



Fondazione  
Architetti  
Firenze



Ordine  
Architetti  
Firenze



11 - 12 APRILE 2019  
**ACCADEMIA DELLE  
ARTI DEL DISEGNO**  
FIRENZE

# Ingegneria per il restauro monumentale

*Prof. Ing. Paolo Spinelli*

Università di Firenze

# Restauro Strutture storiche e monumentali

Rispetto dell'opera monumentale in quanto eredità  
storica ed artistica

Fruttuosa combinazione delle conoscenze del restauro  
con quelle nel campo strutturale

# Intervento ispirato dalla minima perturbazione

**Minimo costo**

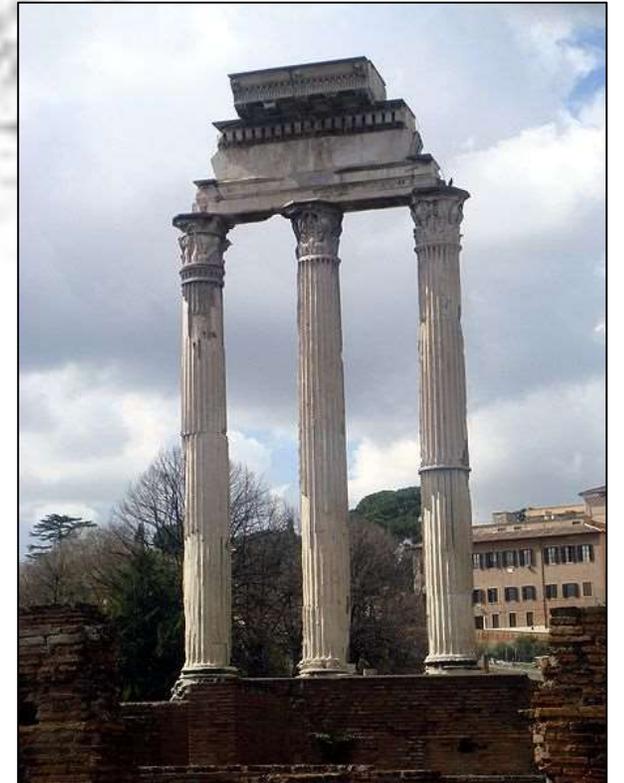


**Minima perturbazione**

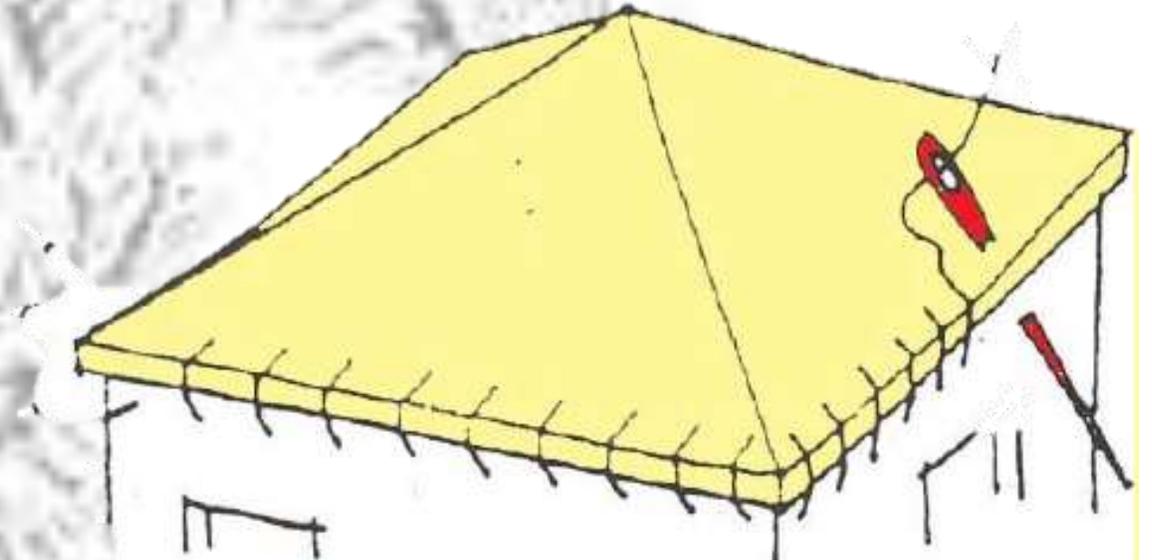
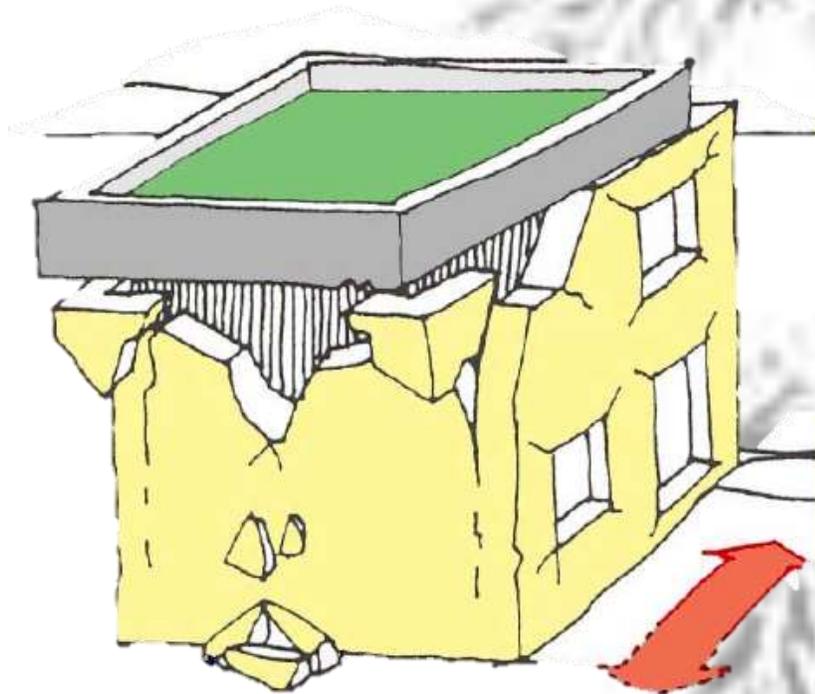


*Edilizia  
moderna*

*Edilizia  
monumentale*



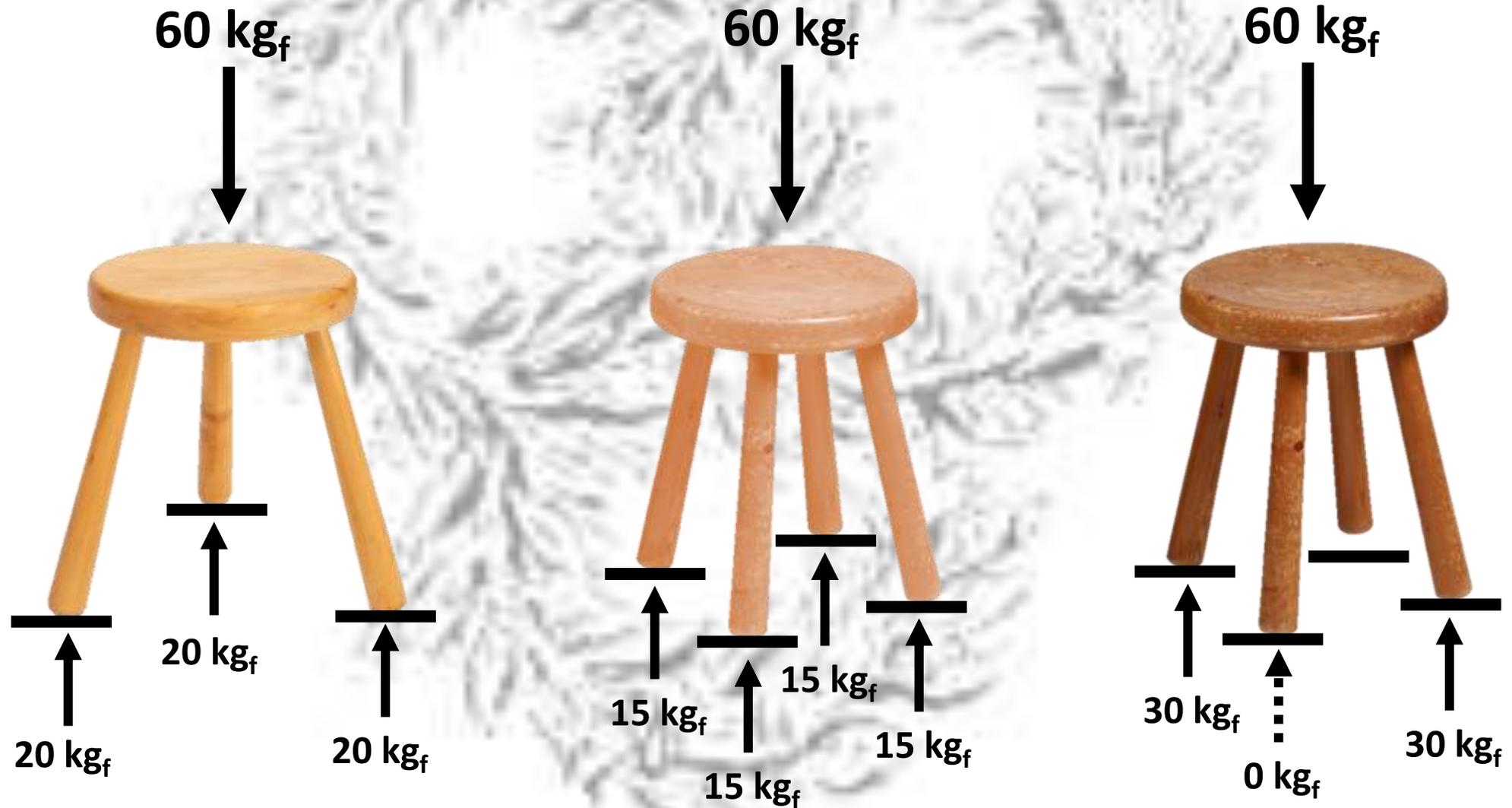
# Obiettivi degli interventi



Obiettivi: connettività, ripartizione carichi verticali, mantenimento forma, leggerezza

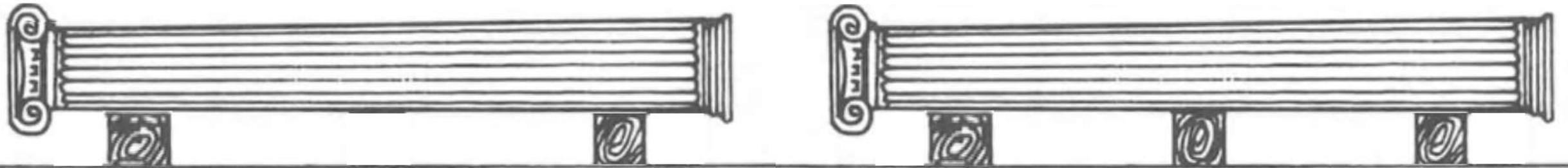
L'intervento nuovo non perturbi l'equilibrio ed i modi di funzionamento statico dell'antica struttura

# Criticità dell'approccio elastico per l'analisi strutturale

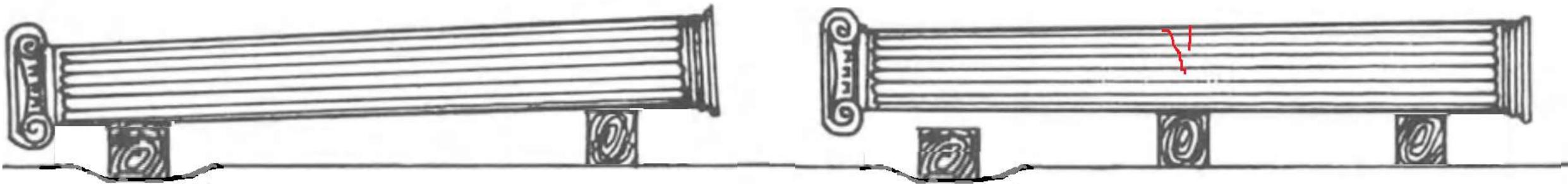


E qui è forza che io vi racconti un caso degno veramente di esser saputo, come sono tutti gli accidenti che accadono fuori dell' aspettazione, e massime quando il partito preso per ovviare a uno inconveniente riesce poi causa potissima del disordine. **Era una grossissima colonna di marmo distesa e posata presso alle sue estremità sopra due pezzi di trave; cadde in pensiero, dopo certo tempo, ad un meccanico che fosse bene, per maggiormente assicurarsi che gravata dal proprio peso non si rompesse nel mezzo, supporgli anco in questa parte un terzo simile sostegno:** parve il consiglio generalmente molto opportuno, ma l'esito lo di mostrò essere stato tutto l' opposto, attesochè non passarono molti mesi che la colonna si trovò fessa e rotta, giusto sopra il nuovo appoggio di mezzo.

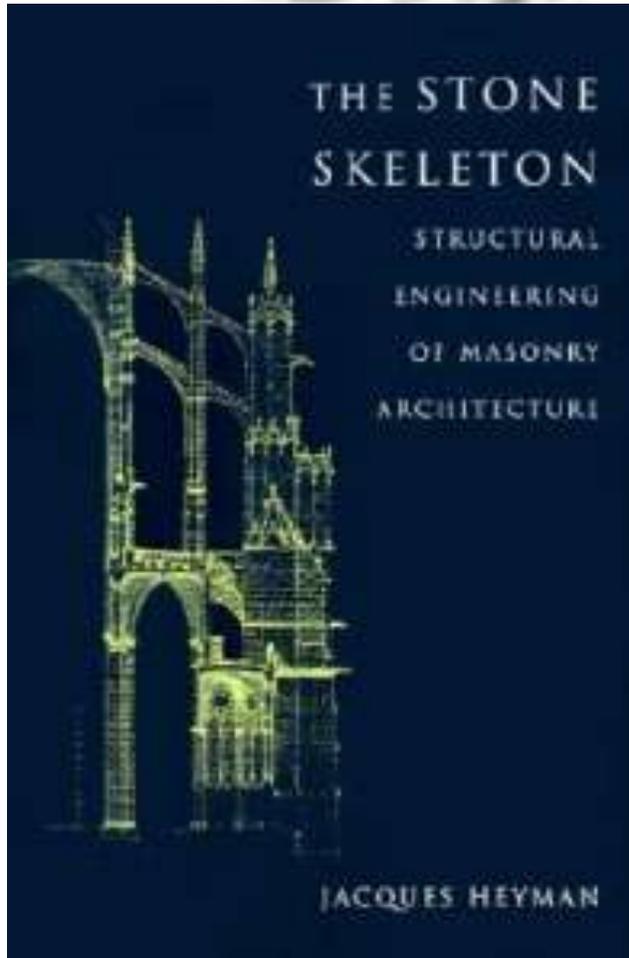
**SIMP.** Accidente in vero maraviglioso e veramente praeter spem, quando però fusse derivato dall'aggiugnervi il nuovo sostegno di mezzo.



**SALV.** Da quello sicuramente derivò egli, e la riconosciuta cagion dell'effetto leva la meraviglia: perchè deposti in piana terra i due pezzi della colonna, si vedde che l'uno dei travi, **sul quale appoggiava una delle testate, si era per la lunghezza del tempo infracidato ed avvallato, e restando quel di mezzo durissimo e forte, fu causa che la metà della colonna restasse in aria abbandonata dall'estremo sostegno**; onde il proprio soverchio peso le fece fare quello che non avrebbe fatto, se sola sopra i due primi si fusse appoggiata, perchè all'avvallarsi qual si fusse di loro, ella ancora l'avrebbe seguito. E qui non si può dubitare che tal accidente non sarebbe avvenuto in una piccola colonna, benchè della medesima pietra e di lunghezza rispondente alla sua grossezza colla proporzione medesima della grossezza e lunghezza della colonna grande.



# The Stone Skeleton, Jacques Heyman



International Journal of Solids and Structures (1966)  
Cambridge University Press (1982)

# La stabilità è il criterio di progettazione

## 1 Resistenza (capacità di resistere sollecitazioni)

Tipicamente le sollecitazioni massime in strutture in muratura sono 10-20 volte inferiori alla resistenza del materiale (salvo picchi estremamente localizzati) grazie alla notevole dimensione delle sezioni resistenti.

## 2 Rigidezza (limitazione le deformazioni)

Le deformazioni e gli spostamenti (esclusi, in alcuni casi, quelli provocate da cedimenti delle fondazioni) sono in genere estremamente contenuti.

## 3 Stabilità (mantenimento della configurazione di equilibrio)

In molte strutture in muratura è questo il criterio di progettazione più stringente. Non tanto nei confronti di fenomeni di instabilità euleriana (dato che si tratta di elementi in genere piuttosto tozzi) quanto nei confronti di meccanismi di ribaltamento.

## 4 Duttilità (deformabilità plastica prima della rottura)

# Resistenza a compressione

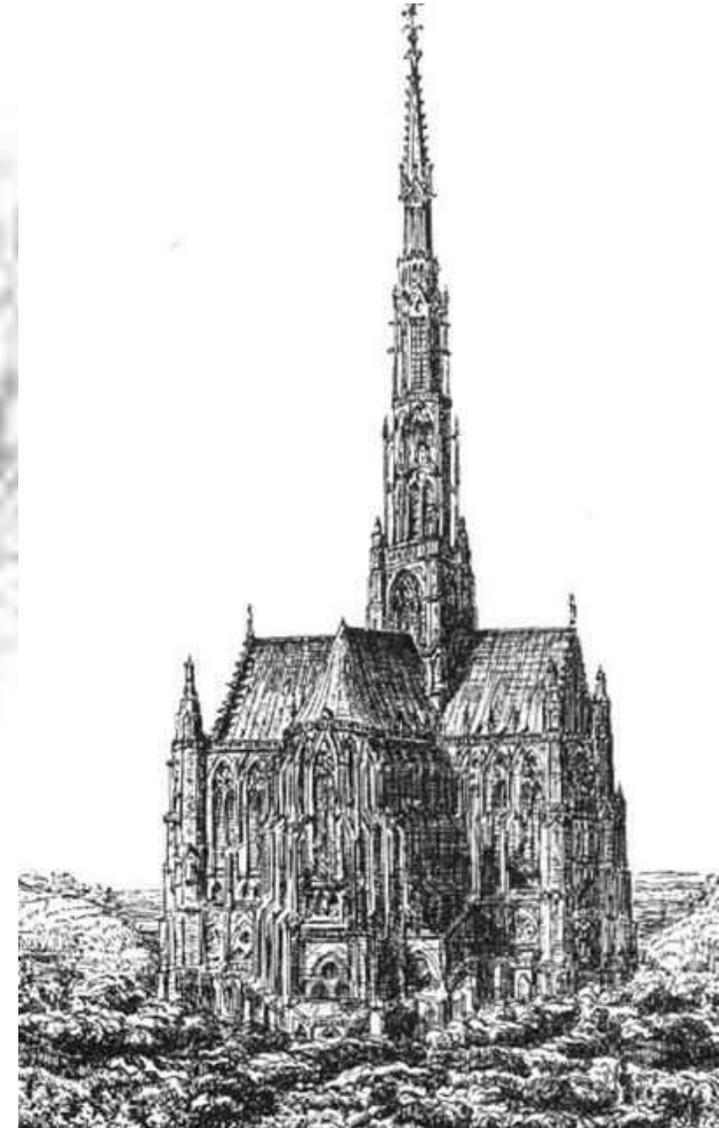
È interessante stimare la resistenza di un materiale come l'altezza massima di una colonna ideale prismatica.

Considerando un'arenaria media ( $f_c = 400 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\gamma = 2000 \text{ kgf/m}^3$ ):

$$h = f_c / \gamma = 400 \text{ kgf cm}^{-2} / 2000 \text{ kgf m}^{-3} = 2 \text{ km}$$

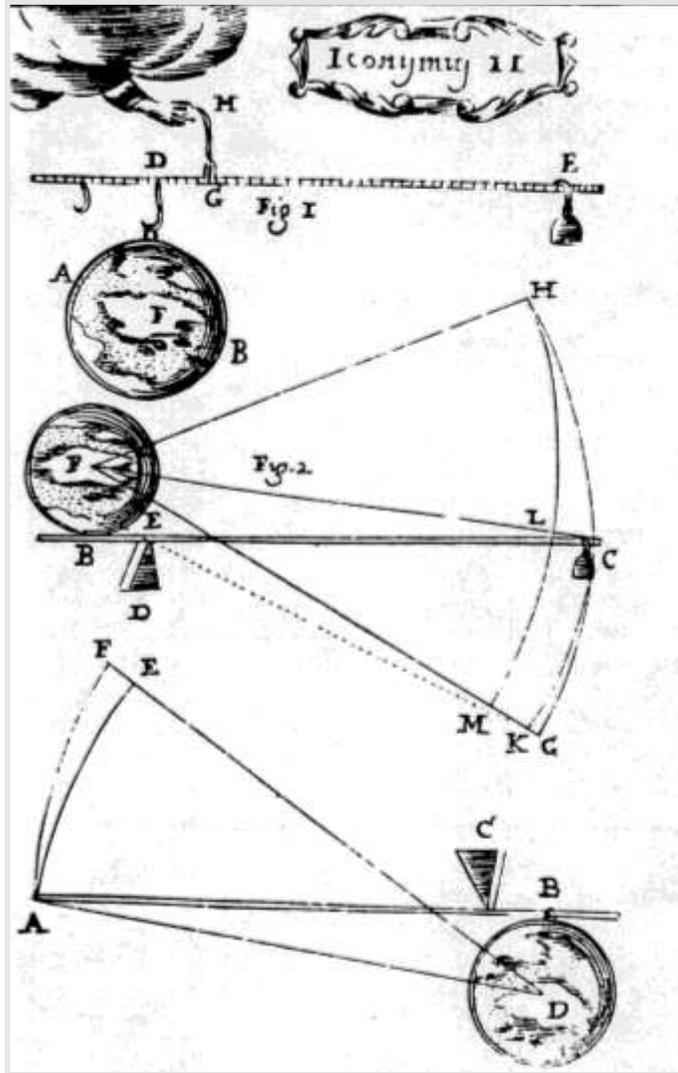
«Yvon Villarceau usò questo parametro nella sua estesa raccolta del 1854 sullo “stato dell'arte” nella costruzione di ponti in muratura, ed egli propose un fattore pari a 1/10 sull'altezza della Colonna. Ovvero, egli suggerì che gli sforzi nominali dovessero essere limitati a 1/10 dello sforzo di schiacciamento del materiale, e, per l'esempio dell'arenaria, l'altezza della colonna sarebbe allora di 200 metri.»

[sulla cattedrale di Beauvais trova un coefficiente di sicurezza sulle tensioni pari a 30]



Altezza guglia: 153 m  
Collasso: 1284, 12 anni dopo la costruzione.

