

APICE s.r.l.

**VERIFICA SISMICA DI EDIFICI
ESISTENTI IN MURATURA**

Prof. Aurelio Gherzi

Sala Congressi DRPC - Catania – Mag.2016

Parte 9:

**LA VALUTAZIONE DELLA
VULNERABILITÀ SISMICA**



Prof. Ing. Bruno Calderoni - Di.St. – Università di Napoli Federico II

LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA ESISTENTI

La valutazione della vulnerabilità è la determinazione quantitativa dello stato di sicurezza nei confronti del sisma dell'edificio nello stato in cui si trova

La valutazione consiste nel determinare l'aliquota dell'accelerazione al suolo prevista in quella zona per un determinato livello di rischio che l'edificio è in grado di sopportare in relazione ad un determinato stato limite

Per gli edifici in muratura sono previsti due livelli di accelerazione al suolo di riferimento relativi ai due stati limite:

- stato limite di danno lieve (DL) $PGA_{63\%}$ in 50 anni
- stato limite di danno severo (DS) $PGA_{10\%}$ in 50 anni

Si devono valutare gli indicatori di rischio sismico:

- $a_e = PGA_{DL} / PGA_{63\%}$ PGA_{DL} = acc.stimata di danno lieve
- $a_u = PGA_{DS} / PGA_{10\%}$ PGA_{DS} = acc.stimata di danno severo

LA VALUTAZIONE DELLA ACCELERAZIONE STIMATA DI DANNO LIEVE O SEVERO

Si deve determinare quale livello di accelerazione al suolo (PGA_{DL} e PGA_{DS}) porta la struttura al raggiungimento del corrispondente stato limite

A livello logico è il contrario della verifica sismica di un edificio nuovo od esistente, nella quale si valuta se l'edificio è in grado o meno di sopportare un predefinito sisma di progetto (PGA di progetto).

Nel caso la risposta fosse negativa, in genere si procede ad un opportuno rinforzo per far sì che il sisma sia superato

Nella valutazione di vulnerabilità "qualsiasi risposta è buona" purché si conosca il livello di rischio

Perciò si richiede di considerare e valutare anche situazioni che in genere si considerano inaccettabili come i
MECCANISMI LOCALI DI DANNO

Gli indicatori di rischio sismico sono quelli che corrispondono alle minime PGA_{DL} e PGA_{DS} determinate in relazione a tutti i possibili comportamenti della struttura, quindi considerando entrambi i:

- meccanismi nel piano delle pareti
- meccanismi fuori dal piano delle pareti

Molte Regioni hanno emesso delle Linee Guida di riferimento:
Abruzzo, Basilicata, Campania, Lazio,

I LIVELLI DI VERIFICA

Sono definiti due livelli di verifiche:
Verifiche di Livello 1
Verifiche di Livello 2
(D.M. 21/10/2003)

IL LIVELLO 1

Si applica agli edifici REGOLARI in pianta ed in altezza
E' sufficiente un livello di conoscenza LC1 o LC2

Si possono applicare i metodi di analisi più semplici:

- analisi semplificata per edifici "SEMPLICI"
- analisi statica lineare (o dinamica modale)
- altri metodi semplificati
- analisi cinematica lineare dei possibili meccanismi

IL LIVELLO 2

Si applica agli edifici NON REGOLARI in pianta ed in altezza
E' necessario un livello di conoscenza LC2 o LC3

Si applicano i metodi di analisi più sofisticati:

- analisi statica non lineare

E' comunque necessario procedere prima al livello 1 e quindi ad:

- analisi statica lineare o almeno ad altri metodi semplificati

Devono sempre essere analizzati i meccanismi mediante:

- analisi cinematica lineare (o non lineare) dei possibili meccanismi

CRITICITÀ NELLA VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ

Qualunque sia il livello di verifica è sempre opportuno utilizzare più modelli di calcolo adeguati al livello scelto per la valutazione della resistenza sismica

Esistono molte cause di incertezza:

- a) sulla conoscenza effettiva della costruzione (geometria, materiali, dettagli, difetti nascosti)
- b) sui valori dei parametri che influenzano il calcolo (in particolare il Modulo Elastico e la Resistenza a Compressione)
- c) sui metodi di calcolo utilizzati e sulla correttezza ed adeguatezza dello schema strutturale adottato

I risultati di un modello di calcolo forniscono la risposta del modello e non della costruzione reale. È responsabilità del progettista verificatore valutare se il modello è in grado di descrivere con sufficiente approssimazione la risposta della vera struttura, o se è necessario procedere ad ulteriori analisi con modelli diversi

I METODI DI ANALISI

L'ANALISI SEMPLIFICATA PER GLI "EDIFICI SEMPLICI"

La valutazione semplificata per gli "edifici semplici"

La PGA_{DS} si ricava dalla tabella (a_g) in funzione della A_{min} resistente delle due direzioni ortogonali, ridotta col coefficiente $\tau_0/20$ (N/cm²) (Reg. Lazio)

Accelerazione di picco del terreno $a_g * S * S_T$ ⁽¹⁾		≤ 0.07 g	≤ 0.1 g	≤ 0.15 g	≤ 0.20 g	≤ 0.25 g	≤ 0.30 g	≤ 0.35 g	≤ 0.40 g	≤ 0.45 g	≤ 0.4725 g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %	6.0 %	6.5 %
	2	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %	6.5 %	7.0 %
	3	4.5 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	7.0 %			
Muratura armata	1	2.5 %	3.0 %	3.0 %	3.0 %	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	4.5 %
	2	3.0 %	3.5 %	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.0 %	5.0 %
	3	3.5 %	4.0 %	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %
	4	4.0 %	4.5 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %

⁽¹⁾ S_T si applica solo nel caso di strutture con fattore di importanza > 1 (p. 3.2.3)

Pochi edifici esistenti rispettano tutte le regole

L'ANALISI STATICA LINEARE

Si definiscono

- lo schema strutturale (telaio spaziale a nodi rigidi o treni di telai nelle due direzioni ortogonali o altro)
- il fattore di struttura (q)
- la distribuzione delle forze lungo l'altezza (\approx triangolare)
- le masse sismiche
- il valore dell'accelerazione iniziale per effettuare il calcolo ($a_g = PGA_{10\%}$ o $a_g = 1,0g$ o qualsiasi altro valore)

Si determinano

- gli sforzi normali sui maschi murari (da carichi verticali)
- le forze orizzontali sismiche (per il valore scelto di a_g)
- le caratteristiche della sollecitazione nei maschi murari e nelle fasce di piano dovute alle forze orizzontali

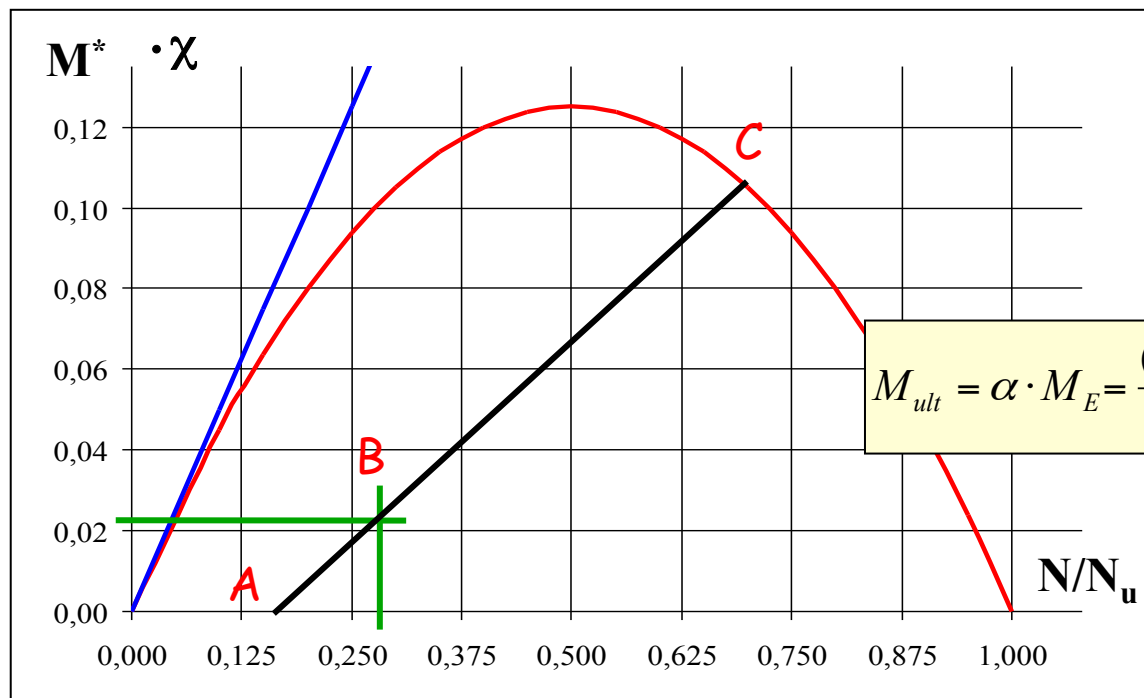
Si svolgono

- le verifiche di resistenza a pressoflessione e taglio degli elementi strutturali (maschi murari e fasce di piano)

Le verifiche di resistenza e la valutazione della PGA_{DS}

MASCHI MURARI - Verifica a pressoflessione

- per i carichi verticali (solo N): N_V (punto A nel dominio)
- per le forze orizzontali sismiche (N, M, T): N_E, M_E, V_E
- in totale: $N_{tot} = N_V + N_E$ $M_{tot} = \cancel{M_V} + M_E$ (punto B nel dominio)
 $V_{tot} = V_V + \cancel{V_E}$



$$\alpha = CA / BA$$

Moltiplicatore del sisma per arrivare al limite di resistenza a pressoflessione

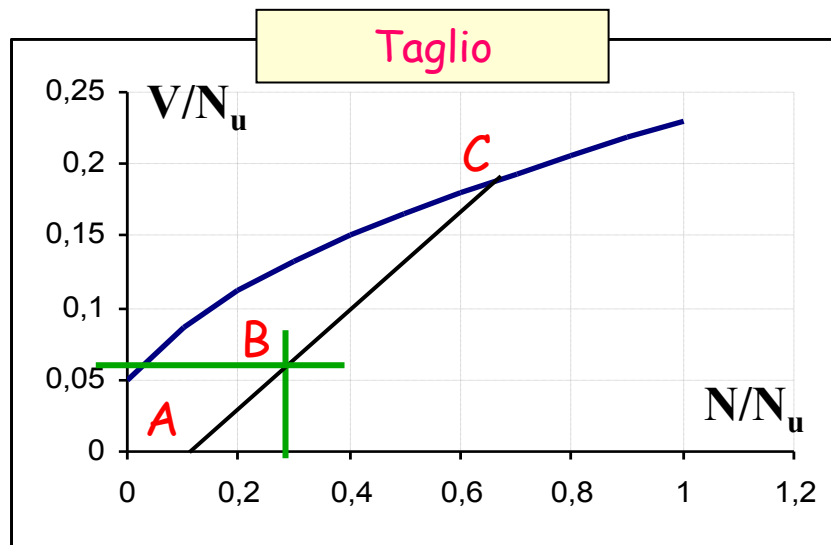
$$M_{ult} = \alpha \cdot M_E = \frac{(N_V + \alpha N_E) \cdot t \cdot l^2}{2A} \cdot \left(1 - \frac{(N_V + \alpha N_E)}{0,85 \cdot t \cdot A} f_m \right)$$

Si deve trovare il minimo valore di α tra tutte le sezioni dei maschi murari

MASCHI MURARI - Verifica a taglio

- per i carichi verticali (solo N): N_V (punto A nel dominio)
- per le forze orizzontali sismiche (N, M, T): N_E, M_E, V_E
- in totale: $N_{tot} = N_V + N_E$ $M_{tot} = \cancel{M_V} + M_E$ (punto B nel dominio)
 $V_{tot} = V_V + \cancel{V_E}$

$$V_{ult} = \cancel{V_V} + \alpha V_E = \frac{f_{tu}}{k} B s \sqrt{1 + \frac{N_V + \alpha N_E}{B s \cdot f_{tu}}}$$



$$\alpha = CA / BA$$

Moltiplicatore del sisma
per arrivare al limite di
resistenza a taglio

Si deve trovare il minimo
valore di α tra tutte le
sezioni dei maschi murari

FASCE DI PIANO - Verifica a flessione e a taglio

-per i carichi verticali (M, T): ≈ 0

-per le forze orizzontali sismiche (M, T): M_E, V_E

Flessione

$$M_{ult} = \alpha \cdot M_E = N_p \cdot \frac{H}{2} \cdot \left(1 - \frac{N_p}{0,85 \cdot f_m \cdot H \cdot t} \right)$$

con: $N_p = 0.4 f_m H t$

Taglio

$$V_{ult} = \alpha \cdot V_E = 2M_{ult} / L$$

$$V_{ult} = \alpha \cdot V_E = H \cdot t \cdot f_{vo}$$

α

Moltiplicatore del sisma per arrivare al limite di resistenza a flessione o a taglio

