

# Costruzioni in Muratura

prof. Antonio FORMISANO

Appunti di Riccardo Maria Polidoro  
riccardo.polidoro.org

## La muratura e le tecniche costruttive nei secoli

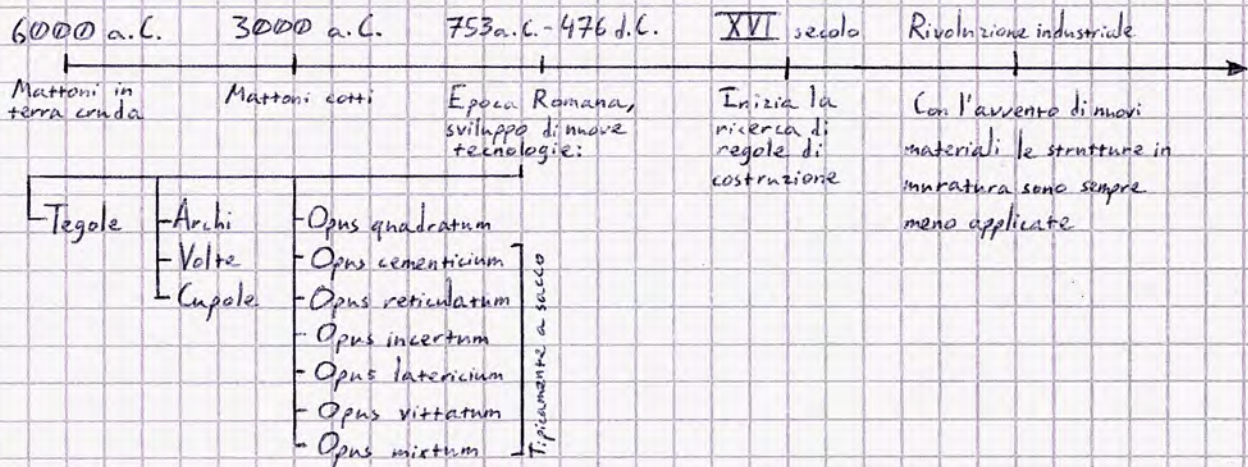
La muratura è un materiale eterogeneo composto da elementi lapidei tra loro collegati eventualmente con l'uso di leganti.

La muratura può essere classificata:

- Per posizione
  - Fondazione
  - Elevazione
- Per materiali
  - Naturali
  - Artificiali
- Per tecnica costruttiva
  - Muri a secco
  - Muri con malte
  - Muri a sacco

la muratura dipende sensibilmente dai materiali disponibili e conseguentemente dalle tecnologie costruttive

## Evoluzione storica delle tecniche e dei materiali



## Evoluzione del pensiero scientifico

1574 Palladio: codifica la regola secondo cui occorre diminuire progressivamente lo spessore delle murature con il procedere in altezza, specificando soprattutto:  
il mezzo de' muri di sopra deve cascare a piombo al mezzo di quelli di sotto; onde tutto il muro pigli forma piramidale.  
In pratica sancisce la regola secondo cui nelle murature il carico debba essere applicato il più possibile in maniera assiale per evitare pressoflessione.

1674 Guarini: Mette a punto il procedimento per il proporzionamento delle murature, fissando lo spessore delle murature portanti pari a  $1/10$  dell'altezza rispetto alle murature del piano più alto aumentando progressivamente (di un quarto di piede) lo spessore verso il basso.

1712 De la Hire: Si valuta il carico ultimo a collasso del portale in muratura, ponendo delle importanti ipotesi

1730 Complet (non esplicitate) alla base:

- Resistenza nulla a trazione;
- Infinita resistenza a compressione;
- Indeterminabilità

1767 Gallacini → 1803 de Rondelet → 1852 Candel: affinano e ribadiscono l'importanza della riduzione dello spessore delle murature in altezza, introducendo nuovi coefficienti. ①



1854 Cavalieri di San Bertolo: definisce per primo in tabelle il peso specifico e la resistenza assoluta degli elementi lapidei delle murature, elaborati in base alle ricerche di Coulumb ed altri.  
Prescrivendo inoltre di ridurre a metà il valore della resistenza a compressione delle murature getta le basi per il metodo delle tensioni ammissibili.

1833 Vicari: Compie diverse sperimentazioni per valutare le resistenze dei mattoni in terra cruda, individuando valori non superiori a  $30-35 \text{ kg/cm}^2$  - resistenza massima degli elementi essiccati al sole.

XIX secolo: si consolida la teoria per la quale la resistenza di una muratura dipende anche e soprattutto dalla malta.

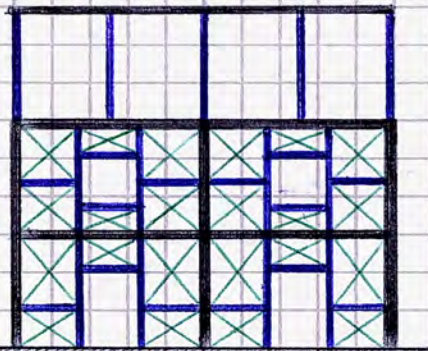
1884 Curioni: Riporta tabelle di resistenza dei mattoni in funzione della fornace, con valori variabili dai  $40 \text{ kg/cm}^2$  per i mattoni poco cotti ai  $150 \text{ kg/cm}^2$  per quelli troppo cotti.

## Evoluzione della normativa tecnica

Storicamente le prescrizioni antisismiche fino al XX secolo si limitano alla definizione di regole tipologiche o di buona pratica costruttiva:

1627 Terremoto in Campania → Introduzione del sistema baraccato alla beneventana, dotato di intelaiatura lignea fissata ad un basamento in muratura e tamponata con materiali leggeri legati con malta per poi intonacare il tutto.

1784 Terremoto di Messina e Reggio Calabria (1783) → Ferdinando IV conferma il sistema baraccato come sistema idoneo in zona sismica. L'intelaiatura lignea è così organizzata:



Sistema baraccato

- I ritzi principali sono posizionati nei cantonali degli edifici ed in ogni incrocio con pareti perimetrali o di separazione interna.
- I traversi sono posti in corrispondenza dei due orizzontamenti e del piano di gronda.
- La struttura secondaria è composta anch'essa da elementi lignei verticali e orizzontali che venivano fissati all'ossatura primaria.

1859 prime prescrizioni dal governo pontificio su altezza massima degli edifici e spessore minimo delle pareti oltre ad ammassamenti;

1884 → R.D. 2600 a seguito del terremoto di Casamicciola, su altezza e aggetti massimi.

1887 → Terremoto in Liguria, nascono norme di ricostruzione e restauro degli edifici danneggiati dal sisma;

1906 → Terremoto di Messina e R.D. 193 sulla ricostruzione; emanato nel 1908, prevede la necessità di tener conto nei calcoli per le costruzioni delle azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentate come accelerazioni applicate alle masse del fabbricato; da numerosi studi si considerarono forze convenzionali di  $0,07-0,08g$  anche se alcuni studi consideravano azioni superiori a  $0,4g$ .

1937 → Si osserva che uno dei principali meccanismi di danno è il ribaltamento delle pareti; per determinate tipologie edilizie si stabilisce la necessità di realizzare impalcati in CLS con cordoli di incatenamento tra gli ordini delle murature.

1974 → Con la L. 64 nasce la prima normativa in materia di edifici in muratura, annoverando la possibilità di realizzare edifici in muratura ex-novo indicando il principio di progettazione in zona sismica considerando due azioni orizzontali mutuamente ortogonali da ripartire tra le membrature resistenti nelle direzioni principali e regolamentando la possibilità di sopraelevazione, ammettendo l'aumento di un livello per gli edifici conformi alle norme di legge.

1980 → Terremoto dell'Irpinia, L. 219/81 e d.m. 593/81 con indicazioni sulla redazione dei progetti e sulle indagini da effettuare per definire gli interventi, accertando la capacità dei solai di ripartizione delle forze sismiche ai setti murari e l'efficacia dei collegamenti tra solai e pareti e gli ammassamenti tra pareti ortogonali.



1987 → DM. LL. PP. 20/11/87 introduce la verifica agli stati limite e la possibilità di ometterla se gli edifici rispettano determinate caratteristiche geometriche.

1996 → DM. 16/01/96 riprende le indicazioni del '74 pubblicando tre decreti; al Capo 5 - che tratta di muratura - compare il fattore di struttura  $\beta$ , prodotto tra  $\beta_1=2$  (duttilità) e  $\beta_2=2$  (modalità di rottura).

1998 → Con la L. 61 si introducono le verifiche per i setti in muratura (ribaltamento, collasso per pressoflessione per azioni nel piano e fuori dal piano, crisi dei collegamenti, rottura a taglio) introducendo una formulazione semplificata per il calcolo del coefficiente sismico  $C$  per determinare la soglia di vulnerabilità.

2003 → Con l'OPCM n. 3274 l'Italia è tutta considerata in zona sismica, con una classificazione in 4 zone in virtù della probabilità di accadimento di forti terremoti; in zona 4 è facoltà delle Regioni prescrivere lo obbligo della progettazione antisismica ( $a_g = 0,05g$ ).  
Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi vengono distinti tra duttili e fragili individuando due diversi metodi di verifica:

- Verifica con spettro di risposta (spettro elastico non ridotto);
- Verifica con fattore di struttura  $q$  (spettro elastico di progetto) ridotto con  $q$



2008 → Con le NTC si introduce la progettazione agli stati limite con deroghe alle tensioni ammissibili per alcune classi di edifici.

A livello europeo dal 1996 è presente l'EC6 per la progettazione di strutture in muratura e l'EC8 dal 1998 per la progettazione di strutture per la resistenza sismica.

## L'attuale quadro normativo nazionale

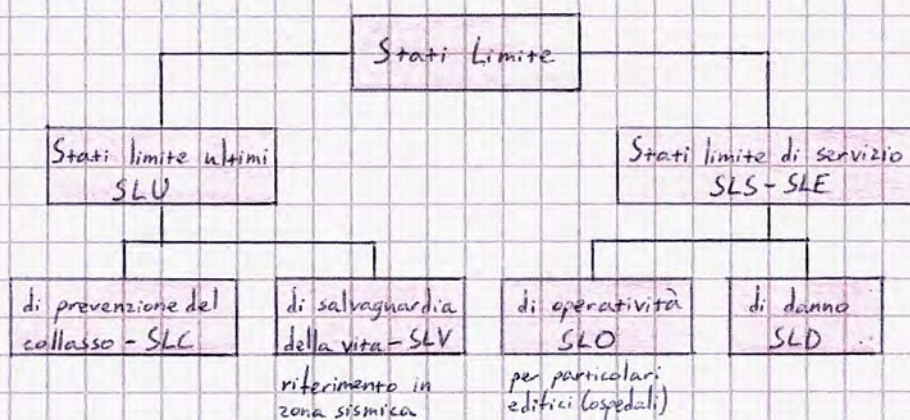
Con le NTC18 l'unico metodo di progettazione possibile è quello agli stati limite. I paragrafi di interesse sono:

- 4.5 costruzioni civili e industriali
- 7.8 azioni sismiche
- 8 → costruzioni esistenti
- 11.10 materiali

Con le circolari esplicative C8A.2 (tipologie e parametri meccanici nelle murature) e C8A.4 (analisi dei meccanismi di collasso negli edifici esistenti in muratura) si ampliano le conoscenze in materia.

Per gli edifici appartenenti al patrimonio storico e vincolati è necessario seguire le indicazioni della direttiva del presidente del Consiglio dei Ministri Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 47, 26/02/2011).

## Progettazione agli stati limite



Lo stato limite è uno stato oltre il quale una struttura non è in grado di assolvere nel corso della sua vita nominale alle funzioni per cui è stata progettata.

La progettazione, come è noto dal corso di Tecnica delle Costruzioni, si basa sul metodo semiprobabilistico, che prevede un confronto  $E_d \leq R_d$ .

Per ogni stato limite sono indicate le verifiche di rigidezza, resistenza, duttilità, funzionalità per gli elementi strutturali, non strutturali e impiantis

tici; le azioni sismiche sono invece valutate in relazione a un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava moltiplicando la vita nominale di progetto  $V_N$  della costruzione per il suo coefficiente d'uso  $C_u$  (associato alla classe d'uso dell'edificio, un parametro di affollamento: gli edifici residenziali sono di Classe II, in cui  $C_u=1$ ).

$$V_R = V_N \cdot C_u$$



## La muratura: i materiali e le caratteristiche meccaniche

La muratura è costituita da un aggregato di elementi artificiali o naturali (mattoni o pietre) aventi forma più o meno regolare, sovrapposti in opera gli uni agli altri con interposizione di malta. Utilizzata per fini e prestazioni molto varie, si può distinguere in:

- Muratura di tamponamento
- Muratura di divisione
- Muratura di contenimento
- Muratura portante: sostiene carichi verticali e orizzontali, con i seguenti

### Vantaggi

- Complesso edificio omogeneo, con sistemi sismoresistenti diffusi.
- Costruzione e manutenzione semplici ed economiche;
- Durabilità;
- Ponti termici ridotti;
- Naturale isolamento termoaustico;
- Naturale resistenza al fuoco.

### Svantaggi

- Scarso resistenza a trazione, resistenza a compressione comparativamente ridotta;
- Ingombro in pianta e poca libertà di organizzazione degli spazi interni;
- Fondazioni continue per tutto lo sviluppo delle murature che devono essere sufficientemente rigide da evitare cedimenti, ovvero fessurazioni in elevazione.
- Carichi concentrati da dover distribuire (es. solai).

Gli edifici in muratura portante possono essere realizzati secondo diverse tecniche costruttive:

- Muratura ordinaria: semplice assemblaggio degli elementi resistenti con malta o a secco, ha una bassa resistenza a trazione e meccanismi di collasso tendenzialmente fragili (per taglio e instabilità).
- Muratura armata: si inserisce armatura verticale (nei fori dei blocchi) e orizzontale (nei letti di malta) nella muratura aumentando la resistenza a flessione nel piano e fuori dal piano ed aumentando la duttilità.
- Muratura intelaiata: antesignana della struttura intelaiata, è realizzata con cordoli in CLS-A verticali e orizzontali adeguatamente connessi tra loro ed aderenti agli elementi murari assieme ai quali formano un unico organismo resistente.

Le murature moderne sono generalmente composte da blocchi di forma parallelepipedica posti in opera in strati regolari di spessore costante legati da malta; gli elementi lapidei devono avere caratteristiche tali da sopportare i carichi gravanti e presentano di norma una ridotta percentuale di foratura. Le murature possono essere classificate in base al materiale costituente:

• Laterizio (normale o alleggerito);

• Calcestruzzo;

• CLS alleggerito;

• Tuffo;

• Pietra.

Circa il legante, è importante che l'acqua sia limpida, priva di sostanze organiche, non aggressiva; la sabbia non deve contenere sostanze organiche, terrose o argillose.

Gli elementi in laterizio, eventualmente alleggerito per un miglior isolamento termico, si distinguono in base alla percentuale di foratura  $\varphi$  ottenuta dal rapporto tra l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti e l'area lorda della sezione normale dell'elemento - e il diametro nominale dei fori

Gli elementi in pietra devono essere costituiti da materiali non friabili/staldbili, con ridotto contenuto di sostanze solubili o organiche; le caratteristiche meccaniche, molto variabili, dipendono dalla regolarità della muratura, dalla forma degli elementi (sguadrati) e dalla tessitura e tipologia della muratura in pietra.

Entrambi i componenti della muratura sono classificati in normativa secondo caratteristiche medie.



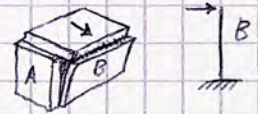
## Comportamento delle strutture in muratura

L'inertza delle pareti nel piano è molto maggiore di quella fuori dal piano; per questo motivo, un edificio in muratura deve avere un **comportamento scatolare**, possibile solo con un buon ammassamento tra muri e con gli orizzontamenti. Nel progetto e l'analisi strutturale di un edificio in muratura, avente comportamento reale di elevata complessità, si tende a semplificare la procedura considerando la costruzione come un insieme di elementi indipendenti tra loro assemblati:

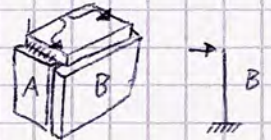
- Muri portanti: sostengono il peso proprio, quello delle murature sovrastanti, i carichi trasmessi dagli impalcati.
- Muri non portanti: sostengono unicamente il peso proprio;
- Muri di controvento: assorbono le azioni orizzontali nella direzione ad essi parallela;
- Muri di collegamento: ortogonali alle forze orizzontali agenti;
- Orizzontamenti: se di adeguata rigidità distribuiscono le sollecitazioni uniformemente tra le pareti (sia azioni orizzontali su pareti di controvento che carichi verticali su muri portanti).

Esistono 5 diversi casi di comportamento di un edificio in muratura a seconda delle condizioni di vincolo:

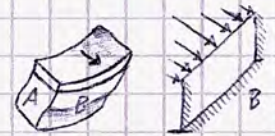
- ① Solai collegati solo alla parete ortogonale al sisma in assenza di ammassamenti: il solaio scivola sulle altre pareti scaricando le forze sismiche solo sulle pareti di tipo B, che reagiscono fuori dal piano danneggiandosi rapidamente.



- ② Solai collegati solo alla parete parallela al sisma in assenza di ammassamenti: l'azione sismica del solaio si ripartisce correttamente, ma le pareti di tipo B possono collassare per effetto dei carichi sismici propri.



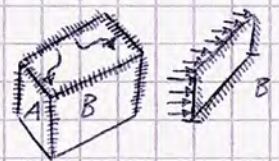
- ③ Solai collegati con tutte le pareti, a loro volta ammassate tra loro; il solaio è particolarmente flessibile nel suo piano (solai in legno): per la sua elevata deformazione il solaio scarica l'azione sismica nel centro delle pareti perpendicolari al sisma (B).