# La legge della leva (Archimede, 250 a.C)



*“... Una volta Archimede scrisse a re Gerone, suo parente e amico, che qualsiasi carico poteva essere mosso da una data forza, e giunse anzi al punto di affermare che sarebbe stato in grado di smuovere anche la Terra, se solo avesse potuto appoggiarsi da qualche altra parte. ....”*

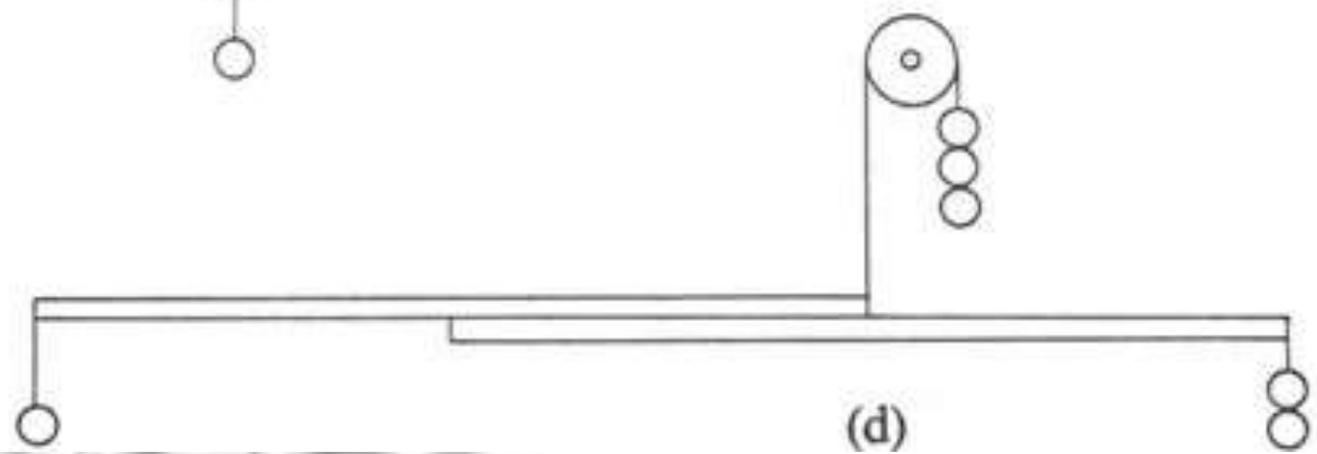
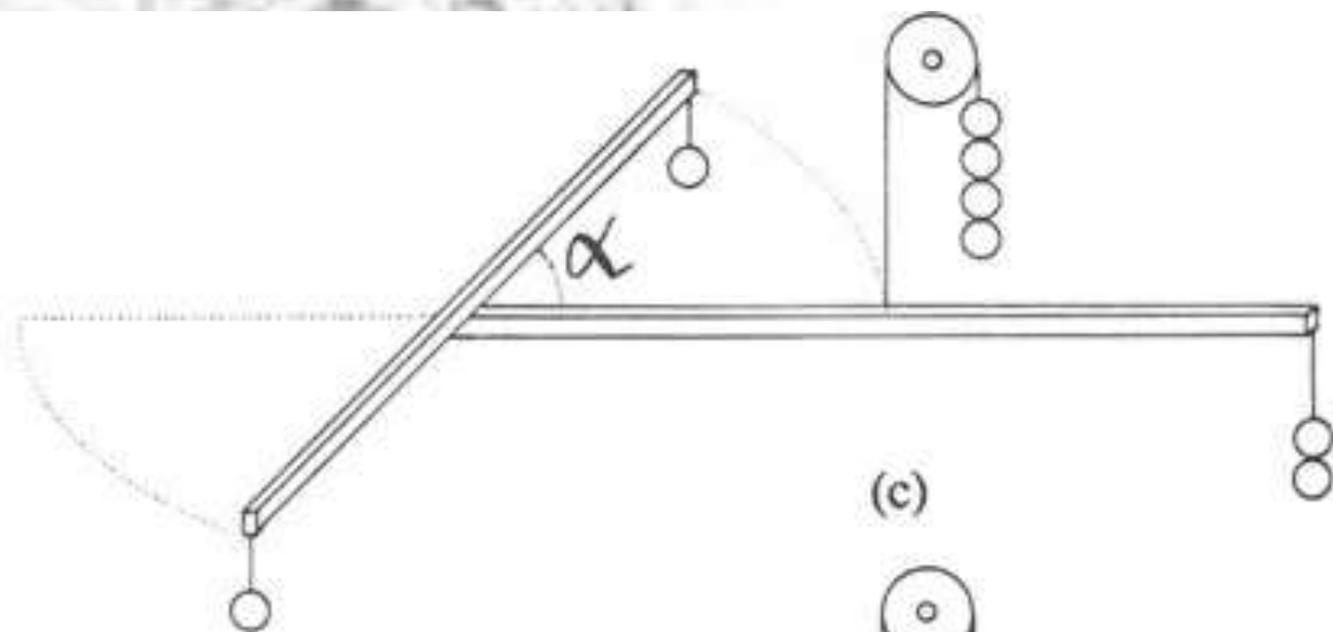
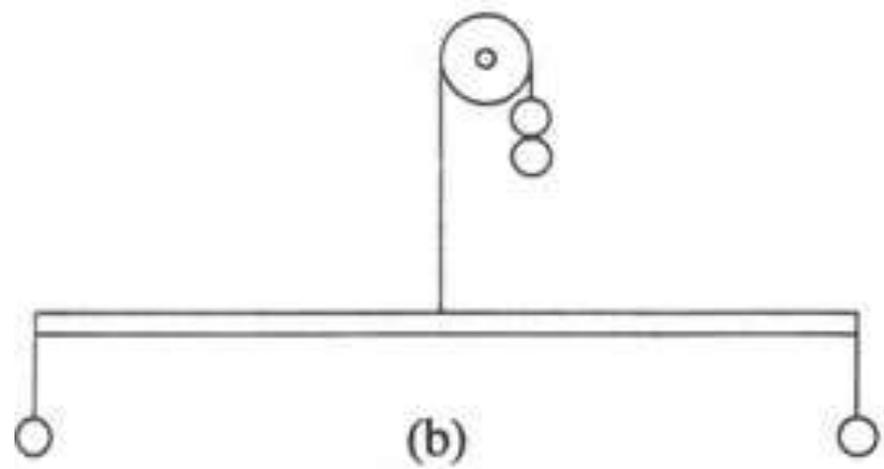
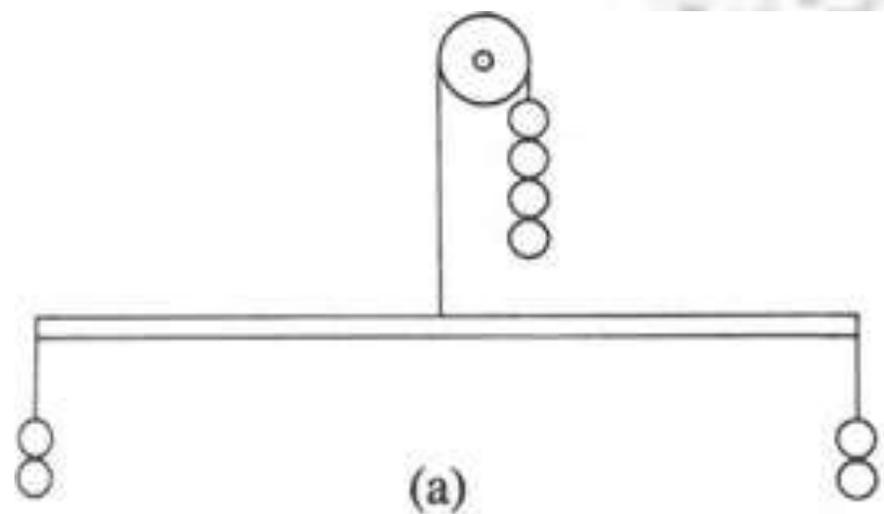
*Plutarco - Vite parallele*

# Dimostrazione pratica



Philippe de La Hire (Parigi, 18 marzo 1640  
– Parigi, 21 aprile 1718)

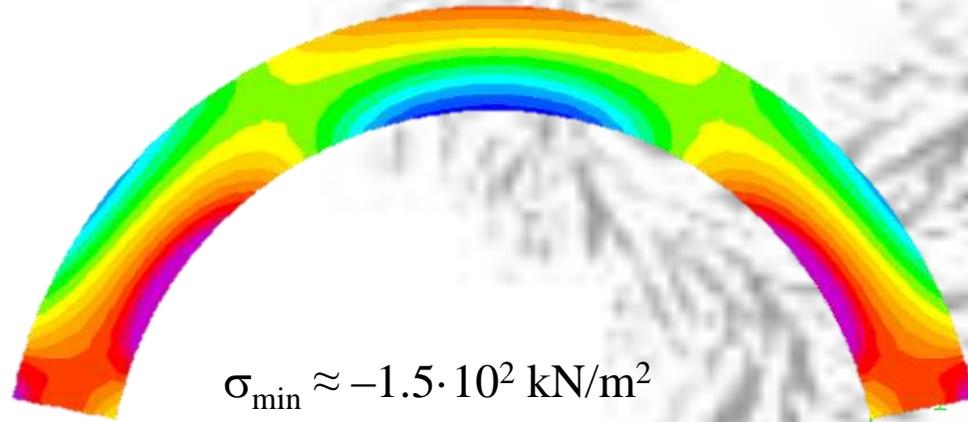






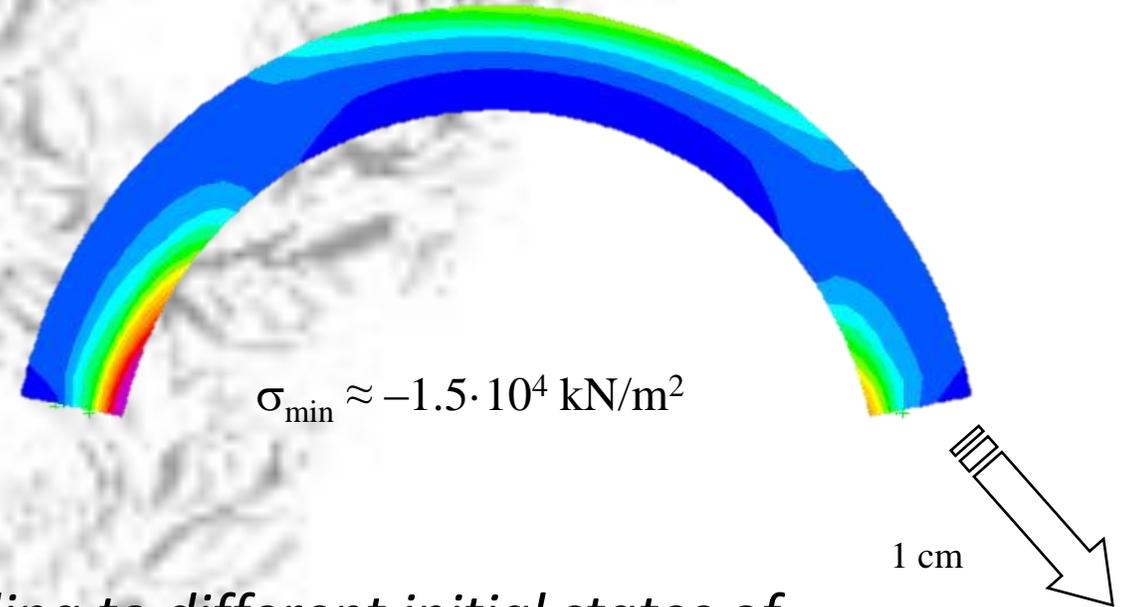
# Sollecitazioni dovute al peso proprio (analisi elastica lineare)

Vincoli  
perfetti



$$\sigma_{\min} \approx -1.5 \cdot 10^2 \text{ kN/m}^2$$

Cedimento  
vincolare

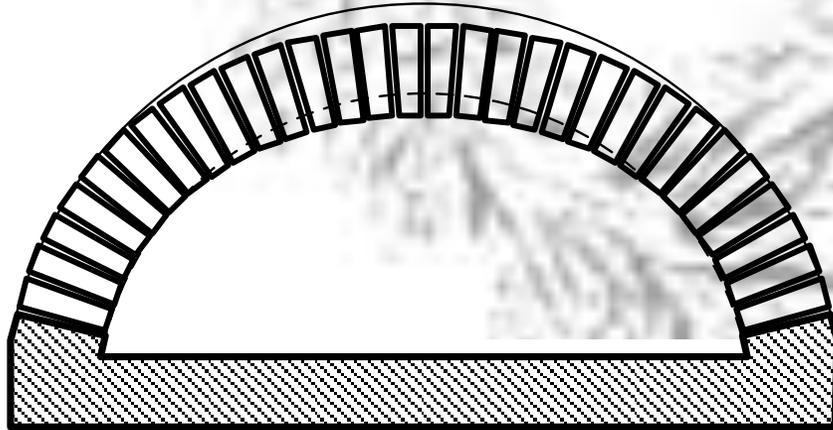


$$\sigma_{\min} \approx -1.5 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$$

*“Small initial imperfections, while leading to different initial states of the structure, do not affect its ultimate strength” – Jacques Heyman*

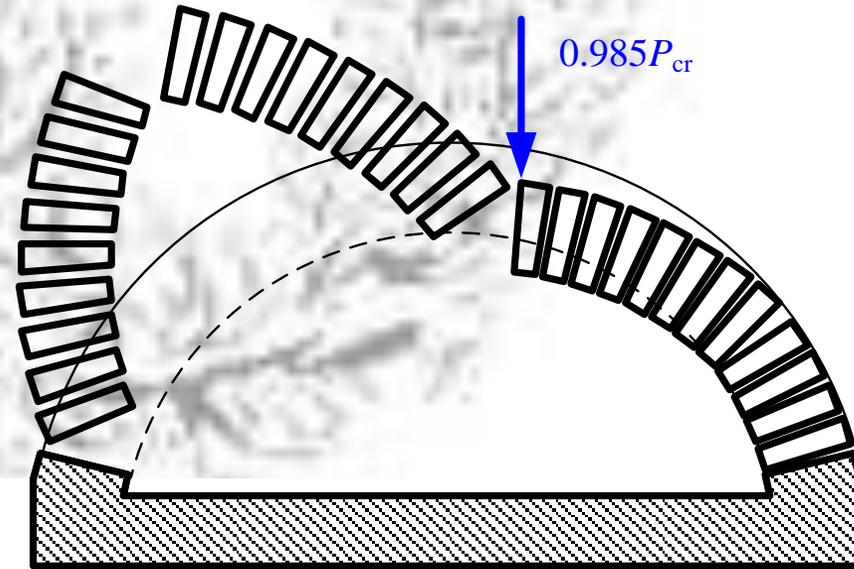
# Analisi statica

Effetto del peso proprio



displ. ampl. factor = 12500

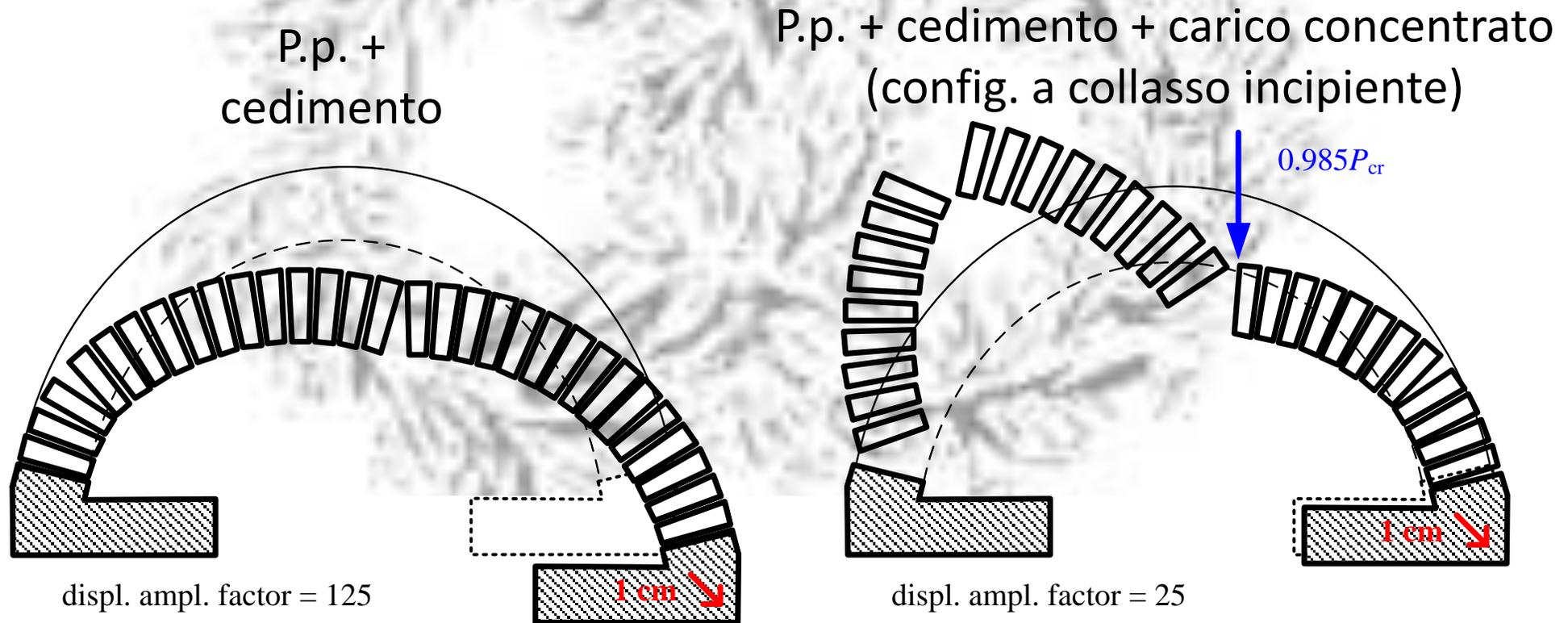
P.p. + carico concentrato  
(config. a collasso incipiente)



displ. ampl. factor = 25

- Buona stima del carico critico (-1.5% rispetto al modello teorico)
- Corretta stima della posizione delle cerniere ( $15^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $105^\circ$ ,  $145^\circ$ )

# Effetto di un cedimento vincolare

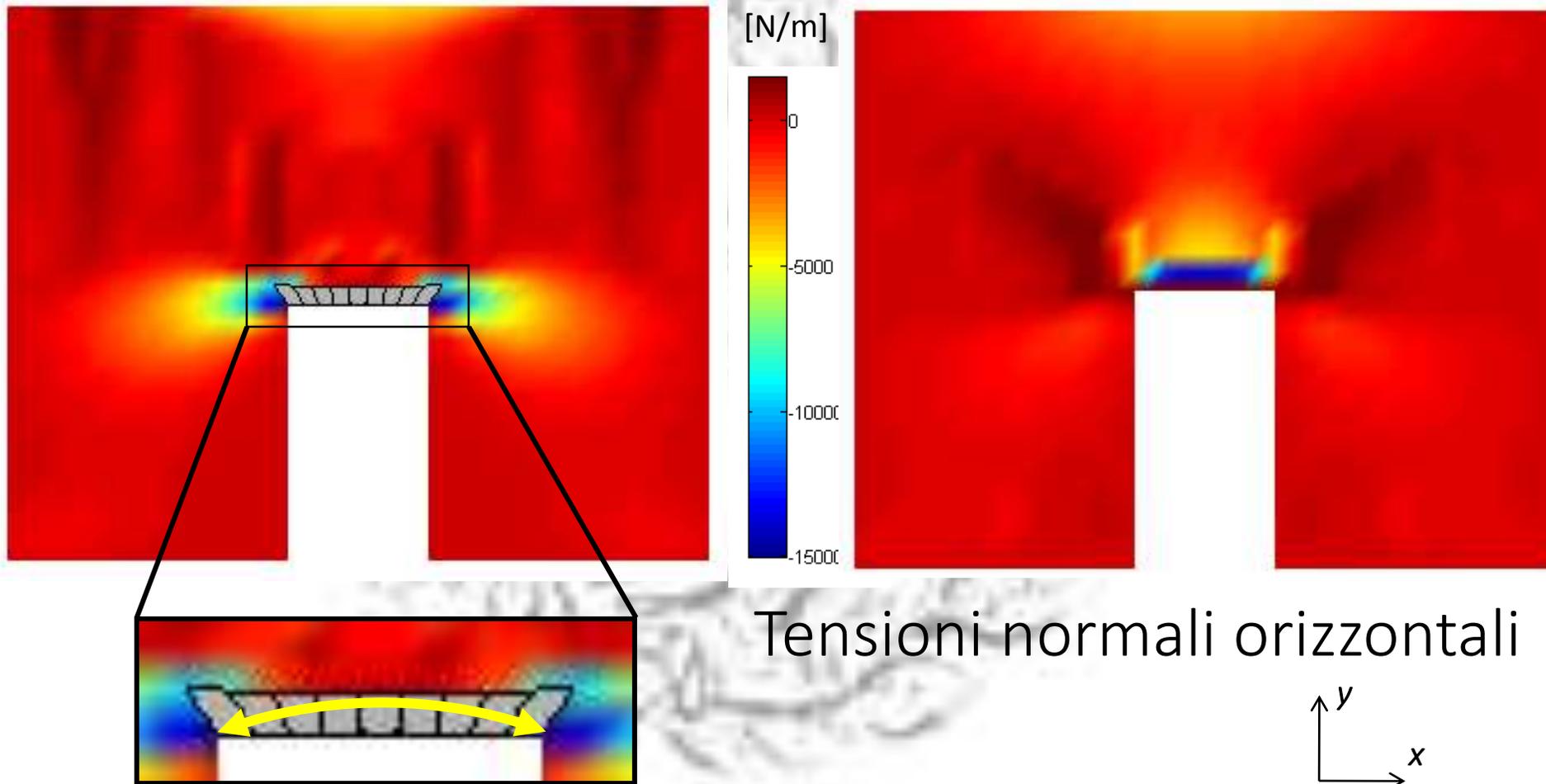


- La presenza del cedimento non influenza il carico critico né il meccanismo di collasso

