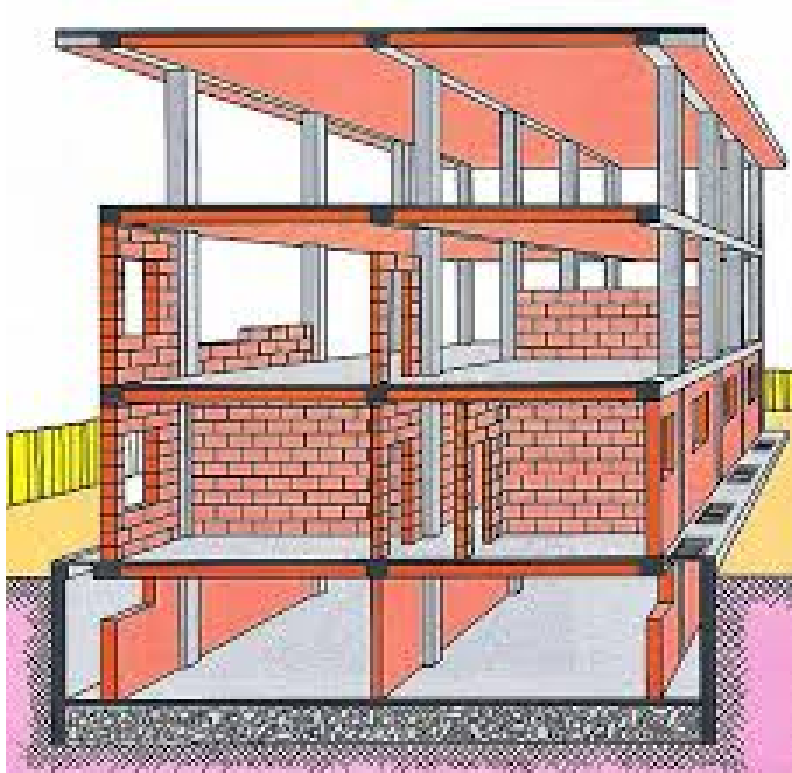


Gli elementi non strutturali: le tamponature



Ing. Giuseppe Masca

Premessa

*Le tamponature degli edifici in cemento armato rappresentano degli elementi strutturali e non strutturali di fondamentale importanza ad essi è demandata anche la regolarità strutturale in altezza e in pianta i meccanismi di danno e poi come visto dai recenti eventi sismici rappresentano insieme ai nodi trave pilastro le parti più danneggiate del nostro edificio con espulsione e danno agli impianti . Per evitare la rottura dei tompagni si utilizzano altri sistemi costruttivi quali le pareti debolmente armate , ma la soluzione migliore è rendere la tamponatura collaborante il cui modello di edificio non è contemplato nelle attuali NTC2018 ma nell'eurocode 8 . La modellazione del tompagno prevede la schematizzazione con una biella compressa che interagisce all'interno della maglia di telaio , ma con i software FEM è possibile modellare direttamente la parete laterizio come elemento **Plate-Shell** . Anche questo argomento sarà approfondito attraverso lo studio di edifici con tamponatura collaborante che rappresenta la normale evoluzione della struttura intelaiata in cemento armato utilizzando materiali ad alta resistenza oltre che la struttura intelaiata con tompagno Peda collaborante . Per gli edifici esistenti è molto importante il consolidamento delle tamponature attraverso pannelli isolanti ad elevata resistenza a compressione e trazione in fibre di carbonio. Le tamponature possiamo considerarle come degli elementi strutturali se interagiscono con la maglia di telaio , i tramezzi nei quali passano le canalizzazioni dell'impianto idrico elettrico se danneggiate durante evento sismico, si pensi alla caldaia a gas metano ancorata alla parete divisoria possono verificarsi fughe di gas ed esplosioni per cui deve essere assicurata la stabilità integrità degli elementi non strutturali durante un terremoto. Il funzionamento di una tamponatura è quello di una biella compressa schematizzazione derivata dal rilievo dei danni sismici sui tompagni di edifici in cemento armato che presentano lesioni incrociate in corrispondenza delle diagonali tese conseguenza della oscillazione sismica dell'edificio e del cambio di segno di spostamenti e sollecitazioni e bassa resistenza a trazione della tamponatura. Sono stati introdotti nuovi meccanismi resistenti teorici quali il puntone diagonale diffuso ovvero la distribuzione della larghezza b del puntone equivalente in tutto il pannello ,la modellazione della parete con apertura rettangolare a doppio controvento eccentrico rilevabile dai danni sismici assimilabile a due puntoni equivalenti dal funzionamento inverso conseguente alle oscillazioni, ed infine la apertura a forma di rombo quadrato per la quale si individuano 2 puntoni e 2 tiranti semidiagonali*

Indice

1-Le tamponature in laterizio

2-La tamponatura collaborante

3-Il progetto delle tamponature

4-Il cappotto sismico termico

5-La irregolarità strutturale

6- Antiribaltamento delle tamponature

7- Gli elementi non strutturali

8- Le tamponature:nuovi meccanismi resistenti

Le tamponature

1- Introduzione

2- Le caratteristiche dei materiali

3-La normativa Italiana

4-Il puntone equivalente

5-Le verifiche sulle tamponature

6-Il diagramma forza spostamento

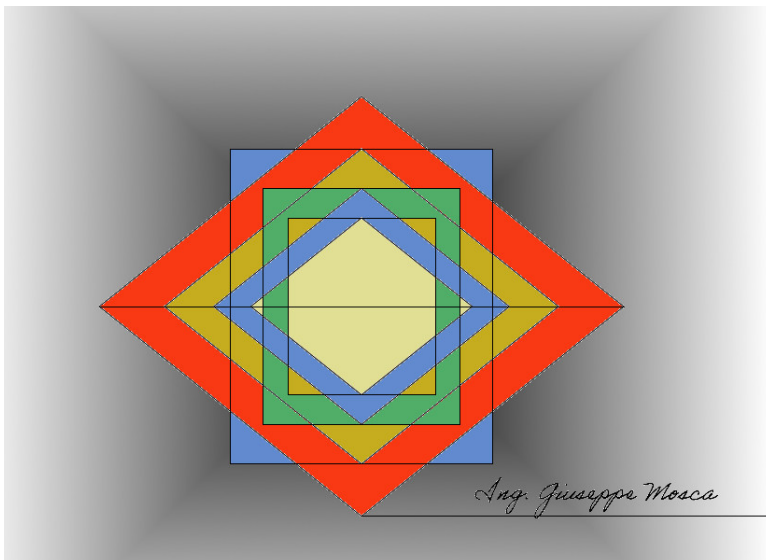
7-La forma effettiva della diagonale compressa

8-La modellazione FEM

9-L'analisi statica non lineare

10-Tamponature svincolate dalla struttura

11-Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

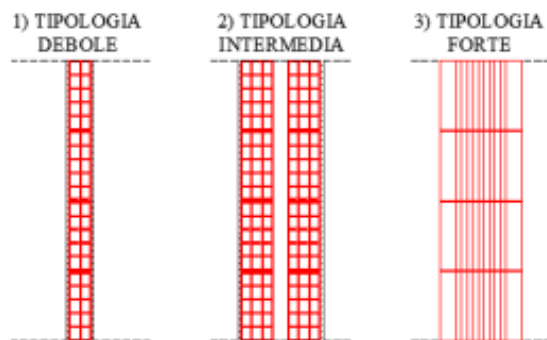
Le tamponature degli edifici intelaiati in cemento armato vengono realizzate con doppia fodera di laterizio interna 8 cm ed esterna 12 cm con una intercapedine nella quale viene interposto l'isolante termico di circa 10 cm in modo che lo spessore della parete al netto dell'intonaco sia 30 cm in perfetta linea con la dimensione minima dei pilastri. Le tamponature sono degli elementi non strutturali che si danneggiano in occasione degli eventi sismici ed è ciò che è accaduto sin dal 1976 con il terremoto del Friuli per poi ripetersi con il terremoto dell'Irpinia del 23 novembre 1980 per cui sono state oggetto da circa 50 anni di studio ricerca e normazione. Oggi la tecnica di realizzazione dei tamponi si è evoluta ad essi viene conferita resistenza a trazione tramite un intonaco armato sulle due facce e ne viene tutelato il ribaltamento verso l'esterno conseguente ad azioni sismiche fuori del piano. Una corretta progettazione di un edificio in zona sismica deve evitare che le tamponature o i tramezzi vengano espulsi o danneggiati poiché si hanno danni agli impianti esplosioni fughe di gas ed un edificio la cui struttura in cemento armato non viene danneggiata se presenta danni alle tamponature non può essere utilizzata soprattutto durante un evento sismico con i conseguenti disagi. La tamponatura è stata sempre modellata come un puntone equivalente tutti i professionisti si sono cimentati nella definizione della larghezza della diagonale, oggi con l'utilizzo dell'intonaco armato si conferisce alla parete una resistenza a trazione per cui può essere modellata come croce di Sant'Andrea ovvero con la funzione di puntone e tirante qualora la rete metallica sia ancorata alla struttura in cemento armato. La modellazione FEM delle tamponature può essere eseguita in modo molto semplice attraverso un elemento plate-shell nel quale siano definite le aperture con gli spessori ed i moduli elastici del materiale costituente; la tamponatura aumenta considerevolmente la rigidezza del nostro edificio alterandone se distribuite in modo non simmetrico il comportamento torsionale con irregolarità in altezza ed in pianta, inoltre la presenza di negozi e garage al piano terra rende i pilastri particolarmente vulnerabili alle azioni orizzontali generando il meccanismo di piano soffice e conseguente diminuzione della duttilità globale della struttura. Un calcolo corretto di una struttura intelaiata in cemento armato prevede la modellazione della nuda struttura e quindi il soddisfacimento di tutte le verifiche di deformabilità e resistenza, ed il calcolo della struttura in cemento armato con tamponature verificando che queste non si rompano per effetto di sollecitazioni derivanti da azioni sismiche nel piano e fuori del piano. L'incremento di rigidezza derivante dalla tamponatura limita notevolmente gli spostamenti orizzontali degli impalcati di conseguenza per edifici pluripiano 10÷12 assumono importanza nella prevenzione della instabilità globale del nostro edificio derivante dall'effetto P- Δ ; oggi le tamponature possono essere progettate ovvero definire spessori materiali da utilizzare e grandezza delle aperture in funzione delle limitazioni imposte agli spostamenti dallo stato limite di danno e quindi scegliere la tamponatura più adeguata progettare le aperture non solo architettonicamente ovvero secondo esigenze estetiche e di luminosità ricambio d'aria ma per mere esigenze strutturali. L'evoluzione degli edifici con struttura in cemento armato è con tamponature collaboranti poiché le dimensioni degli elementi strutturali travi e pilastri in zona di I categoria sono diventate eccessive

2- Le caratteristiche dei materiali

Per le tamponature distinguiamo 3 tipologie :

- Debole
- Intermedia
- Forte

come riportato in figura



La tipologia 1 è rappresentata da una muratura monostrato caratterizzata da blocchi a foratura orizzontale (% di foratura di circa il 60%) di spessore pari a 8 cm con un intonaco di 1 cm su entrambe le facce. La tipologia 2 è rappresentata da una muratura doppio strato costituita da 2 paramenti con blocchi di spessore pari a 12 cm ad elevata foratura orizzontale intonacati solo sulle facce esterne; infine la terza tipologia è rappresentata da una muratura monostrato di spessore pari a 30 cm con blocchi in laterizio con foratura verticale intorno al 50%. Le caratteristiche meccaniche di tali murature sono riportate in Tabella , in cui f_{wh} è la resistenza a compressione orizzontale della muratura, f_{wv} è la resistenza a compressione verticale della muratura, f_{wu} è la resistenza a taglio per scorrimento dei giunti di malta in assenza di compressione (coesione), f_{ws} è la resistenza a taglio per fessurazione diagonale, E_{wh} ed E_{wv} sono i moduli elastici rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, G è il modulo di taglio e W è il peso di volume della muratura. Come si può notare dalla Tabella 1, nonostante la tipologia T_1 sia “debole”, fornisce resistenze unitarie maggiori rispetto alle resistenze delle altre due tipologie, in quanto sono state valutate considerando la presenza dell’intonaco su entrambe le facce della muratura.

Tabella 1. Caratteristiche meccaniche delle 3 tipologie di muratura da tamponamento.

Tipologia	f_{wh} [MPa]	f_{wv} [MPa]	f_{wu} [MPa]	f_{ws} [MPa]	E_{wh} [MPa]	E_{wv} [MPa]	G [MPa]	W [KN/m ³]
T1 debole	1.18	2.02	0.44	0.55	991	1873	1089	6.87
T2 intermedia	1.11	1.50	0.25	0.31	991	1873	1089	6.87
T3 forte	1.50	3.51	0.30	0.36	1050	3240	1296	7.36

3-La normativa Italiana ed Europea

Le prime norme in Italia che fanno riferimento alle tamponature ed al loro comportamento in zona sismica risalgono al D.M. 3 marzo 1975 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” al punto C.6. Edifici con strutture intelaiate C.6.5 Elementi divisorii e pannelli esterni, per poi essere riprese nella circolare 12 Dicembre 1981 n. 22120 in Appendice “Interazione fra telai e pannelli murari di tamponatura – metodo di calcolo”. Il DM 24 gennaio 1986 concernente le costruzioni in zona sismica riprende quanto stabilito nel DM del 1975, ma la vera e propria normazione con la introduzione delle formule di verifica la troviamo del D.M del 16 gennaio 1996 e nella circolare del 10 Aprile 1997 n° 65 che riportiamo integralmente

INTERAZIONE FRA TELAI E PANNELLI MURARI DI TAMPONATURA

Modello di calcolo

1. Campo di validità del procedimento esposto

Il procedimento di calcolo esposto nel presente allegato, può essere ritenuto valido per riprodurre con sufficiente approssimazione il comportamento di un elemento di telaio contenente una tamponatura muraria e sottoposto all'azione di una forza laterale quando siano soddisfatte le seguenti condizioni:

- 1) Il telaio è costituito da elementi di cemento armato (o metallici) adeguatamente collegati fra loro nei nodi ed aderenti alla tamponatura. Questa deve essere efficacemente collegata alla intelaiatura in modo che ne sia assicurato il contatto e quindi l'aderenza tale da garantire la trasmissione di sforzi normali e tangenziali oltre all'inamovibilità;
- 2) Il rapporto h/l (fig. 1) fra i lati del pannello murario deve essere compreso di norma tra 0,5 e 2,0;
- 3) Il rapporto h/t (fig. 1) fra l'altezza e lo spessore (snellezza) del pannello murario non deve essere superiore a 20;
- 4) Nel pannello di tamponatura non devono essere presenti aperture, salvo che queste siano delimitate da intelaiature in cemento armato atte a ricostituire la continuità dei due tratti delle diagonali di muratura come in seguito esposto.

2. Valutazione della deformabilità laterale

Per la valutazione della deformabilità laterale del sistema composto da telaio e tamponatura, quindi per il calcolo della ripartizione delle forze sismiche orizzontali fra gli elementi resistenti, si può tenere conto dell'effetto delle tamponature in maniera sufficientemente approssimata considerando il funzionamento di un puntone diagonale equivalente (fig. 2).

Tale puntone deve avere lo spessore t della muratura e larghezza s uguale ad $1/10$ della lunghezza della diagonale. Si può considerare allora un sistema equivalente formato dalle travi e dai pilastri del telaio, nonché dai suddetti puntoni diagonali considerati incernierati alle estremità (fig. 3).

Ogni puntone avrà pertanto una rigidezza equivalente pari a:

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

in cui $d = \sqrt{l^2 + h^2}$ è la lunghezza della diagonale, mentre E_m è definito nel successivo punto 4.

3. Meccanismi di rottura dei pannelli murari

Il comportamento laterale di un telaio piano risente fortemente dell'effetto di interazione prodotto dalle tamponature presenti nel piano del telaio stesso, purché queste siano ad esso efficacemente collegate. Per poter fare affidamento su tale effetto, devono essere soddisfatte le condizioni di seguito indicate:

- 1) il pannello è contenuto nel piano medio del telaio;
- 2) le caratteristiche meccaniche dei materiali e gli spessori sono tali da rendere soddisfatte le verifiche di resistenza; in particolare sono da escludere le pareti in foglio, o costituite da elementi con percentuali di foratura superiore al 45%;
- 3) è assicurato il contatto con la struttura di cemento armato;
- 4) sono assenti aperture, a meno che le aperture siano adeguatamente riquadrate;
- 5) hanno elevata resistenza all'azione sismica ortogonale nel piano del pannello.

Con riferimento ad una maglia di telaio interagente con un pannello murario in essa contenuto ed avente spessore t , lunghezza l ed altezza h (fig. 1), le ricerche sperimentali svolte hanno messo in evidenza la possibilità di tre meccanismi di rottura delle murature.

I tre meccanismi sono i seguenti:

- a) rottura per scorrimento orizzontale dovuta alle tensioni tangenziali agenti nella zona centrale della tamponatura, secondo lo schema rappresentato nella figura 4a;
- b) rottura diagonale per trazione, dovuta alle tensioni di trazione inclinate, agenti anche esse nella zona centrale della tamponatura (fig. 4b);
- c) rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura, dovuta alla concentrazione delle forze orizzontali di interazione trasmesse dal telaio (fig. 4c).

La rottura della struttura di cemento armato verrà esaminata al successivo punto 5.

4. Verifica della tamponatura

Le verifiche di resistenza relative alle tre condizioni di rottura descritte al paragrafo precedente, in via approssimata, possono essere condotte sulla base delle seguenti relazioni:

- Verifica allo scorrimento orizzontale:

$$H_0 \leq \frac{\tau_u}{\phi} \cdot l \cdot t$$

essendo

$$\tau_u = f_{vk0} \cdot \sqrt{1 + \frac{\left(0,8 \cdot \frac{h}{l} - 0,2\right)}{1,5 \cdot f_{vk0}} \cdot \frac{H_0}{l \cdot t}}$$

- Verifica a trazione lungo la diagonale:

$$H_0 \leq \frac{f_{vk0}}{0,6 \cdot \phi} \cdot l \cdot t$$

- Verifica allo schiacciamento degli spigoli:

$$H_0 \leq 0,8 \cdot \frac{f_k}{\phi} \cdot \cos^2 \theta \cdot \sqrt{\frac{E_c}{E_m}} \cdot I \cdot h \cdot t^3$$

Nelle formule scritte, oltre alle dimensioni h, l, t del pannello murario sono state indicate le seguenti grandezze:

- H_0 = forza sismica orizzontale agente sull'elemento di muratura (componente orizzontale della forza agente nel puntone equivalente), da valutare tenendo conto del coefficiente di struttura β ;
- f_{vk0} = resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carichi verticali;
- f_k = resistenza caratteristica a compressione della muratura;
- θ = $\arctg\left(\frac{h}{l}\right)$, angolo della diagonale del pannello rispetto all'orizzontale;
- ϕ = fattore di riduzione delle tensioni:
per verifiche alle tensioni ammissibili equivale a 2;
per verifiche agli stati limite equivale a 1;
- E_c = modulo di elasticità di calcestruzzo;
- E_m = modulo di elasticità della muratura;
- I = momento di inerzia della sezione trasversale del pilastro calcolato rispetto al suo asse ortogonale al piano della tamponatura (in caso di pilastri di diversa sezione si assume il valore medio dei due momenti di inerzia).

Per i valori delle caratteristiche di resistenza e dei moduli elastici della muratura può farsi riferimento al D.M. 20.11.87 oppure a risultati di apposite indagini teorico - sperimentali, chiaramente comprovati.

5. Verifica delle strutture di contenimento in cemento armato

5.1. Forze assiali nei pilastri

Si deve tenere conto delle variazioni delle forze assiali nei pilastri che si calcolano applicando le forze sismiche orizzontali al modello di struttura comprendente i puntoni equivalenti (fig. 4).

5.2. Forze di taglio nei pilastri

Per la validità delle considerazioni svolte e delle formule indicate è essenziale che la rottura per taglio dei pilastri non preceda quella dei pannelli murari. Pertanto ciascun pilastro adiacente ad un pannello tamponatura deve essere verificato per una forza tagliante pari al taglio su di esso calcolato secondo lo schema indicato al punto 2, aumentato della forza orizzontale H_0 calcolata per la tamponatura.

5.3. Flessione nei pilastri

Ciascun pilastro che affianchi una tamponatura deve essere verificato per un momento flettente pari al momento flettente su di esso calcolato secondo lo schema indicato al punto 2, aumentato del momento:

$$M = \frac{\pm H_0 \cdot h}{10}$$

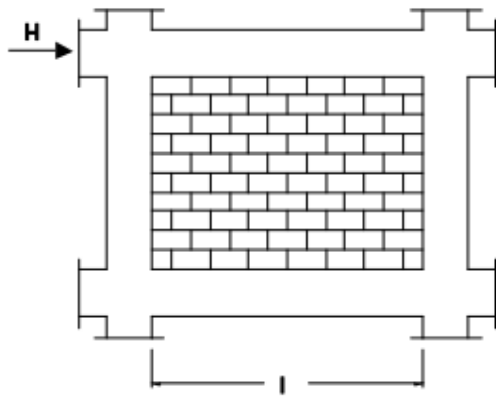


Figura 1

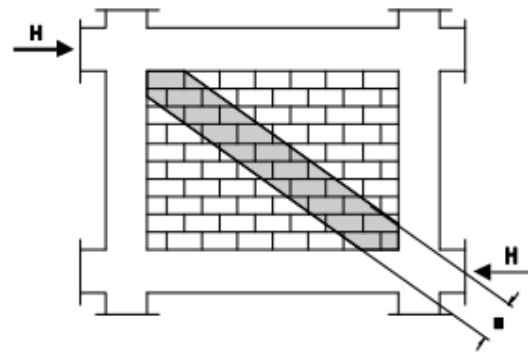


Figura 2

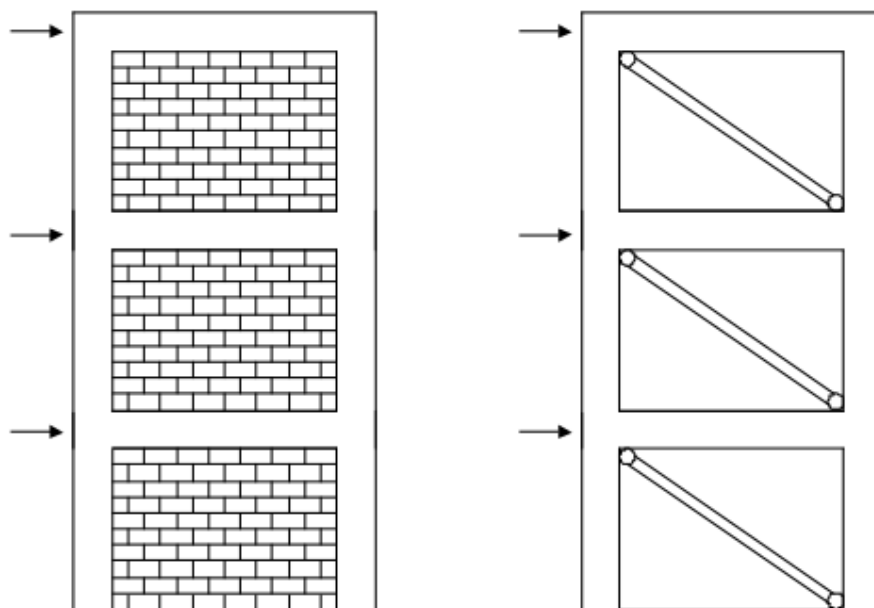


Figura 3

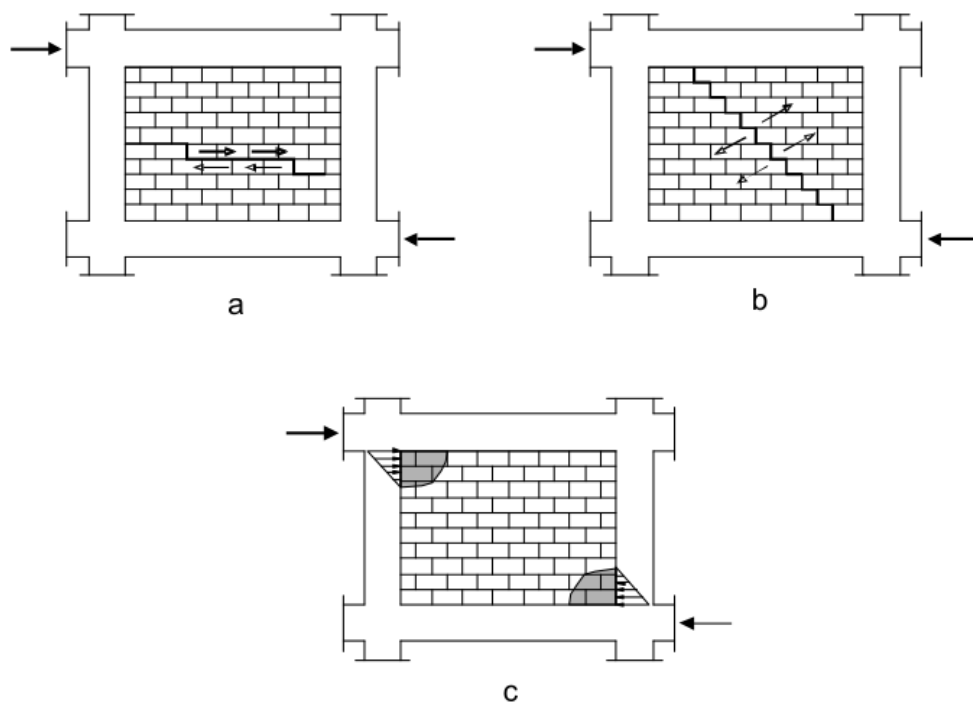


Figura 4

Il D.M. del 1996 introduce delle limitazioni agli spostamenti relativi di interpiano per evitare il danneggiamento in presenza di azioni sismiche dei tramezzi e delle tamponature ovvero degli elementi non strutturali. L'ordinanza 3274 del 20 marzo 2004 al punto 5.6 "Requisiti aggiuntivi per edifici con tamponamenti in muratura" I decreti successivi del 14 Settembre 2005 e del 14 gennaio 2008 con le relative istruzioni del 2 febbraio 2009 introducono i seguenti "Criteri di progettazione degli elementi secondari e non strutturali" con esplicito riferimento ai tramezzi alle tamponature e agli impianti. La normativa CNR-DT 212/2013 "Istruzioni per la Valutazione Affidabilità della Sicurezza Sismica di edifici esistenti" definisce "La modellazione delle tamponature" Le norme attuali DM 2018 e circolare del 2019 definiscono i criteri di verifica degli elementi non strutturali introducendo la verifica ribaltamento fuori del piano delle tamponature e le seguenti limitazioni degli spostamenti di interpiano per lo stato limite di danno.

-Per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$q_{Dr} \leq 0,005h \text{ per tamponature fragili}$$

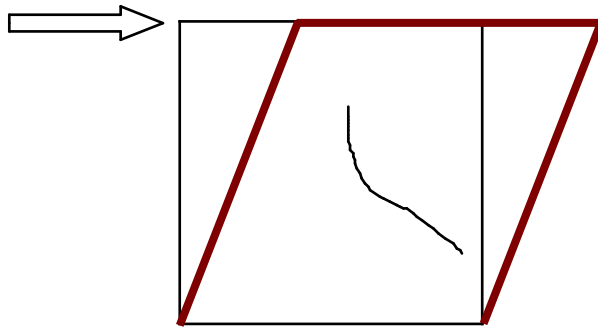
$$q_{Dr} \leq 0,0075h \text{ per tamponature duttili}$$

-Per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$q_{Dr} \leq d_{Rp} \leq 0,01h$$

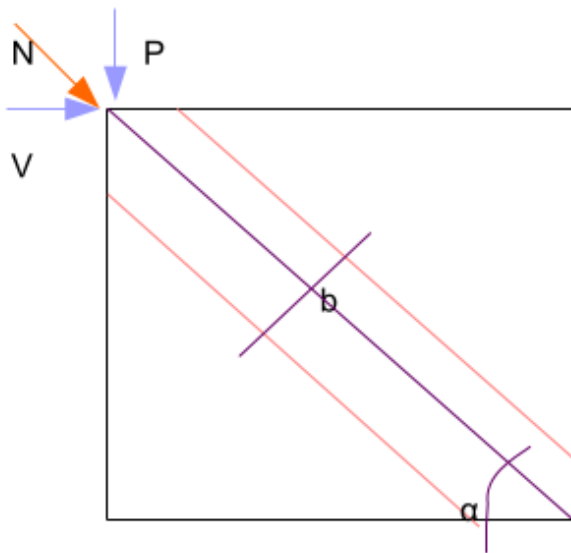
4-Il puntone equivalente

Una parete di tamponatura inserita in una maglia di un telaio in cemento armato presenta sotto azioni sismiche delle lesioni diagonali che ne fanno intuire il comportamento statico;



Il pannello ha una deformazione con allungamenti e quindi trazione secondo una diagonale con conseguente lesione nel piano ortogonale e accorciamenti secondo l'altra diagonale con formazione di un puntone compresso. E' fondamentale per lo studio dei maschi di tamponatura l'individuazione delle dimensioni del puntone compresso ovvero della sua larghezza, lo spessore e quello della parete mentre la larghezza b funzione delle dimensioni B ed H viene determinata uguagliando le corrispondenti deformazioni. Il pannello subisce uno spostamento orizzontale ΔL la cui componente nella direzione della diagonale compressa :

$$\Delta L \cdot \cos \alpha = N \cdot D / (EA)$$



dove N sforzo normale nella diagonale

D lunghezza della diagonale $D = (H^2 + B^2)^{1/2}$

E modulo elastico del materiale costituente la parete

A area della diagonale $A = b \cdot t$

t spessore della parete ; $\tan \alpha = H/B$

H altezza pannello ; B larghezza ; b spessore diagonale

considerando per il pannello una deformazione Shear-Type lo spostamento ΔL

$$\Delta L = V \cdot H^3 / (12EI) + 6/5 \cdot V \cdot H / (GA) = V \cdot [H^3 / (12EI) + 6/5 \cdot H / (GA)]$$

il fattore di taglio $\chi = 6/5 \quad G = 0.4 \cdot E$

per tener conto della fessurazione ovvero della porzione di muratura non reagente a trazione, seguendo l'attuale normativa dimezziamo la rigidezza

$$\Delta L = 2 \cdot V \cdot [H^3 / (12EI) + 6/5 \cdot H / (GA)] \quad A = B \cdot t \quad I = t \cdot B^3 / 12$$

la forza di taglio nel pannello $V = N \cdot \cos \alpha$

$$2 \cdot V \cdot [H^3 / (12EI) + 6/5 \cdot H / (GA)] \cos \alpha = N \cdot D / (EA)$$

$$2 \cdot N \cdot [H^3 / (12EI) + 6/5 \cdot H / (GA)] \cos \alpha^2 = N \cdot D / (EA)$$

$$2 \cdot [H^3 / (12EI) + 6/5 \cdot H / (GA)] \cos \alpha^2 = D / (EA)$$

$$A = b \cdot t = D / \{2 \cdot E [H^3 / (12EI) + 6/5 \cdot H / (GA)] \cos \alpha^2\}$$

la diagonale $D = H / \sin \alpha$

$$b = H / \{2 \cdot E \cdot t [H^3 / (12EI) + 6/5 \cdot H / (GA)] \sin \alpha \cdot \cos \alpha^2\}$$

Per le diverse tipologie di tamponatura e dimensione dei pannelli riportiamo il valore di b che è indipendente dallo spessore della tamponatura

Base	Altezza	Diagonale	Debole		Intermedia		Forte	
150	260	300	68,34	0,23D	68,34	0,23D	68,34	0,23D
200	260	328	89,18	0,27D	89,18	0,27D	89,18	0,27D
250	260	360	114	0,30D	114	0,30D	114	0,30D
300	260	397	142	0,35D	142	0,35D	142	0,35D

Questa è la modellazione classica del pannello di tamponatura, esistono altre formulazioni empiriche derivanti dalla sperimentazione: **Diagonale di Bertoldi**

Il modello proposto da Bertoldi la larghezza del puntone equivalente è stata calibrata per essere rappresentativa dello stato di fessurazione completa del pannello sottoposto ad azioni cicliche. Per pannelli pieni privi di aperture è stata ottenuta la seguente formulazione empirica

$$b/D = K_1 / (\lambda H) + K_2$$

b larghezza del puntone equivalente

D lunghezza della diagonale

K_1 e K_2 sono espressi in funzione del parametro λH

λH è un fattore che definisce la rigidezza relativa tra il pannello ed il telaio che lo racchiude

Tabella 1. Parametri K_1 e K_2 del modello di Bertoldi et al.