- ④ Solai collegati con le pareti e sufficientemente rigido nel suo piano, pareti non ammassate tra di loro: le pareti di tipo A hanno ancora lo schema statico a mensola, quelle di tipo B sono equivalenti allo schema di trave semplicemente appoggiata e sono caricate fuori dal piano.



- ⑤ Solai collegati con tutte le pareti, sufficientemente rigido nel piano, pareti ammassate tra loro: corrispondente al meccanismo di collasso migliore in quanto i vincoli ottimizzano la risposta della struttura: le pareti di tipo B si comportano da piastre incastrate su tutti i lati e sollecitate dal carico sismico dovuto al peso proprio.



Per garantire il comportamento scatolare dunque è fondamentale che:

- Muri ed orizzontamenti siano opportunamente collegati tra loro, realizzando al livello dei solai dei cordoli di piano che trasmettono i carichi verticali dai solai alle strutture portanti e i carichi orizzontali alle pareti di controvento; essi fungono inoltre da vincolo sulle pareti sollecitate ortogonalmente al proprio piano.
- Siano realizzati adeguati ammassamenti tra le pareti tra loro ortogonali;
- Siano realizzati opportuni incatenamenti al livello dei solai per collegare i muri paralleli della scatola muraria (con armature metalliche, efficacemente ancorate ai cordoli) ed evitare ribaltamenti, consentendo migliori meccanismi resistenti nel piano.



# Regole dell'arte nelle costruzioni in muratura

Regolarità dei corsi orizzontali

Squadratura regolare dei conci

Verticalità della muratura

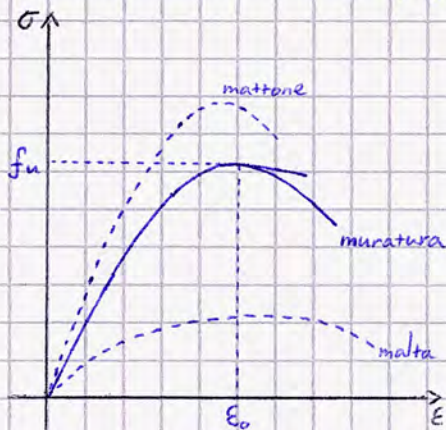
Non allineamento dei giunti verticali

Qualità dei blocchi

Qualità della malta

Ammorsamento trasversale dei blocchi

## Resistenze caratteristiche e di progetto



Come evidente dal diagramma  $\sigma$ - $E$  da sforzo di compressione uniaassiale, la muratura presenta un legame costitutivo intermedio tra malta e muratura caratterizzato da una legge non lineare e una resistenza a compressione intermedia.

### Murature nuove

La resistenza caratteristica a compressione si calcola secondo la relazione probabilistica della norma UNI-EN 1052-1:

$$f_k = f_m - k \cdot s$$

$s = \sqrt{\frac{\sum (f_m - f_i)^2}{n-1}}$  → scarto quadratico della media  
 $k$  → coefficiente probabilistico (tabellato in base al numero di prove)  
 $f_m = \frac{\sum f_i}{n}$  → media dei valori a rottura per compressione

In alternativa alla valutazione sperimentale di resistenza, è possibile utilizzare la tabella 1.6 (murature con elementi artificiali) o 1.7 (elementi naturali) delle NTC 18, da cui, nota la resistenza media degli elementi si ricava quella caratteristica con le seguenti relazioni:

$$f_{bk} = \begin{cases} 0,75 f_m & \text{per murature costituite da elementi naturali} \\ 0,80 f_m & \text{per murature costituite da elementi artificiali} \end{cases}$$

Per quanto riguarda la resistenza a taglio, di norma si effettua una prova a compressione diagonale su un pannello quadrato di lato  $120 \text{ cm}$ ; in alternativa la tabella 1.8 delle NTC indica valori della resistenza caratteristica a taglio  $f_{vk0}$  di nuove murature in assenza di tensioni normali, utilizzabili direttamente nel caso di giunti verticali e orizzontali riempiti con malta ma da dimezzare in assenza di giunti verticali, purché gli elementi in muratura siano tra loro adiacenti. Da ciò, si ha:

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_n$$

$\mu$  → sforzo normale medio agente  
 $0,4$  → coefficiente di attrito interno della muratura

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} = 0,065 f_b$$

resistenza normalizzata a compressione verticale dei blocchi (UNI EN 771)

Per quanto riguarda i moduli di rigidezza,

$$E = 10000 f_k$$

$$G = 0,40 E$$

In zona sismica sono ammessi solo elementi naturali squadrate e murature con pietra non squadrate o listate solo in siti a bassa sismicità.

### Murature esistenti

Per l'esistente, la tabella 1.10 raccoglie i principali parametri meccanici per diverse tipologie di murature, riportando due estremi di un intervallo di valori possibili in cui scegliere in base al fattore di confidenza associato al livello di conoscenza raggiunto. Alla tabella 1.10, riferita a murature con malta scadente, in assenza di ricorsi (listature), con paramenti semplicemente accostati o mal collegati e a muratura non consolidata, possono essere applicati i correttivi della tabella C.8.5.II purché entro il massimo coefficiente complessivo indicato in tabella. Nei coefficienti legati agli interventi di consolidamento, i parametri possono essere applicati sia ai parametri di resistenza che ai moduli elastici.

Resistenze di progetto:  $f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot FC}$  muratura esistente       $f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$  analogo per  $f_{vd}$

$\gamma_m$ , generalmente pari a 2, dipende dalla classe di esecuzione della muratura



## Altre caratteristiche delle murature

Coefficiente di Poisson  $\nu = 0,15 - 0,30$  (per  $0,30 f_k \leq \sigma \leq 0,80 f_k$ )

Svarimento viscoso: in assenza di prove sperimentali si può ritenere che il rapporto tra la deformazione a tempo infinito e la deformazione elastica di una muratura sia unitario; la deformazione finale sarà quindi pari a due volte quella elastica calcolata col modulo elastico normale  $E$ .

$$\phi(t^{\infty}) = 1$$

Ritiro: dipende dal tipo di malta legante e dallo spessore dei giunti.

Dilatazione termica: in media,  $\alpha_T = 6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

## La classificazione della muratura secondo Pagano

1968

Pagano definisce tre classi di edifici in muratura in base a differenti tecniche costruttive.

• I classe: edifici interamente in muratura con impalcati costituiti da sistemi voltati.

- Le pareti verticali, continue dalle fondazioni alla copertura, presentano le aperture dei vani sovrastate da archi anch'essi spingenti.
- Le fondazioni sono generalmente a tela, riproducendo sul piano fondale la trama della scatola muraria con un ulteriore sensibile ringrasso per adeguare le pressioni nella muratura a quelle sopportabili dal terreno.
- La copertura è a tetto.

In alcuni casi venivano realizzati in corrispondenza degli incroci murari dei pozzi di grosso diametro, antesignani dei pali, riempiti di pietrame legato debolmente da malta; tra i pozzi si impostavano poi degli archi su cui venivano erette le pareti.

Non esiste discontinuità tra il sistema fondale e la costruzione in elevazione: tutto l'edificio è fondazione di sé stesso; ne deriva una grande sensibilità del fabbricato ai cedimenti fondali, che si manifestano con quadri tessurativi estesi su tutta la verticale.

Difetti: volte ed archi spingenti, muri di elevato spessore, altezza contenuta degli edifici.

Le spinte delle volte si bilanciano nei nodi interni della scatola muraria mentre esercitano un'azione ribaltante sulle pareti perimetrali; l'effetto spingente degli archi posti al di sopra delle aperture con funzione di piattabanda si bilancia in corrispondenza dei vani interni mentre aggiunge un contenuto ribaltante verso l'esterno alle estremità. L'insieme di questi effetti tende a far aprire la scatola muraria verso l'esterno; a tale cinematisimo oppongono la resistenza alle pareti trasversali sempre che siano efficacemente ammassate in quelle perimetrali.

• II classe: edifici aventi pareti verticali con impalcati costituiti da solai piani isostatici costituiti da travi semplicemente appoggiate in asole della muratura (a fine '800 dal legno si passa al ferro per le travi, senza che si modifichi l'assetto strutturale). Le piattabande sui vani sono costituite da archi ribassati ad intradosso piano fatti con mattoni a coltello o semplicemente con tavole in legno appoggiate per pochi centimetri sulle spalle dei vani.

La presenza di un impalcato piano elimina il problema delle spinte delle volte e di conseguenza lo spessore dei muri è più contenuto ed è possibile avere un maggior numero di piani. Il comportamento globale dell'edificio è ancora caratterizzato dalla tendenza della scatola muraria ad aprirsi a carcioto.

Orizzontamenti e struttura muraria sono due sistemi strutturali indipendenti che si trasmettono solo le azioni verticali.

- Difetti:
- Ecentricità dei muri perimetrali che risalgono verso l'interno generando dei momenti ribaltanti verso l'esterno dovuti all'eccentricità del peso delle murature rispetto ai livelli sottostanti;
  - Spinte ulteriori dovute all'effetto arco delle piattabande sui vani che tendono ad aprire la scatola muraria;
  - Spinte sbilanciate lungo il perimetro dovute alle voltine con poutrelle metalliche.



• III classe: edifici caratterizzati da sostegni verticali con impalcati costituiti da lastre continue in conglomerato cementizio (eventualmente alleggeriti con laterizi o nervati con profili in acciaio) solidali al perimetro con cordoli in CLS aventi la funzione di impedire spostamenti relativi tra pareti imponendo una congruenza tra queste ultime e i solai in termini di rotazioni; le piattabande sono realizzate con travi in CLS-A.  
Questa tipologia rappresenta quella migliore nella classificazione, avendo un buon comportamento sia alle azioni verticali che a quelle orizzontali; tutte le criticità delle altre sono ridotte:

- Non ci sono effetti spingenti;
- Le pareti di facciata sono efficacemente ammassate a quelle trasversali;
- La rigidità dell'impalcato consente di distribuire uniformemente le azioni sismiche tra le pareti, favorendo un comportamento d'insieme.

Lo sviluppo di questa tipologia nasce ai primi del '900 con la nascita della tecnologia del CLS-A; rappresenta il punto di congiunzione con gli edifici intelaiati con tamperature leggere.

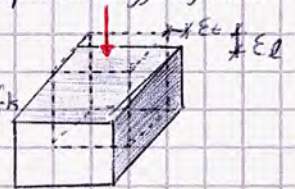
## La muratura - generalità

Le caratteristiche meccaniche della muratura variano in un intervallo molto elevato, anche tra diversi punti di una stessa struttura; ne segue che la modellazione di un edificio in muratura [micro/macro] dipende dagli obiettivi dello studio.

Nella pratica è frequente che una struttura non sia verificata a carichi verticali pur essendo a sisma a causa dei coefficienti di sicurezza; per questo motivo sull'esistente è fondamentale controllare se la muratura è lesionata e se effettivamente è in crisi: il senso critico prevale sulla norma!

Molte delle caratteristiche della muratura di interesse strutturale ( $E$ ,  $G$ ,  $f_k$ ) sono tabellate, a queste si aggiungono:

- Coefficiente di Poisson  $\nu = - \frac{E_t}{E_l}$  varia nella muratura a seconda del livello di sollecitazione:  $0,15 \div 0,30$  per  $0,30 f_k \leq \sigma \leq 0,80 f_k$  varia anche in ragione dell'eterogeneità della muratura.



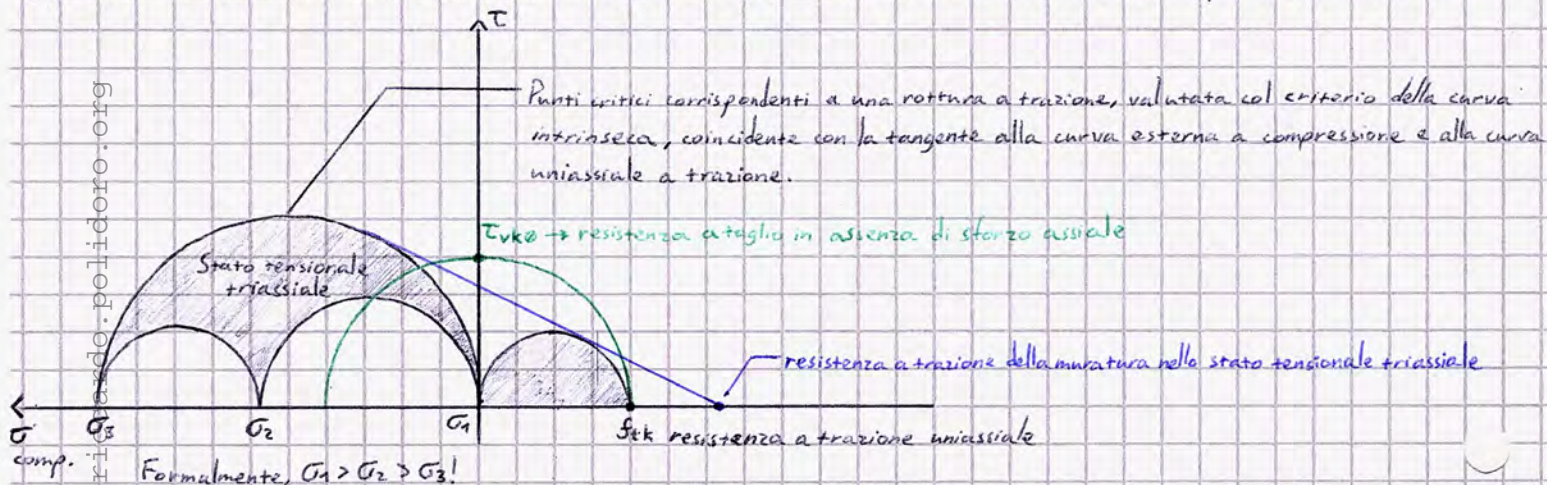
- Ritiro (dei giunti): per stagionature di circa un anno ( $t \rightarrow \infty$ )  $E_{rit}$  varia tra l'8 e il 10% in base alla tipologia di malta:

- Malta di calce idraulica  $\rightarrow E_{rit} = 0,1$
- Malta di cemento  $\rightarrow E_{rit} = 0,08$

- Scorrimento viscoso:  $\phi(t \rightarrow \infty) = 1 = \frac{E_{t \rightarrow \infty}}{E_{el}} \Rightarrow E_{fin} = E_{el} + E_{scorr. visc.} = 2 E_{el}$  (CLS =  $2 \div 3 E_{el}$ )

- Dilatazione termica:  $\alpha = 6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  ( $\alpha_{calc} = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ )

Lo stato tensionale triassiale della muratura si studia tramite il Cerchio di Mohr, involucro di tre cerchi:

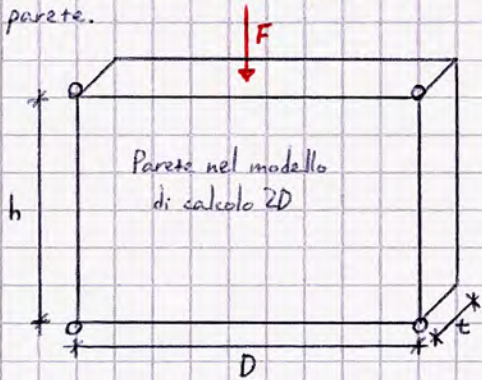


Si osserva che, riducendo  $\sigma_k$ , la curva intrinseca ha una pendenza maggiore e dunque la muratura ha una minor resistenza a trazione nello stato triassiale; ciò si verifica in caso di precompressione; ne segue che caricare un muro ne migliora le caratteristiche e il comportamento (anche sismico) a compressione, non a trazione.



# Instabilità delle pareti in muratura

Principale problema nello studio delle murature è la loro modellazione: l'elemento è muratamente 2D ma la normativa semplifica l'approccio riportandosi a un caso simile ad un telaio; se gli elementi trasversali confinano efficacemente la parete allora essi costituiscono un vincolo; la normativa si occupa di studiare lo spessore in funzione dell'altezza della parete.



All'aumentare del carico si formano delle onde localmente (1,2,3,...), successivamente la muratura tende a tornare ad una conformazione rettilinea per poi instabilizzarsi definitivamente: la parete attraversa più modi di deformazione, ciascuno ne determina una dissegregazione non stabile.

Dal punto di vista teorico, la risoluzione dell'equazione differenziale dello squilibrio elastico permette di definire il carico critico; si ha in definitiva che:

$$N_{cr} = K \frac{\pi^2 B}{D^2} ; \quad B = \frac{E t^3}{12(1-\nu^2)}$$

tiene conto dell'inertia flessionale, detto parametro di flessorigidità.

K, coefficiente di ~~appla~~ amplificazione del carico critico, è funzione delle condizioni di vincolo e del numero di modi di deformare della parete:

$$K = \left( \frac{mD}{h} + \frac{h}{mD} \right)^2$$

Con m pari al numero di semionde di imbozzamento nella direzione del carico applicato.

$K_{min} = K(m=h/D) = (1+1)^2 = 4$   $K_{min}$  di riferimento a vantaggio di sicurezza (se  $h=D$ , si assume  $m=1 \rightarrow K$  si associa al primo modo).

Per  $K=4$ ,  $N_{cr} = \frac{4\pi^2 B}{D^2}$  da confrontare con  $N_{ed}$  per la verifica all'instabilità ( $N_{ed} \leq N_{cr}$ ).