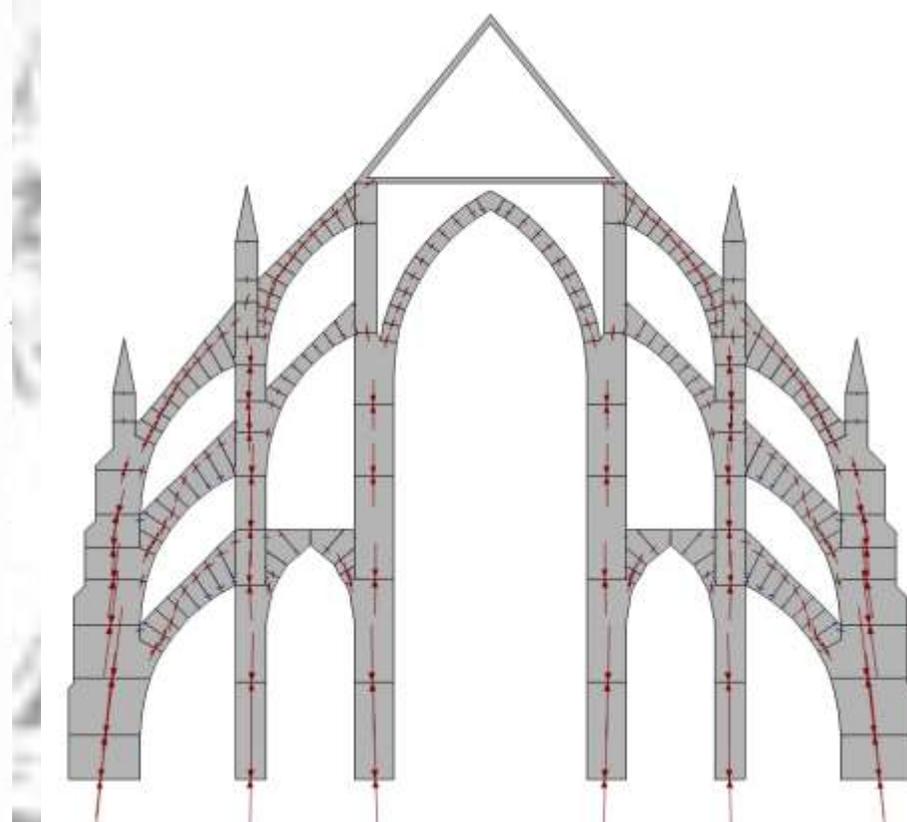
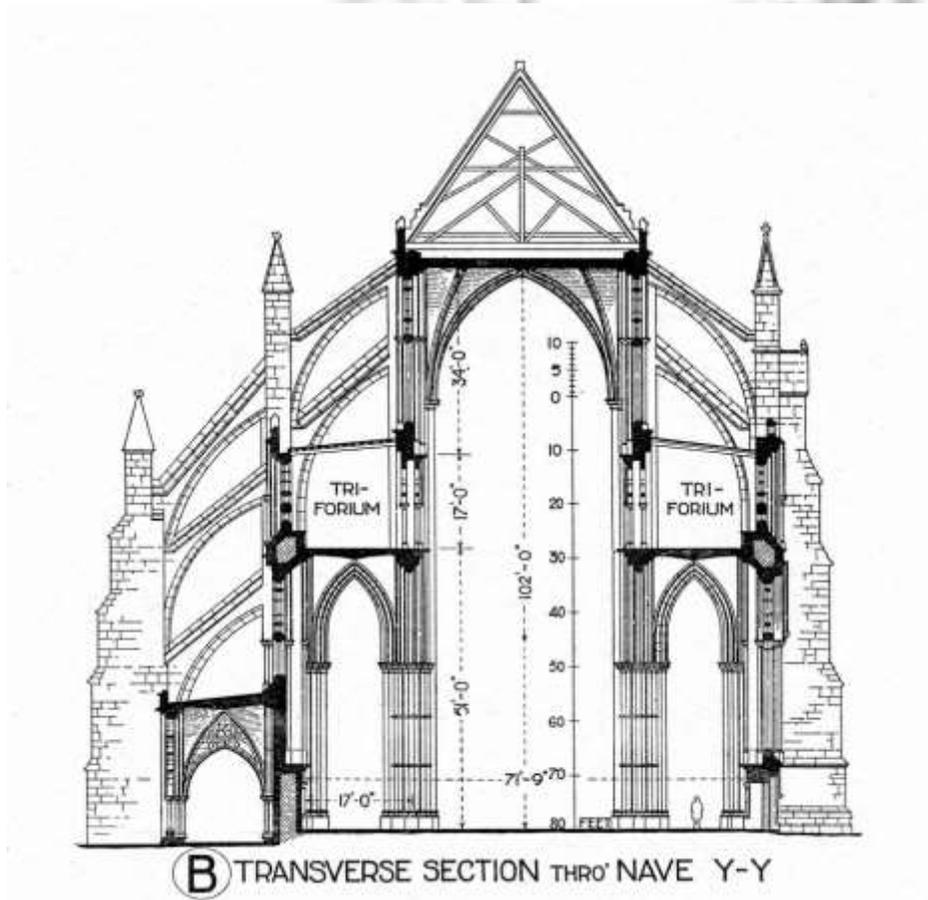
# Analisi statica di una piattabanda in pietra

Modello a conci discreti

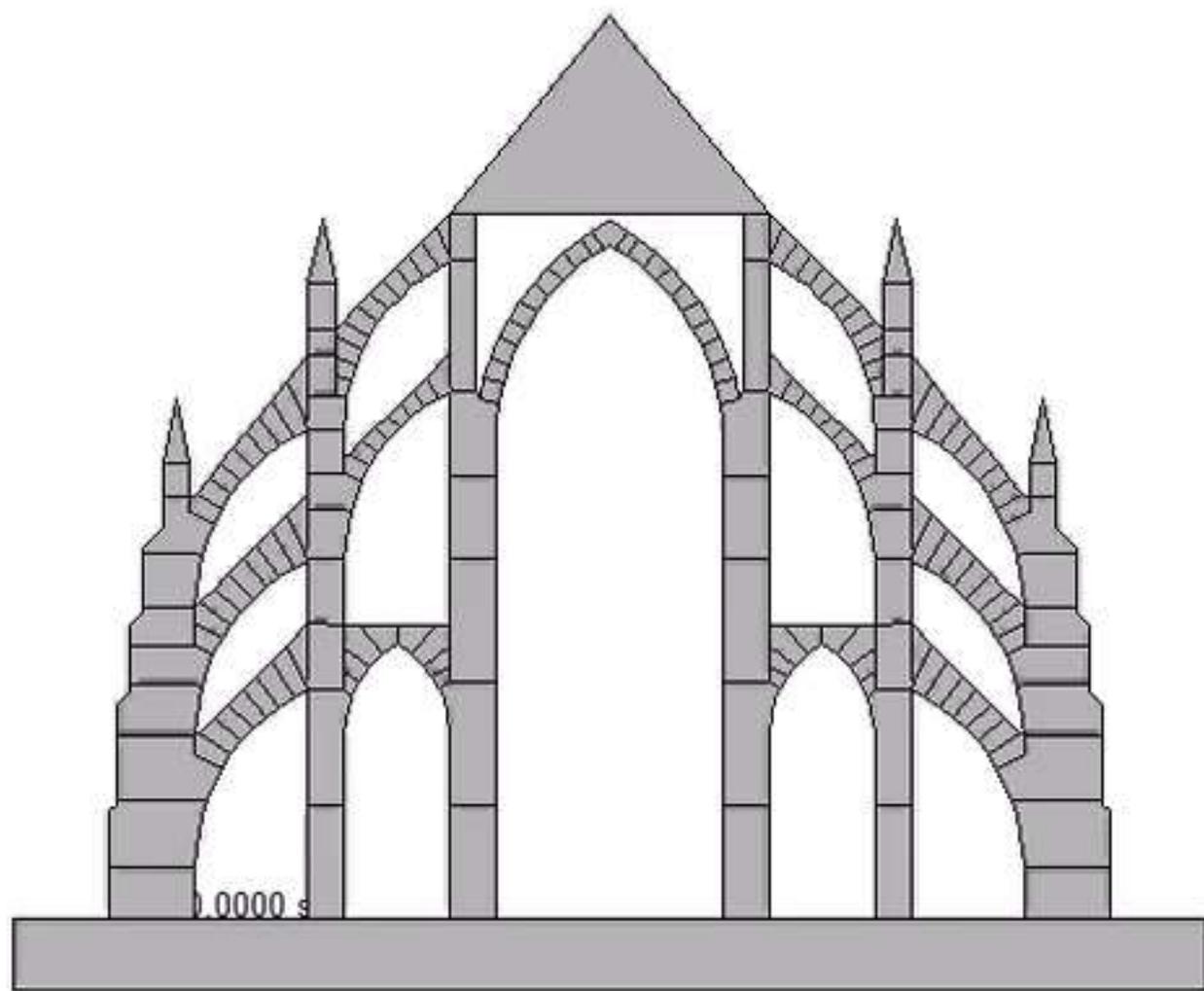
Modello elastico



# Statica e dinamica di modello a blocchi



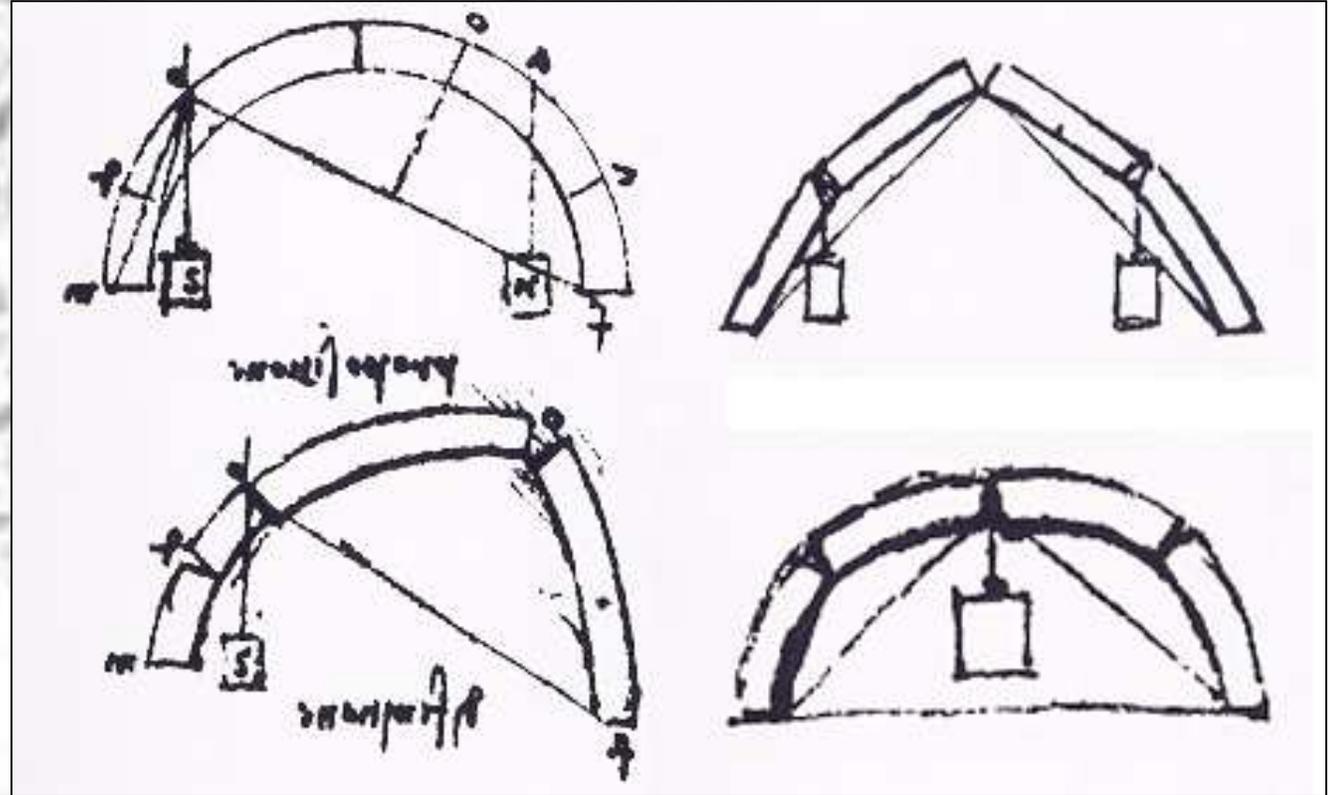
statica (lineare=nonlineare!)



# Esempio storico di meccanismo di collasso



Leonardo da Vinci (1452-1519)

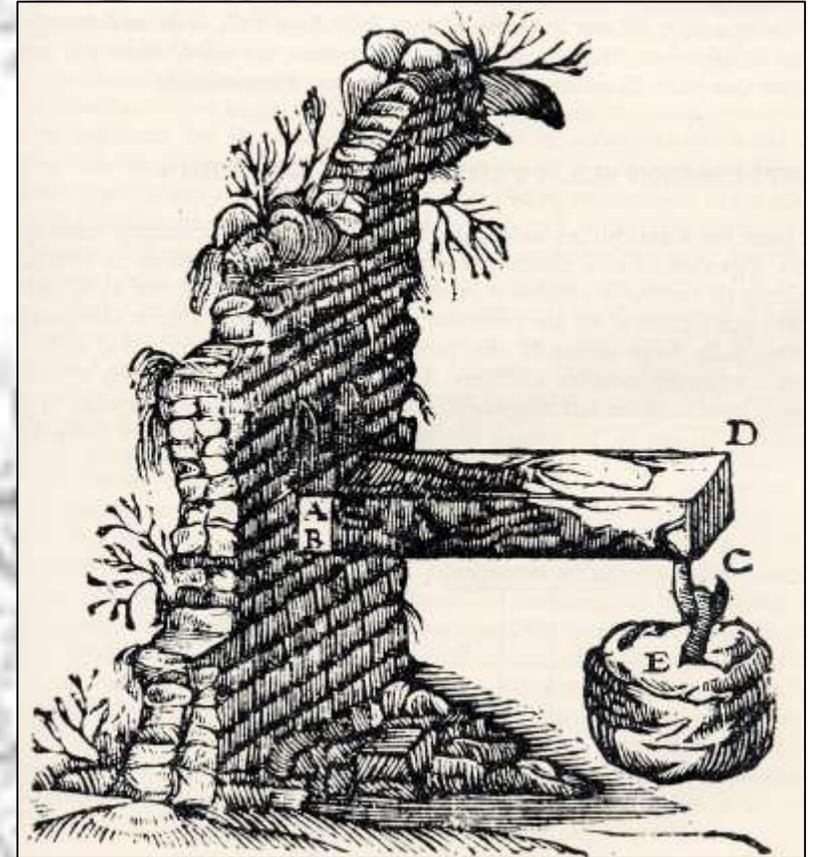


I codici di Madrid

# Esempio storico sulla valutazione dello stato tensionale



Galileo Galilei (1564-1642)



Discorsi e dimostrazioni matematiche...  
(Galileo Galilei, 1635)

# Il peso proprio come risorsa

(peso pinnacoli per aumentare la resistenza per attrito e ricentrare la risultante)

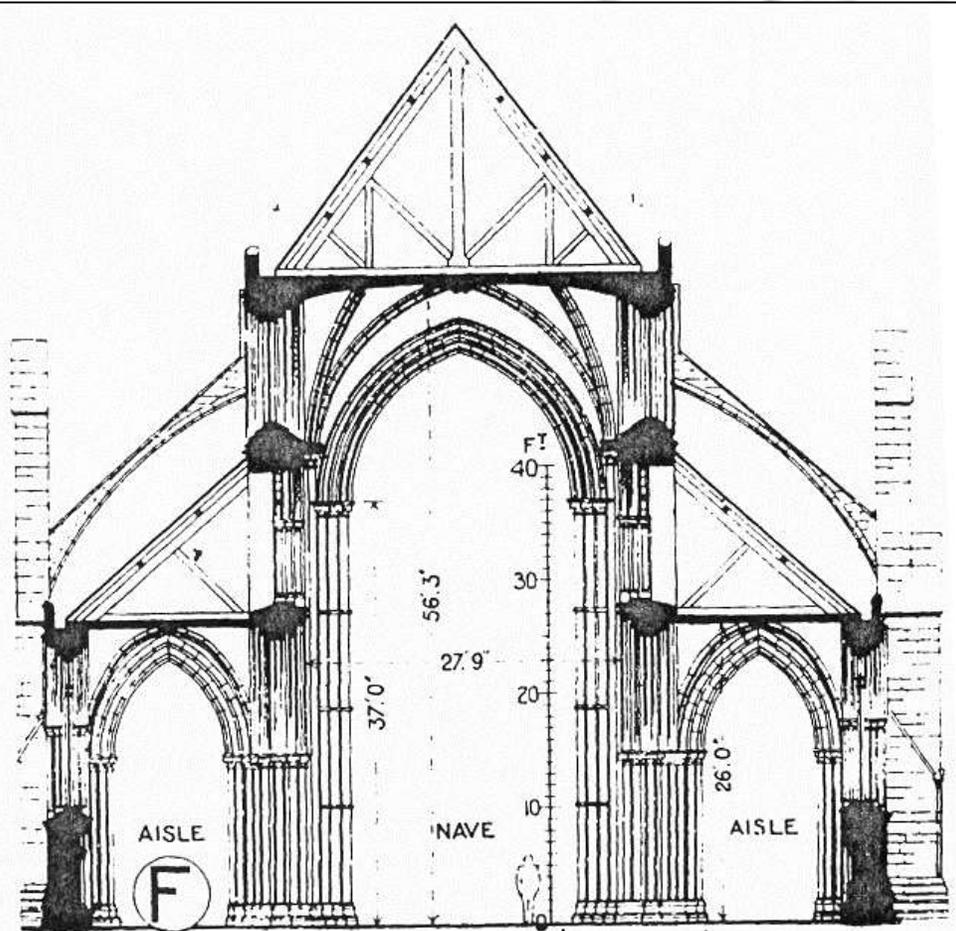
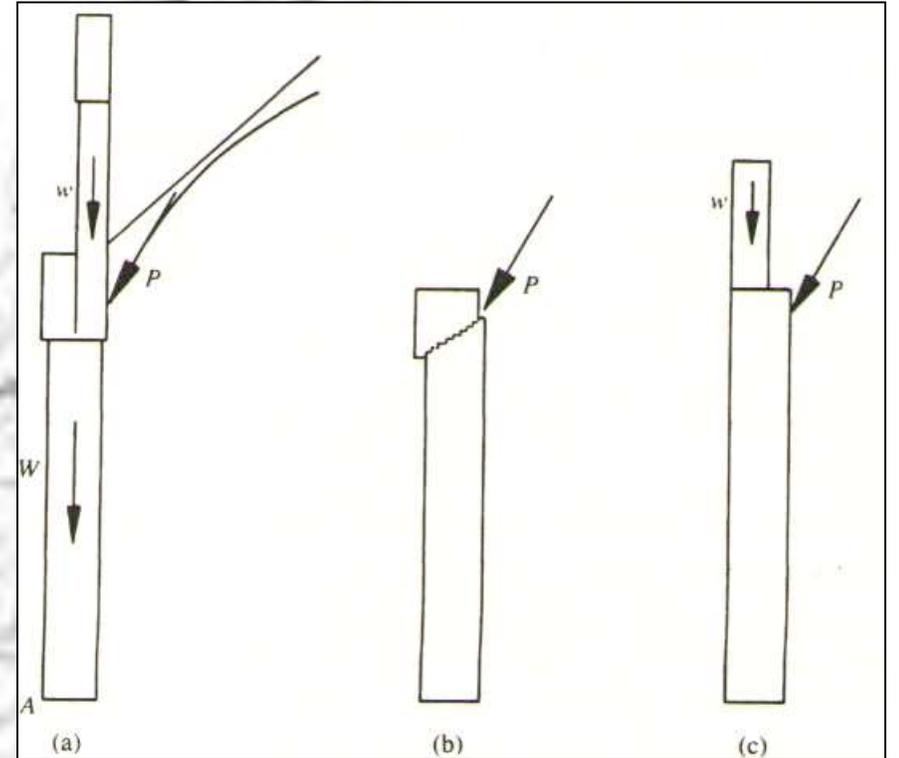
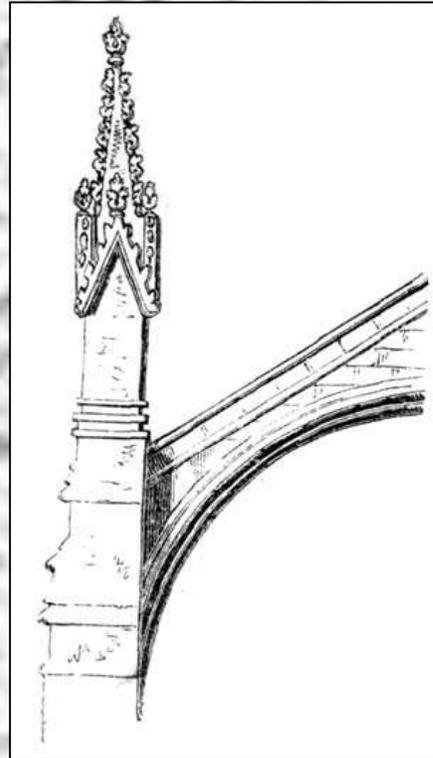


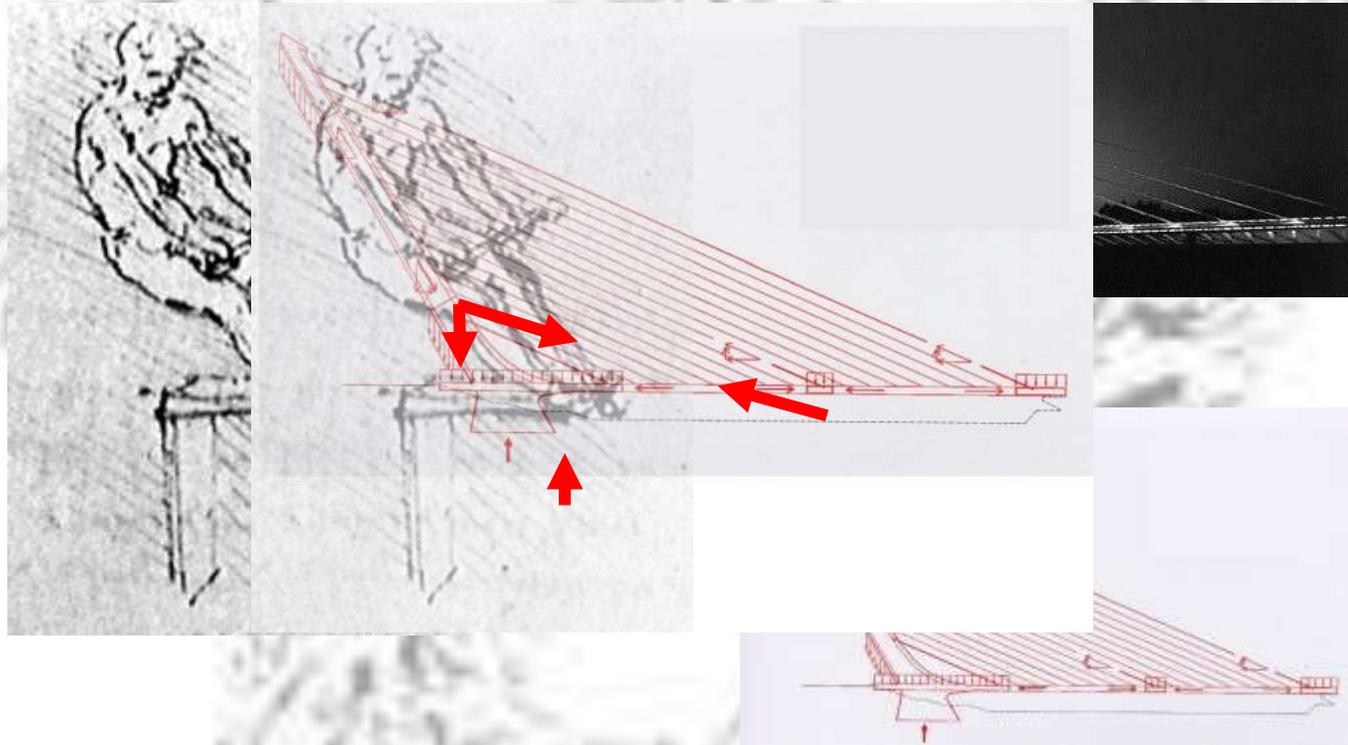
Fig. 5.14. Sir Banister Fletcher's drawing of Lichfield.