Si deve trovare il minimo valore di α tra tutte le sezioni di fascia di piano

α_{min} = il minore tra tutti gli α calcolati (tra maschi e fasce di piano)

$$PGA_{DS} = \alpha_{min} \times a_g$$

Se è stato usato $a_g = 1,0g$ $\alpha_{min} = PGA_{DS}$

La valutazione della PGA_{DL}

Spostamenti orizzontali

- per i carichi verticali ≈ 0
- per le forze orizzontali sismiche: $d_{r,E}$

Si deve imporre
 $\alpha d_{r,E} = 0.003 h$

α

Moltiplicatore del sisma per arrivare
al limite di spostamento di interpiano

Si deve trovare il minimo valore di α tra
tutte i piani e/o maschi da verificare

α_{min} = il minore tra tutti gli α calcolati (ai vari piani)

$$PGA_{DL} = \alpha_{min} \times a_g$$

Se è stato usato $a_g = 1,0g$ $\alpha_{min} = PGA_{DS}$

La valutazione delle PGA_{DS} e PGA_{DL} LA PROCEDURA INCREMENTALE

Si può adottare, in alternativa, una procedura incrementale:

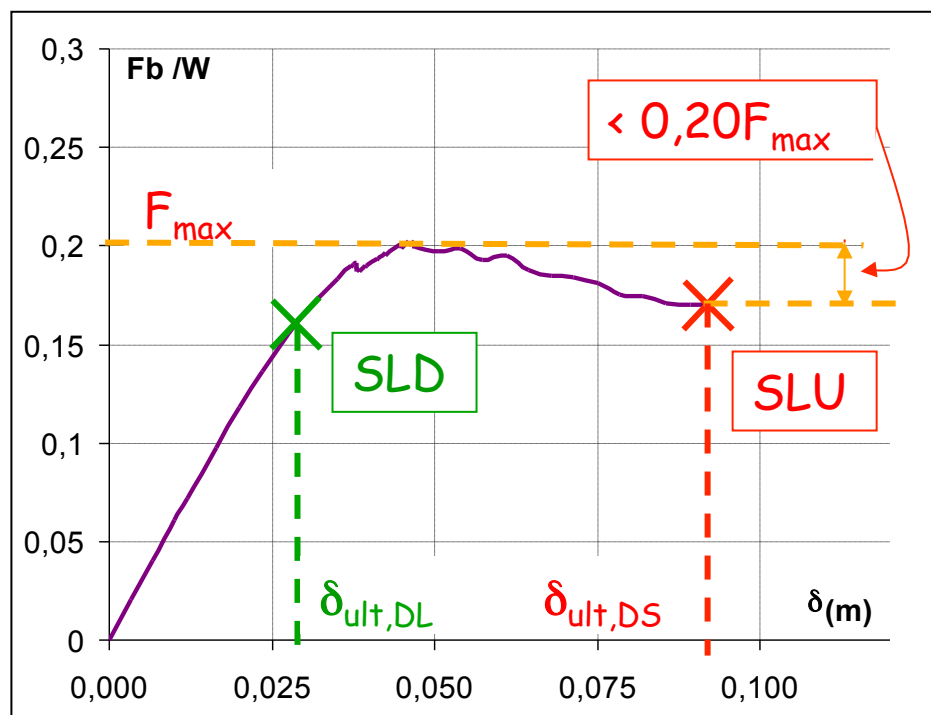
- il calcolo si svolge inizialmente con una (a_g) bassa
- si svolgono le verifiche di resistenza di tutti gli elementi
- si effettuano le verifiche sugli spostamenti di interpiano
- si va avanti nel calcolo incrementando a piccoli passi l' a_g

La procedura si interrompe quando la prima verifica di resistenza non è soddisfatta ($PGA_{DS} = a_{g \text{ corrente}}$)

o quando la prima verifica di deformabilità sugli spostamenti di interpiano non è soddisfatta
($PGA_{DL} = a_{g \text{ corrente}}$)

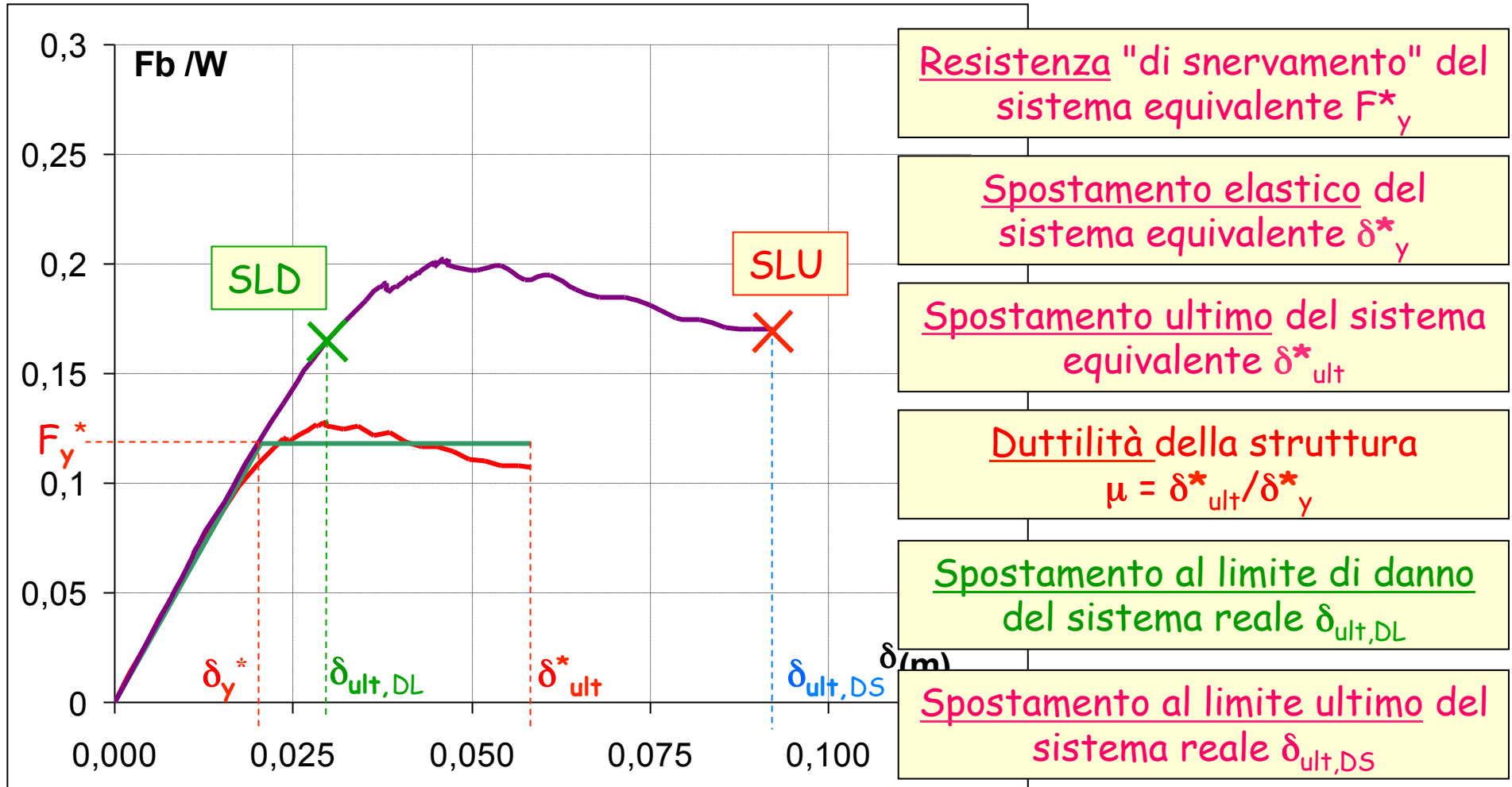
L'ANALISI STATICA NON LINEARE

Si procede in modo identico alla verifica sismica, determinando la curva di push-over della struttura ed i due spostamenti limite corrispondenti a SLD e SLU



Si devono determinare le accelerazioni al suolo (PGA_{DS} e PGA_{DL}) che comportano il raggiungimento rispettivamente dei due spostamenti limite individuati sulla curva

LE INFORMAZIONI CHE SI RICAVANO DALLA PUSH-OVER (ORIGINARIA e RIDOTTA per il SDOF)



N.B. Rigidezza e duttilità del sistema equivalente SDOF coincidono con quelle del sistema reale

Si è già trovato il periodo T^* e la massa m^* del SDOF

LA DETERMINAZIONE DELL'ACCELERAZIONE PGA_{DS} a partire dallo spostamento al limite ultimo $\delta_{ult,DS}$

Dalla duttilità ($\mu = \delta_{ult}^* / \delta_y^*$) si ricava il fattore di struttura ($q^* = F_{el}^* / F_y^*$)

se $T^* > T_c$ $q^* = \mu$ (equivalenza degli spostamenti)

se $T^* < T_c$ $q^* = 1 + (\mu - 1) T^* / T_c$ (equivalenza dell'energia)

Dal fattore di struttura q^* , conoscendo F_y^* , si risale alla forza elastica non ridotta (F_{el}^*), che rappresenta l'azione sismica a cui può essere al massimo soggetta la struttura

Si ha quindi:

$$- F_{el}^* = q F_y^*$$

$$- F_{el}^* = m^* S_e(T^*) = m^* \times PGA_{DS} \times S \times S_d(T^*)$$

$$- PGA_{DS} = F_{el}^* / [m^* S S_d(T^*)] \quad (\text{accelerazione del terreno per lo SLU})$$

Fattore del suolo ($S=1.25$ per suolo B)

Spettro elastico delle accelerazioni

Indicatore di rischio allo stato limite ultimo:

$$a_u = PGA_{DS} / PGA_{10\%}$$

LA DETERMINAZIONE DELL'ACCELERAZIONE PGA_{DL} a partire dallo spostamento al limite di danno $\delta_{ult,DL}$

- Se $\delta_{ult,DL} < \delta_y$ il sistema è in campo elastico: $q^* = 1$ $F^* = F_{el}^*$
- Se $\delta_{ult,DL} > \delta_y$ il sistema è in campo plastico: $\mu = \delta_{ult,DL}^* / \delta_y^*$ (duttilità)
da cui si ricava il fattore di struttura ($q^* = F_{el}^* / F_v^*$)
- se $T^* < T_c$ $q^* = 1 + (\mu - 1) T^* / T_c$ (equivalenza dell'energia)
- se $T^* > T_c$ $q^* = \mu$ (equivalenza degli spostamenti)

Si ha quindi:

- $F_{el}^* = q^* F_y^*$ oppure $F_{el}^* = F^*$ (se $q^* = 1$)
- $F_{el}^* = m^* S_e(T^*) = m^* \times PGA_{DL} \times S \times S_d(T^*)$
- $PGA_{DL} = F_{el}^* / [m^* S S_d(T^*)]$ (acc. del terreno per lo SLD)

Fattore del suolo ($S=1.25$ per suolo B)

Spettro elastico delle accelerazioni

Indicatore di rischio allo stato limite di danno: $a_e = PGA_{DL} / PGA_{50\%}$

UN EDIFICIO REALE - Palazzo Petrucci a Napoli



- Muratura di tufo
- Solai con travi in acciaio o legno
- Volte in muratura

- 5 Piani
- $H_{\text{tot}} = 23,0 \text{ m}$
- Interpiani
3.5-5.9 m
- Spessore muri:
40 - 120 cm

LE PIANTE AI VARI PIANI

Piano terra



Piano ammezzato



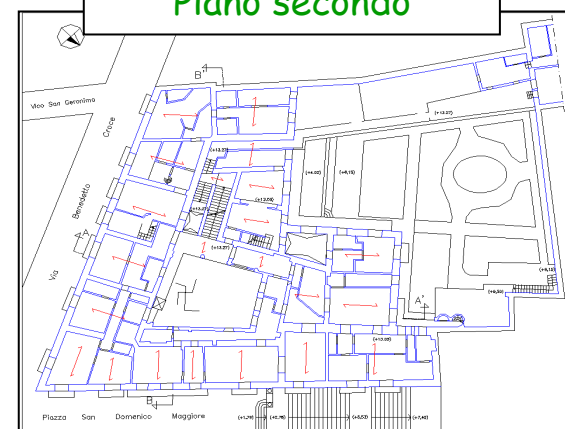
Edificio misto
della I e II
classe

Le piante sono
molto estese e
molto articolate.
Variazioni anche
tra piano e piano

