ciò si procede nel seguente modo:

- Se $T^* \geq T_c$ la domanda in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella del sistema elastico di pari periodo:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d_{\max}^* = \text{domanda in spostamento del sistema equivalente bilineare} \\ d_{e,\max}^* = \text{domanda in spostamento del modello elastico} \end{array} \right.$$

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Domanda in spostamento associata ai vari Stati Limite

Bozza di Istruzioni delle NTC – C7.3.4

Trattandosi ora di un modello ad un grado di libertà è lecito usare lo spettro elastico in spostamento per individuare la domanda (in spostamento) associata ad un dato stato limite (SLD, SLV, SLC) dovuto ad una azione sismica.

- Se $T^* < T_c$ la domanda in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella del sistema elastico di pari periodo e si ottiene applicando l'equazione:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} = \text{rapporto tra la forza di risposta del sistema elastico e la forza di snervamento del sistema equivalente} \\ d_{\max}^* = \text{domanda in spostamento del sistema equivalente bilineare} \\ d_{e,\max}^* = \text{domanda in spostamento del modello elastico} \end{array} \right.$$

Se risulta $q_{\max}^* \leq 1$ allora si ha $d_{\max}^* = d_{e,\max}^*$.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Domanda in spostamento associata ai vari Stati Limite

Bozza di Istruzioni delle NTC – C7.3.4

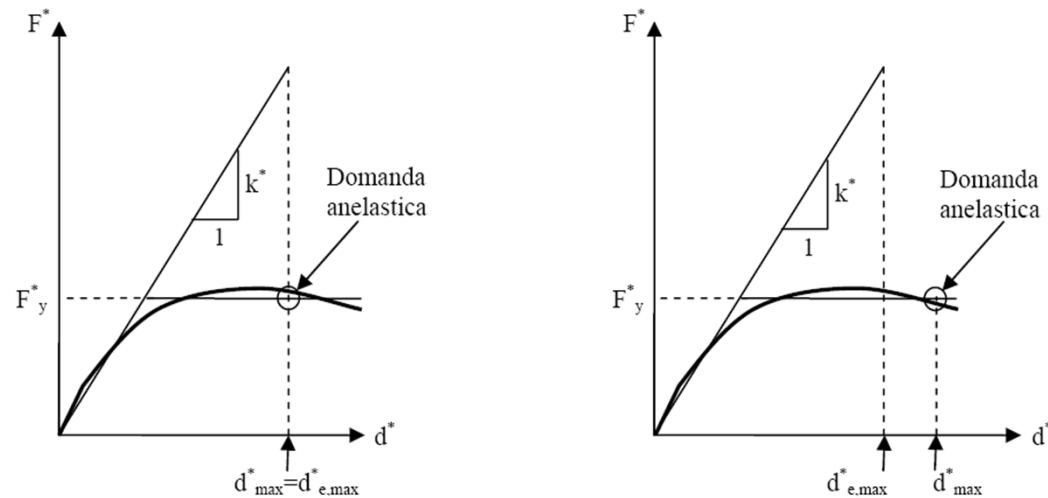
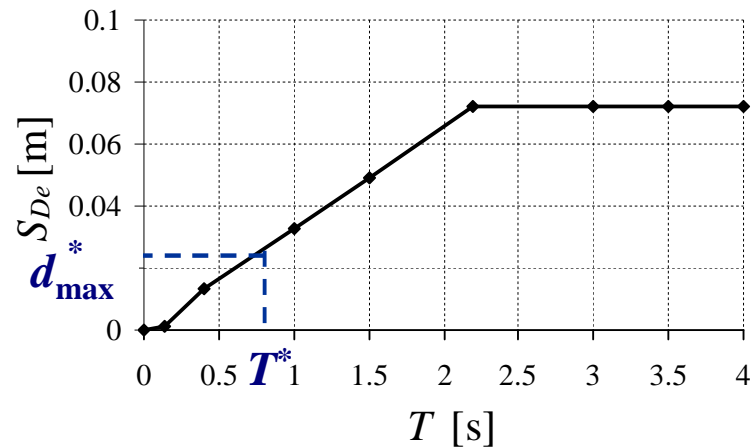


Figura C7.3.2a – Spostamento di riferimento per $T > T_c$

Figura C7.3.2b – Spostamento di riferimento per $T \leq T_c$



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Domanda in spostamento associata allo SLD

Spettro di risposta elastico in spostamento, NTC 2008 – 3.2.3.2.1

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T)$



$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

$$\left. \begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{array} \right\} \eta = 1$$

**Longitudine 16.52, Latitudine 41.06, Coefficiente d'uso $C_U=1.5$, vita nominale $V_N=50$
(classe d'uso III), Categoria di sottosuolo A**

a_g/g	F_o	T_C	$T_B=T_C/3$	$T_D=(4a_g/g)+1.6$	S
0.052	2.536	0.333	0.11	1.808	1

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Domanda in spostamento associata allo SLV

Spettro di risposta elastico in spostamento, NTC 2008 – 3.2.3.2.1

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T)$



$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

$$\left. \begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{array} \right\} \eta = 1$$

Longitudine 16.52, Latitudine 41.06, Coefficiente d'uso $C_U=1.5$, vita nominale $V_N=50$ (classe d'uso III), Categoria di sottosuolo A

a_g/g	F_o	T_C	$T_B=T_C/3$	$T_D=(4a_g/g)+1.6$	S
0.165	2.467	0.388	0.13	2.2	1

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Domanda in spostamento associata allo SLC

Spettro di risposta elastico in spostamento, NTC 2008 – 3.2.3.2.1

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T)$



$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

$$\left. \begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{array} \right\} \eta = 1$$

**Longitudine 16.52, Latitudine 41.06, Coefficiente d'uso $C_U=1.5$, vita nominale $V_N=50$
(classe d'uso III), Categoria di sottosuolo A**

a_g/g	F_o	T_C	$T_B=T_C/3$	$T_D=(4a_g/g)+1.6$	S
0.235	2.412	0.396	0.132	2.54	1

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Domanda in spostamento associata ai vari Stati Limite

Per ogni Stato Limite le domande in spostamento relative al sistema ad un grado di libertà così ottenute:

$$d_{\max}^* = S_{De}(T^*)$$

devono essere poi convertite nel modello della struttura reale.

Tale operazione si esegue utilizzando nuovamente il fattore di partecipazione:

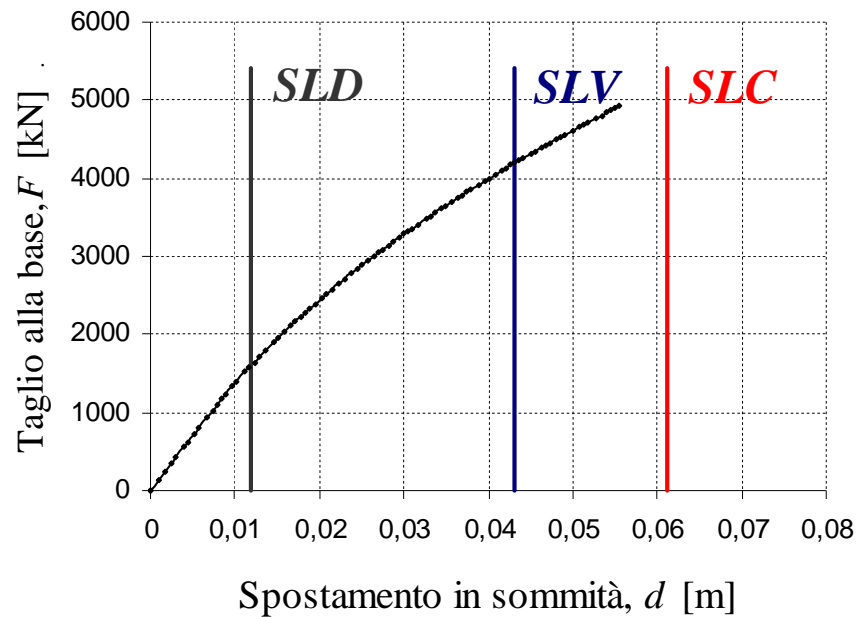
$$d_{\max} = d_{\max}^* \Gamma$$

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Domanda in spostamento associata ai vari Stati Limite – Direzione x

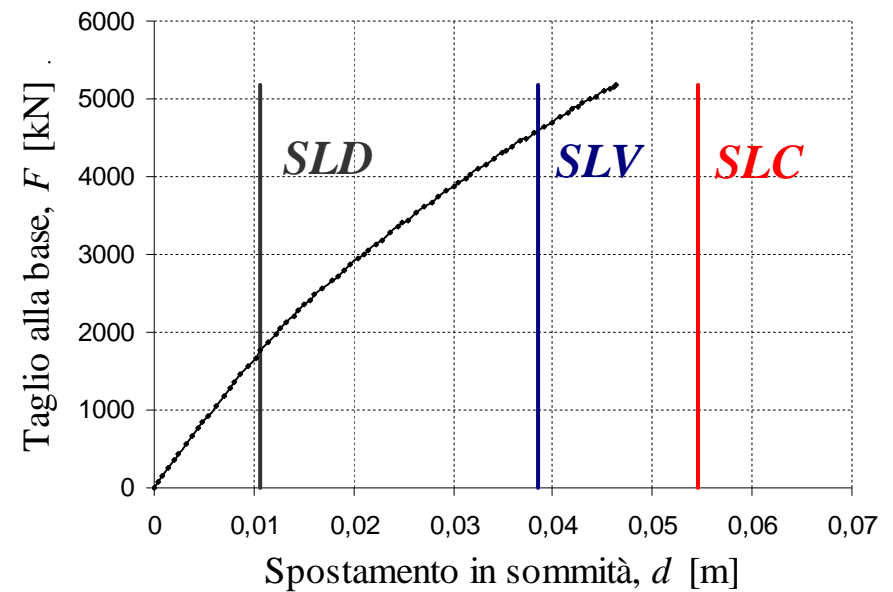
Distribuzione di forze 1c)

T^* [sec]	d_{\max} [m]		
	SLD	SLV	SLC
0.81	0.011	0.043	0.061



Distribuzione di forze 2a)

T^* [sec]	d_{\max} [m]		
	SLD	SLV	SLC
0.73	0.01	0.038	0.054



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica di sicurezza degli elementi duttili

Per ogni stato limite, ottenuta la richiesta di spostamento d_{\max} , si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

La verifica di sicurezza consiste pertanto nel confrontare le suddette richieste con le corrispondenti capacità deformative.

Per gli elementi/meccanismi duttili la capacità deformativa è definita in termini di rotazione rispetto alla corda θ .

Nel seguito vengono mostrate le capacità deformative calcolate per gli elementi strutturali i cui nodi raggiungono e superano il valore della curvatura (momento) di snervamento nelle analisi di pushover eseguite.

Sono infatti questi i nodi che subiscono le rotazioni maggiori e che quindi sono suscettibili di verifica.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica di sicurezza degli elementi duttili

Calcolo delle capacità deformative per gli SLD, SLV, SLC

TRAVI												
ELEMENTO	$\chi_y [m^{-1}]$	$\chi_u [m^{-1}]$	$L_{pl} [m]$	$L_v [m]$	γ_{el}	$h [m]$	$f_{yd} [Mpa]$	$f_{cd} [Mpa]$	$d_b [m]$	$\theta_y (DL)$	$\theta_u (CO)$	$\theta_u (DS, SLV)$
140x25 ni	0.00833	0.08068	0.54696	2.65	1.5	0.25	262.5	13.5667	0.014	0.00992	0.03027	0.02270561
140x25 ni	0.00761	0.09223	0.54696	2.65	1.5	0.25	262.5	13.5667	0.014	0.00919	0.0338	0.02535022
140x25 ne	0.00747	0.09186	0.54696	2.65	1.5	0.25	262.5	13.5667	0.014	0.00905	0.03363	0.0252229
140x25 ne	0.00718	0.09804	0.54696	2.65	1.5	0.25	262.5	13.5667	0.014	0.00876	0.03555	0.02666282
140x25 ne2	0.00635	0.14293	0.54696	2.65	1.5	0.25	262.5	13.5667	0.014	0.00792	0.04994	0.03745528
140x25 ne2	0.00625	0.14115	0.54696	2.65	1.5	0.25	262.5	13.5667	0.014	0.00782	0.04932	0.03699286
120x25	0.00738	0.09137	0.54696	2.65	1.5	0.25	262.5	13.5667	0.014	0.00896	0.03344	0.02507921
120x25	0.00667	0.10875	0.54696	2.65	1.5	0.25	262.5	13.5667	0.014	0.00824	0.03888	0.02915627
30x60 ni	0.00283	0.06584	0.54696	2.65	1.5	0.6	262.5	13.5667	0.014	0.00461	0.02368	0.01775783
30x60 ni	0.00258	0.08832	0.54696	2.65	1.5	0.6	262.5	13.5667	0.014	0.00436	0.03094	0.02320588
30x60 ne	0.00258	0.07364	0.54696	2.65	1.5	0.6	262.5	13.5667	0.014	0.00436	0.02614	0.01960551
30x60 ne	0.00241	0.09906	0.54696	2.65	1.5	0.6	262.5	13.5667	0.014	0.00418	0.03439	0.02579552
30x50 ni	0.00338	0.07415	0.54696	2.65	1.5	0.5	262.5	13.5667	0.014	0.00509	0.02654	0.01990281
30x50 ni	0.00319	0.0877	0.54696	2.65	1.5	0.5	262.5	13.5667	0.014	0.0049	0.0309	0.0231764
30x50 ne	0.00323	0.07139	0.54696	2.65	1.5	0.5	262.5	13.5667	0.014	0.00494	0.02558	0.01918672
30x50 ne	0.00294	0.10108	0.54696	2.65	1.5	0.5	262.5	13.5667	0.014	0.00465	0.03519	0.02639262
60x40 ni1	0.00416	0.08281	0.54696	2.65	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.014	0.00581	0.02959	0.02219373
60x40 ni1	0.00396	0.09502	0.54696	2.65	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.014	0.00561	0.03351	0.02513606
60x40 ne	0.00387	0.09831	0.54696	2.65	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.014	0.00551	0.03456	0.02591944
60x40 ne	0.00369	0.11279	0.54696	2.65	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.014	0.00533	0.03923	0.02942373
60x40 ni2	0.00369	0.07472	0.54696	2.65	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.014	0.00533	0.02678	0.02008681
60x40 ni2	0.00413	0.09004	0.54696	2.65	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.014	0.00578	0.03195	0.0239591
30x25	0.00713	0.09831	0.54696	2.65	1.5	0.25	262.5	13.5667	0.014	0.00871	0.03562	0.02671597
30x25	0.00656	0.11279	0.54696	2.65	1.5	0.25	262.5	13.5667	0.014	0.00813	0.04016	0.03011837
20x50	0.0032	0.07364	0.54696	2.65	1.5	0.5	262.5	13.5667	0.014	0.00491	0.02631	0.01973071
20x50	0.0032	0.09906	0.54696	2.65	1.5	0.5	262.5	13.5667	0.014	0.00491	0.03462	0.02596513

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica di sicurezza degli elementi duttili

Calcolo delle capacità deformative per gli SLD, SLV, SLC

PILASTRI												
ELEMENTO	$\chi_y [m^{-1}]$	$\chi_u [m^{-1}]$	$L_{pl} [m]$	$L_v [m]$	γ_{ei}	h [m]	$f_{yd} [Mpa]$	$f_{cd} [Mpa]$	$d_b [m]$	$\theta_y (DL)$	$\theta_u (CO)$	$\theta_u (DS, SLV)$
P - A1	0.0064	0.07152	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.5667	0.012	0.00584	0.01973	0.01479651
P - A2	0.00887	0.03165	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.5667	0.012	0.00745	0.01051	0.0078804
P - A3	0.01466	0.02362	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.5667	0.012	0.01123	0.00967	0.00724964
P - D1	0.00727	0.01875	0.41875	1.625	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.012	0.00653	0.00714	0.00535702
P - D2	0.013	0.015	0.41875	1.625	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.012	0.01027	0.00733	0.00549828
P - D3	0.013	0.014	0.41875	1.625	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.012	0.01027	0.00709	0.00531589
DIREZIONE X												
ELEMENTO	$\chi_y [m^{-1}]$	$\chi_u [m^{-1}]$	$L_{pl} [m]$	$L_v [m]$	γ_{ei}	h [m]	$f_{yd} [Mpa]$	$f_{cd} [Mpa]$	$d_b [m]$	$\theta_y (DL)$	$\theta_u (DL)$	(DS)
P - B1	0.00734	0.0494	0.41875	1.625	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.012	0.00657	0.01461	0.01095761
P - B2	0.0094	0.0272	0.41875	1.625	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.012	0.00792	0.00961	0.00720506
P - B3	0.0113	0.02004	0.41875	1.625	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.012	0.00916	0.00823	0.0061731
P - C1	0.0134	0.03459	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.5667	0.012	0.01041	0.01209	0.00906907
P - C2	0.01639	0.02519	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.5667	0.012	0.01236	0.01038	0.00778516
P - C3	0.0193	0.02068	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.5667	0.012	0.01426	0.00984	0.00738166
ASCENS. 225	0.001	0.0021	0.41875	1.625	1.5	2.25	262.5	13.5667	0.012	0.00465	0.00337	0.00252706
PARETE 1 -830	0.003	0.00494	0.41875	1.625	1.5	8.3	262.5	13.5667	0.012	0.01322	0.00928	0.0069635
DIREZIONE Y												
ELEMENTO	$\chi_y [m^{-1}]$	$\chi_u [m^{-1}]$	$L_{pl} [m]$	$L_v [m]$	γ_{ei}	h [m]	$f_{yd} [Mpa]$	$f_{cd} [Mpa]$	$d_b [m]$	$\theta_y (DL)$	$\theta_u (DL)$	(DS)
P - B1	0.00704	0.05064	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.5667	0.012	0.00626	0.01477	0.01108057
P - B2	0.00959	0.02762	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.5667	0.012	0.00792	0.00967	0.00724903
P - B3	0.01285	0.02111	0.41875	1.625	1.5	0.3	262.5	13.5667	0.012	0.01005	0.00871	0.00653113
P - C1	0.00673	0.02072	0.41875	1.625	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.012	0.00617	0.00752	0.00563857
P - C2	0.00925	0.0154	0.41875	1.625	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.012	0.00782	0.00671	0.00503115
P - C3	0.01212	0.0123	0.41875	1.625	1.5	0.4	262.5	13.5667	0.012	0.00969	0.00651	0.00487907
ASCENS. 170	0.001	0.00285	0.41875	1.625	1.5	1.7	262.5	13.5667	0.012	0.00399	0.00311	0.00233386



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica di sicurezza degli elementi duttili

Per ogni analisi di pushover le capacità deformative così calcolate devono essere confrontate con le richieste deformative relative ai diversi stati limite.

Si procede nel seguente modo:

- a) Con riferimento ad una data curva di pushover, si considera lo spostamento (taglio alla base) dato dal punto di intersezione della curva con la retta rappresentativa di un determinato stato limite (d_{max}).
- b) Si individua lo step dell'analisi di pushover in cui lo spostamento del punto di controllo assume il valore determinato nel punto a).
- c) Visualizzata la configurazione deformata dello step così individuato, si selezionano i nodi degli elementi strutturali la cui curvatura (momento) ha raggiunto il valore di snervamento o di rottura. Tali nodi sono caratterizzati dalle rotazioni maggiori.
- d) Si confrontano le rotazioni rispetto alla corda di tali nodi con i valori delle relative capacità deformative.



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica di sicurezza degli elementi duttili

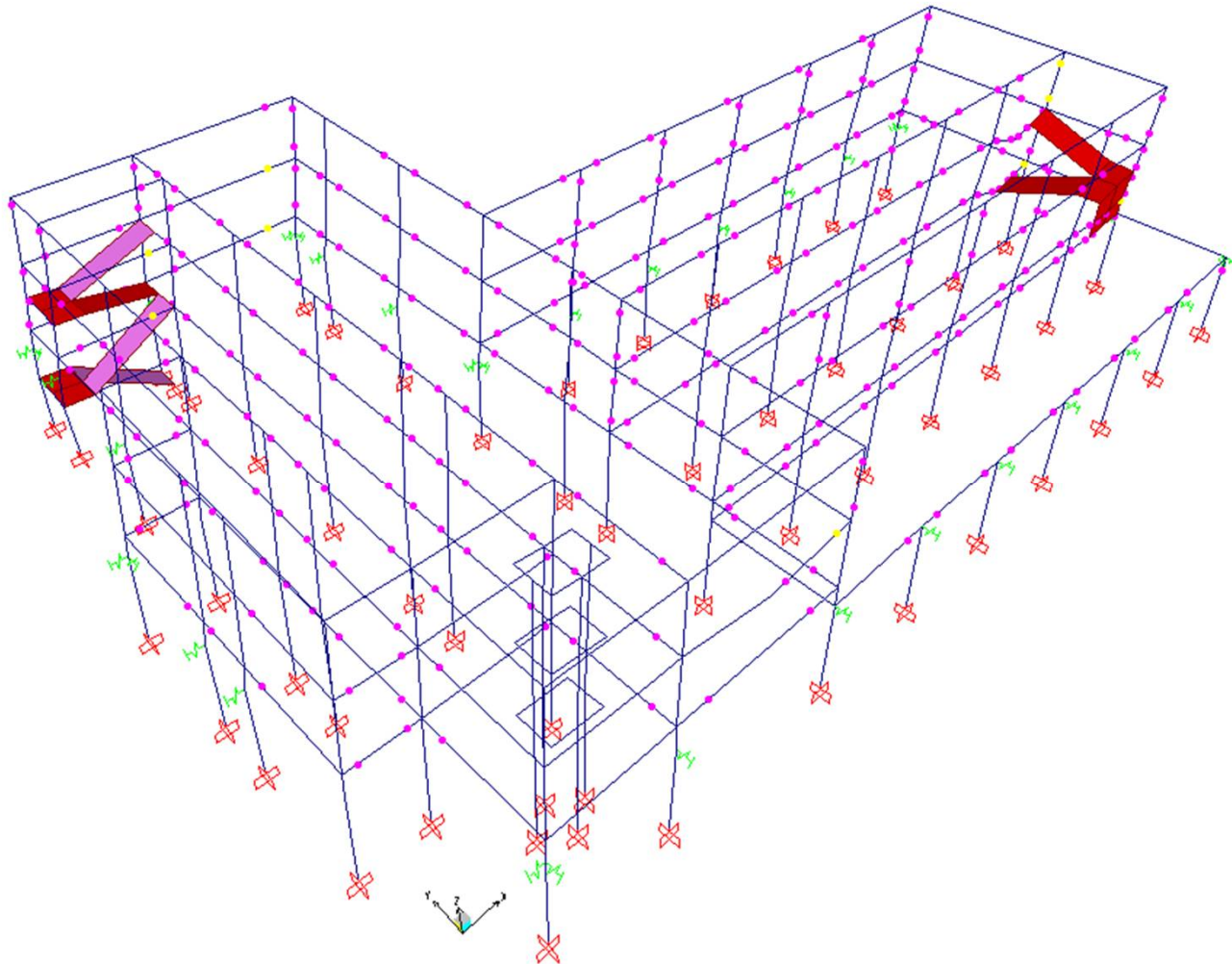
In entrambe le direzioni x e y le curve di capacità relative alla distribuzione di forze proporzionale alle masse (2a), presentano, in corrispondenza dei vari Stati Limite, spostamenti minori rispetto a quelli delle curve ottenute con la distribuzione di forze proporzionale ai tagli (1c).

Pertanto i risultati delle verifiche di sicurezza vengono illustrati soltanto con riferimento alle curve di capacità ottenute con la distribuzione di forze 1c).