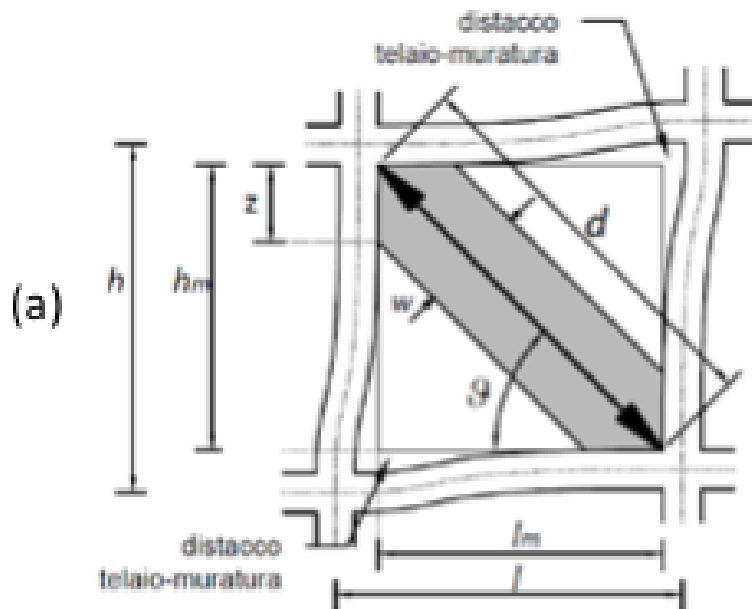
	$\lambda h < 3,14$	$3,14 < \lambda h < 7,85$	$\lambda h > 7,85$
K_1	1,3	0,707	0,47
K_2	-0,178	0,01	0,04

$$\lambda = [E_m * t * \sin(2\alpha) / (4 * E_C * I_p * H)]^{1/4} \quad [L^{-1}] \text{ dimensioni}$$

Esistono altre formulazioni come quella di **Decanini e Fantini**

$$b = [0,748/(\lambda H) + 0,085] * D \quad \text{se } \lambda H \leq 7,85$$

$$b = [0,393/(\lambda H) + 0,130] * D \quad \text{se } \lambda H > 7,85$$



$$\alpha = \theta = \arctg(H/B) = \arctg(H/L)$$

Tutte queste formulazioni conducono ad un valore della base b larghezza del puntone compreso tra $0,15 * D < b < 0,25 * D$

La circolare n° 65 del 10 Aprile 1997 considera una rigidezza equivalente del puntone

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

5-Le verifiche sulle tamponature

Le verifiche da eseguire sulle tamponature degli edifici in cemento armato sono state introdotte dalla circolare n° 65 del 10 aprile 1997 e corrispondono a tre meccanismi di rottura per le murature :

- a) rottura per scorrimento orizzontale dovuta alle tensioni tangenziali agenti nella zona centrale della tamponatura ;
- b) rottura diagonale per trazione, dovuta alle tensioni di trazione inclinate, agenti anche esse nella zona centrale della tamponatura ;
- c) rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura, dovuta alla concentrazione delle forze orizzontali di interazione trasmesse dal telaio .

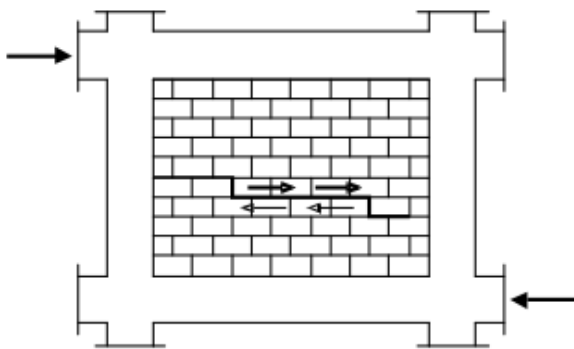
A queste si aggiungono

- d) la verifica a ribaltamento come elemento non strutturale
- e) la verifica a rottura della struttura in cemento armato.
- f) la verifica di instabilità del pannello di tamponatura
- g) la verifica attraverso le tensioni principali

- **Rottura per scorrimento orizzontale** dovuta alle tensioni tangenziali agenti nella zona centrale della tamponatura, secondo lo schema rappresentato in figura ;

$$H_0 \leq \tau_U / \Phi * l * t$$

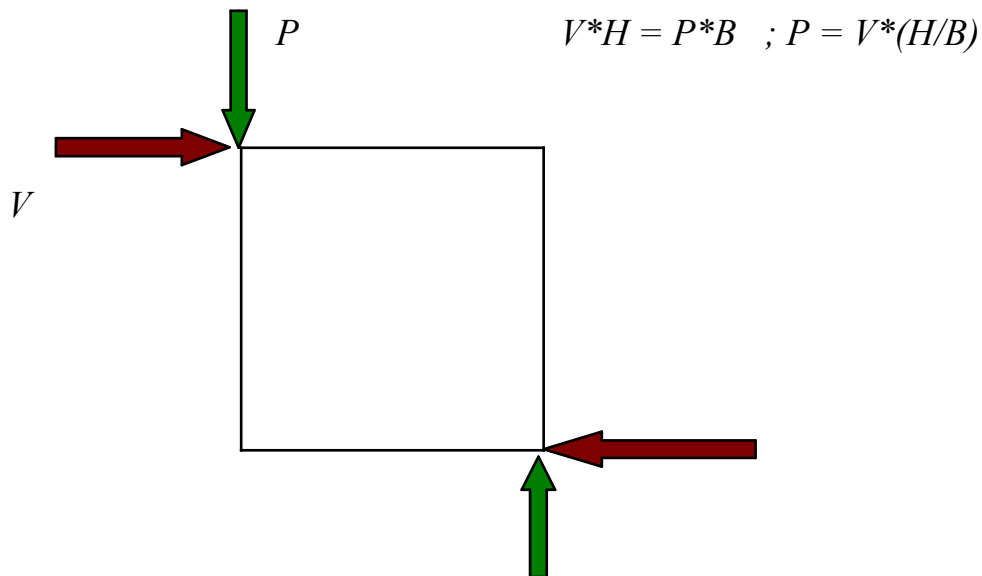
$$\tau_U = f_{vk0} * [1 + (0,8 * h / l - 0,2) * V / (1,5 * l * t * f_{vk0})]^{1/2}$$



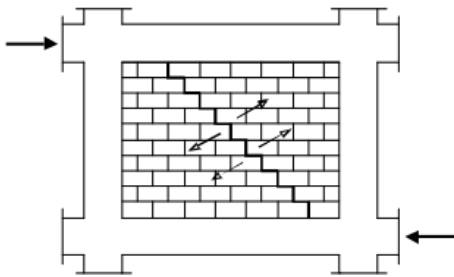
Per la tensione tangenziale si utilizza una formulazione analoga a quella per le murature

$$V_{RD} = l * t * 1,5 * \tau_{0d} / b * [1 + P / (A * 1,5 * \tau_{0d})]^{1/2} ; \quad \tau_u = \tau_{0d} * [1 + P / (l * t * 1,5 * \tau_{0d})]$$

dove $P = V * (0,8 * h / l - 0,2)$ deriva dall'equilibrio del pannello

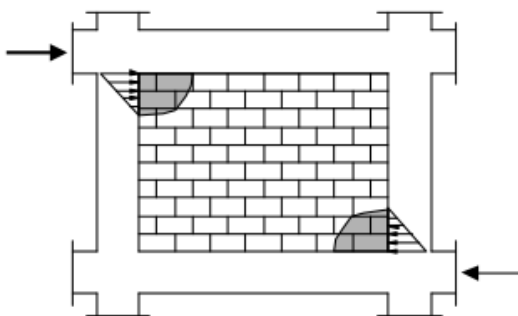


-Rottura diagonale per trazione, dovuta alle tensioni di trazione inclinate, agenti anche esse nella zona centrale della tamponatura ;



$$H_o \leq f_{vk0} / (0,6 \cdot \Phi \cdot l \cdot t)$$

-c) rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura, dovuta alla concentrazione delle forze orizzontali di interazione trasmesse dal telaio .



$$H_o \leq 0,8 \cdot f_k \cdot \cos^2 \theta / \Phi \cdot [E_c / E_m \cdot I \cdot h \cdot t^3]^{1/4} \quad \text{dove}$$

H_0 forza sismica orizzontale agente sulla muratura

f_{vk0} resistenza caratteristica a taglio puro della muratura

f_k resistenza caratteristica a compressione della muratura

θ angolo di inclinazione diagonale $\arctg(h/l)$

Φ fattore di riduzione delle tensioni pari a 1 per lo stato limite ultimo

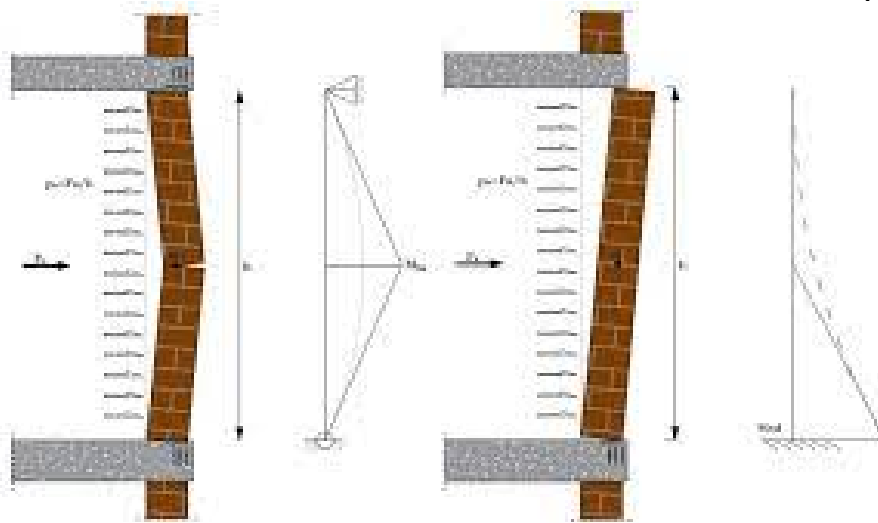
E_C modulo elastico del cls

E_m modulo elastico muratura

I momento di inerzia pilastro nel piano ortogonale a quello della tamponatura

d) La verifica a ribaltamento come elemento non strutturale

La tamponatura sollecitata dalle azioni sismiche orizzontale considerata come elemento non strutturale ribalta verso l'esterno secondo due possibili meccanismi :



Per i due meccanismi di ribaltamento si considerano due schemi statici , trave appoggiata appoggiata e di mensola; il ribaltamento è impedito dalla rete metallica ancorata alla maglia di telaio e dalla resistenza a pressoflessione della tamponatura alla base ed in mezz'aria fuori del piano. La forza sismica orizzontale che sollecita la nostra muratura

$$F_a = (S_a * W_a) / Q_a$$

S_a accelerazione massima adimensionalizzata rispetto all'accelerazione di gravità corrispondente allo stato limite in esame

W_a peso sismico dell'elemento a metro lineare

$Q_a = 2$ fattore di comportamento dell'elemento.

$$S_a = \begin{cases} \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [(1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1))^2] \geq \alpha * S & \text{per } T_a < a * T_1 \\ \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p & \text{per } a * T_1 < T_a < b * T_1 \\ \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [(1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1))^2] \geq \alpha * S & \text{per } T_a > b * T_1 \end{cases}$$

Le sollecitazioni di taglio e momento flettente nella tamponatura

$$M = F_A * H^2/8 ; \quad V = F_A * H/2$$

$$M = F_A * H^2/2 ; \quad V = F_A * H$$

è evidente che le max sollecitazioni corrispondono allo schema di mensola ;

La verifica a flessione e taglio della tamponatura



$$V_{sd} \leq V_{rd} = b * t * f_{vk0} + A_s * f_{yd}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd} = C * d = T * d$$

d braccio della coppia interna

$$T = A_s * f_{yd} ; \quad C = b * 0,8 * x * f_{cd} * 0,85 + A_s * \sigma_s$$

$$b * 0,8 * x * f_{cd} * 0,85 + A_s * \sigma_s - A_s * f_{yd} = 0 ;$$

$$b * 0,8 * x * f_{cd} * 0,85 + A_s * E_s * 0,01 * x / (t-x) - A_s * f_{yd} = 0 ;$$

$\varepsilon_s / x = 0,01 / (t-x)$ se $\varepsilon_s \leq f_{yd} / E_s = 0,00191$ $\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$ IF $\varepsilon_s > f_{yd} / E_s$ $\sigma_s = f_{yd}$
per l'equilibrio interno della sezione $\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$ $\varepsilon_s = 0,01 * x / (t-x)$

Le tamponature vengono realizzate con intonaco armato disposto sulle due facce al fine di evitarne il ribaltamento e fare in modo che siano in grado di resistere alle sollecitazioni di trazione derivanti dalla pressoflessione.

e) La verifica a rottura della struttura in cemento armato.

-Forze assiali nei pilastri

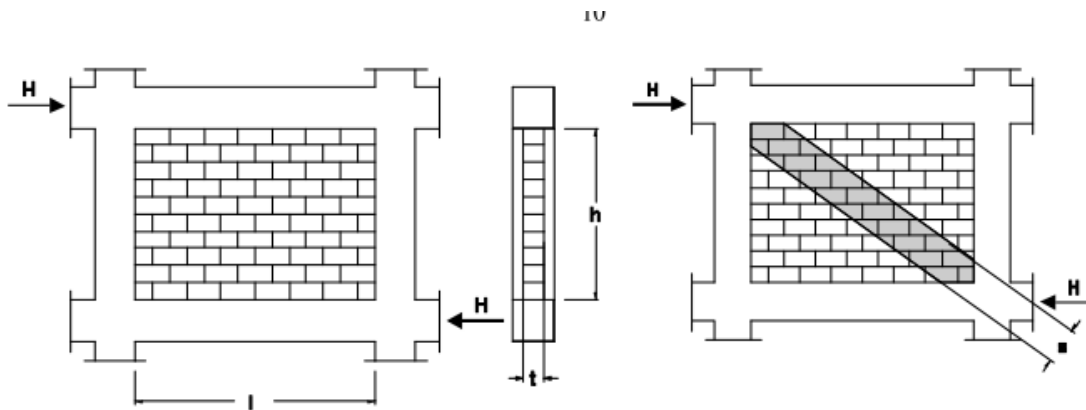
Si deve tenere conto delle variazioni delle forze assiali nei pilastri che si calcolano applicando le forze sismiche orizzontali al modello di struttura comprendente i punti equivalenti ;

-Forze di taglio nei pilastri

Per la validità delle considerazioni svolte e delle formule indicate è essenziale che la rottura per taglio dei pilastri non preceda quella dei pannelli murari. Pertanto ciascun pilastro adiacente ad un pannello di tamponatura deve essere verificato per una forza tagliente pari al taglio aumentato della forza orizzontale H_0 calcolata per la tamponatura.

-Flessione nei pilastri

Ciascun pilastro che affianchi una tamponatura deve essere verificato per un momento flettente pari al momento flettente aumentato di: $M = \pm V \cdot H / 10$



f) La verifica di instabilità del pannello di tamponatura

La verifica di instabilità del puntone diagonale può essere eseguito determinando il carico critico

$$N_C = \pi^2 EI / L^2$$

$I = B \cdot t^3 / 12$: $L = D$ lunghezza libera di inflessione per aste incernierate

E_m modulo elastico tamponatura

e come per le aste in acciaio $N_{ED} / N_{BD} \leq 1$

N_{ED} sforzo normale di calcolo nella diagonale

$$N_{BD} = \chi \cdot B \cdot t \cdot f_{cdm} / \gamma_m$$

$$\chi = 1 / [\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda'^2}] ; \quad \Phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda' - 0,2) + \lambda'^2)$$

$$\lambda' = \sqrt{(A \cdot f_{cdm}) / N_C}$$

Possiamo considerare la tamponatura come una lastra piana di lati a e b caricata nei bordi . il carico critico

$$N_{cr} = K \sigma \cdot \pi^2 \cdot D / b^2$$

$$D = E \cdot h^3 / [12 \cdot (1 - \nu^2)] \quad \text{rigidezza di piastra}$$

$$K \sigma = [m \cdot b / a + a / (m \cdot b)]^2$$

g) La verifica attraverso le tensioni principali

Possiamo modellare la tamponatura come un elemento plate-shell gli sforzi normali principali e la direzione principale nel centro del pannello

$$\sigma_{\xi} = (\sigma_X + \sigma_Y)/2 + [(\sigma_X - \sigma_Y)^2/4 + \tau_{XY}^2]^{1/2}$$

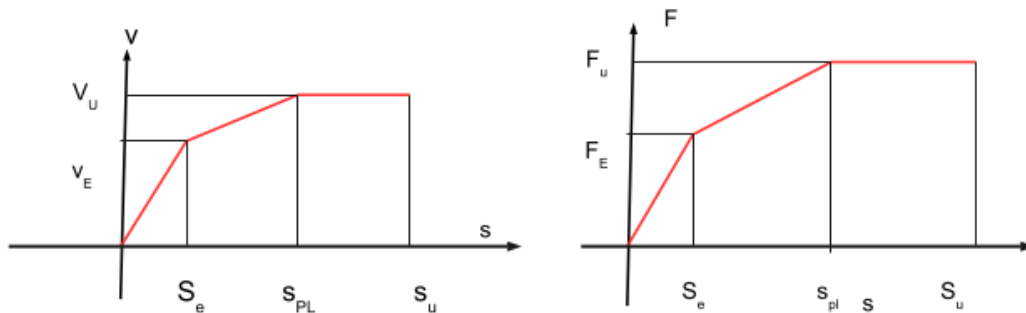
$$\sigma_{\eta} = (\sigma_X + \sigma_Y)/2 - [(\sigma_X - \sigma_Y)^2/4 + \tau_{XY}^2]^{1/2}$$

$$\tan(2*\alpha) = 2*\tau_{XY}/(\sigma_X - \sigma_Y)$$

possiamo controllare la tensioni principale di compressione e le tensioni di trazione che deve assorbire l'intonaco armato sulle due facce.

6-Il diagramma forza spostamento

Si considerano per il pannello due diagrammi forza spostamento il primo relativo alla rigidezza tagliante $GA/(\chi H)$, il secondo alla rigidezza flessionale $12EI/H^3$, netratto iniziale si considera una rigidezza $K_1 = GA/(\chi H)$, nel tratto successivo per tener conto della fessurazione una rigidezza dimezzata $K_1/2$; lo spostamento elastico e quello che corrisponde all'inizio della fessurazione $e = b/6 = V_E * H/(2N)$



$V_E = N*B/(6H)$, lo spostamento elastico corrispondente

$S_E = V_E * \chi H/(GA)$; $S_E = F_E * H^3/(12EI)$

lo spostamento S_{PL} corrisponde alla rottura del pannello, per il diagramma del taglio e quello corrispondente alla piu bassa delle seguenti forze:

V	rottura per trazione diagonale
	rottura per scorrimento tra i giunti di malta
F	rottura per schiacciamento nel centro del pannello
	rottura per schiacciamento degli spigoli

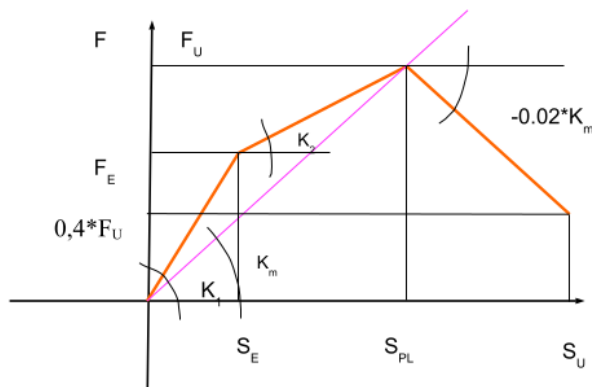
lo spostamento ultimo del pannello $S_U = 0,004 * H$ per taglio, $0,008 * H$ per pressoflessione $H = 260 \text{ cm}$ $S = 1,04 \text{ cm}$ $S = 2,08 \text{ cm}$

il diagramma complessivo considera una rigidezza $K_I = 1/(1/K_{IV} + 1/K_{IF})$ con

$$K_{IV} = GA/(\chi H) ; K_{IF} = 12EI/(H^3) ,$$

$$K_I = 1/[\chi H/(GA) + H^3/(12EI)]$$

nel secondo ramo la rigidezza si considera dimezzata $K_2 = K_I/2$



la forza $F_E = N * B / (6H)$; lo spostamento elastico corrispondente $S_E = F/K_I$

$$S_E = F_E / (1/K_{IV} + 1/K_{IF})$$

la forza plastica F_{PL} e quella che corrisponde al piu basso dei quattro valori relativi al tipo di rottura

$S_{PL} = 2 * F_{PL} / (1/K_{IV} + 1/K_{IF})$ lo spostamento ultimo S_U puo essere considerato pari a

$$0,006 * H \div 0,008 * H = 1,56 \text{ cm} \div 2,08 \text{ cm}$$

o dedotto dal diagramma la rigidezza secante $K_m = F_U / S_{PL}$

Se modelliamo la diagonale come un puntone equivalente alla Bertoldi il diagramma forza spostamento

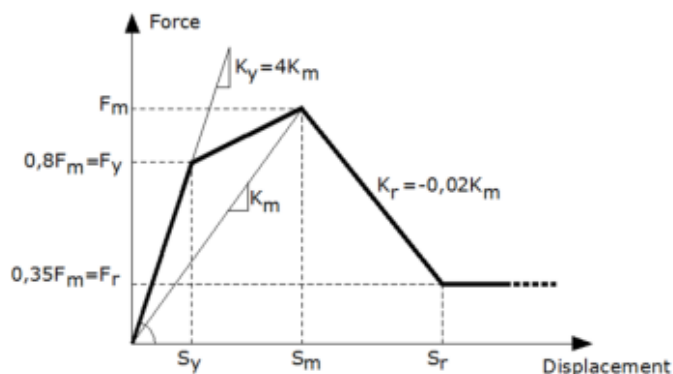


Figura 3. Legame Forza – Spostamento del puntone proposto da Bertoldi et al.

Il modello $b/D = K_1/(\lambda H) + K_2$ considera quattro modalità di rottura

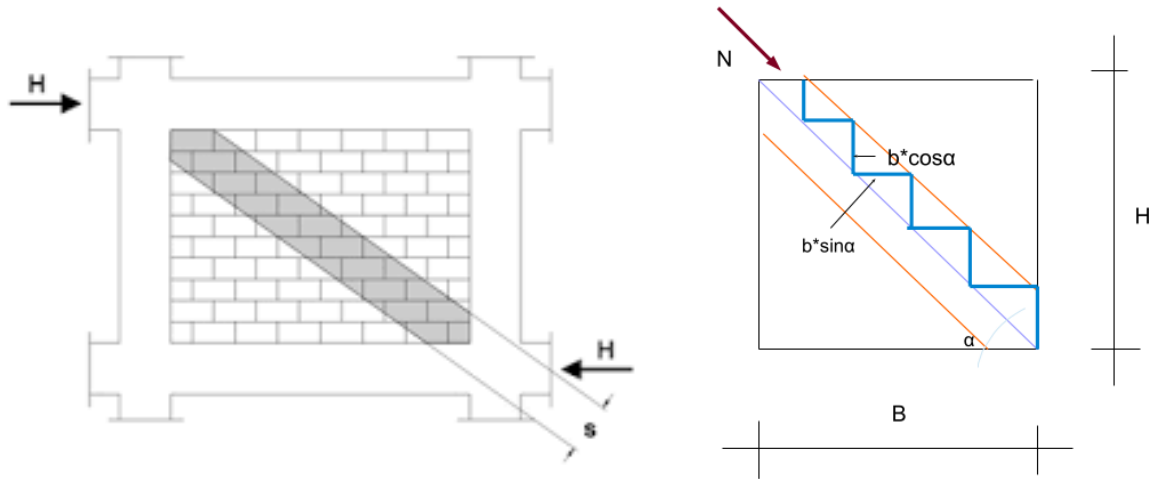
- schiacciamento nel centro del pannello;
- schiacciamento degli angoli del pannello;
- tensione ultima di rottura per scorrimento lungo i giunti di malta;
- tensione ultima di rottura per trazione diagonale;

-Verifica allo schiacciamento nel centro del pannello

La tensione di rottura $\sigma_c = 1,16 * \operatorname{tg} \vartheta * f_{CV} / [K_1 + (\lambda H) * K_2]$

$\operatorname{tg} \vartheta = H/B$; f_{CV} tensione verticale di rottura a compressione della tamponatura

All'interno del puntone equivalente di larghezza b che definisce l'area compressa della tamponatura individuiamo i laterizi ed i giunti di malta, la resistenza offerta è per attrito conseguente all'ingranamento dei laterizi

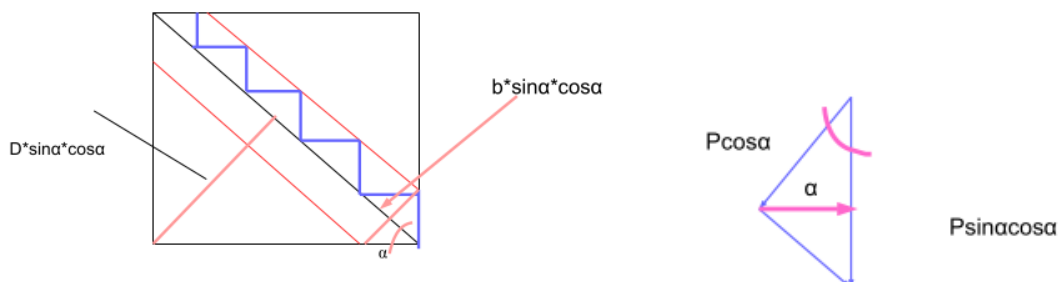


La resistenza per attrito $R_A = N * f_a * H / (b \sin \alpha)$; $f_a = \operatorname{tg} \alpha$ coefficiente di attrito

$H / \sin \alpha = D$ $R_{AX} = N * f_a * t * b * D / b = f_{CV} * \operatorname{tg} \alpha * t * b * D / b$ Giunti orizzontali

-Verifica schiacciamento degli angoli del pannello;

La tensione di rottura $\sigma_c = 1,12 * \sin \vartheta * \cos \vartheta * f_{CV} / [K_1 * (\lambda H)^{-0,12} + K_2 * (\lambda H)^{0,88}]$



Si considera l'azione orizzontale su ciascun gradino $\sin\vartheta * \cos\vartheta * f_{CV}$

$$[K_1 * (\lambda H)^{-0,12} + K_2 * (\lambda H)^{0,88}] = [K_1 + K_2 * (\lambda H)] * (\lambda H)^{-0,12} = b/D * (\lambda H)^{-0,12}$$

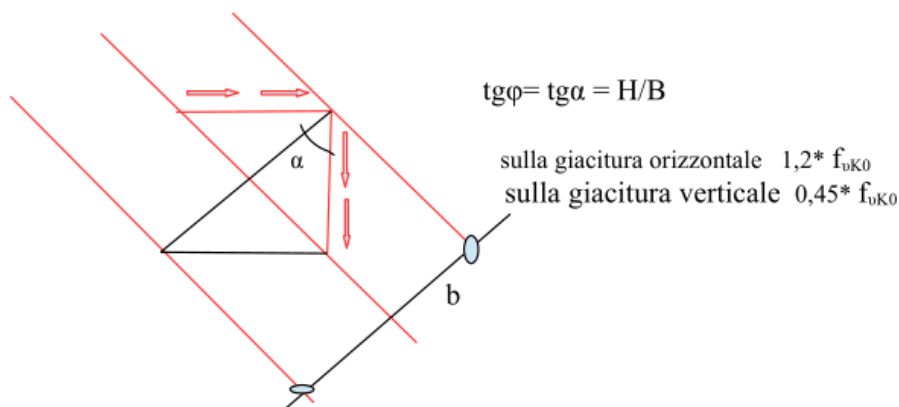
-Verifica per scorrimento lungo i giunti di malta

$$\sigma_C = [(1,2 * \sin\vartheta + 0,45 * \cos\vartheta) * f_{VK0} + 0,3\sigma_V] / [K_1/(\lambda H) + K_2]$$

f_{VK0} resistenza a taglio per scorrimento dei giunti di malta

$0,3\sigma_V$ tensione verticale

i giunti sono orizzontali e verticali



$$D/b = 1/[K_1/(\lambda H) + K_2] \quad \text{numero dei giunti}$$

$$f_{VK} = [(1,2 * \sin\vartheta + 0,45 * \cos\vartheta) * f_{VK0} + 0,3\sigma_V]$$

-Verifica di rottura per trazione diagonale;

$$\sigma_C = [0,6 * f_{VK0} + 0,3\sigma_V] / [K_1/(\lambda H) + K_2]$$

è una formula molto semplice, la resistenza a trazione della muratura coincide con la resistenza a taglio che si esplica lungo i giunti $f_{VK} = [0,6 * f_{VK0} + 0,3\sigma_V]$

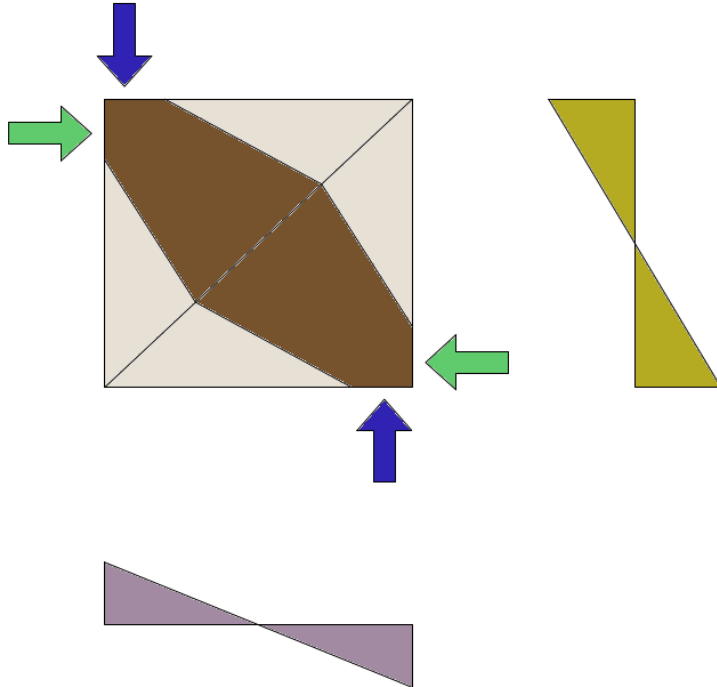
La max forza orizzontale che la tamponatura è in grado di sopportare

$$F_m = \sigma_C * b * t * \cos\vartheta$$

Le formule viste in precedenza non sono state ancora inserite nella normativa sulle costruzioni NTC 2018 si utilizzano sia per la modellazione che per le verifiche le indicazioni fornite nella circolare n° 65 del 10 aprile 1997.

7-La forma effettiva della diagonale compressa

La diagonale non è a sezione costante ma è un puntone a sezione variabile della quale possiamo definirne forma e dimensioni con semplici considerazioni sulla parziale lizzazione delle murature.