# Ponte Alamillo (Siviglia, Spagna)



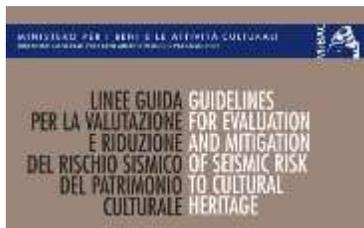
# Ponte Alamillo (Siviglia, Spagna)



Leonardo, "L'uomo col manubrio", Codice Atlantico

Il **percorso della conoscenza** nella valutazione della risposta sismica di un bene monumentale si compone di:

- **l'identificazione della costruzione**
- **il rilievo geometrico**
- **l'individuazione della evoluzione della fabbrica**
- **l'individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente**
- *l'identificazione dei materiali, del loro stato di degrado, delle loro proprietà meccaniche*
- **la conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione**



*Direttiva Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011 «Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008»*

**DPCM 9 febbraio 2011** (già Circolare MiBAC 26/2010)

La **muratura** presenta un comportamento meccanico estremamente complesso per diversi fattori:

➤ **Notevole variabilità delle caratteristiche fisiche e meccaniche**

*Nasce dall'assemblaggio di elementi naturali o artificiali collegati da letti e ricorsi di malta per cui la risposta meccanica dipende da dimensioni e forma degli elementi, tecnica di assemblaggio, tessitura*

➤ **Comportamento non isotropo**

*Resiste in maniera diversa in direzione ortogonale alla giacitura dei ricorsi ed nelle due direzioni ad essa perpendicolari*

➤ **Comportamento asimmetrico a trazione e a compressione**

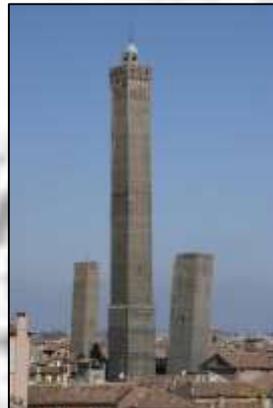
*In compressione: buona resistenza e comportamento moderatamente duttile (grazie alla malta)*

*In trazione: resistenza quasi nulla e comportamento fragile*



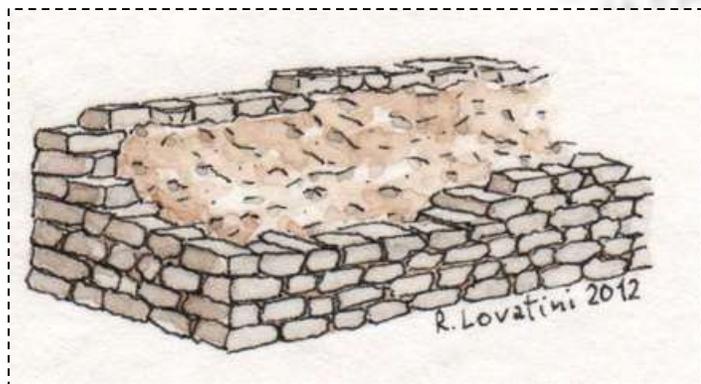
Nel caso dei **monumenti** si aggiungono complessità legate a:

- **Disomogeneità spaziale di tessiture**
- **Presenza di murature “a sacco”**
- **Presenza di dissesti e lesioni**
- **Modifiche delle caratteristiche meccaniche dei materiali nel tempo**
- **Interpretazione del comportamento meccanico globale**



Nel caso dei **monumenti** si aggiungono complessità legate a:

➤ **Presenza di murature “a sacco”**



**muratura “a sacco”**

paramento esterno di buona qualità  
riempimento (“sacco”) di materiale diverso

rovine della **Torre del Cerretaccio**  
(Castelnuovo Berardenga, SI)

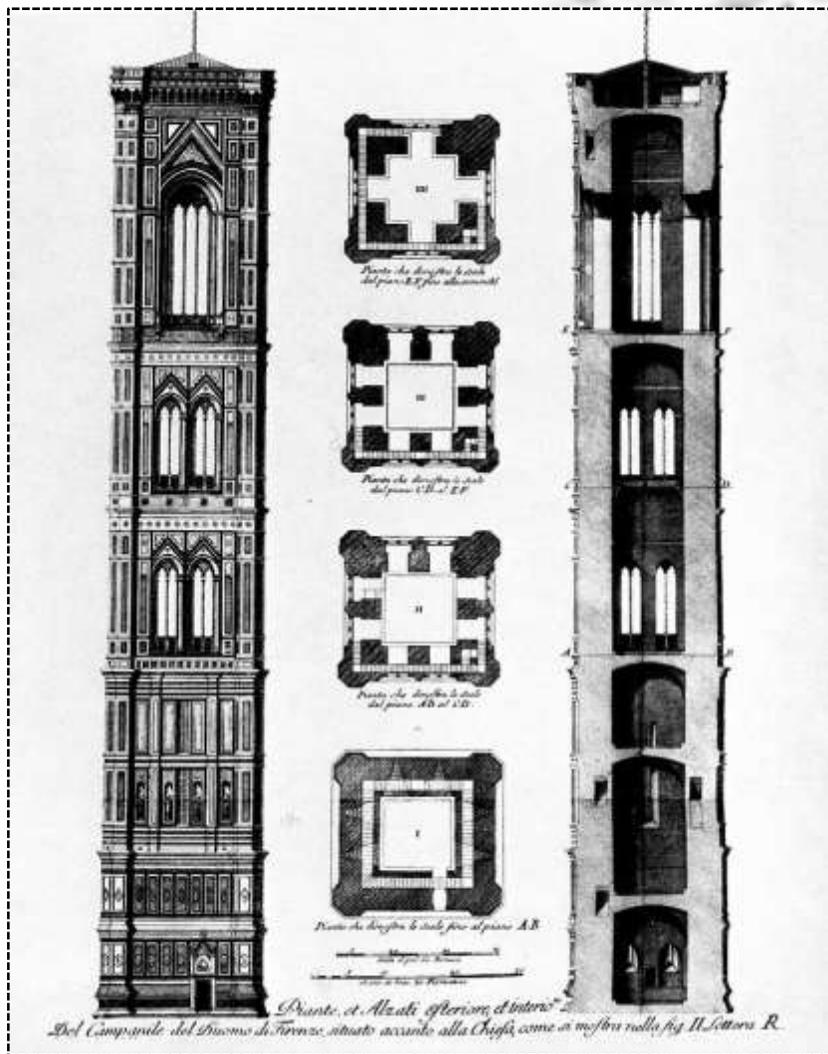
XII-XIII secolo(abbattuta dai Senesi nel XVI secolo)



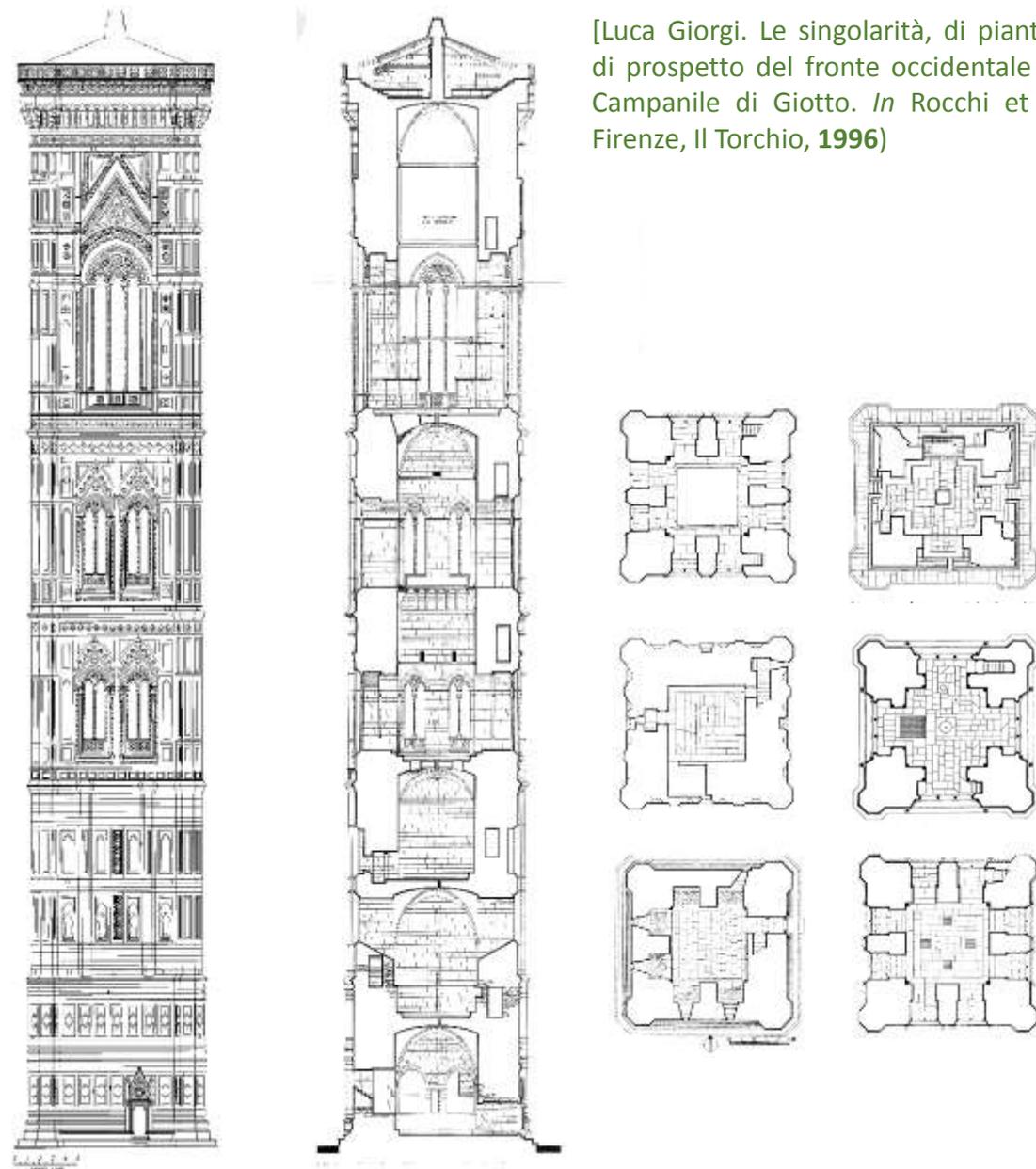
## Analisi strutturale del Campanile di Giotto



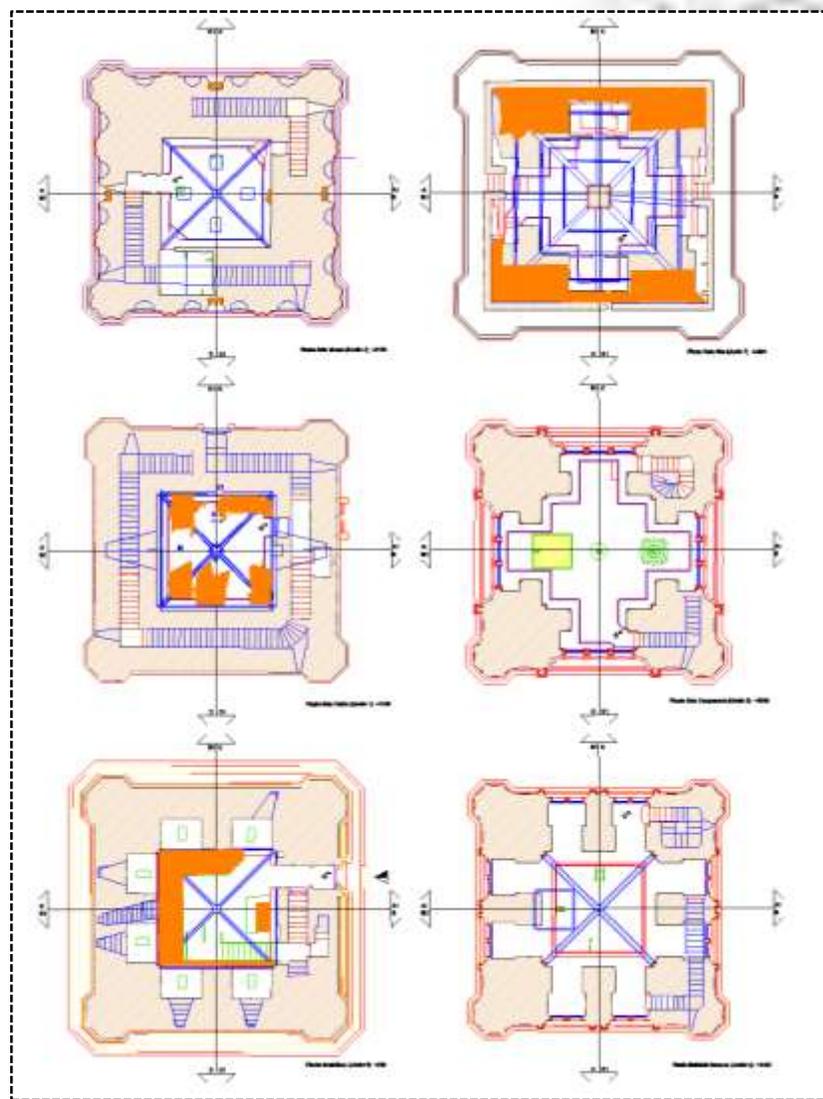
- ❑ Geometria del Campanile
- ❑ Risposta per carichi gravitazionali
- ❑ Identificazione dinamica del modello numerico  
*(modello a base fissa & modello con interazione terreno-struttura)*
- ❑ Le analisi sismiche (lineari) nel dominio del tempo
- ❑ *Possibili strategie d'intervento*



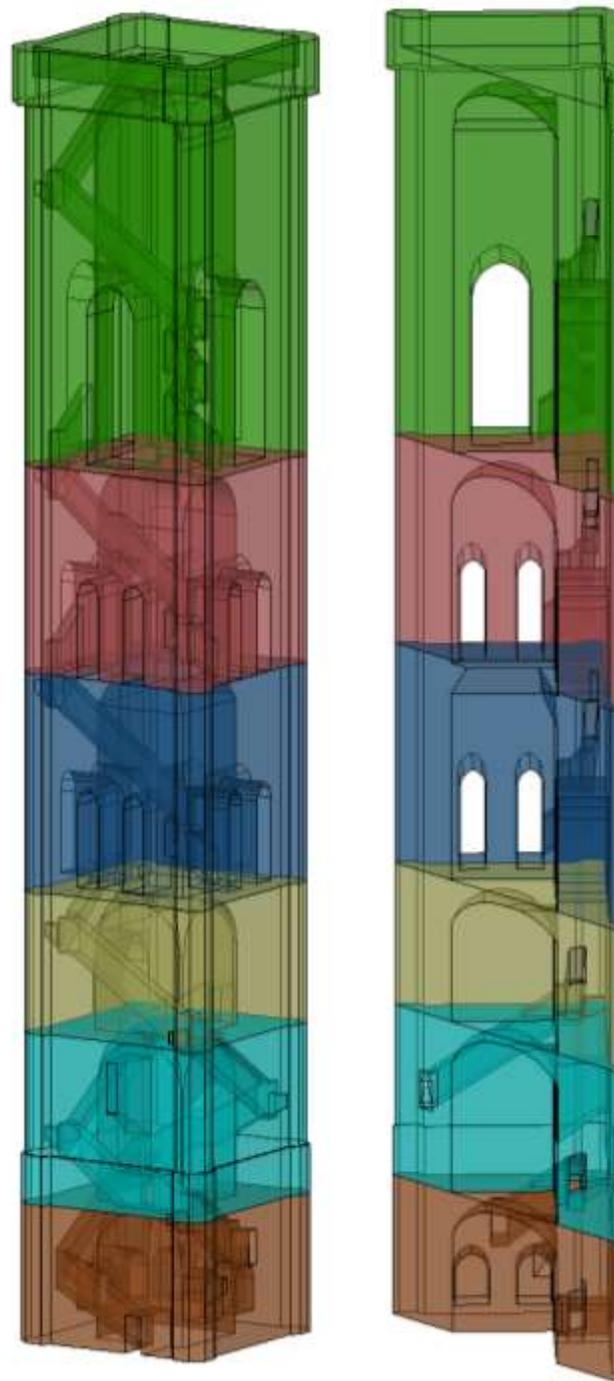
[Bernardo Sansone Sgrilli. Descrizione e studi dell'insigne fabbrica di S. Maria del Fiore, Metropolitana Fiorentina, In Firenze, per Bernardo Paperini, 1733)



[Luca Giorgi. Le singolarità, di pianta e di prospetto del fronte occidentale del Campanile di Giotto. In Rocchi et al., Firenze, Il Torchio, 1996)



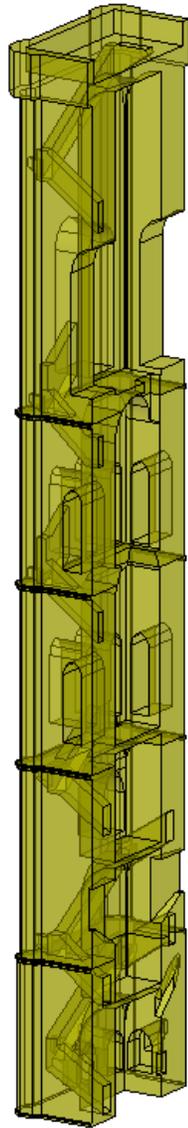
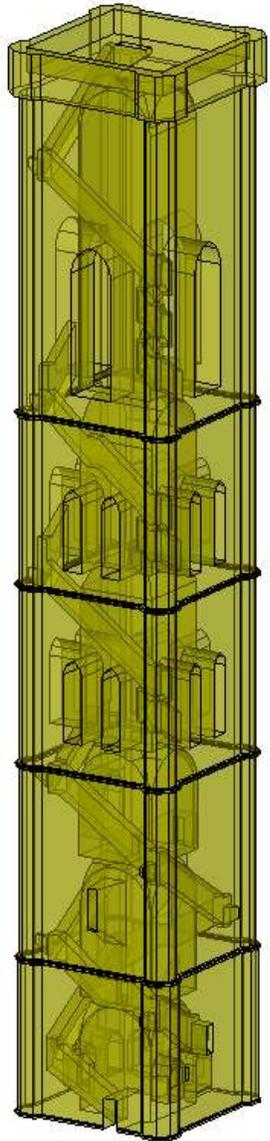
[Rilievo Laser Scanner dicembre 2017]



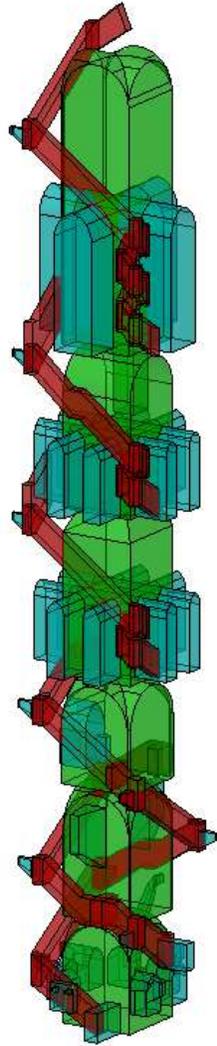
Qualche dato geometrico ...

- Sezione di base approssimativamente quadrata con lato di 13 m e spessore circa 3.3 m.
- Area della sezione resistente alla base  $128 \text{ m}^2$  (momento di inerzia di  $2240 \text{ m}^4$  e raggio di inerzia  $R = 4.18 \text{ m}$ ).
- Altezza del Campanile circa  $H = 84 \text{ m}$ .
- Volume complessivo senza aperture nello spessore murario (*nicchie, vano scale, finestrate*) pari a circa  $10800 \text{ m}^3$ .
- Volume effettivo pari a circa  **$9300 \text{ m}^3$** .
- Le aperture nello spessore murario (*nicchie, vano scale, monofore e bifore*) pari a circa  $1600 \text{ m}^3$  (**15%**).

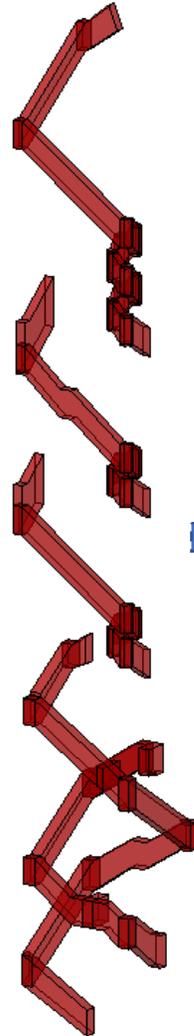
L'accorgimento strutturale utilizzato costruzione, comune alla gran parte di torri in muratura di grande altezza, consiste in una riduzione della sezione procedendo dal basso verso l'alto al fine di ridurre i carichi nella parte sottostante. L'obiettivo è stato raggiunto con l'aumento progressivo delle dimensioni delle aperture in altezza.



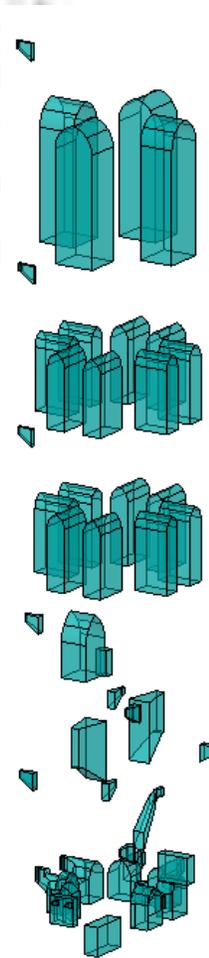
I «vuoti interni»



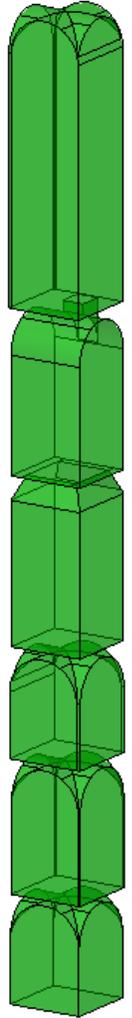
Le scale (430 m<sup>3</sup>)



Le aperture (1200 m<sup>3</sup>)



I vani



# Materiali del campanile



**Esterno** rivestito in marmi policromi



*<< L'interno della muratura è a sacco con inerti di pietra di dimensioni da centimetriche a decimetriche e malta di calce compatta e ben aggregata lungo tutto l'asse del foro. La malta è presente nella parte a sacco in quantità elevata. Non sono rilevate cavità o discontinuità lungo l'asse del foro >>.*

Relazione CESI, Novembre 2006

## **Nucleo** "a sacco"



**Interno** in pietra forte ben lavorata

## Caratteristiche dei materiali

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	[daN/cm <sup>2</sup> ] min - max	[daN/m <sup>3</sup> ]			
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	10.0 18.0	0.20 0.32	6900 10500	2300 3500	1900
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	20.0 30.0	0.35 0.51	10200 14400	3400 4800	2000
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	26.0 38.0	0.56 0.74	15000 19800	5000 6600	2100
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	14.0 24.0	0.28 0.42	9000 12600	3000 4200	1600
Muratura a blocchi lapidei squadriati	60.0 80.0	0.90 1.20	24000 32000	7800 9400	2200
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	24.0 40.0	0.60 0.92	12000 18000	4000 6000	1800
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura < 40%)	50.0 80.0	2.40 3.20	35000 56000	8750 14000	1500
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	40.0 60.0	3.00 4.00	36000 54000	10800 16200	1200
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	30.0 40.0	1.00 1.30	27000 36000	8100 10800	1100
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	15.0 20.0	0.95 1.25	12000 16000	3000 4000	1200
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	30.0 44.0	1.80 2.40	24000 35200	6000 8800	1400

Murature  
«storiche»

Murature  
«moderne»

Tabella C8A.2.1 della Circolare 617/2009)

## Caratteristiche dei materiali

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	[daN/cm <sup>2</sup> ] min - max	[daN/m <sup>3</sup> ]			
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	10.0 18.0	0.20 0.32	6900 10500	2300 3500	1900
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	20.0 30.0	0.35 0.51	10200 14400	3400 4800	2000
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	26.0 38.0	0.56 0.74	15000 19800	5000 6600	2100
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	14.0 24.0	0.28 0.42	9000 12600	3000 4200	1600
Muratura a blocchi lapidei squadri	60.0 80.0	0.90 1.20	24000 32000	7800 9400	2200
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	24.0 40.0	0.60 0.92	12000 18000	4000 6000	1800
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura < 40%)	50.0 80.0	2.40 3.20	35000 56000	8750 14000	1500
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	40.0 60.0	3.00 4.00	36000 54000	10800 16200	1200
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	30.0 40.0	1.00 1.30	27000 36000	8100 10800	1100
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	15.0 20.0	0.95 1.25	12000 16000	3000 4000	1200
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	30.0 44.0	1.80 2.40	24000 35200	6000 8800	1400