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica dello Stato Limite di Danno (SLD)– Direzione x

Distribuzione di forze 1c), $d_{max}=0.0118$ m, step 18



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica dello Stato Limite di Danno (SLD)– Direzione x

Distribuzione di forze 1c), $d_{max}=m$, step

Confronto tra richiesta θ e capacità deformativa θ_y

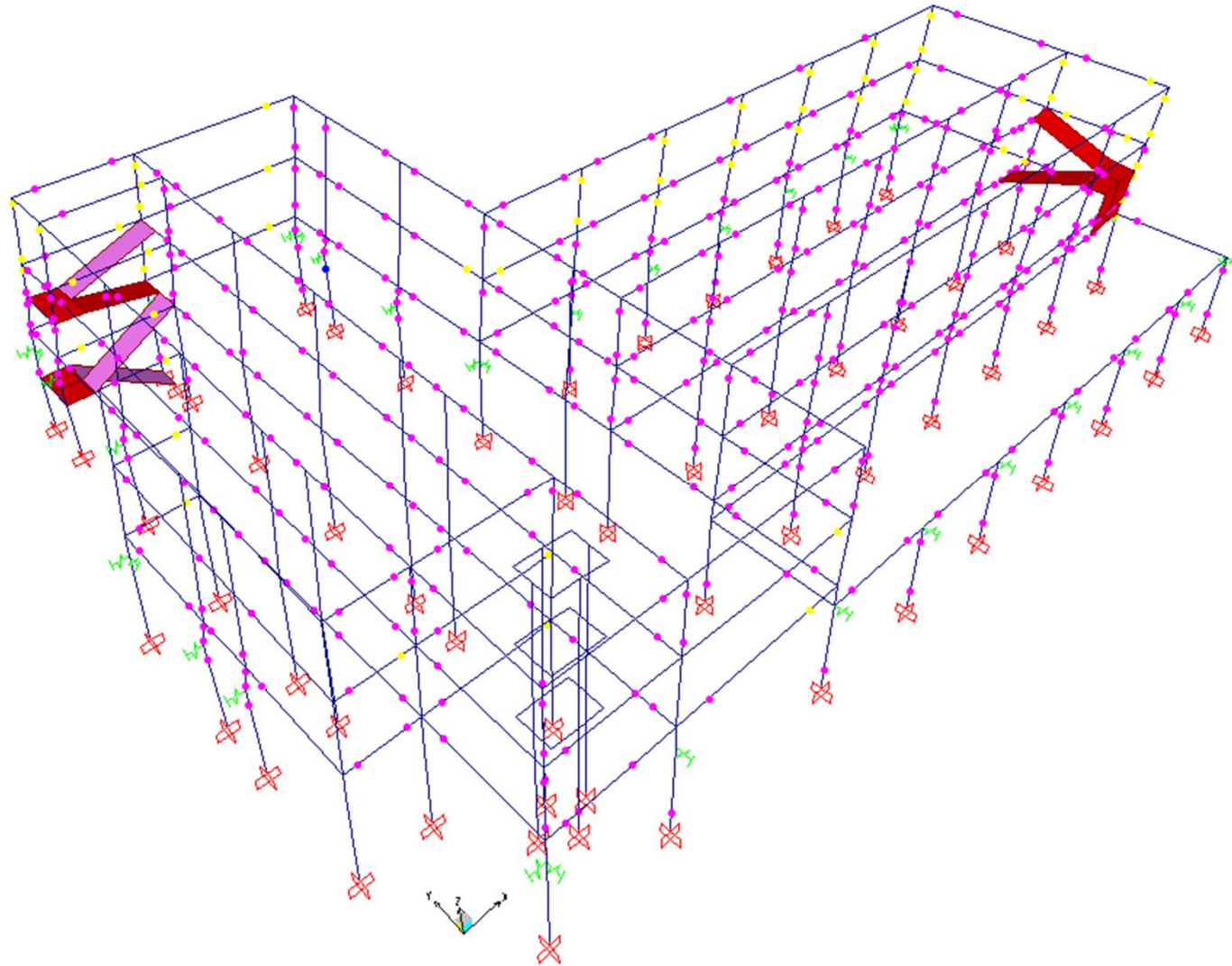
TRAVE	θ (max)	θ_y (SLD)	VERIFICA
140x25ne	0.005118	0.009	SI
60x40 ne	0.00212	0.0054	SI
30x50ne	0.00247	0.0049	SI
20x50	0.002158	0.0049	SI

PILASTRO	θ (max)	θ_y (SLD)	VERIFICA
30x30 (A1)	0.0015	0.0058	SI

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica dello Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV)– Direzione x

Distribuzione di forze 1c), $d_{max}=0.043$ m, step 67



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica dello Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV)– Direzione x

Distribuzione di forze 1c), $d_{max}= 0.043$ m, step 67

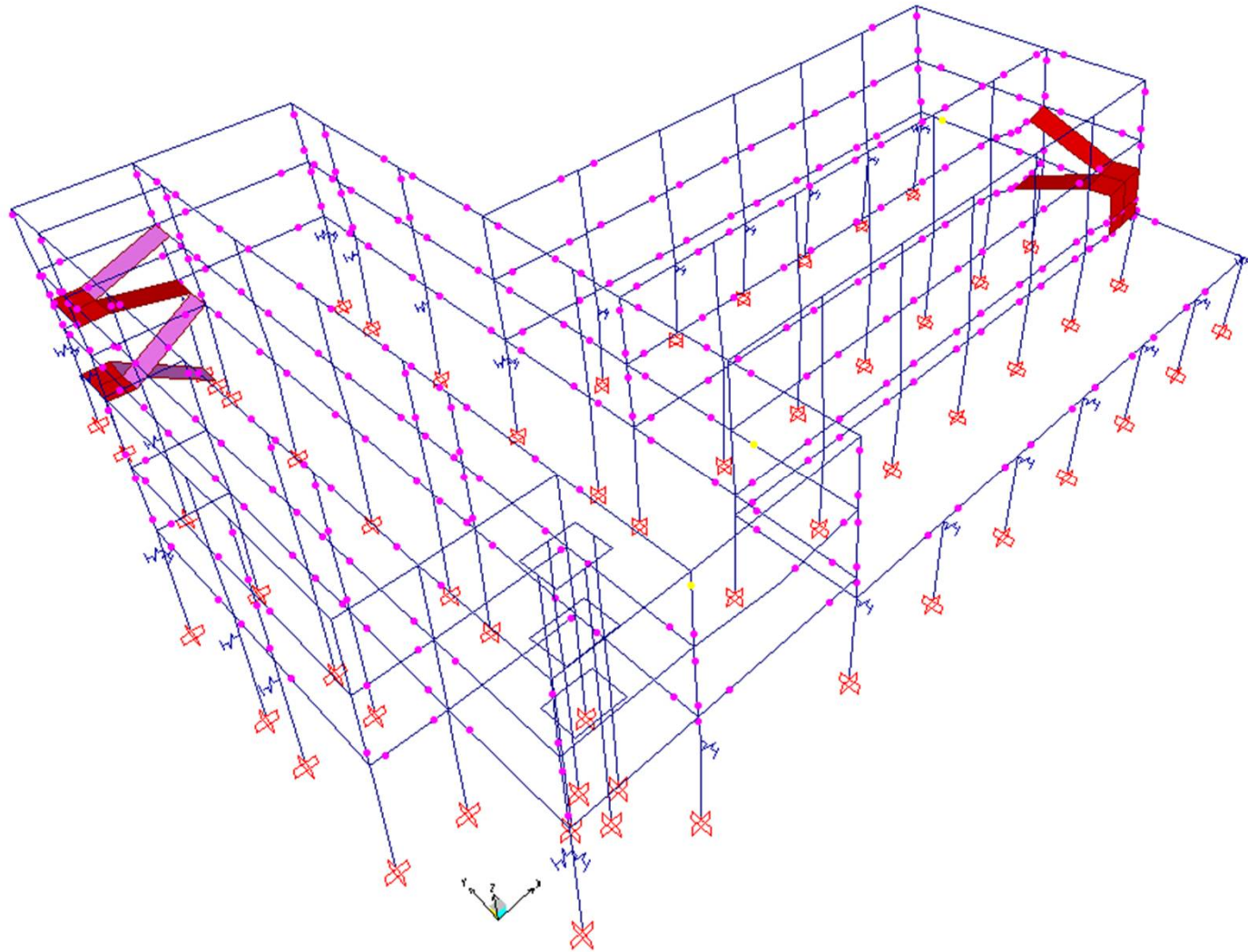
Confronto tra richiesta θ e capacità deformativa θ_{SD}

TRAVE	θ (max)	θ_{SD}	VERIFICA
30x60ne	0.0019	0.0212	SI
30x50ni	0.00205	0.0210	SI
30x50ne	0.0096	0.0203	SI
30x25	0.00367	0.0267	SI
20x50	0.0057	0.0209	SI

PILASTRO	θ (max)	θ_{SD}	VERIFICA
30x30 (A2)	0.0059	0.0078	SI
30x30 (A1)	0.0049	0.0147	SI

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica dello Stato Limite di Danno (SLD)– Direzione y
Distribuzione di forze 1c), $d_{max}=0.012$ m, step 20



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica dello Stato Limite di Danno (SLD)– Direzione y

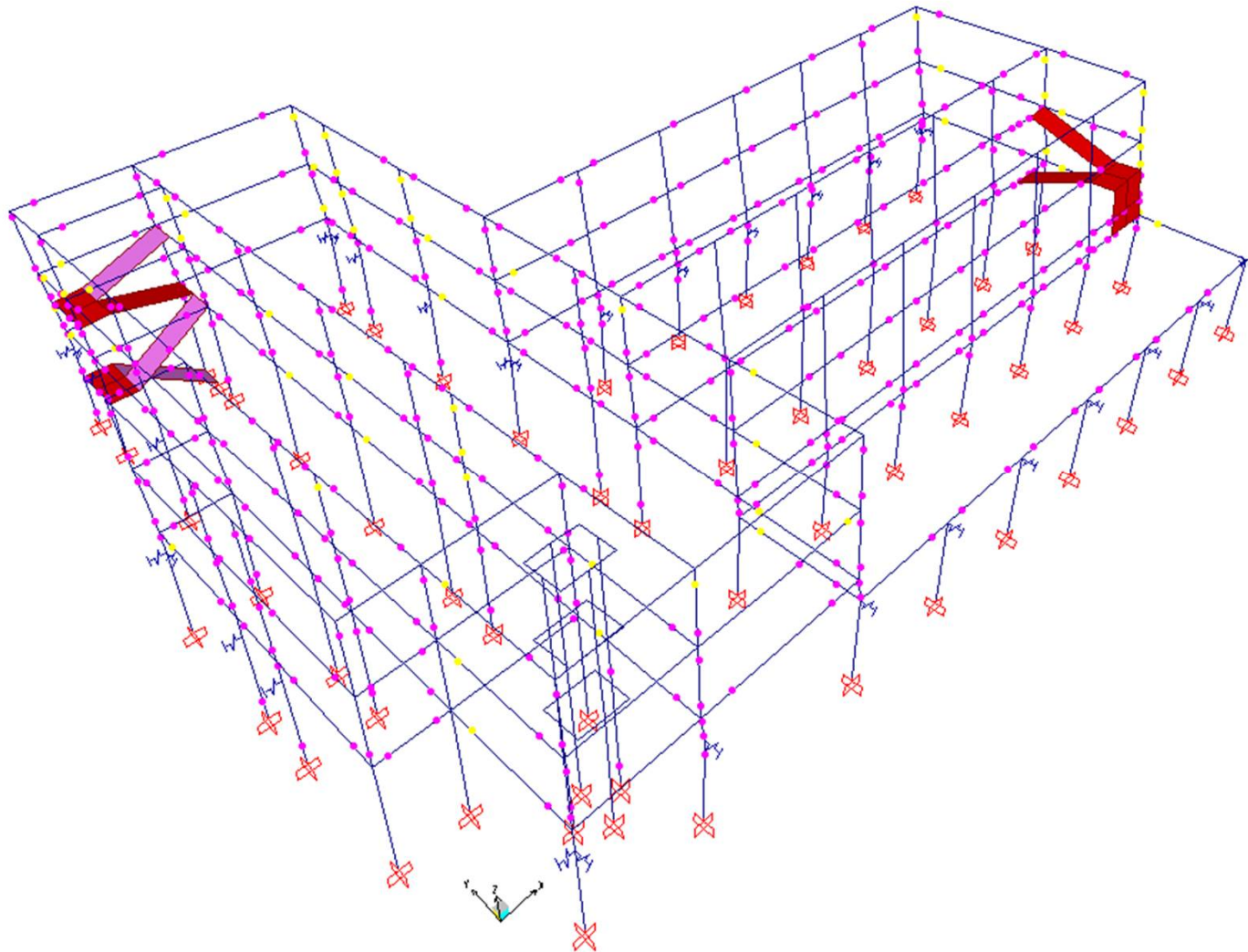
Distribuzione di forze 1c), $d_{max}=0.012$ m, step 20

Confronto tra richiesta θ e capacità deformativa θ_y

TRAVE	θ (max)	θ_y	VERIFICA
30x60ne	0.0027	0.0043	SI
30x50ne	0.00276	0.0049	SI

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica dello Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV)– Direzione y
Distribuzione di forze 1c), $d_{max}= 0.045$ m, step 68



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica dello Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV)– Direzione y
Distribuzione di forze 1c), $d_{max}=0.045$ m, step 68
Confronto tra richiesta θ e capacità deformativa θ_{SD}

TRAVE	θ (max)	θ_{SD}	VERIFICA
140x25ni	0.0054	0.0227	SI
140x25ne	0.0053	0.0252	SI
30x60ni	0.0016	0.0192	SI
30x60ne	0.0086	0.0212	SI
30x50ne	0.0083	0.0203	SI
60x40ne	0.0026	0.0255	SI
60x40ni2	0.0025	0.0198	SI

PILASTRO	θ (max)	θ_{SD}	VERIFICA
30x30 (A1)	0.0085	0.014	SI
30x30 (A2)	0.0097	0.0078	NO
40x30 (C1)	0.0097	0.0056	NO

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifiche di sicurezza degli elementi duttili - Risultati

Dai risultati ottenuti si evince che in direzione x gli elementi duttili sono verificati agli Stati Limite di Danno e di Salvaguardia della vita, ma non allo Stato Limite di Collasso (in quanto la retta rappresentativa dello SLC non interseca la curva di capacità). In direzione y non risultano verificati invece gli SLV e SLC.

- ❖ È significativo che in tutte le analisi di pushover eseguite i pilastri i cui nodi si plasticizzano appartengono prevalentemente a due tipologie di sezione, che quindi risultano armate più debolmente rispetto alle altre.
- ❖ Si nota che i meccanismi in entrambe le direzioni interessano un gran numero di travi e pilastri. In particolare le cerniere plastiche si formano in prevalenza alla base e in sommità dei pilastri dei piani intermedi, piuttosto che alla base dei pilastri del primo livello; il numero di travi plasticizzate è invece limitato. Questo conferma che l'edificio esaminato non rispetta i principi di progettazione della gerarchia delle resistenze così come implementati nelle NTC 2008. Il meccanismo globale previsto dalle norme, in quanto associato ad un'elevata dissipazione energetica, non si attiva.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Gerarchia delle resistenze

- ❖ Ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili.
- ❖ La progettazione deve garantire l'attivazione dei meccanismi deformativi duttili, evitando al contempo che si attivino meccanismi in elementi meno duttili (ad es. in pilastri soggetti a sforzi normali rilevanti) e meccanismi resistenti fragili (ad es. resistenza a taglio, resistenza dei nodi trave pilastro).

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

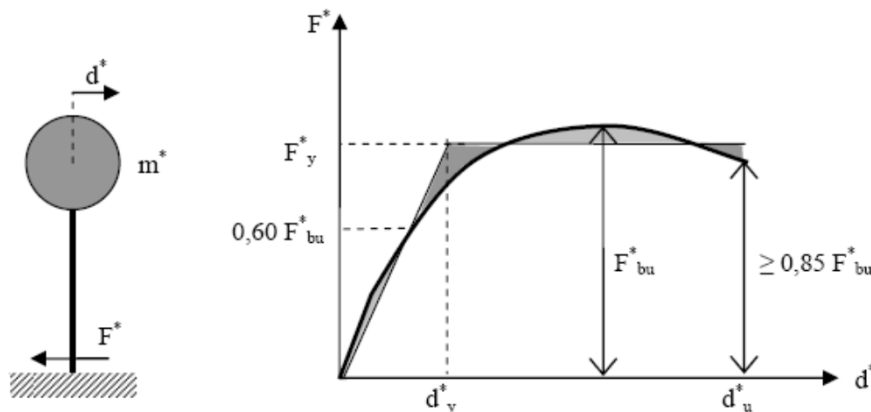
Verifica di sicurezza degli elementi fragili

Per ogni stato limite, ottenuta la richiesta di spostamento d_{max} , si procede alla verifica della compatibilità delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

La verifica degli elementi fragili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

- Se lo spostamento d_{max} relativo ad uno Stato limite é $< d_{cu}$, la domanda in termini di taglio verrà calcolata in corrispondenza di d_{max} ;
- se $d_{max} > d_{cu}$ la domanda in termini di taglio verrà calcolata in corrispondenza di d_{cu} .

❖ Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.



Verifica di sicurezza degli elementi fragili

1. Verifica a taglio di travi e pilastri

La resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche.

$$V_{Rcd} = 0.9db\alpha_c f'_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

$$V_{Rsd} = 0.9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \cot \theta$$

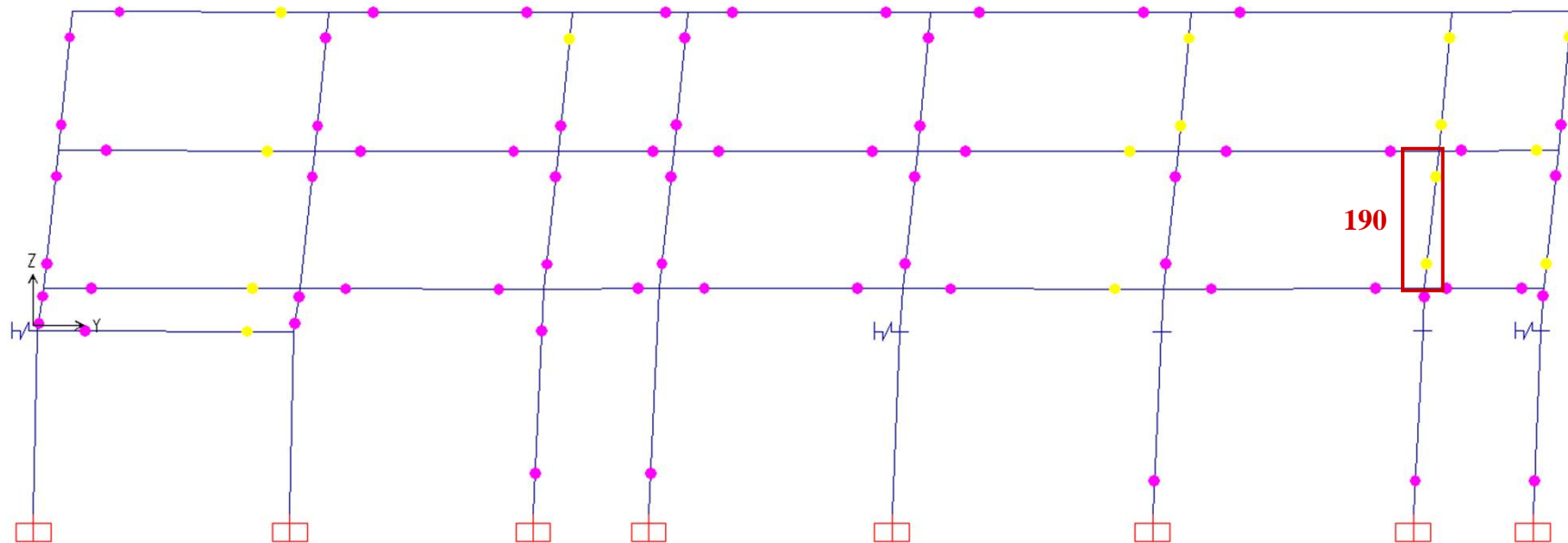
$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$$

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica di sicurezza degli elementi fragili

1. Verifica a taglio di travi e pilastri

SLV- Direzione y - Distribuzione di forze 1c), step 68



Elemento	B [cm]	H [cm]	A_{sw}	V_{Rd} [kN]	V_{Sd} [kN]	$\rho=D/C$
190	30	30	$2\Phi 6/30$	96	35	0.36

Verifica di sicurezza degli elementi fragili

2. Verifica dei nodi trave - pilastro

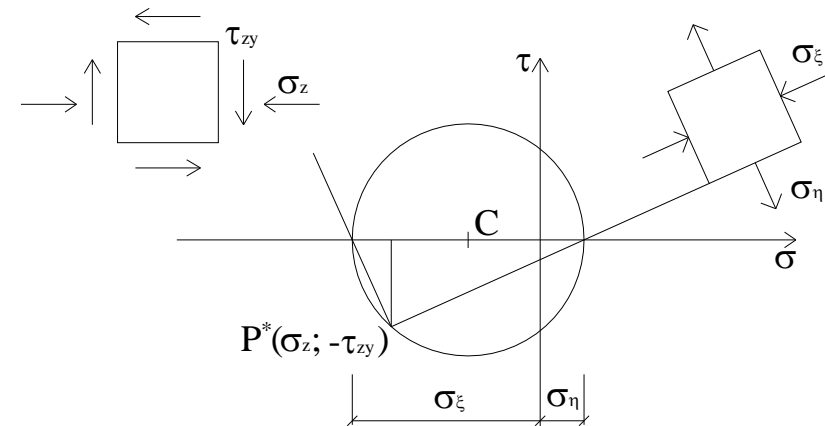
La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati.

(I nodi si definiscono interamente confinati quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave.)

Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale.

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c}$$

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.5f_c$$



N → azione assiale nel pilastro superiore

V_n → taglio totale agente sul nodo

A_g → sezione orizzontale del nodo

Verifica di sicurezza degli elementi fragili

2. Verifica dei nodi trave - pilastro

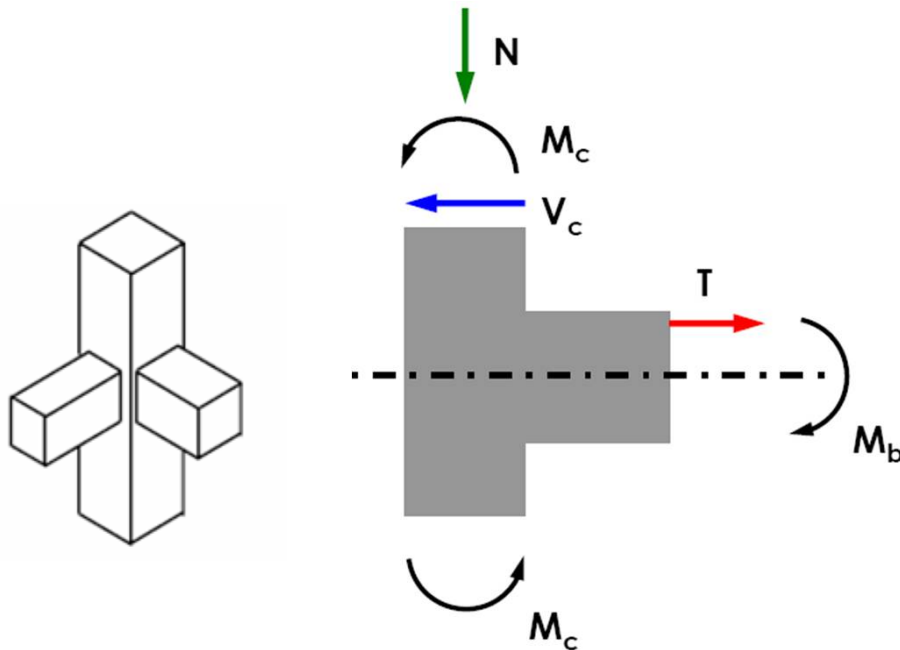
$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c}$$

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.5f_c$$

N → azione assiale nel pilastro superiore

V_n → taglio totale agente sul nodo

A_g → sezione orizzontale del nodo



$$V_n = V_c - T$$

Lo sforzo T dipende dalla capacità flessionale della trave.

$M_b \geq M_y \rightarrow$ si assume $M_b = M_y$,
da cui $T = A_s f_{yd}$

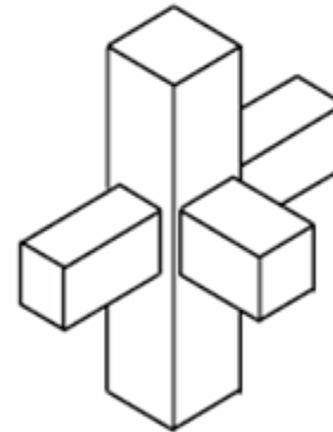
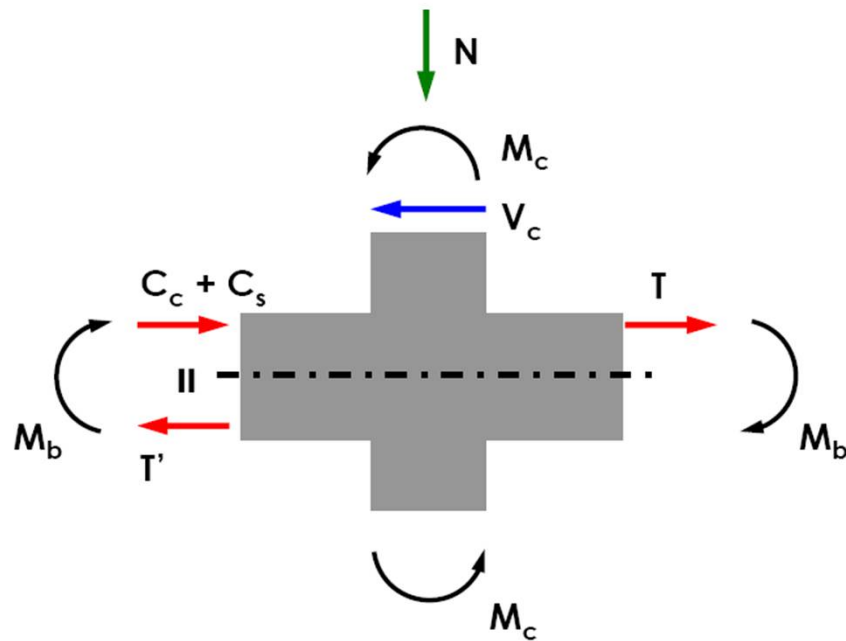
$M_b < M_y \rightarrow T \approx M / (0.9d)$

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica di sicurezza degli elementi fragili

2. Verifica dei nodi trave - pilastro

Nel caso di nodo interno occorre considerare nel calcolo del taglio sollecitante V_n anche il valore di T' .



$$V_n = V_c - (T + T')$$

Verifica di sicurezza degli elementi fragili

2. Verifica dei nodi trave - pilastro

La sezione resistente A_g si può valutare tramite la seguente espressione:

$$A_g = b_j \cdot h_{jc}$$

h_{jc} → distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro

b_j → larghezza effettiva del nodo, assunta pari alla minore tra:

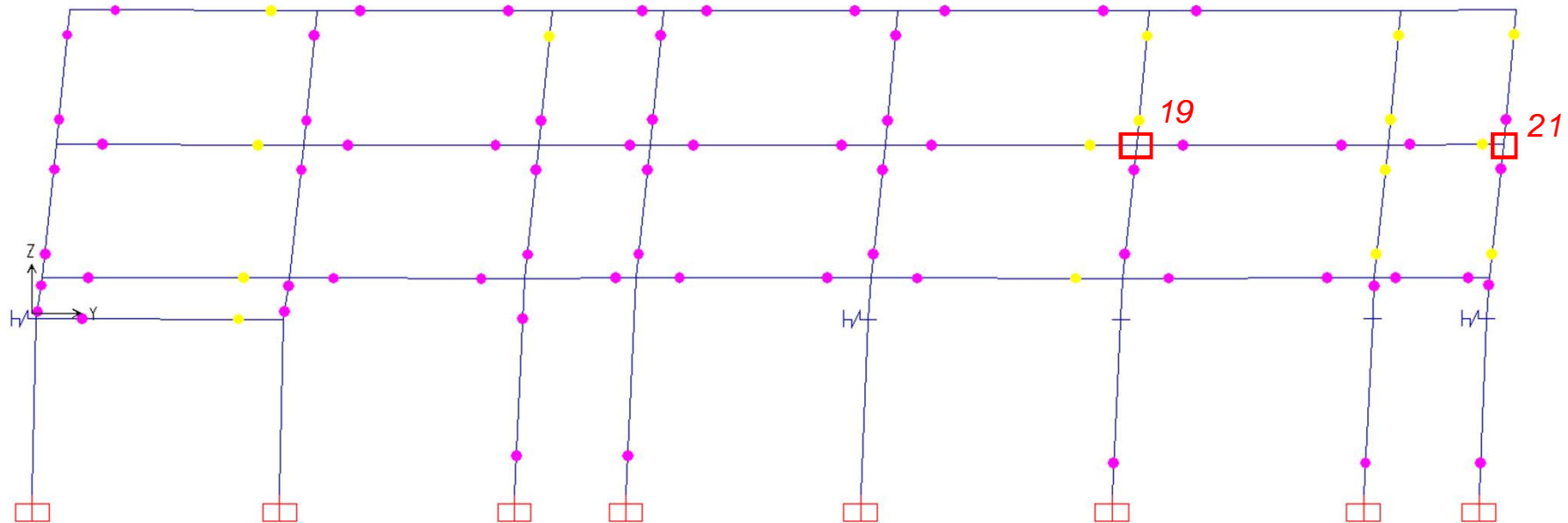
- a) la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- b) la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Verifica di sicurezza degli elementi fragili