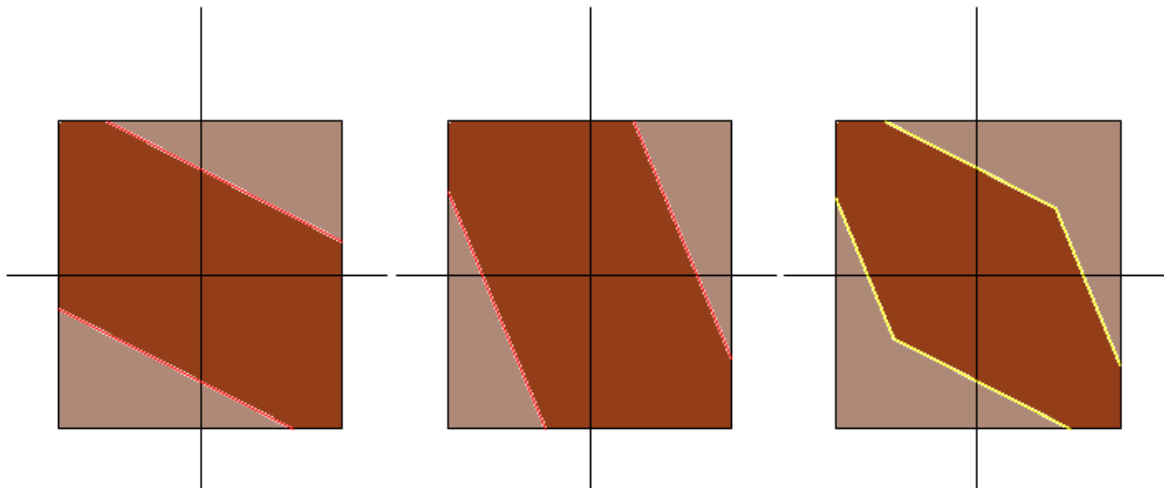


Il pannello ha dimensioni B e H , per l'equilibrio $V^* H = P^* B$, i momenti nelle due direzioni x ed y con origine nel baricentro del pannello

$$M_X = V^* (L/2 - Y) ; \quad M_Y = P^* (B/2 - X) = V^* H/B^* (B/2 - X)$$

la sezione del pannello è interamente reagente per $e_x \leq B/6$ ed $e_y \leq H/6$

La sezione reagente è definita dalle tensioni normali di compressione σ_x e σ_y

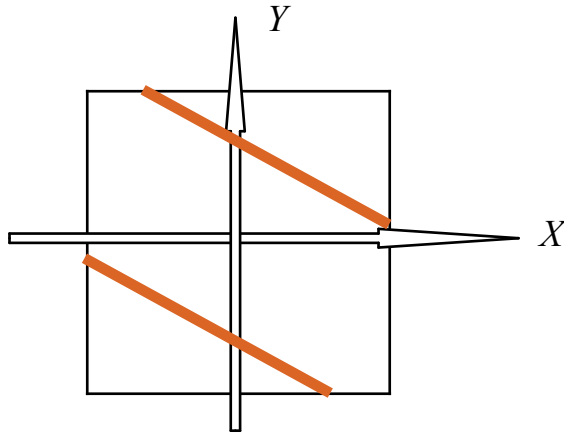


La sezione reagente di un pannello di tamponatura sollecitato da un momento M_Y e da uno sforzo normale P con eccentricità $e_x = M_Y/P$

se $e_x \leq B/6$ la sezione è interamente reagente

se $e_x > B/6$ la sezione reagente è pari a $3u$ in una trattazione elastica lineare, $2u$ in una trattazione plastica $u = B/2 - e$

la funzione $M_Y = V^*(H/2 - Y)$ $e_x(y) = V^*(H/2 - Y) / P$ $u_x(y) = B/2 - V^*(H/2 - Y) / P$



la sezione reagente $b(y) = 3*[B/2 - V^*(H/2 - Y) / P]$;

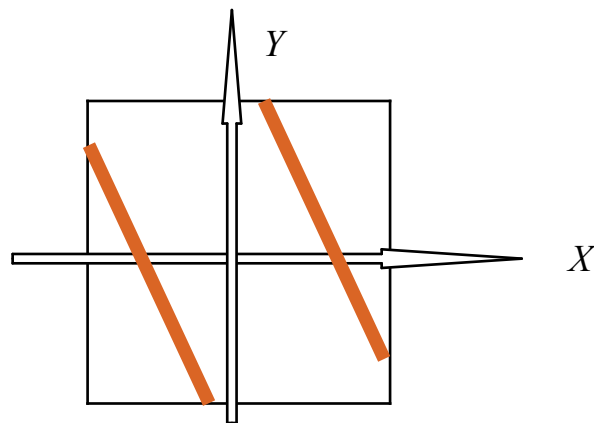
Lo stesso ragionamento lo si esegue in direzione X con momento M_X e sforzo normale P con eccentricità $e_y = M_X/P$

se $e_y \leq H/6$ la sezione è interamente reagente

se $e_y > H/6$ la sezione reagente è pari a $3u$ in una trattazione elastica lineare, $2u$ in una trattazione plastica $u = H/2 - e$

la funzione $M_X = P^*(B/2 - X)$ $e_y(x) = V^*(B/2 - X) / P$ $u_y(x) = H/2 - P^*(B/2 - x) / V$

la sezione reagente $b(x) = 3*[H/2 - P^*(B/2 - X) / V]$;



Negli spigoli al fine di evitarne lo schiacciamento deve essere garantita una dimensione minima della base $b = 2u$ nelle due direzioni $V = 2u * t * 0,85 * f_{cdm}$

8-La modellazione FEM

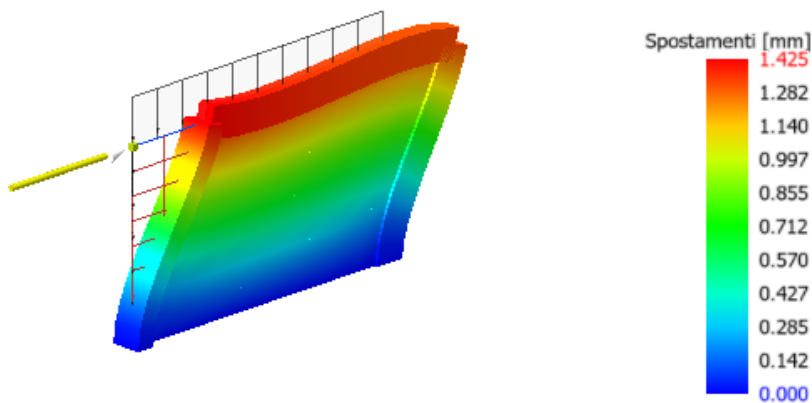
Le tamponature dei nuovi edifici in cemento armato vengono realizzate con intonaco armato sulle due facce in modo da evitare il ribaltamento fuori del piano; la rete CRM o in acciaio elettrosaldato conferisce alla tamponatura resistenza a trazione per cui può essere modellata come un elemento plate shell avendo cura di dimezzare il modulo elastico per tener conto della fessurazione. Consideriamo una tamponatura a doppia foderia intermedia avente dimensioni 500x260x20 cm inserita in una maglia di telaio 320x500 con pilastri e travi 30x50 ; eseguiamo 2 modellazioni la prima come elemento plate shell , la seconda come puntone equivalente di larghezza $b = 0,23 \cdot D \approx 135 \text{ cm}$

$(EA/d)_{eq} = 0,1 \cdot E_m \cdot t$ la norma italiana impone $b = 0,1 \cdot d$

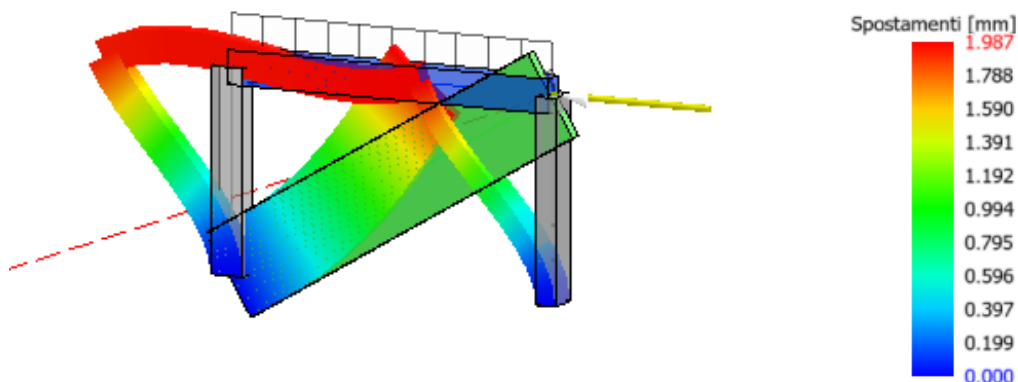
$E_V = 18730 \text{ daN/cm}^2$; $E_H = 9910 \text{ daN/cm}^2$;

$D = 593 \text{ cm}$ il telaio è caricato con una forza orizzontale di 20000 daN

-Modellazione Plate-Shell : rigidezza dimezzata



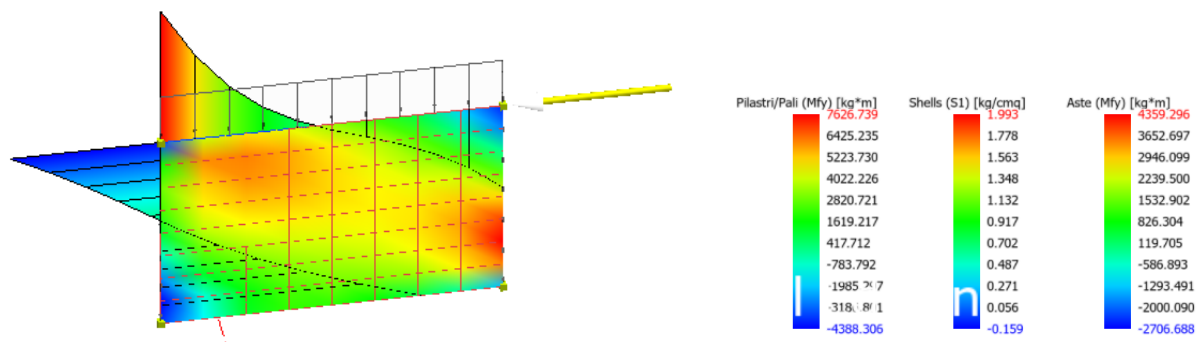
Diagonale



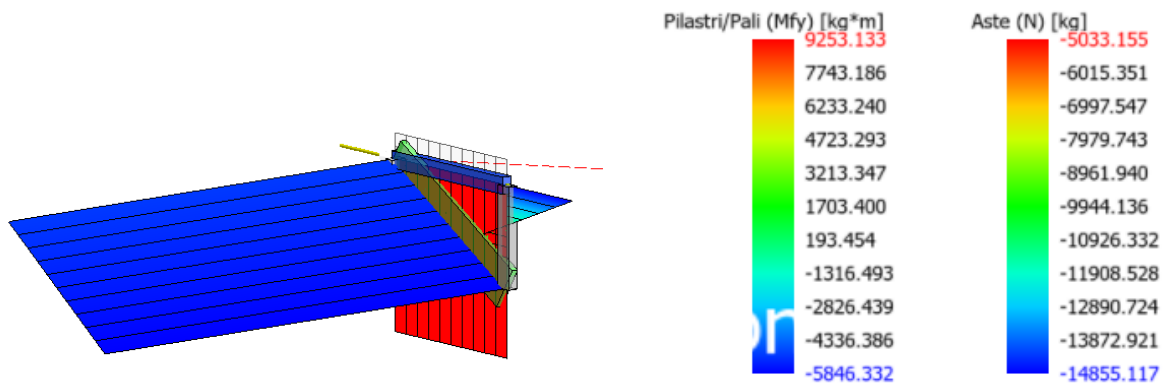
Tensioni principali Tamponatura



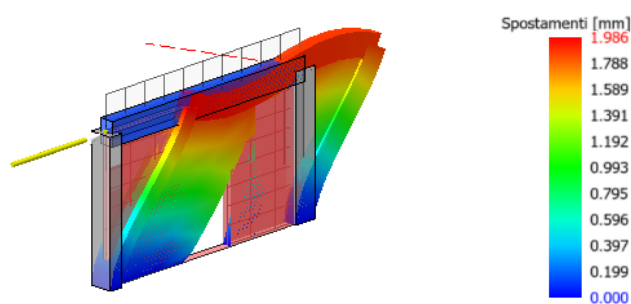
La parte compressa è evidenziata in azzurro



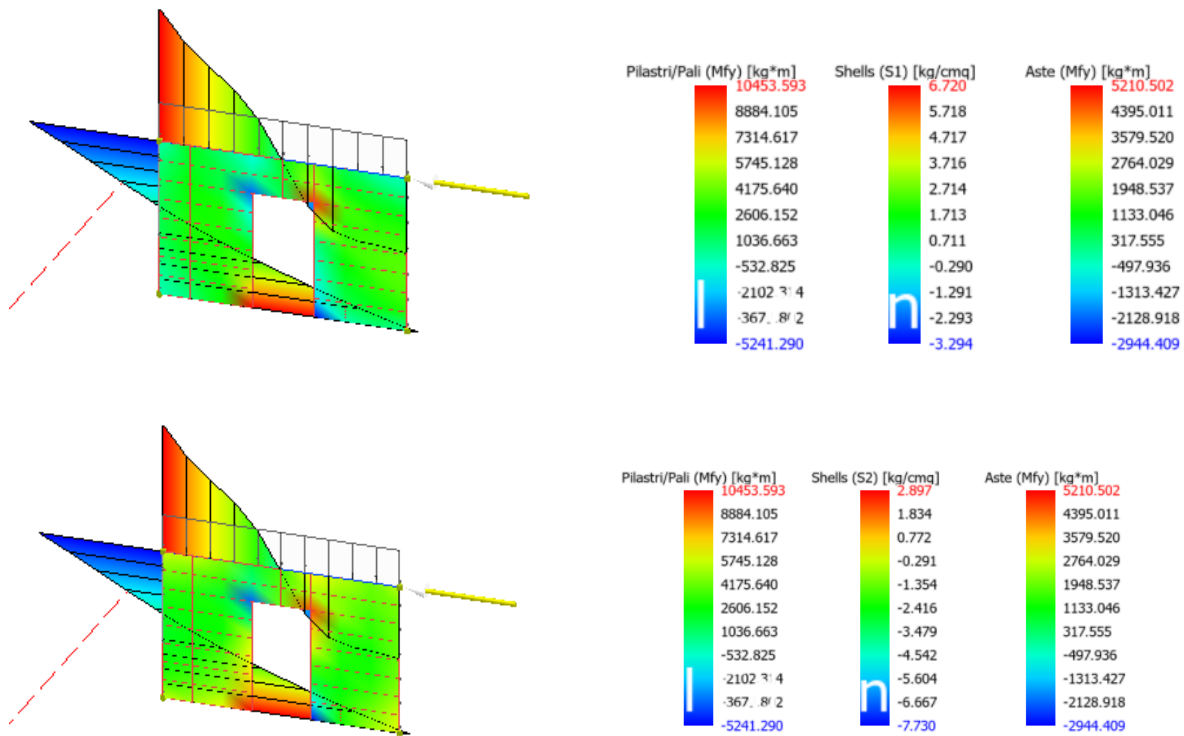
Sforzo normale nella diagonale



Nella tamponatura predisponiamo una apertura 125x225



Tensioni principali

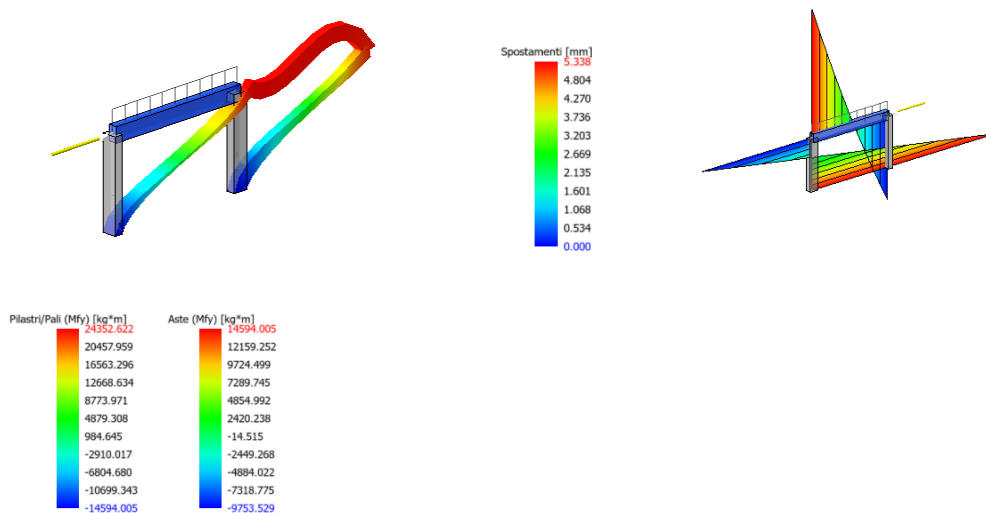


La modellazione della tamponatura come elemento plate-shell con capacità di resistenza a trazione può ritenersi accettabile rispetto alla diagonale se ha un incremento di rigidezza

$$K_D = 20000/1,987 = 10065000 \text{ daN/m}$$

$$K_P = 20000/1,425 = 14035000 \text{ daN/m}$$

L'incremento di rigidezza si traduce in un aumento delle tensioni nella tamponatura, è evidente che va sempre eseguito il calcolo della nuda struttura senza considerare il contributo dei tompagni. Le deformazioni e le sollecitazioni nel telaio nudo:



9-L'analisi statica non lineare

L'analisi di pushover dei telai tamponati viene eseguita modellando il telaio con diagonali, applicando un sistema di forze orizzontali crescenti proporzionali al primo modo di vibrare della struttura o alle masse degli impalcati portando a rottura le tamponature agendo su schemi variati eliminando di volta in volta le diagonali. Per le tamponature si tiene conto dei diagrammi forza spostamento e quindi delle variazioni di rigidezza del puntone equivalente

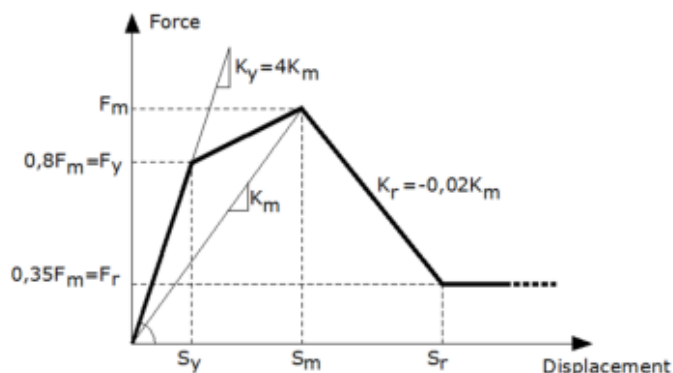
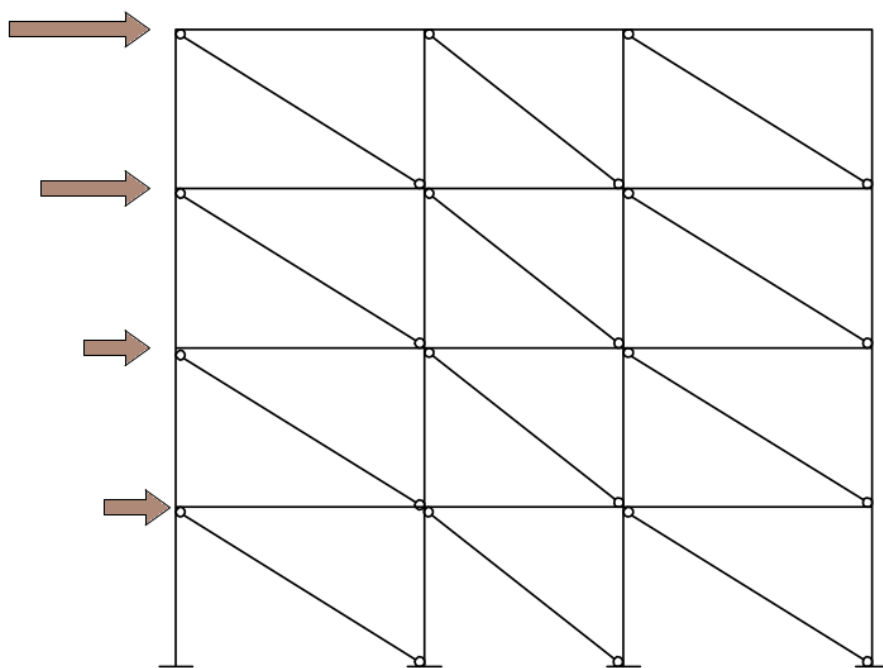


Figura 3. Legame Forza - Spostamento del puntone proposto da Bertoldi et al.

Il punto di controllo viene assunto coincidente con l'ultimo impalcato del nostro edificio escludendo i torrini e si costruisce la curva forza spostamento $F-\Delta$, dove F è il tagliante complessivo di piano e Δ lo spostamento dell'ultimo impalcato. Le dimensioni del puntone equivalente sono definiti dalle norme $(EA/d)_{eq} = 0,1 * E_m * t$

La tamponatura può essere modellata anche come elemento plate-shell in modo che la risoluzione del telaio sia più semplice. Possiamo valutare l'incremento di rigidezza conseguente alla tamponatura per un portale shear type

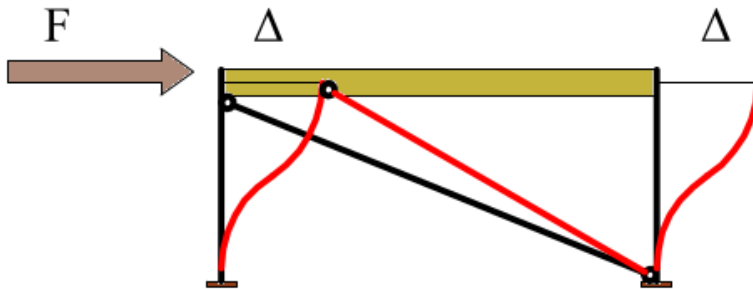


$$F = K * \Delta$$

La rigidezza dei pilastri $K_P = 12 * EI / H^3$;

la rigidezza dell'elemento plate shell $K_M = 1 / [H^3 / (12EI) + 6/5 * H / (GA)]$

La rigidezza della diagonale $K_D = (EA/d)_{eq} = 0,1 * E_m * t$



La forza tagliante che compete ai pilastri $F_P = K_P * \Delta$

La forza tagliante che compete alla tamponatura $F_D = K_D * \Delta$

$$F = F_P + F_D = K_P * \Delta + K_D * \Delta = (K_P + K_D) * \Delta$$

La rigidezza del telaio tamponato $K = (K_P + K_D)$ ovvero la somma delle rigidezze.

10- Tamponature svincolate dalla struttura

Le tamponature negli edifici in cemento armato irrigidiscono notevolmente la struttura ma in occasione di eventi sismici rischiano di danneggiarsi per cui vanno adeguatamente verificate e gli spostamenti orizzontali di interpiano degli impalcati devono rispettare le seguenti limitazioni

$$q_{Dr} \leq 0,005h \text{ per tamponature fragili}$$

$$q_{Dr} \leq 0,0075h \text{ per tamponature duttili}$$

ciò comporta un aumento considerevole delle dimensioni degli elementi strutturali . Si può ovviare a tali limitazioni se le tamponature non interferiscono con la deformabilità della struttura

$$q_{Dr} \leq d_{Rp} \leq 0,01h$$

La tamponatura svincolata non è sollecitata non si rompe le uniche verifiche da eseguire sono quelle a ribaltamento fuori del piano per azioni sismiche orizzontali considerata come un elemento non strutturale; ovviamente vanno calcolati i collegamenti metallici indicati in figura. Il vantaggio di una tamponatura svincolata sono le ridotte dimensioni dei pilastri allo stato limite di danno e tamponature non sollecitate, quindi strutture intelaiate in cemento armato meno rigide che subiscono spostamenti maggiori . La tamponatura che interagisce con la deformabilità della struttura riduce sensibilmente le sollecitazioni negli elementi strutturali in cemento armato ma se

non progettate adeguatamente rischiano di rompersi con danni agli impianti rendendo inagibili i nostri edifici come accaduto nei recenti eventi sismici.



1. Soluzione svincolata con giunto e possibili dettagli costruttivi anti-ribaltamento.

11-Conclusioni

Nella progettazione strutturale moderna il concetto di edificio intelaiato in cemento armato con tamponature in laterizio deve essere superato poiché le strutture in c.a. diventano mastodontiche e pesanti ; devono essere sfruttati al meglio i vantaggi derivanti dalle tamponature ovvero la riduzione delle sollecitazioni nel telaio in cemento armato per cui le tamponature vanno rese collaboranti realizzate anche in muratura armata seguendo le indicazioni degli eurocodici modificando le tecniche costruttive restituendo alla struttura in c.a. leggerezza e sostenibilità . Costruire un edificio in cemento armato e tamponature in laterizio è diventato oggi molto oneroso , affinché le tamponature non si danneggino è necessario realizzare sulle due facce un intonaco armato con rete in acciaio elettrosaldato o CRM e travi e pilastri di dimensioni considerevoli in zone ad elevata sismicità $A_g = 0,27 \cdot g$, conviene orientarsi verso altri sistemi costruttivi quali strutture Peda o ancora progettare adeguatamente la tamponatura in modo che sia collaborante e diventi elemento strutturale primario del nostro edificio.

Bibliografia (reperibile on line)

NTC 2018

Circolare 10 Aprile 1997 n° 65

Solidarizzazione delle tamponature per il miglioramento sismico di edifici esistenti

L'edificio in c.a. con tamponatura collaborante armata

1- Introduzione

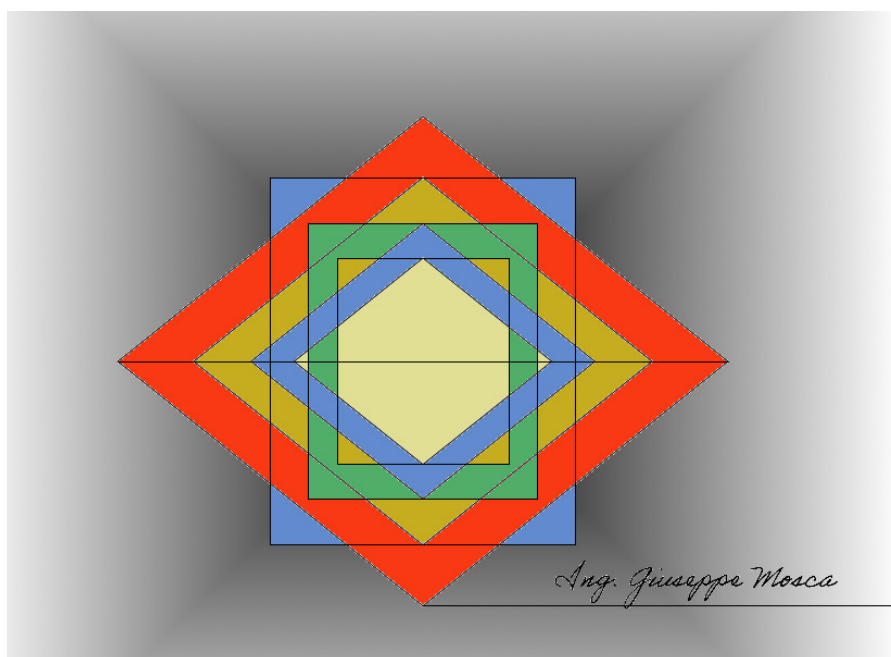
2- La muratura armata in laterizio e cls

3- Il telaio parete

4- Modellazione e calcolo di un edificio con tamponatura armata

5- Le fasi costruttive

6- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca

N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti.

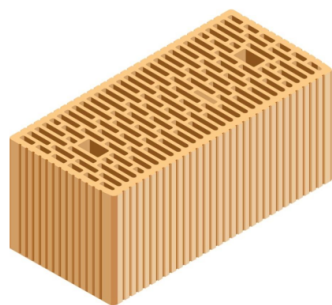
1- Introduzione

In zone ad elevata sismicità con accelerazione al suolo $A_g > 2,5 \text{ m/sec}^2$ progettare strutture in cemento armato per edifici con un numero di impalcati superiore a 3 diventa proibitivo ed il volume di calcestruzzo eccessivo ; di solito si fa ricorso ad edifici irrigiditi con pareti di controvento o nuclei ascensore affidando ad essi una buona parte della azione sismica , ma le strutture sono mastodontiche ovvero perdono quella linearità la ecosostenibilità tipica telai in cemento armato con elementi strutturali di dimensioni ridotte. Pur di far fronte ai terremoti in fase di costruzione si palesa un evidente danno urbano che in qualche maniera permea l'inconscio delle popolazioni non abituate a vedere pilastri di dimensioni 40x80 cm e travi 40x60 cm . L'eccessivo volume di calcestruzzo aumenta la massa sismica con ulteriore aggravio delle forze di inerzia , di conseguenza edifici che dal punto di vista sismico se non hanno un numero elevato di piani maggiore di 10 funzionano male. Si preferisce costruire edifici con isolamento sismico al primo impalcato riducendo la rigidità globale della struttura realizzando una sovrastruttura in calcestruzzo con elementi strutturali di dimensioni ridotte. La struttura PEDA con pareti in calcestruzzo armato aventi uno spessore di 18 cm si adatta bene ad edifici di 4-5 piani non si fa ricorso alla tamponatura in laterizio ma la massa sismica e la rigidità del nostro edificio è elevata con conseguente maggiorazione delle forze di inerzia. La muratura armata in blocchi sismici di laterizio o in calcestruzzo leggero per 4-5 impalcati da luogo a dimensioni delle pareti murarie maggiori di 55 cm per cui viene limitata la libertà architettonica di pianta con sprechi di spazio interno. Lo scopo di questi appunti è individuare una nuova tipologia di edificio adatto per zone ad elevata sismicità risultato della fusione dei differenti modelli strutturali , ovvero la struttura in c.a., tamponata con muratura armata che abbia gli stessi requisiti di una struttura PEDA ovvero la presenza di pareti di controventamento nuclei scala realizzati in muratura armata che interagiscono con il telaio in c.a. irrigidendolo limitando le deformazioni e contrastando le azioni sismiche garantendo in fase di progettazione architettonica quel modello di pianta libera senza spreco di spazio interno necessario per la funzionalità dell'edificio. Progettare in zone ad alta sismicità telai in cemento armato a 5 impalcati con pilastri 30x40cm÷30x50 cm è muratura armata di tamponamento con spessore 25- 30cm utilizzando il laterizio o il blocco di calcestruzzo leggero restituisce alla struttura la ecosostenibilità richiesta per il suo inserimento nell'ambiente urbano e naturale nonché quella leggerezza che minimizza le masse sismiche e quindi le forze di inerzia orizzontali . Trovare il giusto compromesso tra volume delle strutture e masse sismiche ricorrendo a blocchi di calcestruzzo leggeri o a laterizi già presenti come tamponature in un edificio in c.a. è fondamentale , se poi si tiene conto che in occasione di eventi sismici i maggiori danni si verificano ai compagni progettare una tamponatura armata che interagisca con la maglia di telaio assorbendone le sollecitazioni diventa oltremodo conveniente ed importante. L'edificio in c.a con tamponatura armata rappresenta la normale evoluzione della muratura armata intelaiata , dove però le dimensioni dei pilastri e delle travi sono ridotte , per cui si parla di muratura e non di struttura in cemento armato.

2- La muratura armata in laterizio e cls

Prima di affrontare la progettazione di una struttura con tamponatura collaborante armata è opportuno soffermarci sulla muratura armata tradizionale ed intelaiata studiarne la tecnica costruttiva la rigidezza le caratteristiche meccaniche, le verifiche statiche e la tipologia di blocco in laterizio o in calcestruzzo leggero.

I blocchi in laterizio da utilizzare sono blocchi per zona sismica la cui muratura ha uno spessore > 24 cm resistenza alla compressione del blocco > 180 daN/cm², ad elevato isolamento termico $\lambda < 0,25$ W/mq*°K



nei due fori vengono alloggiare le barre di armatura metallica; abbiamo due tipologie di tamponature con spessori 25 cm e 30 cm, per cui vanno utilizzati 2 blocchi di laterizio aventi le seguenti caratteristiche:

		POROTON P600	POROTON P600	POROTON P600
				
CARATTERISTICHE DEL BLOCCO		493	1696	1019
CARATTERISTICHE GENERALI		Todi	Cabbro	Masserano
Dimensioni (S x L x H)	cm	30X25X19 25X30X19	30X25X19 25X30X19	30X25X19 25X30X19
Peso cad.	kg	9,2	8,9	10,5

CARATTERISTICHE TERMICHE

Conducibilità termica "λ"	W/mK	0,208 - Sp. 30 0,212 - Sp. 25	0,174 - Sp. 30 0,236 - Sp. 25	0,181 - Sp. 30 0,227 - Sp. 25
Trasmittanza termica "U"	W/m²K	0,603 - Sp. 30 0,716 - Sp. 25	0,515 - Sp. 30 0,784 - Sp. 25	0,534 - Sp. 30 0,759 - Sp. 25
Massa superficiale "M _s "	kg/m²	231 - Sp. 30 178 - Sp. 25	231 - Sp. 30 175 - Sp. 25	240 - Sp. 30 197 - Sp. 25
Trasmittanza termica periodica "Y _{ie} "	W/m²K	0,120 - Sp. 30 0,243 - Sp. 25	0,082 - Sp. 30 0,293 - Sp. 25	0,084 - Sp. 30 0,241 - Sp. 25
Sfasamento "S"	ore	12,72 - Sp. 30 9,94 - Sp. 25	13,89 - Sp. 30 9,35 - Sp. 25	13,91 - Sp. 30 10,22 - Sp. 25
Fattore di attenuazione "fa"	adim.	0,199 - Sp. 30 0,339 - Sp. 25	0,160 - Sp. 30 0,374 - Sp. 25	0,158 - Sp. 30 0,317 - Sp. 25

CARATTERISTICHE FISICHE E MECCANICHE

Percentuale foratura	%	60	60	55
Massa volumica lorda	kg/m³	650	640	720
Resistenza a compressione direzione dei carichi verticali "f _{bm} "	N/mm²			
Resistenza a compressione ortogonale ai carichi verticali "f _{bm} "	N/mm²			

La tamponatura che realizziamo attraverso i blocchi di laterizio necessita di un cappotto termico esterno che riduca le dispersioni termiche dell'involucro edilizio. Esistono altre tipologie di laterizi che hanno al loro interno uno strato di materiale coibente e che realizzano una muratura armata di spessore maggiore e perfettamente isolata termicamente.