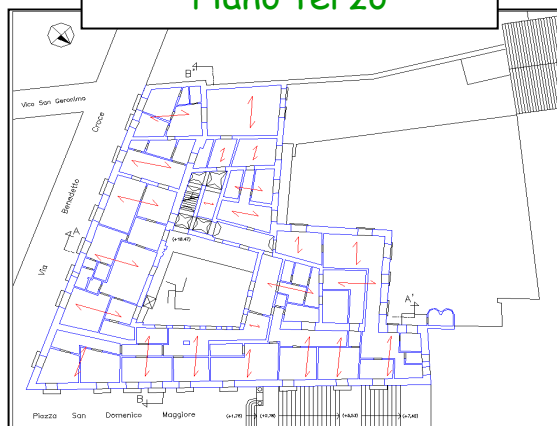
Piano primo



Piano secondo



Piano terzo

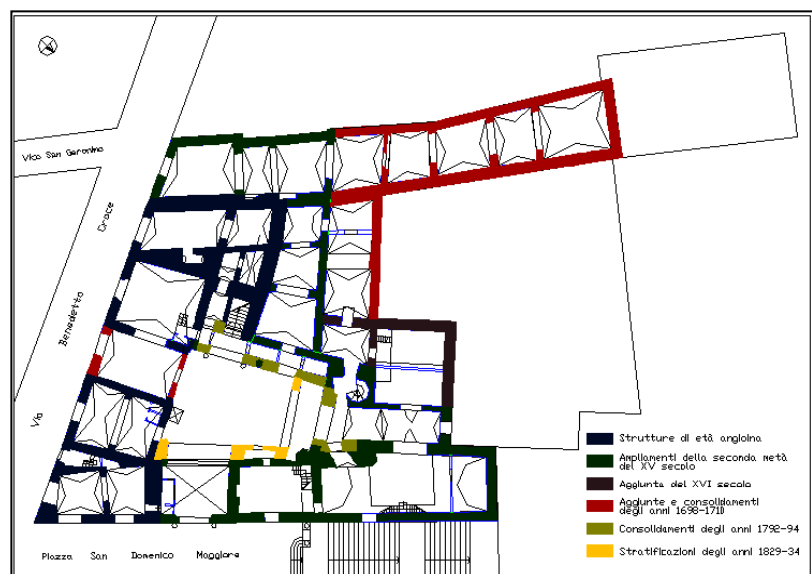


I PROSPETTI E LE SEZIONI



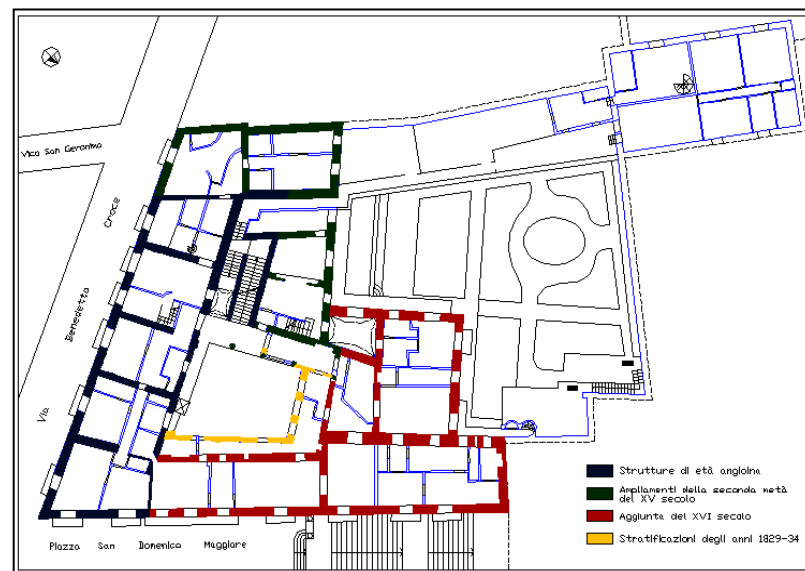
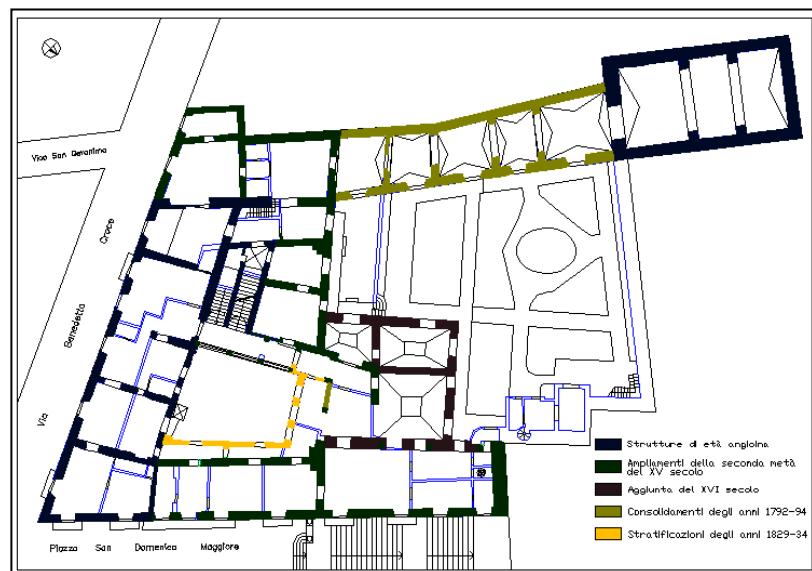
Fig. 6.3 Rilevo architettonico Palazzo Petrucci – sezioni e prospetti (Arch. Helen Rotolo)

LE STRATIFICAZIONI STORICHE DELLA MURATURA

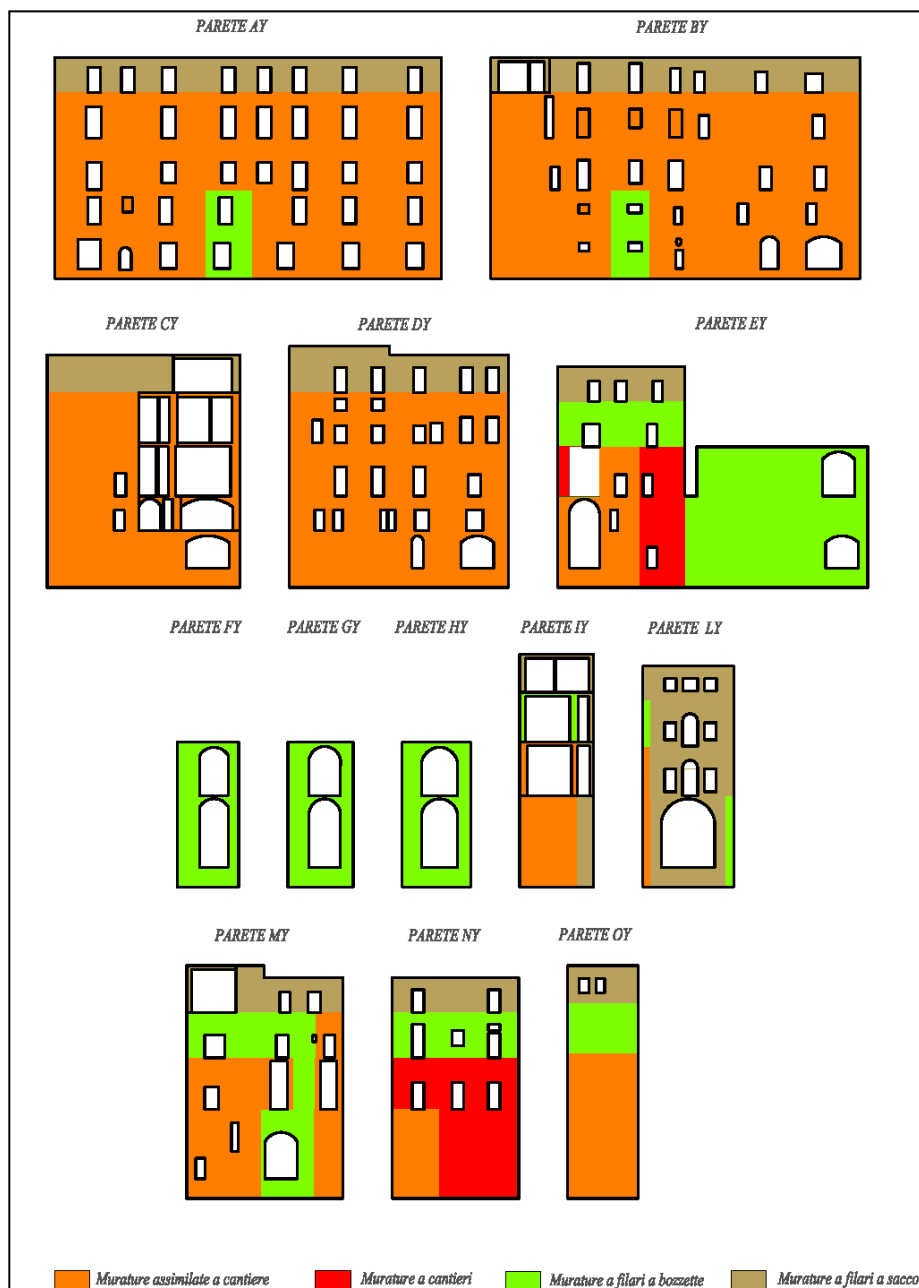


Il primo impianto dell'edificio è del 1300

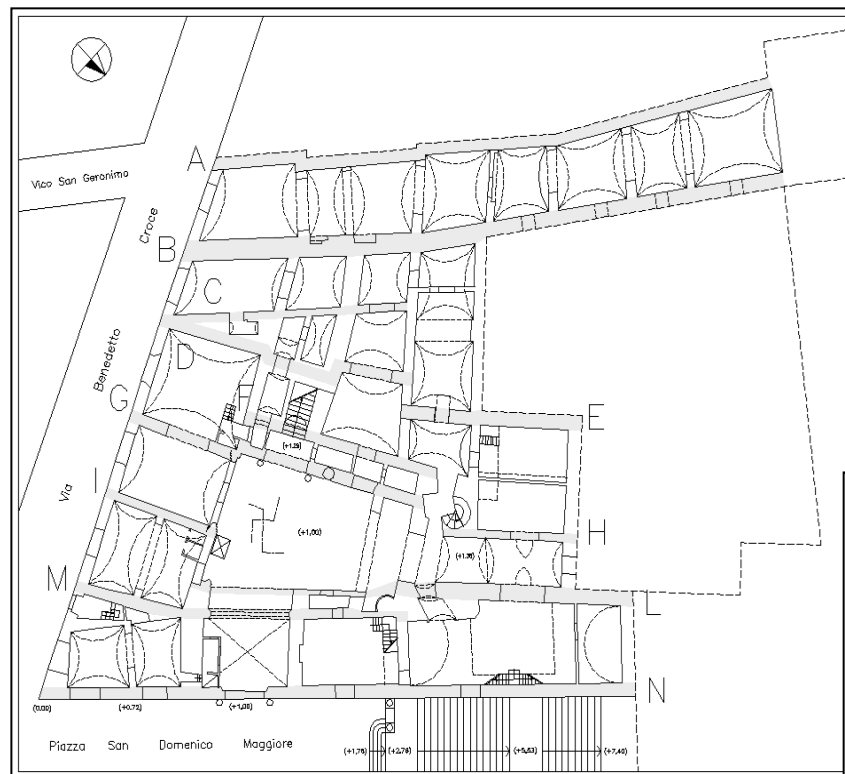
Nel corso dei secoli ha subito, modifiche, variazioni, aggiunte, etc