2. Verifica dei nodi trave - pilastro

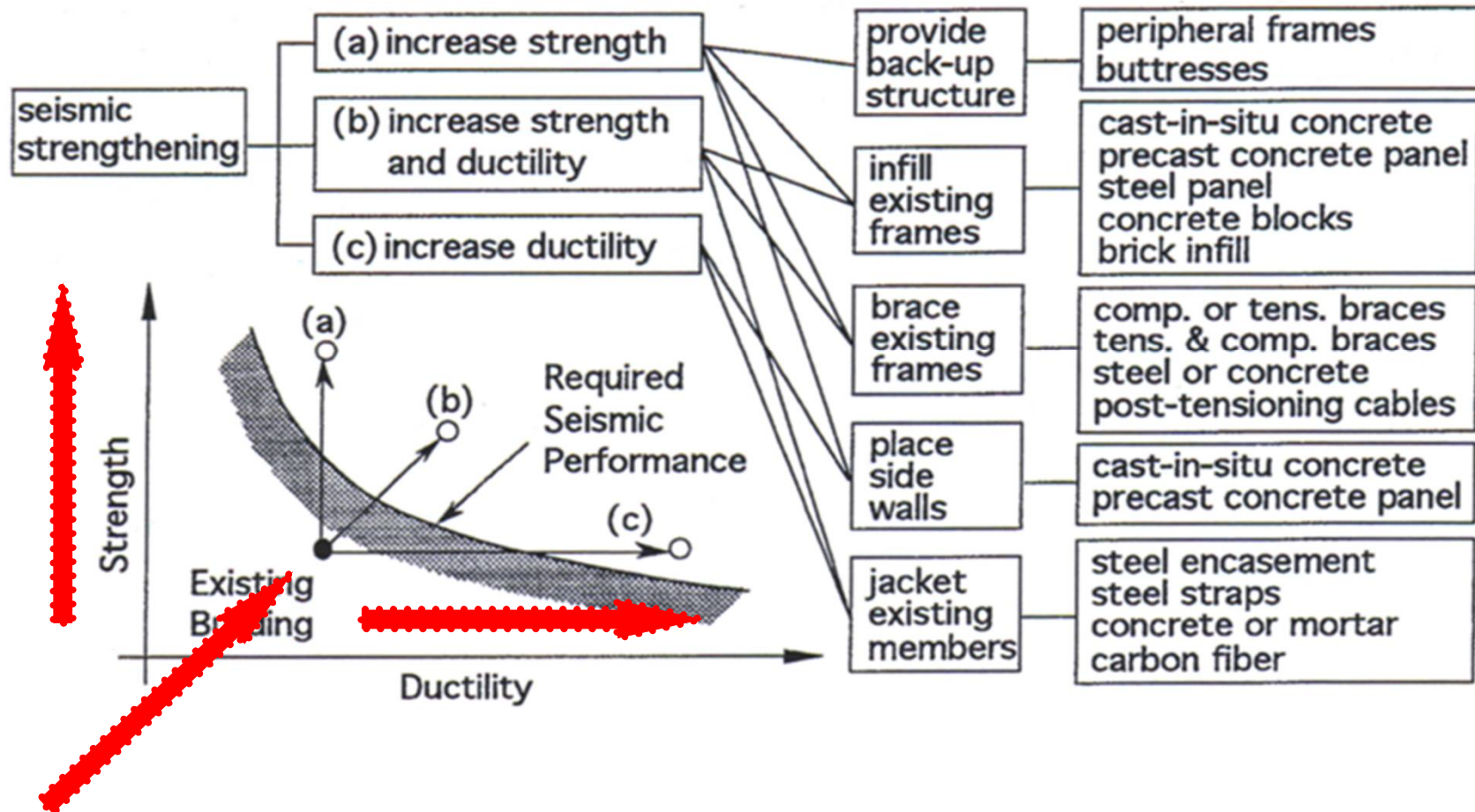
SLV– Direzione y - Distribuzione di forze 1c), step 68



ELEMENTO	N [N]	V _n [N]	A _g [mm ²]	γ _m	f _c [N/mm ²]	σ _{nt} [N/mm ²]	0.3(f _c) ^{1/2} [N/mm ²]	σ _{nc} [N/mm ²]	0.5f _c [N/mm ²]
NODO 19	220000	-171979.8	108000	1.5	9.04	0.871755368	0.901997783	2.908792405	4.52
NODO 21	67000	180555.56	108000	1.5	9.04	1.390157682	0.901997783	2.010528052	4.52

I nodi la cui verifica é stata mostrata rappresentano nodi nei quali la o le travi adiacenti si sono snervate comportando un incremento nel taglio di nodo. La crisi viene attinta sempre per taglio trazione.

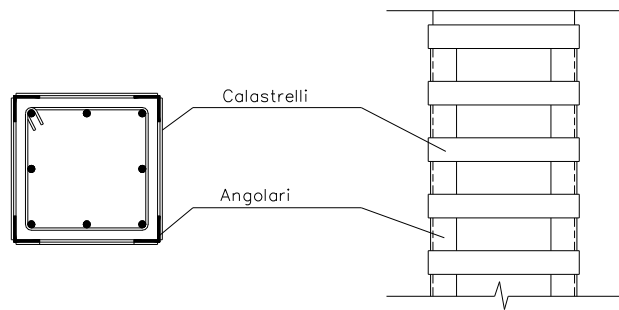
Strategie di adeguamento sismico



TECNICHE DI ADEGUAMENTO SISMICO

TECNICHE DI INTERVENTO LOCALE

- Incremento di sezione ed armature
- Confinamento con profilati metallici



- Confinamento con FRP



TECNICHE DI INTERVENTO GLOBALE

- Inserimento di controventi metallici

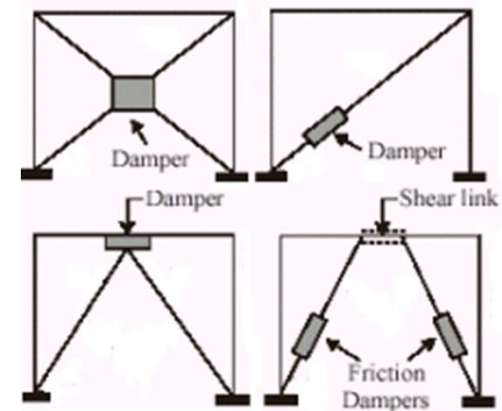


- Inserimento di pareti sismoresistenti
- Tecniche di protezione sismica:

Isolamento alla base



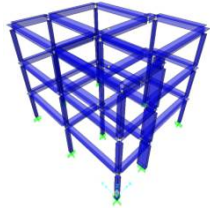
Dissipazione supplementare dell'energia



Selezione dell'intervento di adeguamento sismico

Un problema decisionale Multi-Criterio

Applicazione:
Edificio SPEAR

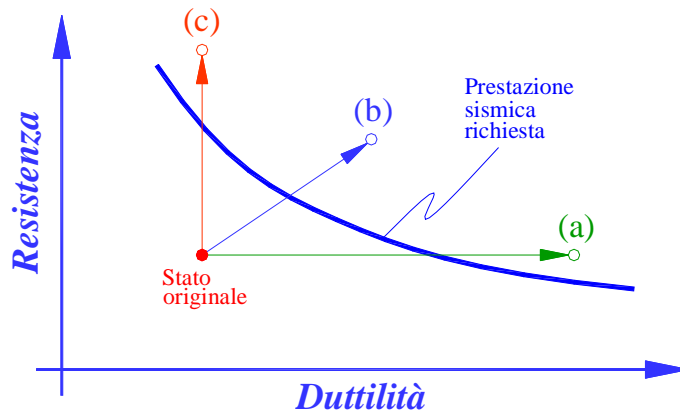


Domanda > Capacità !

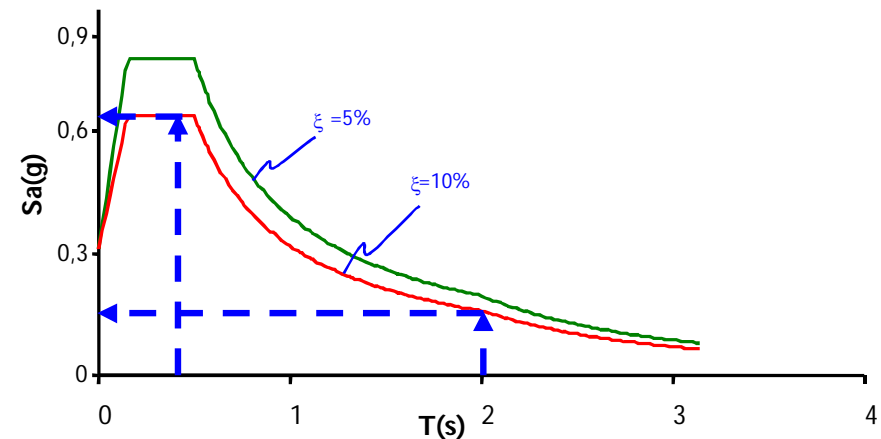
Adeguamento sismico

Selezione *strategia*

INCREMENTO CAPACITA'



RIDUZIONE DOMANDA



Selezione *tecnica*
di adeguamento

(a) Rinforzo con GFRP

(c) Rinforzo con controventi metallici

(b) Ringrosso in c.a. di alcuni pilastri

A₁

A₂

A₃

Isolamento alla base **A₄**

Norme Tecniche per le Costruzioni 14 Gennaio 2008

8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

• INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Rientrano in questa categoria i seguenti interventi:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

Il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento.

8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

- ***INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO***

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

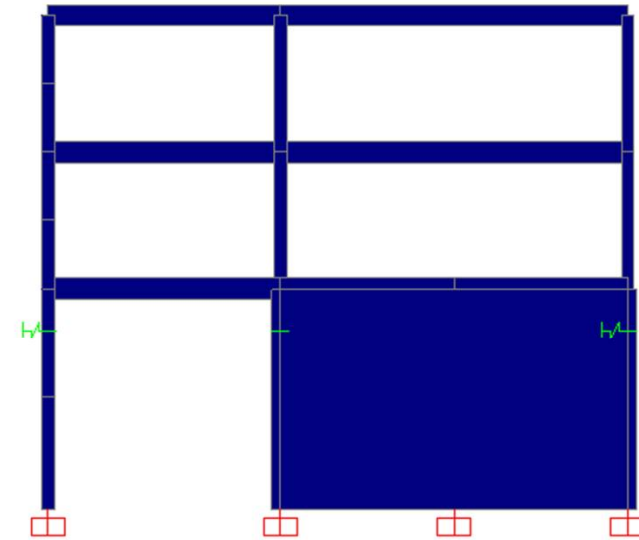
- ***RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE***

In generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando che non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme.

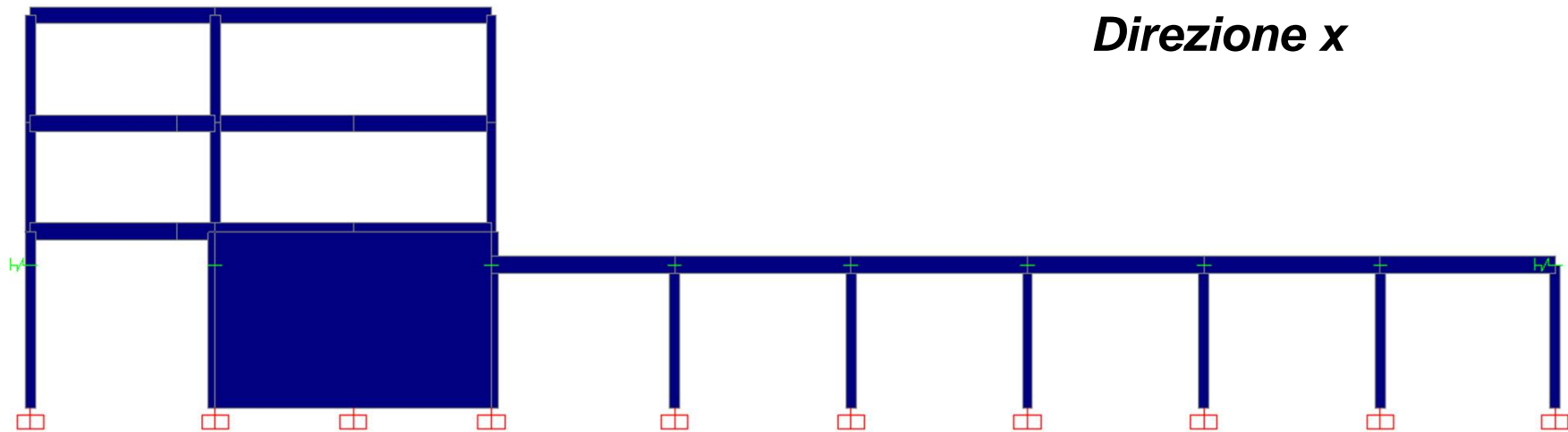
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Si é pertanto ricercato un intervento di miglioramento che consentisse la verifica allo Stato Limite di Collasso degli elementi duttili nelle direzioni x e y . A tal fine si é pensato di introdurre nel piano interrato delle pareti in c.a., due in direzione x e due in direzione y .



Direzione x

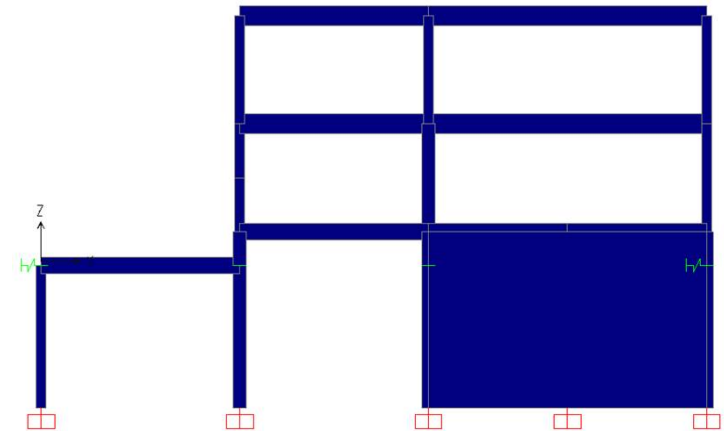


Direzione x

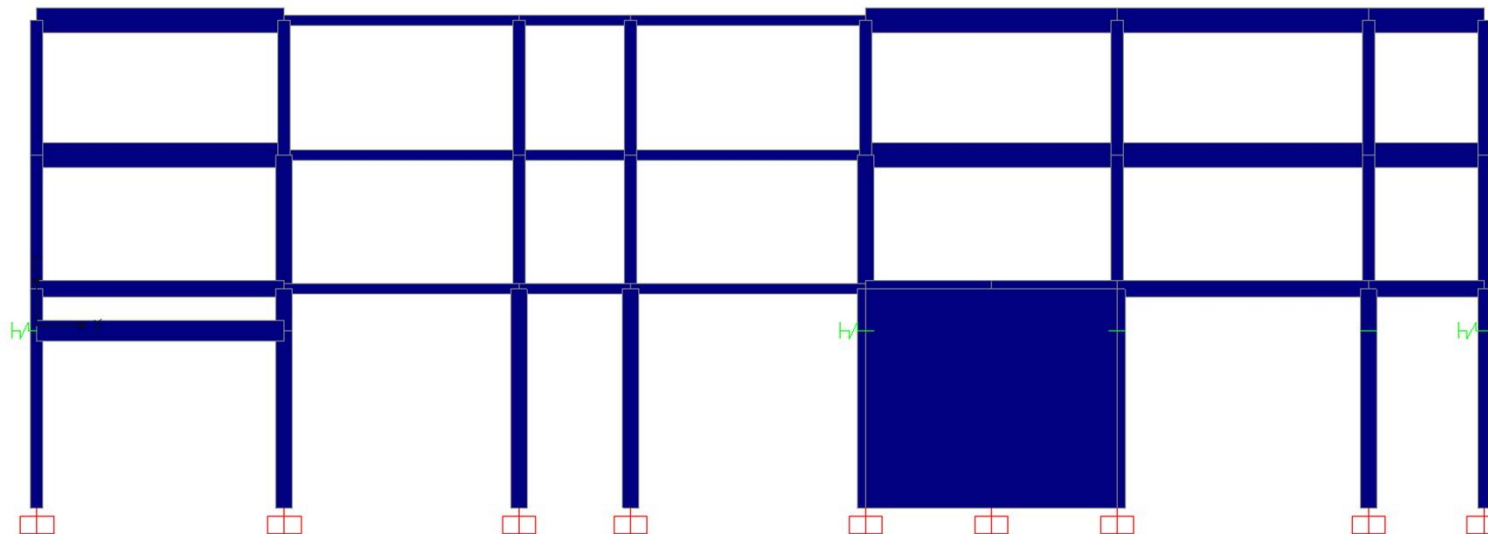
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Si é pertanto ricercato un intervento di miglioramento che consentisse la verifica allo Stato Limite di Collasso degli elementi duttili nelle direzioni x e y . A tal fine si é pensato di introdurre nel piano interrato delle pareti in c.a., due in direzione x e due in direzione y .



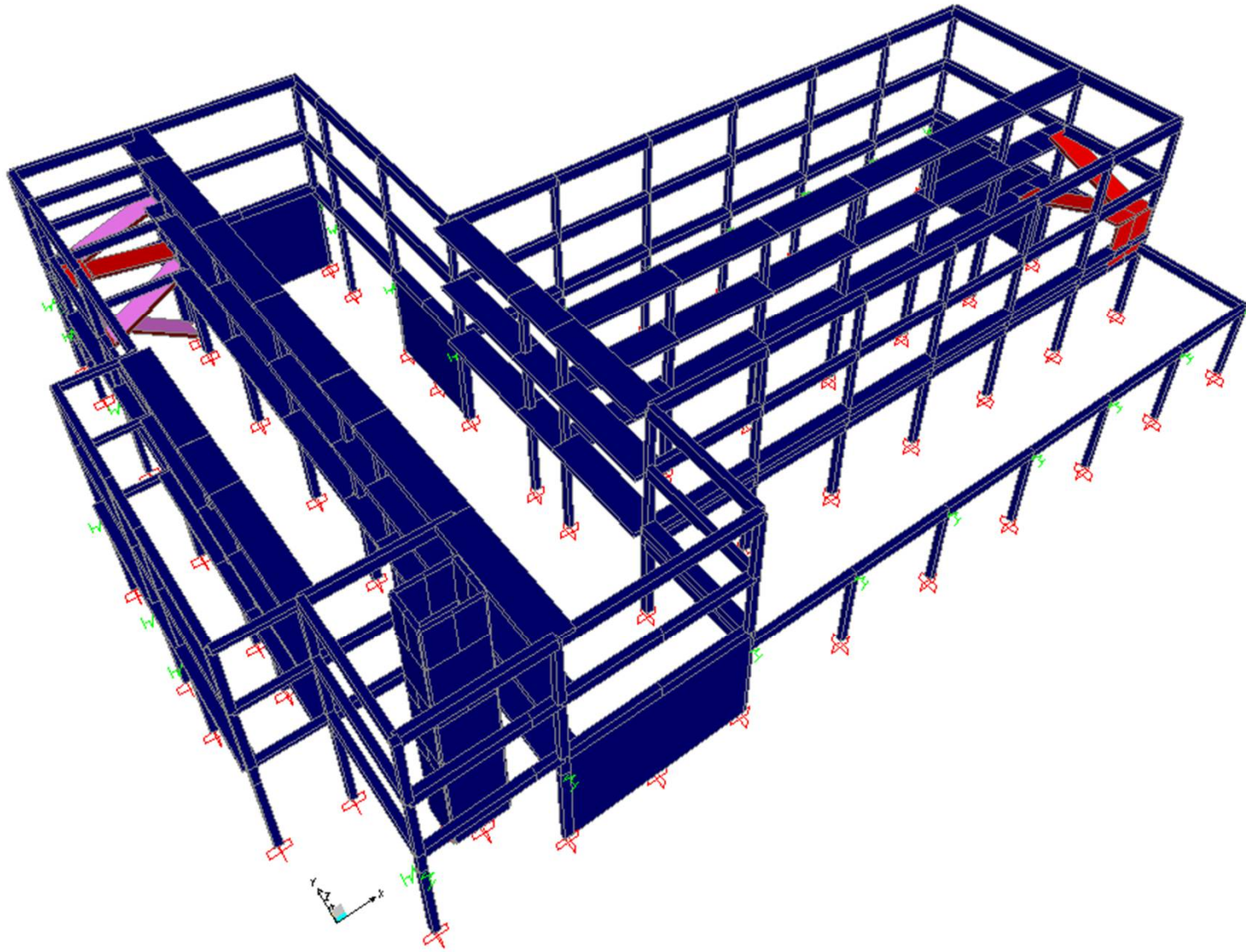
Direzione y



Direzione x

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

INTERVENTO: INTRODUZIONE DI PARETI ARMATE

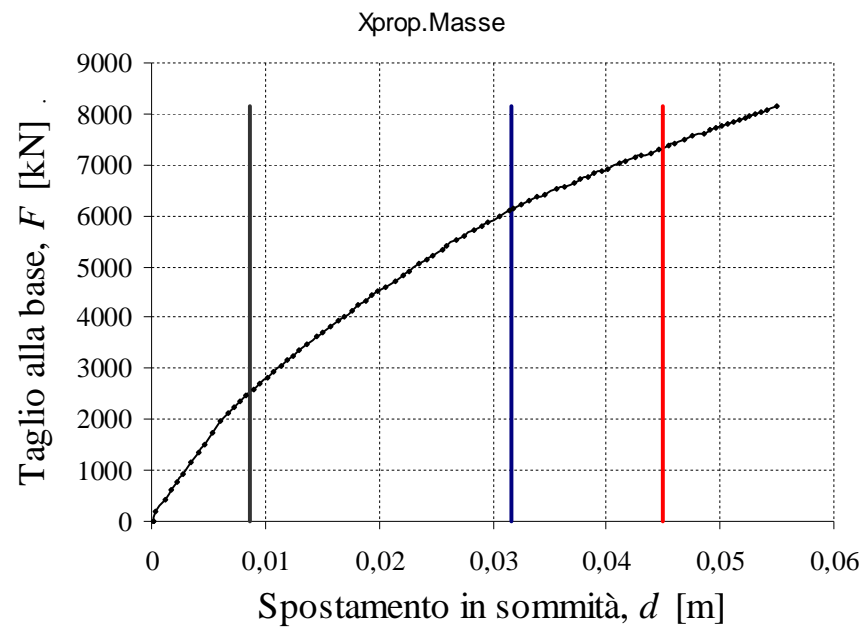


ANALISI DI PUSHOVER - INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Domanda in spostamento associata ai vari Stati Limite

Direzione x, Distribuzione di forze 2a)

T^* [sec]	d_{\max} [m]		
	SLD	SLV	SLC
0.6	0.0087	0.031	0.044

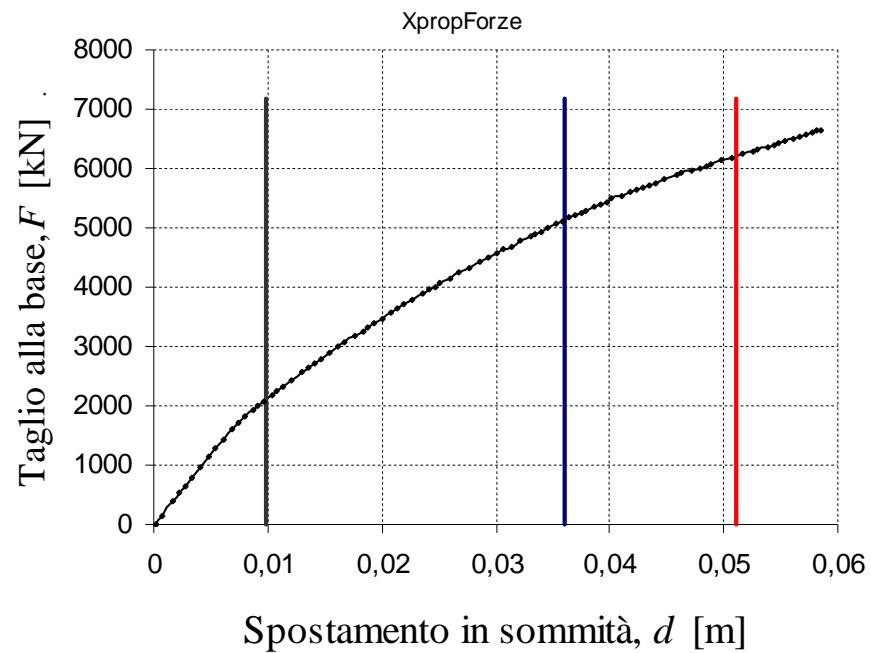


ANALISI DI PUSHOVER - INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Domanda in spostamento associata ai vari Stati Limite

Direzione x, Distribuzione di forze 1c)