Murature  
«storiche»

Murature  
«moderne»

Tabella C8A.2.1 della Circolare 617/2009)

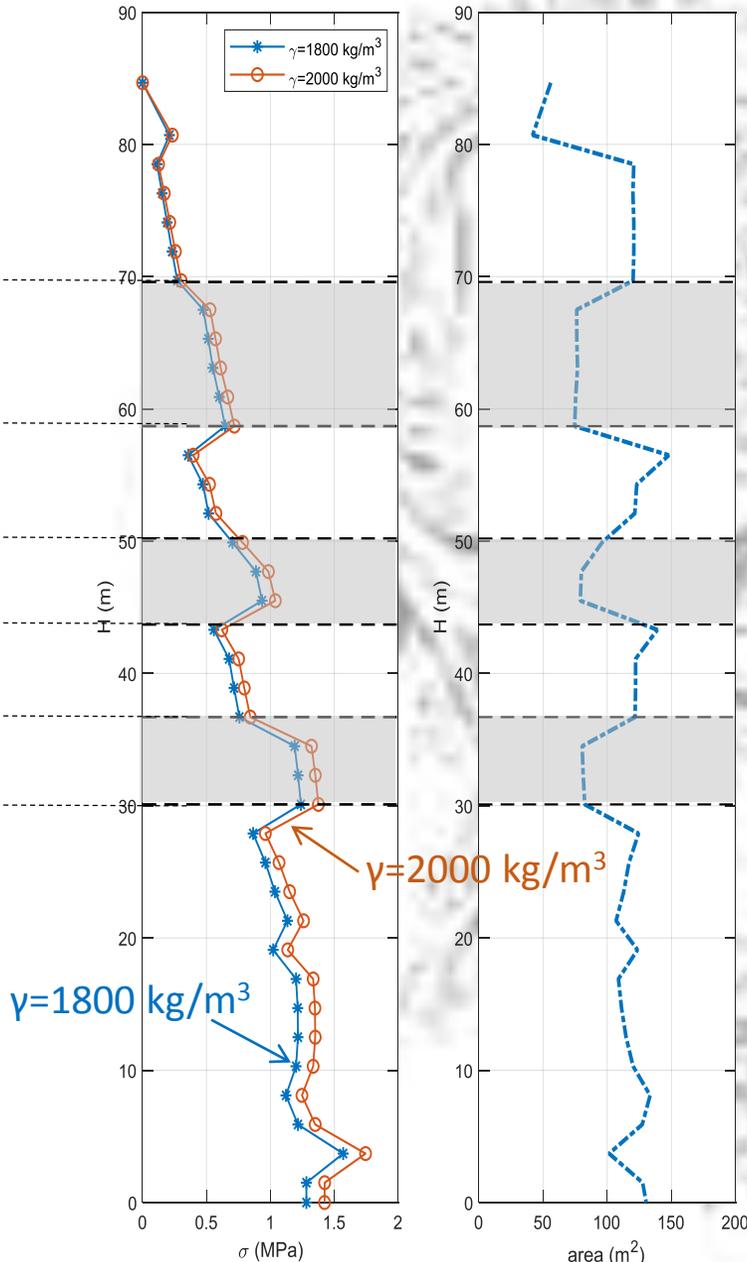
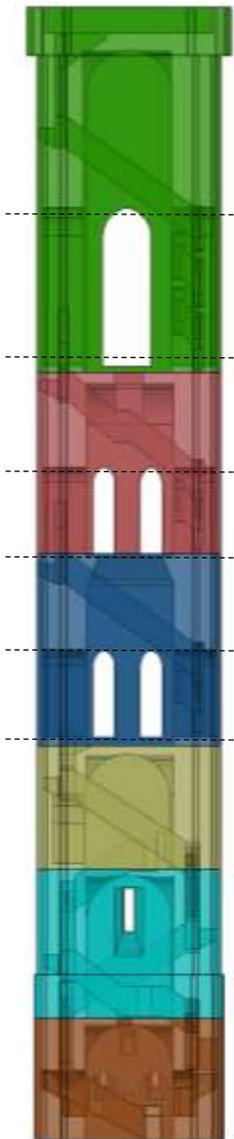
## Caratteristiche dei materiali

### Pesi:

Pietra:	$500 \div 3000 \text{ kg/m}^3$
Pietra forte:	$2600 \text{ kg/m}^3$
Mattoni:	$1800 \text{ kg/m}^3$
Sacco:	$1600 \div 2000 \text{ kg/m}^3$

### Resistenze a compressione:

Pietra forte:	$1400 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$
Muratura in pietrame disordinata:	$10 \div 18 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$
Muratura in blocchi lapidei squadriati:	$60 \div 80 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$
Muratura in mattoni e malta di calce:	$24 \div 40 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$



- ✓ Peso totale: **165,000 kN** (16,500 t)
- ✓ Compressione media nella sezione di base pari a circa **1.5 MPa**.
- ✓ Si osserva un aumento della compressione media in corrispondenza delle riduzioni di sezione dovute alle aperture (monofore e bifore).

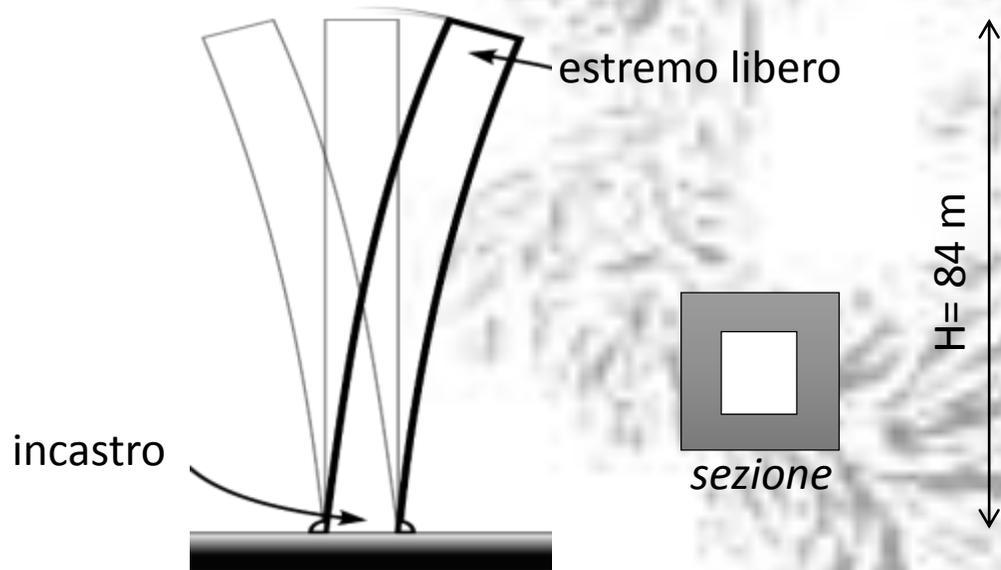
NTC'08:

- pietrame	1.0 ÷ 1.8 MPa
- conci sbozzati	2.0 ÷ 3.0 MPa
- blocchi squadrati	<b>6.0 ÷ 8.0 MPa</b>
Resistenza pietra forte:	<b>140 MPa</b>

*Il valore medio di tensione di compressione di 1.5 MPa, considerando gli ordinari coefficienti di sicurezza (dell'ordine di 4 o 5) per murature esistenti, è prossimo al valore di progetto che si ottiene considerando, nel migliore dei casi, la resistenza a compressione di una muratura in blocchi squadrati (8.0 MPa).*

*Alcune considerazioni, non solo visive, suggeriscono tuttavia la presenza di muratura di ottima qualità (→).*

## Mensola elastica a sezione costante



Ipotizzando una densità  $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$  ed assumendo la geometria del campanile (H, J, A,  $\rho$ ) si ottiene:

**E (modulo di elasticità) = 7.2 GPa**

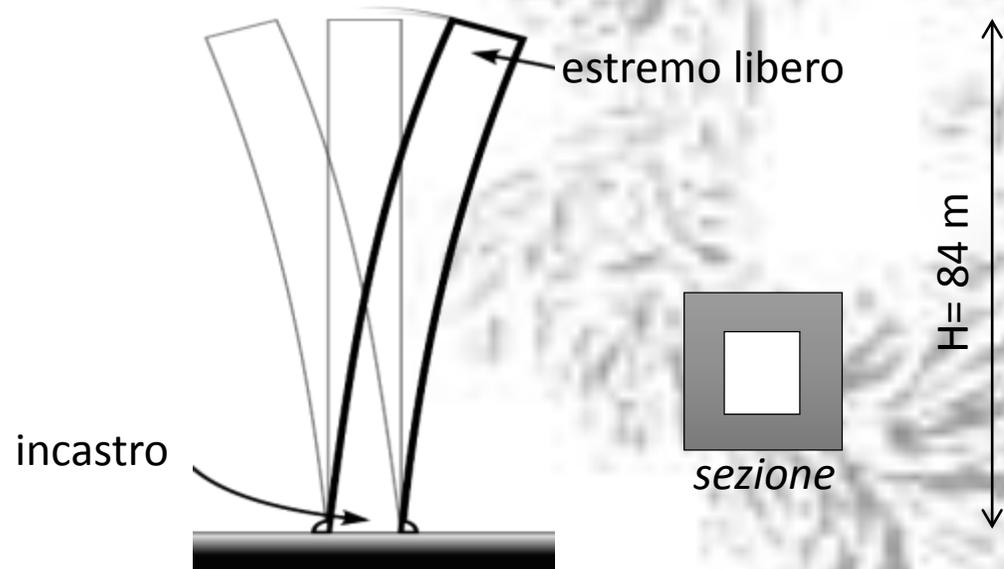


$$f_1 = \frac{1.875^2}{2\pi} \cdot \frac{1}{H^2} \sqrt{\frac{E J}{\rho A}} = 0.62 \text{ Hz}$$

È possibile *stimare* la resistenza a compressione  $f_c$  tramite i rapporti di letteratura fra modulo elastico (E) e resistenza a compressione ( $f_c$ ), variabile da circa 400 (*muratura in blocchi lapidei*) a circa 1000 (*muratura in laterizio*).

## Mensola elastica a sezione costante

**E (modulo di elasticità) = 7.2 GPa**



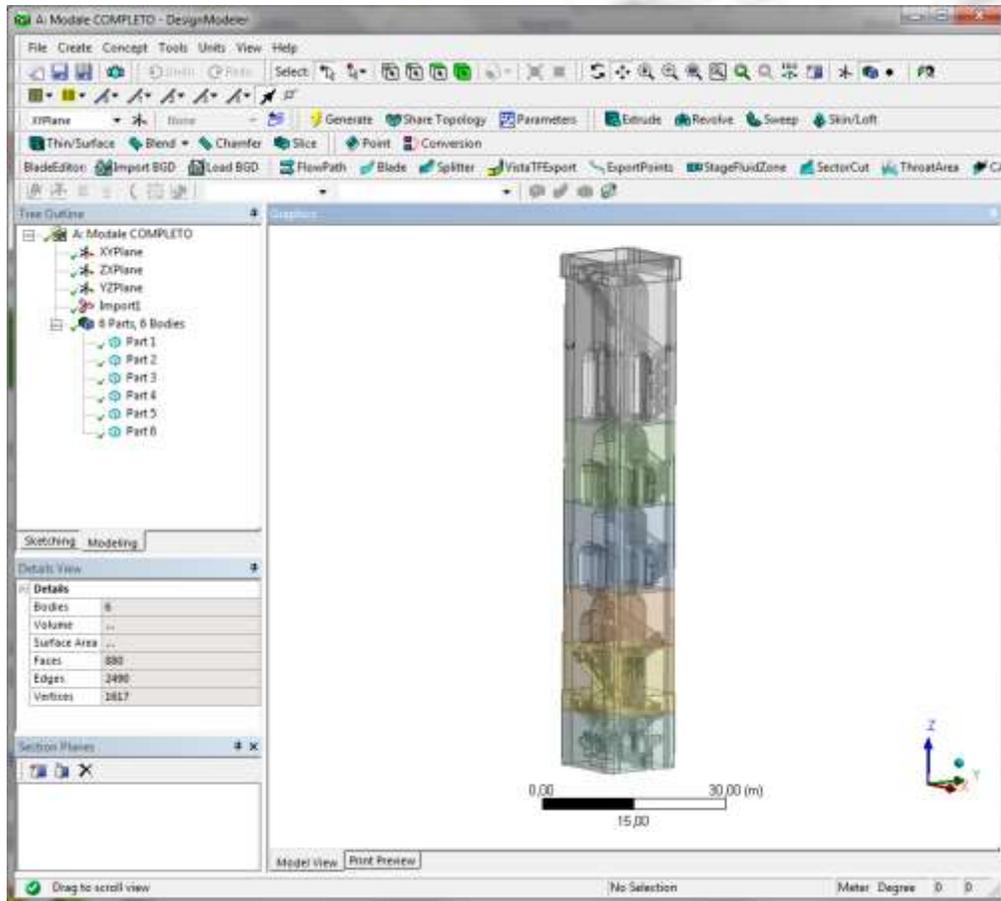
$$f_c = \frac{E}{400 \div 1000} = 7.2 \div 18 \text{ MPa}$$

$$f_1 = \frac{1.875^2}{2\pi} \cdot \frac{1}{H^2} \sqrt{\frac{E J}{\rho A}} = 0.62 \text{ Hz}$$

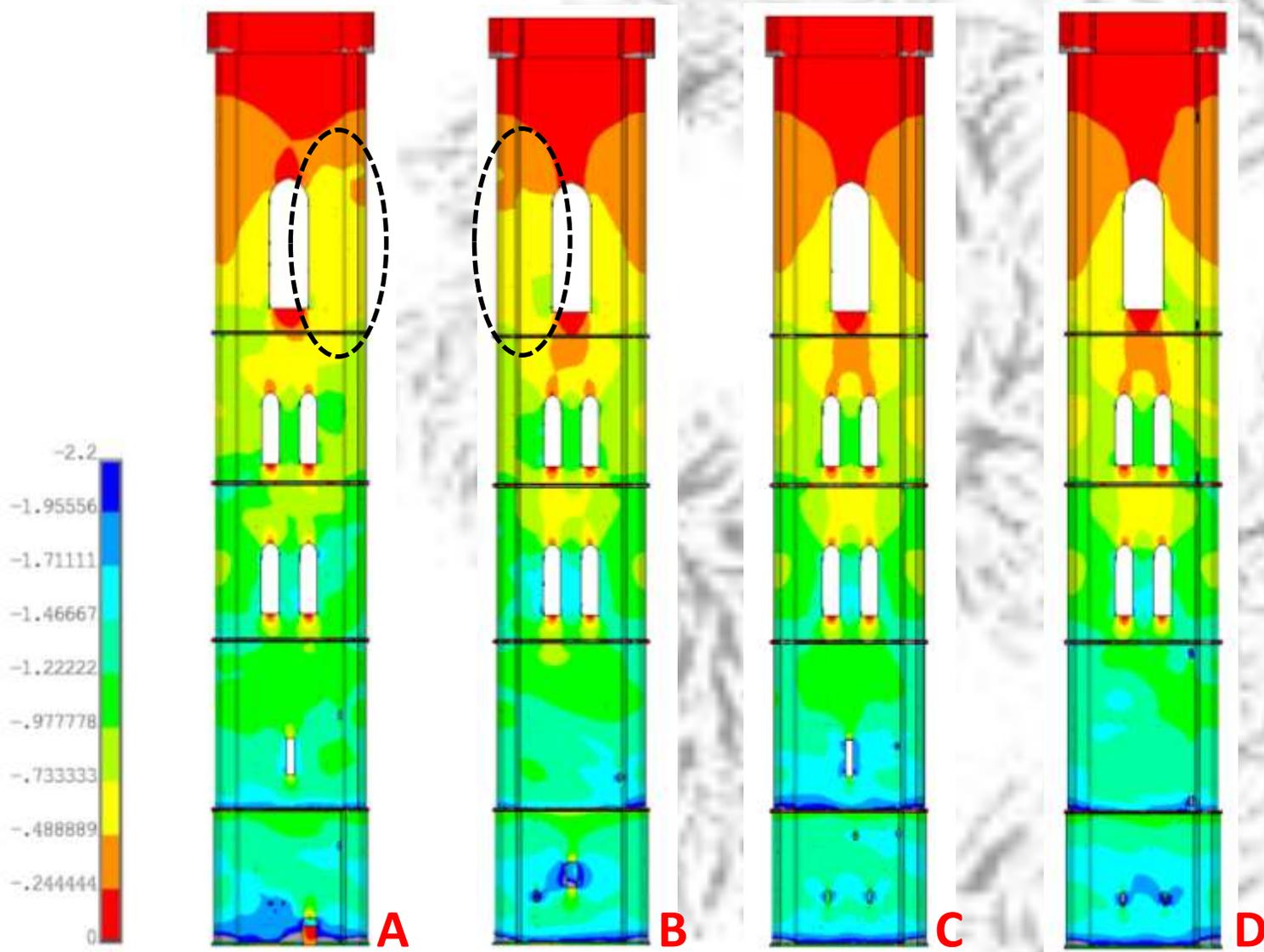
*Dalle prove dinamiche emerge una qualità muraria migliore rispetto ai valori di riferimento, e compatibile con l'ottimo stato di conservazione del manufatto.*

# La modellazione numerica

(Modello ad Elementi Finiti - FEM)



- Modello 3D
  - Elementi finiti solidi
  - Macromodellazione
  - Ambiente ANSYS
- 
- Carichi gravitazionali
  - Identificazione dinamica
  - Interazione terreno-struttura
  - Analisi time-history



## Analisi per carichi gravitazionali

### Compressione verticale

Il modello a elementi finiti mostra:

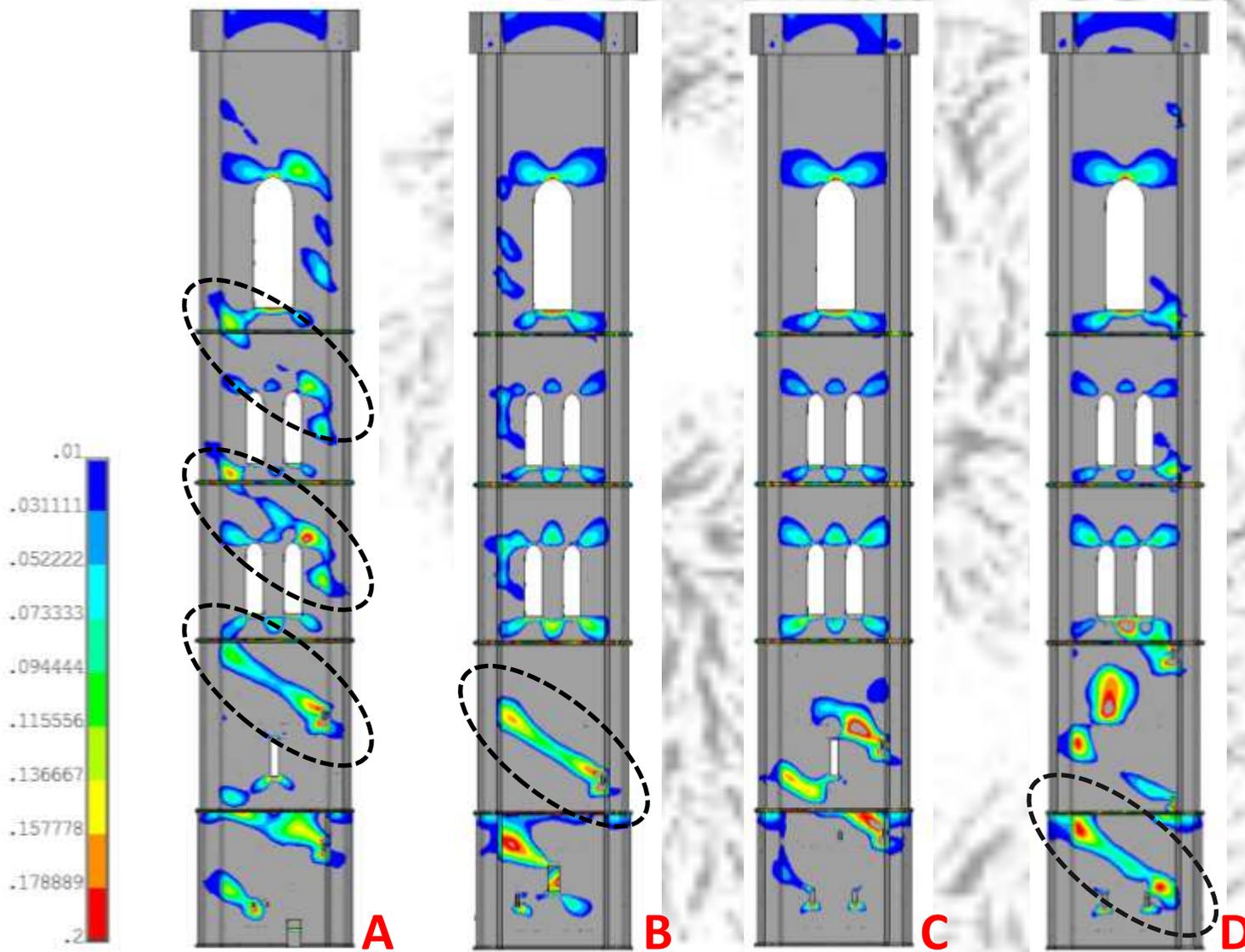
- ✓ Un incremento localizzato delle tensioni di compressione nei pilastri che separano le bifore del primo livello.
- ✓ Un incremento puntuale dei valori medi di compressione dovuti alle irregolarità geometriche.
- ✓ La presenza di alterazioni degli stati tensionali per la presenza del vano scale.
- ✓ Sono globalmente confermati i valori medi di tensione ottenuti con l'analisi preliminare.