		Tris S46	Tris S41	Tris S24 Sottofinestra
				
CARATTERISTICHE DEL BLOCCO				
Articolo		515	516	517
Stabilimento		Todi	Todi	Todi
CARATTERISTICHE GENERALI				
Dimensioni (S x L x H)	cm	46X25X19	41X25X19	24X25X19
Peso cad.	kg	15,5	13,5	6

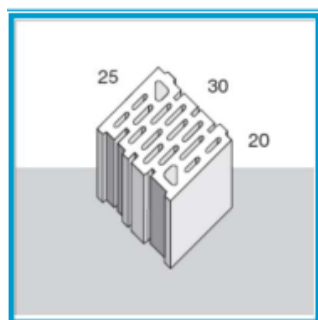
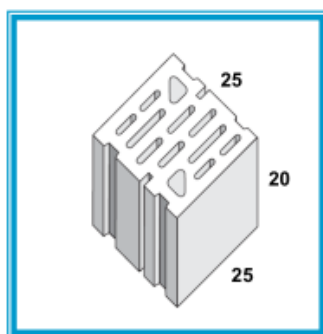
CARATTERISTICHE FISICHE E MECCANICHE

Percentuale foratura	%	45	45	50
Massa volumica lorda	kg/m ³	880	880	790
Resistenza a compressione - direzione dei carichi verticali "f _{bm} "	N/mm ²	20	22,5	
Resistenza a compressione - ortogonale ai carichi verticali "f _{bm} "	N/mm ²	3,5	4,5	

CARATTERISTICHE TERMICHE

Conducibilità termica "λ"	W/mK	0,096	0,091	0,071
Trasmittanza termica "U"	W/m ² K	0,200	0,211	0,277
Massa superficiale "M _s "	kg/m ²	357	309	142
Trasmittanza termica periodica "Y _{ie} "	W/m ² K	0,004	0,007	0,104
Sfasamento "S"	ore	22,37	19,78	9,67
Fattore di attenuazione "fa"	adim.	0,019	0,035	0,375

Se utilizziamo blocchi sismici di calcestruzzo leggero



Caratteristiche del blocco

Dimensioni modulari (S x H x L)	cm	25 x 20 x 25
Dimensioni nominali (S x H x L)	cm	24,7 x 19 x 24,2
Tolleranze dimensionali (su L e S; su H)	mm	+1, -3 ; ± 2
Percentuale di foratura □ (in volume)	%	22
Densità del calcestruzzo (a secco)	kg/m ³	1200
Peso medio del blocco al naturale	kg	12,5
Resistenza caratteristica a compressione f_{bk}	N/mm ²	5
Resistenza caratteristica a compressione nella direzione dei carichi orizzontali nel piano della muratura f'_{bk}	N/mm ²	1,5
Blocchi al m ²	n°	20

Caratteristiche del blocco

Dimensioni modulari (S x H x L)	cm	30 x 20 x 25
Dimensioni nominali (S x H x L)	cm	29,7 x 19 x 25
Tolleranze dimensionali (su L e S; su H)	mm	+1, -3 ; ± 2
Percentuale di foratura □ (in volume)	%	20
Densità del calcestruzzo (a secco)	kg/m ³	1200
Peso medio del blocco al naturale	kg	15,5
Resistenza caratteristica a compressione f_{bk}	N/mm ²	5
Resistenza caratteristica a compressione nella direzione dei carichi orizzontali nel piano della muratura f'_{bk}	N/mm ²	1,5
Blocchi al m ²	n°	20

Si possono utilizzare blocchi con strati di isolante termico in modo che la muratura sia perfettamente coibentata in analogia ai blocchi di laterizio

Caratteristiche della muratura esterna in Lecablocco Bioclima Zero18p

Spessore nominale del blocco	cm	44
Trasmittanza termica U della parete intonacata	W/m ² K	0,18
Massa superficiale M _S della parete non intonacata	kg/m ²	360
Fattore di smorzamento f _a		0,052
Sfasamento S	h	17,8
Trasmittanza termica periodica Y _{IE}	W/m ² K	0,009



Spessore cm 44

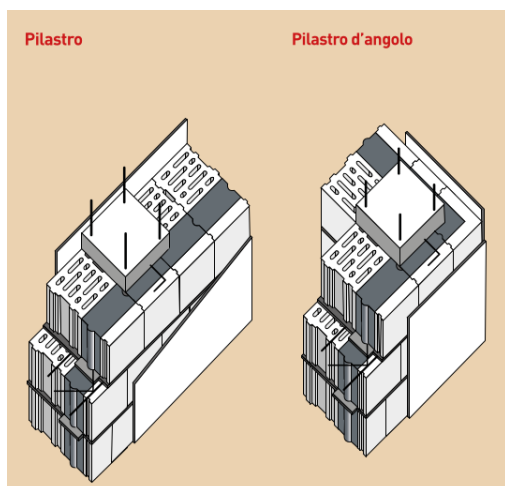
Caratteristiche della muratura esterna in Lecablocco Bioclima Zero18p

Spessore nominale del blocco	cm	44
Trasmittanza termica U della parete intonacata	W/m ² K	0,18
Massa superficiale M _S della parete non intonacata	kg/m ²	360
Fattore di smorzamento f _a		0,052
Sfasamento S	h	17,8
Trasmittanza termica periodica Y _{IE}	W/m ² K	0,009



Spessore cm 44

La muratura in corrispondenza di pilastri



- La caratteristiche meccaniche della muratura armata

La resistenza a compressione f_{bk} dell'elemento lo si ottiene dal valore medio f_{bm}

$$f_{bk} = 0,80 * f_{bm}$$

La resistenza caratteristica della muratura f_k è data dalla seguente tabella delle NTC

Tab. 11.10.VI - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm²)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm ²	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	–

La resistenza a compressione della malta

Tab. 11.10.II - Classi di malte a prestazione garantita

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm ²	2,5	5	10	15	20	d

d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm² dichiarata dal fabbricante

L'eurocodice 6 per la determinazione della resistenza a compressione di una muratura fornisce la seguente formula derivante da risultati sperimentali ovvero da prove eseguite sulle murature

$$f_k = K * f_b^\alpha * f_m^\beta$$

f_m resistenza a compressione della malta N/mm²

f_b resistenza a compressione del blocco N/mm²

K , α e β sono delle costanti riportate nelle tabelle seguenti

Values to be used in Equation (3.1)

Type of mortar	Values to be used
General purpose mortar	$\alpha = 0.7$ and $\beta = 0.3$
Lightweight mortar	$\alpha = 0.7$ and $\beta = 0.3$
Thin layer mortar in bed joints of thickness 0.5 to 3 mm (using clay units of Group 1, calcium silicate units, aggregate concrete units and autoclaved aerated concrete units)	$\alpha = 0.85$ and $\beta = 0$
Thin layer mortar in bed joints of thickness 0.5 to 3 mm (using clay units of Group 2)	$\alpha = 0.7$ and $\beta = 0$

Elemento per muratura		Malta ordinaria	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita di massa volumica	
				$600 \leq \rho_d \leq 800$ kg/m ³	$800 < \rho_d \leq 1\,300$ kg/m ³
Laterizio	Gruppo 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Gruppo 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Gruppo 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Gruppo 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Silicato di calcio	Gruppo 1	0,55	0,80	‡	‡
	Gruppo 2	0,45	0,65	‡	‡
Calcestruzzo vibrocompresso	Gruppo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Gruppo 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Gruppo 3	0,40	0,50	‡	‡
	Gruppo 4	0,35	‡	‡	‡
Calcestruzzo aerato autoclavato	Gruppo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Pietra artificiale	Gruppo 1	0,45	0,75	‡	‡
Pietra naturale a massello	Gruppo 1	0,45	‡	‡	‡

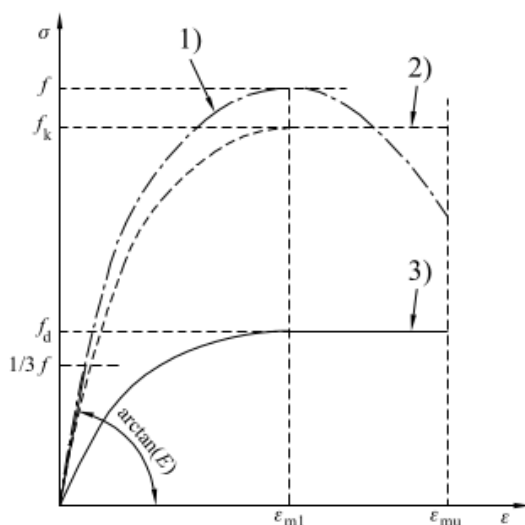
‡ Combinazione di malta/elemento generalmente non utilizzata, pertanto non è fornito alcun valore.

I diagramma tensioni deformazioni per una muratura in compressione

Diagramma tensioni-deformazioni per la muratura in compressione

Legenda

- 1) Tipico
- 2) Diagramma ideale (parabola-rettangolo)
- 3) Diagramma di calcolo



Sia l'eurocodice che le norme italiane prescrivono di assumere un modulo di elasticità normale

$E = 1000 \cdot f_k$ ed un modulo di elasticità tangenziale $G = 0,4 \cdot E$

la resistenza a taglio f_{vK0} è riportata nella tabella seguente dalle NTC e dell'eurocodice 6, mentre la resistenza a taglio in presenza di compressione e non in regime di taglio puro

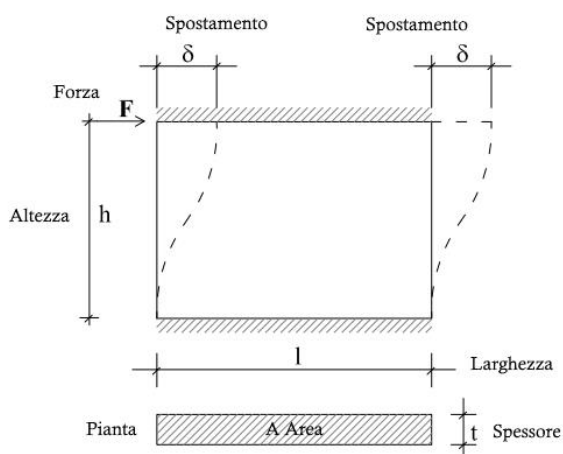
$$f_{vK} = f_{vK0} + 0,4 \cdot P/A$$

P sforzo normale A area della muratura

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm²)

Elementi per muratura	f_{vk0} (N/mm ²)		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30*	0,15
	M2,5 - M9		
	M1 - M2		
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20**	0,15
	M2,5 - M9		
	M1 - M2		
Calcestruzzo vibrocompresso	M10 - M20	0,20**	0,15
Calcestruzzo areato autoclavato	M2,5 - M9		
Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M1 - M2		

Per quanto concerne la rigidezza di un pannello di muratura armata , considerandolo come elemento shear type ,



$$\delta = F \cdot H^3 / (12EI) + F \cdot \chi \cdot H / (GA)$$

$$F = K \cdot \delta ; \quad K = 1 / [H^3 / (12EI) + \chi \cdot H / (GA)]$$

se consideriamo la condizione di vincolo di mensola

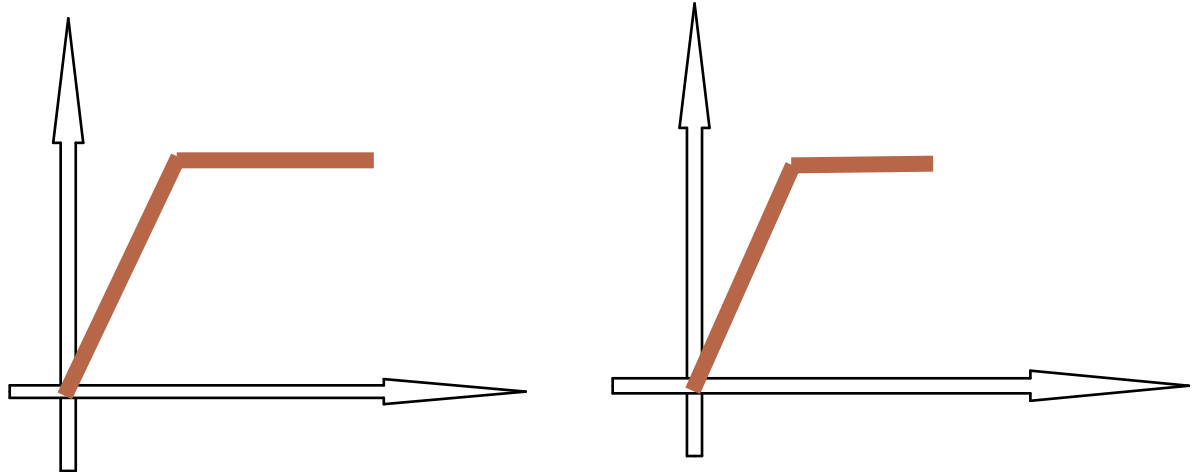
$$K = 1 / [H^3 / (3EI) + \chi \cdot H / (GA)]$$

per una condizione di vincolo intermedia

$$K = 1 / [H^3 / (\beta \cdot EI) + \chi \cdot H / (GA)]$$

la rigidezza per tener conto della fessurazione va dimezzata;

Il diagramma forza spostamento $V-\delta$



con i seguenti valori di drift ammissibile

*0,016*H per pressoflessione*

*0,008*H per taglio*

La muratura armata tradizionale viene realizzata tramite armature metalliche verticali alloggiare nei fori, ed armature orizzontali disposte nei letti di malta, le verifiche sono a pressoflessione e taglio considerando l'armatura linearizzata

$$a_s = n * A_b / L$$

L lunghezza pannello murario

n numero di barre

A_b area della singola barra metallica



La rottura può avvenire nel calcestruzzo compresso previo raggiungimento della max deformazione 0,0035 . o nell'acciaio teso $\epsilon_s=0,01$

Per l'equilibrio alla traslazione orizzontale

$$P = t * X * 0,8 * 0,85 * f_{cd} + \int_0^X a_s * \sigma_s * dx - \int_X^L a_s * \sigma_s dx \quad \text{tra } 0 \text{ ed } X ; \text{ tra } X \text{ ed } L$$

$$\text{per } \epsilon_M = 0,0035 \quad \epsilon_s = 0,035 * (H-X)/X \quad \text{per } \epsilon_s = 0,01 \quad \epsilon_M = 0,01 * X/(H-X)$$

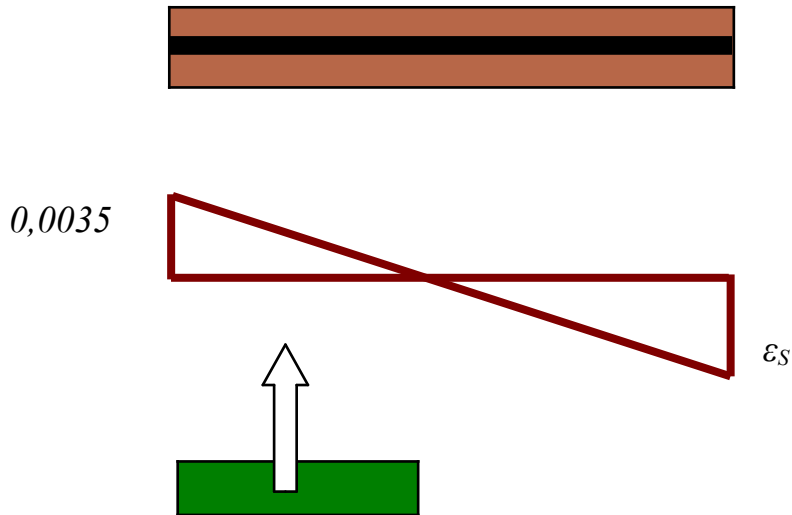
$$\sigma_s = E_s * \epsilon_s \quad \text{IF } \epsilon_s < f_{yd}/E_s \quad \sigma_s = f_{yd} \quad \text{IF } \epsilon_s \geq f_{yd}/E_s$$

determinata la profondità dell'asse neutro X

il momento di rottura della sezione calcolato rispetto al baricentro geometrico

$$M_U = t \cdot X \cdot 0.8 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \cdot (L-X)/2 + 1/2 \cdot a_s \cdot X \cdot 0.0035 \cdot E_s \cdot (B/2 - 2/3 \cdot X) +$$

$$1/2 \cdot a_s \cdot (L-X) \cdot 0.0035 \cdot (L-X)/X \cdot E_s \cdot [B/2 - 2/3(L-X)] \quad \text{IF } \varepsilon_s < f_{yd}/E_s$$



$$M_U = t \cdot X \cdot 0.8 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \cdot (L-X)/2 + 1/2 \cdot a_s \cdot X \cdot 0.0035 \cdot E_s \cdot (L/2 - 2/3 \cdot X) +$$

$$1/2 \cdot a_s \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (L/2 - 2/3 \cdot d) + a_s \cdot (L-X-d) \cdot f_{yd} \cdot (L/2 - [(L-X-d)/2]) \quad \text{IF } \varepsilon_s \geq f_{yd}/E_s$$



la base minore del trapezio corrisponde alla distanza d ; $b = B-d = L-X-d$

$$0.0035/X = (f_{yd}/E_s)/d ; \quad d = (f_{yd}/E_s) \cdot X/0.0035$$

L lunghezza della parete

Se la rottura avviene nell'acciaio la deformazione nella muratura

$$\varepsilon_s = 0.01 \quad \varepsilon_M = 0.01 \cdot X/(H-X)$$

$$M_U = t * X * 0,8 * 0,85 * f_{cd} * (L-X)/2 + 1/2 * a_s * X * 0,01 * X / (H-X) * E_s * (L/2 - 2/3 * X) +$$

$$1/2 * a_s * d * f_{yd} * (L/2 - 2/3 * d) + a_s * (L-X-d) * f_{yd} * (L/2 - [(L-X-d)/2])$$

$$0,01/(L-X) = (f_{yd}/E_s)/d ; \quad d = (f_{yd}/E_s) * (L-X)/0,01$$

Per la **verifica taglio** della muratura armata si utilizza la formula

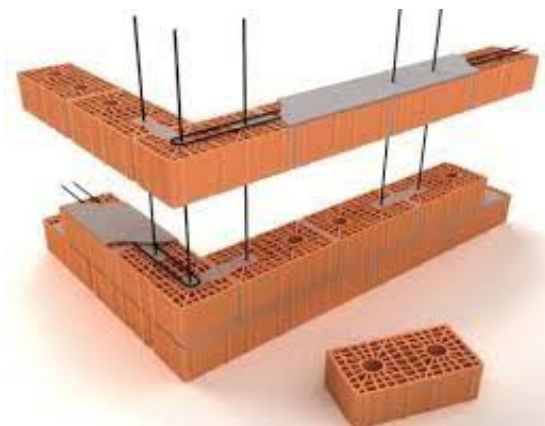
$$V_{RD} = t * X * f_{vk} + A_s * f_{yd} / \sqrt{3}$$

si considera il contributo della armatura a tranciamento .
Deve altresì essere verificata la disequazione

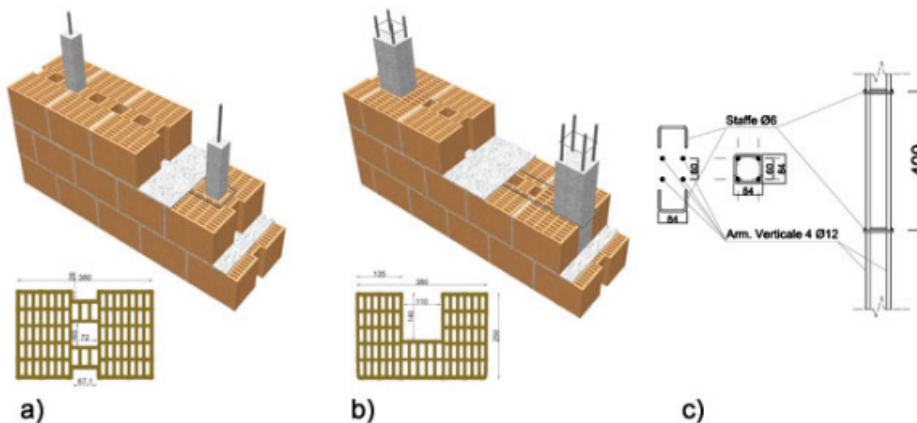
$$V_{sd} < 0,3 * t * X * f_{cd}$$

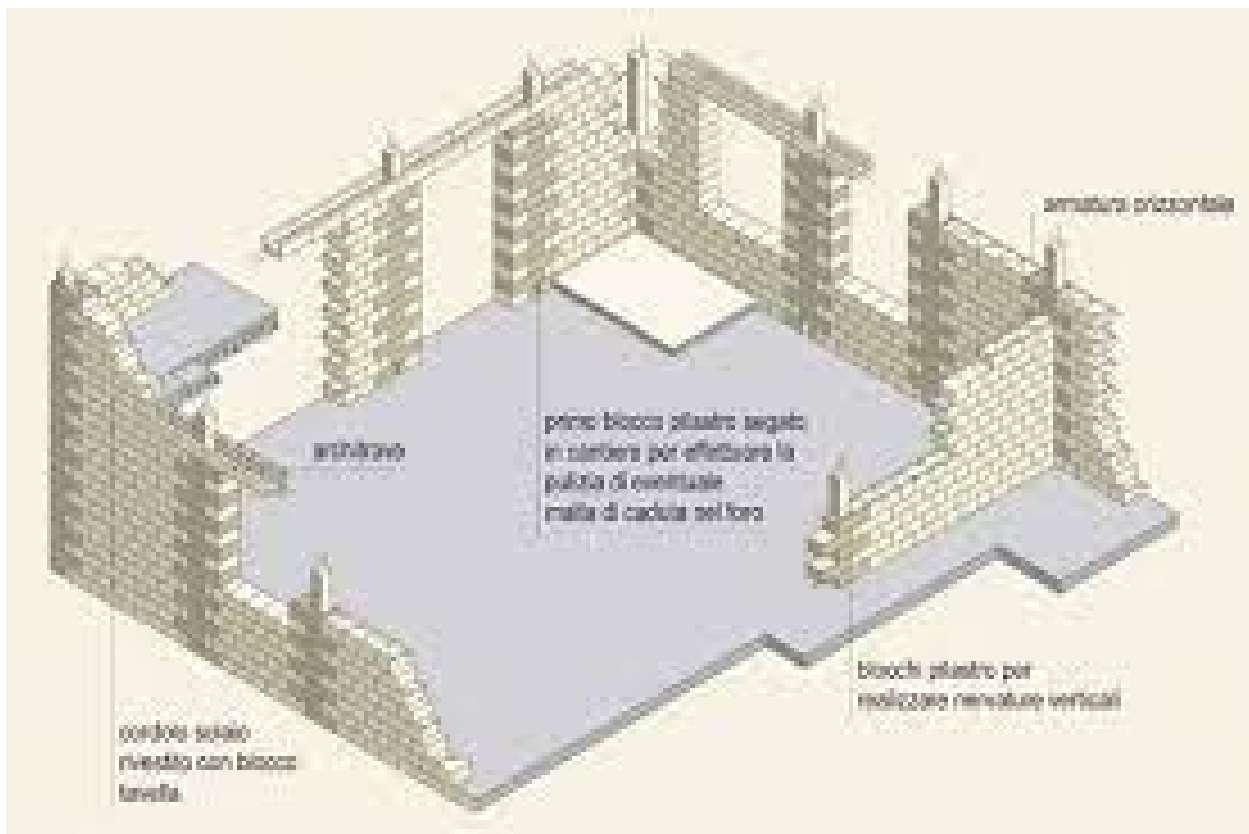
dove f_d è la resistenza a compressione della muratura

Questa è la muratura armata tradizionale con ferri distribuiti

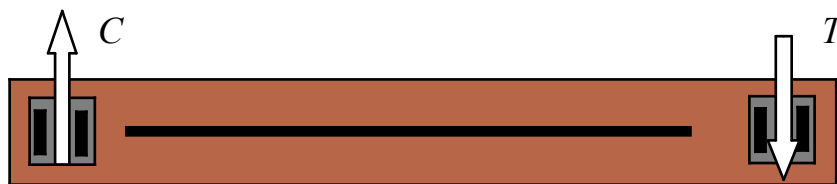


Esiste una altra tipologia di muratura armata che è quella **intelaiata** , ovvero vengono realizzati dei pilastri in cemento armato in corrispondenza degli spigoli e delle aperture delimitando il maschio murario realizzando una maglia di telaio con il cordolo.





La verifica a pressoflessione della parete di muratura



Il momento si compone di 2 aliquote una relativa alla muratura ed una ai 2 pilastrini

$$M = M_1 + M_2$$

$$M_1 = P \cdot B \cdot [1 - P / (A \cdot \alpha \cdot f_{cd})] \quad ; \quad M_2 = C \cdot B / 2 + T \cdot B / 2 = T \cdot i$$

Si trascura l'aliquota di sforzo normale spettante al cls in zona compressa

$$T = A_s \cdot f_{yd}$$

La verifica a taglio la si esegue in maniera analoga

$$V_{RD} = t \cdot X \cdot f_{vk} + A_s \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$$

A_s area di armatura in zona compressa

Per la verifica di pannelli di muratura armata utilizziamo il software di calcolo FREE VEMA

Verifica della sezione in muratura armata

La parete è stata calcolata seguendo le prescrizioni delle vigenti normative (D.M. 17/01/2018 e Circolare 617/2009)

1. Dati geometrici

Lunghezza della parete (b): 200 cm

Spessore della parete (t): 30 cm

Altezza della parete (h): 320 cm



2. Parametri meccanici della muratura

Resistenza caratteristica a compressione ortogonale ai letti di malta (f_k): 53.00 daN/cm²

Resistenza caratteristica a compressione parallela ai letti di malta (f_{hk}): 34.00 daN/cm²

Resistenza caratteristica tangenziale in assenza di carichi verticali (f_{vk0}): 1.00 daN/cm²

Coefficiente di sicurezza della muratura (g_m): 2.0

Resistenza di calcolo a compressione ortogonale ai letti di malta (f_d): 26.50 daN/cm²

Resistenza di calcolo a compressione parallela ai letti di malta (f_{hd}): 17.00 daN/cm²

Resistenza di calcolo tangenziale (f_{vd}): 2.17 daN/cm²

Modulo elastico (E_m): 53000 daN/cm²

3. Parametri meccanici dell'acciaio

Resistenza di calcolo (f_{yd}): 3913.00 daN/cm²

Modulo elastico (E_f): 2100000 daN/cm²

4. Caratteristiche della sollecitazione

Sforzo normale (N_{sd}): 50000.00 daN

Taglio (V_{sd}): 12000.00 daN

Momento flettente nel piano (M_{sd1}): 1000000.00 daNcm

Momento flettente fuori piano (M_{sd2}): 500000.00 daNcm

5. Armature

5.1 Armature verticali

5.1.1 Armature verticali agli estremi della parete

Estremo iniziale (1): 1Φ16

Estremo finale (2): 1Φ16

5.1.2 Armature intermedie

Numero posizioni intermedie: 2

Armature in ogni posizione: 1Φ12

5.2 Armature orizzontali

Armatura per ogni letto di malta in cui è prevista: 2Φ6

Passo (distanza tra due letti di malta consecutivi armati): 60 cm

6. Risultati

6.1 Pressoflessione nel piano

6.1.1 Legame costitutivo della muratura

Deformazione elastica della muratura (e_{m0}):0.00050
Deformazione ultima della muratura (e_{mu}):0.00350
Tensione massima (f_d):26.50 daN/cm²

6.1.2 Legame costitutivo dell'acciaio

Deformazione elastica dell'acciaio (e_{yd}):0.00186
Deformazione ultima dell'acciaio (e_{yu}):0.01000
Tensione massima (f_{yd}):3913.00 daN/cm²

6.1.3 Area di armatura

A1: 2.01 cm²
A2: 2.01 cm²

6.1.4 Risultati del calcolo

Campo di rottura: 3
Asse neutro (y_n):67.73 cm
Deformazione dell'acciaio (1):0.00272
Deformazione dell'acciaio (2):-0.00606
Reazione dell'acciaio (1):7867.55 daN
Reazione dell'acciaio (2):-7867.55 daN
Reazione della muratura:50000.00 daN
Momento resistente (M_{Rd}):4762014 daNcm
Coefficiente di sicurezza della verifica: 4.75
Esito della verifica: positivo

6.2 Pressoflessione fuori piano

6.2.1 Legame costitutivo della muratura

Deformazione elastica della muratura (e_{m0}):0.00050
Deformazione ultima della muratura (e_{mu}):0.00350
Tensione massima (f_d):26.50 daN/cm²

6.2.2 Legame costitutivo dell'acciaio

Deformazione elastica dell'acciaio (e_{yd}):0.00186
Deformazione ultima dell'acciaio (e_{yu}):0.01000
Tensione massima (f_{yd}):3913.00 daN/cm²

6.2.3 Area di armatura

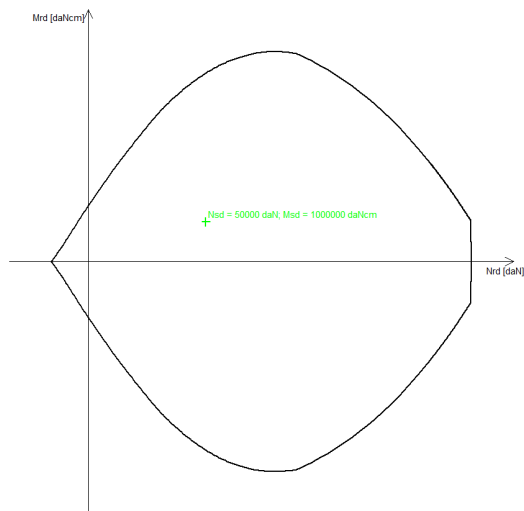
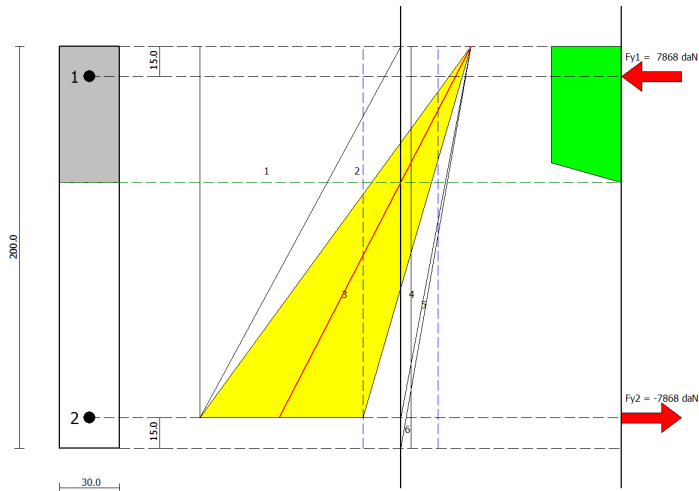
A1: 0.00 cm²
A2: 6.28 cm²

6.2.4 Risultati del calcolo

Campo di rottura: 4
Asse neutro (y_n):12.26 cm
Deformazione dell'acciaio (2): 0.00
Reazione dell'acciaio (2):-10330.95 daN
Reazione della muratura:60330.95 daN
Momento resistente (M_{Rd}):560880 daNcm
Coefficiente di sicurezza della verifica: 1.12
Esito della verifica: positivo

6.3 Taglio

Resistenza a taglio della muratura ($V_{t,M}$):12025.00 daN
Resistenza a taglio delle armature ($V_{t,S}$):4093.59 daN
Resistenza a taglio ($V_t = V_{t,M} + V_{t,S}$):16118.59 daN
Resistenza delle bielle compresse ($V_{t,C}$):28305.00 daN
Resistenza a taglio della parete ($V_{Rd} = \min(V_{t,C}, V_t)$):16118.59 daN
CoeffSic: 1.34
Esito della verifica: positivo



La verifica a pressoflessione fuori del piano , viene eseguita determinando il momento $M = Q \cdot L^2 / 8$ dovuto alle azioni sismiche orizzontali ,considerando la parete appoggiata sui cordoli inferiore e superiore

$$Fa = (Sa \cdot Wa) / Qa$$

Sa accelerazione massima adimensionalizzata rispetto all'accelerazione di gravità corrispondente allo stato limite in esame

Wa peso sismico dell'elemento a metro lineare

Qa = 2 fattore di comportamento dell'elemento.

$$S_a \left\{ \begin{array}{ll} \alpha \cdot S \cdot (1 + Z/H) \cdot a_p / [(1 + (a_p - 1) \cdot (1 - T_a / (a \cdot T_1)))^2] \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a < a \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S \cdot (1 + Z/H) \cdot a_p & \text{per } a \cdot T_1 < T_a < b \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S \cdot (1 + Z/H) \cdot a_p / [(1 + (a_p - 1) \cdot (1 - T_a / (a \cdot T_1)))^2] \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a > b \cdot T_1 \end{array} \right.$$

le barre di armatura sono centrali



equilibrio alla traslazione orizzontale

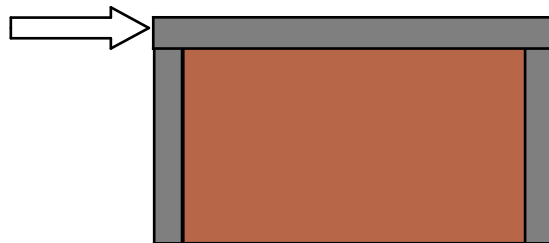
$$P = 0,8 * \alpha * f_{dc} * H * X - A_s * f_{yd} \quad ; \quad X = (0,8 * \alpha * f_{dc} * H * X - P) / A_s$$

il momento di rottura calcolato rispetto all'armatura tesa che è poi il baricentro geometrico della sezione

$$M_U = 0,8 * \alpha * f_{dc} * H * X * (t/2 - 0,4 * X) > Q * L^2 / 8$$

3- Il telaio parete

Consideriamo un portale in cemento armato , con pilastri aventi dimensioni 30x 30 cm, trave 30x40 cm nel quale è inserita una tamponatura in muratura armata ;



La rigidezza Shear Type è somma della rigidezza del telaio e della rigidezza della tamponatura

$$F = F_p + F_m = K * \Delta = K_p * \Delta + K_m * \Delta \quad ; \quad K = K_p + K_m$$

$$K_p = 2 * 12 E_c I_p / H^3 \quad ; \quad K_m = 1 / [H^3 / (3 E_m I_m) + \chi * H / (G_m A_m)]$$

il pedice p indica il pilastro

il pedice m indica la muratura di tamponamento

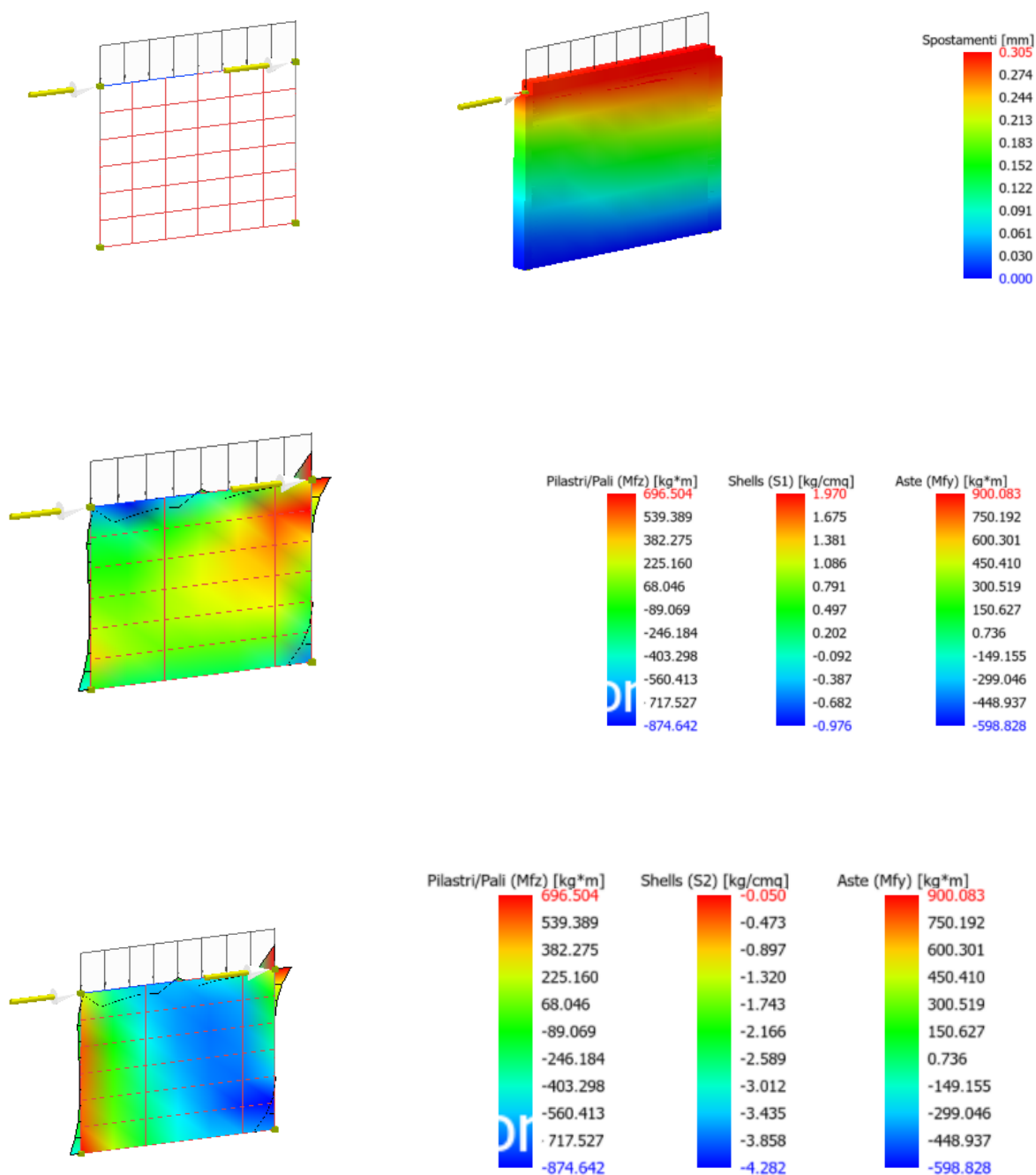
$$K = 2 * 12 E_c I_p / H^3 + 1 / [H^3 / (3 E_m I_m) + \chi * H / (G_m A_m)]$$

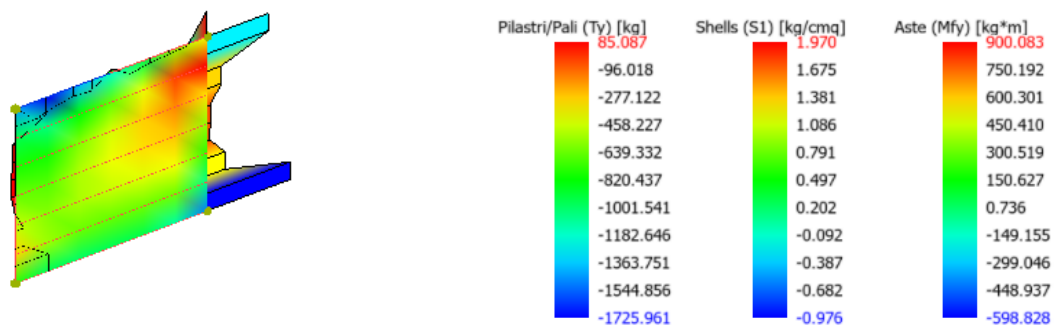
la rigidezza va dimezzata per tener conto della fessurazione.