T^* [sec]	d_{\max} [m]		
	SLD	SLV	SLC
0.68	0.0099	0.035	0.051

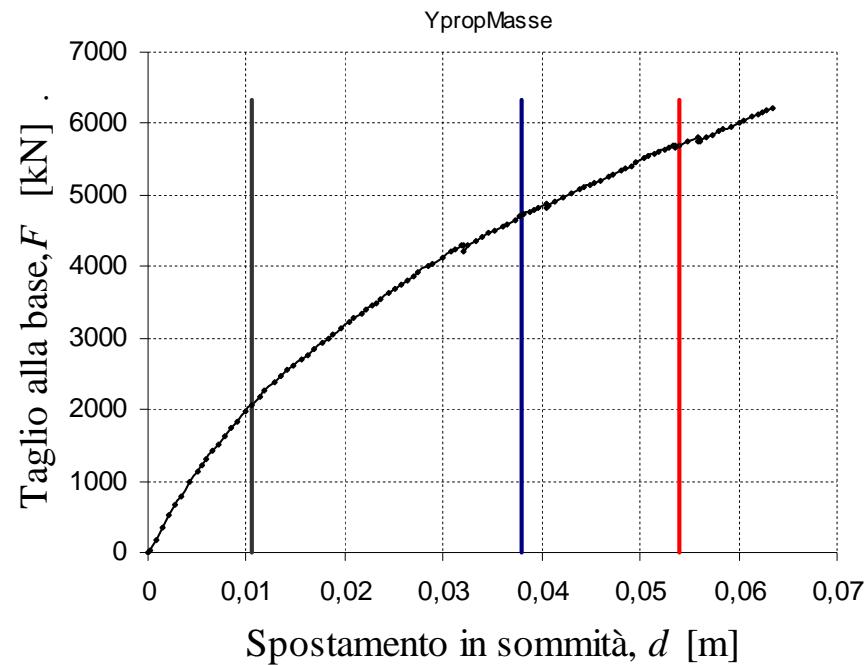


ANALISI DI PUSHOVER - INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Domanda in spostamento associata ai vari Stati Limite

Direzione y, Distribuzione di forze 2a)

T^* [sec]	d_{\max} [m]		
	SLD	SLV	SLC
0.7	0.01	0.038	0.053

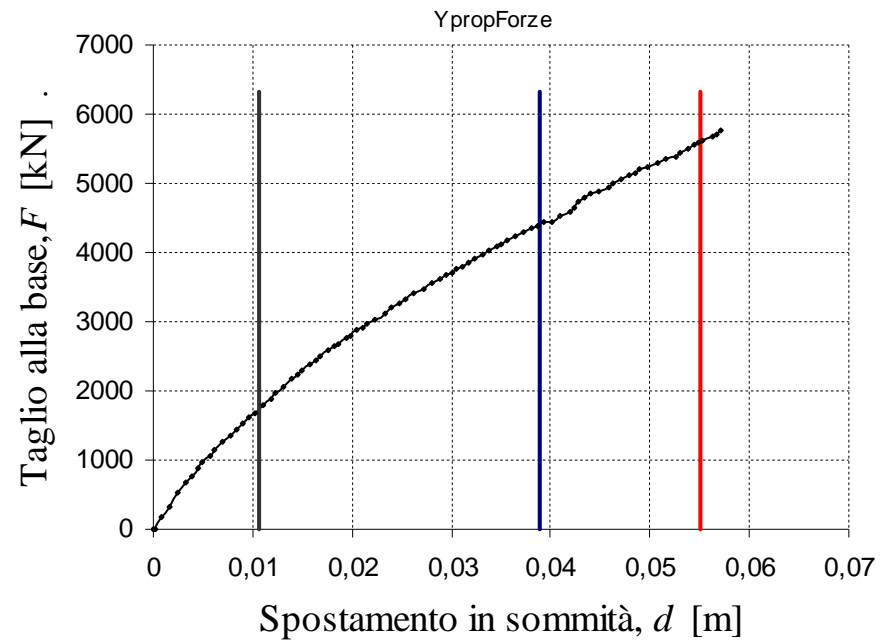


ANALISI DI PUSHOVER - INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Domanda in spostamento associata ai vari Stati Limite

Direzione y, Distribuzione di forze 1c)

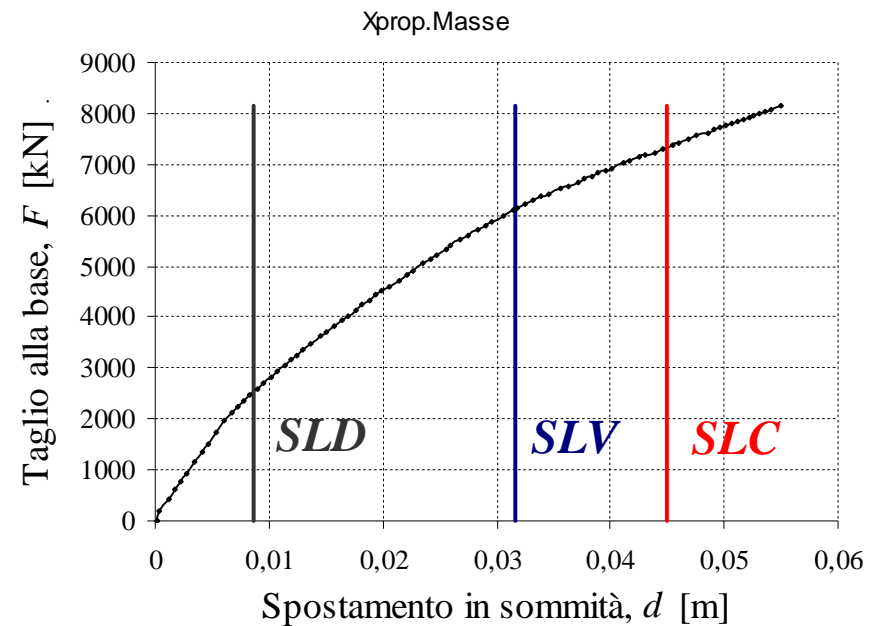
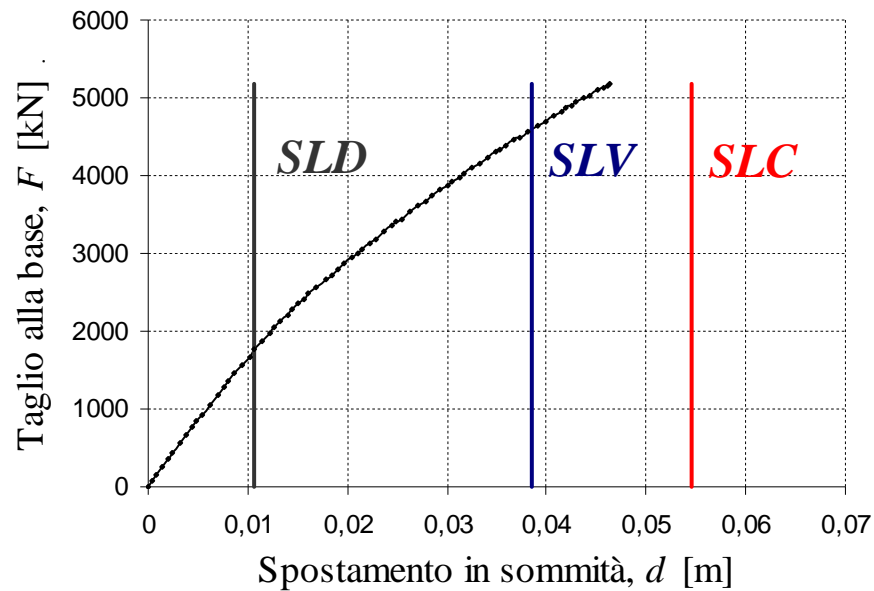
T^* [sec]	d_{\max} [m]		
	SLD	SLV	SLC
0.74	0.01	0.038	0.055



ANALISI DI PUSHOVER - INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Domanda in spostamento associata ai vari Stati Limite

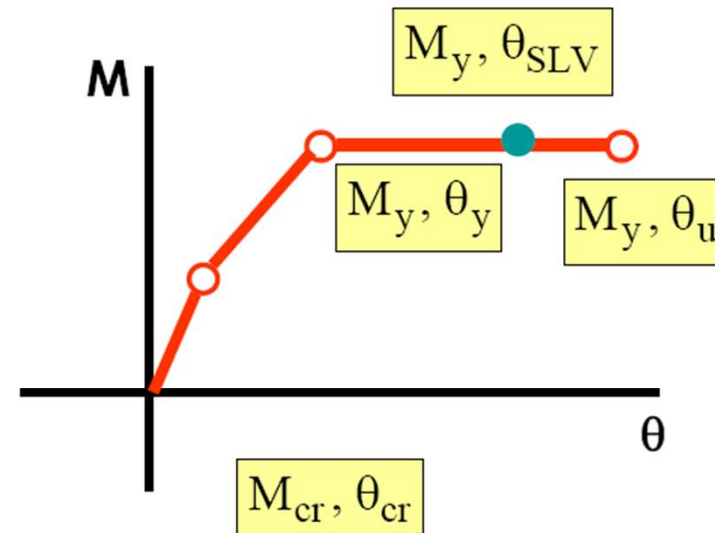
Direzione x, Distribuzione di forze 2a)





ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

- Fessurazione ($M_{cr} - \theta_{cr}$)
- Snervamento ($M_y - \theta_y$)
- Capacità SLV ($M_y - \theta_{SLV}$)
- Ultimo ($M_y - \theta_u$)



Frame Hinge Property Data for HC3bot_2 - Moment M2

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-1	-100
D	-1	-100
C	-1	-100
B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	100
D	1	100
E	1	100

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 37,5	
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation (Steel Objects Only)	Rotation SF 9,100E-03	

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	1,	
<input checked="" type="checkbox"/> Life Safety	1,4791	
<input checked="" type="checkbox"/> Collapse Prevention	1,9721	

Show Acceptance Criteria on Plot

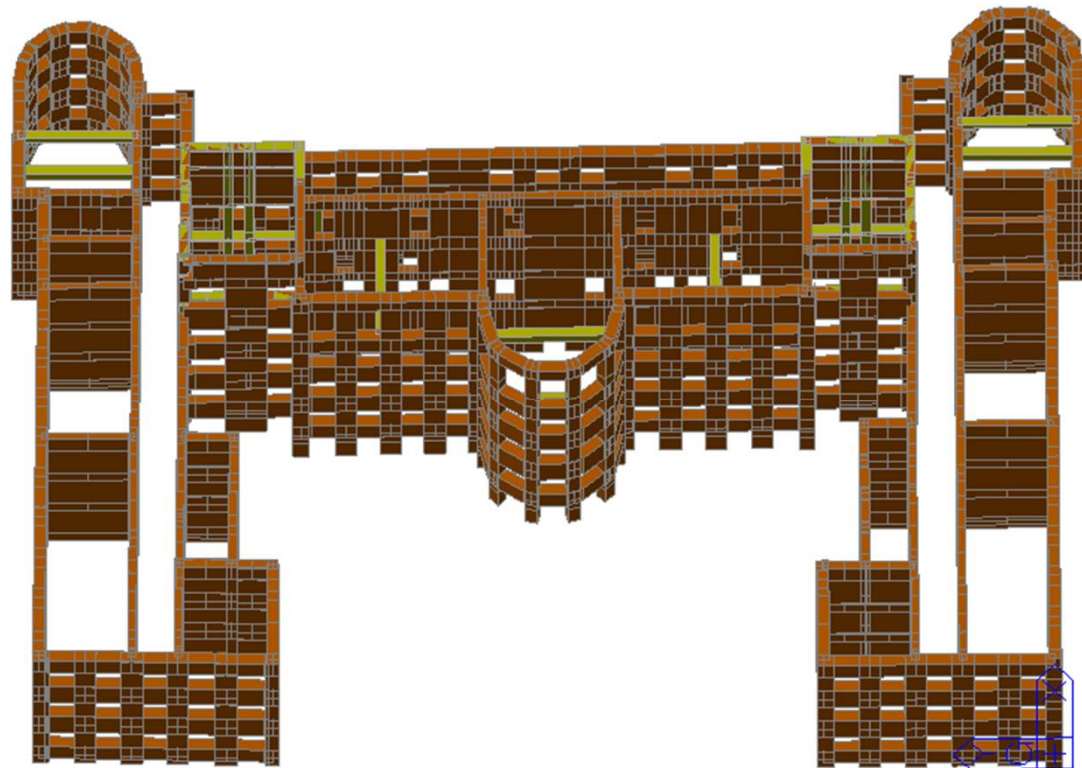
OK

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

La costruzione dell'edificio principale in muratura del Liceo "Quinto Orazio Flacco" risale al 1933. L'edificio principale in muratura, di tre piani, presenta in pianta una forma ad M, con dimensioni massime pari a 57.8 m e 82.4 m rispettivamente nelle direzioni trasversale e longitudinale.

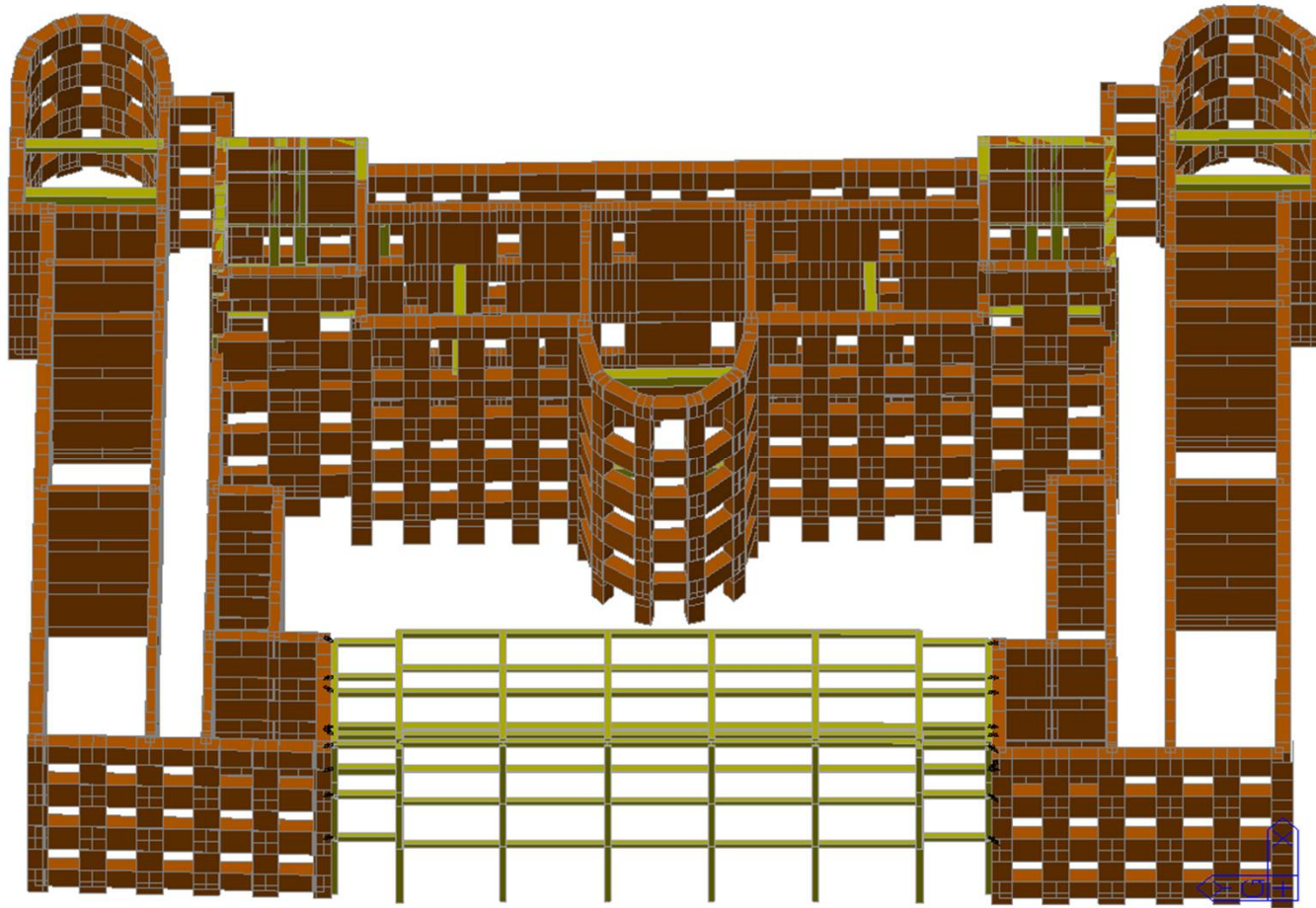
PROPRIETÀ DEI MATERIALI

- ❖ Le tipologie di muratura impiegate sono di tre tipi: *pietrame e malta*, utilizzata per i muri di fondazione; *pietra da taglio*, utilizzata per i muri dei piani seminterrati e per le murature esterne del piano rialzato; *conci di tufo*, utilizzati per le restanti murature esterne e per le murature interne.
- ❖ Solo i solai, i vani scala e gli architravi delle grandi aperture sono realizzati in calcestruzzo armato.



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

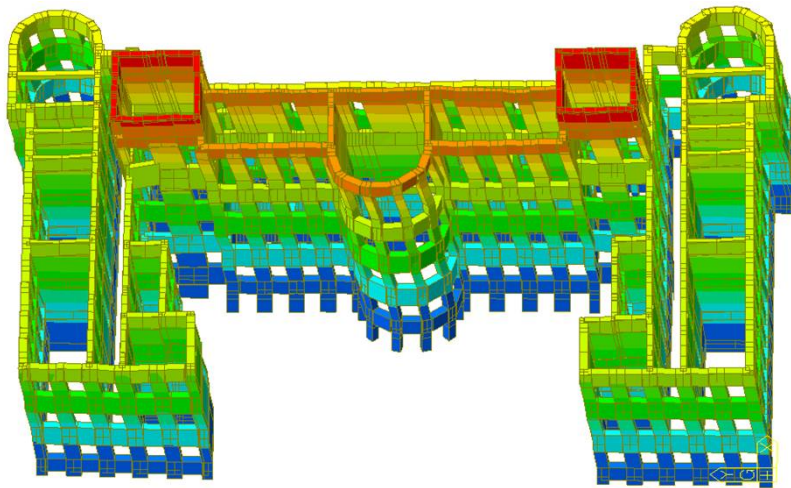
Per sopperire alla necessità di nuovi spazi, nel 1963 un nuovo corpo di fabbrica in c.a. venne realizzato lungo il perimetro ancora libero su via G. Murat, distaccato dall'edificio in muratura esistente da giunti di separazione di circa 2 cm



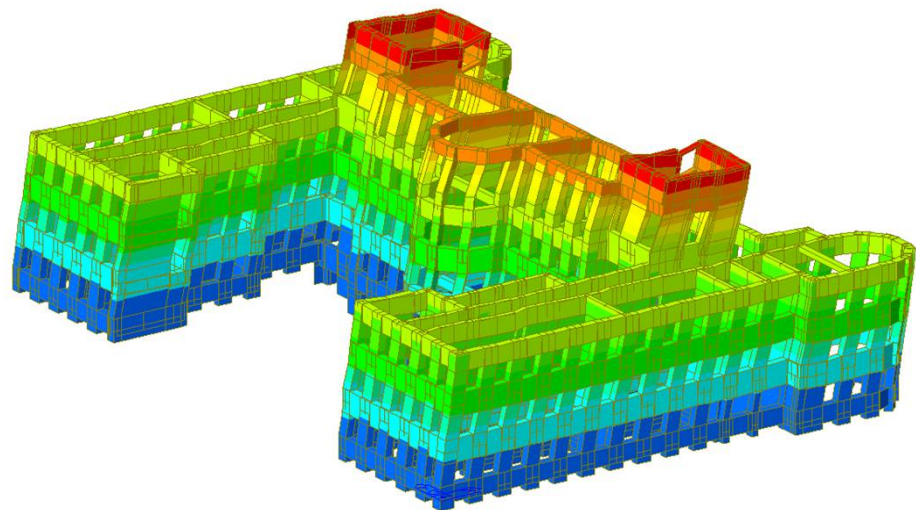
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Per entrambi gli edifici in muratura e in c.a., le percentuali di massa partecipante relative ai modi fondamentali di vibrare nelle direzioni trasversale e longitudinale raggiungono almeno il 58% della massa totale. Pertanto vengono considerate due differenti distribuzioni di forze orizzontali: una “distribuzione uniforme” proporzionale alle masse e una “distribuzione modale” proporzionale al prodotto delle masse per gli spostamenti corrispondenti al primo modo di vibrare.

Edificio in muratura



1° Modo di vibrare: $T=0.27$ s, $M_{x\%}=1.37\%$,
 $M_{y\%}=58.36\%$

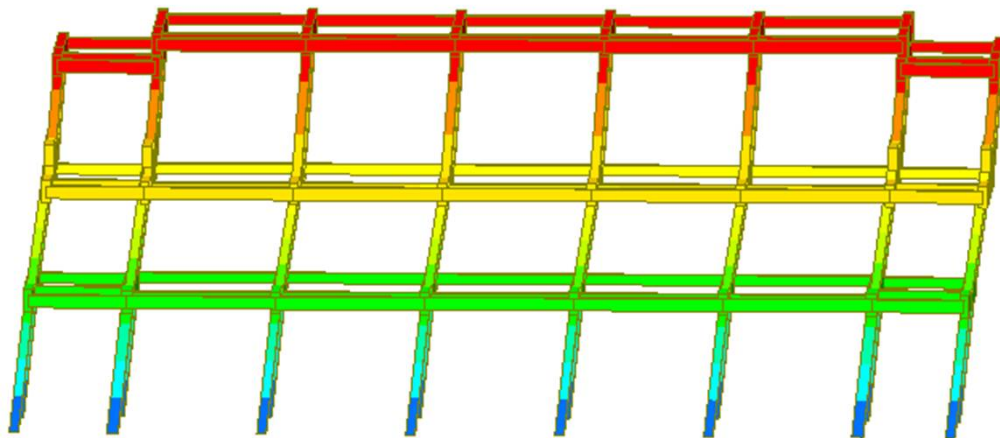


2° Modo di vibrare: $T=0.26$ s, $M_{x\%}=57.7\%$,
 $M_{y\%}=1.3\%$

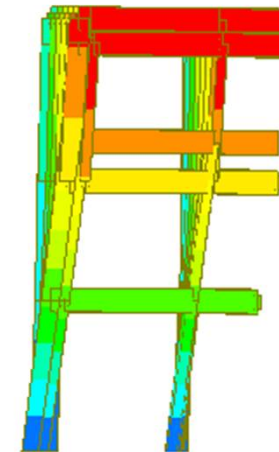
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Per entrambi gli edifici in muratura e in c.a., le percentuali di massa partecipante relative ai modi fondamentali di vibrare nelle direzioni trasversale e longitudinale raggiungono almeno il 58% della massa totale. Pertanto vengono considerate due differenti distribuzioni di forze orizzontali: una “distribuzione uniforme” proporzionale alle masse e una “distribuzione modale” proporzionale al prodotto delle masse per gli spostamenti corrispondenti al primo modo di vibrare.

Edificio in c.a



1st Mode of vibration: $T=1.48$ s, $M_{x\%}=0.0\%$, $M_{y\%}=95.7\%$;

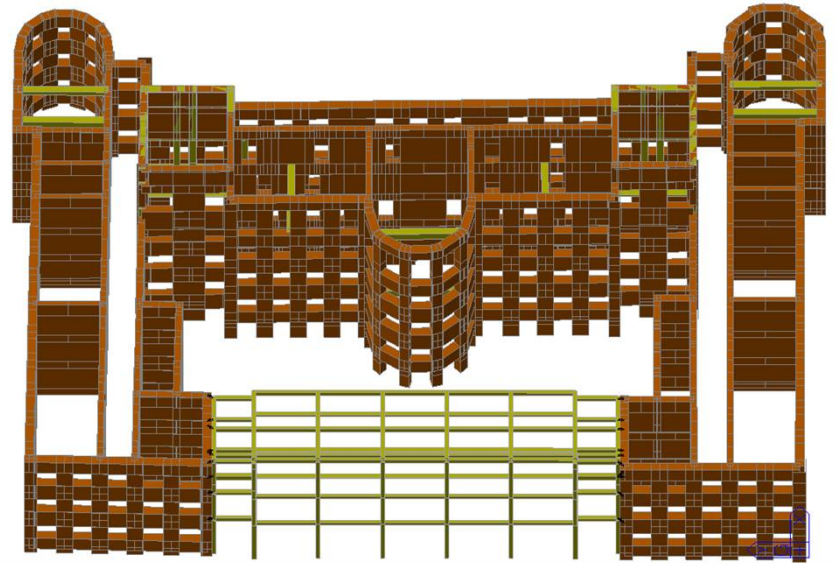


2nd Mode of vibration: $T=0.98$ s, $M_{x\%}=98.1\%$, $M_{y\%}=0.0\%$.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Modellazione dell'edificio in muratura

- ❖ In virtù della buona connessione tra le pareti longitudinali e trasversali, l'edificio in muratura è stato schematizzato adottando un **modello a telaio equivalente**.
- ❖ Le aste verticali sono i maschi murari, quelle orizzontali le fasce di piano. L'ipotesi che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti è rispettata introducendo alle estremità degli elementi maschio e fascia dei tratti rigidi.
- ❖ Le dimensioni dei pannelli verticali, delle fasce orizzontali e dei tratti rigidi sono definite in base alla disposizione geometrica delle aperture; più precisamente i tre tipi di macro-elementi si ricavano dall'intersezione tra le strisce orizzontali e verticali ottenute estendendo le linee di contorno delle aperture.
- ❖ I **diaframmi orizzontali** di piano si considerano **infinitamente rigidi** nel proprio piano e quindi in grado di ripartire le azioni sismiche tra le pareti verticali, che si assumono resistenti esclusivamente nel loro piano



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Modellazione dell'edificio in muratura

Maschi e fasce murarie sono modellati assumendo un comportamento di tipo elastico-perfettamente plastico, basato sul concetto di cerniera plastica.

In letteratura è stato mostrato che gli edifici in muratura non armata esibiscono un comportamento duttile anelastico in presenza combinata di carichi verticali e orizzontali: in base al criterio di Mohr-Coulomb, nel campo di deformazione altamente anelastica dove viene meno il contributo della coesione, una significativa riserva di duttilità è fornita dall'attrito interno. Alla luce di questa premessa un requisito essenziale consiste nella definizione della posizione e del tipo di cerniere plastiche che si possono attivare su ciascun elemento.