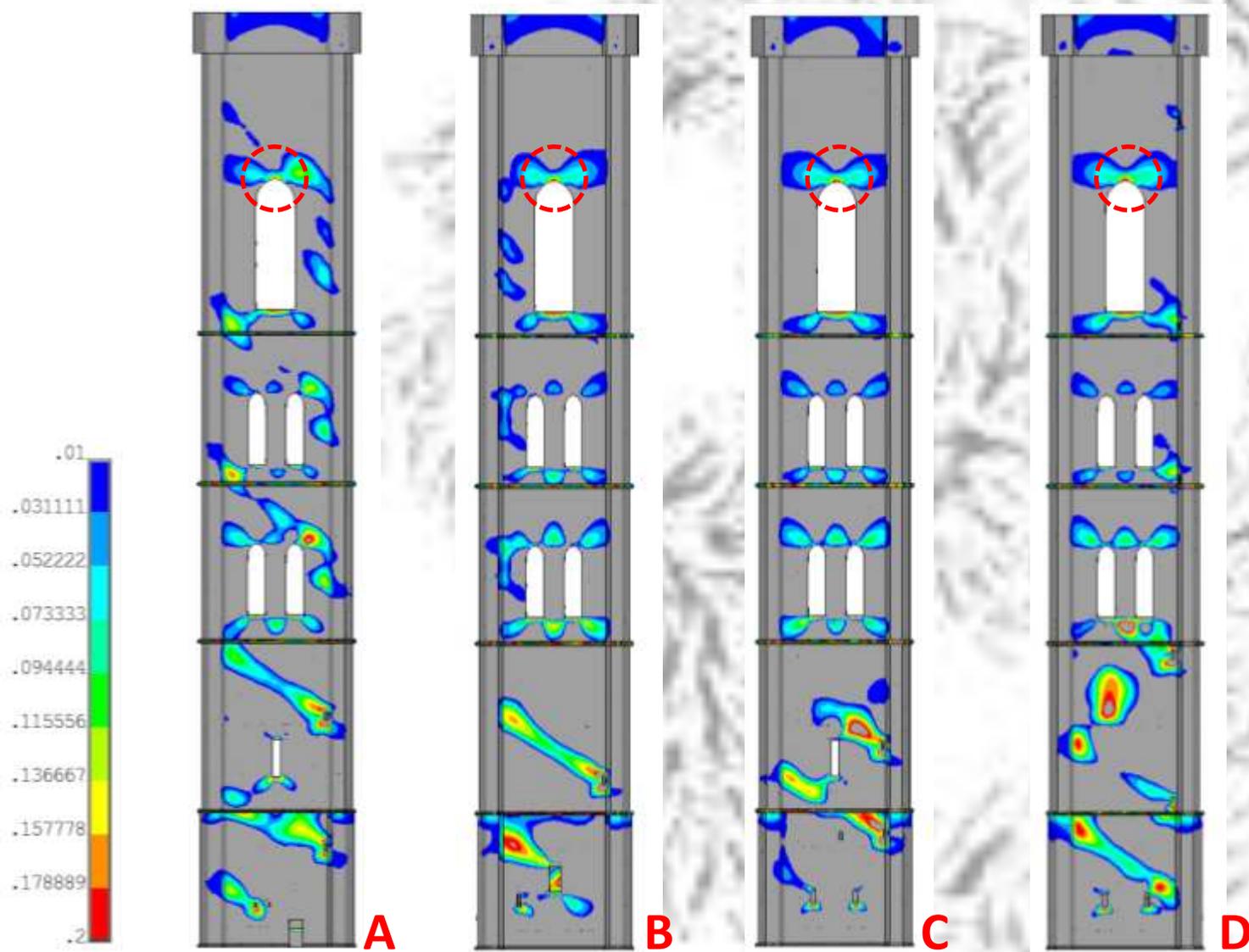
## Analisi per carichi gravitazionali

*Tensioni di trazione nel piano orizzontale*

Il modello a elementi finiti mostra:

- ✓ Una localizzazione di tensioni di trazione perimetralmente al vano scale.



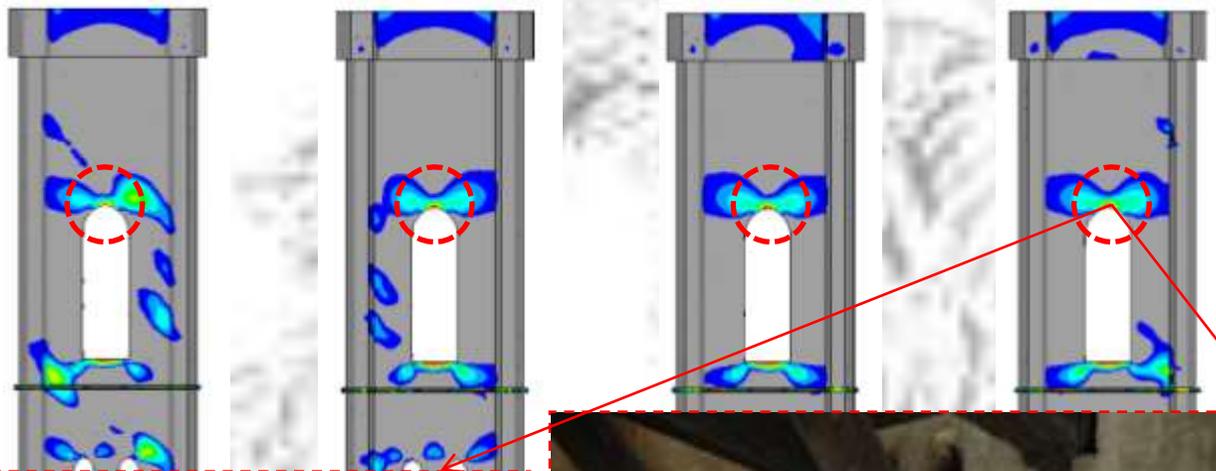


## Analisi per carichi gravitazionali

### Tensioni di trazione nel piano orizzontale

Il modello a elementi finiti mostra:

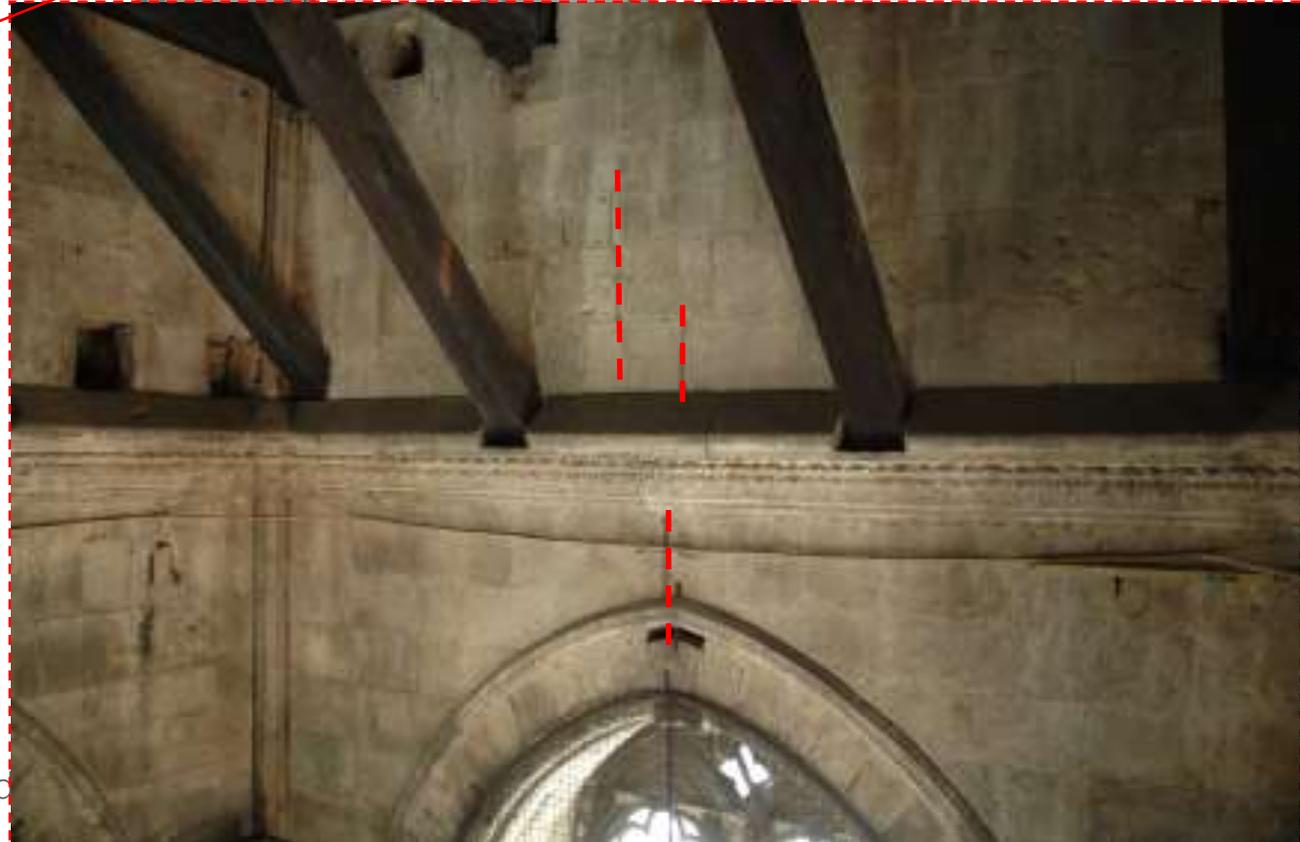
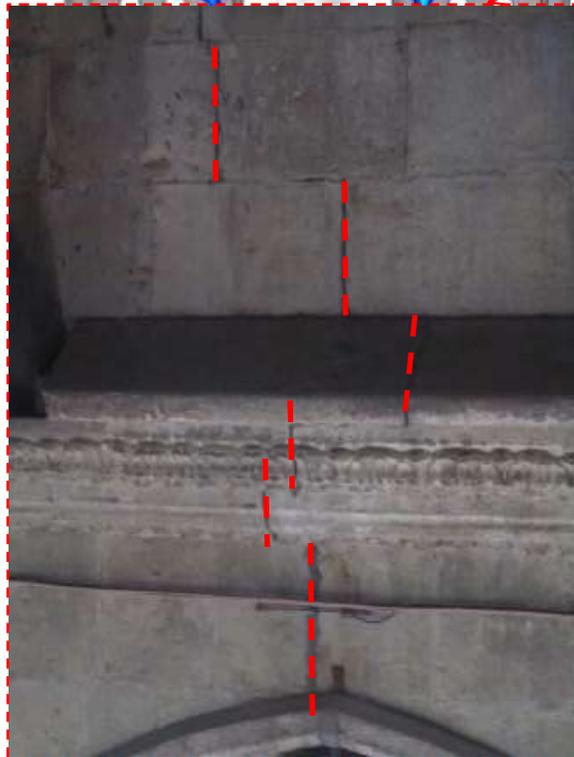
- ✓ Una localizzazione di tensioni di trazione perimetralmente al vano scale
- ✓ Una localizzazione di tensioni di trazione in corrispondenza delle aperture (monofore).



Analisi per carichi gravitazionali  
*Tensioni di trazione nel piano orizzontale*

Il modello a elementi finiti mostra:

- ✓ Una localizzazione di tensioni di trazione perimetralmente al vano scale

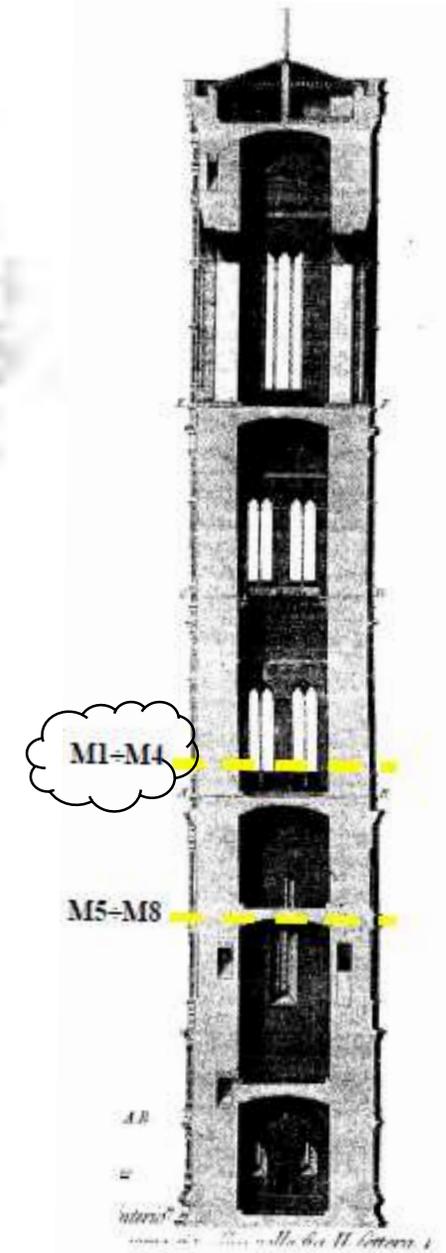
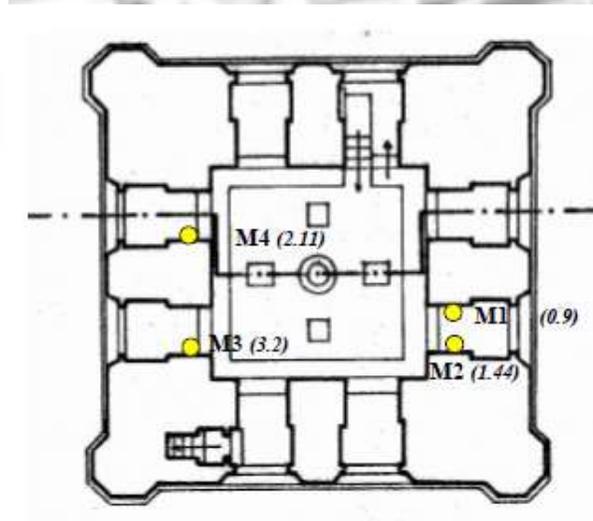
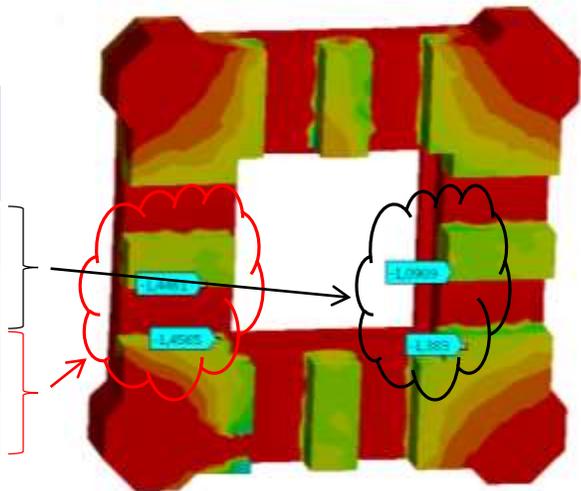


di trazione in (nonofore)

## Prove con martinetti piatti, Novembre 2006, Rapporto CESI

- ✓ <<I carotaggi nelle murature in elevazione hanno evidenziato una muratura a sacco: l'elevata quantità di malta nella parte a sacco della muratura, comporta una differenza di rigidezza fra la parte a sacco e la zona corticale della muratura stessa. Questo fenomeno potrebbe favorire il concentrarsi degli stati tensionali nella parte corticale, più rigida rispetto alla parte interna>>.
- <<Gli stati tensionali hanno fornito risultati eterogenei in funzione del punto di prova, con valori che vanno da un minimo di 0.9 MPa ad un massimo di 4.8 MPa. Ad esempio la prova M3 ha evidenziato un livello di sollecitazione doppio rispetto alla M2, ubicata in posizione simmetrica, presumibilmente in quanto la sezione reagente del pilastro nello spigolo nord-est risulta in quel punto ridotta a causa della presenza del vano scala realizzato all'interno del corpo murario>>.

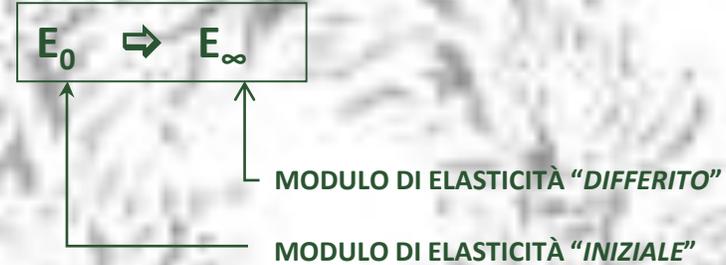
Tensione	Exp. (MPa)	Num. (MPa)
M1	0.90	1.09
M2	1.44	1.38
M3	3.20	1.45
M4	2.11	1.44



## Trasferimento dei carichi dal NUCLEO ai PARAMENTI

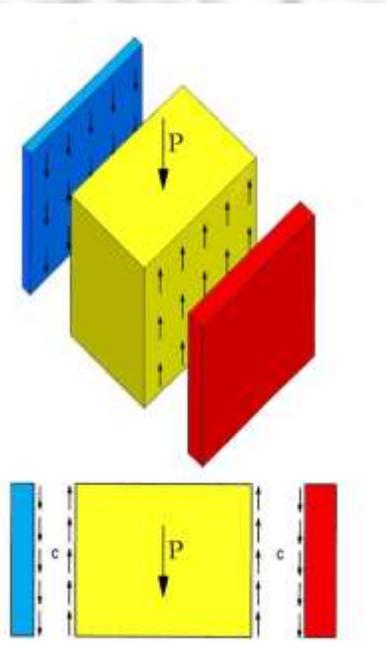
IL NUCLEO TRASFERISCE NEL TEMPO UNA PARTE DEI CARICHI DI PROPRIA PERTINENZA AI PARAMENTI ESTERNI PIÙ RIGIDI

MODULO DI ELASTICITÀ DEL NUCLEO VARIABILE NEL TEMPO

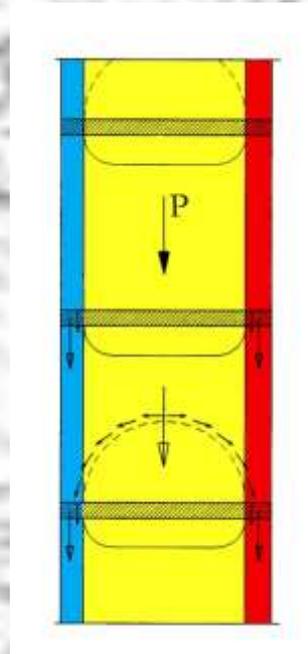


## MECCANISMI DI TRASFERIMENTO DEL CARICO

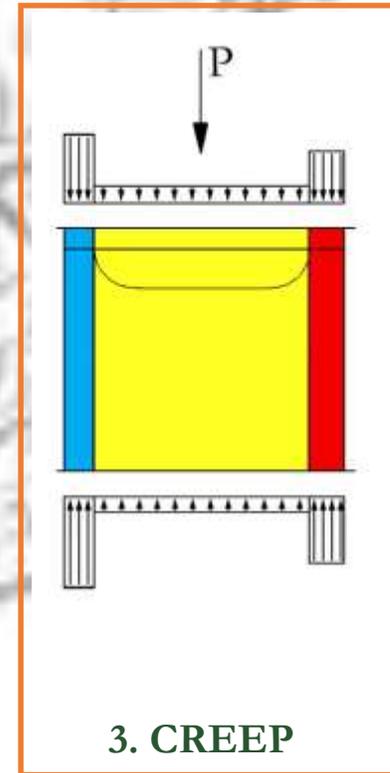
Tensione	Exp. (MPa)	Num. (MPa)
M1	0.90	1.09
M2	1.44	1.38
M3	3.20	1.45
M4	2.11	1.44



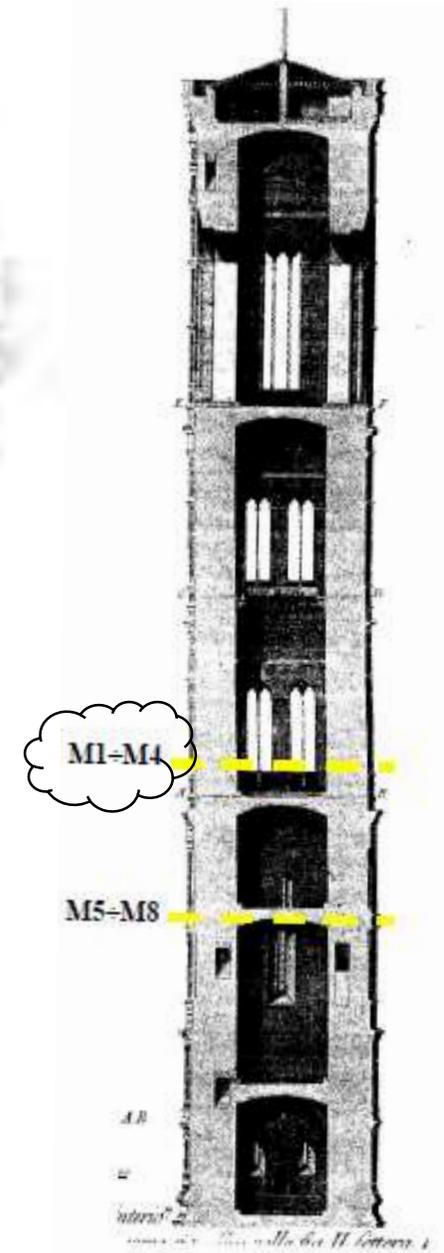
1. COESIONE



2. RICORSI



3. CREEP



# Identificazione dinamica

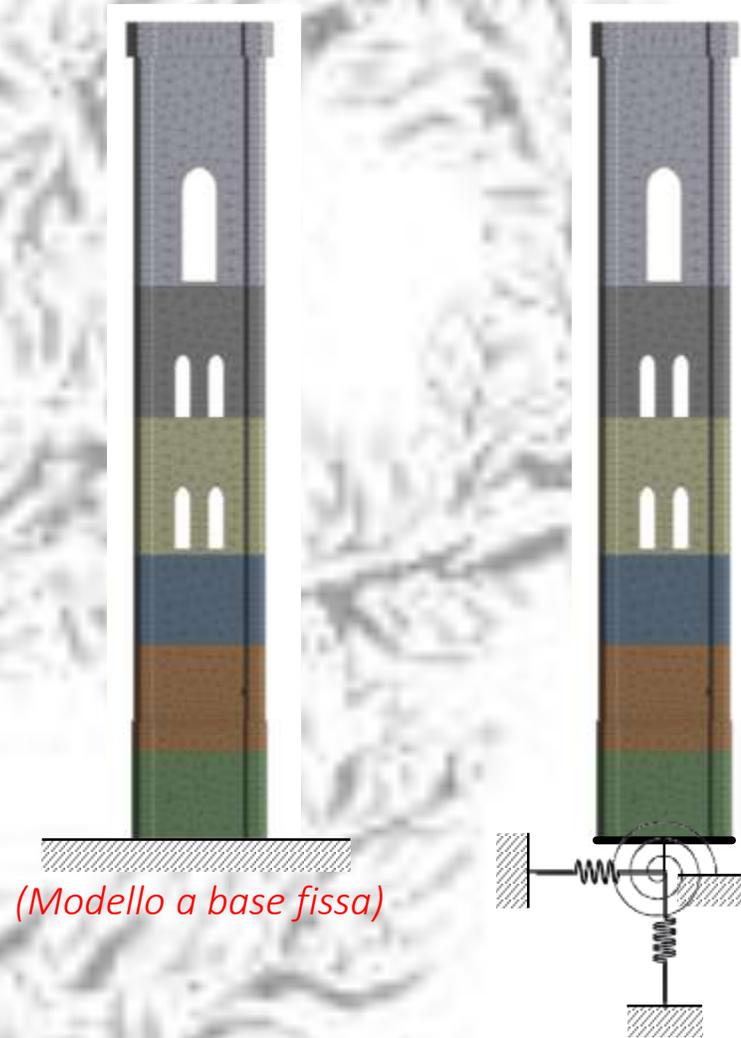
- ❑ Modulo di Elasticità (E)
- ❑ Densità ( $\rho$ )
- ❑ Paramento murario multistrato (“a sacco”)
- ❑ Distribuzione masse in altezza
- ❑ Interazione terreno-struttura

Due modelli:

- Modello a base fissa
- Modello con interazione terreno-struttura.