Nel caso di elementi lineari, la verifica si semplifica in:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} ; \quad \lambda = \frac{L_0}{i}$$

$i$  raggio d'inertia colonna

$\lambda = \frac{h_0}{i}$   $h_0 = p \cdot h$ , con p che tiene conto delle condizioni di vincolo come il  $\beta$  dell'acciaio

Per sezioni rettangolari,  $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{B t^3 / 12}{B \cdot t}} = t \sqrt{\frac{1}{12}} = 0,29 t$

Ne segue che nelle pareti  $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E \cdot 0,29 t}{p \cdot h}$

La normativa fornisce una tabella in funzione di  $h/D$  e del numero delle semionde del modo deformativo per definire K e p; in particolare, per pannelli quadrati si ha  $p=0,5$  e  $K=4$ , il che implica che se  $h=D$  la parete si comporta come una trave incastrata-incastrata ( $p=0,5$ ).

	m=1					
h/D	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2
p	0,96	0,86	0,73	0,61	0,50	0,41
K	27,04	8,41	5,14	4,20	4,00	4,13

Se  $h/D > 1,2$ , si considera la seconda deformata in virtù della "snellezza" della parete.

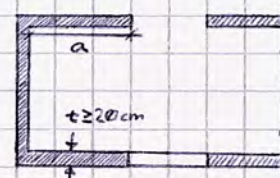
La normativa in definitiva fornisce una  $\lambda$  convenzionale (NTC18) per trattare la parete come fosse una colonna:

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{p h}{t}$$

Si ha un'ulteriore semplificazione nel calcolo di p:

- Muro isolato  $\rightarrow p=1$ ;
- Muro vincolato da pareti trasversali pieni con  $t \geq 20$  cm  $\rightarrow p = f(h/D)$ :
- Muro vincolato da muri trasversali bucati: è necessario che la distanza tra stipite e porta sia  $\geq h/5$  per usare la tabella al punto 2; se  $a < h/5$  si considera il muro come se fosse isolato  $\Rightarrow p=1$

h/D	$\leq 0,5$	$0,5 \leq h/D \leq 1$	$> 1$
p	1	$1,5 - h/D$	$1/(1+(h/D)^2)$





## Resistenza e instabilità fuori dal piano della muratura

Si riprende la modalità di verifica utilizzata in passato per l'acciaio, considerando un carico agente amplificato ( $\omega = 1/\lambda$ , con  $\lambda$  parametro di snellezza pari a  $1/(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2})$ ) per calcolare poi la  $\sigma$  agente, da confrontare con quella ammissibile:

### Teoria classica dell'instabilità fuori piano per le colonne di Acciaio

$$\sigma = \omega \cdot \frac{N}{A} \leq \sigma_{amm}; \quad \omega \geq 1$$

$$\frac{N}{A} \leq \frac{\sigma_{amm}}{\omega}$$

Nel caso di vincoli cerniera e per valori di  $\lambda \leq 20$  ( $\lambda = P^h/t$  al più pari a  $20$ , limite superiore in cui  $\rho=1$ , condizione che esprime il vincolo cerniera) la norma fornisce una tabella in cui  $\phi$  è espresso in funzione della snellezza e dell'eccentricità del carico, espressa tramite un coefficiente  $c = \frac{6e}{t}$  perché  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{t}{3}$  (piccola eccentricità):

$\phi = f(\lambda, c)$  espresso anche in forma grafica con curve  $c/\lambda$ .

### Pareti

$$\frac{N}{A} \leq f_{d,ridotta}$$

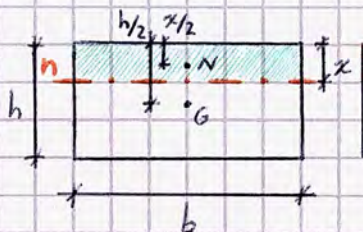
$$f_{d,rid} = \phi f_d$$

$\phi < 1$  dipende da:

- Eccentricità del carico verticale;
- Schema di calcolo (modello);
- Imperfezioni geometriche (effetti del II ordine).

### Dominio di resistenza delle murature a pressoflessione

Consideriamo una sezione rettangolare:



Il valore di progetto della resistenza della muratura è  $f_d = \frac{0,85 f_k}{\gamma_m \cdot FC}$

FC è il fattore di confidenza, dipende dal Livello di Conoscenza dell'edi-

ficio con indicazioni definite a livello normativo:

LC1  $\rightarrow$  Limitato    LC2  $\rightarrow$  Esauritivo    LC3  $\rightarrow$  Esteso

Nota l'area reagente, si può calcolare lo sforzo normale massimo relativo alla sezione reagente:

$$N = b \cdot x \cdot f_d; \quad M_{Ed} = N_{Ed} \cdot \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{2} \right)$$

Puntiamo a calcolare dei fattori adimensionali  $n = \frac{N}{N_{ultimo}}$  e  $m$  (pari a  $\frac{M}{M_{ultimo}}$ ) per definire un dominio di resistenza generalizzato:

Poniamo  $x = \xi \cdot h$ ; allora:

$$N = b \cdot h \cdot \xi \cdot f_d$$

$$n = \frac{b \cdot \xi \cdot h \cdot f_d}{b \cdot h \cdot f_d} = \frac{N}{N_u} = \xi$$

$$\xi \in [0, 1]$$

$$m = \frac{N \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{2} \right)}{W_{el} \cdot f_d} = \frac{b \cdot \xi \cdot h \cdot f_d \left( \frac{h}{2} - \frac{\xi h}{2} \right)}{\frac{b h^2}{6} \cdot f_d} = \frac{\xi (1 - \xi)}{\frac{1}{6}} = 3 \xi (1 - \xi)$$

$\xi$	$n$	$m$
0	0	0
0,1	0,1	0,27
0,3	0,3	0,63
0,5	0,5	0,75
0,7	0,7	0,63
0,9	0,9	0,27
1	1	0

È possibile quindi graficizzare il dominio di resistenza.

Se  $N$  è applicato sul bordo del nocciolo si ha la condizione di parzializzazione, dunque:

$$\frac{x}{2} = \frac{h}{3} \Rightarrow \frac{\xi \cdot h}{2} = \frac{h}{3} \Rightarrow \xi = \frac{2}{3} = 0,67 \rightarrow n = 0,67 \quad \left. \begin{array}{l} n = m = \xi = 0,67 \\ m = 0,67 \end{array} \right\} \text{limite di parzializzazione}$$

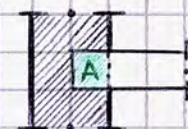
### Verifica a carichi concentrati nelle murature

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{amm} = f_d$$

$f_d$  = resistenza a compressione di progetto

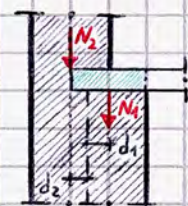


A: area di imposta del carico concentrato (ad es. una trave che scarica sul muro)



$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot FC}$$

$$N_1 d_1 + N_2 d_2 = N \cdot e \quad \text{Th. Varignon}$$



A questa eccentricità e per valutare efficacemente la pressoflessione bisogna aggiungere:

• Eccentricità accidentale =  $\frac{h}{200}$  (imperfezioni)

• Eccentricità per carico da vento (momento flettente)



# Archi+ravi

## Verifica parziale di una parete in muratura soggetta a carico concentrato

Soprattutto per quanto riguarda le travi di solaio, nasce una pressione "a timbro", elevata e su una piccola area.

In un sistema, gli edifici in muratura non collassano mai per una crisi di resistenza - atteso il sovradimensionamento dell'esistente - ma per fenomeni di instabilità nei collegamenti:

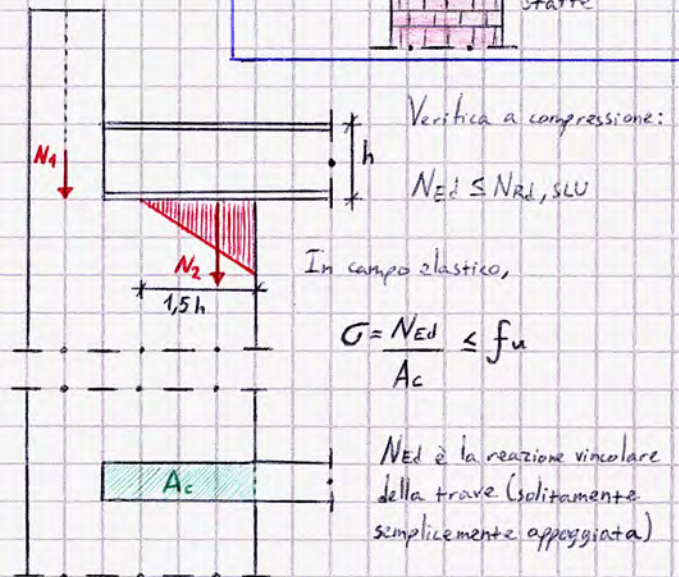
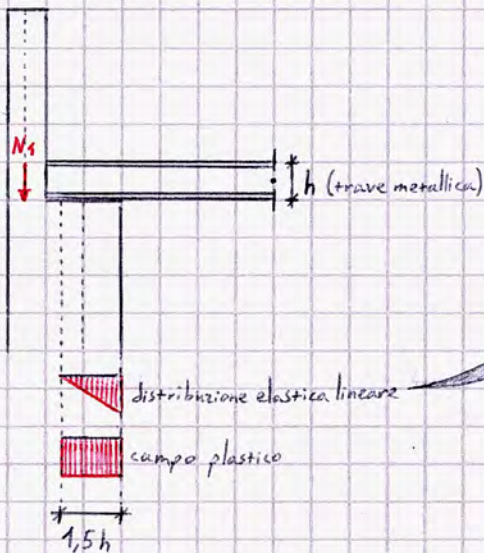
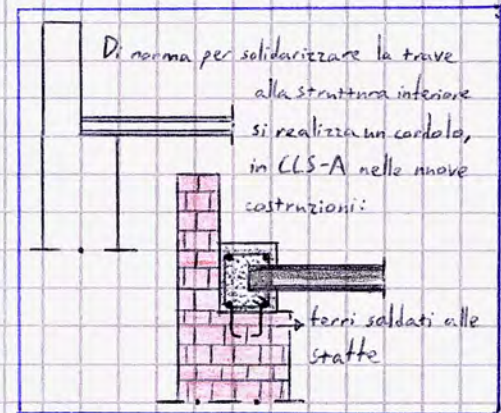
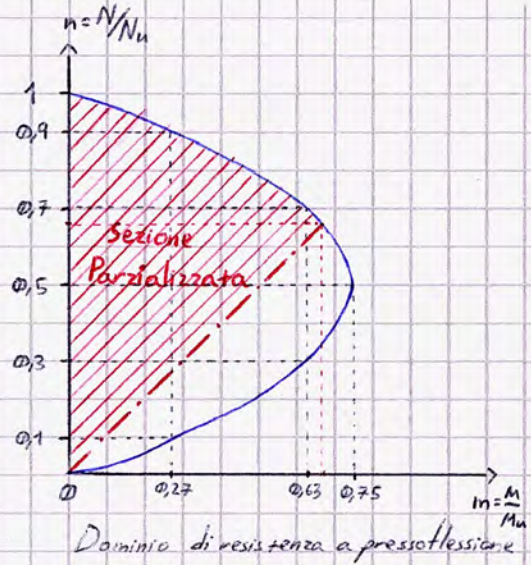
- Tra pareti
- Tra solaio e pareti

La presenza di buoni collegamenti definisce l'effetto scatolare: l'edificio si comporta come un unico blocco, non come una somma di elementi (in assenza di collegamenti il primo modo di collasso è il ribaltamento delle pareti verso l'esterno).

Le lesioni nella muratura sono evidentemente conseguenti perlopiù a sforzi di trazione; ne segue che i meccanismi nel piano delle murature sono fisiologici in quanto dissipano l'energia del sistema evitando il collasso, le lesioni ad X sono dovute all'azione sismica; possono anche insorgere lesioni a taglio nei giunti di malta e lesioni verticali o orizzontali, a pressoflessione.

Nell'approccio all'esistente dunque è necessario:

1. Verificare i collegamenti tra pareti e tra solaio e pareti;
2. Valutare gli interventi possibili (ad esempio può essere sufficiente collegare meglio il solaio alle spalle più che ritarlo).



$$N_{u} = N_{Rd} = \beta \cdot A_c \cdot f_{uM}$$

$\beta$  → coefficiente di diffusione del carico, solitamente pari a 1 (0,65 alle tensioni ammissibili)  
 $A_c$  → area di contatto  
 $f_{uM}$  → resistenza ultima della muratura

Nel caso di una verifica ad un livello intermedio, la verifica si completa considerando i momenti parasistemi dovuti all'azione verticale eccentrica dovuta alle pareti e i solai sovrastanti.



Fonti dell'eccentricità:

$$e_i = \frac{H}{200} \quad \text{per imperfezioni geometriche}$$

$$e_v = \frac{M_v}{N} \quad \text{azione da vento, assume un'entità sensibile per pareti snelle e in zona a bassa sismicità}$$

$$e_1^* = \frac{N_1 e_1}{N_1 + N_2}$$

$$e_2^* = \frac{N_2 e_2}{N_1 + N_2}$$

Eccentricità totali:

• Estremità:  $e_{te} = e_1^* + e_2^* + e_i + e_v$

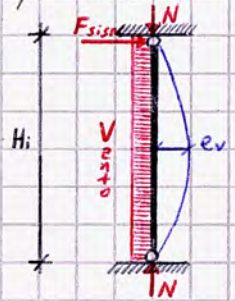
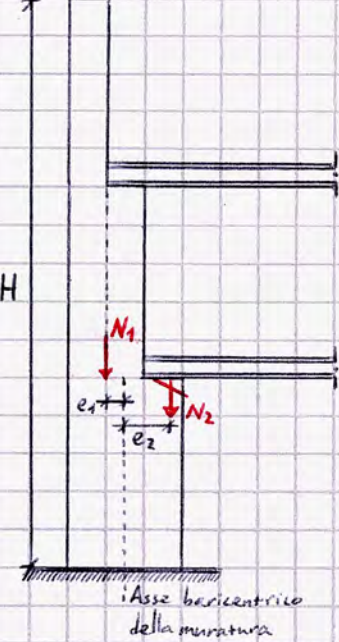
• Mezzeria:  $e_{tm} = \frac{1}{2} e_{te} + e_v$

$e_v$  di norma trascurabile

$N_2 \cdot e_2 = (N_1 + N_2) e_2^*$ , risultante relativamente allo scorcio del solaio, tiene conto della eccentricità dovuta ai solai sopra la sezione di verifica.

$N_1 \cdot e_1 = (N_1 + N_2) e_1^*$  considera l'eccentricità dovuta alle pareti sopra la sezione di verifica.

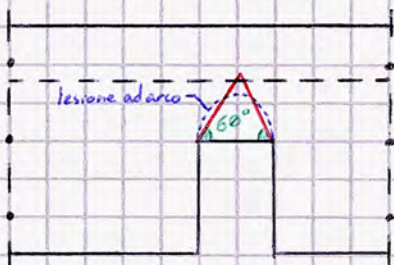
Sono entrambe applicazioni del Teorema del Varignon, consentono di capire dove applicare la risultante degli sforzi normali.



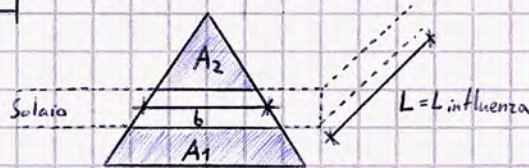
Da ciò ci si riconduce al dominio di resistenza: lo sforzo normale agente è  $N = N_1 + N_2$ ; il momento è  $M = e \cdot N$ .

Ai fini della verifica, se  $e_t \leq t/3$  la sezione è tutta reagente, altrimenti nella verifica occorre tener conto del fatto che la sezione si parzializza.

### Architravi



Da evidenze pratiche, per considerare le azioni gravanti su un architrave occorre valutare il peso del cono in muratura definito dal triangolo equilatero sovrastante l'elemento strutturale, cui si somma ogni altro carico eventualmente incluso nella regione appena definita (ad es. solaio). In assenza di architrave, nella muratura si formano delle lesioni ad arco di altezza pari a  $2/3$  la larghezza del vano.



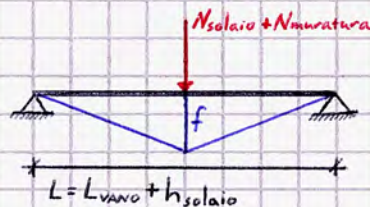
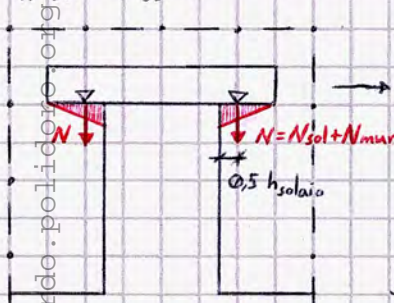
$$\frac{b \cdot L}{2} \cdot q_{slw} = N_{\text{solaio}}$$

$1,39g_1 + 1,59g_2 + 1,5q$

$$N_{\text{muratura}} = (A_1 + A_2) \cdot \gamma$$

$\gamma$  spessore della parete

Noti i carichi agenti, la verifica è sostanzialmente quella di una trave semplicemente appoggiata con appoggi sui predetti; a vantaggio di sicurezza si considera una linea di appoggio maggiore:



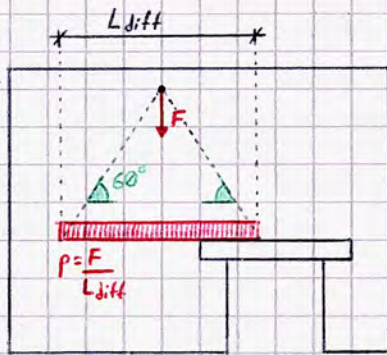
$$N = N_{\text{solaio}} + N_{\text{muratura}}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{N_{\text{solaio}} + N_{\text{muratura}}}{2} \cdot \frac{L_{\text{vano}} + h}{2}$$

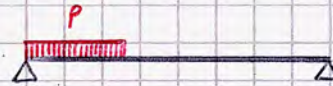
Si effettua la verifica a SLS:  $f = \frac{N (L_{\text{vano}} + h)}{48EI} \leq f_{\text{amm}} = L/200$  (Acciaio)



A ciò si aggiunge un caso particolare, nel caso in cui sia presente un carico eccentrico agglantivo:



=>



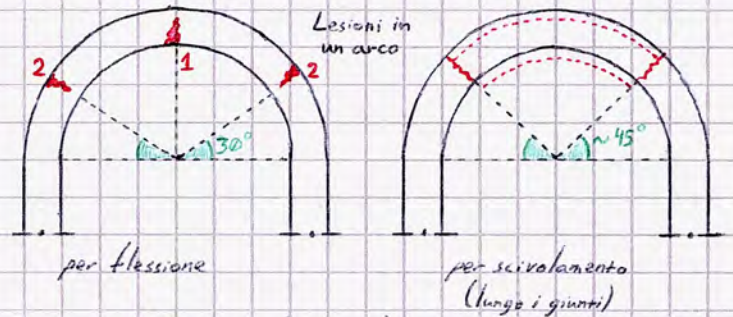
Da aggiungersi agli altri carichi per poi definire la sezione da verificare.