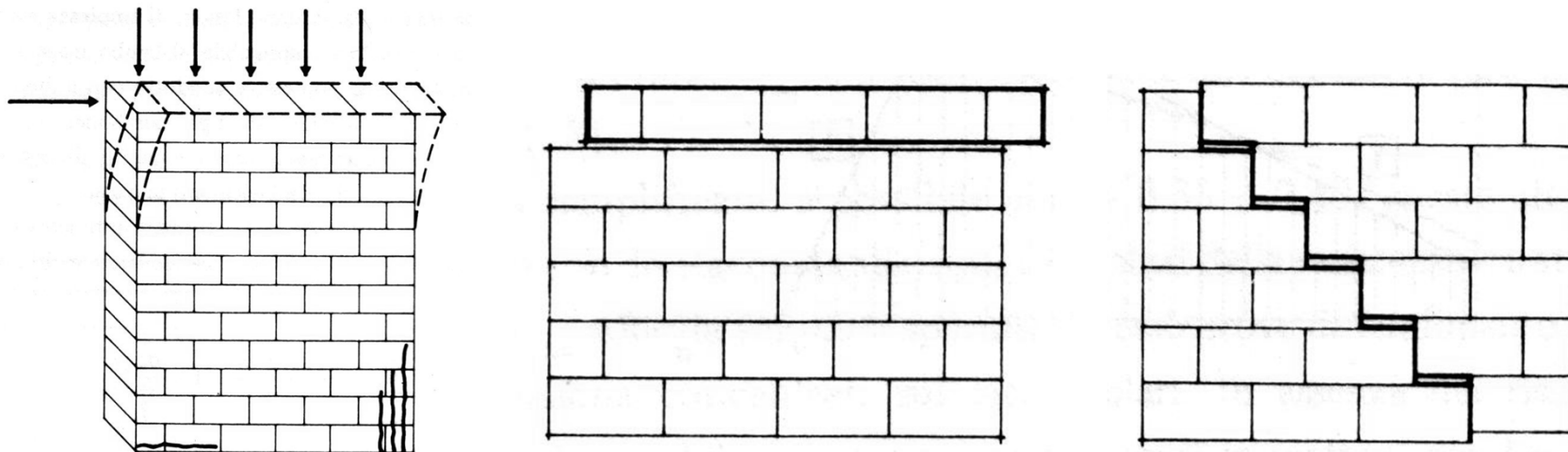
Queste cerniere plastiche dovrebbero essere in grado di descrivere accuratamente tutti i possibili meccanismi di rottura che si possono verificare nelle strutture reali soggette a carichi sia verticali che orizzontali.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Modellazione dell'edificio in muratura

In relazione al rapporto spessore/altezza ed ai valori di sforzo normale, momento flettente e taglio, si possono infatti verificare tre meccanismi di rottura:

- **presso-flessione:** la rottura per pressoflessione è tipica di pannelli snelli soggetti ad elevati carichi verticali ed è dovuta alla formazione di aree fortemente compresse in prossimità dell'appoggio dell'elemento.
- **taglio con fessurazione diagonale:** la rottura per taglio si manifesta in presenza di modesti carichi verticali combinati con elevate azioni orizzontali e può comportare fessurazione diagonale oppure scorrimento di una parte della muratura rispetto all'altra. Il meccanismo con fessurazione diagonale è più frequente in quanto corrisponde ad un comportamento strutturale più duttile.
- **taglio per scorrimento.**

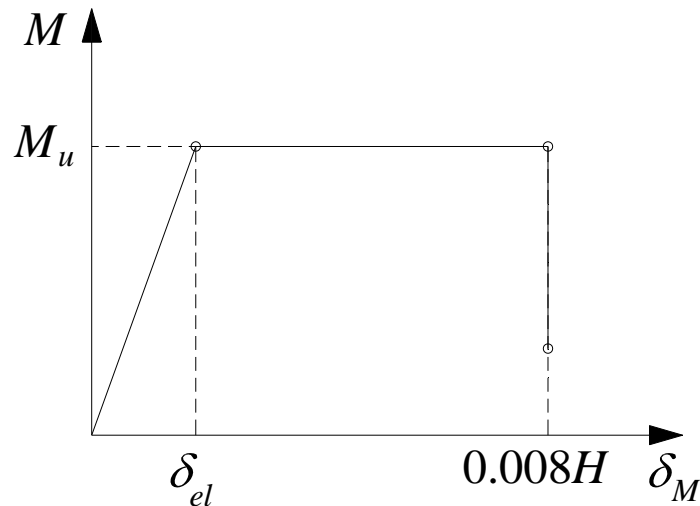


ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

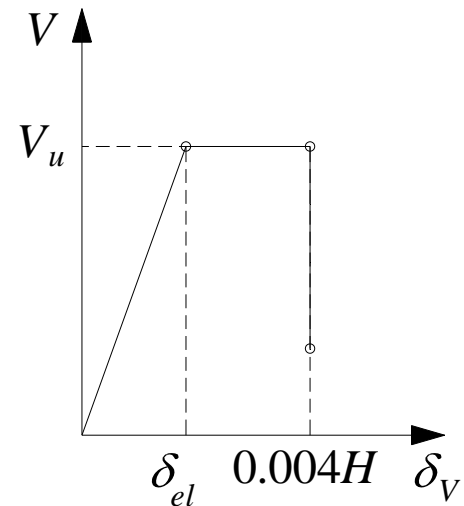
Modellazione dell'edificio in muratura

Maschi e fasce murarie sono modellati assumendo un comportamento di tipo elastico-perfettamente plastico, basato sul concetto di cerniera plastica.

- ❖ una cerniera plastica momento flettente-spostamento ($M-\delta$) è assegnata alle estremità di ciascun elemento (meccanismo flessionale);
- ❖ una cerniera plastica taglio-spostamento ($V-\delta$) è posizionata in mezzeria (meccanismo di taglio).



a.1)



a.2)

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

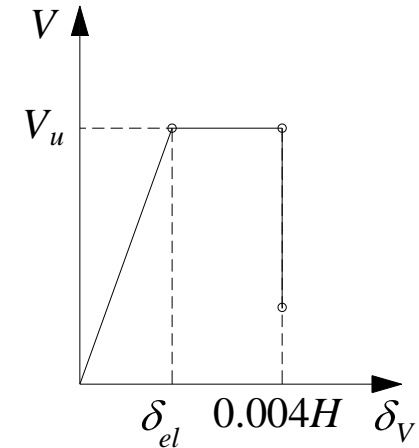
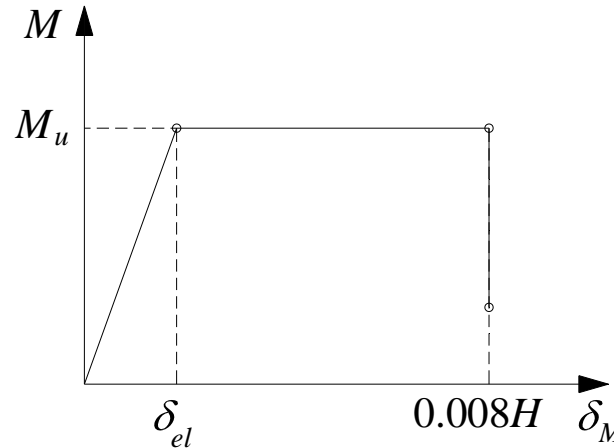
Modellazione dell'edificio in muratura

Cerniere plastiche, maschi murari

Le resistenze ultime a flessione e taglio sono espresse da:

$$M_u = \left(\ell^2 t' \frac{\sigma_o}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_o}{0.85 f_d} \right)$$

$$V_u = \ell' t f_{vd}$$



- ℓ e t' sono rispettivamente la lunghezza compressiva e lo spessore della zona compressa della parete;
- σ_o è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali;
- $f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;
- ℓ' e t sono rispettivamente la lunghezza della parte compressa e lo spessore della parete;
- $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$ è la resistenza a taglio di progetto della muratura;
- H è l'altezza del pannello.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

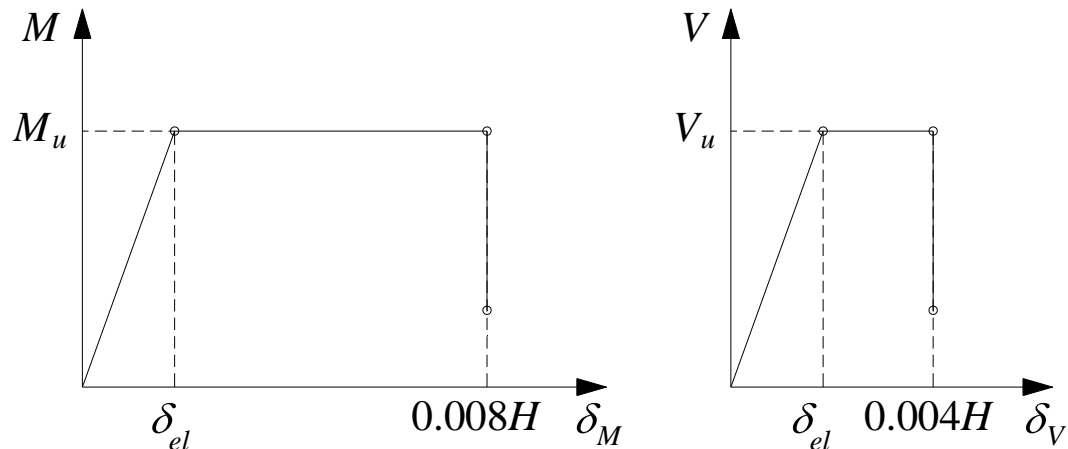
Modellazione dell'edificio in muratura

Cerniere plastiche, fasce murarie

Le resistenze ultime a flessione e taglio sono espresse da:

$$M_u = \frac{H_p h}{2 \left[1 - H_p / (0.85 f_{hd} ht) \right]}$$

$$V_u = ht f_{vd0}$$



- h e t sono rispettivamente l'altezza e lo spessore della sezione della trave;
- H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente e il valore $0.4f_{hd}ht$, essendo $f_d=f_k/\gamma_m$ la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale;
- $f_{vd0}=f_{vk0}/\gamma_m$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;
- H è l'altezza del pannello.

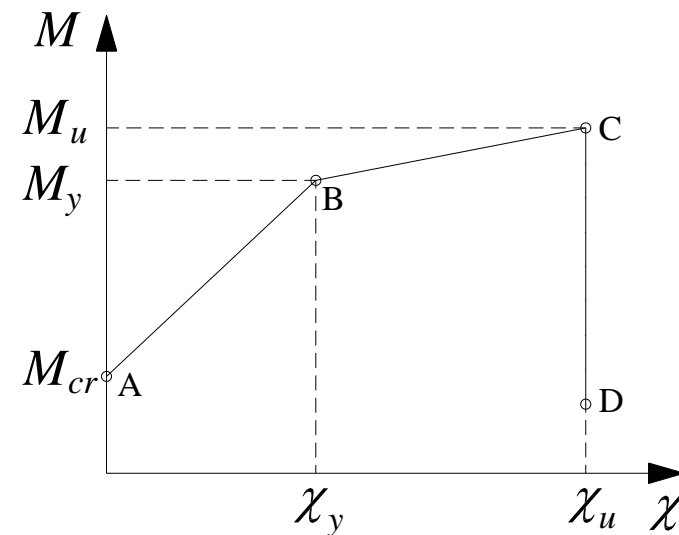
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Modellazione dell'edificio in c.a.

L'edificio in c.a. è modellato mediante elementi piani a telaio connessi con diaframmi orizzontali, ammettendo valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido.

Durante il processo di carico incrementale, il comportamento duttile è implementato tramite la formazione di cerniere plastiche non-lineari poste alle estremità di ciascun elemento. Il legame costitutivo momento-curvatura di una cerniera plastica è modellato come una curva trilineare costituita dal tratto elastico (AB), dal tratto incrudente (BC) e dal tratto di softening (CD), in cui il punto A corrisponde alla condizione fessurata, il punto B al raggiungimento dello snervamento e il punto C alla capacità flettente ultima.

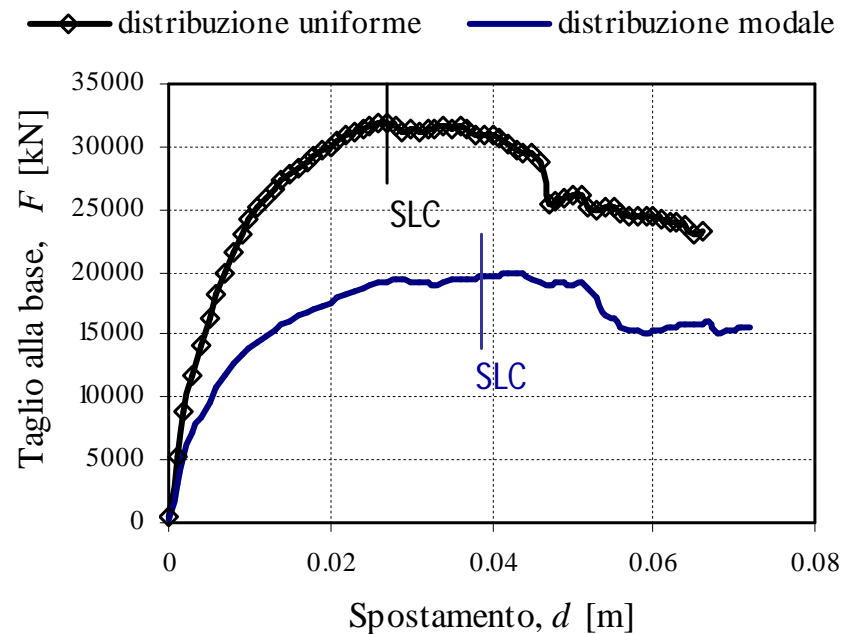
- ❖ Cerniere plastiche a flessione pura assegnate alle estremità e in mezzeria delle travi;
- ❖ Cerniere plastiche a presso-flessione assegnate alle estremità dei pilastri.



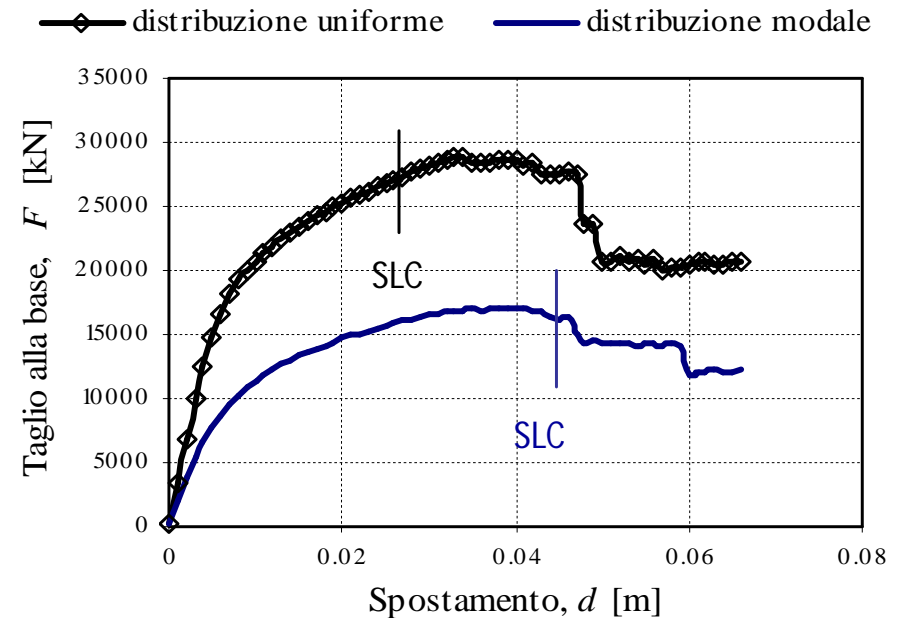
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curve di pushover dell'edificio in muratura

Direzione trasversale x



Direzione longitudinale y

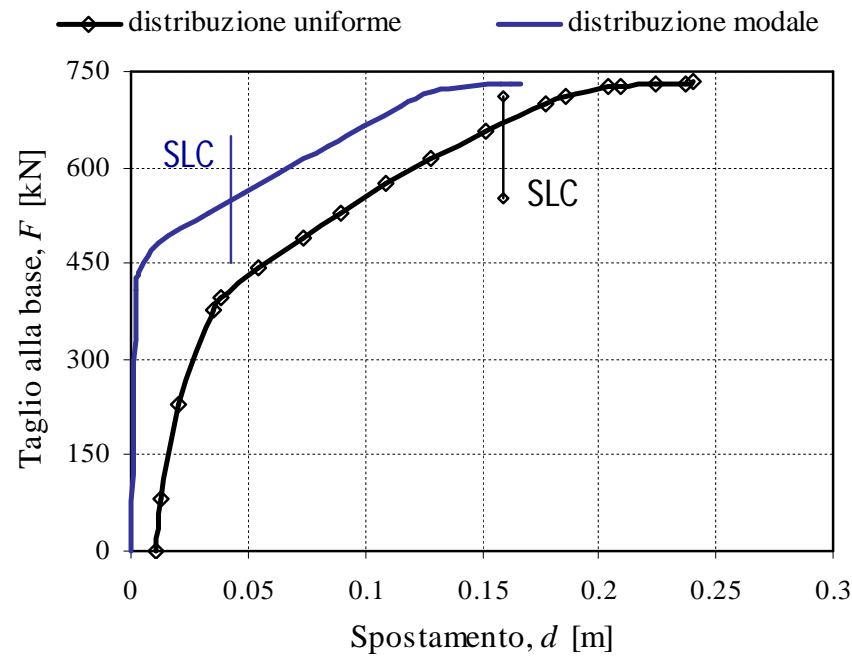


La capacità di deformazione dell'edificio in muratura è superiore alla domanda associata allo SLC.

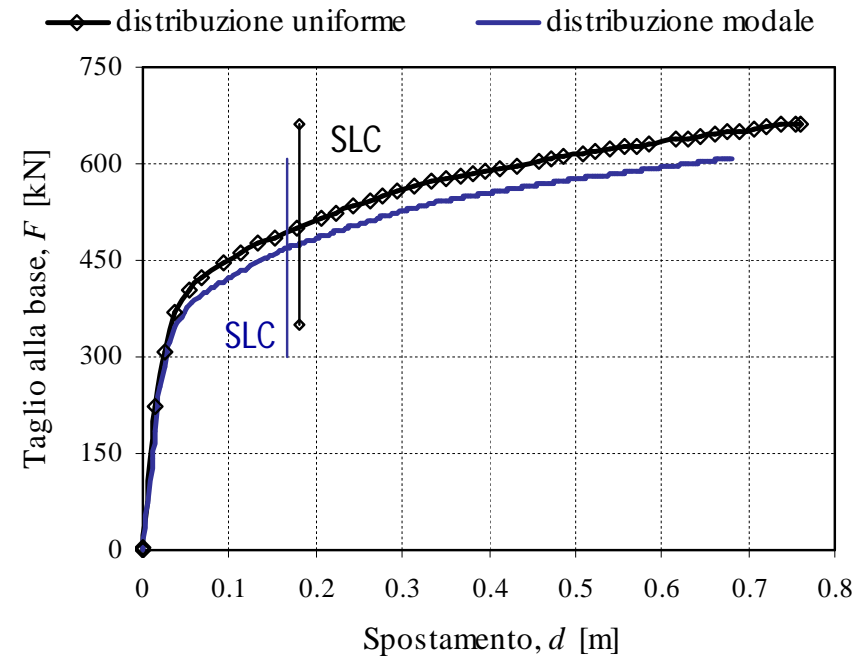
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curve di pushover dell'edificio in c.a.

Direzione trasversale x



Direzione longitudinale y



La capacità di deformazione dell'edificio in c.a. è superiore alla domanda associata allo SLC.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Formato ADRS

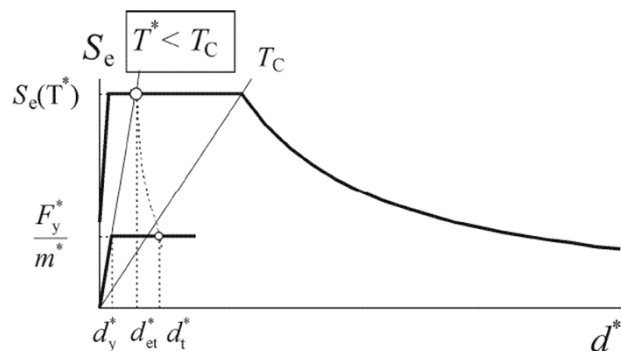
La verifica può anche essere ottenuta graficamente dall'intersezione del tratto elastico dello spettro di capacità del sistema SDOF con lo spettro di risposta elastico, espressi entrambi nel formato ADRS [EC8]. Una rappresentazione di questo tipo consente di esprimere un giudizio immediato sull'impegno plastico, e dunque sulla prestazione del sistema.

Nel seguito per ogni analisi statica non-lineare vengono rappresentati:

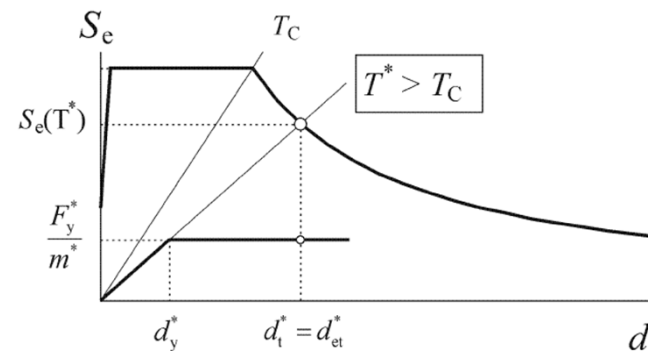
- ❖ lo spettro elastico di domanda dell'azione sismica allo SLC (in formato ADRS)
- ❖ lo spettro di capacità del sistema SDOF equivalente (in formato ADRS)
- ❖ il punto limite corrispondente alla domanda in spostamento imposta dal sisma.

Il periodo T^* è rappresentato dal raggio congiungente l'origine con il punto dello spettro elastico di risposta di coordinate:

$$\left[d^* = S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2, S_e(T^*) \right]$$



a) Short period range



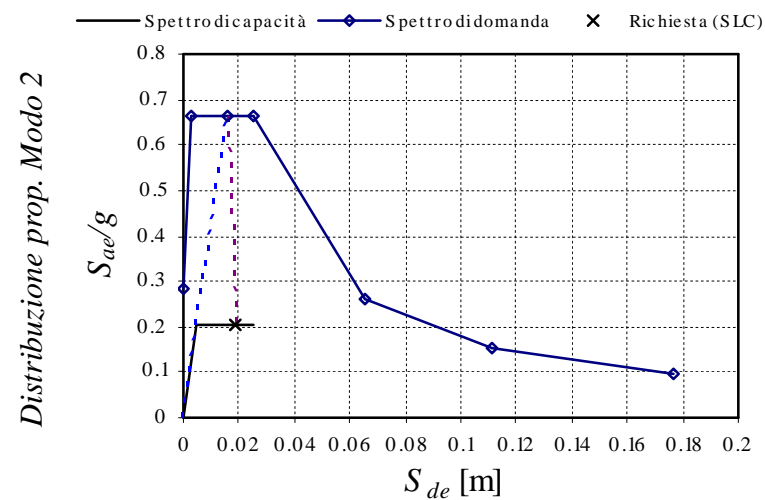
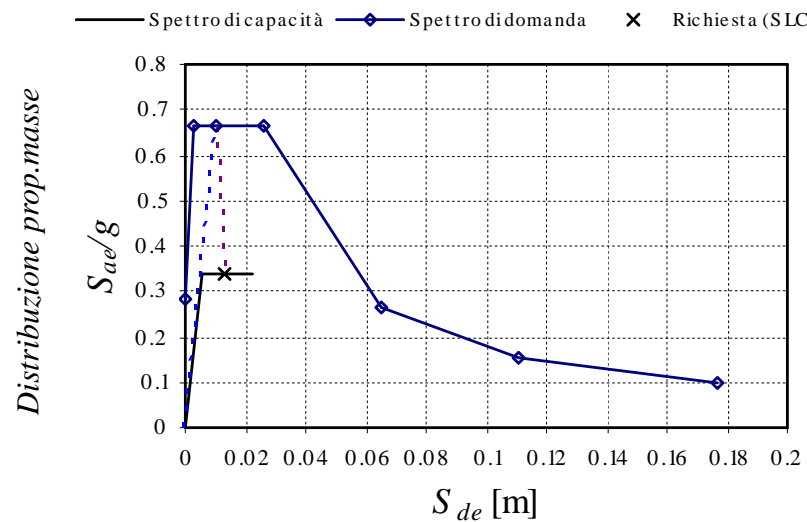
b) Medium and long period range

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

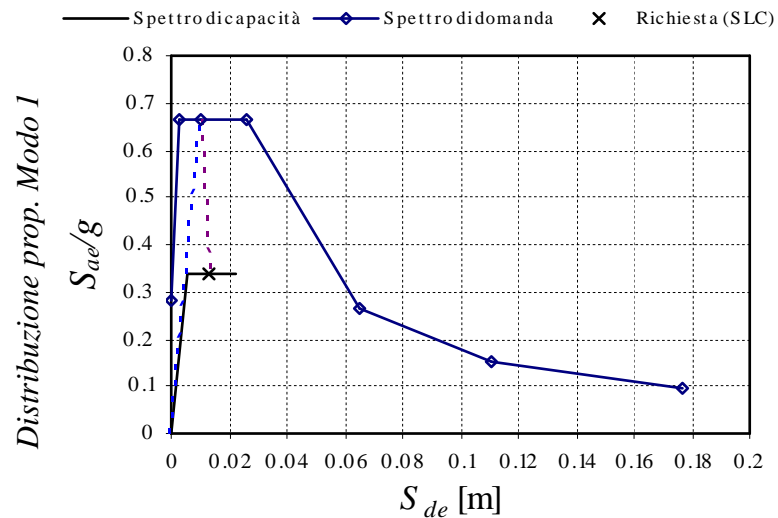
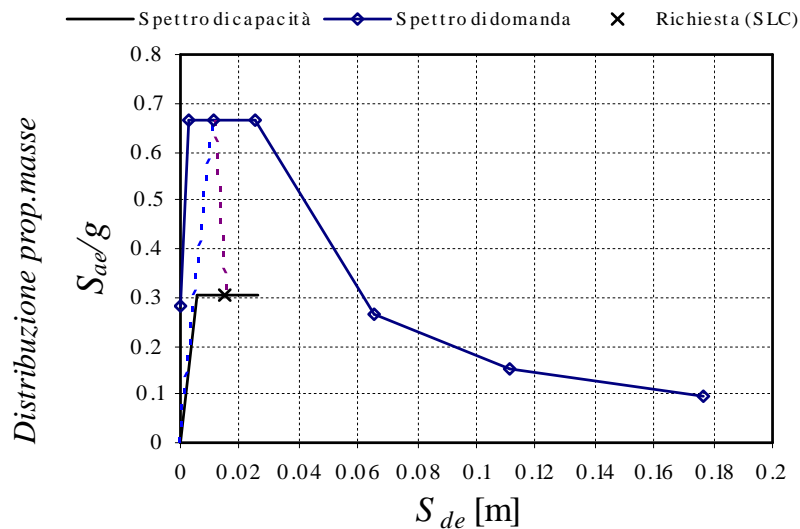
Formato ADRS