Dati sperimentali di riferimento:

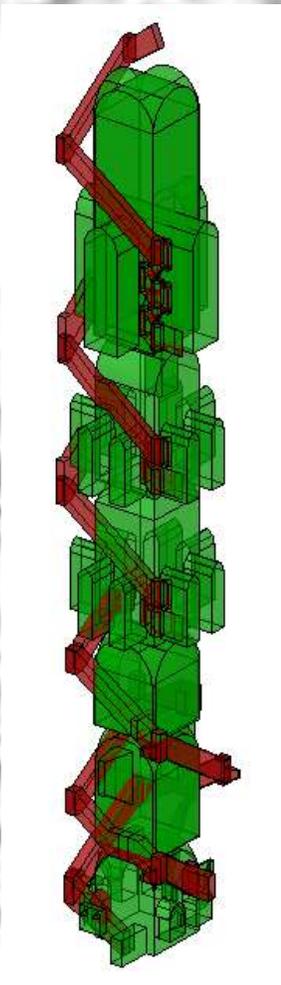
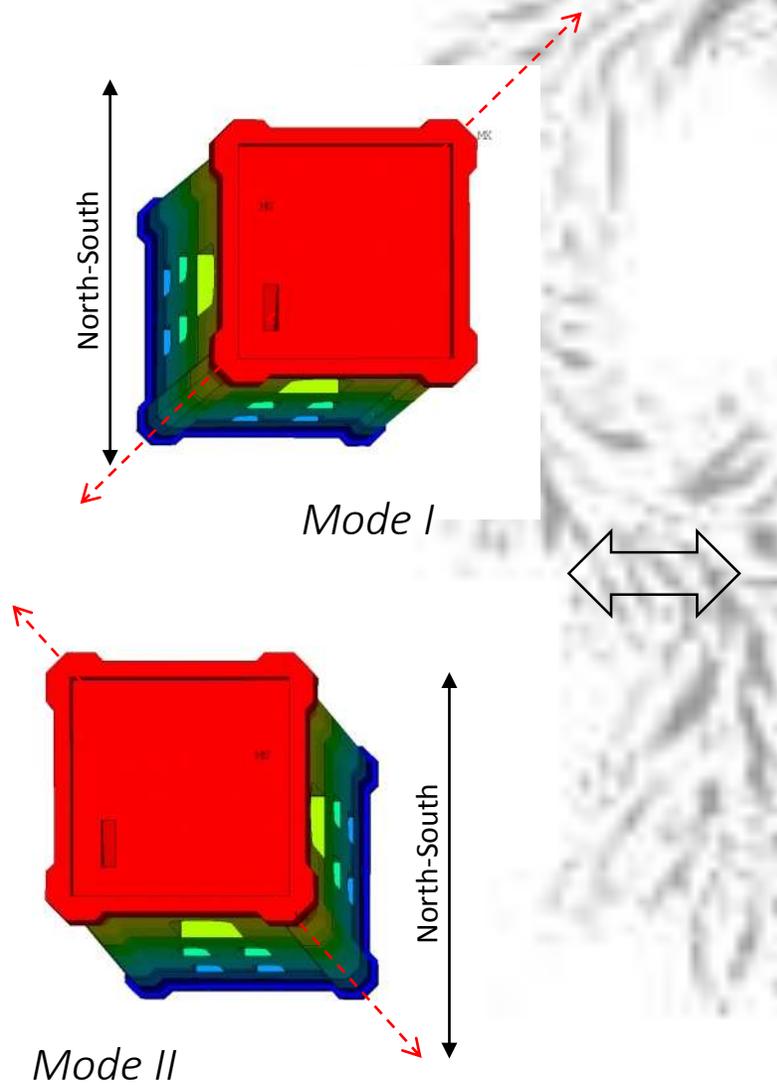
- Campagna di misure dinamiche (Lacanna & Ripepe);
- Impedenze terreno (Lancellotta & Coli)



Interazione Terreno-Struttura (SSI)

Impedenze

$$\begin{cases} \tilde{K}_x = 21.20 \text{ GN/m} \\ \tilde{K}_z = 50.90 \text{ GN/m} \\ \tilde{K}_r = 2278 \text{ GN} \cdot \text{m/rad} \end{cases}$$



**Fixed base model:**

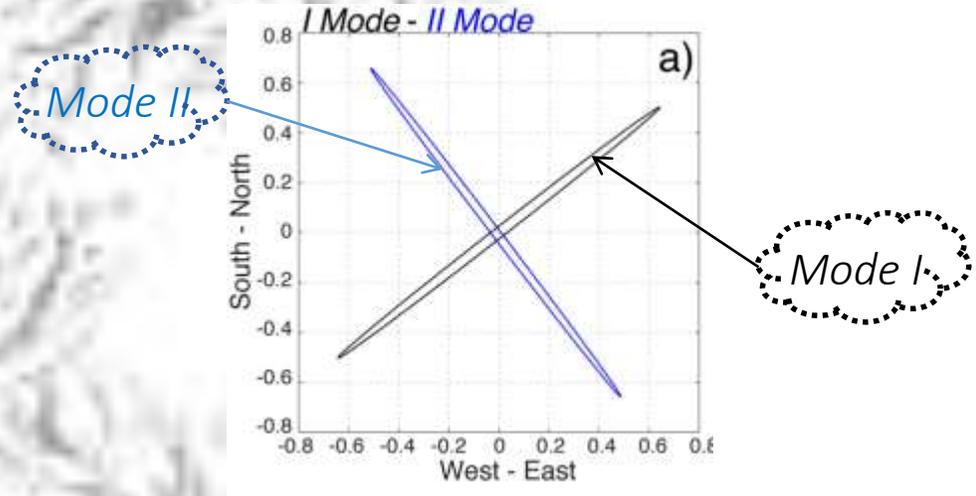
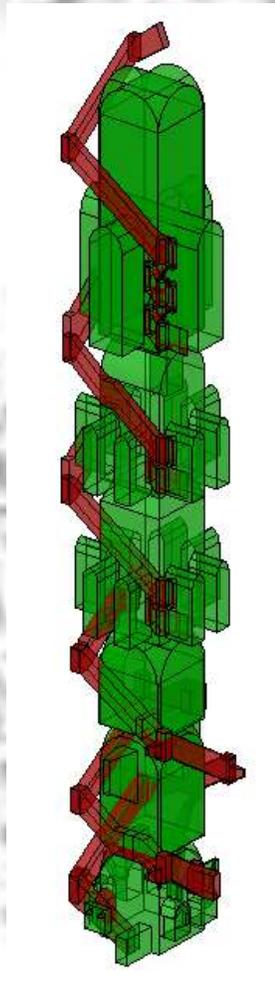
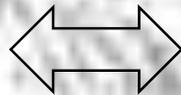
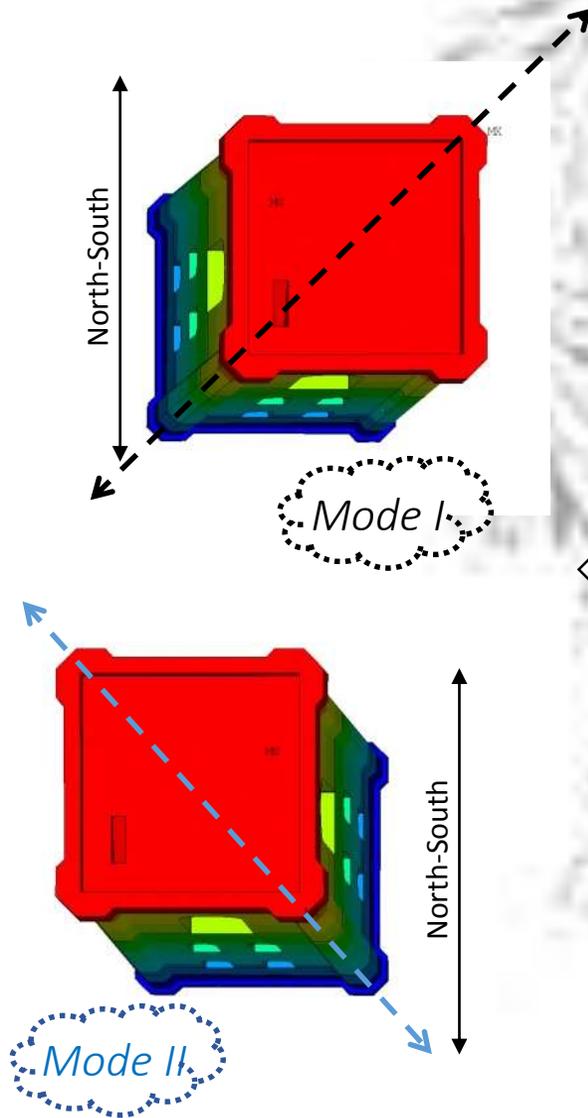
- Modello a base fissa (ed elastico lineare);
- Modello omogeneo con  $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$  e  $E=7.5 \text{ GPa}$ .

modo	Exp (Hz)	Num (Hz)	$\Delta$ (%)
1	0.623	0.62	0.16
2	0.647	0.64	1.20
3	2.543	2.65	4.40
4	3.081	3.17	3.10
5	3.156	3.19	1.20

**Soil-structure interaction (SSI):**

- Modello con interazione terreno-struttura;
- Modello omogeneo con  $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$  e  $E=9.0 \text{ GPa}$ .

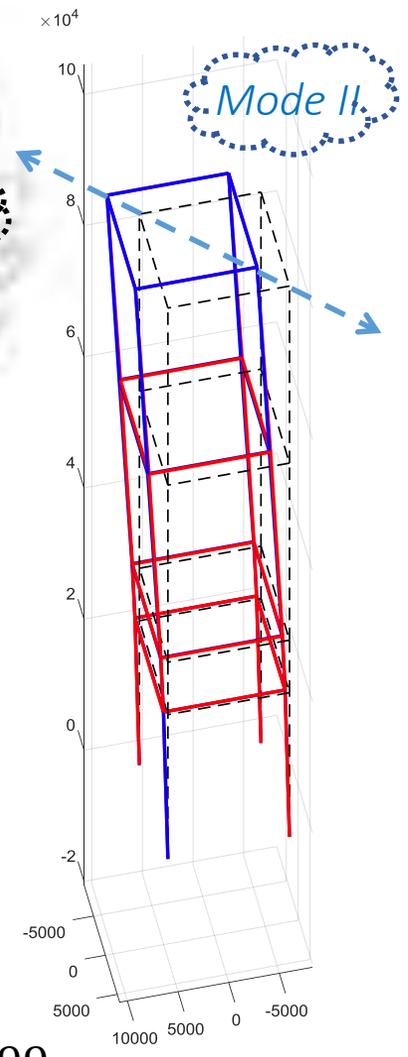
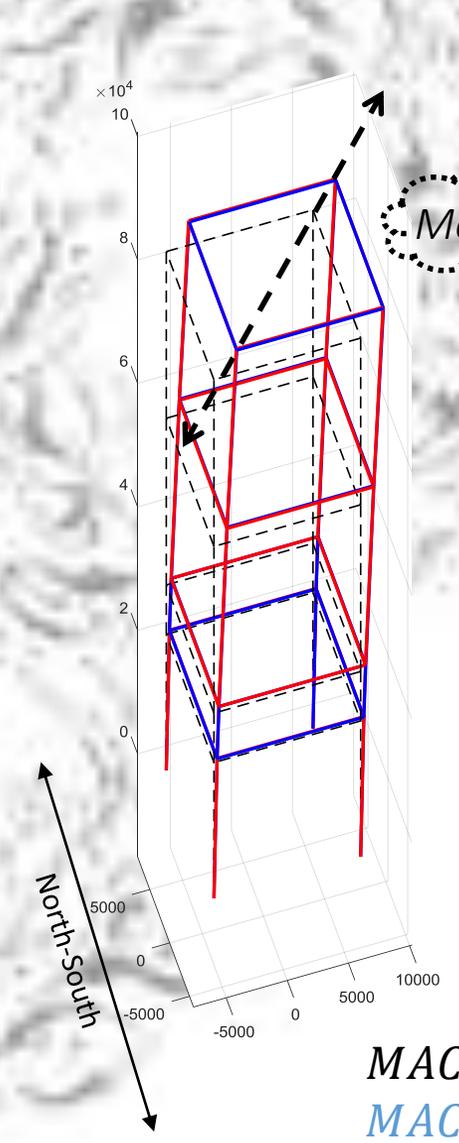
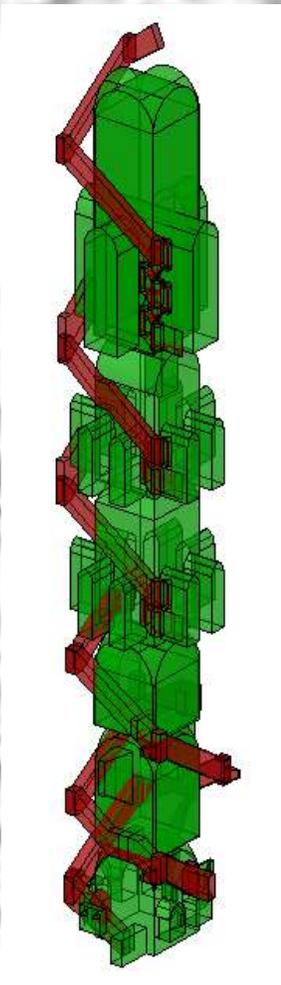
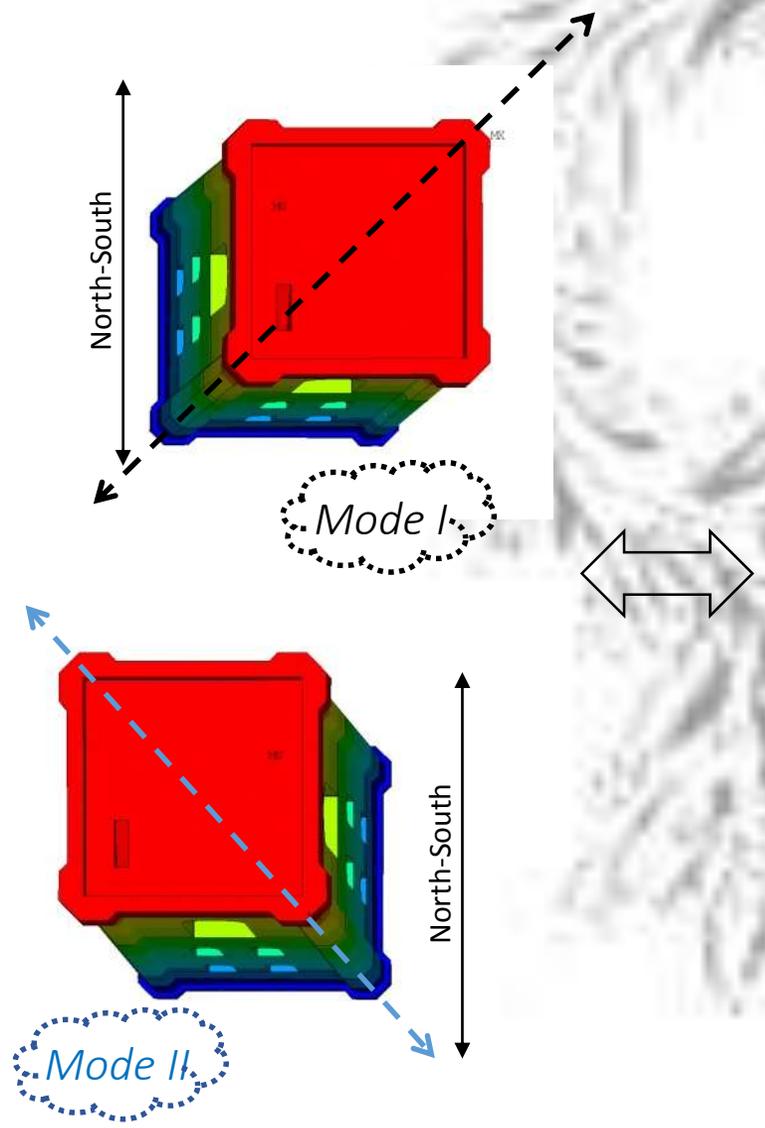
modo	Exp (Hz)	Num (Hz)	$\Delta$ (%)
1	0.623	0.62	0.16
2	0.647	0.63	1.90
3	2.543	3.06	17.0
4	3.081	3.35	8.20
5	3.156	3.38	6.70



**Soil-structure interaction (SSI):**

- Modello con interazione terreno-struttura;
- Modello omogeneo con  $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$  e  $E=9.0 \text{ GPa}$ .

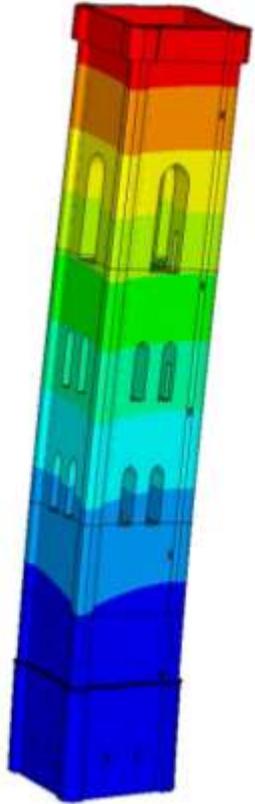
modo	Exp (Hz)	Num (Hz)	$\Delta$ (%)
1	0.623	0.62	0.16
2	0.647	0.63	1.90
3	2.543	3.06	17.0
4	3.081	3.35	8.20
5	3.156	3.38	6.70



$MAC_1 = 0.99$   
 $MAC_2 = 0.97$

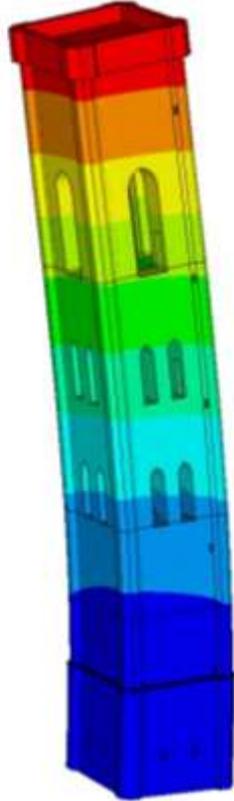
rosso → sperimentale (Exp.)  
blu → numerico (Nun.)

Mode I



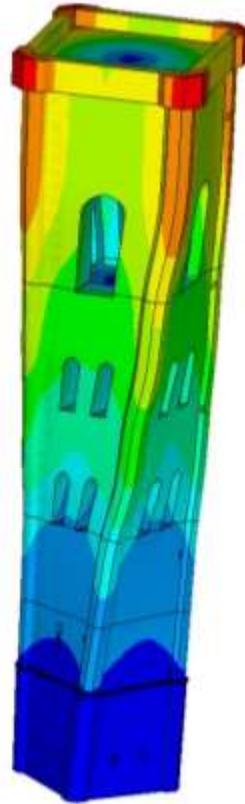
$f_1=0.62$  Hz  
( $f_1=0.623$  Hz)

Mode II



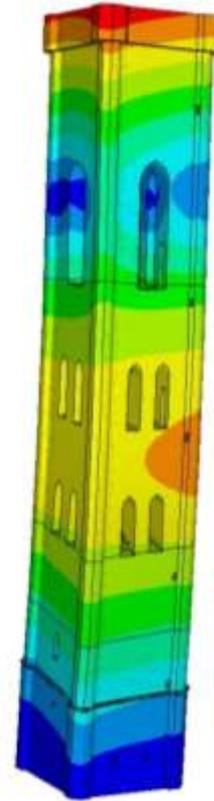
$f_2=0.63$  Hz  
( $f_2=0.647$  Hz)

Mode III



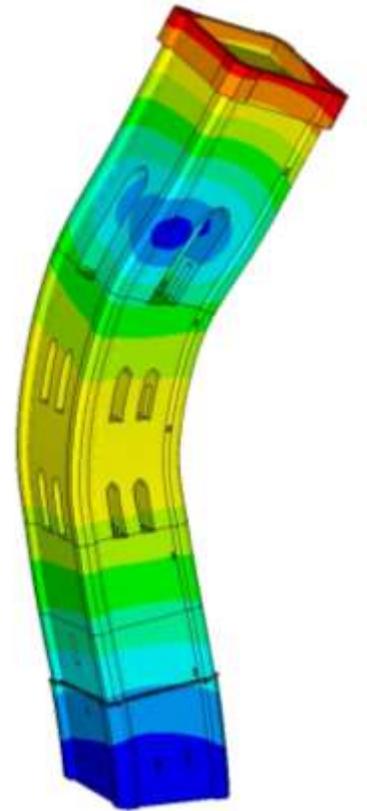
$f_3=3.06$  Hz  
( $f_3=2.543$  Hz)

Mode IV



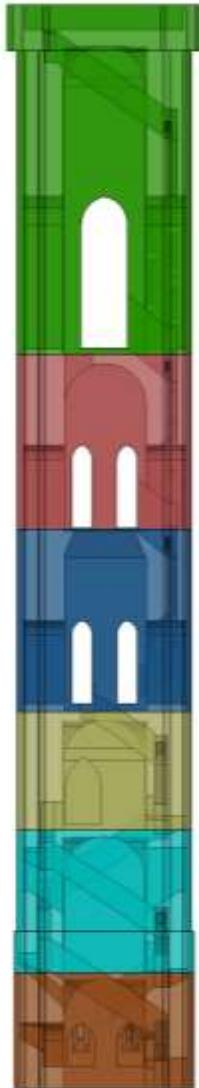
$f_4=3.35$  Hz  
( $f_4=3.081$  Hz)

Mode V

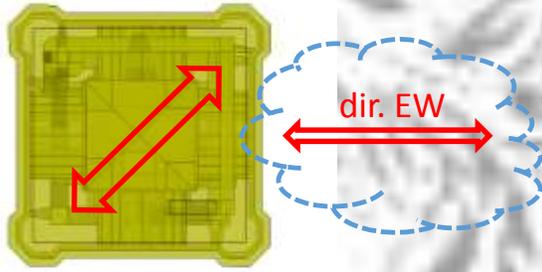


$f_5=3.38$  Hz  
( $f_5=3.156$  Hz)