Eseguiamo una modellazione FEM per telaio tamponato

Trave 30x40 ; pilastri 30x30 cm ;
 Tamponatura in laterizio spessore 30 cm;
 $E_m = 53000 \text{ daN/cm}^2$; $G_m = 21200 \text{ daN/cm}^2$; $1/m = 0,22$
 $f_K = 53 \text{ daN/cm}^2$; $f_{vk0} = 1.00 \text{ daN/cm}^2$;

In sommità applichiamo una forza orizzontale di 20000 daN ed un carico distribuito sulla trave di luce 4 m di 7500 daN/m;





Ai due pilastri spetta un taglio max alla base di 1725 daN , di conseguenza la forza orizzontale complessiva assorbita dalla parete è 16550 daN ; confrontando le sollecitazioni Shear-Type del telaio con e senza tamponatura

	<i>Taglio Pilastri</i>	<i>Momento Pilastri</i>	<i>Momento travi</i>
<i>Telaio SHEAR TYPE</i>	<i>10000 daN</i>	<i>15000 daN*m</i>	<i>15000 daN*m</i>
<i>Telaio tamponato</i>	<i>1725</i>	<i>875</i>	<i>900</i>

Le tensioni principali di trazione e compressione nella tamponatura

Compressione -4,28 daN/cm²; Trazione 1,97 daN/cm²

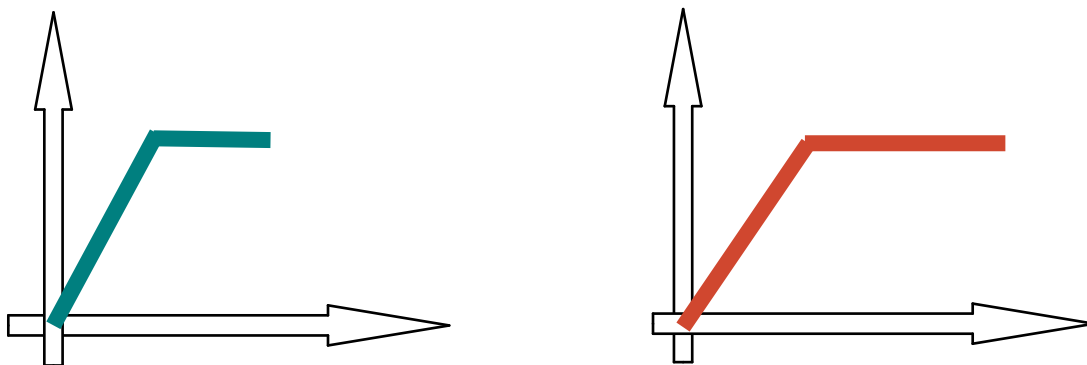
per quanto concerne gli spostamenti $\Delta = 0,30 \text{ mm}$

la rigidezza complessiva del telaio parete $K = F/\Delta = 666.666 \text{ daN/cm}$

*La rigidezza del telaio $K_p = 15384 \text{ daN*cm}$;*

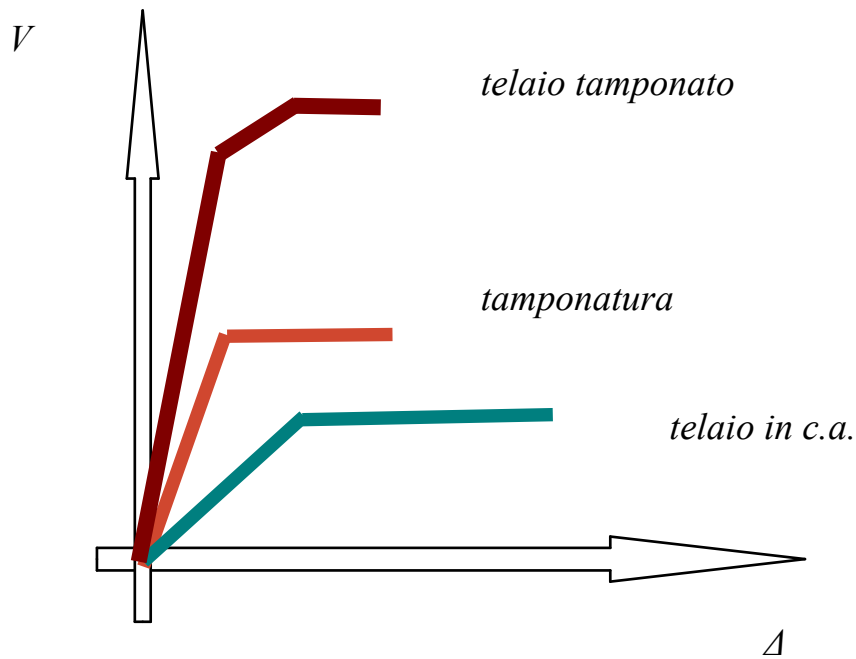
*La rigidezza della tamponatura o $K_m = 651000 \text{ daN*cm}$;*

i diagrammi forza spostamento , telaio e parete

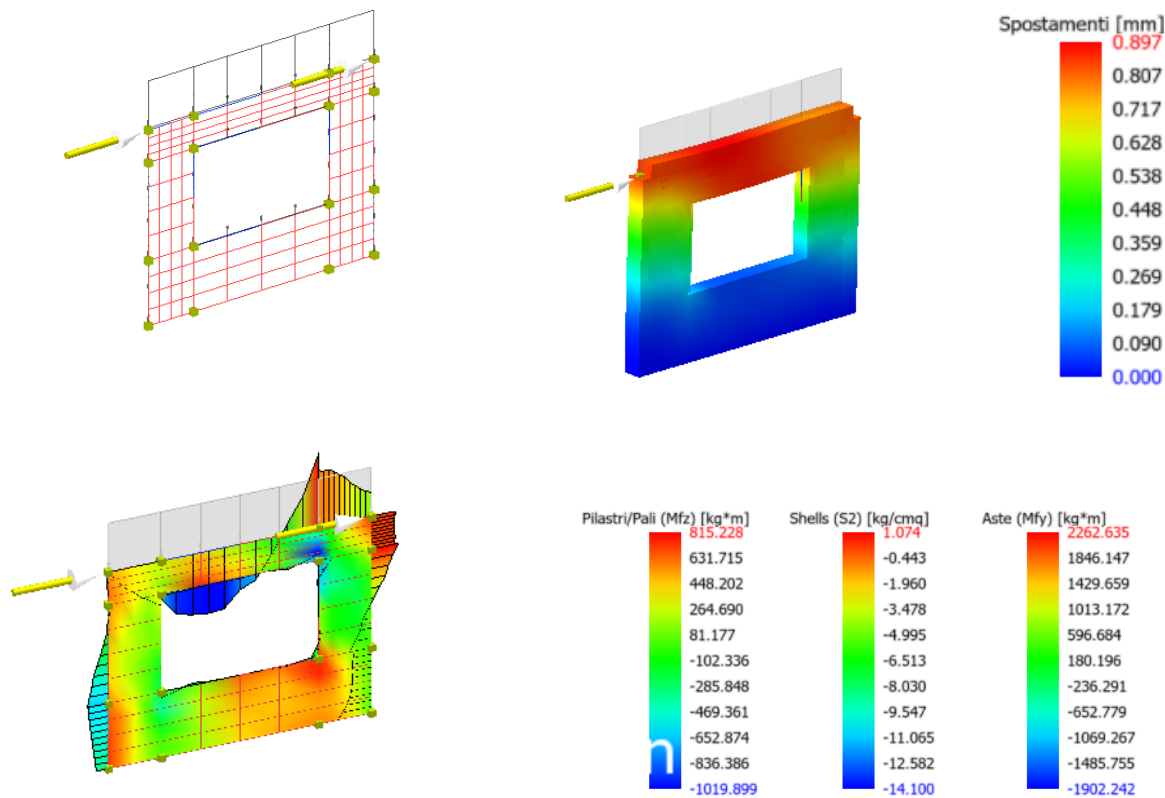


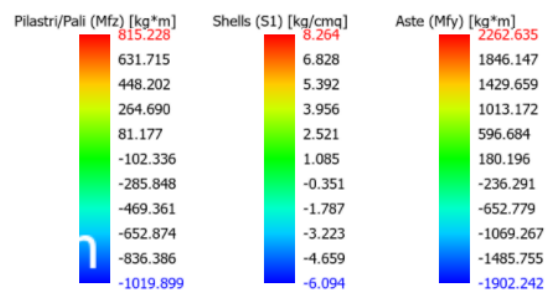
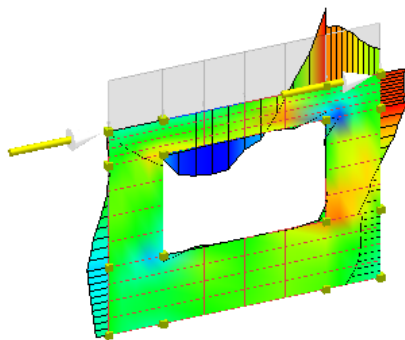
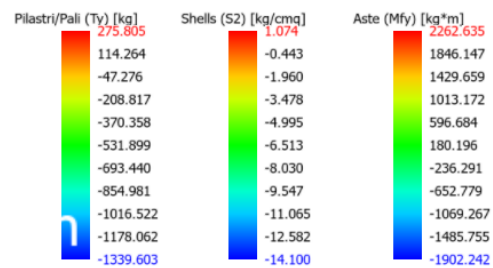
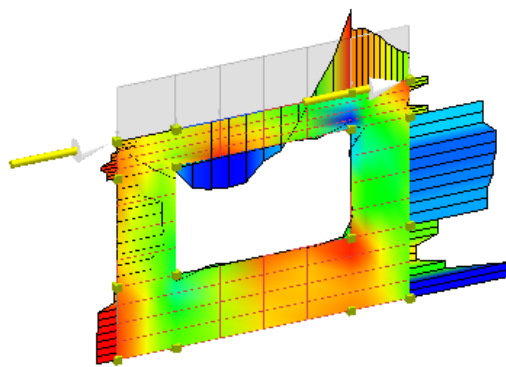
per la parete si considera un drift ultimo pari a $0,008 \cdot 300 = 2,4 \text{ cm}$, un drift elastico pari a metà di quello ultimo , ci accorgiamo che la crisi interviene per raggiungimento del drift ultimo, alla forza ultima che il telaio tamponato è in grado di sopportare.

Possiamo costruire il diagramma forza spostamento per il telaio tamponato come somma dei due diagrammi



Eseguiamo la medesima modellazione per lo stesso telaio tamponato con aperture di dimensioni 240x140 cm riquadrata con cordoli di sezione 10x30 cm.

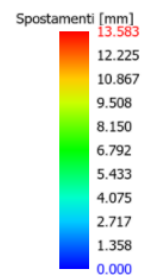
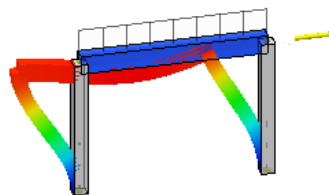
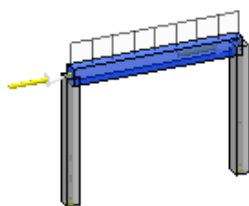


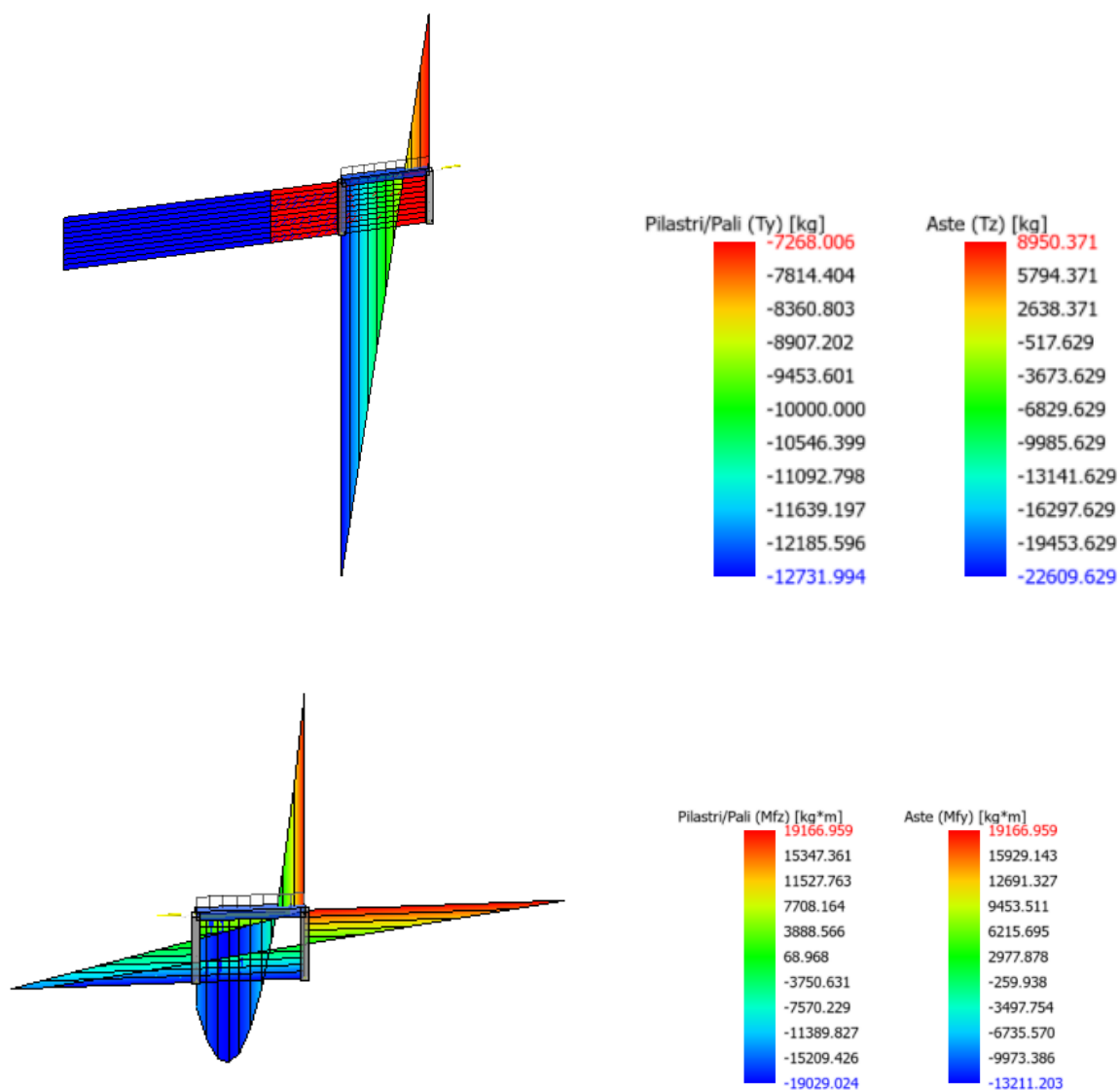


	Taglio Pilastr	Momento Pilastr	Momento travi
Telaio SHEAR TYPE	10000 daN	15000 daN*m	15000
Telaio tamponato	1339	1019	2262

La rigidezza del telaio tamponato con apertura $\Delta = 0,897 \text{ mm}$ è circa $K = 222965 \text{ daN/cm}$ 1/3 di quella precedente

Il nudo telaio per gli stessi carichi dà i seguenti valori delle deformazioni e delle sollecitazioni :





	Taglio Pilastr	Momento Pilastr	Taglio travi	Momento travi
Telaio	12000 daN	19000 daN*m	22609 daN	19000 daN*m

Lo spostamento orizzontale del telaio è circa 1,3 cm , la rigidezza

$$K = 15384 \text{ daN/cm}$$

4- Modellazione e calcolo di un edificio con tamponatura armata

L'edificio in c.a. con tamponatura armata è assimilabile ad una struttura Peda ovvero ad edifici a pareti di muratura armata per i quali il fattore di comportamento è pari a

$$q = (2,5 \div 3) * \alpha_U / \alpha_I$$

Il valore di $q_{Lim} = q * Kr$

Kr è un fattore di regolarità pari a 0,8 per edifici irregolari in altezza e uguale ad 1 in caso di regolarità strutturale ovvero di baricentri delle rigidezze di ogni impalcato allineati secondo una verticale in assenza di effetti torsionali.

α_U è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente;

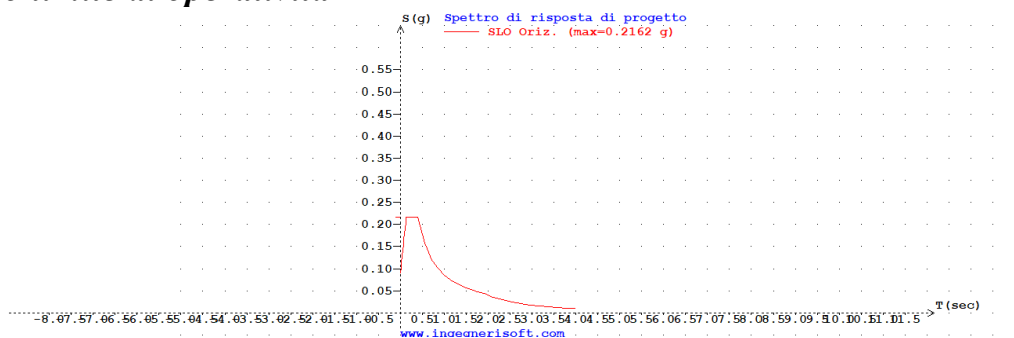
α_I è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario (maglia di telaio tamponato) raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

si può assumere in maniera cautelativa qualora non si proceda ad una analisi statica non lineare $\alpha_U / \alpha_I = 1.5$

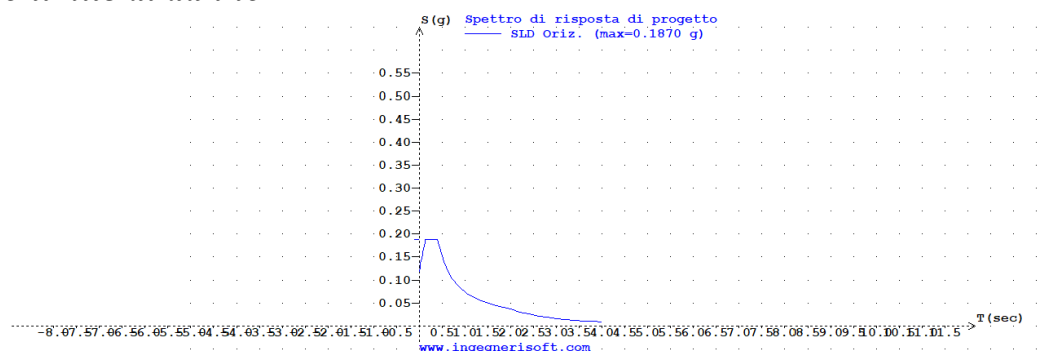
Lo spessore minimo da utilizzare per la tamponatura è circa 24 cm con interpiano usuale di 3÷3,50 m.

Lo spettro di risposta per il comune di Castel di Sangro relativo ai differenti stati limite

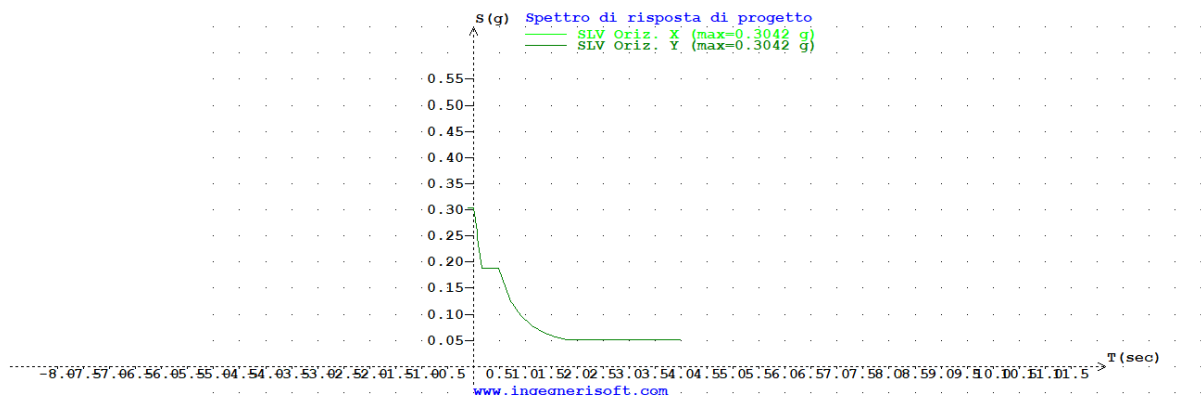
Stato limite di operatività



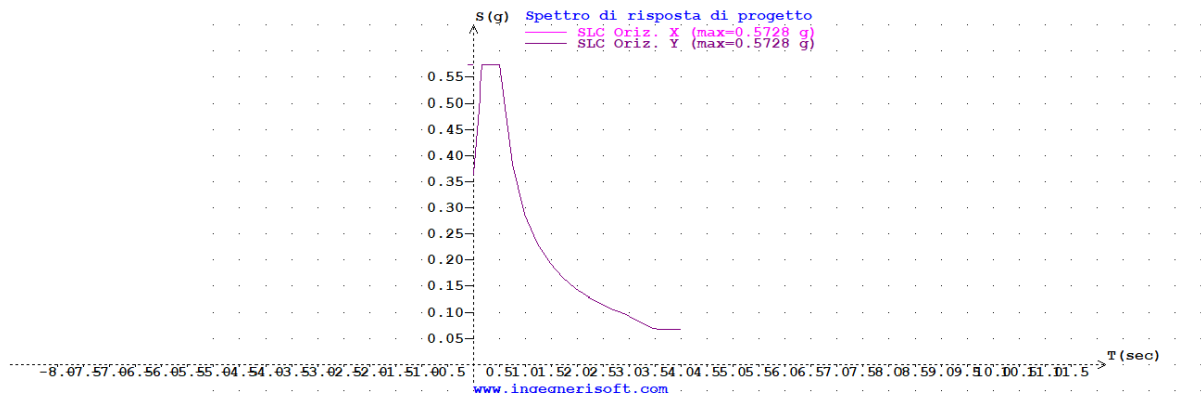
Stato limite di danno



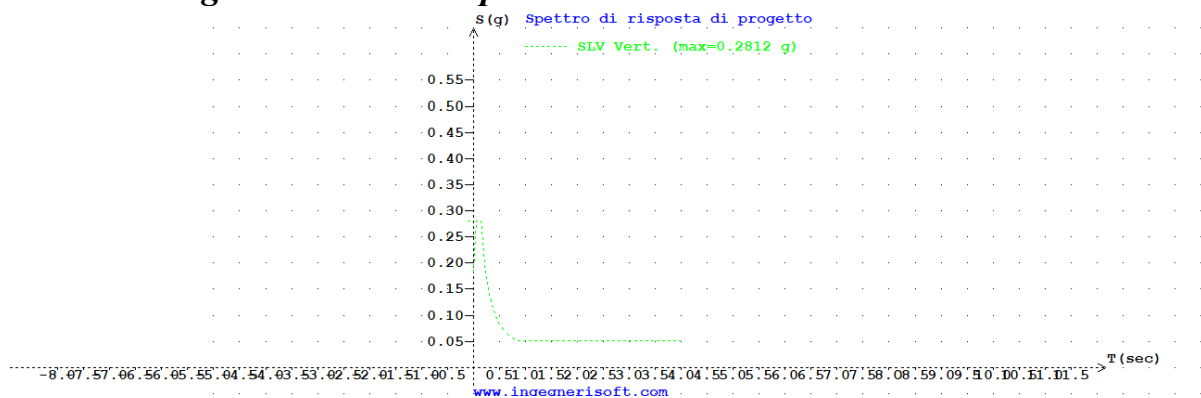
Stato limite salvaguardia della vita



Stato limite di collasso



Stato limite Salvaguardia della vita per sisma verticale



Il fattore di struttura utilizzato $q = 2,5 \cdot 1,5 = 3,75$ per edificio regolare in altezza e pianta ; Il terreno è di categoria B il coefficiente di topografia è T_1

Parametri di pericolosità sismica

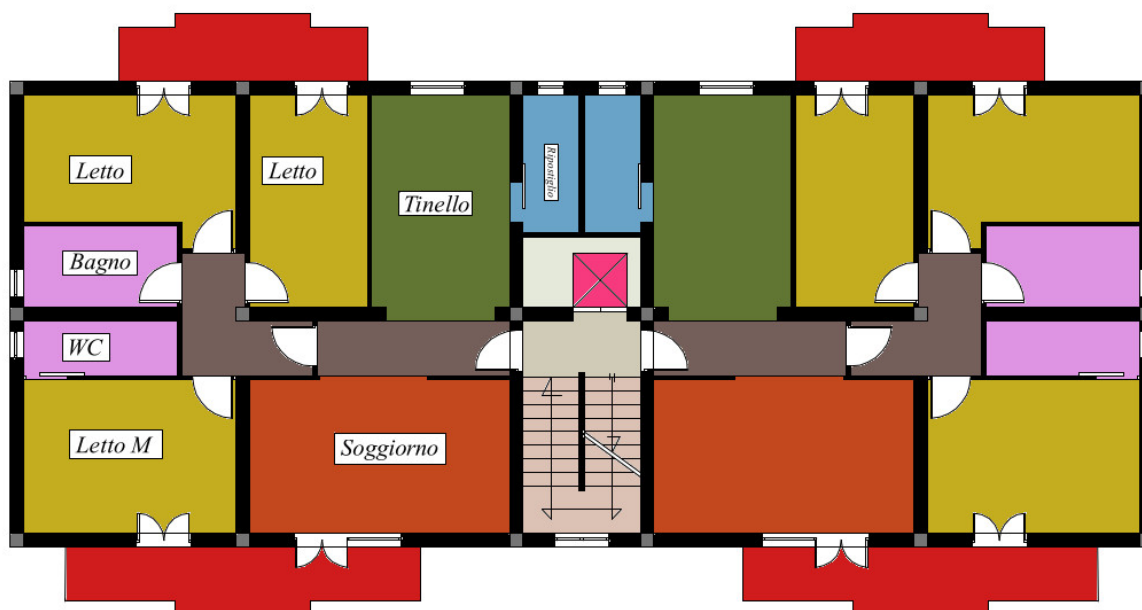
	a_g (g/10)	F_0 (adim)	T_C^* (sec)
SLO	0.76281872	2.36183821	0.28000000
SLD	1.00236806	2.33241531	0.28303510
SLV	2.63146244	2.31480297	0.35000000
SLC	3.36711969	2.35631747	0.37000000

Parametri spettri orizzontali e Fv

	S	TB	TC	TD	Fv	Cc	Ss
SLD	1.800	0.220	0.661	1.905	0.881	2.362	1.800
SLD	1.800	0.222	0.665	2.001	0.997	2.350	1.800
SLV	1.486	0.247	0.740	2.653	1.603	2.113	1.486
SLC	1.210	0.253	0.760	2.947	1.846	2.055	1.210

Eseguiamo la modellazione e l'analisi statica e dinamica di un edificio in c.a, di 4 impalcati con pareti di tamponamento in muratura armata regolare in pianta ed in altezza.

Pianta Piano Tipo



I balconi sono dei bowwindow vetrati che hanno la funzione di serra bioclimatica , il piano terra è destinato ad uffici con portineria ed ingresso laterale ; i pilastri hanno dimensioni 30x30 cm , le travi sono tutte emergenti ed hanno dimensioni 30x40 cm , i solai sono rigidi nel proprio piano hanno uno spessore di 25 cm , l'interpiano ha una altezza di 320 cm ,le fondazioni sono a travi rovesce ed hanno una altezza di 140 cm Le aperture sono tutte riquadrate con cordoli 10x30 cm. La pianta è funzionale con ambienti molto spaziosi , la copertura è a terrazza con torrino ascensore e scale , la parete è coibentata con cappotto termico esterno e rivestita .