Edificio in muratura

Direzione trasversale x



Direzione longitudinale y

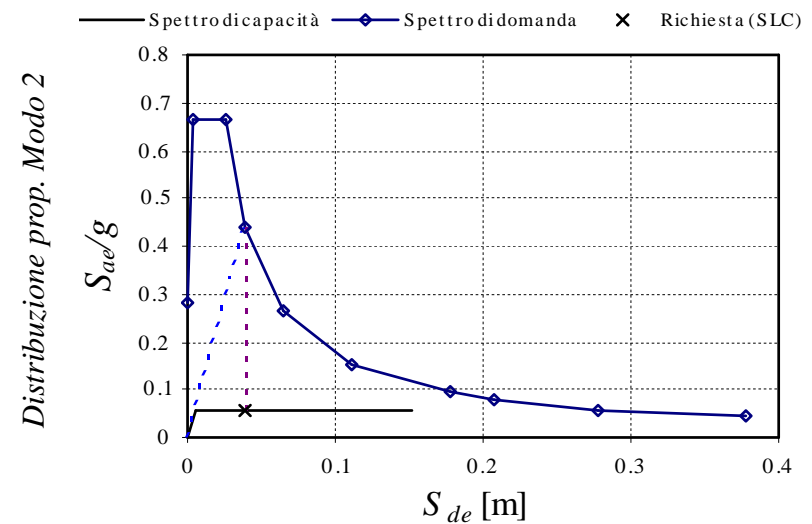
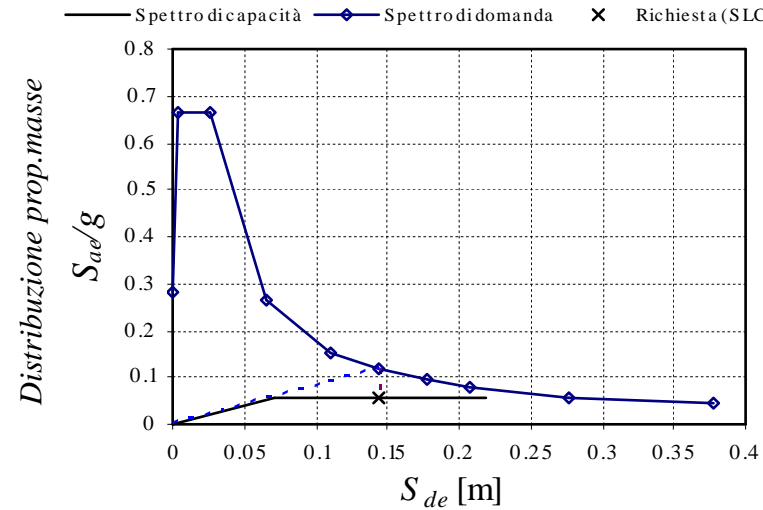


ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

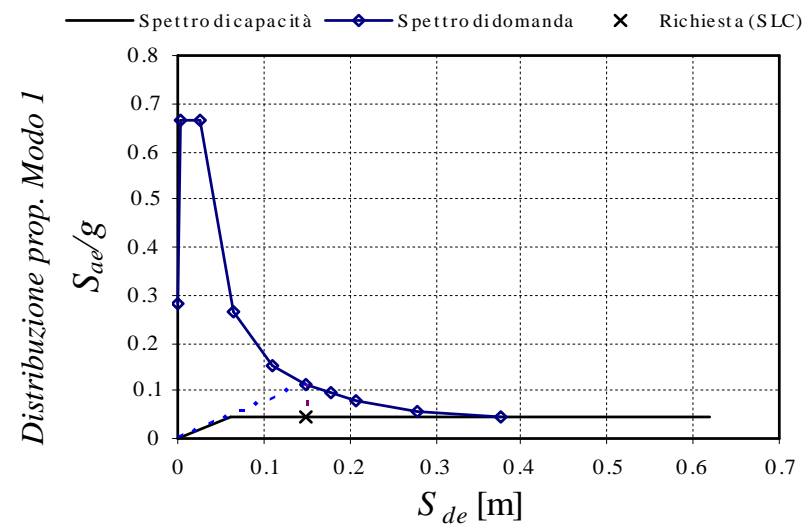
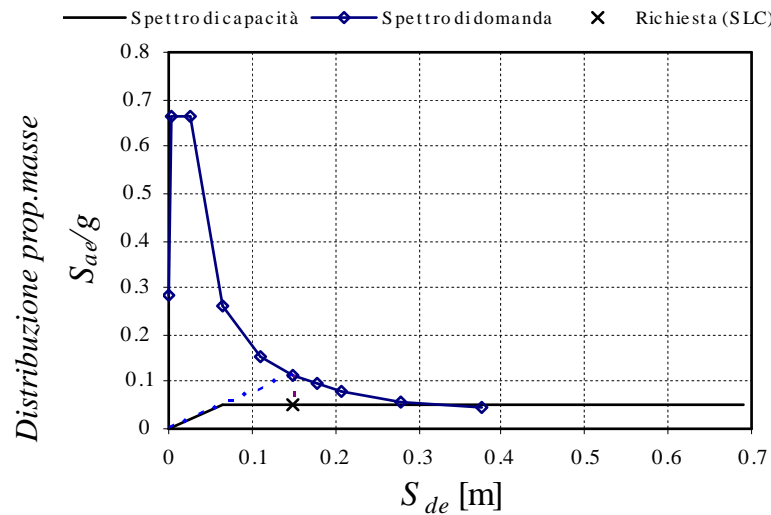
Formato ADRS

Edificio in c.a.

Direzione trasversale x



Direzione longitudinale y

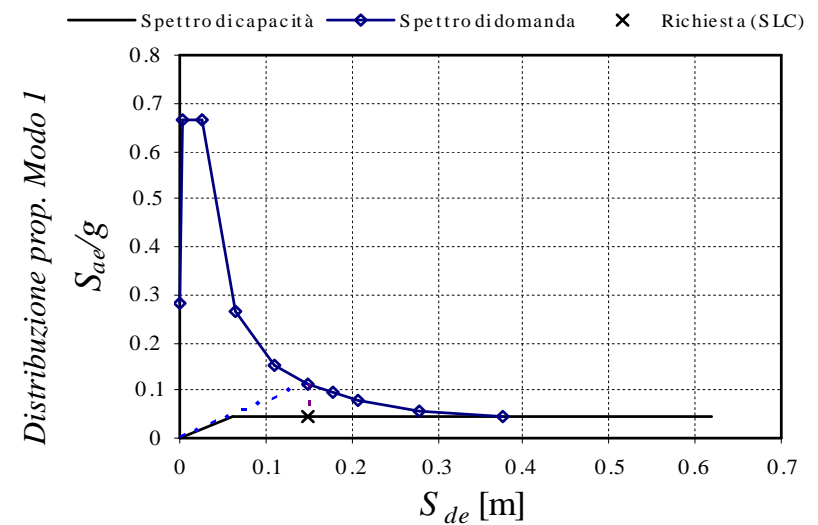
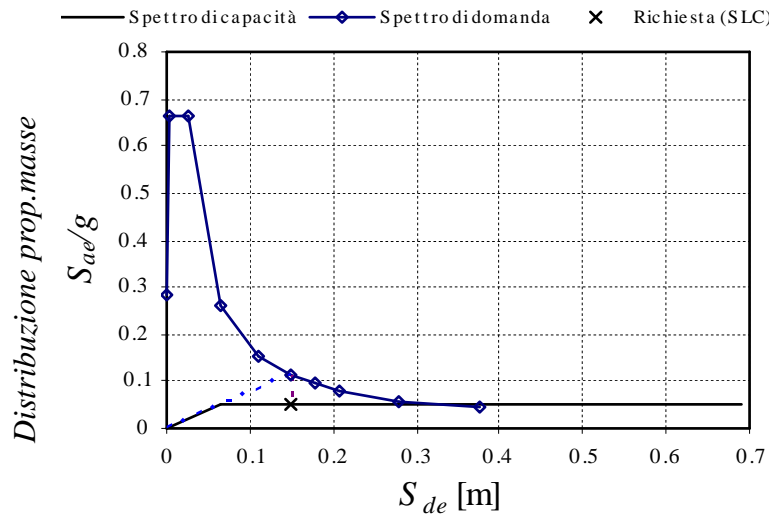


ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Formato ADRS

Emerge che, soprattutto in direzione y , l'edificio in c.a. possiede un buon livello di sicurezza nei confronti dell'azione sismica; infatti la struttura ha sfruttato solo un'aliquota modesta delle proprie risorse in quanto il punto rappresentativo della risposta è ben lontano da quello corrispondente al collasso strutturale.

Direzione longitudinale y





ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Formato ADRS – OPCM n. 3362 dell'8 luglio 2004
Modalita' di attivazione del Fondo per interventi straordinari della
Presidenza del Consiglio dei Ministri.

Interventi di adeguamento o miglioramento successivi a verifiche tecniche.

Per gli interventi rientranti in tale fattispecie dovranno essere preliminarmente disponibili i dati di rischio risultanti dalle verifiche e precisamente:

- $PGA_{2\%}$ accelerazione al suolo attesa con probabilità 2% in 50 anni;
- $PGA_{10\%}$ accelerazione al suolo attesa con probabilità 10% in 50 anni;
- $PGA_{50\%}$ accelerazione al suolo attesa con probabilità 50% in 50 anni;
- PGA_{CO} accelerazione stimata di collasso della struttura;
- PGA_{DS} accelerazione stimata di danno severo;
- PGA_{DL} accelerazione stimata di danno lieve.

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Formato ADRS – OPCM n. 3362 dell'8 luglio 2004

**Modalita' di attivazione del Fondo per interventi straordinari della
Presidenza del Consiglio dei Ministri.**

Interventi di adeguamento o miglioramento successivi a verifiche tecniche.

Ai fini dell'ammissione ai finanziamenti dovranno essere calcolati due parametri, così definiti:

$$\alpha_u = \text{PGA}_{\text{CO}} / \text{PGA}_{2\%} \quad \text{ovvero in alternativa} \quad \alpha_u = \text{PGA}_{\text{DS}} / \text{PGA}_{10\%}$$
$$\alpha_e = \text{PGA}_{\text{DL}} / \text{PGA}_{50\%}$$

Il parametro α_u e' considerato un **indicatore del rischio di collasso**.

Il parametro α_e un **indicatore del rischio di inagibilita'** dell'opera.

Valori prossimi o superiori all'unita' caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

Si definisce un parametro α pari ad α_u nel caso di opere con conseguenze rilevanti in caso di collasso, e pari al più basso tra α_u o α_e nel caso di opere di interesse strategico.



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Formato ADRS – OPCM n. 3362 dell'8 luglio 2004

**Modalita' di attivazione del Fondo per interventi straordinari della
Presidenza del Consiglio dei Ministri.**

Interventi di adeguamento o miglioramento successivi a verifiche tecniche.

L'ammontare del finanziamento concedibile dovrà essere calcolato, in analogia a quanto considerato per le fattispecie precedenti, come frazione di un costo convenzionale stimato, stabilito in: 150 Euro/m³ per gli edifici; 450 Euro/m² per i ponti, applicato alla superficie dell'impalcato.

Per ciascun intervento il finanziamento è pari:

- al 100% del costo convenzionale se il parametro $\alpha < 0.2$;
- a 0 se il parametro $\alpha > 0.8$;
- a $[(380 - 400\alpha) / 3]$ % se il parametro α è compreso fra 0.2 e 0.8.



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Formato ADRS – OPCM n. 3362 dell'8 luglio 2004

**Modalita' di attivazione del Fondo per interventi straordinari della
Presidenza del Consiglio dei Ministri.**

Procedura per il calcolo di $PGA_{2\%}$, $PGA_{10\%}$ e $PGA_{50\%}$

Con riferimento allo spettro di risposta elastico, per ogni Stato Limite il PGA coincide con il valore dell'accelerazione spettrale $S_{ae}(T)$ quando il periodo proprio di oscillazione è pari a $T=0$, poiché in questo caso l'oscillatore è infinitamente rigido e pertanto ha la stessa accelerazione del terreno.

Procedura per il calcolo di PGA_{DL} , PGA_{DS} e PGA_{CO}

Una volta calcolata la curva di capacità è possibile determinare il periodo del modello lineare equivalente ad 1 grado di libertà, T^* , e gli spostamenti corrispondenti ai diversi stati limite.

La PGA corrispondente a ciascun stato limite può essere ottenuta determinando lo spettro elastico in spostamento di norma, $S_d = \omega^{-2} S_a$, e ricavando S_a per inversione in corrispondenza di T^* e dello spostamento spettrale corrispondente allo spostamento per cui la struttura raggiunge lo stato limite considerato

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Formato ADRS – OPCM n. 3362 dell'8 luglio 2004

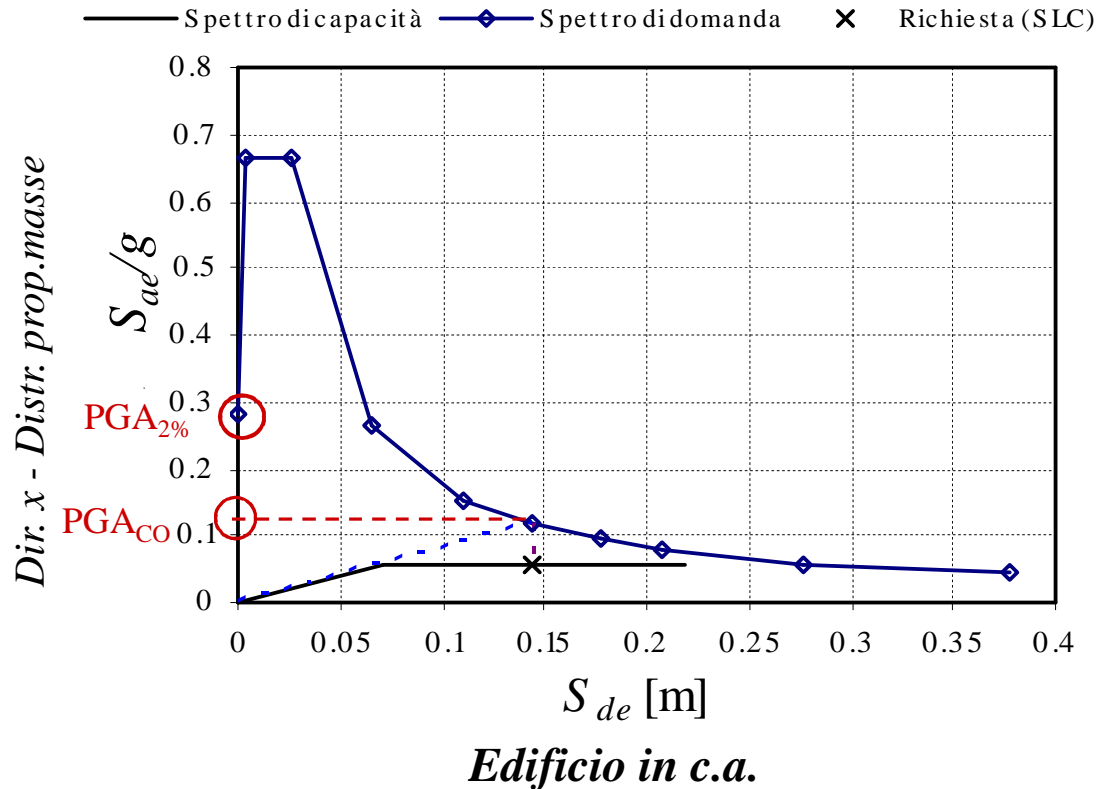
**Modalita' di attivazione del Fondo per interventi straordinari della
Presidenza del Consiglio dei Ministri.**

Interventi di adeguamento o miglioramento successivi a verifiche tecniche.

$$\text{PGA}_{2\%} = S_{ae,CO}(T=0) = a_{g,CO} \cdot S = \mathbf{0.281g} \quad \left\langle S_{ae} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \right\rangle$$

$$\text{PGA}_{CO} = \mathbf{0.114g}$$

$$\alpha_u = \frac{\text{PGA}_{CO}}{\text{PGA}_{2\%}} = \mathbf{0.4}$$



ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Formato ADRS – OPCM n. 3362 dell'8 luglio 2004

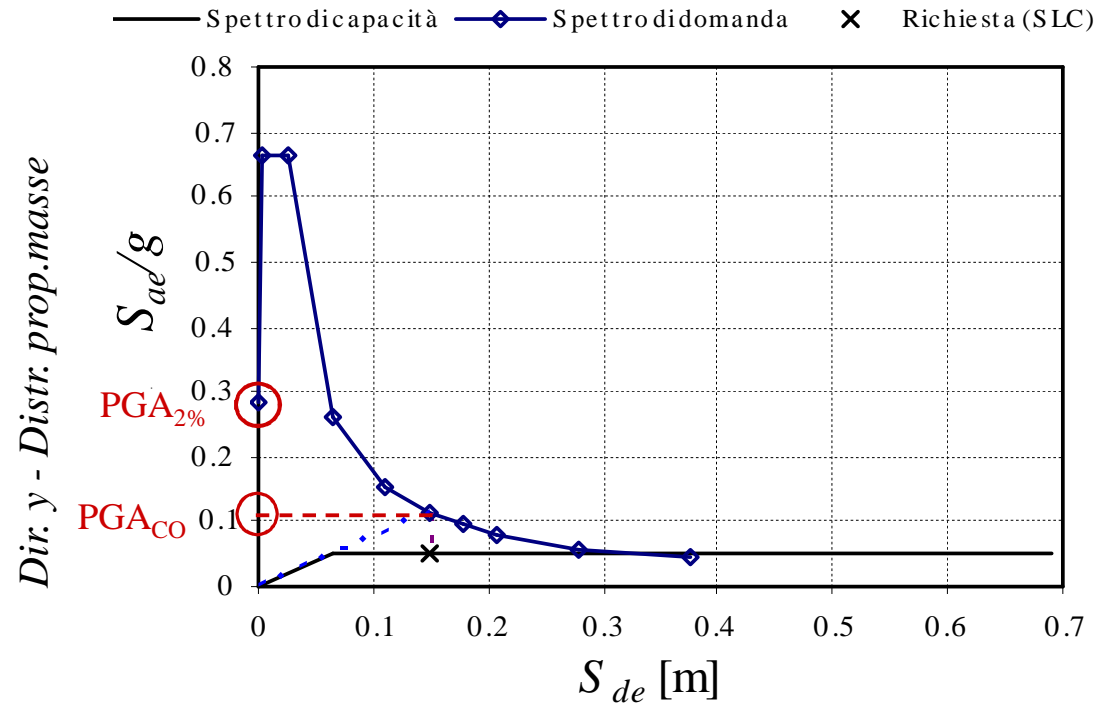
**Modalita' di attivazione del Fondo per interventi straordinari della
Presidenza del Consiglio dei Ministri.**

Interventi di adeguamento o miglioramento successivi a verifiche tecniche.

$$\text{PGA}_{2\%} = S_{ae,CO}(T=0) = a_{g,CO} \cdot S = \mathbf{0.281g} \quad \left\langle S_{ae} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \right\rangle$$

$$\text{PGA}_{CO} = \mathbf{0.118g}$$

$$\alpha_u = \frac{\text{PGA}_{CO}}{\text{PGA}_{2\%}} = \mathbf{0.42}$$



Edificio in c.a.

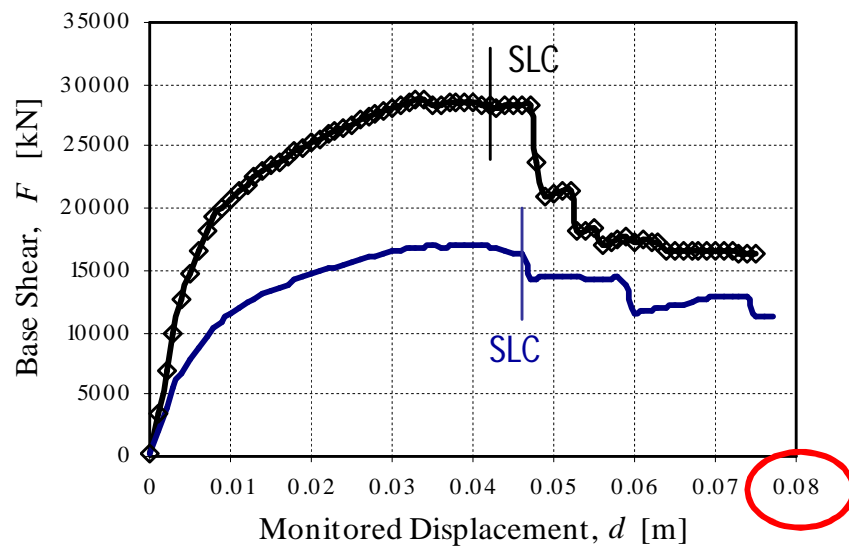
ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER

Curve di pushover in direzione longitudinale y

Edificio in muratura

Pushover curves in y direction

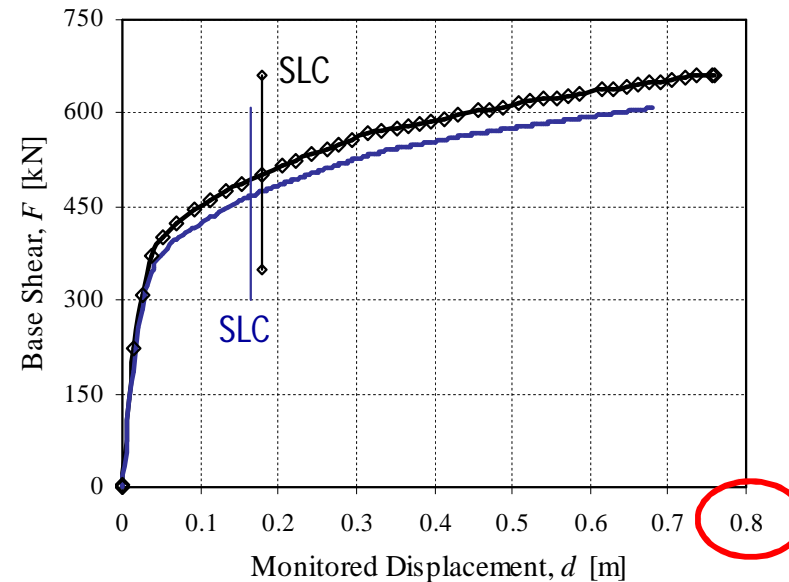
—◆— uniform pattern — modal pattern (1st mode)



Edificio in c.a.

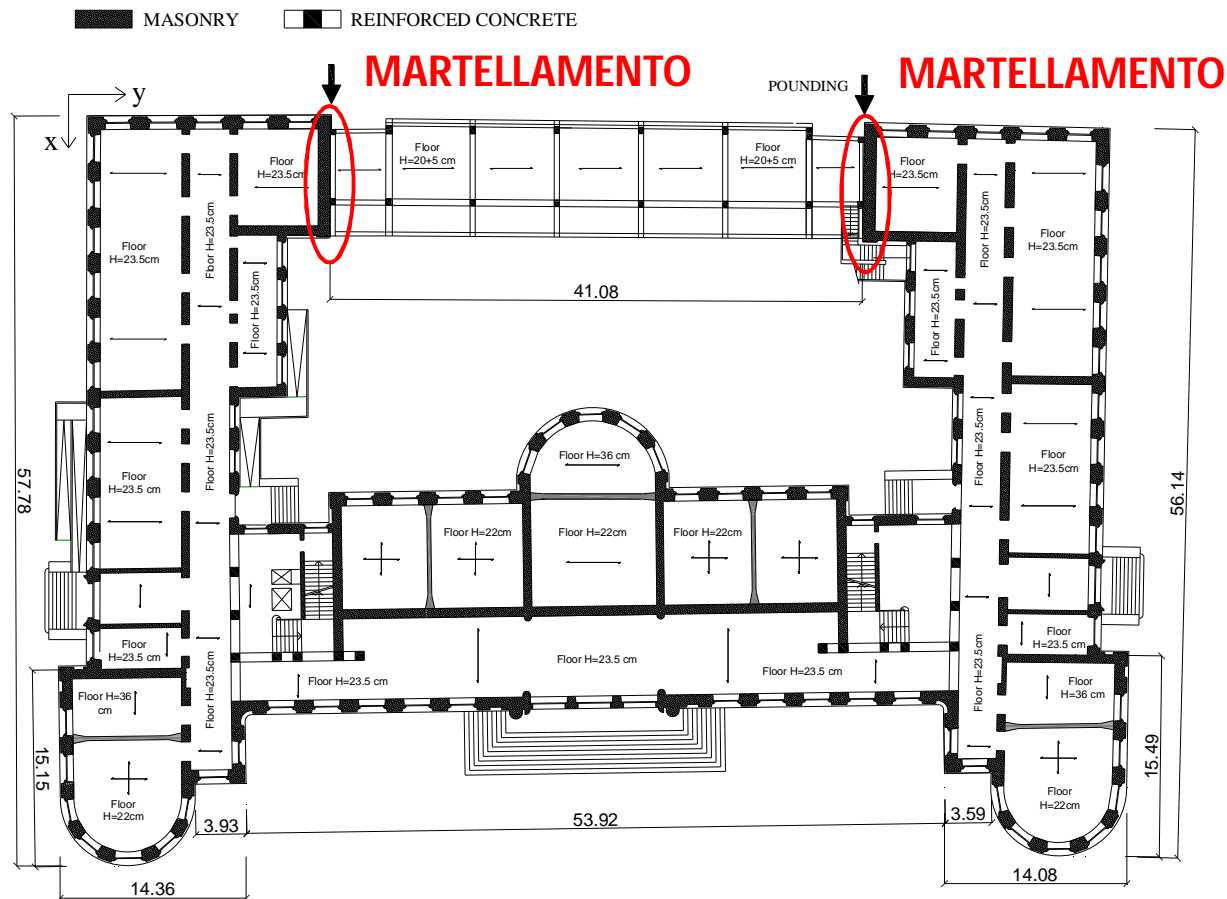
Pushover curves in y direction

—◆— uniform pattern — modal pattern (1st mode)



Tenendo conto che i giunti di separazione tra l'edificio in c.a. e i due corpi in muratura sono pari a circa 2 cm, dalle curve di pushover ottenute, ossia dai massimi spostamenti consentiti dei punti di controllo, si deduce che **le strutture in esame sono vulnerabili al fenomeno del martellamento per azione sismica lungo la direzione longitudinale.**

ANALISI STATICA NON LINEARE - PUSHOVER



Tenendo conto che i giunti di separazione tra l'edificio in c.a. e i due corpi in muratura sono pari a circa 2 cm, dalle curve di pushover ottenute, ossia dai massimi spostamenti consentiti dei punti di controllo, si deduce che **le strutture in esame sono vulnerabili al fenomeno del martellamento per azione sismica lungo la direzione longitudinale.**

MARTELLAMENTO SISMICO

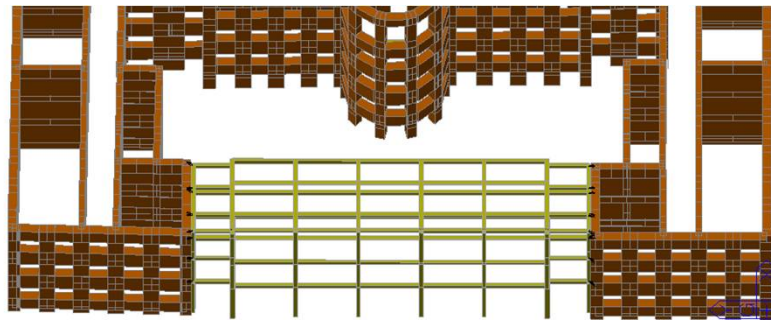
- ✓ L'edificio in c.a. è infatti posto tra due corpi dell'edificio in muratura e l'ampiezza dei giunti di separazione è insufficiente per consentire il moto relativo tra le tre strutture.
- ✓ L'edificio in muratura e quello in c.a. presentano periodi propri di vibrazione sensibilmente differenti, che comportano oscillazioni non in fase.