LE STRATIFICAZIONI STORICHE DELLA MURATURA

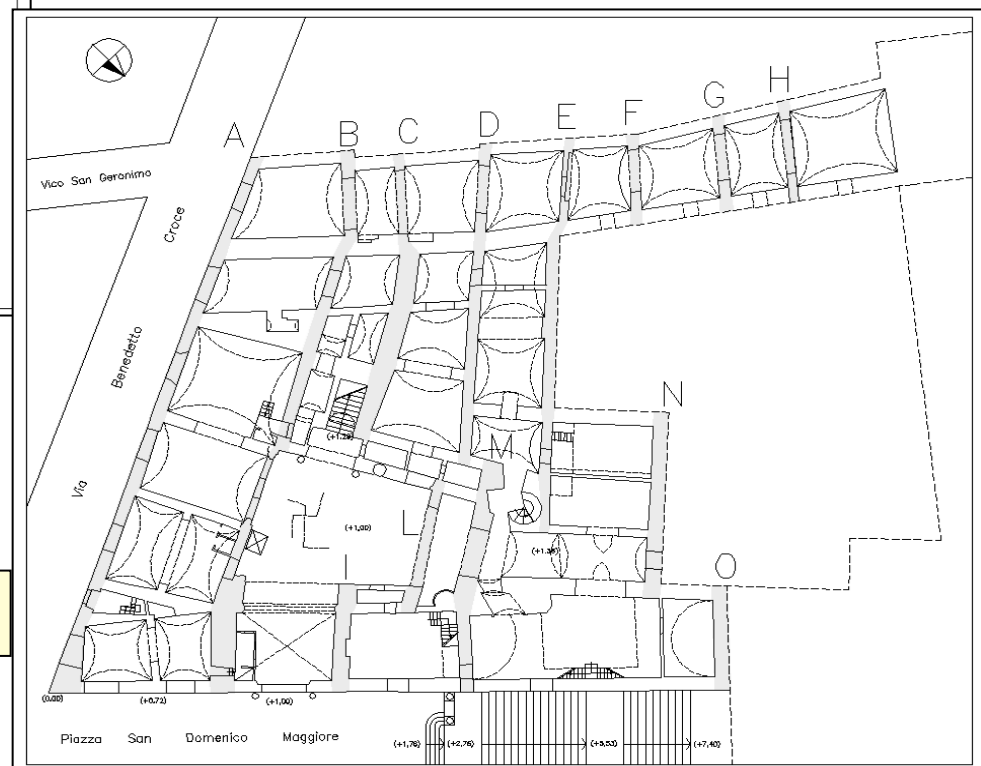


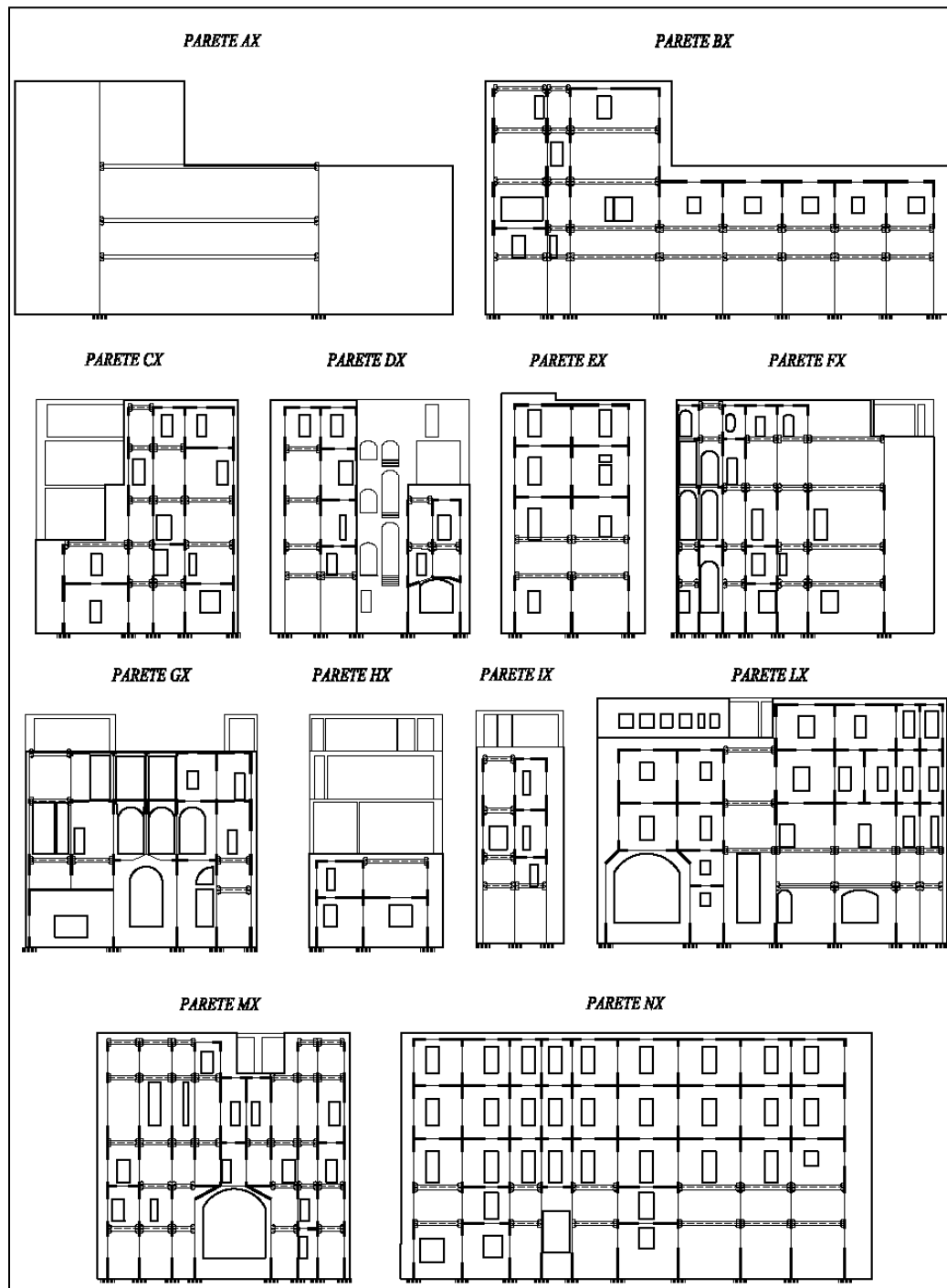
INDIVIDUAZIONE DELLE PARETI RESISTENTI



La direzione X

La direzione Y

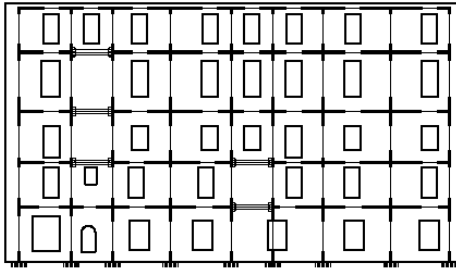




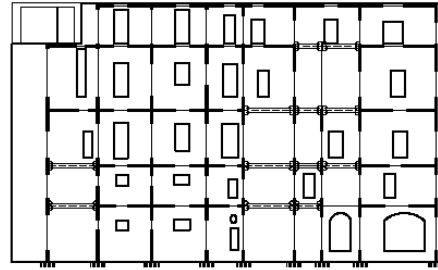
Il modello a telaio per
le pareti in dir.x

La modellazione a
telaio si presenta
piuttosto complessa a
causa della geometria
irregolare dell'edificio

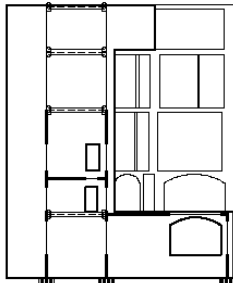
PARETE AY



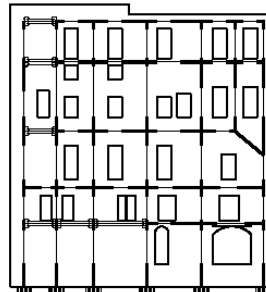
PARETE BY



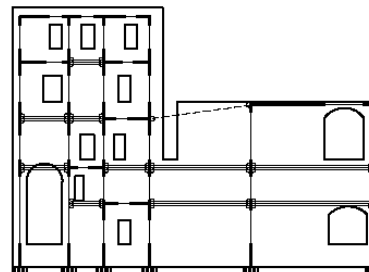
PARETE CY



PARETE DY



PARETE EY



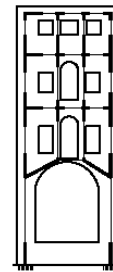
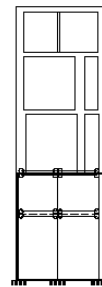
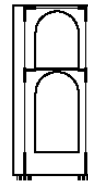
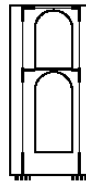
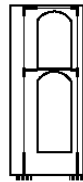
PARETE FY

PARETE GY

PARETE HY

PARETE IY

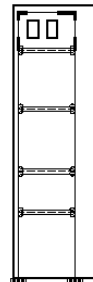
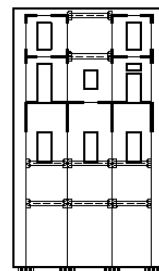
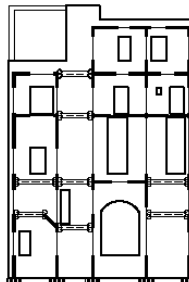
PARETE LY



PARETE MY

PARETE NY

PARETE OY



Il modello a telaio per
le pareti in dir.y

Le pareti sono molte
diverse le une dalle
altre sia per
distribuzione delle
aperture che per
estensione in verticale

Solo le pareti di
facciata sono
piuttosto regolari

LE PROPRIETÀ MECCANICHE DELLE MURATURE

Si differenziano tra i vari "cronotipi" murari

Cronotipo	σ_{\max} (N/mm ²)	τ_o (N/mm ²)	E (N/mm ²)
Cantieri	3.25 (83% \times 3.90)	0.12 (1/27 σ_{\max})	965
Bozzette	2.60 (83% \times 3.00)	0.10 (1/26 σ_{\max})	1160
Blocchetti	2.17 (83% \times 2.60)	0.08 (1/27 σ_{\max})	830

Tab. 6.2: Caratteristiche meccaniche della muratura adottate nella modellazione

Valori ricavati dalla sperimentazione in scala reale

L'ANALISI DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

MODELLO DI CALCOLO SPAZIALE DELL'EDIFICIO

- impalcato deformabile: pareti singole indipendenti
- impalcato rigido: due treni di telai (direzione x e y)

SCHEMA DI CALCOLO DELLE PARETI

- mensole collegate con fasce di piano non resistenti
(fascia debole - pendoli)
- telai a nodi rigidi con fasce resistenti
(fascia con catena)

TIPO DI ANALISI:

- analisi statica non lineare
(si deve sempre fare prima l'analisi lineare - statica o modale)

DISTRIBUZIONI DELLE FORZE LUNGO L'ALTEZZA:

- proporzionali alle masse (UP)
- proporzionali alla deformata del primo modo di vibrare (MP)

LE IPOTESI DI BASE SUL COMPORTAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

MASCHI MURARI

- Comportamento a pressoflessione con M_{ult} come da OPCM ma con limiti di deformazione $\delta/h = 0.8\%$ (per l'OPCM $\delta/h = 0.6\%$)
- Comportamento a taglio con V_{ult} come da OPCM (Turnsek e Cacovic) con limiti di deformazione $\delta/h = 0.4\%$
- Al superamento dei limiti di deformazione si perde quasi del tutto la capacità portante dell'elemento, ma esso può continuare a deformarsi con forti danneggiamenti (schema CO), oppure si considera rotto con minori danneggiamenti (schema DS)

I limiti del programma sulla schematizzazione della cerniera tagliente (senza l'effetto dello sforzo normale) impongono verifiche a taglio "manuali"

LE IPOTESI DI BASE SUL COMPORTAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

FASCE DI PIANO (TRAVERSI) - Fascia con catena

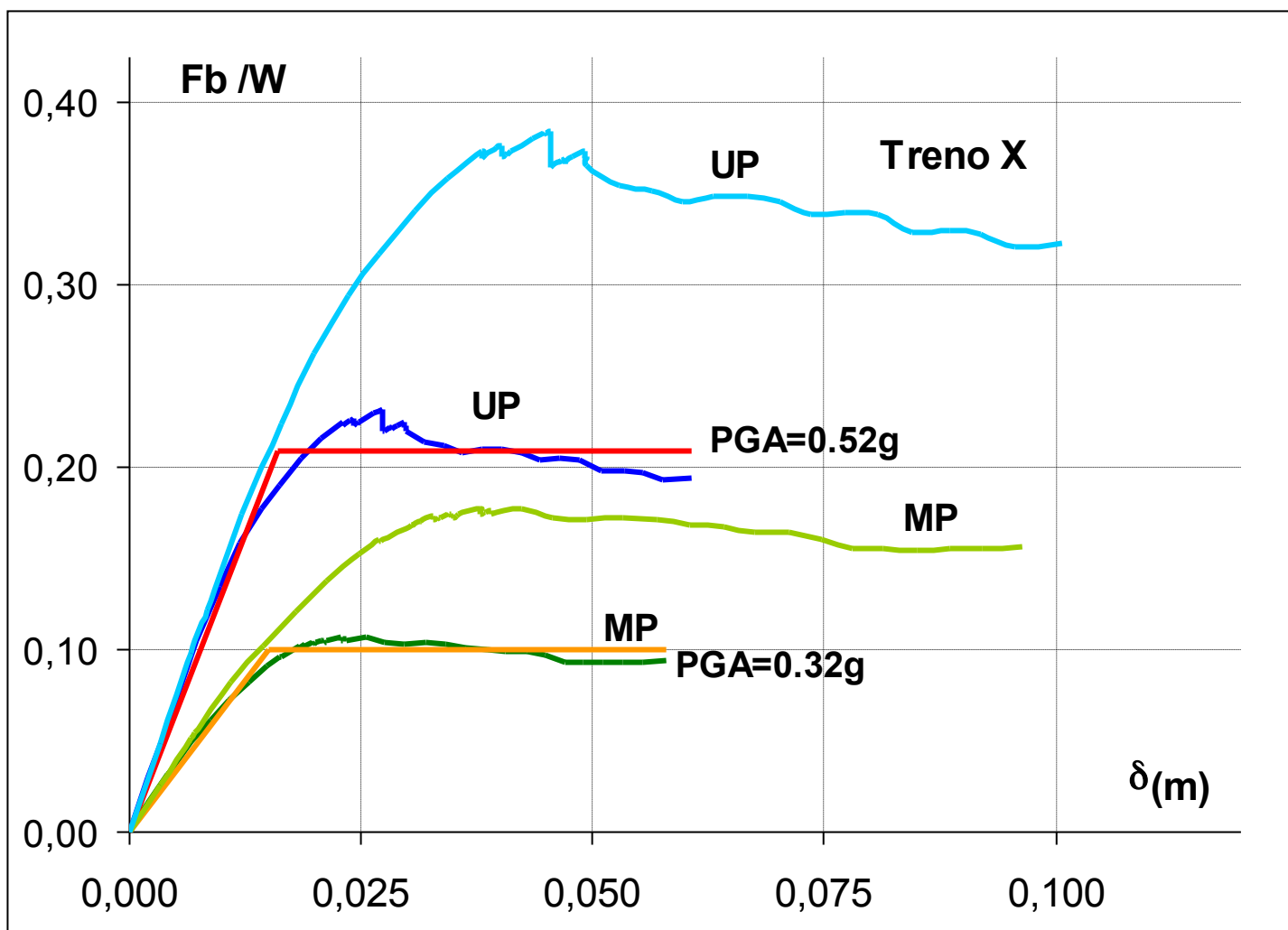
- Comportamento a flessione con M_{ult} come da OPCM (meccanismo a puntone) con limiti di deformazione $\delta/h = 0.8\%$
- Comportamento a taglio con V_{ult} come da OPCM ($V_{ult} = f_{vo} t h$) con limiti di deformazione $\delta/h = 0.4\%$
- Al superamento dei limiti di deformazione si perde quasi del tutto la capacità portante dell'elemento, ma esso può continuare a deformarsi con forti danneggiamenti (schema CO), oppure si considera rotto con minori danneggiamenti (schema DS)