## Archi

Possono essere risolti con più procedimenti; più delicata è la definizione dei meccanismi di collasso che si instaurano in essi.

- **Statica grafica:** gli archi trasferiscono le azioni anche senza malta, per attrito e mutuo contrasto, non collassando finché la curva delle pressioni è contenuta entro lo spessore dell'arco stesso, ovvero finché la risultante delle azioni nell'arco ha un angolo con l'orizzontale inferiore all'angolo di attrito della muratura. La verifica col procedimento grafico nasce con l'École Polytechnique; note le componenti di tensione in ogni conciò, sommandole si ricava la risultante; se l'azione sollecitante (N) non è superiore alla resistenza della muratura e agisce entro il nocciolo d'inerzia, non generandosi trazione l'elemento non collassa.

- **FEM:** più utilizzata nelle applicazioni professionali, si modellano i conci e si tissa la bundle condition (legame tra i blocchi; malta o per attrito); l'arco può anche essere modellato come un unico solido per verificare il predittivo.



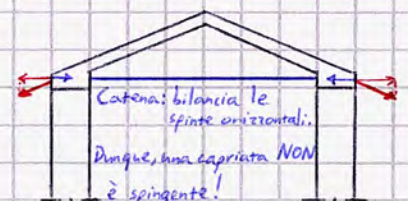
L'elemento è solitamente modellato con uno schema a 3 cerniere in virtù della tipica dinamica di collasso (a flessione): di norma si attiva prima una cerniera plastica in chiave, poi alle veni.

## Progettazione in zona sismica

Come anticipato, un buon progetto di un edificio in muratura richiede una particolare attenzione nei collegamenti; analogamente nelle forme complesse è buona norma prevedere giunti sismici; logicamente detta operazione è raramente fattibile sull'esistente, dunque sarà necessario porre una particolare attenzione sul primo modo di vibrare della struttura che sarà torsionale.

Criteri generali di progetto di una struttura in muratura:

- Pianta simmetrica nelle due direzioni ortogonali e compatta (rapporto tra i lati < 4)
- Sistemi sismoresistenti (pareti) continui da terra a cielo, assenza di muri in falso (img)
- Orizzontamenti preferibilmente non spingenti (o dotati di catene), con elevata rigidità nel piano (ad esempio con una soletta armata di 5cm di distri buisce le azioni, realizzando il vincolo di piano rigido; per le nuove costruzioni sono ideali i solai in CLS o Acciaio)
- Pannelli murari non eccessivamente elevati (interpiano massimo 5m);



- Murature non eccessivamente snelle:  $\lambda = \frac{H_0}{t} = \frac{PH}{t}$  forniti dalla norma in base al tipo di muratura (lim  $\frac{min t}{MAX \lambda}$ )

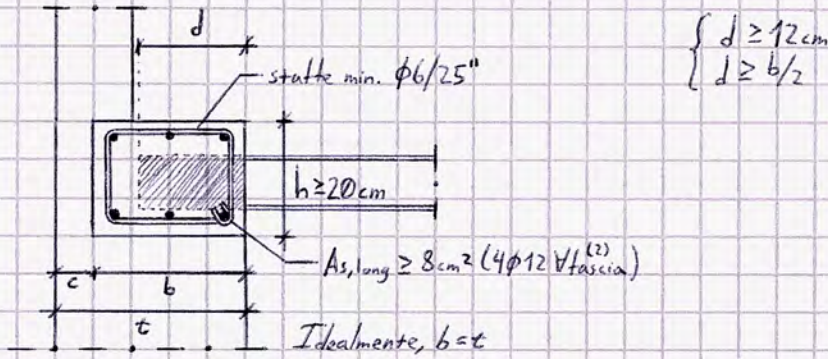
⚠ Nell'esistente il solaio in CLS è causa di collasso, sia perché il collegamento non è mai ottimale e il CLS porta ad un aumento di peso, dunque di massa sismica, che abbinato al degrado del materiale esistente determina una condizione negativa.

- Pietra squadrata  $t_{min} = 30\text{cm}$ ,  $\lambda_{max} = 10$  ]  $H_{max} = 3\text{m}$
- laterizi pieni  $t_{min} = 15\text{cm}$ ,  $\lambda_{max} = 20$

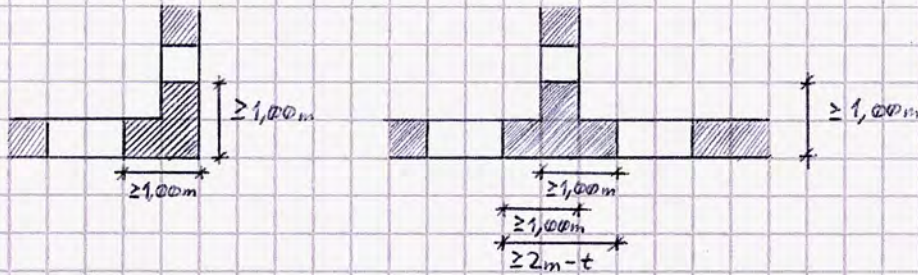


## Particolari costruttivi

Cordoli



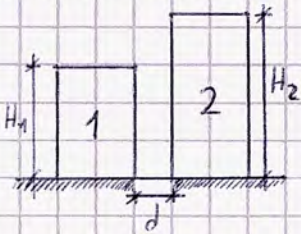
Incatenamenti



## Cenni di sismica

L'altezza massima di un edificio è definita in base a limiti urbanistici dipendenti da vari parametri tra cui la larghezza della sede stradale, le NTC non pongono limiti in materia.

Nel caso di costruzioni adiacenti occorre però prevedere un giunto sismico contro il martellamento; da una formula di normative desuete si ottiene che, fissando lo spostamento in cima di un edificio pari ad  $H/100$ , è possibile definire l'ampiezza del giunto sismico in base all'altezza comune ai due edifici (di interferenza):



$$d = \frac{2 \cdot H_1}{100}$$

Oggi si considerano anche fattori sismici considerando la somma dei massimi spostamenti tollerabili dall'edificio prima del collasso: spesso si considera lo spostamento a SLS moltiplicato per un coefficiente di duttilità che tiene conto dei risultati delle analisi a SLL o SLV:

$$\left. \begin{matrix} d_1 \\ d_2 \end{matrix} \right\} \text{spostamenti a SLS}$$

$$\text{SLV} \rightarrow S_1 = d_1 \cdot \mu$$

↳ fattore di duttilità, dipende a sua volta dal fattore di comportamento [struttura], che aumenta all'aumentare della duttilità dell'edificio (dunque è ridotto negli edifici in muratura).  
Dipende, tra le varie cose, dal periodo di vibrazione della struttura, ovvero il tempo impiegato dall'edificio per compiere un'intera oscillazione nel suo modo naturale di vibrazione.

Un edificio ha più gradi di libertà cinematici; nelle applicazioni si schematizza il tutto in una somma di schemi a un solo grado di libertà.

Per valutare l'entità dello spostamento a SLV si possono utilizzare più metodi:

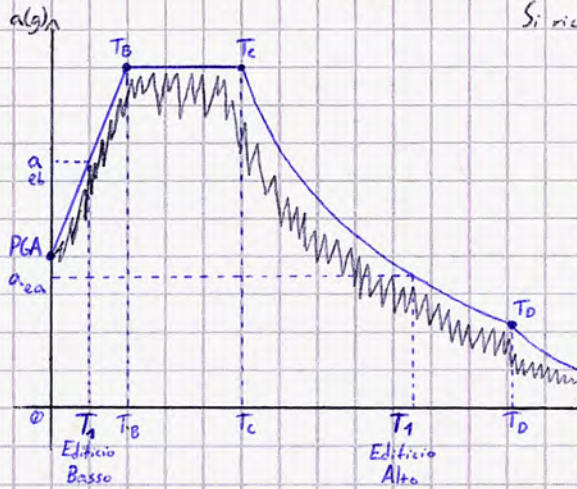
Formulazione analitica:  $S_1 = \frac{H_1}{100} \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S$  ↳ coefficiente di amplificazione che tiene conto delle condizioni geologiche:

$$S = S_s \cdot S_t$$

↳ coefficiente di amplificazione topografica (dipende dalla pendenza del suolo)  
↳ coefficiente di amplificazione stratigrafica (dipende dal tipo di suolo)



Analisi strutturale: si applicano le forze sismiche allo SLV al modello, si calcolano  $d_1$  e  $d_2$  dallo spettro di progetto (pari allo spettro di risposta elastico ridotto del fattore di struttura  $q$ ) per poi ricavare  $S_1$  e  $S_2$  (in ottica elastica):



Si ricava  $M$  dal periodo di vibrazione al primo modo:

$$T_1 = C \cdot H^{3/4} = 0,05 H^{3/4}$$

↳ dipende dalla tecnologia costruttiva, nella muratura è 0,03-0,05 (Acc: 0,075)

$T_1$  si confronta col periodo di riferimento

$T_B$  e  $T_C$  sono fissati in funzione della posizione geografica del sito da una interpolazione di spettri definiti nei vertici di un reticolo 5km x 5km che ricopre l'intero territorio nazionale.

Da ciò, nota la massa dell'edificio e l'accelerazione dallo spettro si può calcolare la forza statica da considerare come azione sismica:  $F = m \cdot a$ .

Il tempo medio di un sisma è di 30s; si registra la massima intensità a 3-4 secondi (nel caso di terremoti tettonici); i terremoti vulcanici invece sono tipicamente caratterizzati da basse magnitudini, implicando accelerazioni di più alta frequenza su edifici di massa ridotta ( $T_1$  è basso, prossimo al picco di accelerazione: gli edifici più bassi subiscono più danni), implicando differenze di danno più marcate rispetto a edifici più alti e rispetto a terremoti tettonici.

$$\text{Se } T_1 \geq T_c \Rightarrow \mu = q$$

$$T_1 < T_c \Rightarrow \mu = 1 + (q-1) \frac{T_c}{T_1}$$

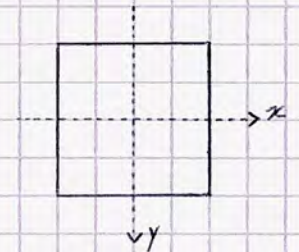
Sommando  $S_1$  e  $S_2$  si ha  $d$ .

L'analisi strutturale quindi richiede una modellazione dell'edificio per definirne  $T_1$  e trarne un confronto con lo spettro di progetto del luogo geografico di riferimento così da trovare la dimensione esatta del giunto sismico da  $S_1 = \mu \cdot d$ .

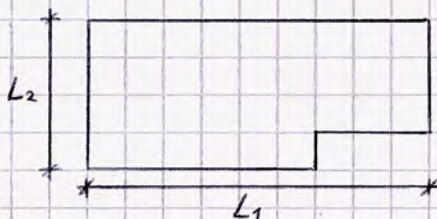
A presumere dal procedimento adottato, in definitiva si ha  $d = 2s_1$

## Regolarità in pianta e in altezza

Un edificio regolare può essere semplificato in telai piani. Si ha regolarità se l'edificio è regolare in pianta e in altezza, ovvero se si rispettano le seguenti condizioni:



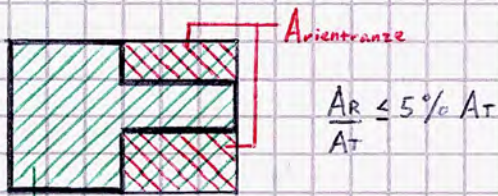
- ① Configurazione dell'edificio compatta e simmetrica rispetto alle due direzioni ortogonali;
- ② Solai infinitamente rigidi nel loro piano (realizzati in CLS e comunque con una soletta di almeno 5cm connessa e collaborante, ad esempio con connettori nel caso dell'acciaio), così da ripartire uniformemente le azioni alle pareti murarie senza perdita di resistenza.
- ③ Il rapporto tra i lati del rettangolo nel quale viene inscritta la planimetria dell'edificio  $\leq 4$  in maniera tale da limitare l'eccentricità tra baricentro della pianta e centro delle rigidità in presenza di un'azione sismica, che porterebbe l'edificio a ruotare.



$$\frac{L_1}{L_2} \leq 4$$



④ Edificio privo di rientranze troppo grandi



$A_{tot}$ : area del rettangolo o della figura convessa che meglio inscrive l'edificio.

In elevazione:

⑤ I sistemi sismoresistenti verticali si estendono dalla fondazione alla sommità dell'edificio con continuità.

⑥ La differenza tra due piani consecutivi in termini di massa e rigidità ( $\sim \Delta$  spessore delle murature) non è eccessivamente accentuata, in particolare è compresa tra il  $-30\%$  e  $+10\%$  verso l'alto.

$$m = V_{muratura} \cdot \gamma_{muratura}$$

$K$  = rigidità della parete, dipendente dall'inerzia flessionale e tagliante ( $EI + EA$ )

⑦ Restringimenti gradualità tra due piani dell'edificio e rispetto al primo orizzontamento dell'edificio:

$$\frac{A_1 - A_3}{A_1} \leq 0,30$$

$$\frac{A_i - A_{i+1}}{A_i} \leq 0,30$$

$$\frac{A_1 - A_2}{A_1} \leq 0,10$$

$$\frac{A_i - A_{i+1}}{A_i} \leq 0,10$$

Se l'edificio è al più di 4 piani, l'ultimo livello non è soggetto a limitazioni di restringimento: ciò perché 4 piani coincide all'incirca col limite di altezza massima delle strutture in muratura di nuova costruzione e l'ultimo livello è di norma occupato dal terrazzo scala, che rappresenta un grande restringimento pur non richiedendo una verifica in tal senso: più che come livello esso viene visto come una massa aggiuntiva applicata all'ultimo livello.

Se un edificio è regolare in pianta e in altezza si possono condurre delle verifiche semplificate su di esso applicando il metodo delle tensioni ammissibili in assenza dei coefficienti di amplificazione e combinazione delle azioni (dunque i carichi agenti sono minori).

Verifiche semplificate su edifici semplici in muratura

Si può condurre una verifica semplificata su un edificio se:

① L'accelerazione  $a_g$  (accelerazione su suolo rigido) del sito in cui si trova l'edificio moltiplicata per il parametro di amplificazione geologica  $S$  è minore di  $0,35g$  allo stato limite di salvaguardia della vita (stato limite ultimo per gli edifici tradizionali (definisce intensità sismiche maggiori rispetto alle SLD, stato limite di danno); ciò implica che la zona di riferimento non è ad alta sismicità:  $s \cdot a_g \leq 0,35g$ )

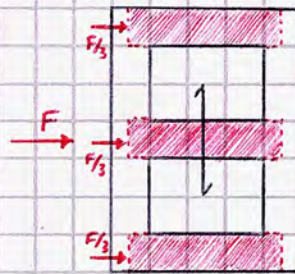
② L'edificio è semplice, ovvero:

① L'area delle murature è superiore al 50% di  $L \cdot t$  per ogni parete;

②  $d \leq \min \{ 0,75h; 7m \}$  altrimenti si consiglia un setto riggidiviso;

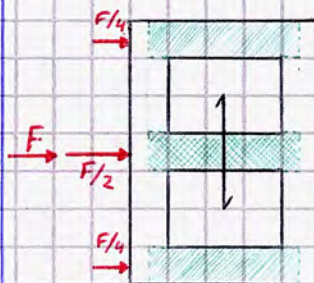
③ Numero di piani  $\leq 3$ ;

Differenze tra solai rigidi e solai deformabili



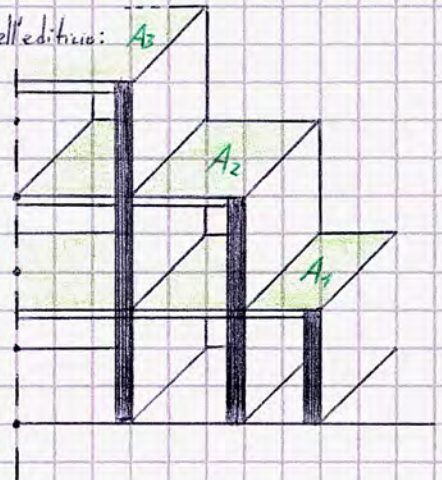
Impalcato rigido

Il carico orizzontale si trasferisce uniformemente alle pareti reagenti.



Impalcato deformabile

Distribuzione delle forze sismiche in base al carico applicato su ogni parete; si ragiona per linee di influenza.





- ④ Altezza di interpiano  $\leq 3,50$  m;
- ⑤ Pareti (strutturali) continue dalle fondazioni alla sommità;
- ⑥  $L_{MAX}/L_{min} \leq 3$  tra tutti i livelli dell'edificio (più stringente della condizione ③ di regolarità in pianta);
- ⑦  $\lambda \leq 12$ ;
- ⑧  $G_1 + G_2 \leq 3$  kN/m<sup>2</sup>
- ⑨  $\frac{A_{pareti}}{A_{totale}}$  limitata in funzione di  $a_g$  e del numero di piani dell'edificio.