MARTELLAMENTO PER AZIONE SISMICA

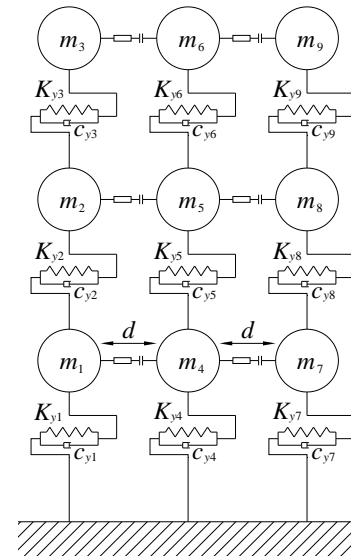


Modello MIDAS Gen



- Simulazione dell'impatto mediante elementi di contatto a comportamento viscoelastico non-lineare;
- comportamento elastico dei tagli di piano.

Modello numerico



- Simulazione dell'impatto mediante elementi di contatto a comportamento viscoelastico non-lineare;
- comportamento elastico-perfettamente plastico dei tagli di piano.

MARTELLAMENTO SISMICO

Modello numerico – Equazione dinamica del moto

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}_y \cdot \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{F}_y^S(t) + \mathbf{F}_y(t) = -\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}_g(t)$$

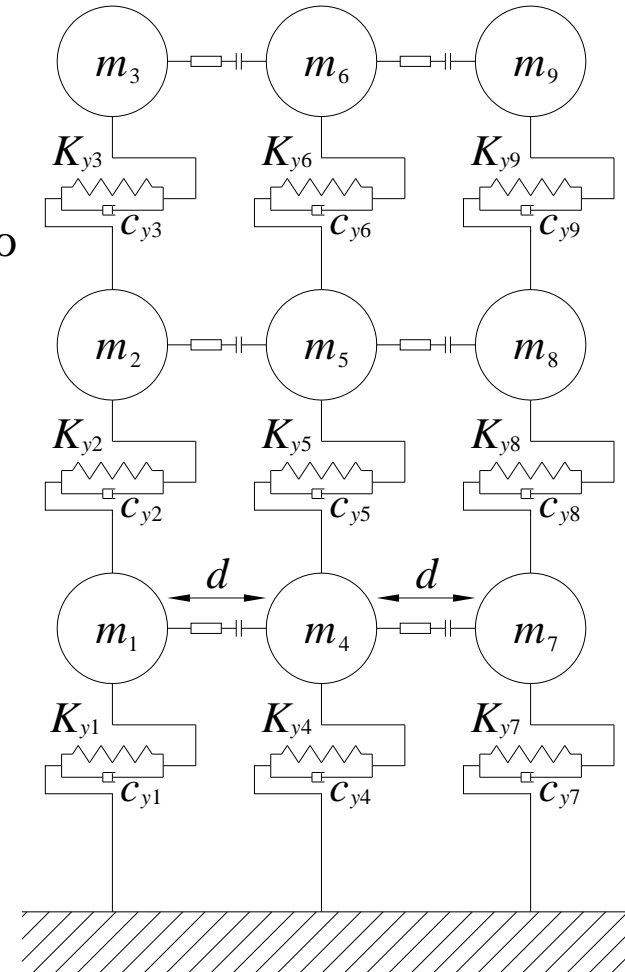
Matrice di massa Matrice di smorzamento

Forze di taglio Forze di martellamento

Accelerazione del suolo

Ciascun edificio di tre piani è modellato come un sistema a tre gradi di libertà, con le masse concentrate al livello degli impalcati.

In questa prima fase vengono trascurati gli effetti torsionali.



MARTELLAMENTO SISMICO

Modello numerico – Equazione dinamica del moto

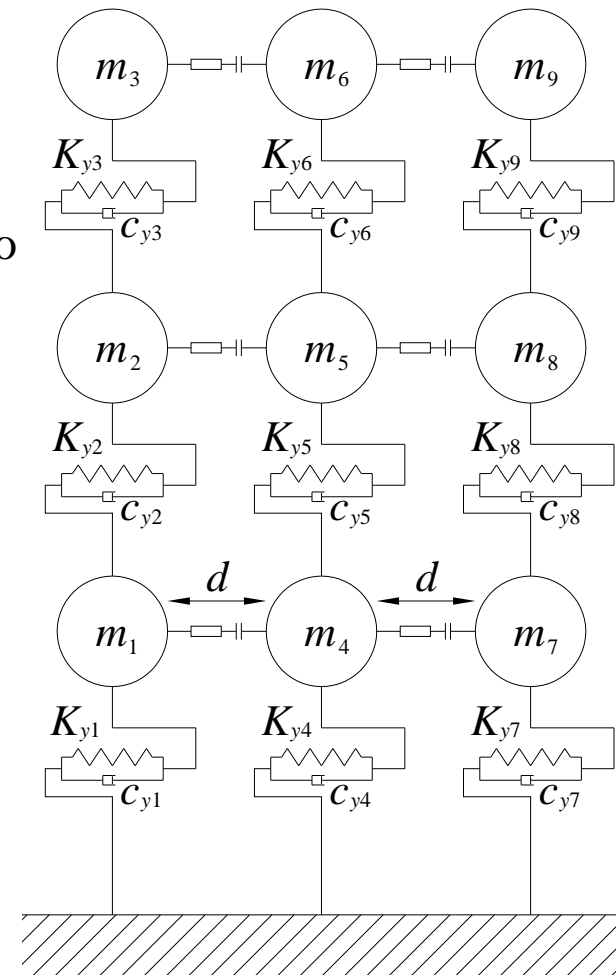
$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}_y \cdot \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{F}_y^S(t) + \mathbf{F}_y(t) = -\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}_g(t)$$

Matrice di massa

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_7 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_9 \end{bmatrix}$$

Accelerazione del suolo

$$\ddot{\mathbf{y}}(t) = \begin{bmatrix} \ddot{y}_1(t) \\ \ddot{y}_2(t) \\ \ddot{y}_3(t) \\ \ddot{y}_4(t) \\ \ddot{y}_5(t) \\ \ddot{y}_6(t) \\ \ddot{y}_7(t) \\ \ddot{y}_8(t) \\ \ddot{y}_9(t) \end{bmatrix} \quad \ddot{\mathbf{y}}_g(t) = \begin{bmatrix} \ddot{y}_g(t) \\ \ddot{y}_g(t) \\ \ddot{y}_g(t) \\ \ddot{y}_g(t) \\ \ddot{y}_g(t) \\ \ddot{y}_g(t) \\ \ddot{y}_g(t) \\ \ddot{y}_g(t) \\ \ddot{y}_g(t) \end{bmatrix}$$



MARTELLAMENTO SISMICO

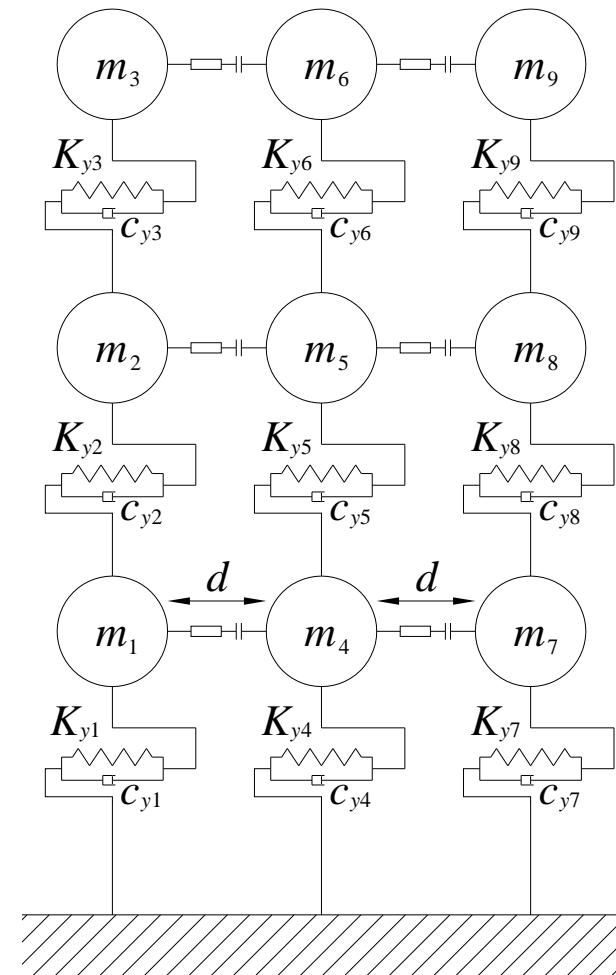
Modello numerico – Equazione dinamica del moto

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}_y \cdot \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{F}_y^S(t) + \mathbf{F}_y(t) = -\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}_g(t)$$



Matrice di smorzamento

$$\mathbf{C}_y = \begin{bmatrix} c_{y1} + c_{y2} & -c_{y2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -c_{y2} & c_{y2} + c_{y3} & -c_{y3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -c_{y3} & c_{y3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_{y4} + c_{y5} & -c_{y5} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -c_{y5} & c_{y5} + c_{y6} & -c_{y6} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -c_{y6} & c_{y6} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & c_{y7} + c_{y8} & -c_{y8} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c_{y8} & c_{y8} + c_{y9} & -c_{y9} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c_{y9} & c_{y9} \end{bmatrix}$$



MARTELLAMENTO SISMICO

Modello numerico – Equazione dinamica del moto

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}_y \cdot \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{F}_y^S(t) + \mathbf{F}_y(t) = -\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}_g(t)$$



Forze di taglio anelastiche

$$\mathbf{F}_y^S(t) = \begin{bmatrix} F_{y1}^S(t) - F_{y2}^S(t) \\ F_{y2}^S(t) - F_{y3}^S(t) \\ F_{y3}^S(t) \\ F_{y4}^S(t) - F_{y5}^S(t) \\ F_{y5}^S(t) - F_{y6}^S(t) \\ F_{y6}^S(t) \\ F_{y7}^S(t) - F_{y8}^S(t) \\ F_{y8}^S(t) - F_{y9}^S(t) \\ F_{y9}^S(t) \end{bmatrix}$$

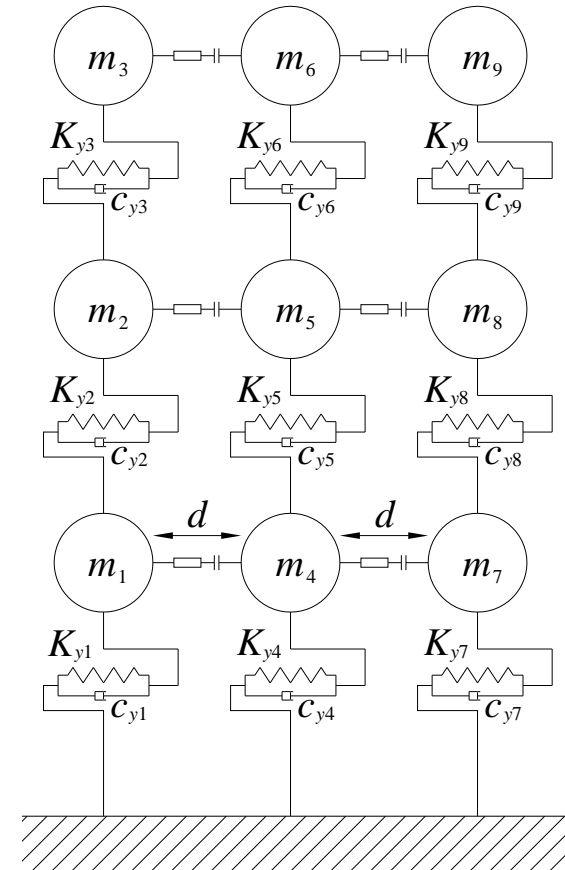
Campo elastico

$$F_{yi}^S(t) = K_{yi} y_i(t) \quad (i = 1, 4, 7)$$

$$F_{yi}^S(t) = K_{yi} [y_i(t) - y_{i-1}(t)] \quad (i = 2, 3, 5, 6, 8, 9)$$

Campo plastico

$$F_{yi}^S(t) = F_{yi}^Y \quad (i = 1, \dots, 9)$$



MARTELLAMENTO SISMICO

Modello numerico – Equazione dinamica del moto

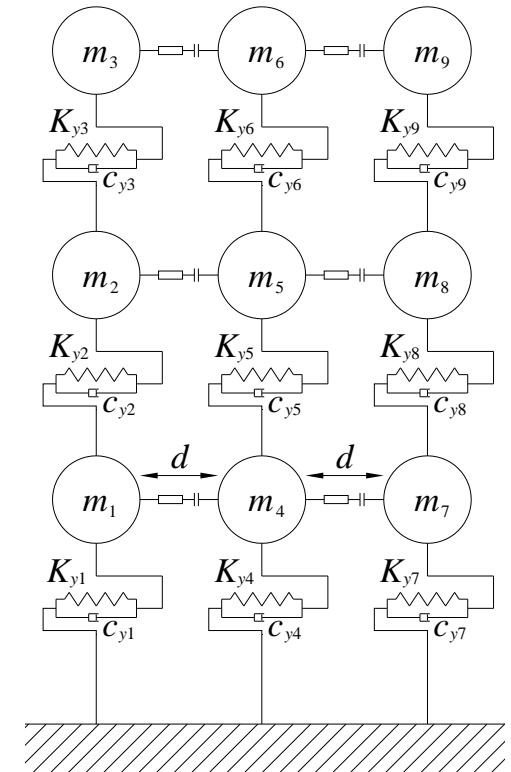
$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}_y \cdot \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{F}_y^S(t) + \mathbf{F}_y(t) = -\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}_g(t)$$



Forze di martellamento, legge di contatto di Hertz

$$\mathbf{F}_y(t) = \begin{bmatrix} F_{y14}(t) \\ F_{y25}(t) \\ F_{y36}(t) \\ -F_{y14}(t) + F_{y47}(t) \\ -F_{y25}(t) + F_{y58}(t) \\ -F_{y36}(t) + F_{y69}(t) \\ -F_{y47}(t) \\ -F_{y58}(t) \\ -F_{y69}(t) \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} F_{yij}(t) = 0 \quad \delta_{ij}(t) \leq 0 \\ F_{yij}(t) = \beta \delta_{ij}^{\frac{3}{2}}(t) + \bar{c}_{ij}(t) \dot{\delta}_{ij}(t) \quad \delta_{ij}(t) > 0 \quad \dot{\delta}_{ij}(t) > 0 \\ F_{yij}(t) = \beta \delta_{ij}^{\frac{3}{2}}(t) \quad \delta_{ij}(t) > 0 \quad \dot{\delta}_{ij}(t) \leq 0 \end{array}$$

$$\begin{cases} \delta_{ij}(t) = y_i(t) - y_j(t) - d \\ \bar{c}_{ij}(t) = 2\xi \sqrt{\beta \sqrt{\delta_{ij}(t)}} \frac{m_i m_j}{m_i + m_j} \end{cases}$$



MARTELLAMENTO SISMICO

Modello numerico – Equazione dinamica del moto

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}_y \cdot \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{F}_y^S(t) + \mathbf{F}_y(t) = -\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}_g(t)$$



Forze di martellamento, legge di contatto di Hertz

$$\mathbf{F}_y(t) = \begin{bmatrix} F_{y14}(t) \\ F_{y25}(t) \\ F_{y36}(t) \\ -F_{y14}(t) + F_{y47}(t) \\ -F_{y25}(t) + F_{y58}(t) \\ -F_{y36}(t) + F_{y69}(t) \\ -F_{y47}(t) \\ -F_{y58}(t) \\ -F_{y69}(t) \end{bmatrix} \quad \begin{cases} F_{yij}(t) = 0 & \delta_{ij}(t) \leq 0 \\ F_{yij}(t) = \beta \delta_{ij}^{\frac{3}{2}}(t) + \bar{c}_{ij}(t) \dot{\delta}_{ij}(t) & \delta_{ij}(t) > 0 \quad \dot{\delta}_{ij}(t) > 0 \\ F_{yij}(t) = \beta \delta_{ij}^{\frac{3}{2}}(t) & \delta_{ij}(t) > 0 \quad \dot{\delta}_{ij}(t) \leq 0 \end{cases}$$

Costante di rigidità dell'elemento di contatto

$$\left[\begin{array}{l} \delta_{ij}(t) = y_i(t) - y_j(t) - d \\ \bar{c}_{ij}(t) = 2\xi \sqrt{\beta \sqrt{\delta_{ij}(t)} \frac{m_i m_j}{m_i + m_j}} \end{array} \right. \longrightarrow \xi = \frac{9\sqrt{5}}{2} \frac{1 - e^2}{e[e(9\pi - 16) + 16]}$$

$$e = \frac{|v'_i - v'_j|}{v_i - v_j}$$

Il parametro di rigidità β dipende dalle proprietà dei materiali e dalla geometria dei corpi che collidono e dovrebbe essere valutato sulla base di dati sperimentali. Formule per calcolarne il valore sono state ricavate solo per casi particolari di impatto, come ad esempio nel caso di contatti elastici non-lineari tra due sfere isotrope

MARTELLAMENTO SISMICO

Modello numerico – Equazione dinamica del moto

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}_y \cdot \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{F}_y^S(t) + \mathbf{F}_y(t) = -\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}_g(t)$$



Forze di martellamento, legge di contatto di Hertz

$$\mathbf{F}_y(t) = \begin{bmatrix} F_{y14}(t) \\ F_{y25}(t) \\ F_{y36}(t) \\ -F_{y14}(t) + F_{y47}(t) \\ -F_{y25}(t) + F_{y58}(t) \\ -F_{y36}(t) + F_{y69}(t) \\ -F_{y47}(t) \\ -F_{y58}(t) \\ -F_{y69}(t) \end{bmatrix}$$

$F_{yij}(t) = 0 \quad \delta_{ij}(t) \leq 0$
 Costante di rigidità dell'elemento di contatto
 $F_{yij}(t) = \beta \delta_{ij}^{\frac{3}{2}}(t) + \bar{c}_{ij}(t) \dot{\delta}_{ij}(t) \quad \delta_{ij}(t) > 0 \quad \dot{\delta}_{ij}(t) > 0$ Coefficiente di restituzione
 $F_{yij}(t) = \beta \delta_{ij}^{\frac{3}{2}}(t) \quad \delta_{ij}(t) > 0 \quad \dot{\delta}_{ij}(t) \leq 0$ $e = \frac{|v'_i - v'_j|}{v_i - v_j}$
 $\delta_{ij}(t) = y_i(t) - y_j(t) - d$ Coefficiente di smorzamento dell'elemento di contatto
 $\bar{c}_{ij}(t) = 2\xi \sqrt{\beta \sqrt{\delta_{ij}(t)} \frac{m_i m_j}{m_i + m_j}}$ $\xi = \frac{9\sqrt{5}}{2} \frac{1 - e^2}{e[e(9\pi - 16) + 16]}$

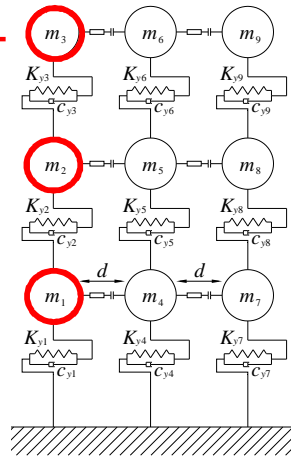
Il coefficiente di restituzione cinematico e , indicativo della dissipazione di energia durante l'impatto, può essere calcolato attraverso una procedura iterativa in modo da soddisfare la relazione tra le velocità prima e dopo l'impatto su riportata.

MARTELLAMENTO SISMICO

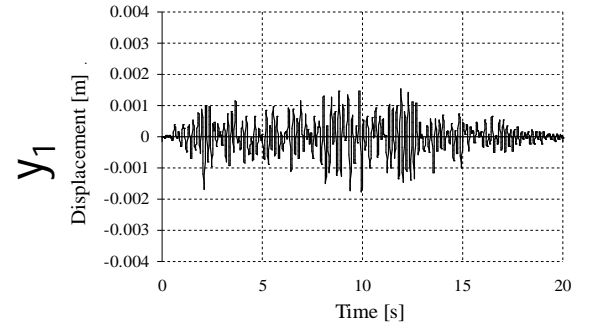
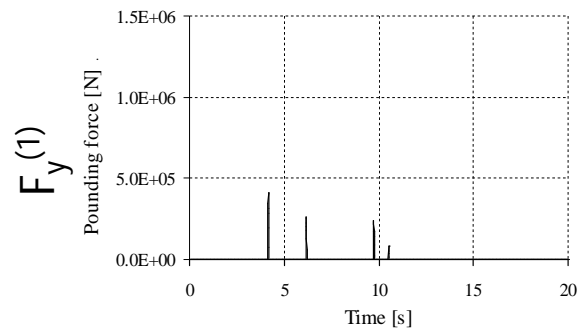
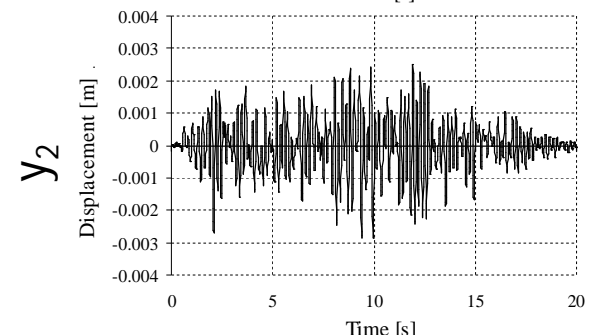
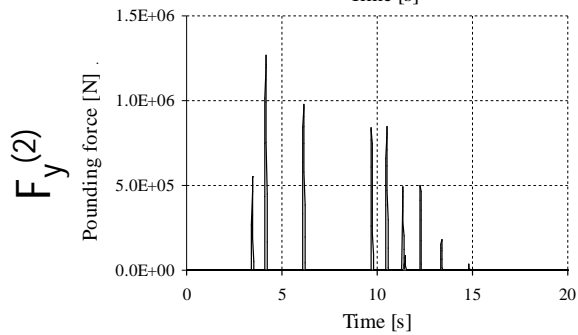
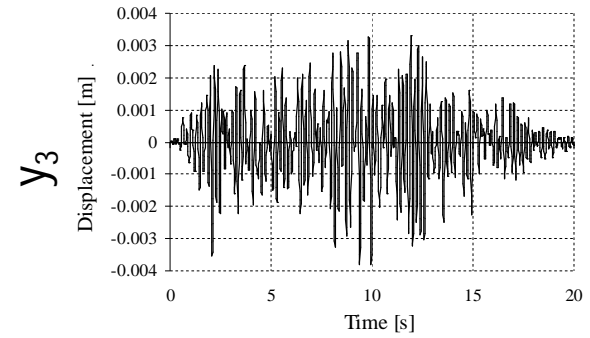
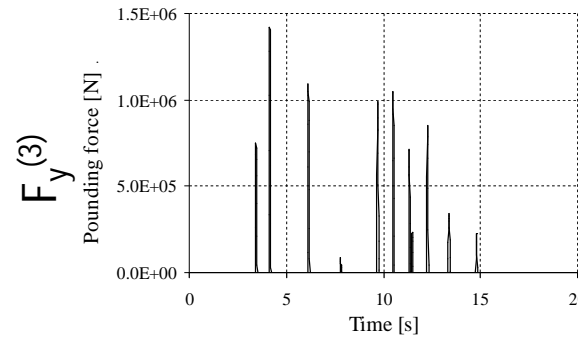
Risultati dell'analisi

Corpo in muratura di sinistra

Max Effetti del martellamento



- Massimo spostamento:
nodo 3 $y_3 = 4 \text{ mm}$
- Massima forza di martellamento:
nodo 3 $F_y^{(3)} = 1.4 \cdot 10^6 \text{ N}$