FASCE DI PIANO (TRAVERSI) - Fascia debole

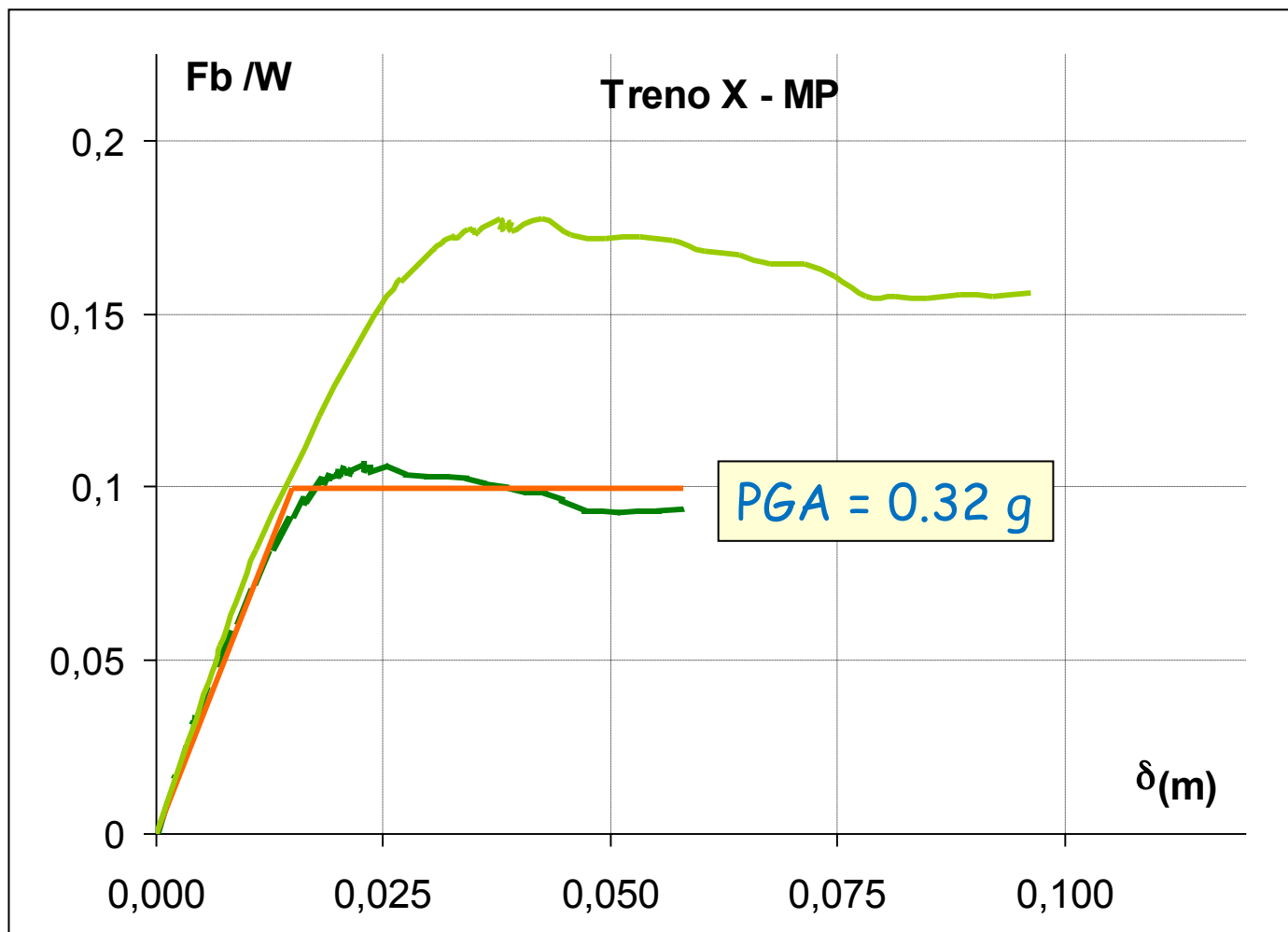
Si è assegnato un M_{ult} molto basso con limite di deformazione $\delta/h = 0.4\%$ a rottura (basso danneggiamento-schema DS) oppure senza limite (forte danneggiamento-schema CO)

I RISULTATI DEL CALCOLO

TRENO DI TELAI IN DIR.X - Fascia con catena

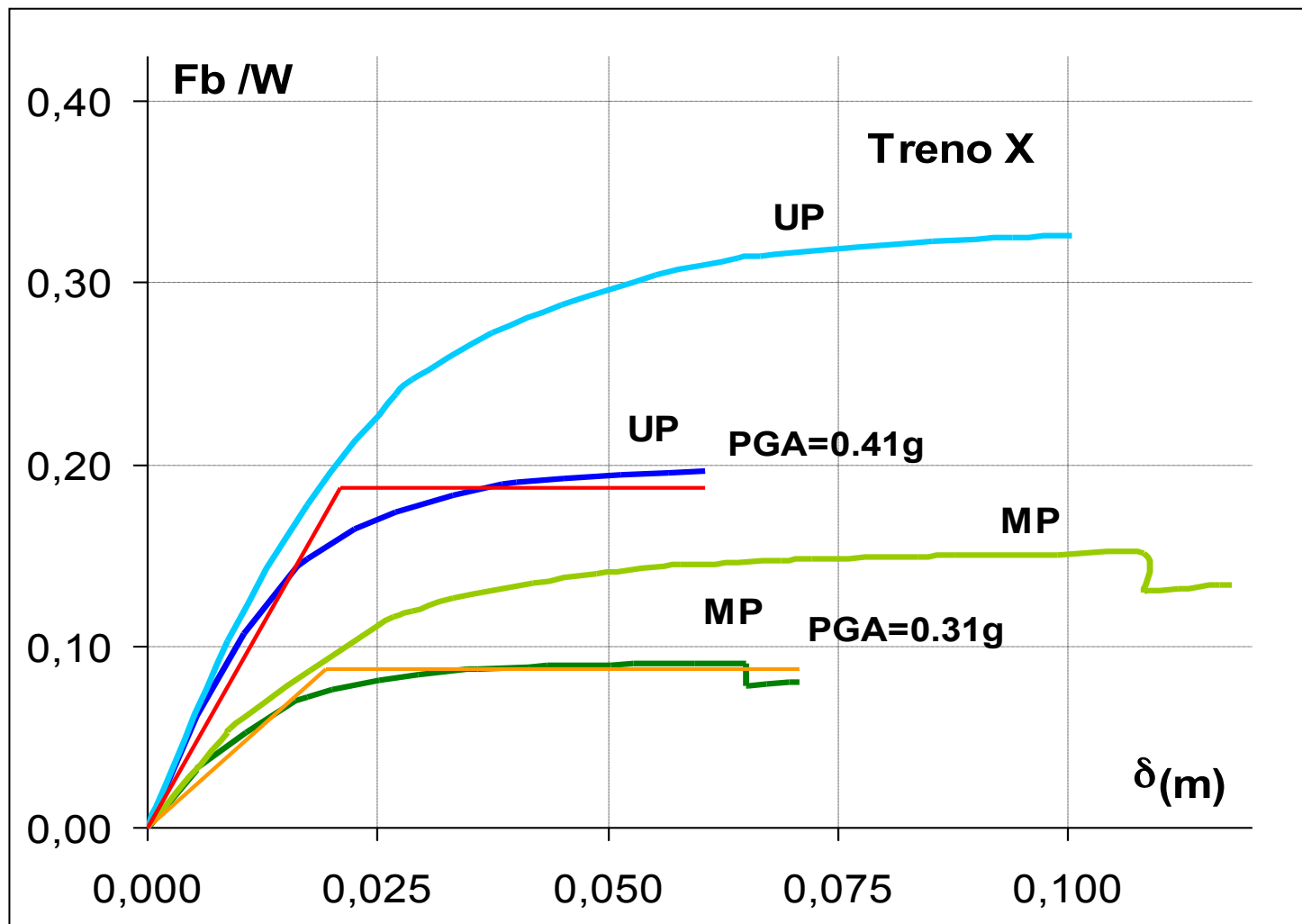


TRENO DI TELAI IN DIR.X - Fascia con catena

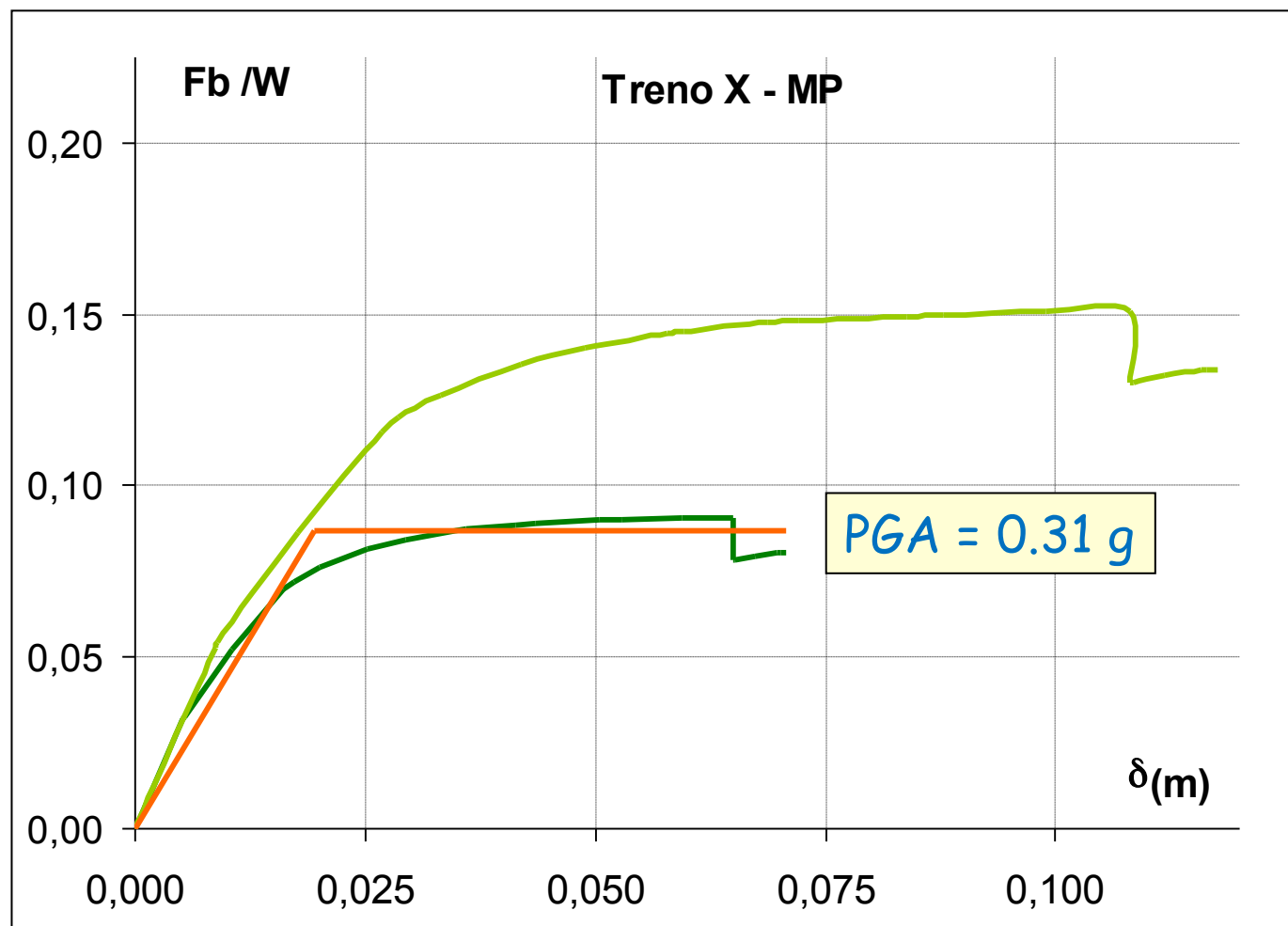


Dati: $M_{tot} = 13474$ ton $m^* = 5031$ ton $S = 1.25$ (tipo B)
 Dalla curva: $T^* = 0.47$ sec $< T_c$ $\mu = 4.14$ $q^* = 3.98$ $F_y^* = 12340$ kN
 Ricavata: $PGA = 0.32$ g $\delta/h_{max, fasce} \approx 0,5-1\%$ (per $q^*=3$ $PGA=0.24$)