I parametri meccanici della muratura “LECA BLOCCO”

Modulo di elasticità normale $E = 34000 \text{ daN/cm}^2$

Modulo di elasticità tangenziale $G = 13600 \text{ daN/cm}^2$

Modulo di Poisson $1/m = 0,22$

Densità o peso specifico $\gamma = 1200 \text{ kg/mc}$ ovvero 1100 kg/ml

Resistenza caratteristica compressione $f_k = 34 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza caratteristica taglio $f_{vko} = 2 \text{ daN/cm}^2$

coefficiente parziale $\gamma_M = 2$

I parametri meccanici della muratura “Laterizio ”

Modulo di elasticità normale $E = 67000 \text{ daN/cm}^2$

Modulo di elasticità tangenziale $G = 26800 \text{ daN/cm}^2$

Modulo di Poisson $1/m = 0,22$

Densità o peso specifico $\gamma = 1200 \text{ kg/mc}$ ovvero 1100 kg/ml

Resistenza caratteristica compressione $f_k = 67 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza caratteristica taglio $f_{vko} = 3 \text{ daN/cm}^2$

Coefficiente parziale $\gamma_M = 2$

I parametri meccanici del ” Calcestruzzo”

Modulo di elasticità normale $E^o = 328000 \text{ daN/cm}^2$

Modulo di elasticità tangenziale $G = 145777 \text{ daN/cm}^2$

Modulo di Poisson $1/m = 0,125$

Densità o peso specifico $\gamma = 2500 \text{ kg/mc}$

Resistenza caratteristica compressione $R_{ck} = 300-370 \text{ daN/cm}^2$

coefficiente parziale $\gamma_C = 1,5$

I parametri meccanici dell ” acciaio”

Modulo di elasticità normale $E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$

Modulo di elasticità tangenziale $G = 807690 \text{ daN/cm}^2$

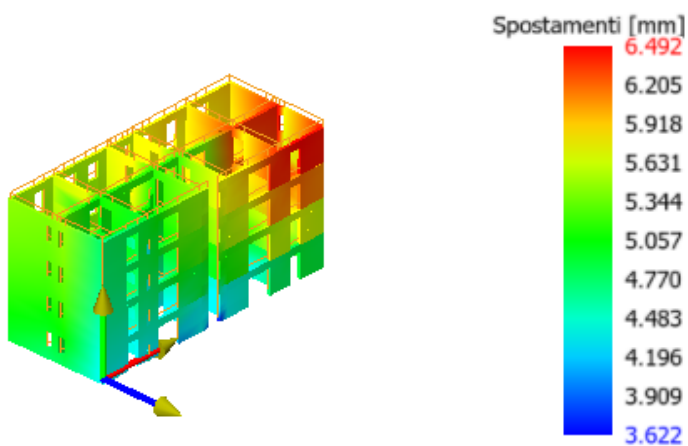
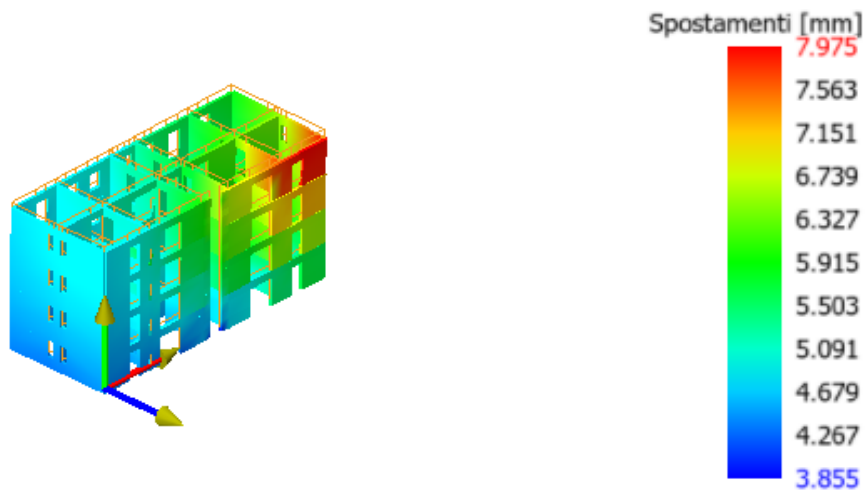
Modulo di Poisson $1/m = 0,3$

Densità o peso specifico $\gamma = 7800 \text{ kg/mc}$

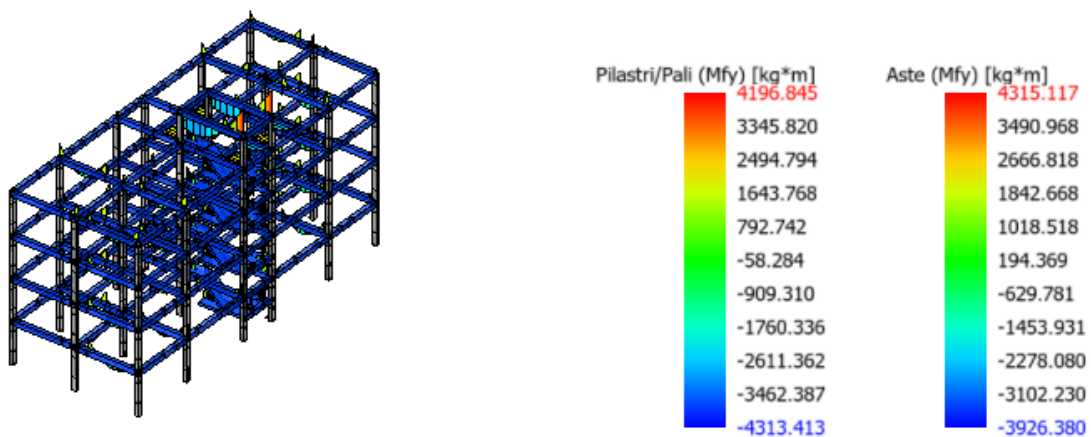
Resistenza caratteristica compressione $f_{yd} = 3940 \text{ daN/cm}^2$

coefficiente parziale $\gamma_S = 1,15$

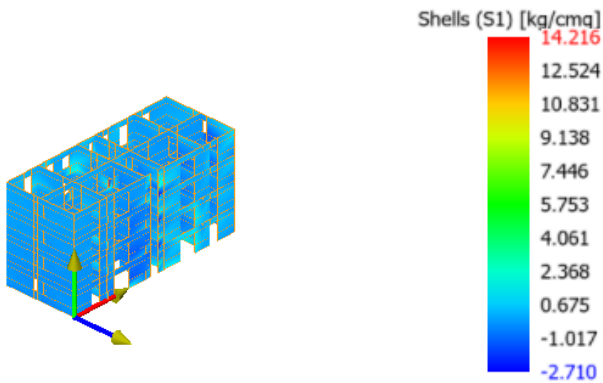
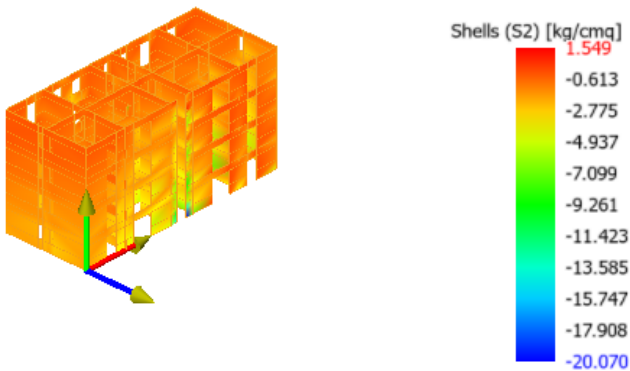
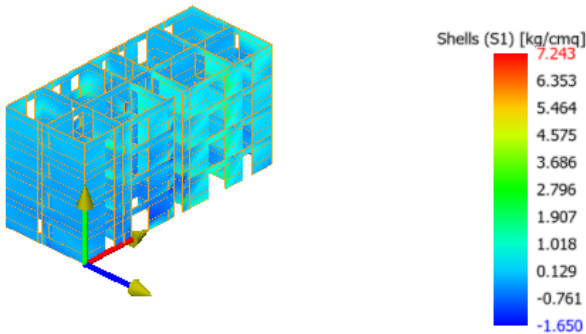
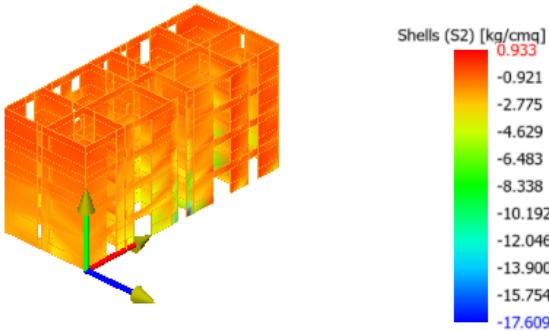
La tamponatura è stata modellata come un macroelemento plateshell al fine di snellire e velocizzare il calcolo la discretizzazione avrebbe rallentato il pc anche durante la fase di inserimento dei dati ;si riportano gli spostamenti ovvero la deformata della struttura per azioni sismiche allo SLV in direzione X ed Y



I pilastri e le travi non hanno sollecitazioni eccessive di flessione taglio e sforzo normale e sono tutti verificati



le tensioni principali nelle tamponature per le due combinazioni SLVX ed SLVY



La max tensione principale di compressione corrisponde a 20daN/cm² per la quale si dovrebbe avere una resistenza della muratura $f_k = 40 \text{ daN/cm}^2$; la tensione principale di trazione è pari a 14 daN/cm².

Per lo stato limite di salvaguardia della vita sisma in direzione X

$$G_K + 0,3*Q_K + E_X$$

G_K peso proprio e carichi permanenti

Q_K carichi accidentali , sovraccarico solaio 200 daN/m²

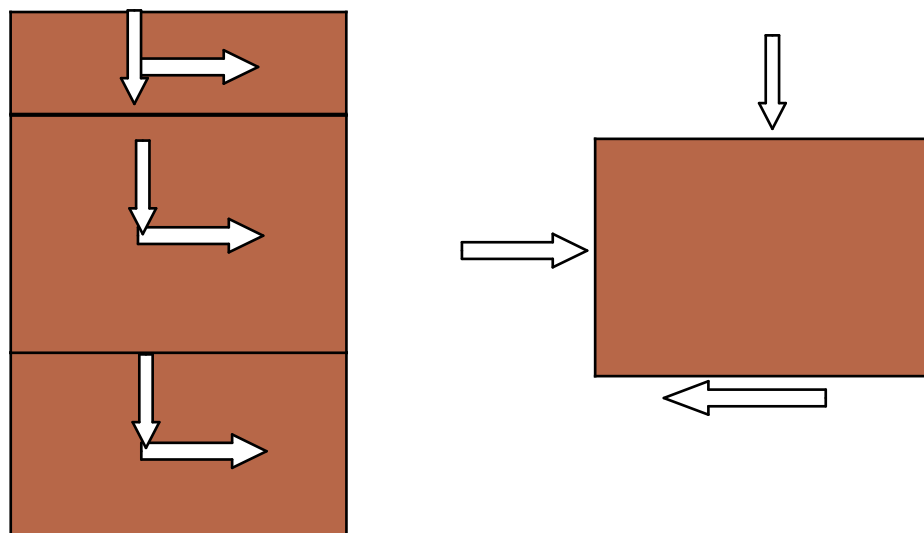
E_X azioni sismiche in direzione X risultato della combinazione modale

Riportiamo per tre pannelli alla base le sollecitazioni nel centro del pannello

Pannello	$S_{XX} \text{ daN/m}^2$	$S_{YY} \text{ daN/m}^2$	$S_{XY} \text{ daN/m}^2$	h
1	-3255	-23799	-145	1
60	-2697	-21859	-473	1,5
133	-3244	-18711	-118	0,7

Lo spessore del pannello è 30 cm , la larghezza 2,65 m le sollecitazioni

Pannello	$N_{XX} \text{ daN}$	$N_{YY} \text{ daN/m}^2$	$N_{XY} \text{ daN/m}^2$	A_{xx}	A_{yy}
1	-2587	-7140	-116	0,795	0,30
60	-2144	-9836	-378	0,795	0,45
133	-2578	-3929	-95	0,795	0,21

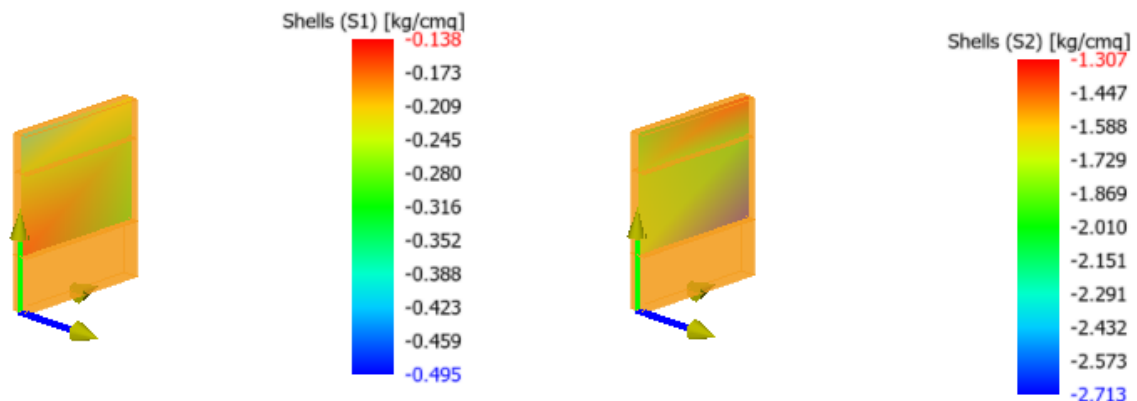


Gli sforzi normali principali e la direzione principale nel centro del pannello

$$N_{\xi} = (N_{XX} + N_{YY})/2 + [(N_{XX} - N_{YY})^2/4 + N_{XY}^2]^{1/2}$$

$$N_{\eta} = (N_{XX} + N_{YY})/2 - [(N_{XX} - N_{YY})^2/4 + N_{XY}^2]^{1/2}$$

$$\operatorname{tg}(2*\alpha) = 2*N_{XY}/(N_{XX} - N_{YY})$$



Il pannello è tutto compresso e la tensione principale è minore della tensione ammissibile a compressione . Per pannelli sollecitati a trazione possiamo eseguire il calcolo della armatura metallica , una doppia rete che disponiamo sulla tamponatura

$$N_{\xi} * \sin \alpha < f_{yd} * A_{sX} ;$$

$$N_{\xi} * \cos \alpha < f_{yd} * A_{sY} ;$$



*$A_s = 2 * n * p * A_f / L$ è l'area della rete metallica nelle due direzioni*

L lunghezza del pannello

n numero di barre

p passo

A_f area del tondino

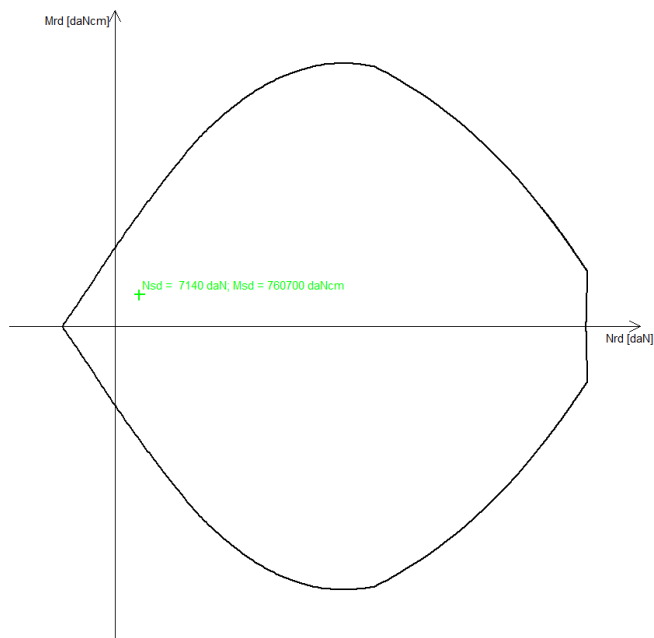
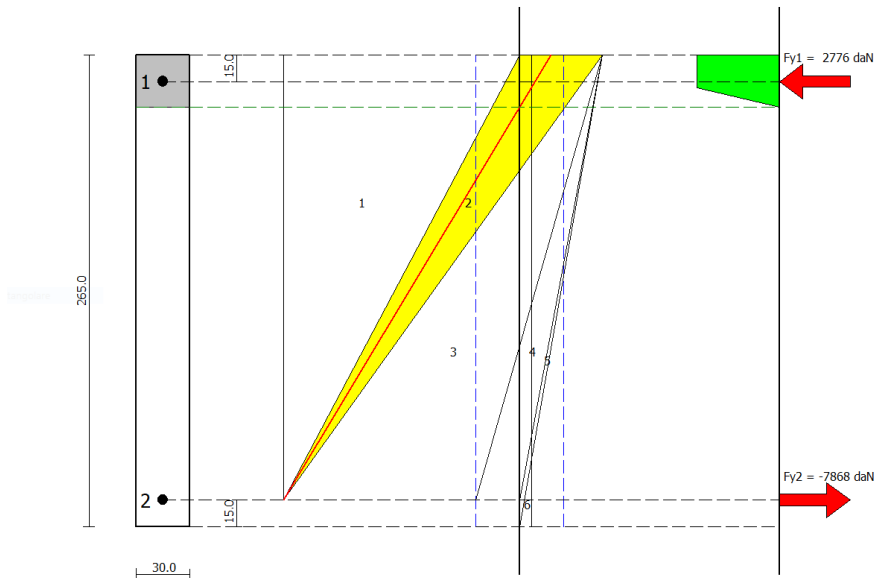
2 poiché è una doppia rete metallica

Se invece disponiamo delle barre metalliche all'interno della muratura e nei ricorsi di malta orizzontali dobbiamo determinare il momento flettente alla base del pannello , lo sforzo normale verticale ed il taglio al fine di eseguire la verifica alla base del pannello

$$N = -7140 \text{ daN} ; M = (2578 \cdot 0,7 \cdot 1 + 2144 \cdot 1,5 + 2587 \cdot 1) = 7607 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$V = 2587 \text{ daN}$$

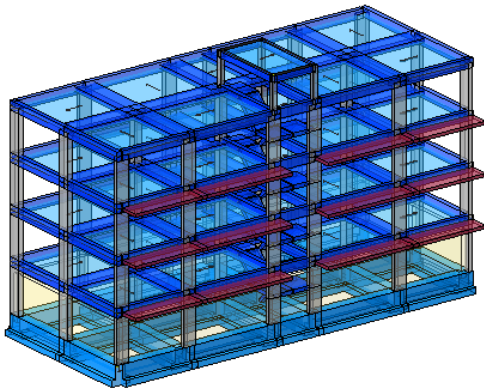
La verifica del pannello di tamponatura armata la eseguiamo attraverso il software Vema



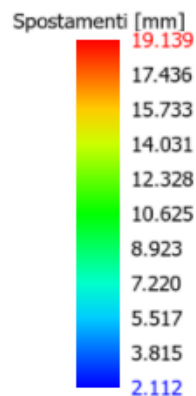
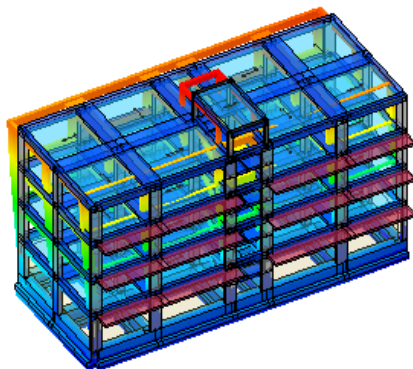
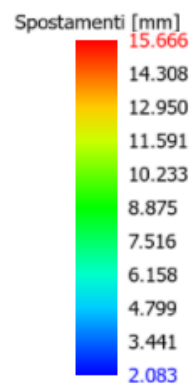
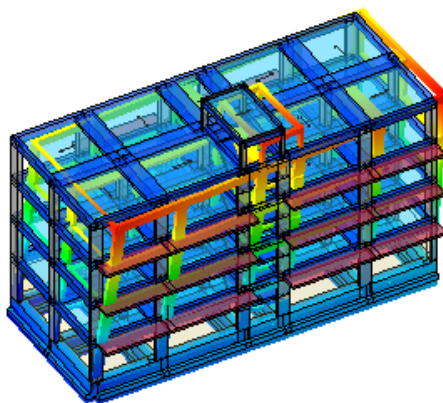
Abbiamo disposto 2 ferri del diametro di 16 mm agli estremi e 3 ferri diametro 12 mm intermedi ; nei ricorsi orizzontali sono stati disposti ferri del diametro 8 mm ogni 60 cm di altezza . Le dimensioni della parete 265x320x30 cm

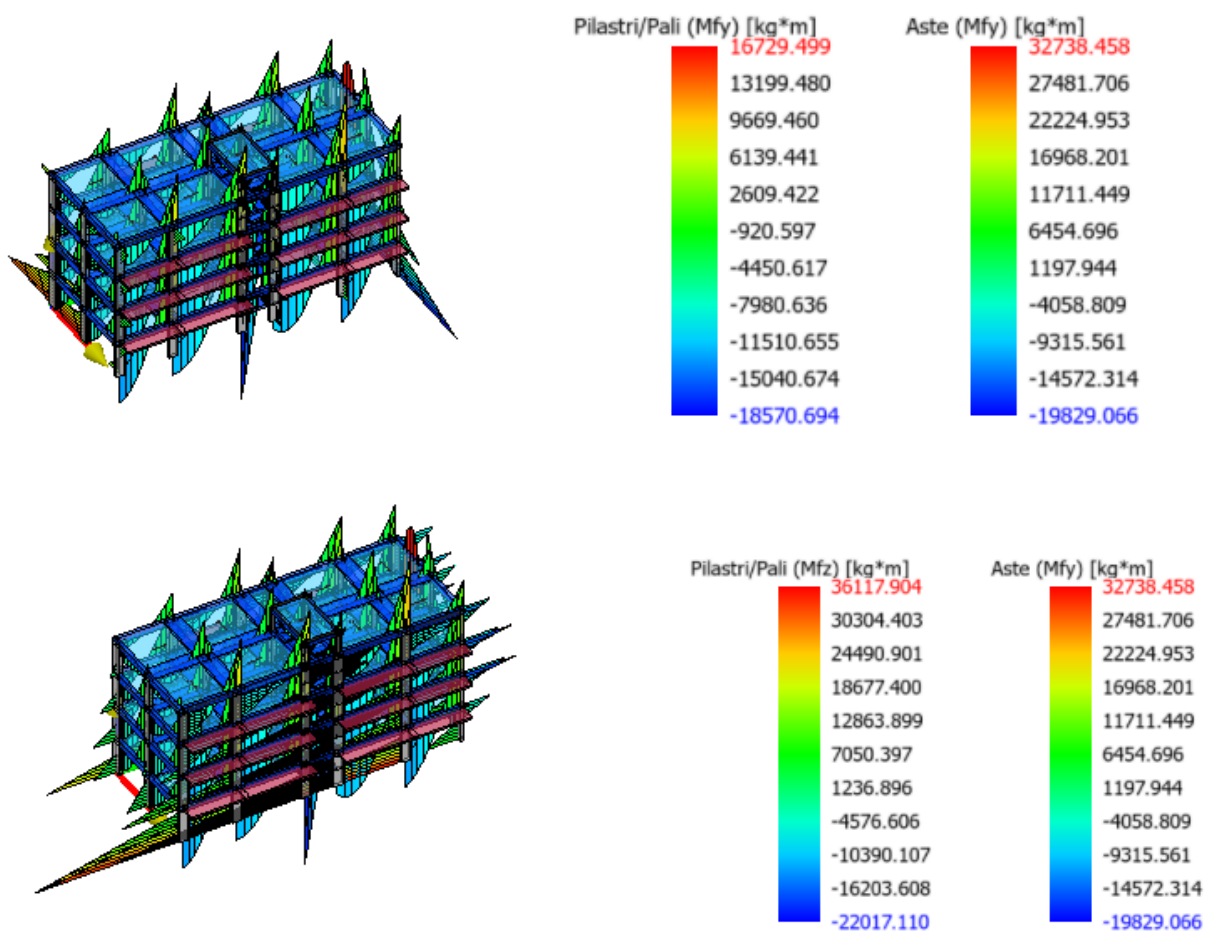
Eseguiamo il calcolo della stessa struttura senza la tamponatura armata ma con tomagno in laterizio normale a doppia foderà spessore 12+8 cm.

I pilastri centrali hanno dimensioni 50x50cm mentre quelli perimetrali 30x80 cm ; le travi di bordo emergenti 30x60 cm le travi centrali a spessore di solaio 25x75cm ; le travi di fondazione sono a T rovescio ed hanno altezza 130 cm.



La deformata della struttura con i relativi spostamenti:

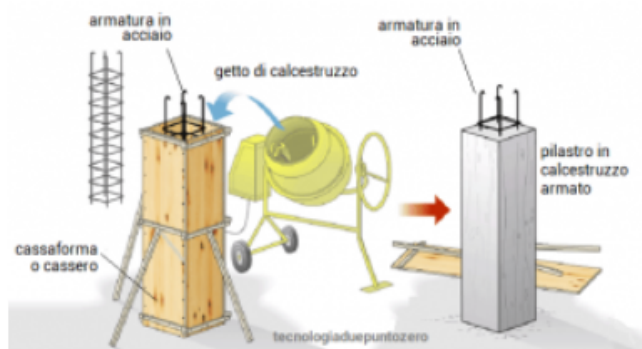




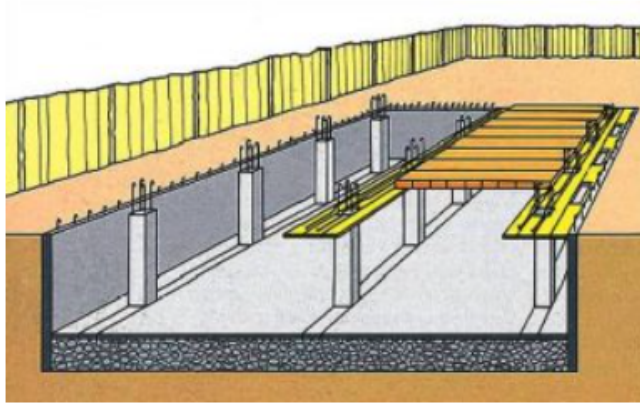
Se eseguiamo un confronto in termini di deformabilità e di sollecitazioni nelle aste ci accorgiamo che la struttura in cemento armato subisce spostamenti maggiori e le sollecitazioni nelle travi e nei pilastri sono molto elevate: la struttura in cemento armato è completamente verificata.

5- Le fasi costruttive

Le fasi di costruzione di un edificio in cemento armato prevedono la realizzazione dei pilastri



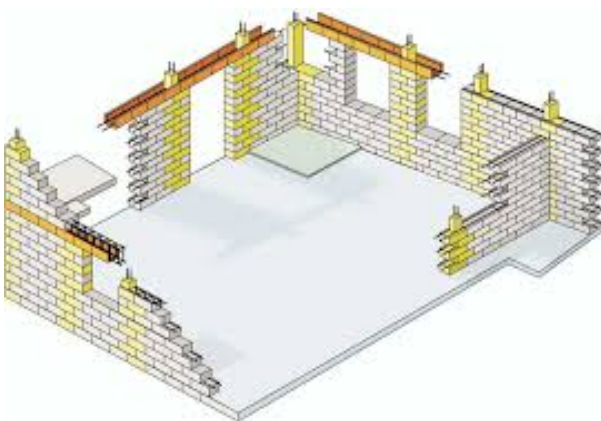
La messa in opera di travi e solai



la realizzazione delle tamponature che vengono messe in opera dopo aver costruito la struttura in cemento armato ;

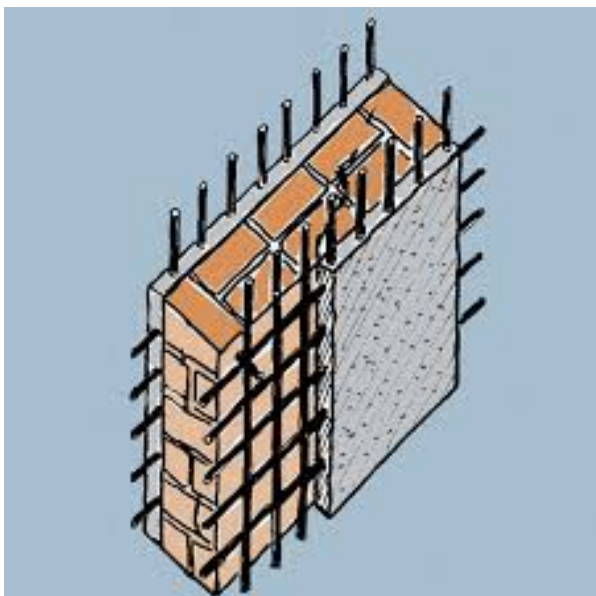


E' evidente che la struttura in cemento armato sarà sollecitata dal suo peso proprio , la struttura tamponata dalle azioni sismiche i carichi permanenti ed i carichi accidentali. La costruzione di un edificio in muratura armata prevede la realizzazione contemporanea dei pilastri della muratura , del cordolo trave e dei solai di conseguenza le fasi di costruzione ossatura in c.a. e tamponatura consentono di applicare interamente i carichi alla struttura .

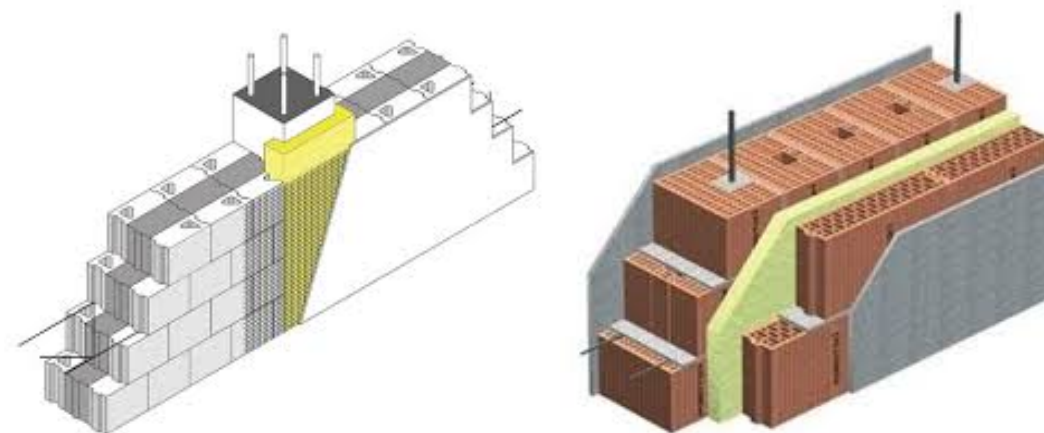


E' estremamente importante che la tamponatura interagisca con la struttura intelaiata in c.a. ne faccia parte integrante e ciò dipende dal procedimento costruttivo.

La tamponatura armata può essere realizzata mediante l'apposizione di rete metallica sulle due facce



o disponendo dei ferri interni di armatura da collegare al cordolo trave di piano ed ai pilastri



*L'eurocodice 8 definisce la **tamponatura non collaborante** quando :*

- a) essi sono costruiti dopo la maturazione dei telai di calcestruzzo*
- b) essi sono in contatto con il telaio (per esempio senza giunti speciali di separazione), ma senza un collegamento strutturale (attraverso legature, cinghie, puntelli o connettori a taglio);*
- c) essi sono considerati in principio come elementi non-strutturali.*

*Affinchè la **tamponatura sia collaborante** è opportuno che*

- a) vi sono dei collegamenti tra muratura e maglia di telaio , prolungando le armature nel cordolo trave e nei pilastri;*
- b) la tamponatura è costruita contemporaneamente alla struttura in c.a.*
- c) sono considerati come elementi primari strutturali ai quali viene affidata buona parte della azione sismica orizzontale.*

6- Conclusioni

Le norme tecniche sulle costruzioni del gennaio 1996 introdussero le prime limitazioni agli spostamenti di interpiano al fine di evitare il danneggiamento delle tamponature di conseguenza si progettano degli elementi strutturali di dimensioni maggiori; con il recepimento dell'eurocodice e la introduzione della ordinanza OPCM 3274 che modificò le accelerazioni al suolo le strutture in cemento armato al fine di tutelare la integrità dei tamponi che durante un evento sismico sono gli elementi che ricevono i maggiori danni, i pilastri e le travi assunsero dimensioni considerevoli passando dal 30x50 al 30x70, 30x80, accanto a nuove tipologie di edificio con telai pareti o nuclei irrigiditi. La tamponatura è la parte debole della nostra struttura, perché non irrigidirla utilizzando blocchi sismici con armatura metallica considerandola come un elemento strutturale primario in modo che contribuisca all'assorbimento delle azioni sismiche limitando gli spostamenti e le sollecitazioni nella struttura intelaiata, verificando il singolo pannello di muratura armata a pressoflessione e taglio nel piano e fuori del piano in modo che non venga espulso e che durante un evento sismico ed il nostro edificio non si danneggi. Dal confronto tra le due strutture nuda e con tamponatura armata si evince che le dimensioni degli elementi strutturali sono ridotte, si utilizza un minore quantitativo di calcestruzzo armato, si hanno telai ecosostenibili e sottili che non creano impatto urbano o ambientale modificando il sentimento sociale comune associato alla vista di una nuova costruzione in c.a. Le NTC 2018 danno le seguenti definizioni per la tipologia strutturale :

Tab. 7.2.1 - Fattori di sovrarresistenza γ_{ra} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD" A"	CD" B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovrarresistenza definiti al § 7.9.5			

“Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali. I sistemi strutturali sono composti di elementi strutturali primari ed eventuali elementi strutturali secondari. Agli elementi strutturali primari è affidata l'intera capacità antisismica del sistema; gli elementi strutturali secondari sono progettati per resistere ai soli carichi verticali .”

La muratura armata intelaiata realizzata attraverso pilastrini in cemento armato disposti agli estremi della parete e da un cordolo in c.a. che comunque nell'ambito della parete definisce un telaio a più piani e più campate rientra nella tipologia :

Muratura armata con progettazione in capacità

Le NTC 2018 , non fanno riferimento a strutture gettate in opera in cemento armato con tamponatura armata avente i seguenti elementi strutturali

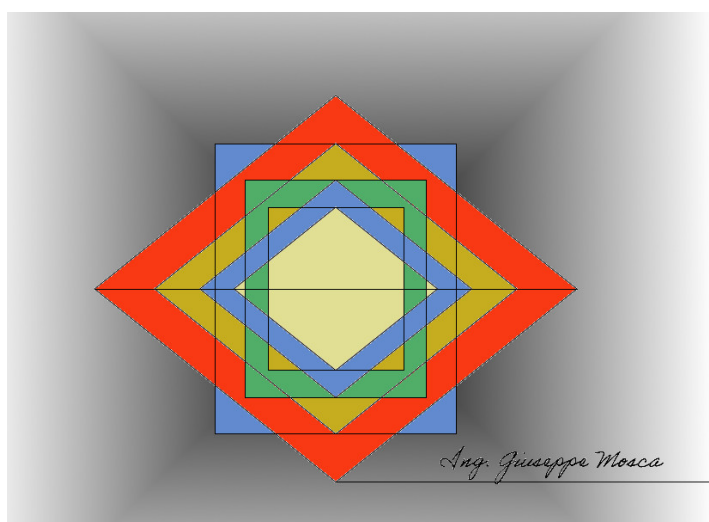
- Travi*
- Pilastro*
- Nodi trave pilastro*
- Pannelli murari armati*

Tipologia strutturale : Edifici in cemento armato con tamponatura armata collaborante.