Se queste condizioni sono soddisfatte, su una nuova costruzione è possibile condurre le verifiche alle tensioni ammissibili, evitando la verifica esplicita a sisma (si effettua solo una verifica a carichi verticali in elevazione):

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_m} \rightarrow 4,2$$

In base alle condizioni di carico e lo spessore della parete si determinano le diverse condizioni di esercizio.

La classificazione sismica del territorio italiano è stata rivista nel 2003: prima si consideravano 4 zone:

4	3	2	1
bassa sismicità	media sismicità	alta sismicità	altissima sismicità
0,05 g	0,15 g	0,25 g	0,35 g $\rightarrow a_g \cdot s$
Capri		Napoli	

Dopo il terremoto di San Giuliano di Puglia, tutte le aree sono da ritenersi sismiche nel territorio nazionale; è stata attuata una riclassificazione sismica che, invece di una zonizzazione (comunque rappresentata a livello indicativo), considera un reticolo 5 km x 5 km i cui vertici rappresentano punti di riferimento per la definizione di  $a_g$  e degli spettri, rispetto ai quali si effettuano interpolazioni per calcolare i parametri di riferimento per i punti interni alla maglia.

## Azioni sismiche sulle murature

I sismografi sono strumenti che registrano le accelerazioni nel tempo; di norma gli eventi sismici hanno una durata limitata nel tempo — nell'ordine dei 20-30 s — con effetti principalmente nei primi secondi, con accelerazioni verticali anche significative in prossimità dell'epicentro.

L'azione sismica viene calcolata elementarmente in base al II principio della dinamica; all'aumentare della massa dello edificio e dell'accelerazione dunque aumenta la forza.

La valutazione degli effetti su una struttura deriva da analisi dinamiche: nota l'accelerazione al suolo — da cui è anche possibile calcolare, nota la velocità di oscillazione, lo spostamento di ogni piano — e valutata la rigidità  $K$  di ogni piano è possibile valutare la sollecitazione agente ad ogni livello dell'edificio.

Ad esempio, se una parete presenta 3 maschi uguali di diversa rigidità, i maschi più rigidi saranno soggetti a forze maggiori in misura proporzionale al rapporto tra rigidità; dette sollecitazioni rappresentano il riferimento per la verifica.

$$F_i = K_i \cdot a_g$$

Come è intuibile, l'azione di un terremoto ha intensità, direzione e verso variabili istante per istante; considerando ciò è necessario effettuare analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo.

Nelle applicazioni solitamente si cerca l'effetto massimo in termini di accelerazione durante l'evento sismico, ricavabile dallo spettro di risposta, fornito in base alla norma, da cui si ricava il valore di accelerazione di riferimento in base a due caratteristiche proprie della struttura:

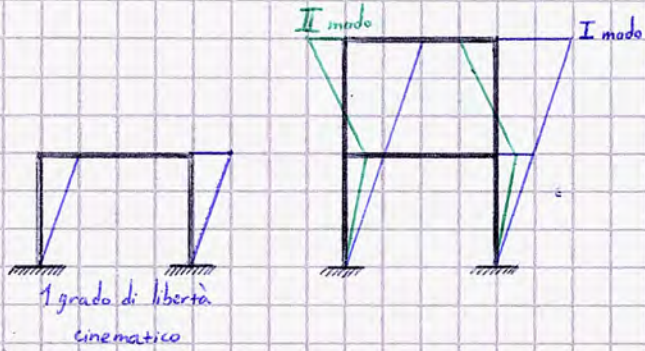
- Periodo di oscillazione della struttura



- Smorzamento: aumenta con la duttilità della struttura, consente di attenuare l'effetto della forza sismica.



Di solito le strutture regolari (in pianta e in elevazione) presentano come prevalente il primo modo di vibrare (il numero di modi di vibrare di un edificio è direttamente proporzionale al numero di piani; poiché per strutture regolari è possibile schematizzare l'edificio in un telaio piano, un edificio regolare a 1 piano ha 1 modo di vibrare - dovuto agli spostamenti del trasverso - mentre uno a 2 piani ne ha 2).



Il primo modo è quello preponderante nelle strutture regolari perché coinvolge tutta la massa.

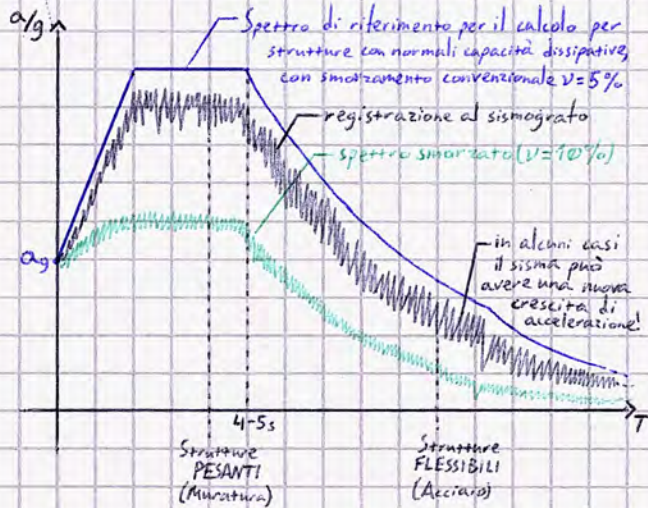
Più una struttura è irregolare, più la massa sismica si distribuisce tra più nodi, richiedendo la valutazione di più modi e la relativa combinazione (ad esempio, nel caso di momenti applicati la risultante è la radice della somma dei quadrati dei singoli momenti); ne segue che in una struttura regolare è più facile prevedere il comportamento strutturale, con minori probabilità che la risposta sia incerta.

### Spettro di risposta

In area flegrea,  $a_g$  è ridotta ma il plateau è di elevata intensità; ne segue che le piccole costruzioni in muratura subiscono danni maggiori. Per calcolare il periodo di riferimento di una struttura si possono impiegare due metodi:

• Note rigidità e massa della struttura modellata o progettata,  $T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}}$

• Formula semplificata:  $T_1 = C \cdot H^{3/4} = 0,05 \cdot H^{3/4}$   
↳ h totale struttura  
 ↳ per strutture in muratura



Una volta definito il periodo di riferimento della struttura, tramite lo spettro è identificata l'accelerazione, da cui applicando il II. principio della dinamica

si può definire l'azione sismica ripartita su ogni solaio; in base alla natura del solaio (rigido/deformabile) si ripartisce poi la forza nei singoli elementi.

In base alle ultime indicazioni normative, è anche ammessa la formula  $T_1 = 2\sqrt{I}$ , con  $I$  pari allo spostamento relativo al primo modo di vibrare (in cui tutti i piani si spostano contemporaneamente nella stessa direzione) del livello di sommità dell'edificio, elementarmente individuabile nel caso di solai rigidi poiché ogni punto si muove della stessa quantità di spazio (in caso contrario occorre utilizzare il programma di calcolo).

$$T_1 \rightarrow a_1 \rightarrow F = m \cdot a \rightarrow F_i \text{ (di piano)} \rightarrow F_E \text{ (singolo elemento)} \rightarrow \text{Verifiche dei singoli elementi}$$

La muratura definisce per esigenze tecnologiche strutture molto rigide e pesanti; la massa è preponderante rispetto alla rigidità (allo aumentare del numero di piani (la differenza dell'acciaio, in cui all'aumentare del numero di piani la rigidità aumenta più della massa)).

### Parametri geologici di amplificazione dell'azione sismica

In passato si pensava che i suoli flessibili attenuassero gli effetti sismici, in realtà però poiché le onde sismiche determinano deformazioni, nei suoli soffici si realizzano delle plasticizzazioni che inducono deformazioni variabili che tendono ad incrementare gli effetti sismici, dunque l'entità dello spettro di risposta (ne segue che il miglior suolo è quello rigido, ovvero la roccia).

$$S = S_s \cdot S_T \quad \text{tiene conto delle condizioni geologiche e topografiche}$$

### Coefficiente di amplificazione stratigrafica

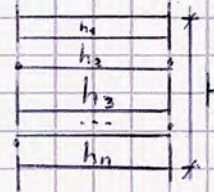
I suoli si distinguono in 5 categorie, elencate di seguito, in base alla velocità di propagazione delle onde di taglio sismiche nel mezzo, ricavata da prove geologiche sismiche in cui si valuta in particolare la prospezione dal suolo per 30m di profondità:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s,i}}} \rightarrow \text{Altezza del singolo strato} \rightarrow \text{Velocità di propagazione nel singolo strato}$$



## Categoria di suoli:

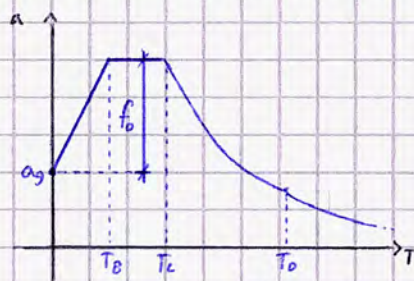
- A: Roccioso;  $V_s \geq 800$  m/s
- B: Rocce tenere o depositi a granulometria grossa (ghiaie);  $360 \leq V_s \leq 800$  m/s
- C: Terreni mediamente addensati;  $180 < V_s \leq 360$  m/s
- D: Terreni scarsamente addensati;  $100 < V_s \leq 180$  m/s
- E: Terreni COD, con spessore  $H < 30$  m;  $V_s \leq 100$  m/s



Categoria di suolo	Coefficiente di spettro $C_c$	$S_s$
A	1	1
B	$1,10 (T_c^*)^{-0,2}$	$1,4 - 0,4 \left( \frac{f_0 \cdot a_g}{g} \right)$ (tra 1 e 1,2)
C	$1,05 (T_c^*)^{-0,33}$	$1 \leq 1,7 - 0,6 \left( \frac{f_0 \cdot a_g}{g} \right) \leq 1,5$
D	$1,25 (T_c^*)^{-0,5}$	$0,9 \leq 2,4 - 1,5 \left( \frac{f_0 \cdot a_g}{g} \right) \leq 1,8$
E	$1,15 (T_c^*)^{-0,4}$	$1 \leq 2 - 1,1 \left( \frac{f_0 \cdot a_g}{g} \right) \leq 1,6$

$T_c^*$  è il periodo dallo spettro corrispondente ad una accelerazione costante, fornito dalla norma in funzione della posizione geografica del sito (insieme ad  $a_g$  e ad  $f_0$ , fattore che porta da  $a_g$  al plateau di picco).

Da  $T_c^*$ ,  $f_0$ ,  $a_g$  - tabellati - è possibile ricavare:



$$T_B = \frac{T_c}{3}$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^*$$

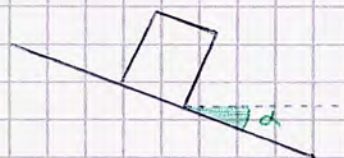
$$T_0 = 1,6 + 4 \cdot \frac{a_g}{g}$$

→ Periodi fondamentali dello spettro

## Coefficiente di amplificazione topografica

Dipende unicamente dall'inclinazione del sito, si divide in 4 categorie:

- $T_1$ : superficie sub-orizzontale →  $S_T = 1$
- $T_2$ : sommità di un pendio con  $\alpha \leq 15^\circ$  →  $S_T = 1,2$
- $T_3$ :  $15^\circ < \alpha \leq 30^\circ$  →  $S_T = 1,2$
- $T_4$ :  $\alpha > 30^\circ$  →  $S_T = 1,4$



## Definizione dello spettro di progetto

Lo spettro di progetto dipende da caratteristiche intrinseche della struttura o dell'edificio:

- Materiale
- Duttilità
- Destinazione d'uso: varia il valore esposto a parità di pericolosità; include intrinsecamente informazioni sulla vita nominale e la classe d'uso (legata all'affollamento), che incidono sui periodi fondamentali.

Vita nominale: numero di anni in cui non sono necessari interventi di manutenzione straordinaria.

- Strutture provvisorie:  $V_N \leq 10$  a
- Strutture ordinarie:  $V_N \leq 50$  a
- Strutture strategiche o di grande importanza:  $V_N \leq 1000$  a

Classe d'uso:

- I: edifici agricoli o di scarso affollamento:  $C_u = 0,7$
- II: edifici ad affollamento normale:  $C_u = 1,0$  (residenziale)
- III: edifici ad affollamento significativo:  $C_u = 1,5$
- IV: strutture strategiche o equivalenti:  $C_u = 2$



Da Vita nominale e Classe d'uso si ricava il periodo di riferimento della struttura come segue:

$$V_R = V_N \cdot C_u \longrightarrow T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Anche noto come tempo di ritorno
probabilità di accadimento di un terremoto

La  $P_{VR}$  dipende dalla vita nominale della struttura e dallo stato limite rispetto cui si sta progettando:

- SLO: 81% nella  $V_N$  (edifici strategici)
- SLS: 63% nella  $V_N$  ] edifici residenziali
- SLV: 10% nella  $V_N$  ]
- SLC: 5% nella  $V_N$  (collasso)

Ad esempio, nel progetto a SLV di un edificio residenziale si considerano terremoti aventi una probabilità di accadimento del 10% in 50 anni.

Negli edifici residenziali si considerano verifiche a SLV e SLS, in strutture strategiche invece si verifica tutto.

A questi si aggiunge il **fattore di comportamento  $q$**  [di struttura nelle NTC08], fattore che aumenta all'aumentare della capacità dissipativa dell'edificio (che ha maggiori riserve duttili):

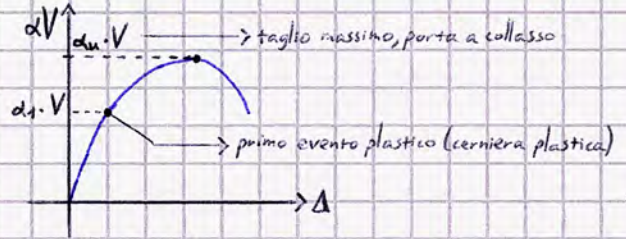
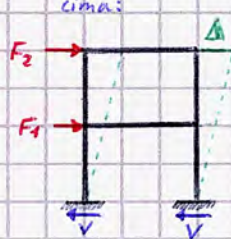
$$q = q_0 \cdot K_r$$

coefficiente legato alla regolarità in altezza della struttura
0,8 → non regolare  
1 → regolare

$f(\frac{\alpha_u}{\alpha_1})$  dipende dalle modalità di collasso della struttura, valutate in un'analisi pushover in cui si applica una forza sismica progressivamente crescente sulla struttura fino al suo collasso, valutando il taglio alla base dell'edificio in funzione dello spostamento in cima:

Mentre in ambito di ricerca  $q_0$  è valutato in base ad analisi non lineari sull'esistente, in un progetto di una struttura in muratura ordinaria si assume:

$$q_0 = 1,75 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,75 \cdot 1,7 = 2,975$$



$\alpha$  è un coefficiente amplificativo del taglio valutato in corrispondenza di  $F$  e  $\Delta$  fissati

### Foglio di calcolo "Spettri NTC"

Il foglio, fornito dal consiglio superiore dei lavori pubblici, consente di definire gli spettri di riferimento per un progetto: inserendo la città o le coordinate del sito e scelta il metodo di interpolazione (superficie rigata - rispetto ai vertici - o media ponderata in funzione della distanza del punto in esame dai bordi del reticolo) viene definito il primo spettro di riferimento.

Per valutare lo spettro di risposta delle oscillazioni verticali, invece di  $f_0$  si considera un fattore  $f_v$ :

$$f_v = 1,35 \cdot f_0 \sqrt{\frac{a_g}{g}} < f_0$$

In ragione dello stato limite di riferimento per il progetto, si definisce inoltre il tempo di ritorno del sisma di riferimento:

- SLO: 30 anni
- SLD: 50 anni
- SLV: 475 anni (costruzione ordinaria)
- SLC: 975 anni

Definiti nella tabella parametri, consentono di vedere gli spettri di risposta su suolo rigido

Nella scheda "fase 2" si definiscono  $V_N$  e  $C_u$ , dunque il tipo di struttura.

Nella scheda "fase 3" si ricava lo spettro specifico nelle sue componenti orizzontale e verticale (sempre minore di quella orizzontale) relativo allo specifico stato limite, considerando:

• Smorzamento  $E_s$  (coincidente con  $\nu$  a p. 18)

• Fattore di struttura  $q$ : associato alla duttilità della struttura, trasforma lo spettro elastico in spettro di progetto scalandolo, essendo lo spettro di progetto definito da  $\frac{\text{Spettro elastico}}{q}$ ; può anche essere definito in base al parametro  $\eta = 1/q$  (tabellato).



Lo spettro viene quindi tracciato fino a 4s e può essere esportato (anche in forma tabellare) dalla scheda "risultati espressioni spettro di risposta".

Assegnando il periodo di vibrazione della struttura in esame si ricava il valore di accelerazione corrispondente, espresso in riferimento a g e dunque adimensionale (si riporta in  $m/s^2$  moltiplicando per g).

Il foglio Excel riporta anche le formule alla base dei parametri di riferimento.

In caso di spettro elastico, essendo la struttura non dissipativa si calcola  $\eta$  dalla formula del foglio, altrimenti  $\eta = 1/q$ .

## Metodi di analisi

Esistono 4 metodi di analisi, basati sulla modellazione del comportamento del materiale (lineare/non lineare) e sulla natura delle azioni applicate (statica/dinamica):



Analisi statica lineare: applicabile solo a strutture regolari in pianta ed in elevazione, scomponibili in due telai ortogonali, il cui periodo di vibrazione rispetta i seguenti parametri:

$$T_a < 2,5 T_c \quad T_i < T_o \quad (\text{più stringente})$$

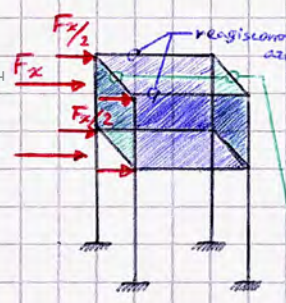
È la tipologia di analisi più semplice, può essere svolta con calcoli manuali ed è usata spesso nel predimensionamento delle strutture.