TRENO DI TELAI IN DIR.X - Fascia debole



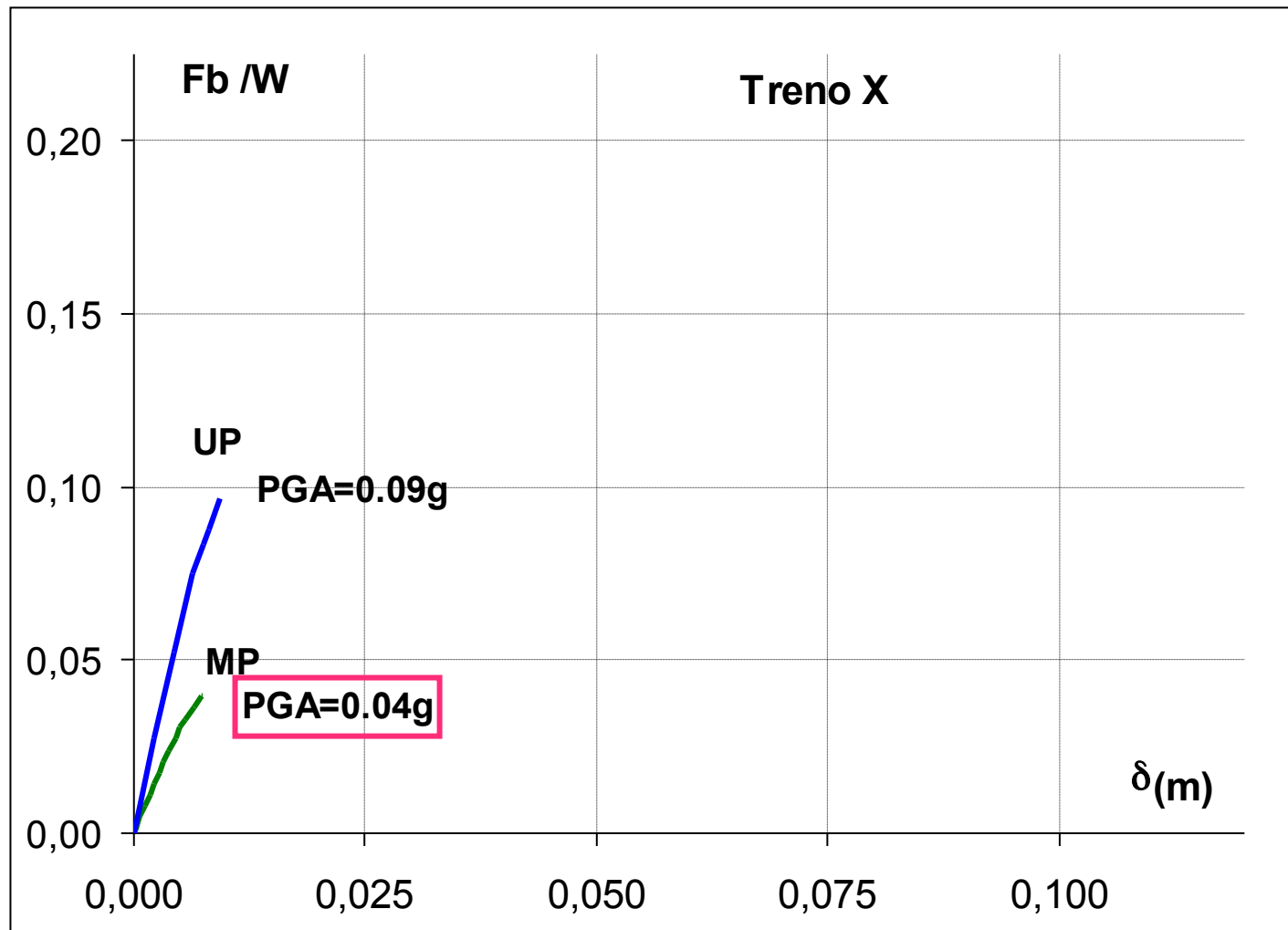
TRENO DI TELAI IN DIR.X - Fascia debole



Dati: $M_{tot} = 13474 \text{ ton}$ $m^* = 4514 \text{ ton}$ $S = 1.25$ (tipo B)
 Dalla curva: $T^* = 0.55 \text{ sec} > T_c$ $\mu = 3.64$ $q^* = 3.64$ $F_y^* = 11500 \text{ kN}$
 Ricavata: $PGA = 0.31 \text{ g}$ $\phi_{max, fasce} \approx 6\%$ (per $q^* = 3$ $PGA = 0.26$)

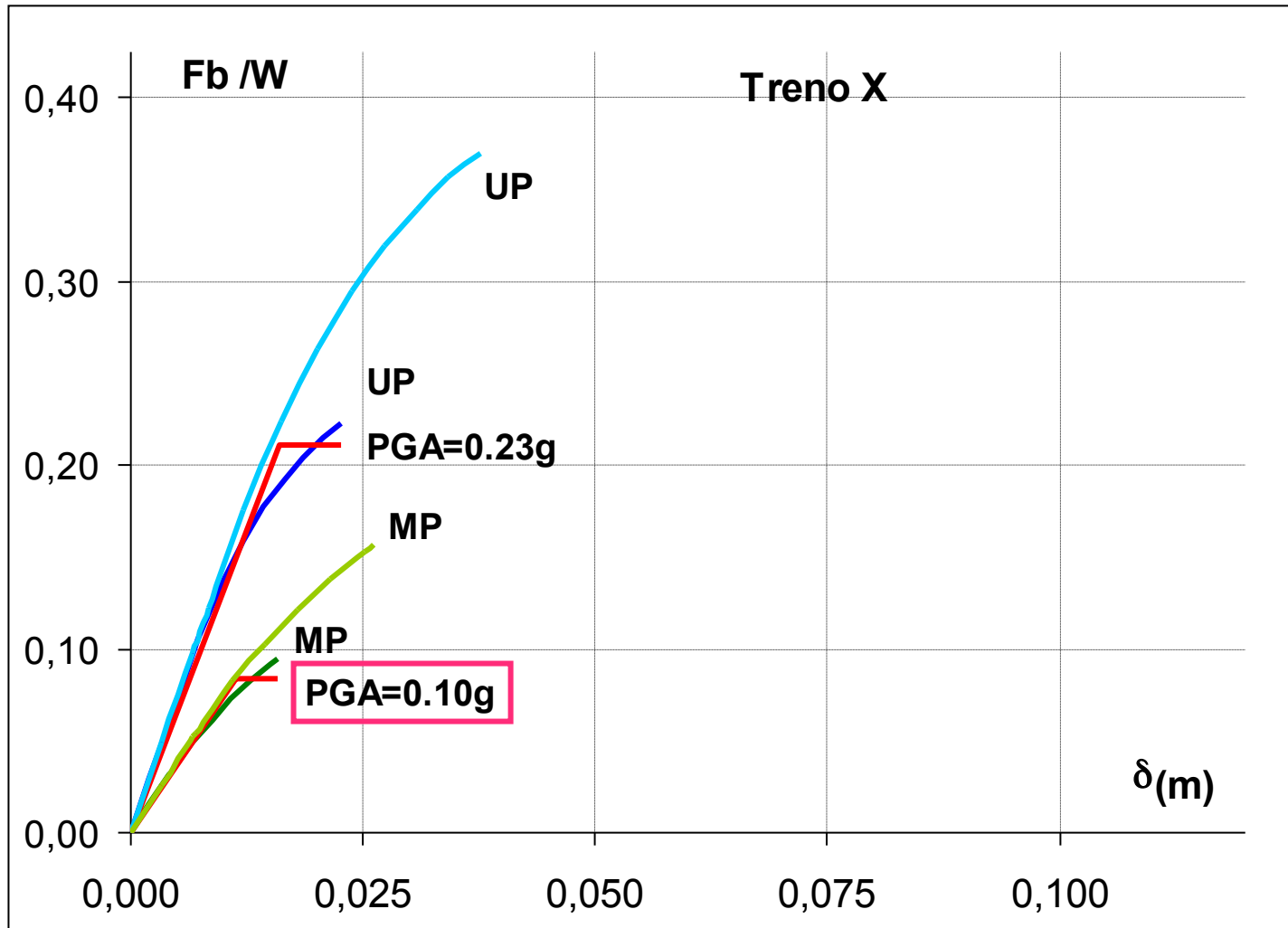
TRENO DI TELAI IN DIR.X - Fascia debole

Limitazione della rotazione nelle fasce allo 0,4%



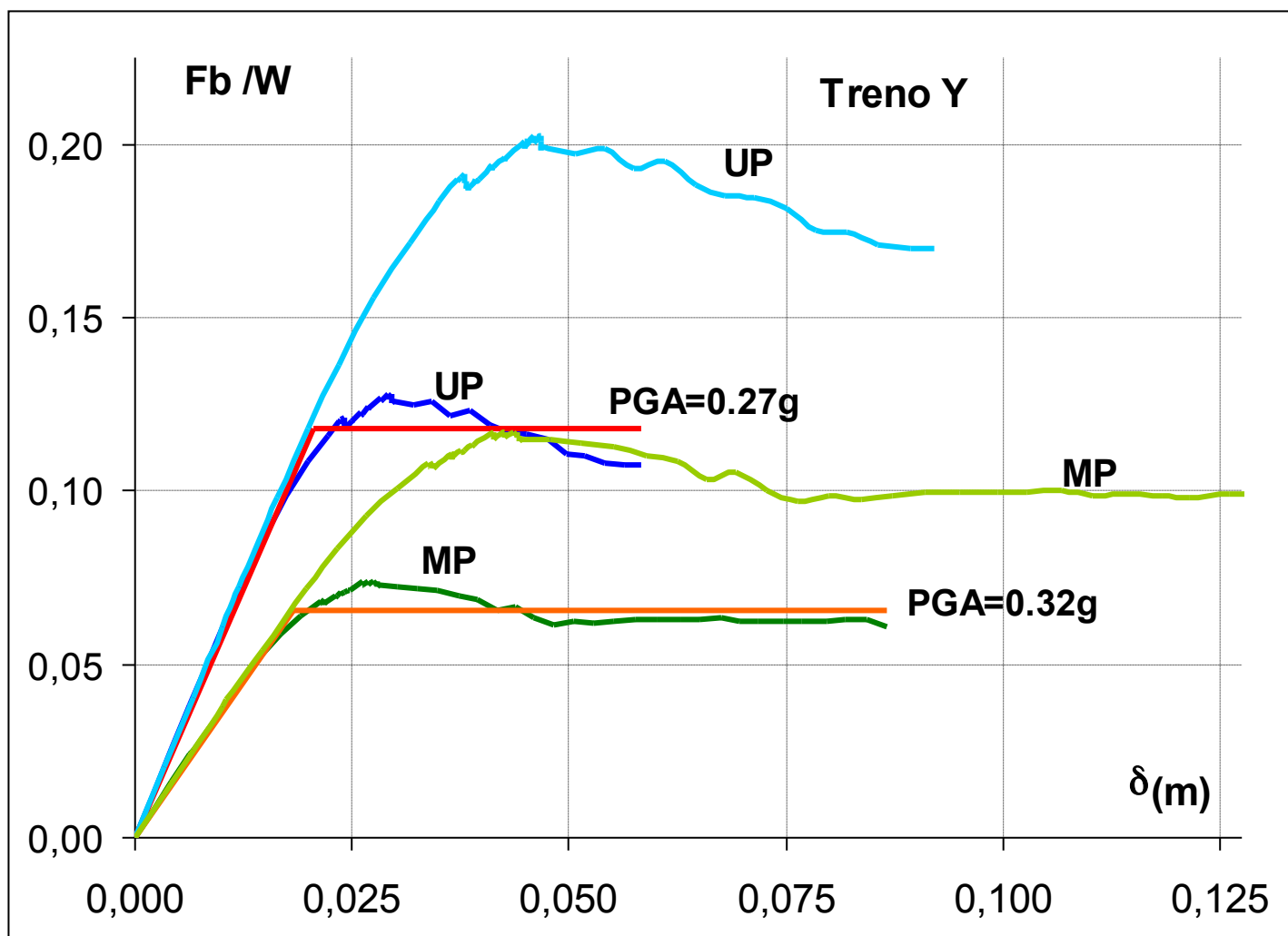
TRENO DI TELAI IN DIR.X - Fascia con catena

Raggiungimento della deformazione ultima nei traversi
($\delta/h = 0.4\%$ a taglio)