Dalla normativa italiana ed europea che raccomanda di tener conto delle tamponature, della loro disposizione in pianta ed in altezza che possono influire sulla regolarità strutturale, della loro resistenza alle azioni orizzontali come puntoni equivalenti si evince che gli edifici in cemento armato con tamponatura collaborante facciano parte implicitamente delle norme tecniche italiane ed europee (sono sottointesi) pur avendo un comportamento fragile. L'eurocodice 8 dà delle indicazioni su come rendere la tamponatura collaborante elemento strutturale primario durante la fase di costruzione; la considerazione delle tamponature come non collaboranti dipende dalle modalità di costruzione prassi comune per tutte le strutture in cemento armato dove si realizza prima il telaio spaziale in cemento armato , una volta disarmato e stagionato il cls si inserisce la tamponatura. La tecnica di costruzione deve essere analoga a quella degli edifici in muratura armata intelaiata con elementi strutturali in c.a di dimensioni maggiori, di conseguenza in Italia l'edificio in cemento armato con tamponatura collaborante può essere realizzato ed è contemplato dalle NTC e dagli eurocodici a condizione che ne venga modificata la tecnica costruttiva.

La progettazione della rigidezza delle tamponature in zona sismica

- 1- Introduzione*
- 2- Il calcolo della rigidezza delle tamponature*
- 3- Il progetto delle aperture*
- 4- L'effetto $P-\Delta$*
- 5- Conclusioni*



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Ci scusiamo per le eventuali imprecisioni e gli errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

Negli edifici in cemento armato in zona sismica le tamponature possono alterare la rigidezza complessiva dell'edificio sia in pianta che in altezza inducendo dei movimenti torsionali che possono portare al crollo dell'intera struttura. Nella pratica corrente si tiene conto nei calcoli strutturali delle tamponature ovvero della loro capacità di irrigidire l'edificio e quindi di rompersi in occasione di eventi sismici danneggiando l'intera struttura. Lo scopo di questi appunti è quello di progettare le tamponature ovvero la loro rigidezza in maniera tale da minimizzare le oscillazioni e quindi gli spostamenti della struttura intelaiata nella sua globalità ,ovvero tenendo presente che ogni edificio è dotato di porte e finestre progettare in sintonia con la progettazione delle strutture i prospetti dell'edificio definendo in funzione delle rigidezza richiesta al tampono la dimensione e la forma di vani di porte e finestre. Questa metodologia progettuale potrebbe far imbestialire gli architetti poiché è uso comune adeguare il progetto strutturale al progetto architettonico e non viceversa ; si possono però fornire delle utili indicazioni in linea di massima che ci consentano di progettare correttamente dal punto di vista strutturale le tamponature e le relative aperture in sintonia con l'architettura dell'edificio.

2- Il calcolo della rigidezza delle tamponature

Consideriamo un telaio in cemento armato che definisce il prospetto di un edificio con tre piani fuori terra come indicato in figura 1; la tamponatura possiamo schematizzarla come un puntone equivalente il cui spessore deriva da formule ben note dalla bibliografia sull'argomento $b=0,22d$ noi però consideriamo il pannello murario dotato di rigidezza a taglio e a flessione con comportamento shear-type

$$\delta = F \cdot H^3 / (12EI) + \chi \cdot F \cdot H / (G \cdot A)$$

E modulo elasticità normale tamponatura

G modulo di elasticità tangenziale tamponatura

I momento di inerzia $t \cdot B^3 / 12$

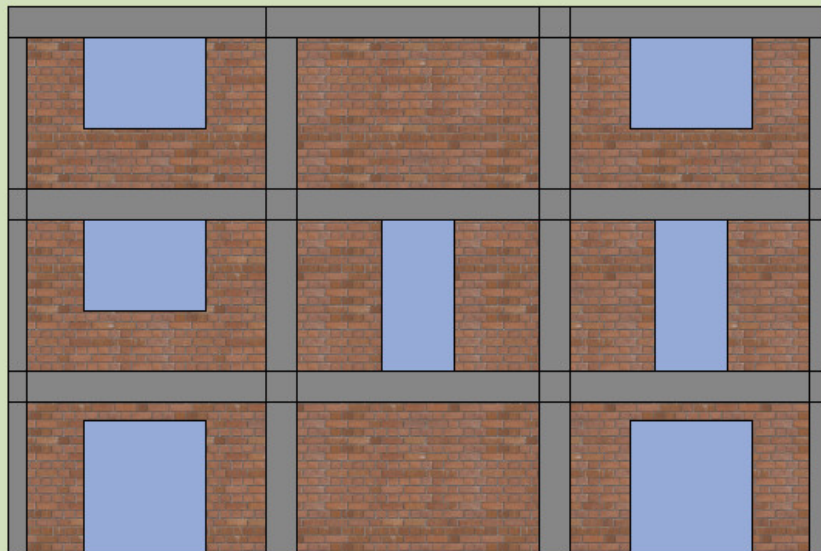
$A = B \cdot t$ area

H altezza del pannello murario

χ fattore di taglio

la rigidezza deve essere dimezzata per tener conto della fessurazione

$$K = 1 / [H^3 / (12EI) + \chi \cdot H / (G \cdot A)]$$



Le normative italiane definiscono l'ampiezza dell'apertura $\geq 1/8$ della superficie della stanza corrispondente, al fine di garantire adeguati livelli di luminosità, ovvero se ho un soggiorno di 16 mq esso deve avere una apertura minima di 2 mq . Chia-

ramente dalla impostazione del progetto architettonico la superficie delle aperture è definita in modo inderogabile poiché funzione delle condizioni di salubrità e del risparmio energetico nonché dalla progettazione architettonica dei prospetti. La matrice di rigidezza del telaio tamponato ha la forma seguente nella ipotesi di telaio shear-type:

$$\begin{aligned} M_1 * Y''_1 + K_1 * Y_1 - K_1 * Y_2 &= 0 \\ M_2 * Y''_2 - K_2 * Y_2 + (K_1 + K_2) * Y_2 - K_2 * Y_3 &= 0 \\ M_3 * Y''_3 - K_2 * Y_2 + (K_2 + K_3) * Y_3 &= 0 \end{aligned}$$

dove $K_i = \Sigma K_p + \Sigma K_t$ rigidezza al piano i-mo

K_t rigidezza tompagni

K_p rigidezza pilastri

Se consideriamo agenti sul telaio delle forze statiche il sistema assume la forma

$$\begin{aligned} K_1 * Y_1 - K_1 * Y_2 &= F_1 \\ -K_2 * Y_2 + (K_1 + K_2) * Y_2 - K_2 * Y_3 &= F_2 \\ -K_2 * Y_2 + (K_2 + K_3) * Y_3 &= F_3 \end{aligned}$$

Introduciamo nel sistema le forze relative al primo modo di vibrare della struttura a telaio

$$F_1 = M_1 * A_{11} * \Gamma_1 * S_d(T_1); F_2 = M_2 * A_{12} * \Gamma_1 * S_d(T_1); F_3 = M_3 * A_{13} * \Gamma_1 * S_d(T_1)$$

e dei moltiplicatori di interpiano della rigidezza dei tompagni

$$K_i = \Sigma K_p + \alpha_i * \Sigma K_t$$

risolviamo il sistema precedente determinando le incognite ovvero gli spostamenti

$$Y_1; Y_2; Y_3$$

funzione dei tre moltiplicatori di piano .

La normativa italiana impone per lo stato limite di danno le seguenti limitazioni agli spostamenti per tamponature fragili

$$\begin{aligned} Y_1 - Y_2 &= 0,005 * H \\ Y_2 - Y_3 &= 0,005 * H \\ Y_3 &= 0,005 * H \end{aligned}$$

è quindi possibile determinare il moltiplicatore della rigidezza di interpiano.

$$\alpha_1; \alpha_2; \alpha_3;$$

ed eseguire il progetto delle tamponature con le relative aperture.

Se introduciamo le forze statiche relative a ciascun modo di vibrare otteniamo nove moltiplicatori che possiamo combinare

$$\begin{aligned} F_1 &= M_1 * A_{11} * \Gamma_1 * S_d(T_1); \quad F_1 = M_1 * A_{11} * \Gamma_2 * S_d(T_2); \quad F_1 = M_1 * A_{11} * \Gamma_3 * S_d(T_3) \\ F_2 &= M_2 * A_{12} * \Gamma_1 * S_d(T_1); \quad F_2 = M_2 * A_{12} * \Gamma_2 * S_d(T_2); \quad F_2 = M_2 * A_{12} * \Gamma_3 * S_d(T_3) \\ F_3 &= M_3 * A_{13} * \Gamma_1 * S_d(T_1); \quad F_3 = M_3 * A_{13} * \Gamma_2 * S_d(T_2); \quad F_3 = M_3 * A_{13} * \Gamma_3 * S_d(T_3) \end{aligned}$$

$$V = [\sum \rho_{ij} * V_i * V_j]^{1/2}$$

3- Il progetto delle aperture

Il moltiplicatore di interpiano dell rigidezza α_i ,

*$\alpha_i > 1$ **bisogna irrigidire la tamponatura***

*$\alpha_i < 1$ **può essere aumentata la dimensione delle aperture***

*$\alpha_i = 1$ **la scelta della tamponatura è azzeccata***

In base al valore del moltiplicatore scegliamo la tipologia di tamponatura da adottare in accordo con le verifiche statiche , quindi definiamo lo spessore , il modulo di elasticità normale ed il modulo di elasticità tangenziale .

$$K = 1/[H^3/(12EI) + \chi * H/(G * A)]$$

$$\alpha * K = \sum 1/[H^3/(12EI) + \chi * H/(G * A)]$$

la sommatoria è estesa al piano in esame

$$E_o = \alpha * E; \quad G_o = \alpha * G;$$

e quindi se utilizzare

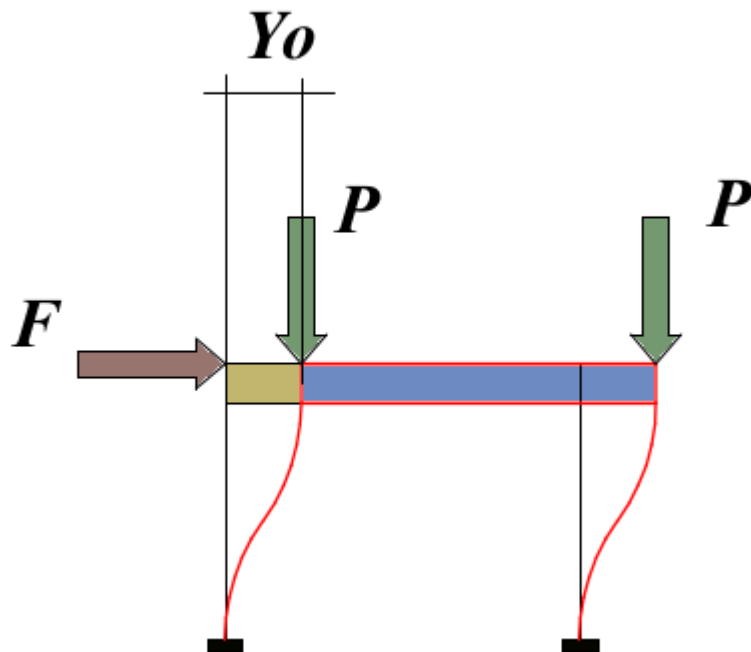
- laterizio
- blocchi di calcestruzzo leggero
- blocchi di calcestruzzo
- Blocchi di tufo

ovvero il tipo blocco da tamponatura da utilizzare.

$$I_o = \alpha * I; \quad A_o = \alpha * A;$$

possiamo variare lo spessore del tompagno, o modificare l'ampiezza delle aperture, scegliere la tipologia di riquadro da utilizzare.

4- L'effetto P-Δ



Se consideriamo l'effetto P-Δ la forza orizzontale complessiva che sollecita il telaio

$$F + P \cdot Y_0 / H$$

per cui lo spostamento dell'impalcato

$$Y_0 = (F + P \cdot Y_0 / H) \cdot H^3 / (12EI)$$

$$Y_0 \cdot (1 - P/H \cdot H^3 / (12EI)) = F \cdot H^3 / (12EI)$$

$$Y_0 = F \cdot H^3 / (12EI) / (1 - P/H \cdot H^3 / (12EI))$$

$$Y_0 = F / ((12EI) / H^3 - P/H)$$

considerare l'effetto P-Δ equivale a far riferimento ad una rigidezza ridotta

$$K = (12EI) / H^3 - P/H$$

Se nella matrice di rigidezza del telaio introduciamo gli sforzi normali dovuti ai carichi verticali (il metodo è iterativo poiché le forze orizzontali variano gli sforzi normali nei pilastri)

$$K_i = \Sigma (K_p - P/H) + \alpha_i \cdot \Sigma K_t$$

possiamo risolvere il telaio tenendo conto dell'effetto $P-\Delta$, quindi calcolare le frequenze di vibrazione e le forze statiche corrispondenti a ciascun modo di vibrare. La normativa italiana **NTC 2018**, afferma che

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = P \cdot d_{gr} / (V \cdot H)$$

d_{gr} spostamento di interpiano

V forza orizzontale

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.

Si può quindi progettare la tamponatura in modo che non si debba tener conto dell'effetto $P-\Delta$ imponendo

$$Y_1 - Y_2 = 0,1 \cdot V/P \cdot H$$

$$Y_2 - Y_3 = 0,1 \cdot V/P \cdot H$$

$$Y_3 = 0,1 \cdot V/P \cdot H$$

individuare i tre moltiplicatori della rigidezza di interpiano

$$\alpha_1 ; \alpha_2 ; \alpha_3 ;$$

o ancora tenendo conto dell'effetto $P-\Delta$

$$Y_1 - Y_2 = 0,3 \cdot V/P \cdot H$$

$$Y_2 - Y_3 = 0,3 \cdot V/P \cdot H$$

$$Y_3 = 0,3 \cdot V/P \cdot H$$

$$\alpha_1 ; \alpha_2 ; \alpha_3 ;$$

5- Conclusioni

Il progetto delle tamponature in un edificio in cemento armato può essere determinante poiché ci consente di irrigidire l'edificio limitare i suoi spostamenti garantendoci nei confronti dello stato limite di danno e per gli edifici alti, per gli effetti delle non linearità. La scelta del tipo di muratura, le sue caratteristiche meccaniche, la forma e posizione delle aperture possono avere un ruolo fondamentale nella sicurezza strutturale dell'edificio, quindi è fondamentale l'integrazione tra progettazione strutturale architettonica e di risparmio energetico poiché le zone disperdenti di una parete sono quelle trasparenti in corrispondenza degli infissi per le quali la normativa italiana considera valori della trasmittanza 5 volte più grandi. L'integrazione con un impianto fotovoltaico consente di compensare la dispersione di energia dovuta ad aperture molto ampie, l'uso di pareti di taglio o di nuclei ascensore anche in edifici a 3 piani limita notevolmente gli spostamenti orizzontali, consente di utilizzare pilastri di dimensioni ridotte ed il progetto della tamponatura ai fini della rigidità dell'edificio perde la sua importanza, se non per le verifiche che in occasione di eventi sismici possono compromettere la stabilità della tamponatura stessa con lesioni ed espulsione dei tamponi e danno all'edificio stesso.

Bibliografia Reperibile in rete

Identificazione della Rigidità dei Tamponamenti in Strutture Intelaiate Mediante Analisi Inversa
Michele Tondia, Marco Bovoa, Elisa Bassoli, Loris Vincenzi b, Marco Savoiaa
DICAM - Università di Bologna, Viale Risorgimento 2, 40136 Bologna.
DIEF - Università degli studi di Modena e Reggio Emilia, Via P. Vivarelli 10, 41125 Modena.

Il cappotto termico

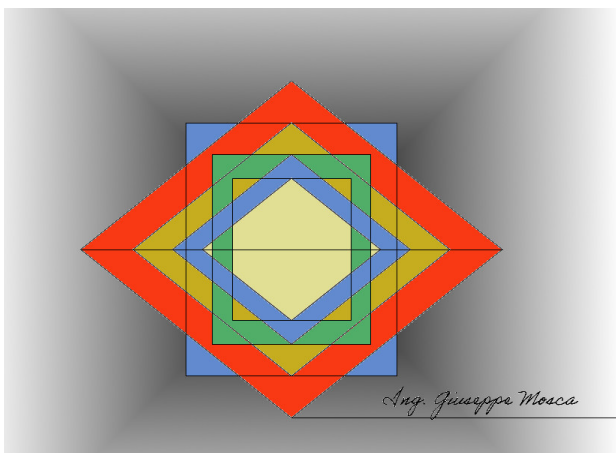
1- Introduzione

2- Il cappotto termico sismico gettato in opera

3- Modellazione FEM strutturale

4- Il cappotto armato

5- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1-Introduzione

*Con l'introduzione del super bonus ci si trova di fronte ad interventi di miglioramento della classe energetica e della classe sismica del nostro edificio consistenti in consolidamenti strutturali e cappotti termici esterni per cui è opportuno eseguire un unico intervento che abbia come obiettivo sia la riduzione delle dispersioni termiche attraverso l'involucro edilizio che il miglioramento del comportamento dell'edificio sotto azioni sismiche. Questo duplice scopo lo si persegue attraverso un **cappotto termico sismico** adatto sia per edifici in muratura che per edifici in cemento armato che può essere gettato in opera. Con il **cappotto armato** invece si evita il ribaltamento delle tamponature per effetto delle azioni sismiche sull'elemento non strutturale e contemporaneamente si isola termicamente l'edificio. L'obiettivo di questi appunti è di migliorare la preparazione tecnica dell'autore in modo che in sede di progettazione non si abbiano difficoltà nel dimensionare e calcolare il cappotto.*

2- Il cappotto termico sismico gettato in opera

Il cappotto sismico rappresenta una soluzione alternativa all'esoscheletro adatta sia per edifici in cemento armato che per edifici in muratura dove l'esoscheletro intelaiato in acciaio o calcestruzzo viene sostituito da una pelle ovvero da una parete in calcestruzzo armato collegata alla struttura esistente contenuta in pannelli di polistirene espanso EPS che hanno la funzione di isolante termico.

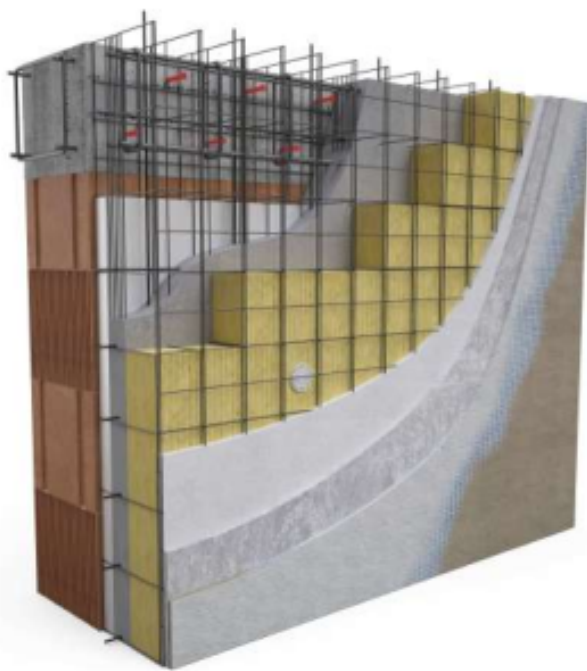


Figura 1: Geniale Cappotto Sismico Ecosism®

La parete in cls non è aderente al maschio murario ma è ad essa collegata tramite degli ancoraggi disposti in corrispondenza dei cordoli di piano delle fondazioni e della parete opportunamente dimensionati. La modellazione può prescindere dalla struttura esistente ovvero affidare le azioni sismiche interamente all'involucro in cemento armato secondo uno schema plate-shell che può funzionare a mensola o a tel-

ai se teniamo conto delle fasce di piano; la struttura esistente continua a sopportare i soli carichi verticali.



Il comportamento strutturale dipende dalla rigidità del maschio in muratura e della parete in cemento armato

$$K = 1/[H^3/(12EI) + 6/5 * H/(GA)]$$

Dimensioni parete

$$B = 150 \text{ cm} ; t = 60 \text{ cm} ; H = 300 \text{ cm} \quad E = 8000 \text{ daN/cm}^2$$
$$I = 5062500000 \quad A = 9000 \text{ cm}^2 \quad G = 3500 \text{ daN/cm}^2$$

Dimensioni setto

$$B = 150 \text{ cm} ; t = 15 \text{ cm} ; H = 300 \text{ cm} \quad E = 350.000 \text{ daN/cm}^2 \quad I = 210937500$$
$$A = 2250 \text{ cm}^2 ; G = 150000 \text{ daN/cm}^2$$

per la parete in muratura $K = 83832 \text{ daN/cm}$
per il setto c.a. $K = 911458 \text{ daN/cm}$

Se applichiamo una forza di 20000 daN nella ipotesi di collegamento rigido tra setto e parete

$$F_1 = 20000 * 911458 / (911458 + 83832) = 18315 \text{ daN}$$

$$F_2 = 20000 * 83832 / (911458 + 83832) = 1684 \text{ daN}$$

Gli ancoraggi tra setto in ca e muratura vanno dimensionati in funzione della forza di interscambio, tenendo presente che la massa è sulla struttura esistente per cui l'azione inerziale viene trasmessa dalla muratura all'involucro esterno. L'ancoraggio va dimensionato per una forza pari a 18315 daN; si può addirittura trascurare la muratura affidare al setto la forza intera. L'ancoraggio va dimensionato per l'azione sismica globale. Per una struttura in cemento armato la pelle dovrebbe sostituire la fodera esterna in laterizio della tamponatura con l'EPS esterno che elimina i ponti termici in corrispondenza di travi e pilastri.

Possiamo determinare la trasmittanza del componente opaco

Intonaco interno 1,5 cm

Muratura di pietrame 60 cm

Eps 5 cm

Setto cls 15 cm

Eps 8 cm

Rivestimento esterno 1,5 cm

$$K = 0,224 \text{ W/mq}^{\circ}\text{K}$$

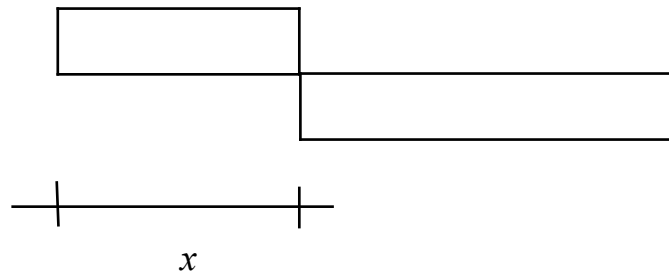
Per quanto concerne la sollecitazioni ultime che il setto è in grado di sopportare

Mrd ; Vrd

il momento ultimo discende da una verifica a flessione semplice nella ipotesi di comportamento plastico da parte del cls e da parte dell'acciaio



L'armatura è linearizzata ovvero cmq per unità di lunghezza



Equilibrio alla traslazione

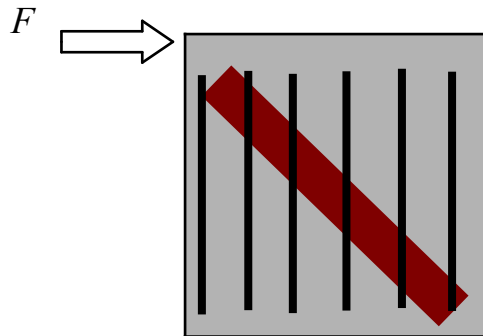
$$0 = f_{cd} \cdot t \cdot 0,8 \cdot x + 2 \cdot a_s \cdot x \cdot f_{yd} - 2 \cdot a_s \cdot (b - x) \cdot f_{yd}$$

$$x = \frac{2 \cdot a_s \cdot b \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot t \cdot 0,8 + 2 \cdot a_s \cdot f_{yd} + 2 \cdot a_s \cdot f_{yd}}$$

il momento resistente del pannello (cappotto sismico)

$$M_{rd} = f_{cd} \cdot t \cdot 0,8 \cdot \frac{x^2}{2} + 2 \cdot a_s \cdot f_{yd} \cdot \frac{x^2}{2} + 2 \cdot f_{yd} \cdot a_s \cdot \frac{(b - x)^2}{2}$$

La resistenza ultima a taglio si determina con le formule usuali della normativa ipotizzando che l'angolo ϑ per il puntone compresso sia 45° mentre l'angolo di inclinazione delle armatura sia 90°



La normativa italiana definisce una **resistenza a taglio di progetto a compressione**

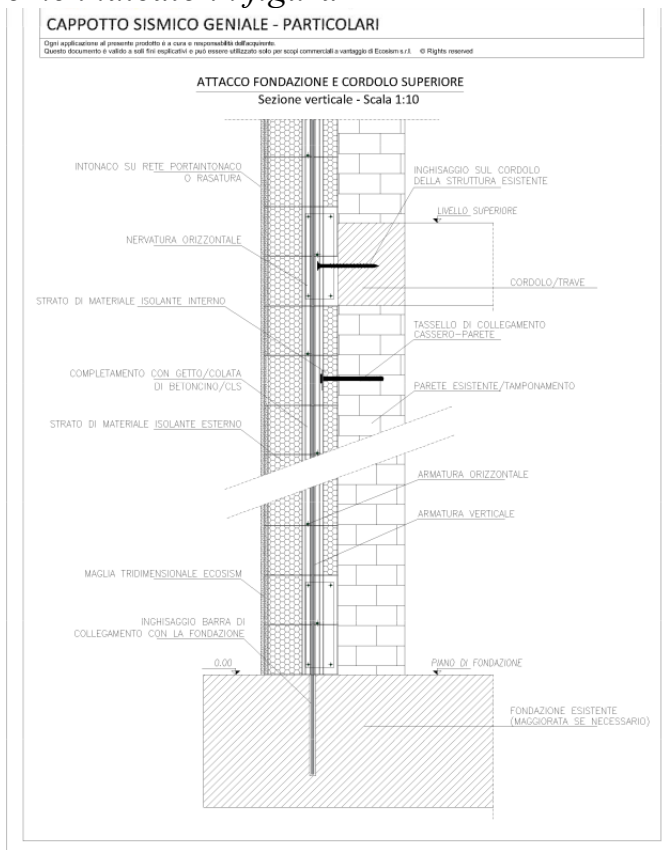
$$V_{RVcd} = 0,9 * d * b_w * \alpha_c * v * f_{CD} * (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$$

ed una **resistenza a taglio di progetto a trazione**

$$V_{RSd} = 0,9 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (\sin \alpha)$$

la resistenza a taglio del nostro setto è il valore minimo .

La paretina in calcestruzzo va ancorata alla fondazione dell'edificio in muratura come indicato in figura



Il dimensionamento e calcolo degli ancoraggi va eseguito a tranciamento (taglio puro) e a sforzo normale

$$F_{VRD} = f_{yd} / \sqrt{3} * \pi * D^2 / 4 \quad F_{PRD} = f_{yd} * \pi * D^2 / 4 \quad \sigma^2 + 3 * \tau^2 < f_{yd}^2$$

$$(P/F_{PRD})^2 + (V/F_{VRD})^2 \leq 1$$

Se si vuole isolare e consolidare una struttura intelaiata in cemento armato è opportuno collegare le travi ed i pilastri alla paretina del cappotto sismico il conseguente irrigidimento limita gli spostamenti e quindi elimina il danno alle tamponature.

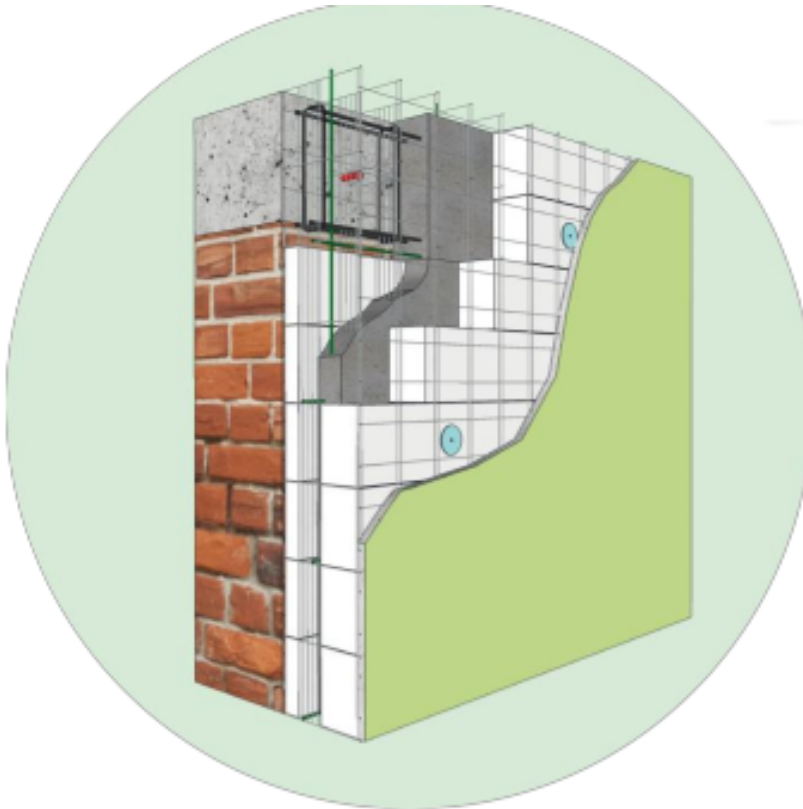
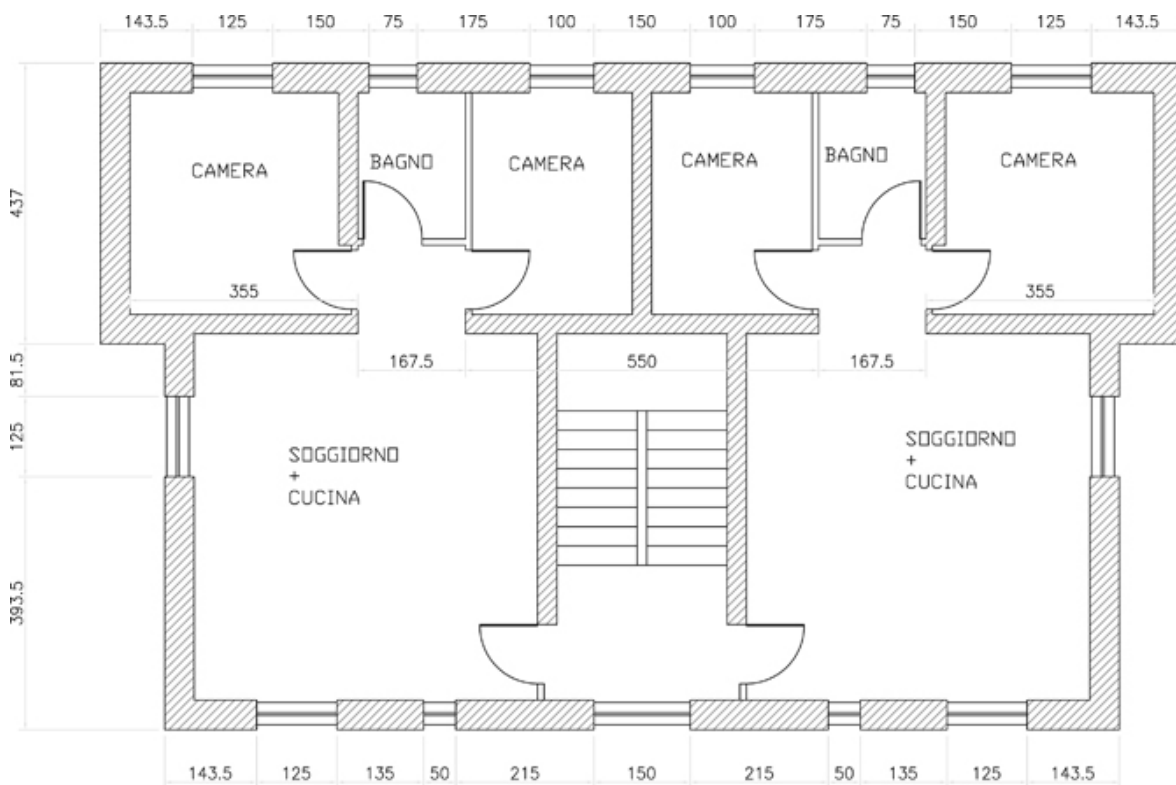


Figura 1: Cappotto Sismico Ecosism®.