Analisi statica non lineare: più complessa e precisa, si sintetizza in un problema di autovalori e autovettori la cui risoluzione consente di definire i modi di vibrare della struttura e i suoi periodi di vibrazione; la procedura può essere condotta a mano per strutture semplici ma richiede in generale l'utilizzo di un programma di calcolo FEM, in grado di decomporre la struttura in più oscillatori semplici per poi sovrapporre gli effetti in base al "peso" di ogni modo di vibrare. Si utilizzano due diversi metodi di combinazione:

- SRSS:  $\sqrt{\sum F_i^2}$  negli i modi di vibrare;
- Combinazione quadratica completa: confronto a due a due dei modi di vibrare.

È la tipologia più utilizzata per gli edifici esistenti in muratura (applicata anche per strutture in CLS-A se si raggiunge un livello di conoscenza adeguato) in quanto si assume che il materiale sia non lineare in virtù della variabilità locale delle sue proprietà e del fatto che il metodo è a minor vantaggio di sicurezza, implicando un minor margine di esercizio nei rapporti domanda-capacità.

L'analisi prevede di assegnare una distribuzione di forze nel baricentro di ogni impalcato - non un valore ma una distribuzione - in funzione delle rigidità flessionali ( $\propto$  inerzia) e taglianti ( $\propto$  area) che si ripartisce sulle pareti; l'intensità delle singole forze di piano deriverà dalla scelta della distribuzione:



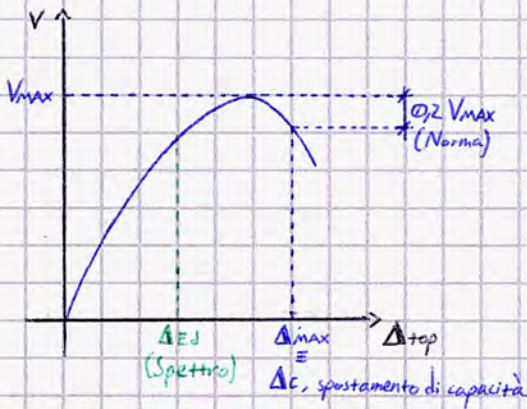
- Distribuzione costante: si assegna una distribuzione rettangolare di forze nel programma di calcolo; (F)
- Distribuzione triangolare inversa: la distribuzione ha valore nullo alla base dell'edificio e massimo alla sua sommità. (F)

regiscono fuori dal piano, tendendo ad inflettersi e ribaltare se mal collegati



⚠ Nell'assegnazione di una distribuzione di forze, l'intensità è irrilevante: l'analisi prevede di incrementare progressivamente le azioni fino al collasso dell'edificio, richiedendo l'ausilio del programma di calcolo.

Dal diagramma taglio-spostamento tra il tagliante alla base (somma dei tagli dei vari livelli alla base della struttura) e lo spostamento in sommità si può condurre una verifica in termini di spostamento: nota la capacità dall'analisi pushover, dallo spettro di progetto si ricava la forza sismica di riferimento e il relativo spostamento, che rappresenta la domanda:



La norma richiede di analizzare entrambe le distribuzioni ed utilizzare il risultato peggiore.

⚠ Il baricentro di una struttura, come è noto, non coincide in genere col suo centro di rigidezza; indipendentemente da ciò la norma richiede di valutare le eccentricità accidentali dovute alla distanza degli elementi sismoresistenti: le forze orizzontali in x e in y si applicano ad una distanza pari al 5% della distanza tra gli elementi sismoresistenti paralleli all'azione (la distanza considerata è quindi ortogonale all'eccentricità così imposta), considerando le dimensioni L1 ed L2 del rettangolo che circoscrive l'edificio.

Ne segue che le azioni sismiche nell'analisi non vanno applicate nel centro di rigidezza ma nei punti a distanza e da esso.

Considerando l'applicazione di 4 forze (due forze uguali e opposte per ogni direzione) in 4 punti di applicazione davanti all'eccentricità cui si somma la applicazione nel centro di rigidezza, si osserva che occorre valutare diverse combinazioni.

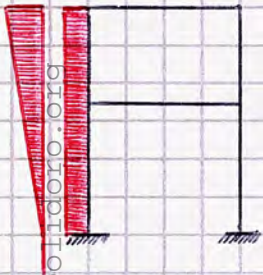
A rigore, le eccentricità andrebbero applicate considerando l'eccentricità propria del centro di rigidezza; in realtà spesso si considera unicamente la distanza dal baricentro, "bilanciando" gli elevati coefficienti di sicurezza delle verifiche ed evitando di dover applicare i momenti torcenti dovuti all'eccentricità tra G e G' (coincidenti con l'applicazione delle forze sismiche sia nel baricentro che nel centro di rigidezza).

Per edifici simmetrici occorre valutare un totale di 24 combinazioni a rigore: 2 nel baricentro, 2 nel centro di rigidezza, 2 per ciascuno dei 4 punti definiti dalle eccentricità accidentali, il tutto per ciascuna delle 2 distribuzioni di forze assegnate.

Da queste valutazioni deriva il calcolo del coefficiente di sicurezza sismica  $Z_E$ , definito dal rapporto tra accelerazione di capacità (dalla analisi pushover), rapportata alla massa) e l'accelerazione di domanda (coincidente con l'accelerazione massima da spettro al tempo proprio di vibrazione dell'edificio) e che consente di valutare se un edificio è sicuro ( $Z_E < 1$ ); essendo la condizione di difficile verifica nell'esistente, sono stati introdotti i concetti di miglioramento e adeguamento sismico:

$$Z_E = \frac{a_c}{a_d}$$

- Miglioramento sismico: intervento che comporta un incremento di  $Z_E$  di almeno 0,1;
- Adeguamento sismico: intervento che riporta  $Z_E$  ad un valore di soglia minima dipendente dalla destinazione d'uso (scuola 0,6, residenziale 0,8, strategico 1,0).



Per valutare il comportamento fuori dal piano delle pareti, il singolo pannello - se ben sia collegato agli impalcati - può essere considerato vincolato a cerniera; dalle due distribuzioni di forze si considera il caso più svantaggioso analogamente a quanto fatto in precedenza.

Analisi statica lineare: Può essere applicata anche ad edifici irregolari in altezza considerando un coefficiente di regolarità  $\lambda$  che riduce l'azione sismica su strutture regolari:

$$\lambda = 0,85 \Leftrightarrow \text{regolare}$$

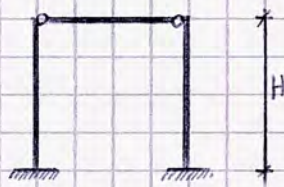
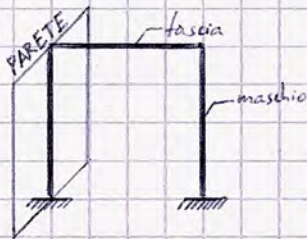
$$1,00 \Leftrightarrow \text{irregolare}$$



In una struttura regolare l'analisi si conduce sciogliendo l'edificio in una serie di oscillatori elementari la cui massa partecipante è quasi tutta coinvolta al primo modo; da ciò deriva che si possono studiare telai ortogonali indipendenti, non essendoci oscillazioni torsionali; se l'effetto torsionale non consente di valutare l'edificio come composizione di telai indipendenti occorre considerare l'intero edificio.

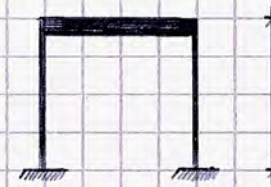
Bisogna prestare particolare attenzione ai modelli di calcolo: la norma attualmente tratta le strutture in muratura come dei telai - soprattutto per le analisi non lineari - in virtù del comportamento noto dello stesso; l'ipotesi semplificativa è però vera solo in determinate condizioni: la muratura di norma è fortemente 2D se non 3D (pilastri delle arcate del Colosseo); il telaio è invece costituito da elementi 1D, la schematizzazione è lecita solo per edifici in muratura con forme a telaio, ad esempio caratterizzati da un rapporto di forma  $h/b > 4$ , dunque se le facciate presentano molte aperture di grandi dimensioni.

Ne segue che la modellazione è incerta, il metodo di analisi statica è relativamente incerto (con maggior precisione se non lineare) e il materiale è incerto. I telai si schematizzano secondo tre tipologie:



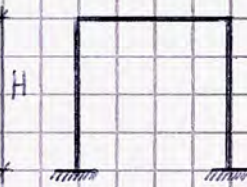
Pendolo

Le pareti agiscono da mensole, con reazione solo assiale.



Telaio Shear-Type

Valido in presenza di catene o architravi. Queste due tipologie rappresentano i casi limite di armatura della fascia, in teoria bisognerebbe valutare entrambi ed adottare il peggiore ma in realtà si equivalgono.



Portale

Reagisce anche a flessione.

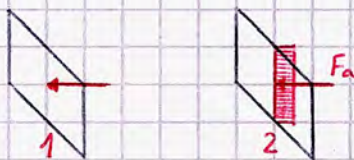
Rigidità dello schema:

$$K = \frac{3EI}{H^3}$$

$$K = \frac{12EI}{H^3}$$

$$K \sim \frac{12EI}{H^3}$$

Nel calcolo del comportamento fuori dal piano delle pareti:



Di norma il caso 2 è più gravoso; la risultante  $F_a$  della distribuzione si calcola come segue:

$$F_a = \frac{W \cdot S_a}{g} \left[ \frac{3(1+\xi)}{1+(1-T_a)^2} - 0,5 \right] > \frac{a_g S}{g}$$

$\leftarrow$  peso della parete ( $V \cdot \gamma_{specifico}$ )  
 $\leftarrow$  accelerazione,  $S_a = \frac{a_g \cdot S}{g}$   
 $\leftarrow$  3 (muratura)

limite da Norma

Con  $S = S_T \cdot S_S$

$T_a$  periodo al primo modo determinativo del singolo muro in esame (conviene valutarlo all'ultimo livello in virtù del minor spessore murario), definita dalla formula:

$$T_a = \frac{2\pi}{\sqrt{K/m}} \rightarrow \text{rigidezza su massa} \rightarrow \text{pulsazione}$$

$T_1$ : periodo di vibrazione di tutta la struttura relativo al primo modo.

Verifica: nota  $F_a$ , il carico distribuito sarà di intensità  $q = F_a/h$ , da cui  $M_{Ed} = qh^2/8$ .

Se il collegamento del pannello è effettivamente schematizzabile a cerniera, il confronto con  $M_{Rd}$  - ricavato dal dominio di resistenza o valutando la resistenza a flessione del materiale tramite una tabella delle condizioni di vincolo per la valutazione del coefficiente di riduzione della sforzo normale noti  $\phi$  e la snellezza, valida anche a flessione - è diretto.



Analisi dinamica non lineare: richiede un'integrazione delle equazioni del moto, che porta a definire tre componenti di accelerazione istante per istante da cui si ricavano le velocità e gli spostamenti ( $F = k \cdot x$ ) per poi condurre le verifiche.

Applicazione di un'analisi statica lineare

Bisogna calcolare l'entità della forza sismica di riferimento  $F_h$ :

$$F_h = \frac{S_d(T_1)}{g} \cdot W \cdot \lambda$$

$\lambda$  → parametro di irregolarità  
 $W$  → peso della muratura

Con  $S_d(T_1)$  accelerazione di progetto relativa a  $T_1$ :  $S_d = \frac{\text{Spettro elastico}}{g}$

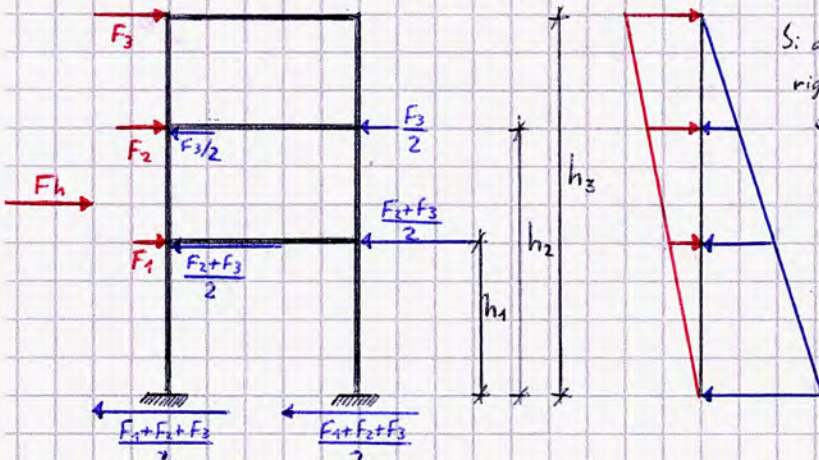
La forza sismica complessiva deve essere poi ripartita sui vari impalcati: volendo considerare l'impalcato  $k$  di un edificio di  $n$  piani, si ha:

$$F_k = \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n (W_i \cdot h_i)} \cdot F_h$$

Statica lineare: assegna l'entità dell'azione sismica ed effettui un calcolo.  
 Statica non lineare: assegna una distribuzione di forze per incrementarle progressivamente.



Si osserva che  $F_i$  cresce verso l'alto, dunque nell'analisi statica lineare si ottiene una distribuzione analoga a quella triangolare inversa; viceversa, il tagliante di piano - reazione degli elementi (colonne, setti...) alle forze sismiche sovrastanti - cresce verso il basso.



Si applica dunque in ogni impalcato  $F_i$  in direzione  $x$  ed  $y$  nel centro di rigidità  $G$  oltre che nei punti dovuti alle eccentricità accidentali, tenendo eventualmente conto del fatto che a rigore i centri di rigidità non sono allineati piano per piano a causa della diversa distribuzione; da ciò si conducono le verifiche basate sul carico massimo agente sulla struttura.

In un'analisi dinamica lineare si assegna una distribuzione di sforzi considerando la somma dei modi di vibrare che eccitano almeno il 5% della massa strutturale fino ad arrivare ad una somma che coinvolge almeno l'85% della massa partecipante.  
 Note le distribuzioni di sollecitazione nei singoli modi, le si combina.

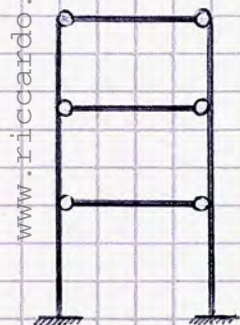
Una parete reagisce in maniera dipendente anche dalla rigidità della tavola; in un telaio shear type ad esempio ogni maschio murario reagisce con un contributo flessionale e tagliante:

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI} + \frac{\chi \cdot h}{G \cdot A}}$$

$\frac{h^3}{12EI}$  → deformabilità flessionale ( $1/k$ )  
 $\frac{\chi \cdot h}{G \cdot A}$  → deformabilità tagliante ( $1/k$ )

con  $h$  altezza del pannello  
 $\chi$  fattore di forma (1/2 in un rettangolo)  
 $G$  modulo di elasticità tangenziale ( $0,4E$  salvo determinazioni sperimentali)

Nello schema a pendoli:



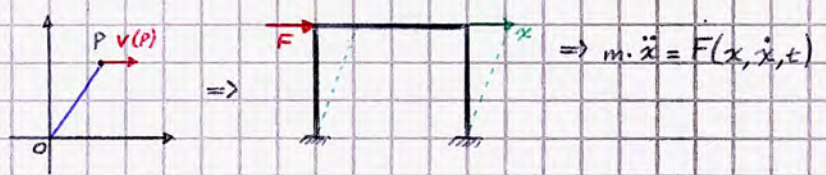
$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{EI} + \frac{\chi h}{GA}}$$

un telaio shear type è 4 volte più rigido!

www.riccardo.ridoro.org



$$m \cdot \vec{a} = \vec{F} = f(\vec{OP}, \underline{v}, t)$$



Si può dunque considerare come forzante anche una accelerazione, da cui risulta:

$$m \cdot \ddot{x} = f(t) - \underbrace{K \cdot x}_{\text{rigidezza della struttura per spostamento: forza di richiamo elastico}} - \underbrace{S \cdot \dot{x}}_{\text{forza di smorzamento, pari al prodotto tra smorzamento e velocità}} \Rightarrow m \cdot \ddot{x} = F(x, \dot{x}, t)$$

Considerando una struttura ad un grado di libertà (1 impalcato) in oscillazione libera (ovvero in assenza di forzante sismica) in assenza di smorzamento, è possibile definire l'equazione del moto di un sistema in oscillazione libera in assenza di smorzamento:

$$m \ddot{x} = -k \ddot{x} \Rightarrow \ddot{x} + \frac{k}{m} x = 0 = \ddot{x} + \omega^2 x$$

$\omega^2$ , con  $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$  pulsazione  $\rightarrow T_i = \frac{2\pi}{\omega}$  periodo di vibrazione dell'edificio

Da cui,  $x = x_0 + \sin(\omega t + \phi)$   $\rightarrow$  parametri di spostamento e rotazione che si ottengono imponendo le condizioni al contorno dell'equazione del moto.

Nell'analisi strutturale si considerano i modi di vibrare tali da eccitare complessivamente l'85% della massa considerando una somma di modi che eccitano almeno il 5% della massa; per combinare gli effetti sulla struttura si hanno due possibilità:

• SRSS: i modi di vibrare presentano periodi di vibrazione non troppo vicini tra loro:

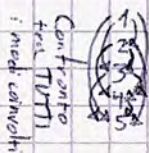
$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n E_i^2}$$

somma dei quadrati degli effetti (N, T, M) degli n modi che eccitano complessivamente l'85% della massa.

• CQC: valida per periodi di vibrazione molto vicini tra loro (combinazione quadratica completa):

$$E = \sqrt{\sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n \rho_{ij} E_i E_j}$$

con  $E_i, E_j$  effetti di due modi cronologicamente vicini tra loro in termini di periodi



$$\rho_{ij} \text{ coefficienti di correlazione: } \rho_{ij} = \frac{8 E_n^2 \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{1 + \beta_{ij} [(1 - \beta_{ij})^2 + 4 E_n^2 \beta_{ij}]}$$

in cui:  $\beta_{ij} = T_j / T_i$  rapporto tra i periodi dei modi

Il programma di calcolo mostra direttamente i valori di involucro.