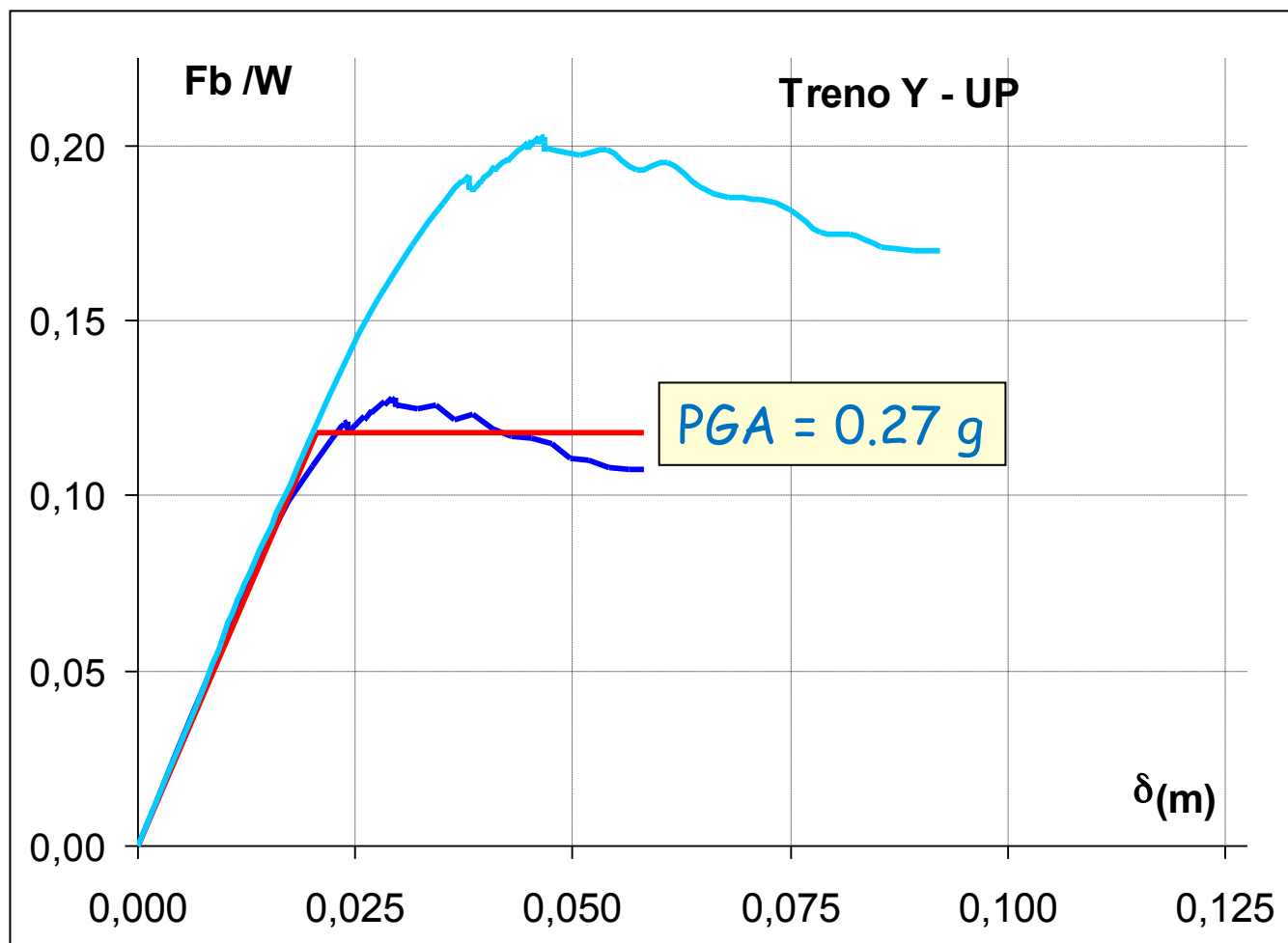


I RISULTATI DEL CALCOLO

TRENO DI TELAI IN DIR.Y - Fascia con catena

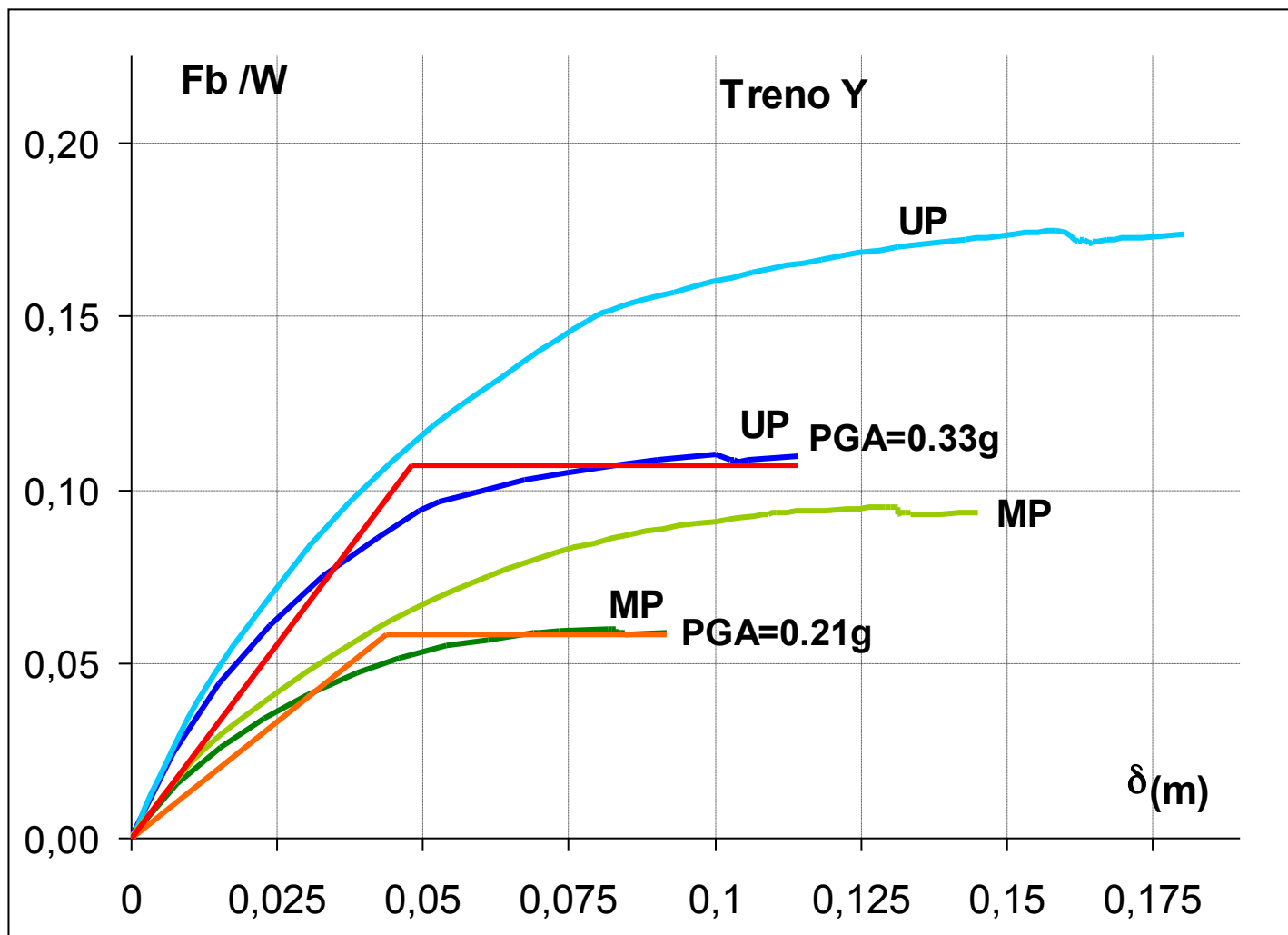


TRENO DI TELAI IN DIR.Y - Fascia con catena

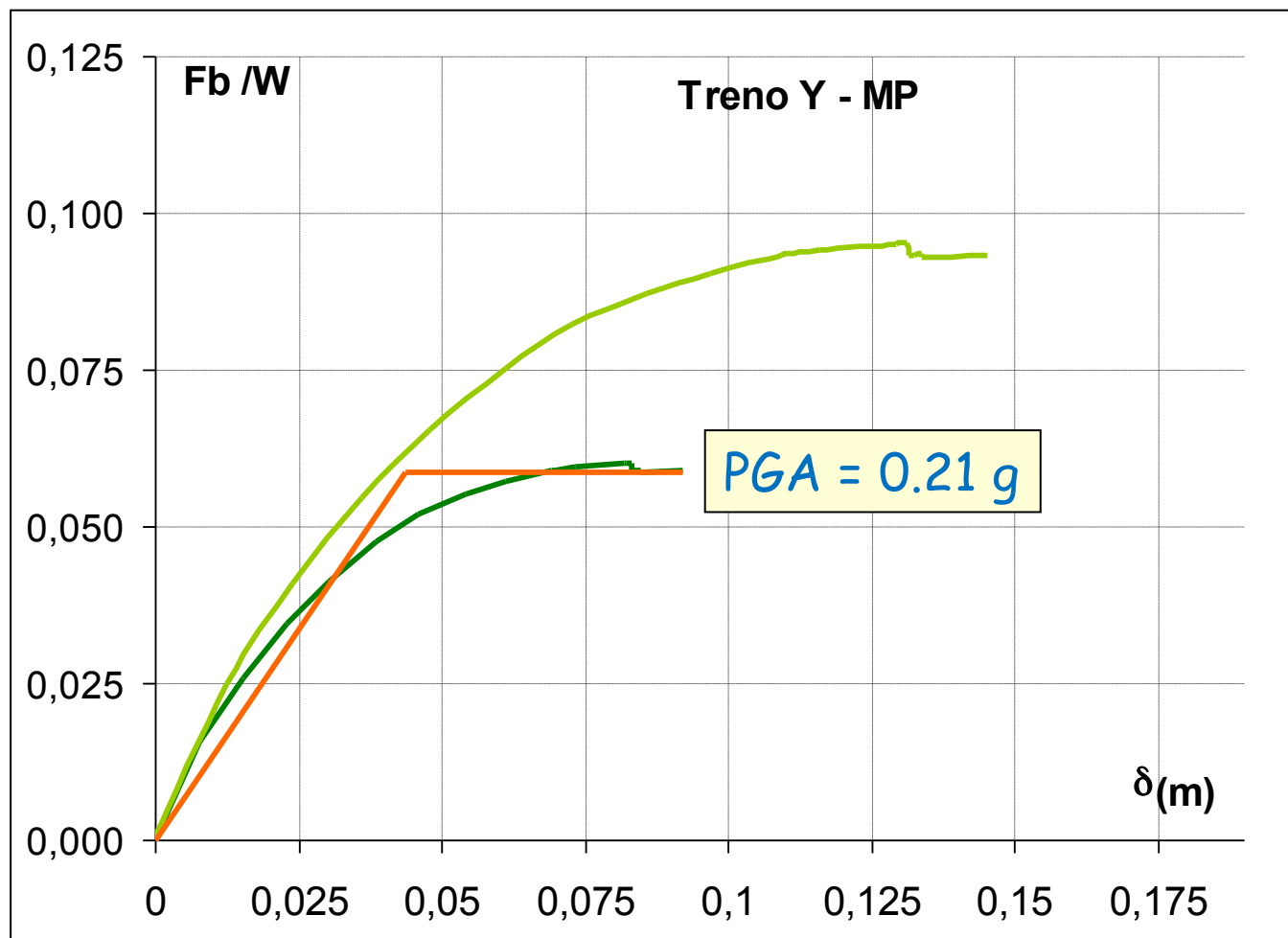


Dati:	$M_{tot} = 13474 \text{ ton}$	$m^* = 5036 \text{ ton}$	$S = 1.25 \text{ (tipo B)}$
Dalla curva:	$T^* = 0.55 \text{ sec} > T_c$	$\mu = 2.85$	$q^* = 2.85$
Ricavata:	$PGA = 0.27 \text{ g}$	$F_y^* = 13600 \text{ kN}$	$\delta/h_{max, fasce} \approx 0,5-1\%$

TRENO DI TELAI IN DIR.Y - Fascia debole



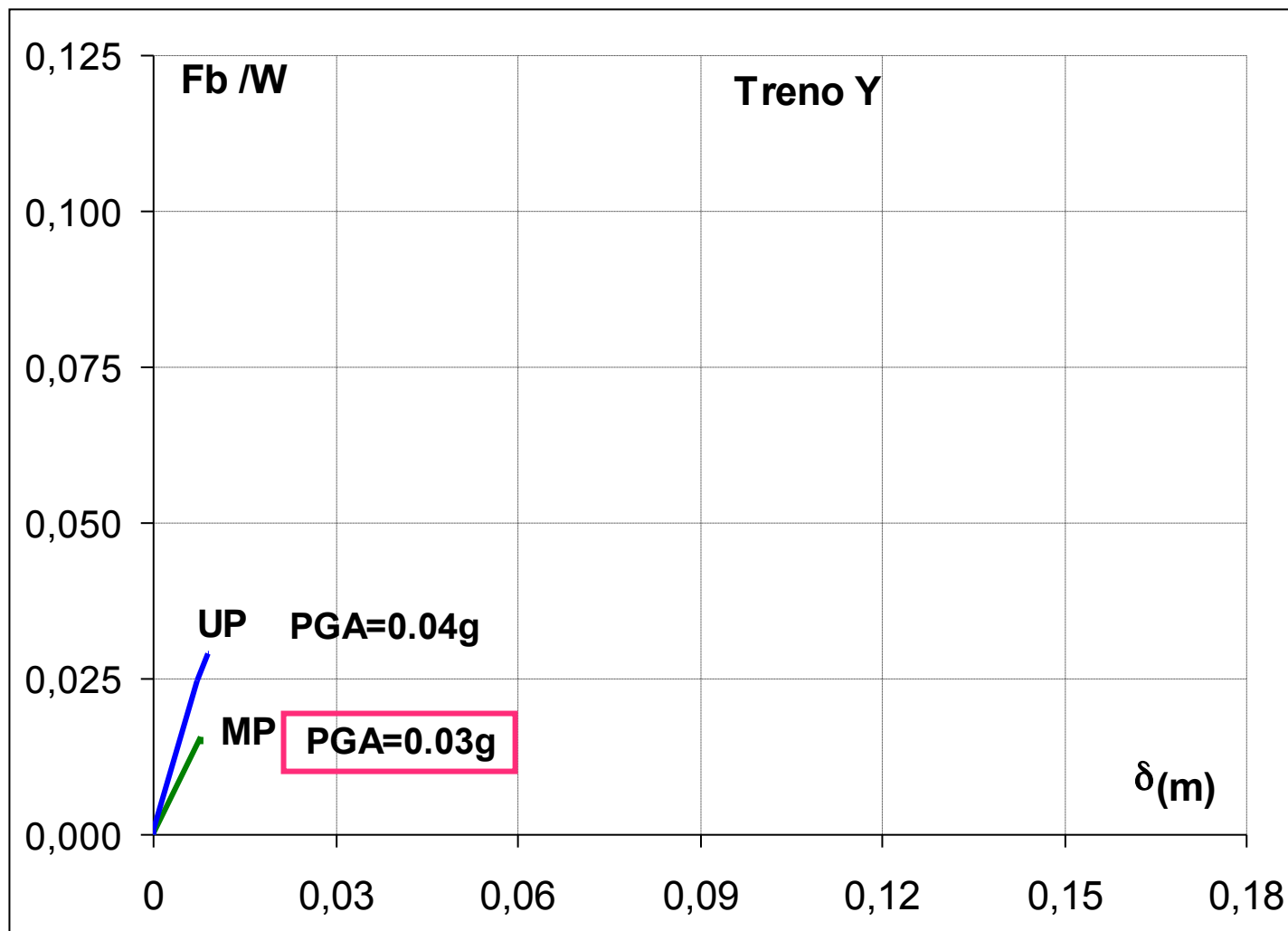
TRENO DI TELAI IN DIR.Y - Fascia debole



Dati: $M_{tot} = 13474 \text{ ton}$ $m^* = 4332 \text{ ton}$ $S = 1.25 \text{ (tipo B)}$
Dalla curva: $T^* = 1.05 \text{ sec} > T_c$ $\mu = 2.10$ $q^* = 2.10$ $F_y^* = 6770 \text{ kN}$
Ricavati: $PGA = 0.21 g$ $\phi_{max, fasce} \approx 6\%$