# Analisi (lineari) nel dominio del tempo

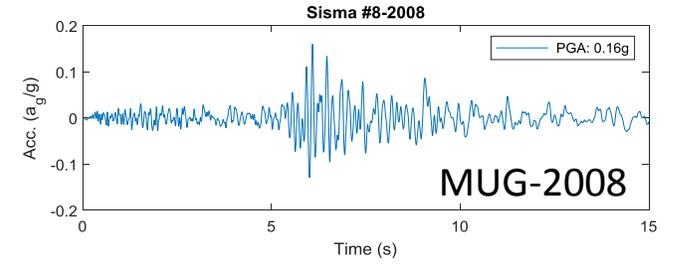
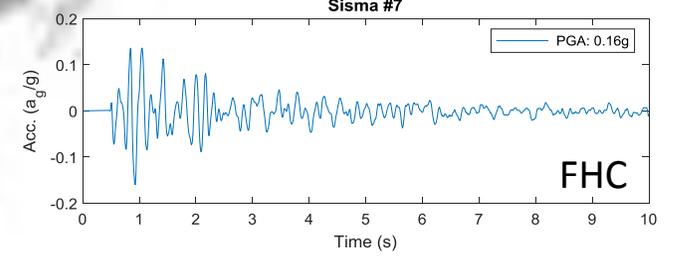
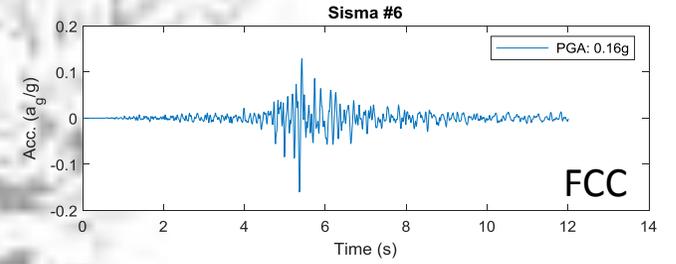
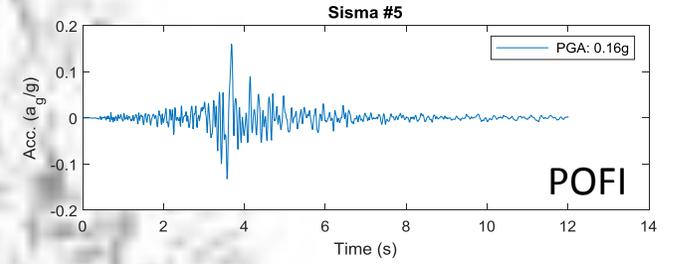
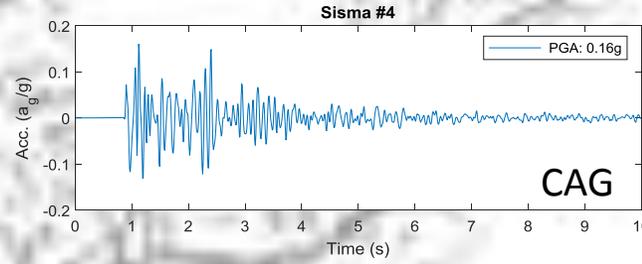
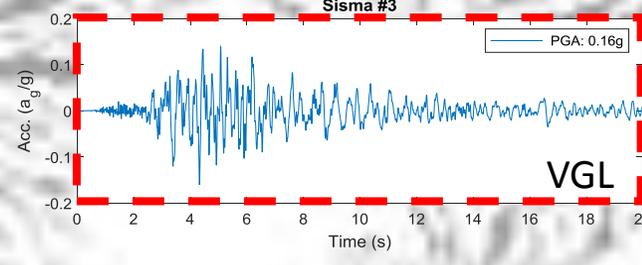
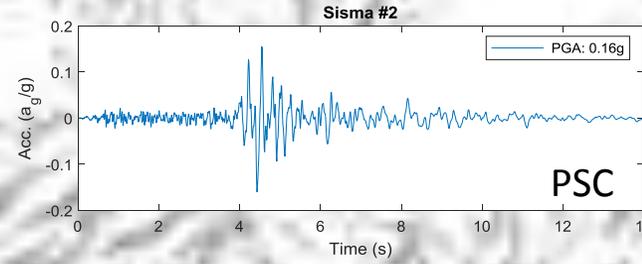
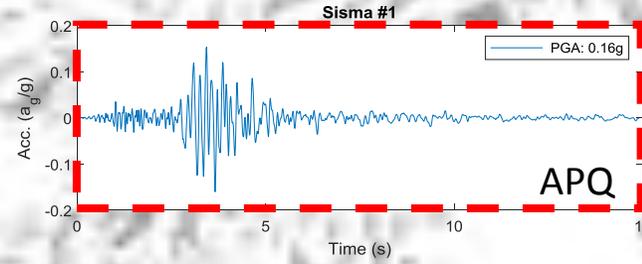


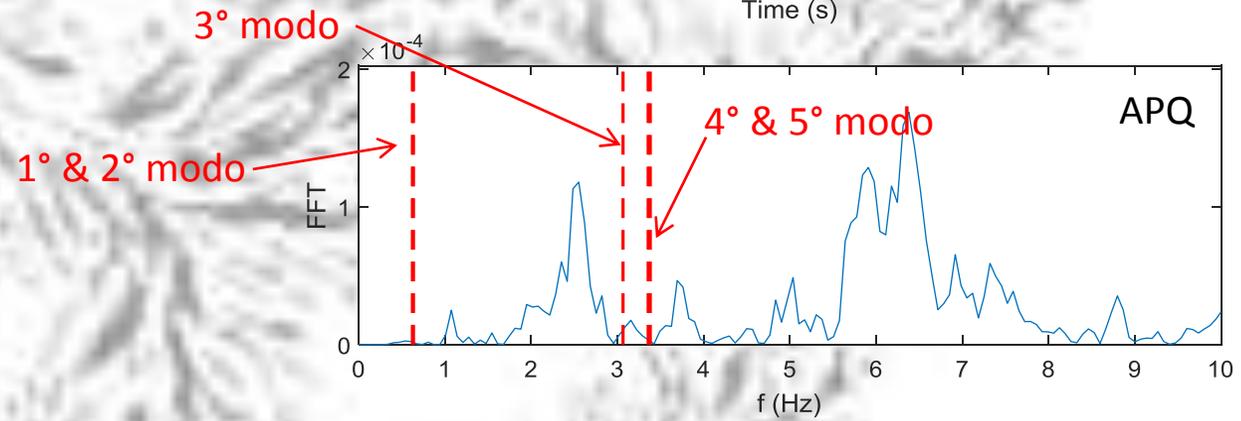
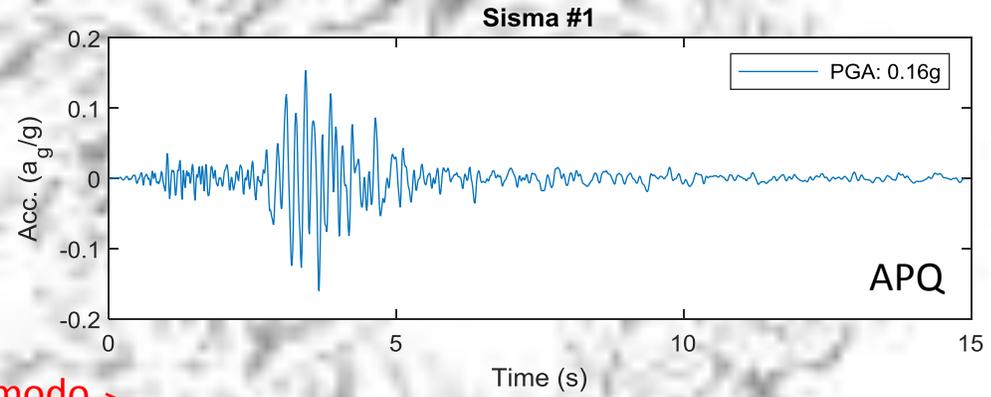
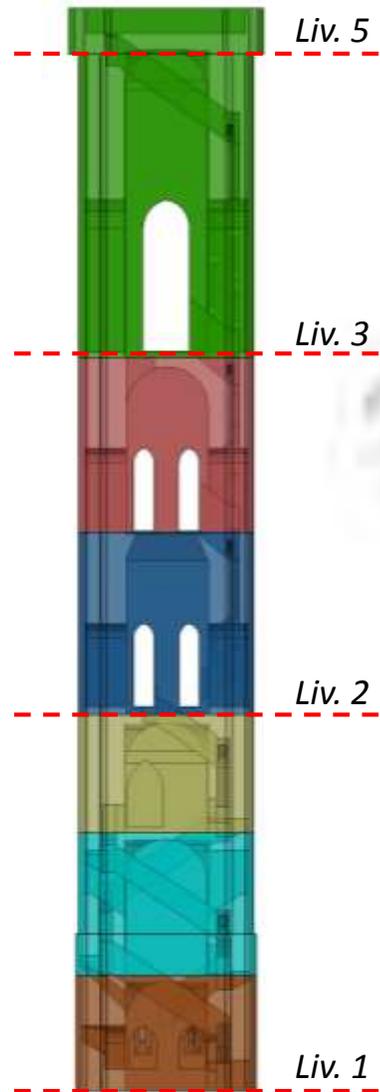
North-South



dir. NS

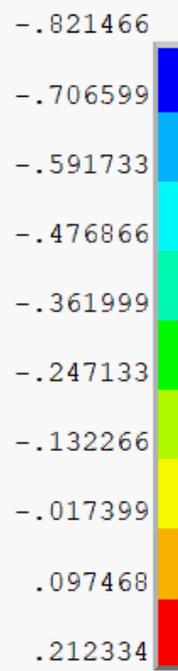
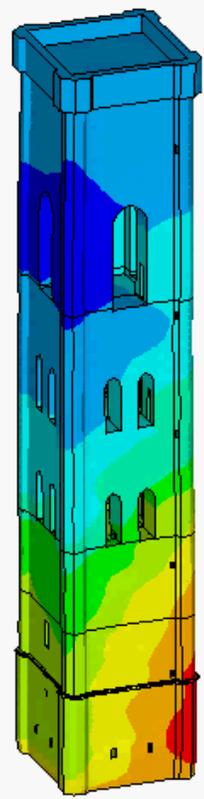
dir. EW



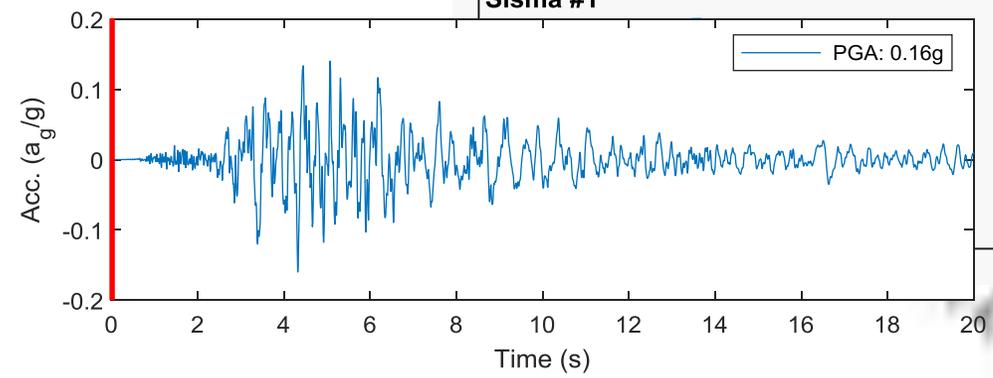


	Evento	Data evento	$M_w$	d (km)	prof (km)	PGA ( $cm/s^2$ )	Fattore di scala	CODE STZ.	Nome STZ
1	CENTRAL_ITALY	09/04/2009	5,2	13,5	9,3	-55,77	1,16	AQP	L'AQUILA - V. ATERNO - M. PETTINO

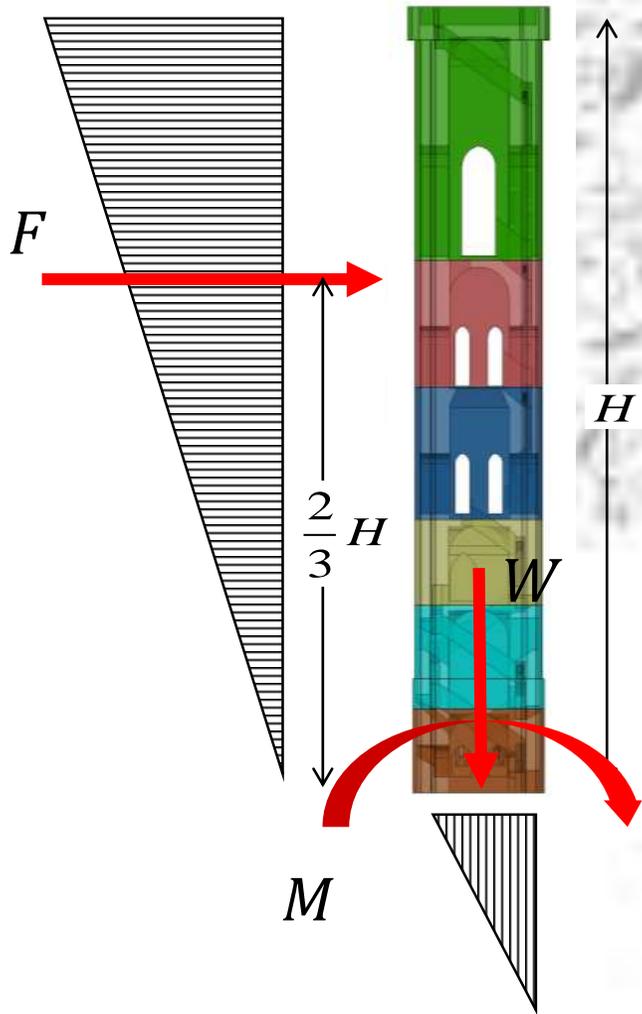
1  
NODAL SOLUTION  
STEP=13  
SUB =1  
TIME=.1  
UX (AVG)  
RSYS=0  
DMX =7.53032  
SMN =-.821466  
SMX =.212334



Sisma #1



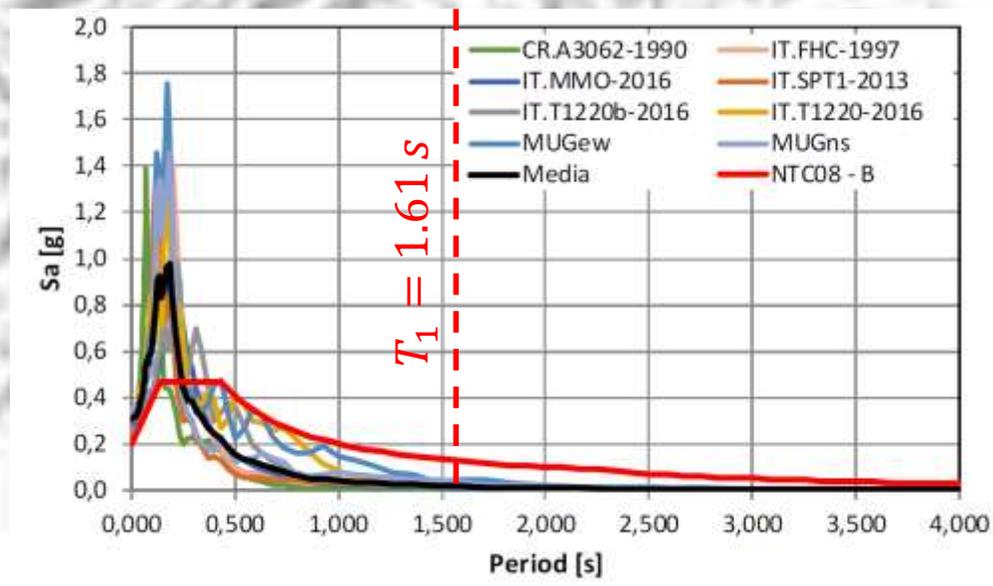
Sisma come azione statica equivalente



$$F = S_a(T_1) \cdot \frac{W}{qg}$$

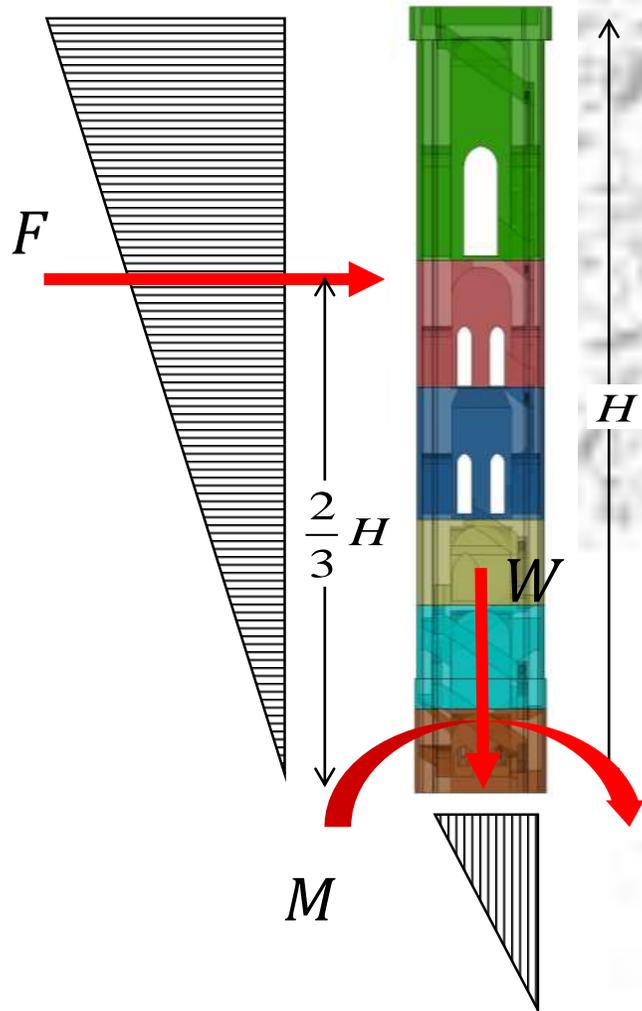
$$M = F \cdot \frac{2}{3} H$$

$$e = \frac{M}{W}$$



SLV	
Accelerogramma	Sa [g] a T = 1,58 s
CR.A3062 – 1990	0,0054
IT.FHC – 1997	0,0187
IT.MMO – 2016	0,0109
IT.SPT1 – 2013	0,0179
IT.T1220b – 2016	0,0143
IT.T1220 – 2016	0,0200
IT.MUGew	0,0423
IT.MUGns	0,0387
Media	0,0176
NTC - Suolo B	0,128097

Sisma come azione statica equivalente



$$F = S_a(T_1) \cdot \frac{W}{qg}$$

$$M = F \cdot \frac{2}{3} H$$

Adottando un fattore di struttura  $q$  pari a 2.8  
(DPCM 9 febbraio 2011)

Modello:	CR.A3062	IT.FHC	IT.SPT1	IT.MUGew	TH-4%	TH-2%	NTC
W (kN)	165280	165280	165280	165280	165280	165280	165280
T (kN)	319	1104	1057	2497	22163	31514	19834
Md(kNm)	17850	61815	59170	139827	322840	475280	396672
Mc( kNm)	1005649	1005649	1005649	1005649	1005649	1005649	1005649
Md/Mc	0.02	0.06	0.06	0.14	0.32	0.47	0.39
e=M/W (cm)	11	37	36	85	195	288	240
$\sigma_{\max}$ (MPa)	1.34	1.47	1.46	1.70	2.22	2.77	2.44
$u_{\max}$ (mm)	1.7	5.95	5.70	13.46	20.8	26.1	38.2

Strategie «innovative» (Performance based design)

**Sistemi a massa accordata (TMD)**

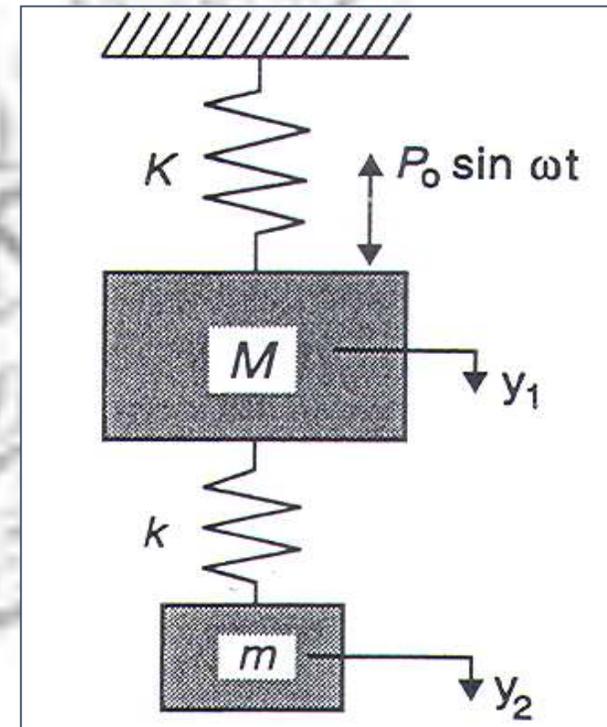
Il concetto di “tuned mass damper” per applicazioni strutturali trae origine dai sistemi di assorbimento delle vibrazioni studiati da Frahm nel 1909 (Den Hartog, 1956), consistenti in una piccola massa  $m$  ed in una molla  $k$  connessi al sistema principale di massa  $M$  e rigidezza  $K$ .

Sottoponendo la massa  $M$  ad un semplice carico armonico, si può dimostrare come essa rimanga ferma quando la frequenza del sistema accordato ( $\sqrt{k/m}$ ) venga scelto pari a quella di eccitazione.

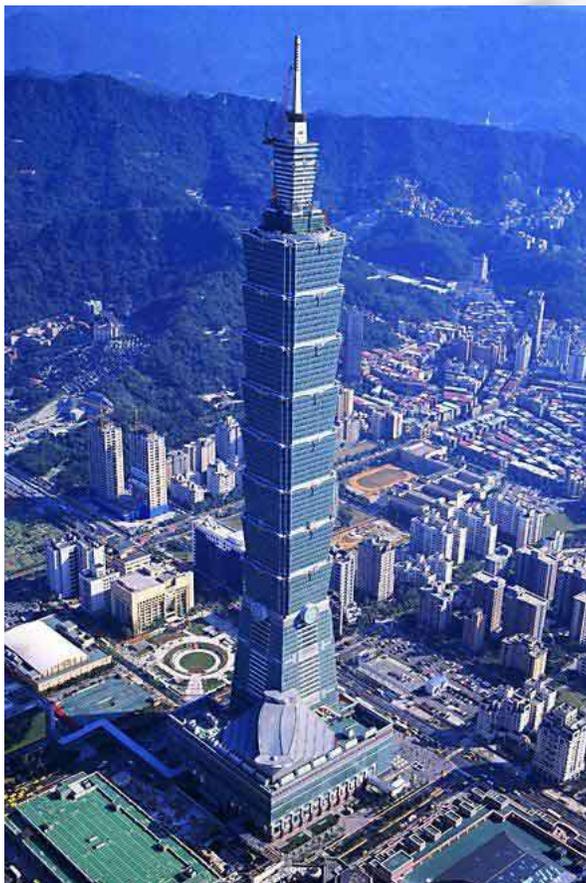
Den Hartog, J.P. (1956). *Mechanical vibrations, Fourth Edition*, McGraw-Hill, New York.

Il **Tuned Mass Damper** è costituito da una massa collegata ad una struttura attraverso un dispositivo elastico sistema di molle e uno smorzatore viscoso con la funzione di ridurre le oscillazioni.

*Tipicamente questi sono montati nei grattacieli e sono costituiti da enormi blocchi di calcestruzzo sospesi per mezzo di molle, liquidi o pendoli.*



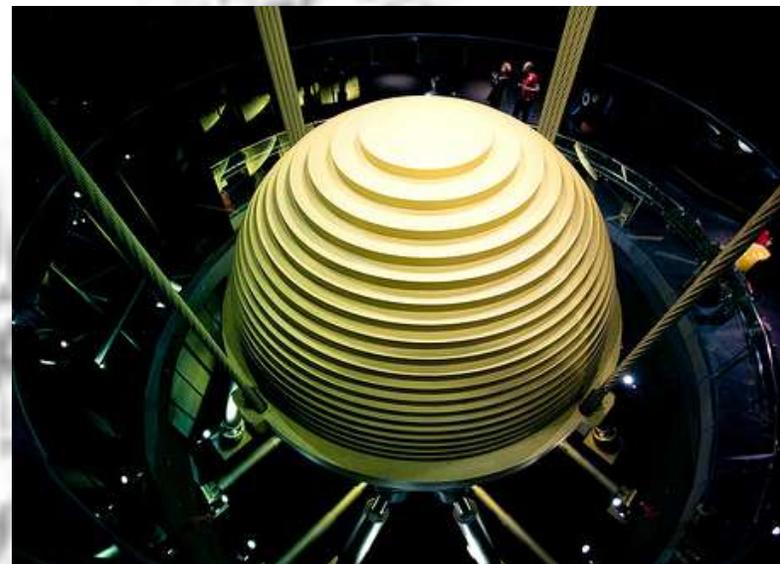
➤ *Applicazione di tecnologie avanzate di protezione sismica per dissipazione supplementare di energia: TMD*



«Taipei 101»

*Taipei, Taiwan (2004)*  
**Il Taipei 101 ospita lo smorzatore a massa accordata più grande del mondo (660 tonnellate)**

È il quarto grattacielo più alto del mondo (508 m), con il più grande TMD.



↑  
 Diametro sfera **5.5 metri** (formata da 41 dischi) sostenuta da otto pompe idrauliche situato all'interno dell'edificio tra l'87° e il 92° piano. Le sue oscillazioni che possono variare da **1 cm** ad un massimo di 1.5 m.