$E_n$  smorzamento equivalente (5% nelle strutture classiche)

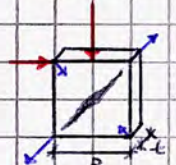
## Verifiche sulle murature nel piano e fuori dal piano

Meccanismi di collasso nel piano: Pressoflessione, causata da elevati rapporti di snellezza  $h_0/B$ ; dal rapporto di forma si comprende che è la base del maschio a influenzare il comportamento.

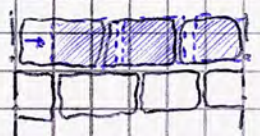


Taglio (pannelli tozzi):

• Per fessurazione diagonale: causato da un basso rapporto  $h_0/B$ ;

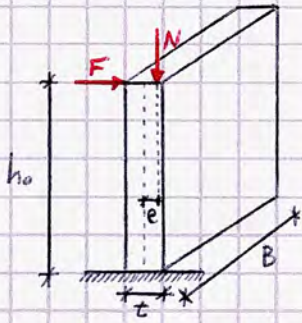


• Per scorrimento: dovuto a un distacco lungo un filare di un giunto di malta.





Collasso a pressoflessione nel piano: a rigore occorre un confronto col dominio di resistenze; la norma prevede anche metodi più semplici che trasmutano la verifica in una verifica a flessione:



$$M_e = F \cdot h_0 \leq M_u$$

$$M_u = \frac{1}{2} \sigma_0 \cdot t \cdot B^2 \left( \frac{1 - \sigma_0}{0,85 f_d} \right) \quad \left( f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot FC} \right)$$

$\downarrow$  coefficiente di sicurezza ( $\leq 1$ )  $\downarrow$  sull'esistente

$\downarrow$  ultimo  $\downarrow$   $N/A = \frac{N}{B \cdot t}$

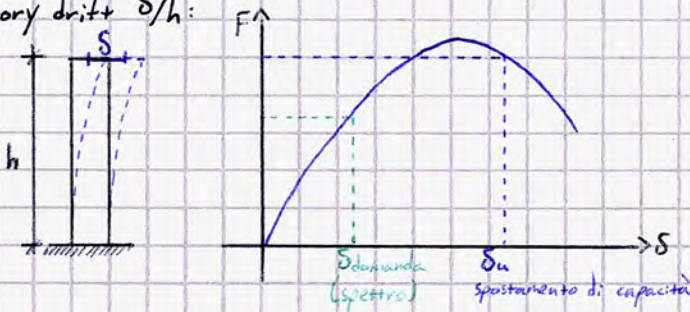
La presenza di  $M_u$  implica logicamente che  $N$  non è centrato ma eccentrico di un valore  $e = \frac{M_u}{N}$ ; ne segue quindi che:

$$e = \left( \frac{1}{2} \left( \frac{N}{B \cdot t} \right) \cdot t \cdot B^2 \left( \frac{1 - \sigma_0}{0,85 f_d} \right) \right) \cdot \frac{1}{\sigma_0 \cdot B \cdot t} = \frac{1}{2} B \left( \frac{1 - \sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

Solitamente la verifica non è soddisfatta ai livelli superiori perché  $N$  è ridotto e di conseguenza lo è  $\sigma_0$ , quindi anche  $M_u$  (fattore preponderante fuori dal coefficiente di sicurezza).

L'intervento possibile è il rinforzo, ad esempio con intonaco armato ( $+f_d, +t$ , leggermente  $-\sigma_0$ ).

Valutando il collasso in campo non lineare, il confronto è in termini di spostamento — o meglio, di rotazioni — considerando lo interstory drift  $S/h$ :



$$S_u = 1\% \cdot h_0$$

$$\text{Nelle NTC18, } \frac{S_u}{h_0} = 0,6\%$$

Collasso a taglio nel piano: Le NTC18 richiedono una verifica  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ , con  $V_{Ed}$  dettato dall'azione sismica e  $V_{Rd}$  coincidente con  $V_t$ , fissato dalla norma come segue:

$$V_t = f_{vd} \cdot B' \cdot t$$

$\downarrow$  non totalmente reagente in funzione della distribuzione di tensioni solitamente triangolare

$$f_{vd} = \frac{f_{rk}}{\gamma_m \cdot FC}, \text{ con } f_{rk} = f_{rko} + \mu \cdot \sigma_N \leq 0,065 f_b$$

$\downarrow$  resistenza a compressione del blocco lapideo  $\downarrow$   $N/B \cdot t$

$\downarrow$  Coefficiente di attrito, fissato a 0,4 (anche se in realtà è pari a 0,7-0,8; è come se fosse già ridotto da un coefficiente di sicurezza, essendo la verifica molto gravosa).

$\downarrow$  Resistenza a taglio in assenza di sforzo normale (trabellata)

$\downarrow$  Resistenza tagliante che tiene conto dello sforzo normale

Per i rinforzi a taglio, solitamente si impiega intonaco armato (che migliora anche il comportamento a taglio delle murature) o un intonaco fibrorinforzato.

Per lo studio di edifici esistenti a detta formulazione si preferiscono verifiche più consolidate, usate sin dagli anni '80:

Metodo POR (DM 1987): valuta la resistenza a taglio in ipotesi molto stringenti:

- Muri ben realizzati
- Muri ben collegati ortogonalmente (tra loro)
- Muri ben collegati agli orizzontamenti
- Presenza di cordoli di piano
- Impalcato infinitamente rigido

→ Raramente verificate, ma il metodo viene applicato ugualmente:

$$V_t = \frac{b}{h_0} \cdot t \cdot 1,5 \tau_{od} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \tau_{od}}}; \quad \tau_{od} = \frac{\tau_0}{\gamma_m \cdot FC} \quad (\tau_0 \equiv f_{bk,0})$$

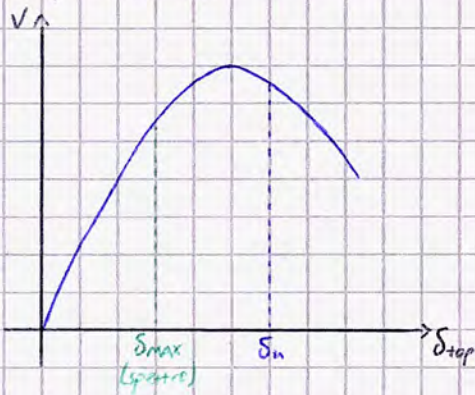
$\rightarrow$  simbolo nel POR

$\downarrow$  coefficiente di sicurezza dipendente dal rapporto di forma:

$$b = \frac{B}{h_0}$$

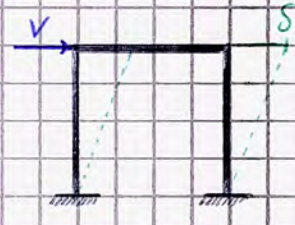


In campo non lineare,

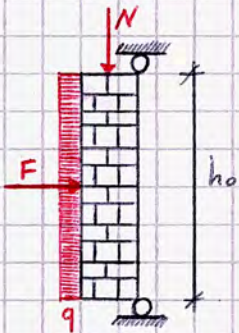


$$S_u = 0,5\% h_0$$

$$\text{Nelle NTC18, } \frac{S_u}{h_0} = 0,4\%$$



Verifica a pressoflessione fuori dal piano:



$$M'_{Ed} = \frac{F \cdot h_0}{2} = \frac{F h_0}{4}$$

$$M''_{Ed} = \frac{q h_0^2}{8}$$

$$M_{Ed} = \text{MAX} \{ M'_{Ed}; M''_{Ed} \}$$

stessa verifica a flessione del meccanismo nel piano, cambia  $M_{Ed}$ .

$$\text{Da cui, } M_{Ed} \leq M_{Rd} \equiv M_u = \frac{1}{2} \sigma_c \cdot t \cdot B^2 \left( 1 - \frac{\sigma_c}{0,85 f_d} \right)$$

In alternativa è possibile condurre una verifica di resistenza all'instabilità effettuando una verifica a sforzo normale:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \equiv N_u = f_d \cdot A \cdot \phi$$

coefficiente di sicurezza, riduce la resistenza (tabellato in  $f(e; h_0/t)$ , pari a 0,5 se  $\frac{h_0 \leq 20}{t}$ )  
 ↳  $M/N$   
 ↳ resistenza a compressione di progetto della muratura

In generale, è anche possibile condurre la verifica col dominio di resistenza; in tutti i casi si considerano implicitamente sia  $M$  che  $N$ .

### Costruzioni resistenti

Nell'approccio a un edificio esistente occorre innanzitutto valutare la sicurezza della struttura: in epoca passata erano presenti altre tecniche costruttive, è fondamentale la conoscenza delle stesse oltre che della qualità delle murature.

Nel caso di costruzioni aventi un valore storico-culturale significativo possono esistere degli interventi di consolidamento pregressi o da dover realizzare; su un edificio vincolato detti interventi devono rispettare 3 requisiti fondamentali:

- Reversibili: possono essere rimossi senza provocare disturbi o danni;
- Compatibili: gli interventi sono compatibili con la struttura (nel caso di iniezioni per il ripristino dei giunti di malta o la applicazione di un intonaco armato ad esempio bisogna utilizzare malta di calce);
- Minimo intervento: tecniche poco invasive per non deturpare o smantellare l'organismo strutturale.

Valutazione della sicurezza sull'esistente: condotta esclusivamente in occasione di eventi che riducono la sicurezza dell'edificio (neve, sisma, cedimenti in fondazione, incremento dei carichi verticali per cambio di destinazione d'uso, trasformazione dell'organismo strutturale con nuovi elementi resistenti, ampliamenti e sopraelevazioni...).

Esistono 3 livelli di intervento cui corrispondono vari casi, discrimina è l'entità della modifica degli elementi strutturali:



• Intervento locale: più ristretto;

• Miglioramento sismico: globale, si occupa di migliorare il comportamento sismico dell'edificio;

• Adeguamento sismico: punta a rendere la struttura capace di sopportare al 100% le azioni sismiche, come una nuova costruzione; è un intervento invasivo e costoso, nel tempo dunque la norma ha previsto interventi con un grado di sicurezza anche minore in ragione della destinazione d'uso: a causa della spesa gli interventi sono meno attuabili negli edifici a destinazione pubblica.

↓  
Complessità dell'intervento di trasformazione strutturale

Implica rinforzi più invasivi e complessi.

In base alle indagini condotte nella fase della conoscenza è possibile ridurre il fattore di confidenza  $FC$  in virtù della minor necessità di cautelarsi.

Nelle costruzioni vincolate oltre alle NTC vigono le linee guida per il patrimonio culturale (2011) che non consentono l'adeguamento sismico in quanto sarebbero necessari interventi che non rispettano i criteri di reversibilità, compatibilità, minimo intervento; pur basandosi sulle NTC le linee guida introducono novità e differenziazioni specifiche per l'ambito dei beni culturali: il fattore di confidenza ad esempio non tiene conto solo del dato strutturale ma anche di fattori tipici della costruzione di monumenti.

Il confronto viene sempre condotto in termini di accelerazione, con formule semplificate che consentono di effettuare un'analisi pushover manuale (con foglio di calcolo) per valutare  $V_{MAX}$  e consentire un controllo e confronto col programma di calcolo.

Interventi locali: applicati principalmente per ripristinare elementi danneggiati, elementi non danneggiati ma di resistenza o duttilità limitata che richiedono un miglioramento di resistenza o resilienza, per impedire meccanismi di collasso locali (come il ribaltamento, arrestato con catene e cordoli) o per modificare elementi o porzioni limitate della struttura (rispetto all'estensione relativa).

È importante dimostrare che l'intervento sia locale; per farlo si realizza un modello globale schematico in cui si dimostra che il comportamento globale non cambia. In caso contrario si rivela necessario un calcolo globale con prove geologiche, prove sui materiali, valutazione di tessitura e ingranamento delle murature...

Miglioramento sismico: applicato per incrementare i livelli di sicurezza in misura proporzionale alla classe d'uso (agricolo-residenziale - grande affollamento - strategico); per edifici di classe III-IV il livello di sicurezza, detto fattore di rischio sismico ( $Z_E$ ), deve essere almeno pari a 0,6 (alcuni edifici di classe III possono rientrare in classe IV, come le scuole che raccolgono gli scolari).

In classe II-III si ha un miglioramento sismico se  $Z_E$  aumenta di almeno 0,1 (per Classe III si intendono gli edifici non scolastici o simili).

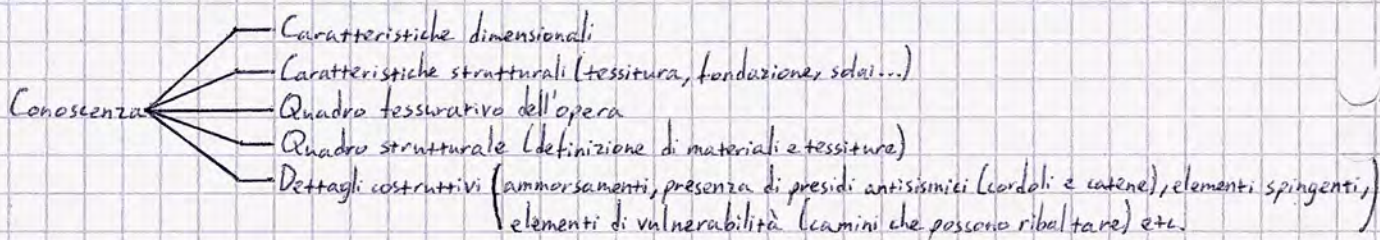
Una volta eseguiti gli interventi è necessario il collaudo (a differenza dell'intervento locale, in cui il direttore dei lavori attesta semplicemente l'esecuzione a regola d'arte dei lavori).

Adeguamento sismico: legato ad interventi di modifica della struttura, come aumenti di volume (sopraelevazioni che costituiscono più del 10% della struttura - altrimenti è un intervento locale perché la struttura non risente del peso - o ampliamenti significativi in pianta che influenzano il comportamento globale) o variazioni di destinazione d'uso che provocano un incremento di carico maggiore del 10%, trasformazione della struttura con nuove opere (ad esempio un nuovo scheletro strutturale), modifica della classe d'uso della costruzione per portarla ad uso scolastico a classe IV (oltre all'incremento di carico in fondazione implica l'obbligo di aumento di  $Z_E$  ad almeno 0,8)...

Anche in questo caso, bisogna provare che l'impatto dell'intervento sia globale; inoltre, salvo dove espressamente indicato,  $Z_E$  deve necessariamente essere almeno pari a 1,00.

## Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

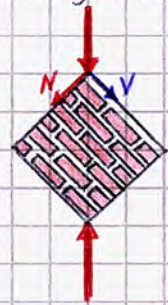
Per raggiungere una conoscenza adeguata dell'edificio occorre conoscere l'edificio nelle sue caratteristiche formali e condurre delle indagini su di esso:



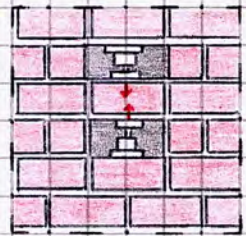


- Indagini
- Limitate → LC1, controllo visivo con rimozione dell'intonaco per almeno 1m x 1m in corrispondenza di punti tipici come l'incontro tra murature per valutare l'ammorsamento dei blocchi e le intersezioni dei muri con giunti più o meno sfalsati.
  - Estese → LC2, oltre alle verifiche visive sono necessarie delle prove (prove ai martinetti piatti (singola o doppia), semi distruttive, non distruttive come la prova penetrometrica su malta che correla il numero di colpi alla resistenza del materiale).
  - Esansive → LC3, si conducono anche prove a taglio, in sito o in laboratorio:

• Laboratorio: si considera un pannello murario di 1m x 1m soggetto a una prova a compressione diagonale da cui si ricava  $f_{vk}$ :



• In sito: si rimuovono degli elementi lapidei per isolare un pannello murario per poi inserire dei martinetti a contrasto che portano il blocco a rottura (o estrapolano dati da una compressione controllata):



Nelle verifiche:

LC	FC	Metodi di Analisi	Resistenze ( $f_n, f_{vk}$ )	Moduli Elastici (E, G)	
1	1,35	Tutti	minimo della tabella	media della tabella	
2	1,25	Tutti	media della tabella	media della tabella	
3	1,00	Tutti	n° prove		
			3 o più	media delle prove	media delle prove o media della tabella
			2	Se la media tra le prove è: • Nel range della tabella: media delle prove o media della tabella. • Superiore al range: media delle prove o massimo della tabella • Minore del range: media delle prove o minimo della tabella	media delle prove o media della tabella
			1	In range: media tabella Minore: valore sperimentale Maggiore: media della tabella o valore sperimentale	media delle prove o media della tabella

A prescindere dal livello di conoscenza è possibile utilizzare tutte e 4 le tipologie di analisi negli edifici in muratura (per le strutture in CLS-A invece è necessario almeno il LC2 per effettuare analisi non lineari).

La tabella di riferimento è quella delle NTC relativa a resistenze e rigidezze nelle murature.

Il "numero di prove" del LC3 si riferisce al numero di prove a taglio condotte nelle indagini.

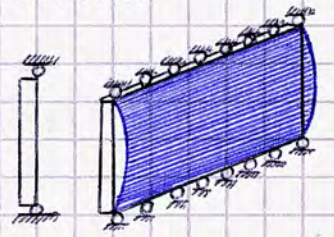


# Meccanismi locali di collasso

Lo studio dei meccanismi di collasso locali si effettua tramite macromodellazione, analizzando i possibili comportamenti delle pareti perimetrali.