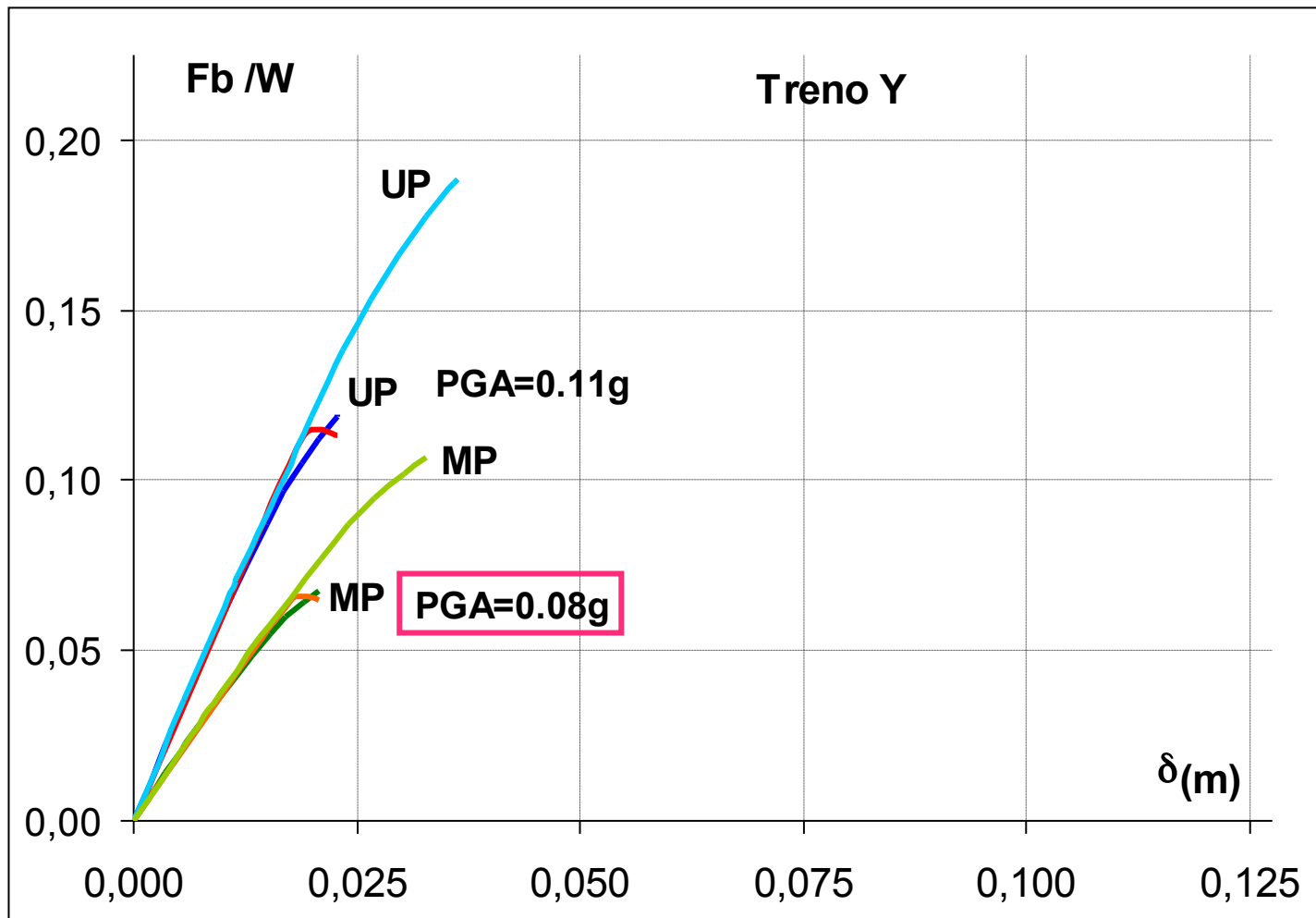
TRENO DI TELAI IN DIR.Y - Fascia debole

Limitazione della rotazione nelle fasce allo 0,4%



TRENO DI TELAI IN DIR.Y - Fascia con catena

Raggiungimento della deformazione ultima nei traversi
($\delta/h = 0.4\%$ a taglio)



ANALISI DELLE SINGOLE PARETI

Ipotesi di impalcato non rigido

Ad ogni parete compete una massa sismica corrispondente alla sua area di influenza

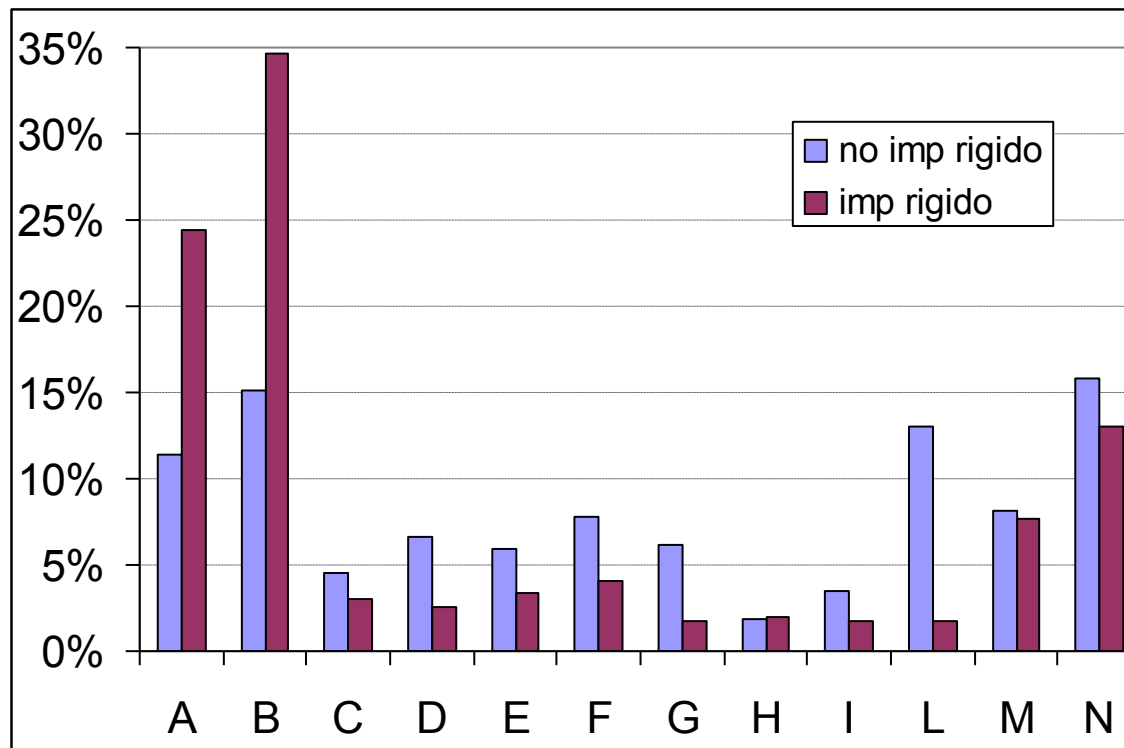
Per ogni parete singola si è svolta:

- l'analisi lineare (statica o modale) preliminare
- l'analisi statica non lineare, per entrambe le distribuzioni di forze

Si è analizzato solo lo schema
"telaio con fasce di piano con catena"

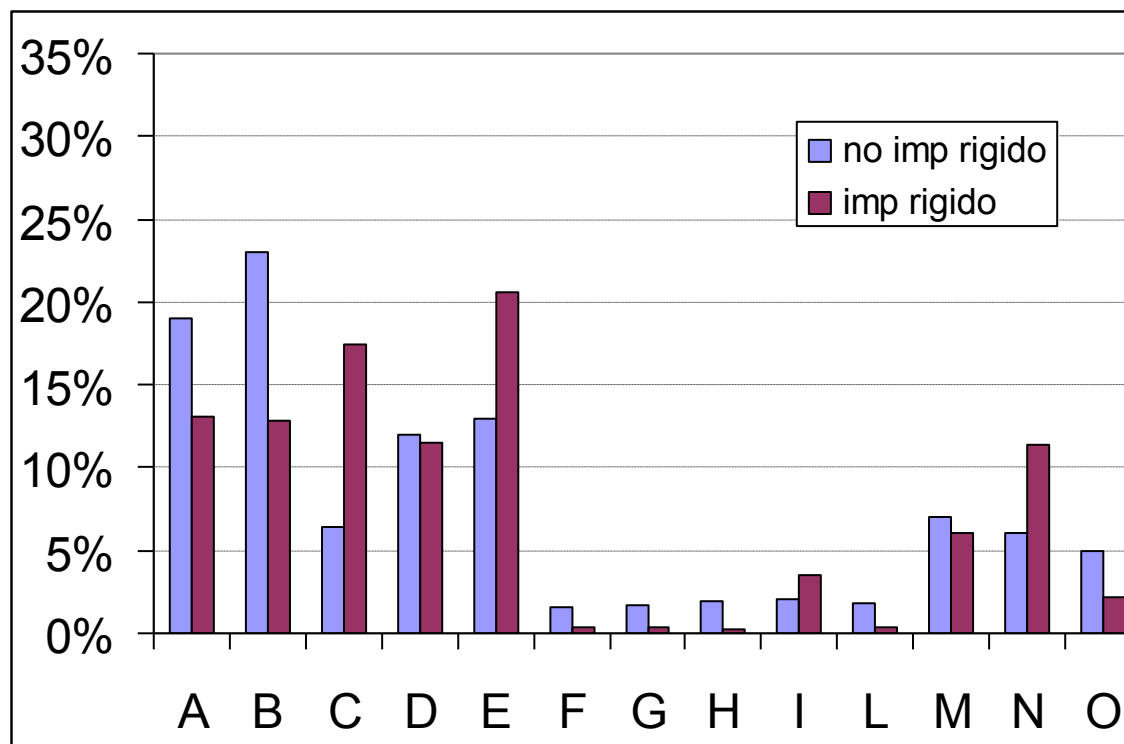
LA DISTRIBUZIONE DEI TAGLI TRA LE DIVERSE PARETI IN RELAZIONE ALLE IPOTESI SULL'IMPLACATO

Pareti in direzione X



LA DISTRIBUZIONE DEI TAGLI TRA LE DIVERSE PARETI IN RELAZIONE ALLE IPOTESI SULL'IMPLACATO

Pareti in direzione Y



Le pareti lungo X		Fascia con "catena"- f_{v0}	
		DS PGA (g)	CO PGA (g)
Treno x	UP	0.23	0.57
	MP	0.10	0.32
Parete AX	UP	0.48	0.48
	MP	0.68	0.68
Parete BX	UP	0.61	0.61
	MP	0.20	0.27
Parete CX	UP	0.14	0.18
	MP	0.11	0.36
Parete DX	UP	0.09	0.09
	MP	0.06	0.06
Parete EX	UP	0.19	0.22
	MP	0.13	0.14
Parete FX	UP	0.12	0.54
	MP	0.10	0.48
Parete GX	UP	0.13	0.15
	MP	0.08	0.10
Parete HX	UP	0.26	0.31
	MP	0.24	0.28
Parete IX	UP	0.17	0.17
	MP	0.10	0.10
Parete LX	UP	0.09	0.23
	MP	0.08	0.12
Parete MX	UP	0.16	0.42
	MP	0.12	0.32
Parete NX	UP	0.18	0.18
	MP	0.09	0.09

I risultati in termini di PGA

Forte dispersione dei risultati:

PGA_{DS}

varia tra

0,06g e 0,32g
0,09g e 0,27g

?????????

 = $PGA \leq 0,10g$

Le pareti lungo Y		Fascia con "catena"- f_{v0}	
		DS PGA (g)	CO PGA (g)
Treno y	UP	0.11	0.32
	MP	0.08	0.27
Parete A	UP	0.12	0.16
	MP	0.10	0.14
Parete B	UP	0.10	0.16
	MP	0.08	0.14
Parete C	UP	0.25	0.45
	MP	0.29	0.29
Parete D	UP	0.12	0.18
	MP	0.09	0.14
Parete E	UP	0.16	0.17
	MP	0.07	0.09
Parete F	UP	0.19	0.19
	MP	0.18	0.18
Parete G	UP	0.19	0.19
	MP	0.20	0.20
Parete H	UP	0.21	0.21
	MP	0.22	0.22
Parete I	UP	0.74	0.74
	MP	0.71	0.71
Parete L	UP	0.15	0.16
	MP	0.14	0.14
Parete M	UP	0.09	0.17
	MP	0.07	0.09
Parete N	UP	0.15	0.15
	MP	0.09	0.09
Parete O	UP	0.35	0.46
	MP	0.26	0.26