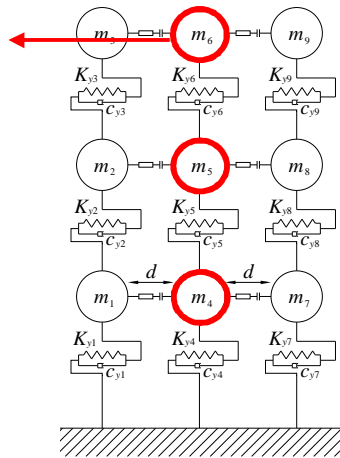


MARTELLAMENTO SISMICO

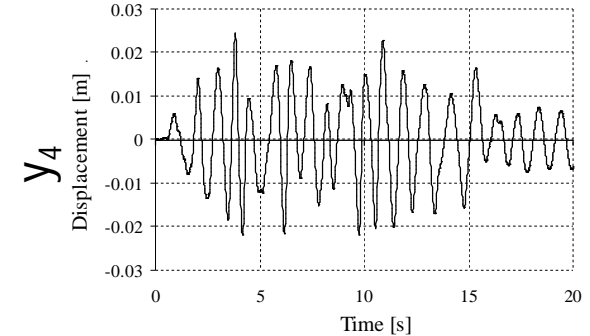
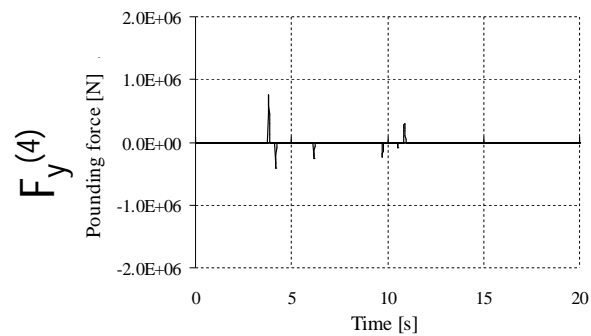
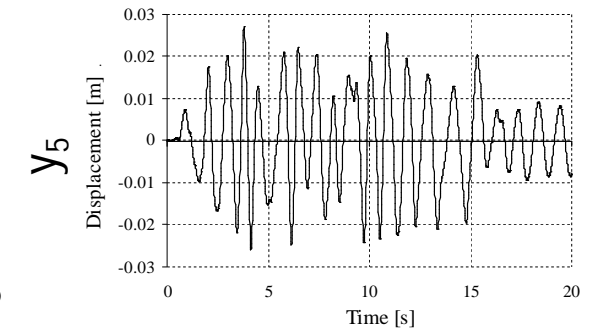
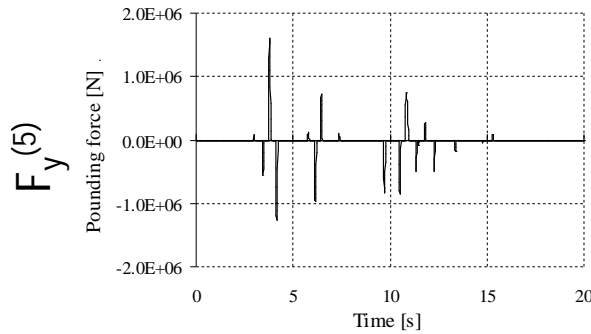
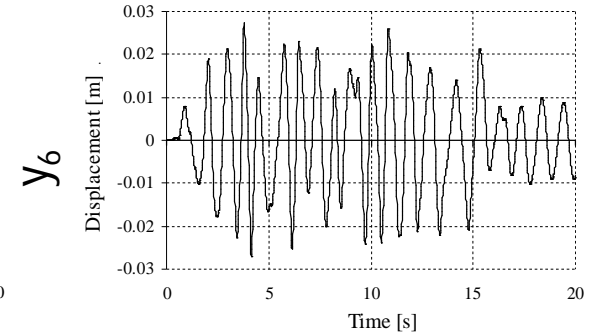
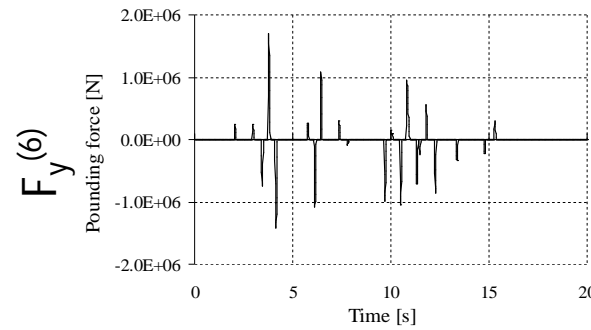
Risultati dell'analisi

Edificio in c.a.

Max Effetti del martellamento



- Massimo spostamento:
nodo 6 $y_6 = 4 \text{ cm}$
- Massima forza di martellamento:
nodo 6 $F_y^{(6)} = 1.8 \cdot 10^6 \text{ N}$

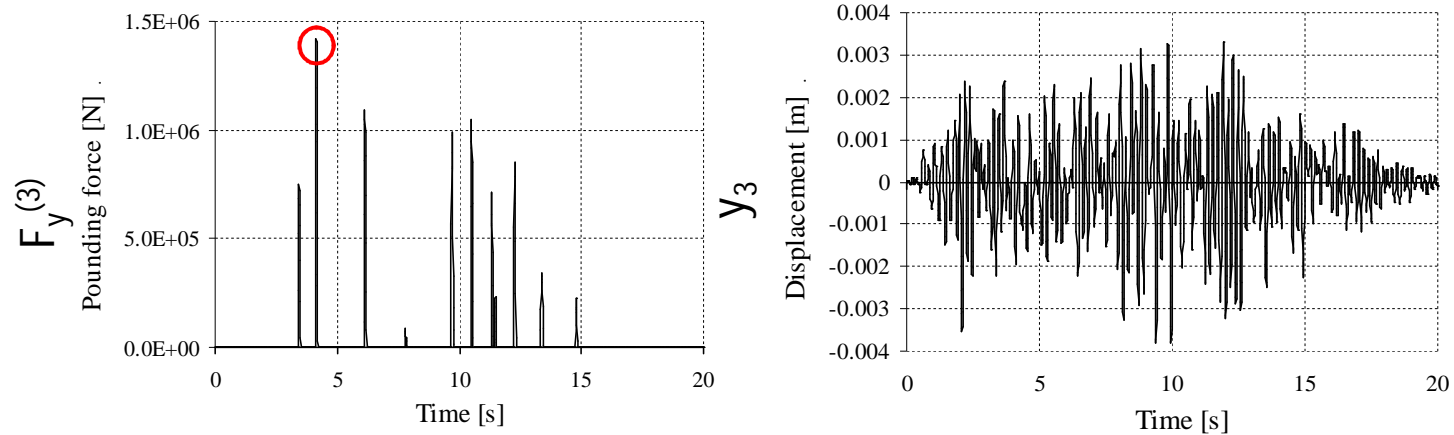


MARTELLAMENTO SISMICO

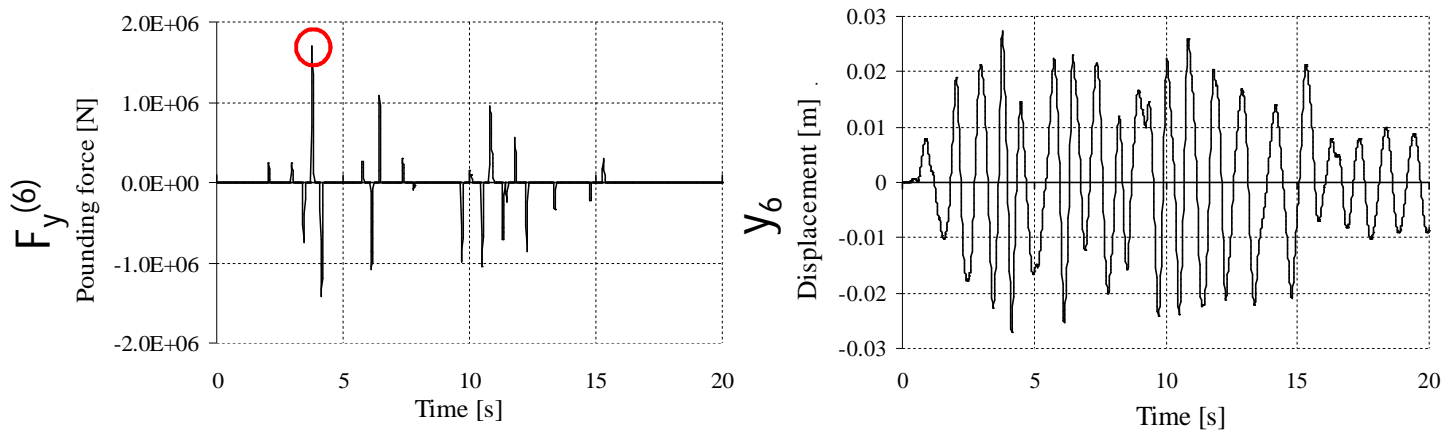
Risultati dell'analisi

I punti di contatto al livello del terzo impalcato sono i più critici per gli effetti del martellamento in quanto durante l'azione sismica si verificano complessivamente 20 urti e la risposta è massima.

Corpo in muratura di sinistra



Edificio in c.a.

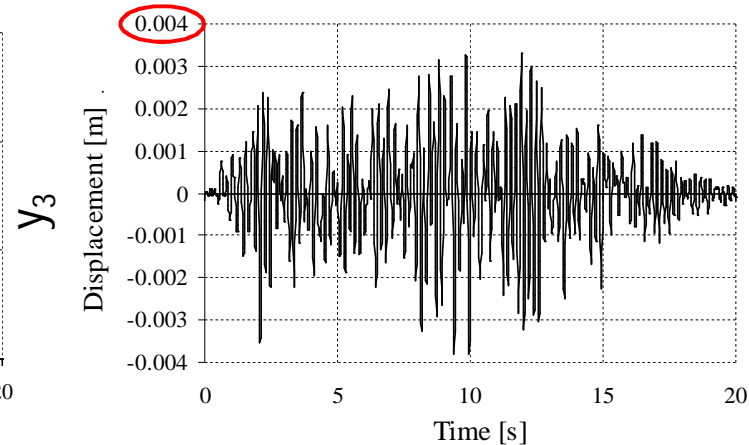
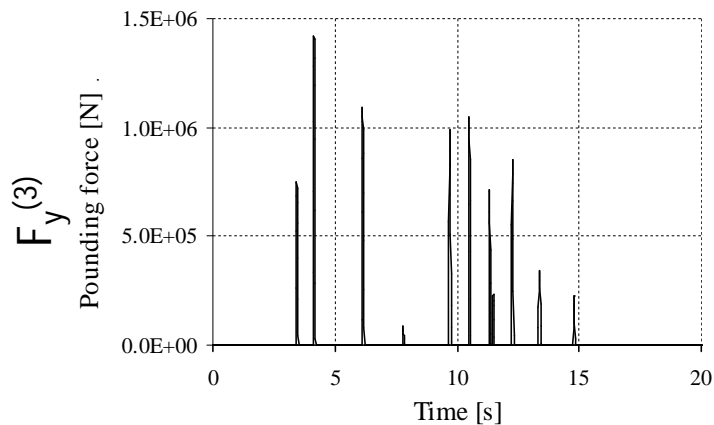


MARTELLAMENTO SISMICO

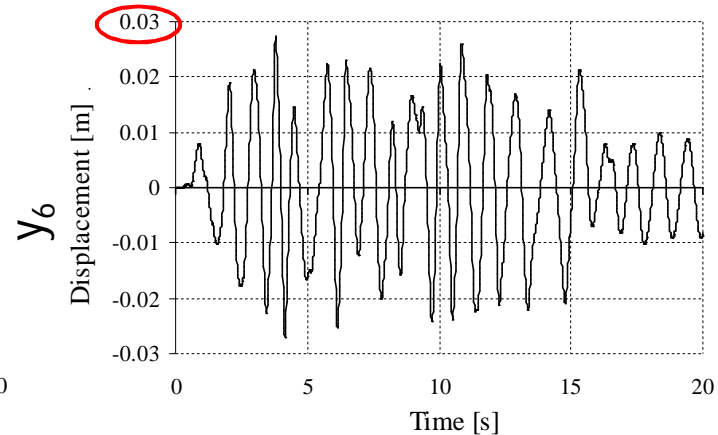
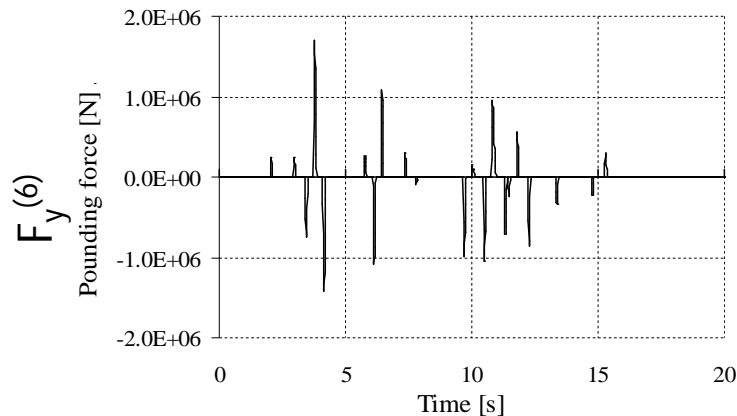
Risultati dell'analisi

Sotto l'azione sismica la risposta del più leggero e flessibile edificio in c.a. è significativa, mentre gli spostamenti dell'edificio in muratura sono pressochè trascurabili, in conseguenza della sua maggiore rigidità e pesantezza.

Corpo in muratura di sinistra



Edificio in c.a.

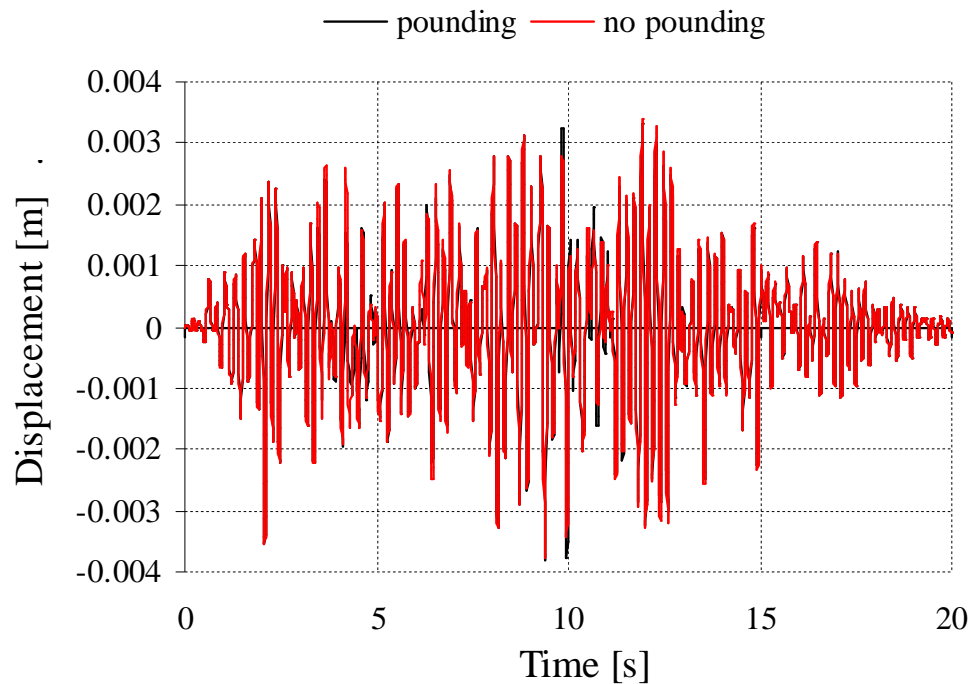


MARTELLAMENTO SISMICO

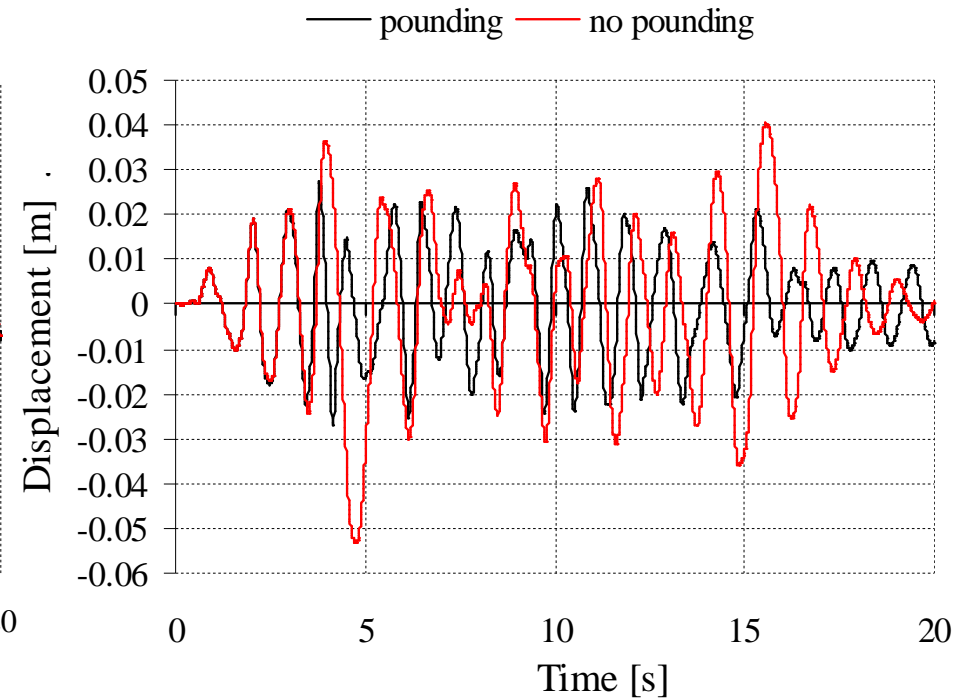
Confronto tra la risposta indotta dal martellamento e le oscillazioni libere

Le forze di attrito che si sviluppano durante l'urto portano ad una riduzione della risposta complessiva dell'edificio in c.a. e ad un cambiamento di fase.

Corpo in muratura di sinistra – nodo 3



Edificio in c.a. – nodo 6



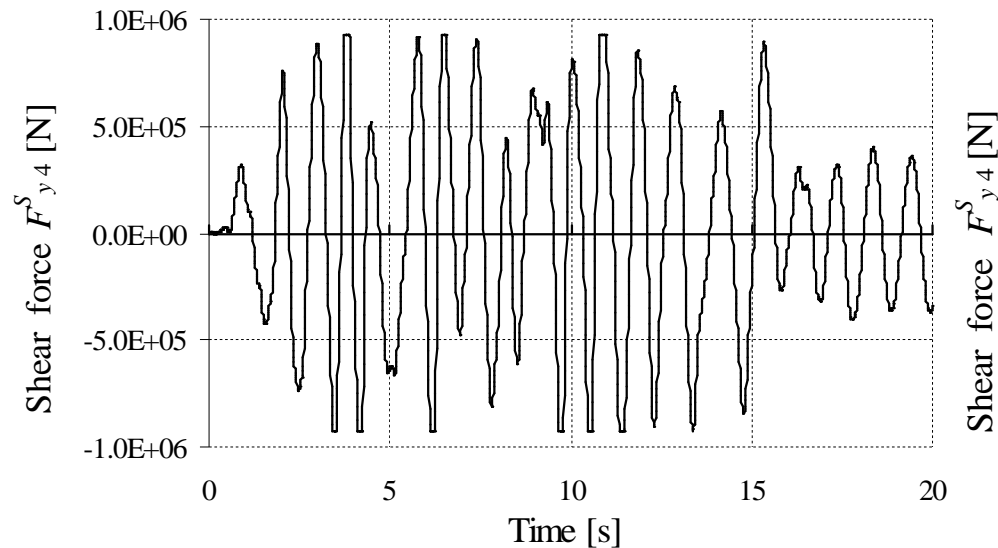
MARTELLAMENTO SISMICO

Confronto tra la risposta indotta dal martellamento e le oscillazioni libere

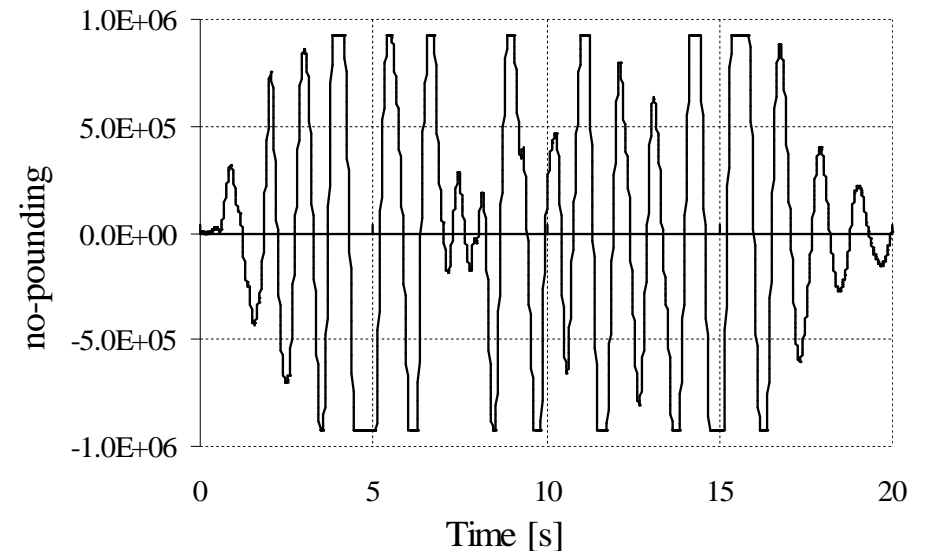
I valori degli spostamenti massimi e dei tagli di piano dell'edificio in c.a. dovuti al martellamento decrescono rispetto al caso delle libere oscillazioni in presenza dell'azione sismica.

Edificio in c.a. – Storie temporali delle forze di taglio, nodo 4

RISPOSTA INDOTTA DAL MARTELLAMENTO



OSCILLAZIONI LIBERE

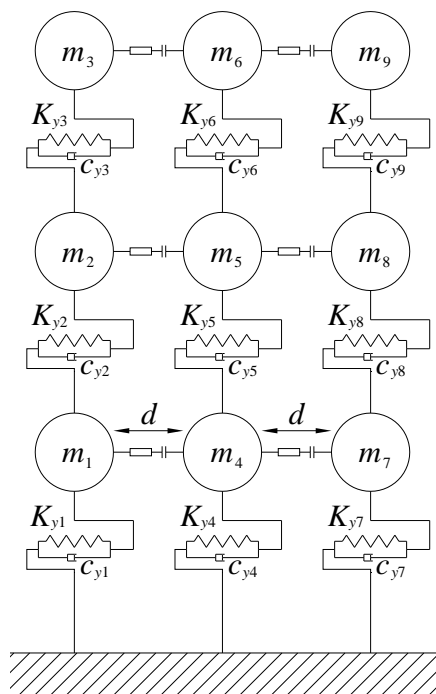


MARTELLAMENTO SISMICO

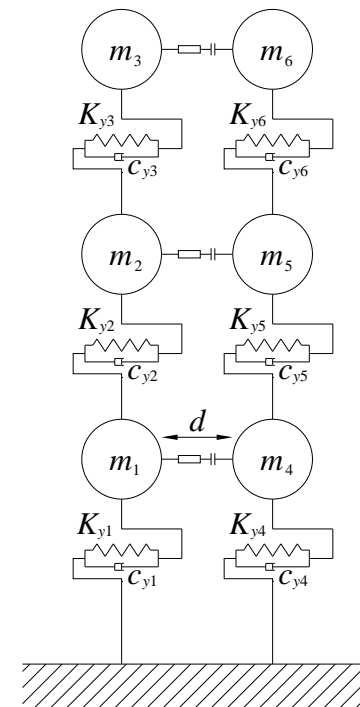
Confronto tra la risposta indotta dal martellamento e le oscillazioni libere

I risultati descritti derivano dalla particolare posizione dell'edificio in c.a., situato tra due corpi in muratura che limitano gli effetti del martellamento. Infatti in assenza di uno dei due corpi in muratura la risposta dell'edificio in c.a. si incrementerebbe a causa del martellamento.

Tre strutture adiacenti



Due strutture adiacenti

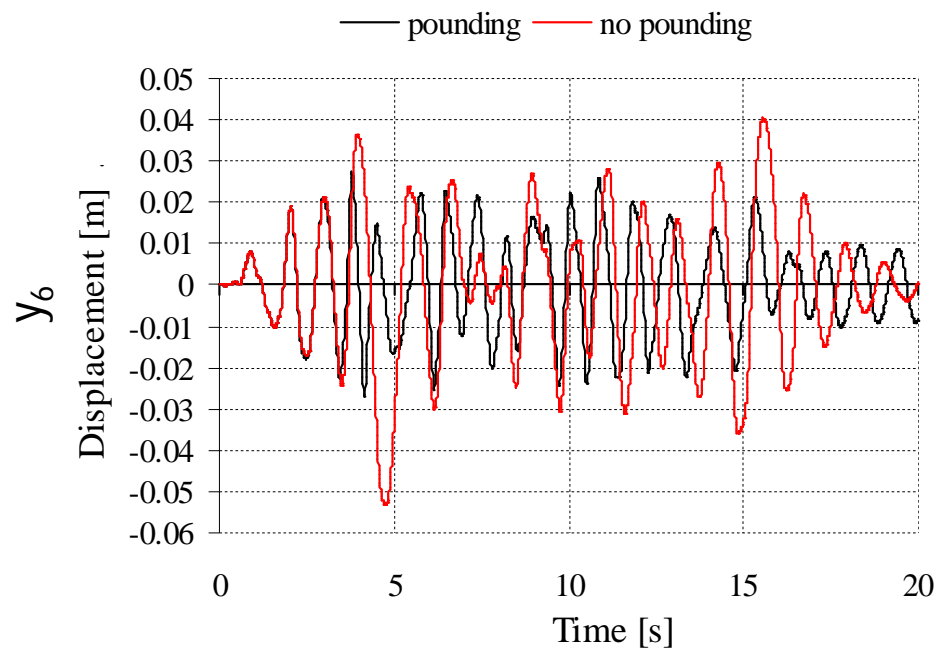


MARTELLAMENTO SISMICO

Confronto tra la risposta indotta dal martellamento e le oscillazioni libere

I risultati descritti derivano dalla particolare posizione dell'edificio in c.a., situato tra due corpi in muratura che limitano gli effetti del martellamento. Infatti in assenza di uno dei due corpi in muratura la risposta dell'edificio in c.a. si incrementerebbe a causa del martellamento.

Tre strutture adiacenti



Due strutture adiacenti