Cinematismi possibili:

- Scatola muraria priva di collegamenti tra muri e coperta da strutture spingenti
  - In condizioni di esercizio, la copertura tende ad aprire le pareti
  - Durante un sisma possono ribaltarsi anche le pareti restanti

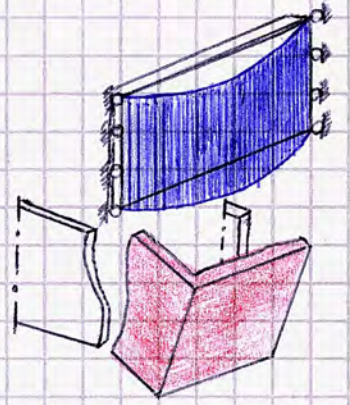


- Copertura piana in CLS-A con cordoli

La parete può essere schematizzata come incernierata, durante un sisma si attiva un meccanismo di flessione verticale, determinando lesioni orizzontali.

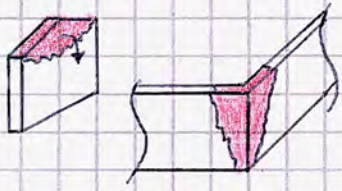
- Assenza di cordolo, buon legame tra pareti ortogonali

Si ingenera un meccanismo di flessione orizzontale, che determina lesioni verticali.



- Ribaltamento composto

Parte della facciata e della parete ad essa ortogonale ribaltano, è indice di un buon collegamento nell'angolo



- Ribaltamento del timpano

- Ribaltamento del cuneo diagonale

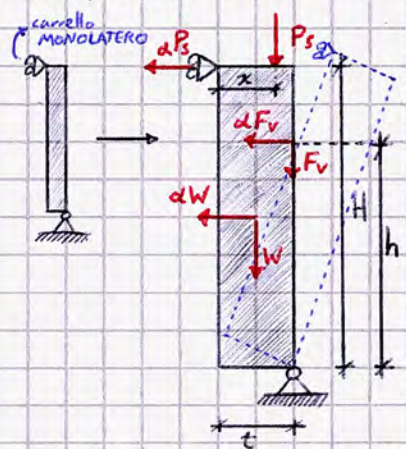
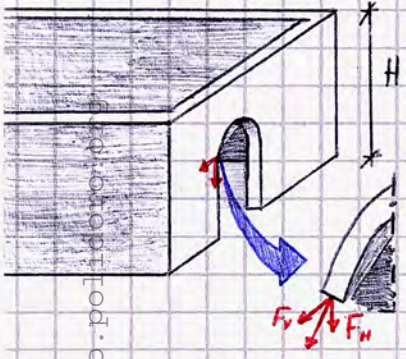
Lo studio di questi fenomeni deriva da un procedimento di analisi cinematica lineare, che parte dal PLV; nelle applicazioni esistono varie possibili formulazioni oltre ad un taglio di calcolo reso disponibile dalla Protezione Civile.

Il primo meccanismo ad attivarsi è quello con la minore accelerazione di capacità (dipende dalle specifiche tecniche dell'edificio); la risoluzione del problema deriva dal calcolo del moltiplicatore critico - fattore di accelerazione - dei carichi verticali, al quale è associata l'accelerazione che attiva il meccanismo.

Il calcolo del moltiplicatore è un semplice equilibrio a rotazione.

## Esempio

Consideriamo il ribaltamento semplice di una facciata:



- $W = \gamma \cdot V$  peso della parete.
- $P_s$  componente verticale del carico dovuto agli elementi che sovrastano il muro oggetto di verifica.
- $P_H$  componente orizzontale di  $P$  (ad esempio se sono presenti coperture spingenti).
- $F_v$  componente verticale di spinta di una volta.
- $F_H$  componente orizzontale di spinta di una volta.
- $T$  sforzo di una catena tale da equilibrare  $P_H$  o  $F_H$  (isolando la singola causa); si ha quindi, definito il tipo di acciaio della catena:
 
$$T = P_H = f_{yd} \cdot A \Rightarrow A = \frac{P_H}{3y_d}$$
 dimensionamento della catena

Bisogna imporre il momento stabilizzante (dovuto alle forze che tendono a stabilizzare la parete) pari al momento ribaltante, considerando come polo l'appoggio (rispetto cui si verifica il ribaltamento).

Alle forze  $W, F_v, P_s$  si associano delle forze orizzontali ad esse proporzionali secondo un fattore  $\alpha$  (moltiplicatore critico). Si ha che:



Momento stabilizzante

$$M_S = W \cdot \frac{t}{2} + F_v \cdot t + P_s \cdot x + T \cdot H$$

$\rightarrow$  catena sola in copertura

$\downarrow$  agisce sull'asse della parete

⚠ A ogni valore di carico verticale corrisponde una forza sismica attivata da esso.

Tecnicamente, la forza  $T$  in realtà costituisce l'intervento necessario per impedire l'attivazione del meccanismo se la verifica non è soddisfatta!

Momento ribaltante

$$M_R = \alpha W \cdot \frac{H}{2} + F_H \cdot h + \alpha F_v \cdot h + \alpha P_s \cdot H + P_H \cdot H$$

$\rightarrow$  spinta della copertura

$$M_R = M_S \Leftrightarrow \alpha \left( W \cdot \frac{H}{2} + F_v \cdot h + P_s \cdot H \right) = W \cdot \frac{t}{2} + F_v \cdot t + P_s \cdot x + T \cdot H - F_H \cdot h - P_H \cdot H$$

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{t}{2} + F_v \cdot t + P_s \cdot x + T \cdot H - F_H \cdot h - P_H \cdot H}{W \cdot \frac{H}{2} + F_v \cdot h + P_s \cdot H}$$

moltiplicatore critico, accelerazione di capacità: attiva il meccanismo di ribaltamento semplice.

$\alpha$  viene confrontato con l'accelerazione di domanda [progetto]:

$$\alpha \geq \alpha_d = \frac{a_g \cdot S}{g}$$

$\downarrow$   
 $\rightarrow$  fattore di comportamento per meccanismi locali, pari a 2

⚠ I bracci dipendono da dove viene applicata la forza: il solaio non scarica a filo con la parete, anche la volta in realtà non scarica né a filo né sull'asse della parete.

## Interventi sull'esistente

Gli interventi sull'esistente si distinguono in tre tipologie in base alla normativa, specializzandosi poi per i singoli elementi costruttivi in più tecnologie.

Al capitolo 8 (edifici esistenti) delle NTC 18 si distinguono tre tipologie di intervento:

- Ripristino della sicurezza  $\rightarrow$  Interventi locali, consistono in riparazioni o altri interventi su parti della struttura, come nel caso di cerchiature metalliche su aperture nella muratura. Occorre verificare che gli interventi non modifichino sensibilmente ( $\pm 15\%$ ) la massa e la rigidezza della struttura complessiva altrimenti l'intervento ha un impatto globale. Detti interventi sono di norma impiegati in corrispondenza di crisi locali nella muratura.
- Aumento della sicurezza  $\rightarrow$  Miglioramento sismico, intervento esteso a tutta la struttura che richiede la realizzazione di un modello strutturale complessivo del manufatto per comprenderne il comportamento strutturale; richiede una valutazione dello  $Z_E$  ( $\alpha_{sev}$ ) imponendo un incremento di 0,1 (10%). Se l'edificio di riferimento è una scuola (classe 3) o di classe d'uso 4,  $Z_E$  deve anche essere maggiore di 0,6.
- Adeguamento della sicurezza  $\rightarrow$  Adeguamento sismico, intervento obbligatorio in caso di sopraelevazioni, ampliamenti, variazioni della destinazione d'uso che implicano un aumento dei carichi accidentali o altre trasformazioni sostanziali dell'iniziale configurazione del manufatto; richiede un aumento di  $Z_E$  fino a valori di 0,8 per strutture di classe 3-4 e fino ad almeno 1,0 per le rimanenti.

L'intervento sulla muratura esistente richiede da normativa una prima fase di studio e conoscenza della storia del manufatto, particolarmente in relazione alla storia di costruzione (se in più periodi o meno) e alla presenza di interventi precedenti di consolidamento.



In generale, un intervento sull'esistente deve rispettare i seguenti criteri:

- Reversibilità (non sempre possibile);
- Compatibilità (estremamente rilevante, deve essere chimica, fisica e meccanica);
- Minimo intervento (altera il meno possibile le condizioni fisiche e meccaniche originali).

L'approccio a detti manufatti avviene come segue:

1. Valutazione dello stato di fatto;
2. Definizione degli interventi e loro modellizzazione;
3. Valutazione dello stato di progetto.

Le valutazioni vanno condotte attraverso analisi statiche/dinamiche lineari/non lineari!

La valutazione dello stato di fatto in particolare richiede una prima conoscenza storico-critica, una fase di rilievo geometrico che include il quadro fessurativo, una fase di conoscenza specifica dei materiali utilizzati con indagini in situ (non distruttive, semidistruttive, distruttive).

Nel caso di edifici in muratura vincolati, alle NTC si associano le linee guida per la valutazione del rischio sismico nel patrimonio culturale del 2011, di cui il capitolo 2 definisce due parametri fondamentali per la valutazione della sicurezza strutturale:

- **Indice di sicurezza sismico:** pari al rapporto tra il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta ad un dato stato limite e il periodo di ritorno di riferimento per la medesima azione sismica; se l'indice è maggiore di 1 l'edificio è in sicurezza; particolarmente significativo è l'indice di sicurezza sismica riferito allo SLV:

$$I_{s,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

Costruzione dello spettro

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{Va})}; \quad V_R = V_M \cdot C_u$$

- **Fattore di accelerazione:** definito dal rapporto tra l'accelerazione al suolo (su suolo rigido) che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente (su suolo rigido) al periodo di ritorno di riferimento:

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}}$$

Inoltre, le linee guida definiscono uno stato limite aggiuntivo per la salvaguardia di opere d'arte, utile ad esempio per chiese affrescate.

A differenza degli edifici standard, gli edifici vincolati presentano una costruzione del fattore di confidenza dipendente da 4 aliquote:

$$FC = 1 + \sum_{i=1}^4 FC_i$$

Ad esempio, per  $FC_1$ : • Rilievo geometrico completo  $\rightarrow FC_1 = 0,05$

• Rilievo geometrico completo e quadro fessurativo  $\rightarrow FC_1 = 0$

Analogamente per le caratteristiche dei materiali e le condizioni dei terreni di fondazione.

Una volta acquisite le informazioni sulla struttura e la sua storia di costruzione è possibile procedere nelle valutazioni adottando uno di 3 livelli di dettaglio:

**LV1:** utile a scala territoriale, si considera un modello meccanico semplificato per valutare il livello di rischio della costruzione; i modelli si raggruppano in tre tipi:

1. per palazzi, ville, castelli, masserie...

2. per chiese (transetti, volte etc);

3. per strutture a prevalente sviluppo verticale

}  $\rightarrow$  Da cui si ricavano  $I_s$  e  $f_a$

**LV2:** analisi per macroelementi, consente uno studio dei meccanismi locali di collasso;

**LV3:** analisi della risposta complessiva dell'edificio con un modello dettagliato.



Al capitolo 6, nelle linee guida si classificano gli interventi sugli edifici in base a diversi parametri, tra cui:

- Estensione;
- Modifica del comportamento statico/dinamico;
- Invasività e reversibilità;
- Integrazione con l'architettura;
- Durabilità;
- Tipologia di intervento (riduzione di carenze meccaniche, ...).

⚠ Un fattore molto rilevante in un progetto è anche il costo dell'intervento, fondamentale per definirne la realizzabilità.

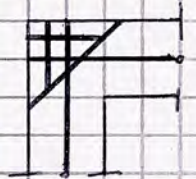
### Interventi su strutture verticali

Da condursi a seguito di una valutazione del quadro fessurativo e della stabilità delle fessure oltre che di verifiche a capacità, esistono di numerose tipologie tra cui i più diffusi sono:

- **Iniezioni di miscele leganti:** utili se la malta è deperita o polverizzata (schiacciamento), occorre scegliere miscele compatibili col materiale. L'iniezione avviene a pressione controllata e dal basso verso l'alto tramite bocchi in una maglia regolare (N50x50) per non portare sovraccarichi agli strati di muratura non ancora rinforzati; se si ha una muratura particolarmente disgregata si procede per semplice colatura, senza pressurizzazione.
- **Diatoni:** intervento tipico su pareti a doppio paramento, prevede un collegamento dei due tramite un elemento resistente a trazione (in muratura, acciaio o altro materiale resistente a trazione).
- **Stilature e protezioni sommitali:** ripristinano la continuità muraria ristilando i giunti di malta (intervento dall'esterno).
- **Intonaco armato:** utile per pareti molto danneggiate, prevede l'uso di reti (in acciaio o materiali polimerici) ancorate alla parete che aumentano la resistenza (a compressione e taglio) e la duttilità.
- **Materiali fibrorinforzati:** tecnologia diffusa negli ultimi decenni e per questo ancora dibattuta, i materiali sono sintetici e ad alta resistenza meccanica; si distingue tra:
  - FRP: fibro-reinforced polymers, in matrice polimerica;
  - FRCM: la matrice è cementizia.

Sono prodotti sia in reti che in tessuti; in base alla disponibilità di fondi si sceglie il materiale delle fibre (Aramide, Vetro, Basalto, Acciaio).

- **Perforazioni armate:** fondamentali nei cantonali, generalmente si inserisce una barra diagonale ed altre lungo gli assi delle pareti (ovviamente stalsate); sono poi cementate con malta.



- **Cordoli:** garantiscono il comportamento scatolare, ripartiscono i carichi e possono essere attuati in qualsiasi livello; vengono realizzati in CLS, muratura armata, Acciaio (più sezioni tra cui scegliere in base alle esigenze); la realizzazione — dipendente dal materiale — avviene solo a seguito della regolarizzazione del bordo.
- **Tiranti e catene:** collegano pareti parallele, possono essere intradossali o estradossali e sono denunciati allo esterno dal capochiave.
- **Cuci e scuci:** tipico intervento tradizionale in occasione di lesioni, prevedono di scorticare la parete, puntellare i solai, rimuovere i blocchi lesionati e sostituirli con blocchi e malta nuovi e compatibili con la muratura restante.
- **Cerchiature:** in acciaio o CLS, si qualificano come interventi locali (previa valutazione della modifica della rigidità) e sono spesso usate su nuove aperture.



## Interventi su strutture orizzontali

Gli orizzontamenti delle strutture esistenti in muratura sono essenzialmente di due tipi:

- Volte;
- Solai lignei: la normativa europea distingue tra:

- Legni derivanti da conifere e pioppi (fibre più morbide) → C XX (es. C14)  
↳ resistenza a flessione
- Legni derivanti da latifoglie → D XX (es. D30)

Le norme italiane invece classificano il legno in base alla provenienza:

- Abete  $\begin{cases} \text{Nord} \\ \text{Sud} \end{cases}$ ; • Larice; • Altri legni; ] → Senza resistenza a flessione nella classificazione
- Legno lamellare →  $\begin{matrix} \text{GL} & \text{XX} & \text{H} \\ \downarrow & & \downarrow \\ \text{C} & & \text{C} \end{matrix}$  ] → Omogeneo (tavole della stessa classe di resistenza)  
↳ Combinato (unione di tavole di differenti classi, con le più resistenti alle estremità delle travi)

Si definiscono inoltre 3 classi di servizio del legno - funzione dell'umidità ambientale - utile per le verifiche a SLE (con formule specifiche legate all'ortotropia del materiale); la resistenza di progetto si calcola come segue:

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_m}$$

↳ tabellato in funzione di vari parametri: tra cui il tipo di materiale, la classe di servizio e la durata del carico.  
↳ caratteristica  
↳ tabellato

Le verifiche allo SLE si effettuano sia per carichi istantanei che per carichi di lungo periodo.

## Interventi su orizzontamenti piani:

- Sostituzione delle travi ammalorate: può limitarsi al taglio e alla sostituzione delle sole teste delle travi (con appositi giunti e ancoraggi o dormienti nella muratura) o richiedere una sostituzione integrale dell'elemento, che per travi in legno lamellare può essere calcolata con metodo tabellare.
- Rinforzo all'estradosso: prevede l'accoppiamento delle travi lignee con travi in acciaio (per ridurre l'inflessione) annegate nel masso o l'utilizzo di connettori trave-soletta; è un intervento massivo e dispendioso utile in casi critici.
- Rinforzo all'intradosso: più economico, prevede di affiancare profili in acciaio alla trave per ripartire il carico.

## Interventi su strutture voltate:

- Ridurre le masse sostituendo ai rinfianchi materiali più leggeri;
- Soletta collaborante in CLS alleggerito (intervento non compatibile);
- Placcaggio con FRP all'estradosso (veloce e leggero ma di durabilità ignota).

## Interventi su strutture di fondazione

- Allargamento della fondazione: si installano cordoli esterni ancorati alla muratura per aumentare la superficie del piano fondale;
- Approfondimento del piano fondale: in presenza di cedimenti (limi e argille), prevedono il getto di micropali (trivellati) per approfondire di 20-30m il piano fondale.





## Cappotto sismico

Intervento integrato prevede un telaio di base che incrementa le performance sismiche (in Acciaio  $\rightarrow$  EC3 o in Alluminio  $\rightarrow$  EC9 per la verifica dei profili) e un materiale coibente; è una tecnologia innovativa, leggera e poco invasiva che può essere applicata all'esterno senza interrompere le attività interne; il processo costruttivo prevede l'ancoraggio a muro dei profili con lastre coibenti e una finitura, è dunque particolarmente rapido. L'applicazione può essere locale (non collegata alla fondazione) o globale (collegata alla fondazione, aumenta  $\zeta$  di almeno 0,1); tra le varie tipologie affermatesi nel tempo le prime richiedevano il getto di una parete in CLS di piccolo spessore ed erano quindi più pesanti e meno reversibili.

20.12.2023 - Fine

Costruzioni in Muratura

prof. Antonio Formisano

29/01/2024 - 30L