3- Modellazione FEM strutturale

Il calcolo strutturale lo eseguiamo con il software IPERSPACE personal edition modellando sia le pareti in muratura come elemento plate shell che la pelle di calcestruzzo collegati tra di loro mediante dei barrotti metallici ovvero possiamo modellare i connettori e valutare l'entità della forza sismica che viene trasmessa dalla muratura al cappotto sismico. Il software ci fornisce sia le verifiche della muratura che le armature della parete in calcestruzzo ed i relativi spostamenti per un coefficiente di struttura pari a 2

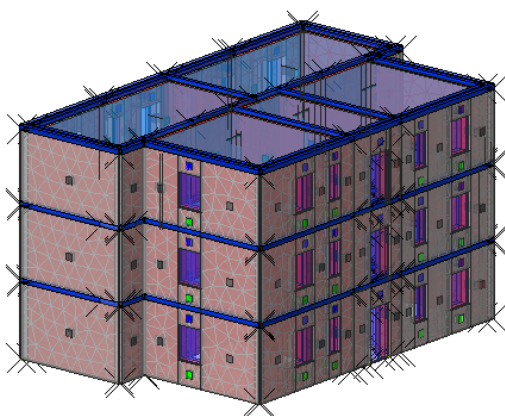


Coordinate dei nodi

Nodo	X	Y
1	0	0
2	4,20	0
3	8,5	0
4	12,8	0
5	17	0
6	0	4,5
7	1, 5	4,5
8	4,4	4,5
10	7	4,5

11	10	4.5
12	12.5	4.5
13	15.5	4.5
14	17	4.5
18	1,5	10.5
19	7	10.5
20	10	10.5
21	15.5	10.6

Riportiamo di seguito le deformate ed i taglianti di piano in direzione X ed Y



Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
 Posizione masse N° 1

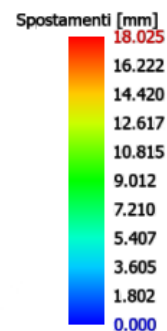
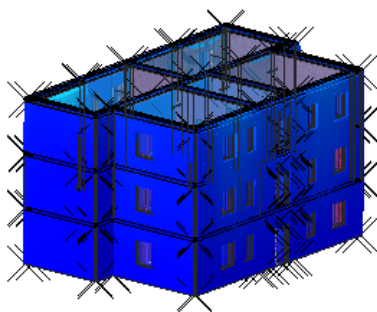
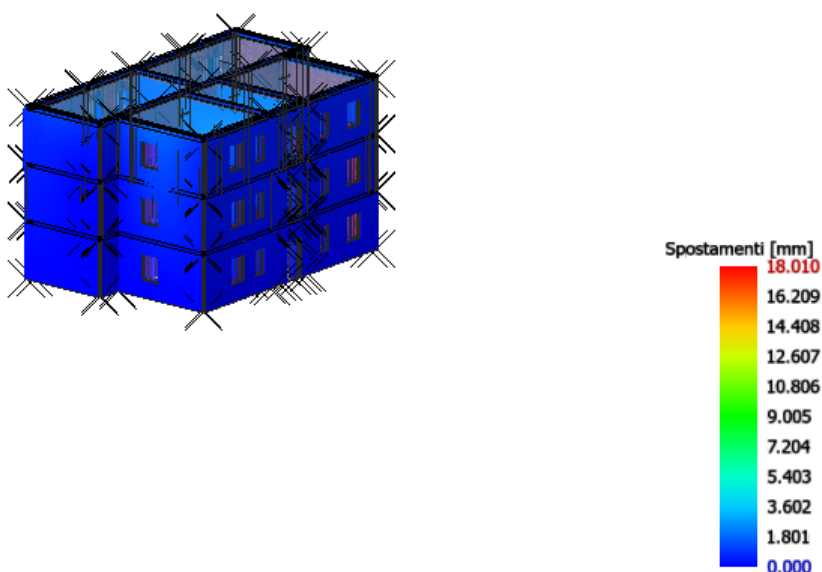


Tabella 3.2. Intervalli indicativi dei valori del drift e della resistenza residua per i diversi stati di danno.

danno	Drift (%)			Resistenza residua	
	3	4	5	3→4	4→5
pressoflessione	0.4 ÷ 0.8	0.8 ÷ 1.2	1.2 ÷ 1.8	1.0	0.8 ÷ 0.9
taglio	0.25 ÷ 0.4	0.4 ÷ 0.6	0.6 ÷ 0.9	0.6 ÷ 0.8	0.25 ÷ 0.6

Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
 Posizione masse N° 1



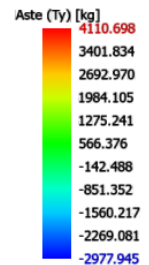
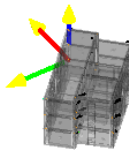
le forze sismiche

Piano	Fx	Fy	Fz	dx	dy	Θ
	kg	kg	kg	mm	mm	
0	252005	25369	1155716	0.00	0.00	--
1	-254071	-25327	-876577	0.31	-0.03	0.000332
2	-195836	-22408	-498159	0.69	-0.08	0.000302
3	-129852	-85	-116119	1.02	-0.07	0.000092

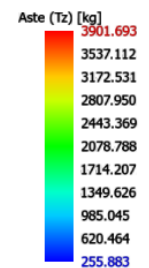
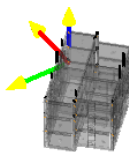
Piano	Fx	Fy	Fz	dx	dy	Θ
	kg	kg	kg	mm	mm	
0	-51758	182794	1143858	0.00	0.00	--
1	51934	-182755	-864419	-0.04	0.34	0.000483
2	45929	-140491	-499081	-0.11	0.79	0.000481
3	781	-127959	-116794	-0.13	1.31	0.000148

La forza le sollecitazioni nei connettori metallici , è buona norma che siano diffusi in modo da ridistribuire la sollecitazione e consentire un migliore funzionamento del cappotto termici sismico Tx , Ty ed N

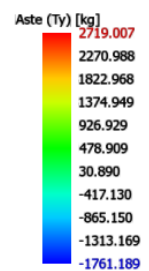
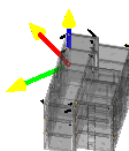
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Taglio Ty - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: Sxx



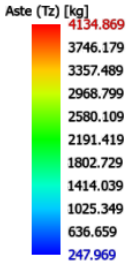
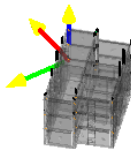
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Taglio Tz - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: Sxx



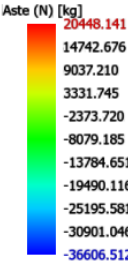
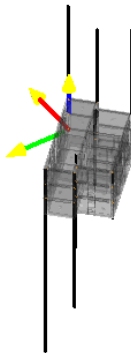
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Taglio Ty - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: Sxx



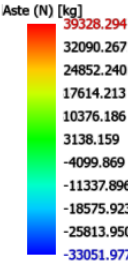
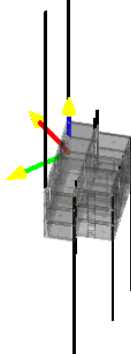
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Taglio Tz - pilastri/pali: Momento fl.Y
Sollecitazione Muri: Sxx



Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Sforzo Normale - pilastri/pali: Momento fl.Y
Sollecitazione Muri: Sxx



Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Sforzo Normale - pilastri/pali: Momento fl.Y
Sollecitazione Muri: Sxx



Le sollecitazioni più elevate sono quelle di sforzo normale per il ribaltamento delle pareti fuori del piano 39000 daN è evidente che vanno distribuiti in modo diffuso non solo sul cordolo ma collegando la muratura alla parete di cls anche lungo l'altezza in modo da non avere dei picchi di tensione dannosi per la struttura .Da questi sforzi si può calcolare la forza sismica trasmessa al cappotto e quindi la azione sismica gravante sull'edificio in muratura al fine di valutare l'efficacia dell'intervento. Per la modellazione è stata utilizzata una barra di acciaio del diametro di 6 cm e lunghezza 30 cm avente una rigidezza

Rigidezza a taglio $12 \cdot E \cdot I^3 / 12 = 59346 \text{ daN} \cdot \text{cm}$

Rigidezza assiale $EA/L = 1978200 \text{ daN} \cdot \text{cm}$

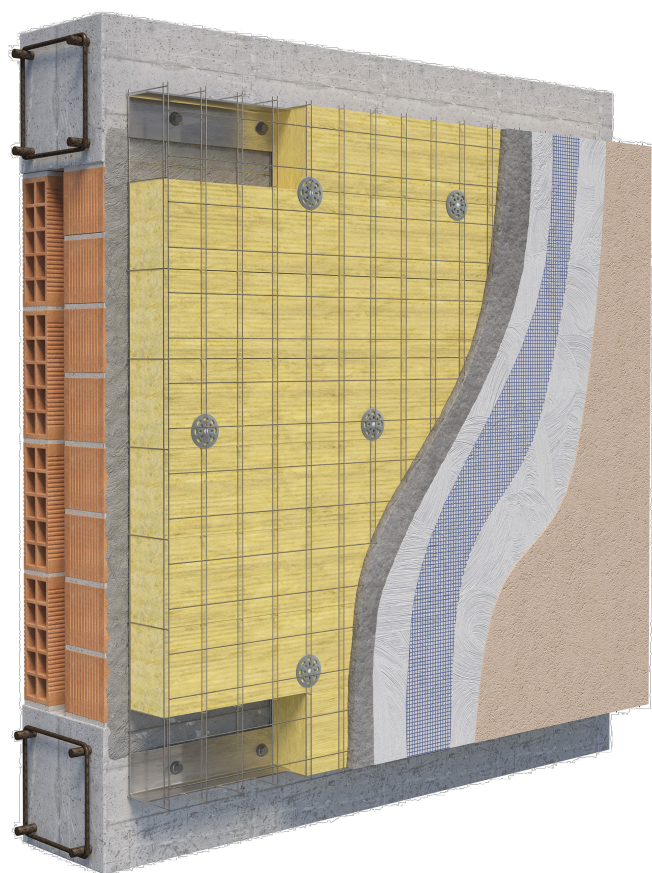
La rigidezza assiale avvalora la ipotesi di impalcato rigido mentre quella a taglio è equivalente alla rigidezza di un connettore avente lunghezza 10 e diametro 1,6 cm

$K = 1290000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$

E' preferibile utilizzare connettori diffusi di lunghezza ridotta aventi elevata rigidezza a taglio .

4- Il cappotto armato

Karma è una nuova soluzione integrata che permette con un'unica lavorazione di ottenere l'isolamento termico degli edifici e di evitare il ribaltamento alle azioni sismiche dei tamponamenti perimetrali degli edifici intelaiati in cemento armato.



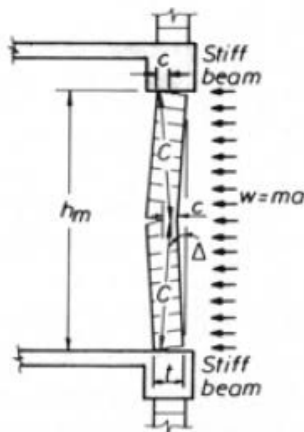
Si compone

- di una rete metallica di acciaio zincato modulabile in funzione delle esigenze del nostro edificio che si estende a tutta l'altezza dell'interpiano;*
- materiale isolante inserito all'interno della rete metallica*
- angolari metallici di irrigidimento che collegano il cappotto al cordolo o trave di cemento armato*
- tassello di fissaggio*
- sistema di ancoraggio meccanico*
- adesivo poliuretano da utilizzare con i tasselli di fissaggio*

A seguito di un rilievo geometrico svolto con l'ausilio di laser scanner, viene sviluppato il modello tridimensionale del sistema Karma: un insieme di pannelli prodotti su misura che ricalcano perfettamente le dimensioni e tutte le forometrie del fabbricato oggetto d'intervento. I pannelli vengono trasportati in cantiere numerati e vengono assemblati in modo da rivestire l'intero edificio.

Il vantaggio di questo sistema oltre ad essere economico un cappotto armato costa circa la metà di un cappotto sismico è anche strutturale poiché non si aumenta la massa sismica del nostro edificio ; ideale sarebbe un cappotto termico con materiale isolante avente rigidità nel piano in grado di assorbire anche le azioni orizzontali pannelli in EPS armato ad elevata rigidità in modo che si possa scaricare il nostro edificio dalle azioni sismiche senza aumentare la massa.

Il ribaltamento della tamponatura avviene per effetto delle azioni sismiche orizzontali considerando la parete come un elemento non strutturale e si esegue una verifica nel piano ortogonale che concerne l'espulsione del pannello sollecitato da azioni verticali di sforzo normale quale peso proprio della tamponatura e da azioni sismiche orizzontali;



per effetto delle azioni sismiche nello spessore del pannello di muratura si crea un effetto arco che contrasta le azioni orizzontali; lo schema statico è quello di trave appoggiata appoggiata al solaio inferiore e superiore il cui periodo fondamentale di vibrazione è fornito dalla formula seguente

$$T = 2/\pi * L^2 * \sqrt{\mu/EI}$$

il periodo fondamentale del nostro edificio in cemento armato

$$T = 2 \cdot \sqrt{d}$$

d spostamento orizzontale dell'ultimo impalcato, calcolato applicando alla struttura delle forze statiche che seguono la distribuzione triangolare tipica dell'analisi statica lineare. Se stiamo calcolando la nostra struttura tramite un'analisi dinamica lineare conosciamo il periodo fondamentale di vibrazione quindi possiamo stabilire quale formula utilizzare per il calcolo di $S_d(T)$

$$S_a = \begin{cases} \alpha \cdot S \cdot (1 + Z/H) \cdot a_p / [(1 + (a_p - 1) \cdot (1 - T_a / (a \cdot T_1))^2] \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a > a \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S \cdot (1 + Z/H) \cdot a_p & \text{per } a \cdot T_1 < T_a < b \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S \cdot (1 + Z/H) \cdot a_p / [(1 + (a_p - 1) \cdot (1 - T_a / (a \cdot T_1))^2] \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a > b \cdot T_1 \end{cases}$$

Tabella C7.2.II - Parametri a , b , a_p in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T_1 .

	a	b	a_p
$T_1 < 0,5 \text{ s}$	0.8	1.4	5.0
$0,5 \text{ s} < T_1 < 1,0 \text{ s}$	0.3	1.2	4.0
$T_1 > 1,0 \text{ s}$	0.3	1.0	2.5

Il coefficiente a_p dipende dal periodo fondamentale di vibrazione del nostro edificio ed è tanto più alto quanto più il nostro edificio è rigido ; inoltre se il periodo di vibrazione della tamponatura è prossimo a quello del nostro edificio le due strutture possono entrare in risonanza amplificando notevolmente la azione sismica orizzontale . Il carico orizzontale sul nostro pannello di tamponatura

$$q_a = F_a = (S_a \cdot W_a) / Q_a$$

W_a peso sismico per unità di lunghezza

F_a azione sismica per unità di lunghezza

$Q_a = 2$ fattore di comportamento

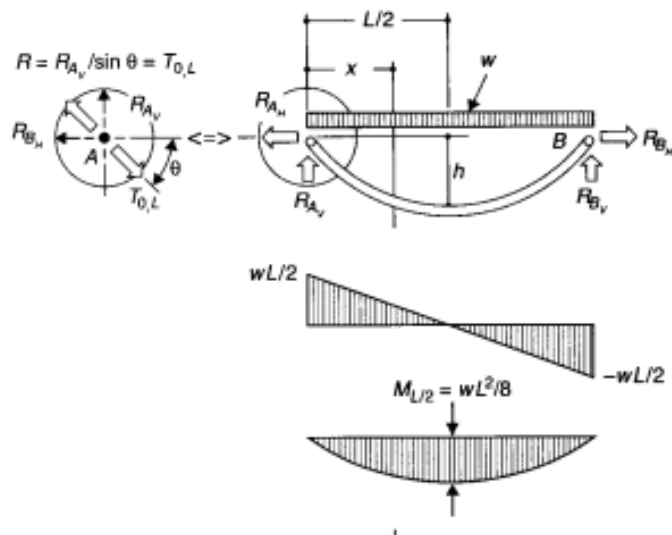
Il momento in mezzera per una striscia unitaria di circa 100 cm di tamponatura

$$M_{sd} = Q_a \cdot H^2 / 8$$

Lo sforzo normale nella sezione centrale è pari al peso di metà tamponatura circa 400 daN per cui il momento ultimo

$$M_{rd} = P \cdot t / 2 \cdot [1 - P / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot A)] > M_{sd}$$

Per evitare la crisi della tamponatura si realizza il cappotto armato dove il ribaltamento viene contrastato dalla rete metallica ancorata ai cordoli e dimensionata a trazione in funzione dello sforzo normale . Il calcolo viene eseguito attraverso una modellazione FEM della rete metallica sollecitata nei nodi dalle azioni orizzontali ; lo possiamo eseguire utilizzando lo schema statico di fune vincolata agli estremi

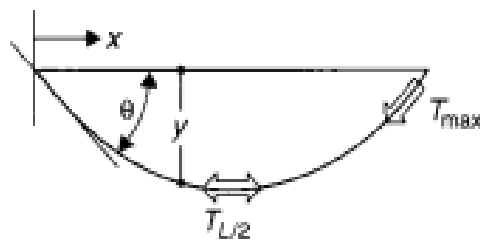


la fune si dispone secondo la funicolare dei carichi che segue il diagramma dei momenti ed è una parabola di equazione $y = 4 \cdot h \cdot (L \cdot x - x^2) / L^2$

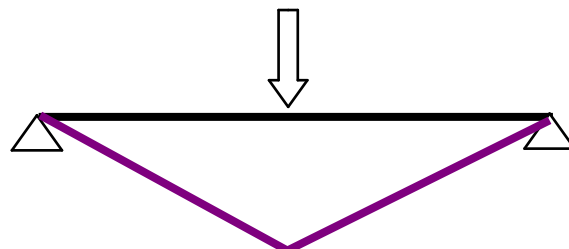
Pendenza all'estremità:

$$\theta = \frac{wL/2}{wL^2/8h} = \frac{4h}{L}$$

ovvero $\theta = dy/dx = \frac{4h}{L}$



h rappresenta lo spostamento del punto centrale che può essere calcolato sostituendo al carico distribuito la sua risultante tenendo anche conto degli effetti del secondo ordine



L'angolo α che definisce la deformata

$$\cos \alpha = L / (L + \Delta L) ; \quad \text{trascurando gli effetti del secondo ordine}$$

$$\Delta L = N \cdot L / (EA) \quad N = F / (2 \cdot \sin \alpha)$$

$$\cos \alpha \cdot (L + \Delta L) = L \quad L \cdot \cos \alpha + \cos \alpha \cdot F \cdot L / (2 \cdot \sin \alpha) / EA = L$$

è una equazione trigonometrica nella incognita α che può essere risolta attraverso un software di analisi matematica o se consideriamo gli sviluppi in serie

$$\cos\alpha = 1 - \alpha^2/2 \quad ; \quad \sin\alpha = \alpha$$

arrestandoci ai termini del secondo ordine otteniamo una equazione di terzo grado che ha due radici immaginarie ed una reale che ci fornisce l'angolo α ; l'abbassamento in mezzeria

$$2h = L \cdot \tan\alpha \quad h = L \cdot \tan\alpha / 2$$

la fune per semplicità ha lunghezza $2L$; se consideriamo gli effetti del secondo ordine per lo sforzo normale

$$\Delta L = N \cdot (L + \Delta L) / EA \quad ; \quad \Delta L \cdot (1 - 1/EA) = N \cdot L / EA$$

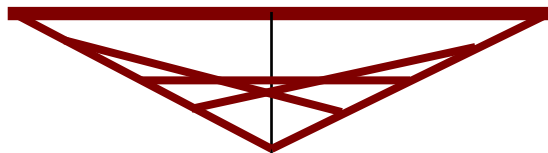
$$\Delta L = N \cdot L / EA \cdot 1 / (1 - 1/EA) \quad \text{indicato con } \psi = 1 / (1 - 1/EA) > 1$$

$$\Delta L = \psi \cdot N \cdot L / EA$$

l'equazione diventa :

$$L \cdot \cos\alpha + \cos\alpha \cdot \psi \cdot F \cdot L / (2 \cdot \sin\alpha) / EA = L$$

per cui possiamo calcolare l'angolo α e quindi l'equazione della deformata essendo il momento in mezzeria $Q \cdot L^2 / 8 = 1/2 \cdot Q \cdot L^2 / 4$



$$\text{deformata parabolica} \quad y = 4 \cdot f \cdot (L \cdot x - x^2) / L^2$$

per fune di lunghezza L (e non $2L$ come in precedenza)

$$\text{le reazioni agli appoggi} \quad R_V = Q \cdot L / 2 \quad ; \quad R_O = Q \cdot L^2 / (8 \cdot f) \quad ;$$

$$f = (L/2) \cdot \tan\alpha / 2$$

Note le reazioni agli appoggi si può determinare il max sforzo di trazione

$$T = \sqrt{(R_V)^2 + (R_O)^2} \quad \text{ed eseguire la verifica del filo di armatura metallica}$$

$$f_{yd} \cdot A_s > T$$

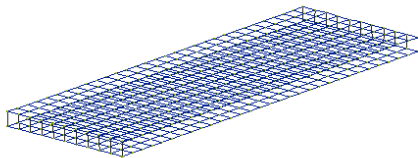
Q carico orizzontale conseguente alla azione sismica

$$q_a = F_a = (S_a * W_a) / Q_a$$

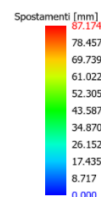
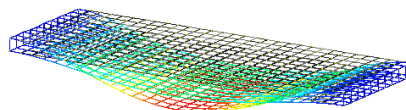
E' evidente che contribuisce in maniera maggiore la rete metallica ancorata alla parete. Eseguiamo una modellazione FEM della rete metallica vincolando la rete al bordo inferiore e superiore caricata nei nodi con forza concentrata $F = Q * \Delta x * \Delta y$
La forza F vale $F = 1,98 * 250 / 2 = 117 \text{ N}$
la rete è diametro 8mm maglia quadrata lato 10 cm una forza $F = 1 \text{ N}$ ogni nodo

$$S_a = 0,265 * 1,10 * (1 + 3/9) * 2,5 = 0,94 \text{ m/sec}$$

$$W = 250 \text{ kg/mq}$$



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2008 - C 1

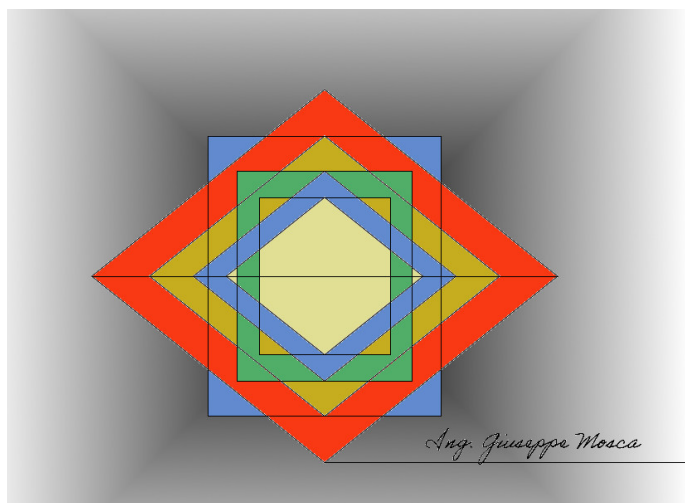


5- Conclusioni

Il consolidamento di un edificio in cemento armato o muratura attraverso un cappotto termico sismico è un intervento sempre efficace che migliora il comportamento strutturale dell'edificio, ma la sua efficacia dipende dalla diffusione dei connettori di collegamento che devono essere distribuiti in modo da minimizzare i picchi di tensione e rendere congruente la deformata dell'edificio con quella del cappotto sismico. L'intervento è di facile realizzazione ed economicamente conveniente può essere eseguito sia su edifici in cemento armato che muratura a condizione che siano dotati di cordoli di piano, impalcati rigidi ed abbiano i 4 lati liberi. Il costo di un cappotto sismico è intorno ai 400 euro a mq, contro i 200 euro di un cappotto armato con solo isolante senza parete di calcestruzzo; l'obiezione che si può fare a tale tecnica costruttiva è l'incremento di massa che provoca un aumento delle azioni sismiche orizzontali alle quali corrisponde un notevole incremento di rigidezza della struttura con sensibile diminuzione delle tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione del cls vista la elevata inerzia la continuità strutturale ed il suo comportamento a mensola composta. Il cappotto armato viene utilizzato oltre che per coibentare l'edificio, per evitare il ribaltamento delle tamponature attraverso la rete metallica senza appesantire la struttura; la soluzione ottimale è quella di un cappotto di adeguata rigidezza nel proprio piano che non incrementa la massa dell'edificio e che quindi sia in grado di assolvere alla triplice funzione, di isolamento termico, evitare il ribaltamento delle tamponature ed irrigidire il nostro edificio assorbendo la gran parte della forza sismica.

La irregolarità strutturale

- 1- Introduzione*
- 2- La normativa italiana*
- 3- Irregolarità in pianta*
- 4- Irregolarità in altezza*
- 5- Tamponature*
- 6- Coperture*
- 7- Solai*
- 8- Scale*
- 9- Pilastrini- Pareti- Nuclei*
- 10- Piano soffice - porticati*
- 11- Fondazioni*
- 12- Il calcolo e la modellazione di strutture regolari ed irregolari*
- 13- Conclusioni*
- 14- Appendice*



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Ci scusiamo per le eventuali imprecisioni e gli errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

La normativa Italiana negli anni 2000 introdusse per gli edifici dei criteri di regolarità strutturale da rispettare per il calcolo sotto azioni sismiche orizzontali per l'analisi statica lineare; è evidente che detti criteri vadano rispettati quando le forze sismiche in gioco sono elevate ovvero per edifici in cemento armato ed in muratura. Per altre tipologie di edifici come edifici in legno e in acciaio per i quali non si esegue un calcolo per azioni sismiche ma per azioni del vento parlare di regolarità strutturale è non appropriato. Il vento è un'azione applicata sulle pareti sopravvento e sottovento del nostro edificio che può provocare degli effetti torsionali se la distribuzione delle forze del vento non è uniforme, per le quali per edifici di modesta altezza si esegue un'analisi statica applicando direttamente la forza orizzontale sulla parete per cui si tiene implicitamente conto nel modello spaziale della non regolarità. Progettare una casa in legno rispettando le regole della normativa antisismica quando le forze orizzontali maggiori sono quelle del vento pregiudica la qualità architettonica del nostro edificio, il ricorso a forme quadrate o rettangolari che limitano la creatività del progettista, è inopportuno soprattutto quando la massa complessiva della nostra casa di legno, in acciaio in EPS armato è estremamente ridotta.

Per un edificio in muratura o in cemento armato avente 3-4 piani i criteri di regolarità vanno rispettati tassativamente, strutture regolari in pianta ed in altezza senza variazioni di rigidità consistente da un piano ad un altro; quella maggiore creatività riservata nel corso degli anni alle architetture in calcestruzzo deve essere limitata a vantaggio di architetture razionali e regolari in modo che si possa trovare il giusto compromesso tra progettazione architettonica e progettazione strutturale. Per villette in muratura semplice o armata ed in cemento armato ispirate alla bioedilizia aventi un solo piano si può chiaramente derogare ai principi della normativa sismica poiché i taglianti di piano sono ridotti. Le masse sismiche se si utilizzano coperture in legno sono anch'esse di modesta entità per cui gli elementi strutturali quali pareti in muratura pilastri e travi in cemento armato sono in grado di far fronte alle sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche. La regolarità strutturale condiziona notevolmente la progettazione architettonica per cui si possono avere edifici imponenti mastodontici regolari ma che hanno un aspetto sgradevole ed accentuano il danno ambientale soprattutto se sono realizzati con struttura in cemento armato. Diventa fondamentale la progettazione di edifici in cemento armato di 4-5 piani regolari che abbiano quei requisiti ambientali ed architettonici quella necessaria gradevolezza estetica che ne consente l'inserimento nell'ambiente urbano edificato o nell'ambiente naturale senza arrecare danni di impatto ambientale o architettonico.

Con le norme sismiche in vigore la progettazione architettonica di edifici in cemento armato o in muratura assume sempre maggiore importanza, e diventa fondamentale riuscire a progettare edifici gradevoli esteticamente regolari in pianta ed in elevazione ad alta duttilità: la regolarità strutturale si palesa come una grande limitazione alla creatività e alla progettazione architettonica degli edifici.

2- La normativa italiana

Riportiamo il par. 7.2.1 delle NTC 2018 per quanto concerne le costruzioni in zona sismica:

REGOLARITÀ

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

*Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è **regolare in pianta** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:*

a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;

b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;

c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

*Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è **regolare in altezza** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:*

d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;

e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;

f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

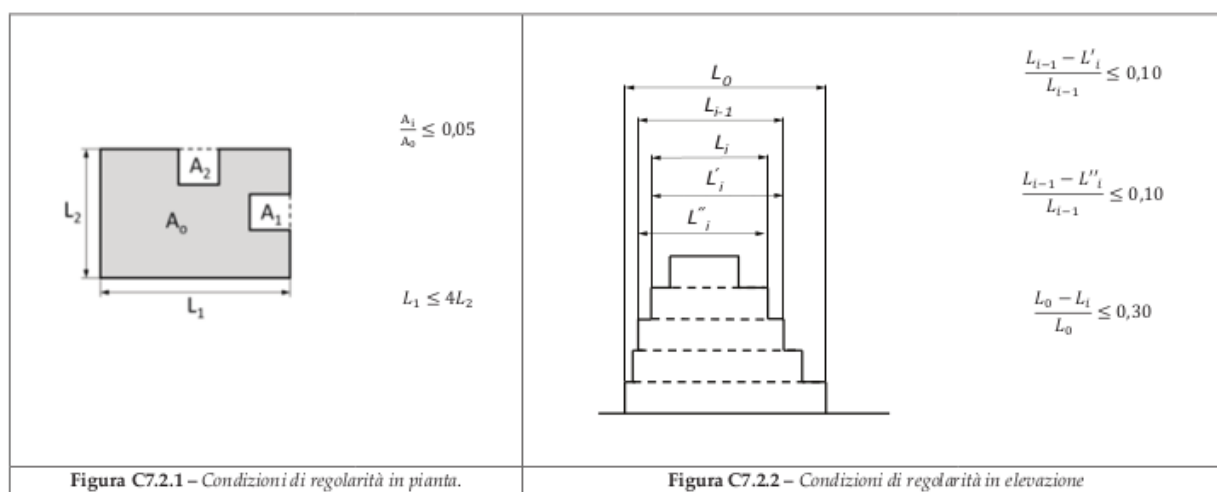
g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento. Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidità rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

Il paragrafo C7.2.1 della circolare alle NTC 2018 riporta

Regolarità

La regolarità strutturale è finalizzata a favorire anche in campo inelastico un comportamento della costruzione e delle sue membrature il più possibile uniforme e tale da evitare una concentrazione di sforzi.

In generale un edificio può considerarsi regolare in pianta ed in altezza quando il suo comportamento dinamico sia governato da modi di vibrare traslazionali lungo le direzioni principali (treni di telai) e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti lungo l'altezza variabili linearmente. Le condizioni di regolarità in piante ed in elevazione sono sintetizzate dalla seguente figura propria della normativa:



3-Irregolarità in pianta

La regolarità in pianta dipende sostanzialmente dalla forma del nostro edificio e consiste nel non avere effetti torsionali ovvero il baricentro delle masse coincide con il baricentro delle rigidezze, per cui non si hanno momenti torcenti che sollecitano il nostro impalcato. Chiaramente è funzione anche della distribuzione delle rigidezze quindi l'orientamento e le dimensioni dei pilastri la distribuzione delle tamponature la presenza di setti e nuclei irrigiditi. In questo paragrafo ci limitiamo a studiare la forma planimetrica ed i possibili criteri di intervento. E' importante valutare questi momenti torcenti poiché molto spesso per case ad un piano si rivelano insignificanti, in effetti la ripartizione dei tagli è facilmente sopportata dai pilastri e dai setti murari.

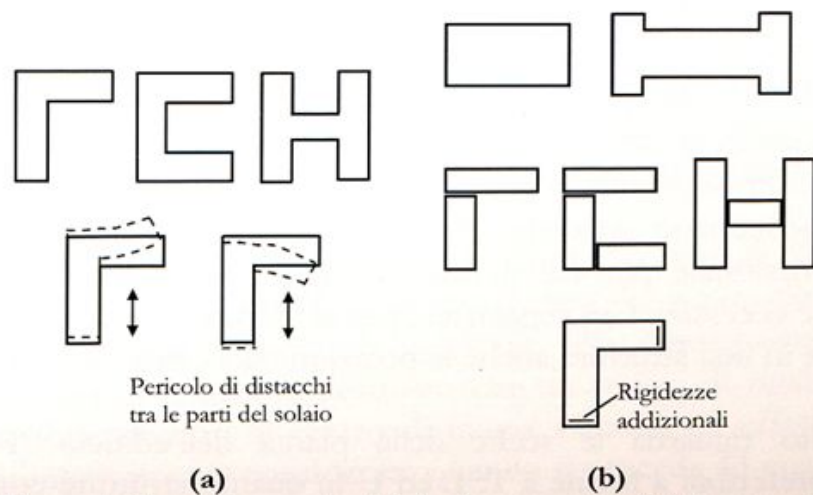


Fig. 4.12 Esempi di configurazioni (a) sfavorevoli e (b) favorevoli in pianta

La soluzione migliore è intervenire con dei giunti tecnici in modo da assemblare il nostro edificio irregolare mediante un insieme di strutture dalla pianta regolare per le quali ottenere ad ogni piano la coincidenza del baricentro delle masse con quello delle rigidezze è molto più facile. Per queste tipologie di edifici dalla pianta irregolare oltre la torsione si verificano problemi negli impalcati, poiché il modello di impalcato rigido utilizzato nei calcoli non rappresenta il reale comportamento della struttura, ovvero si hanno deformazioni dell'impalcato debole al quale non corrisponde la traslazione rigida della struttura.

Per quanto concerne le rientranze la normativa stabilisce che l'area della rientranza deve essere inferiore al 5% dell'area del nostro impalcato di solaio

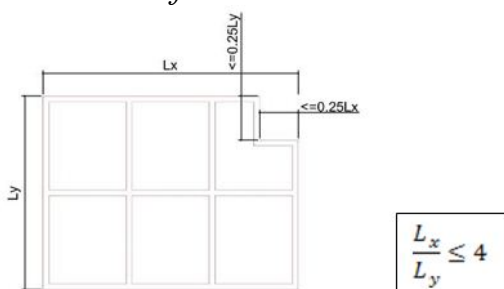
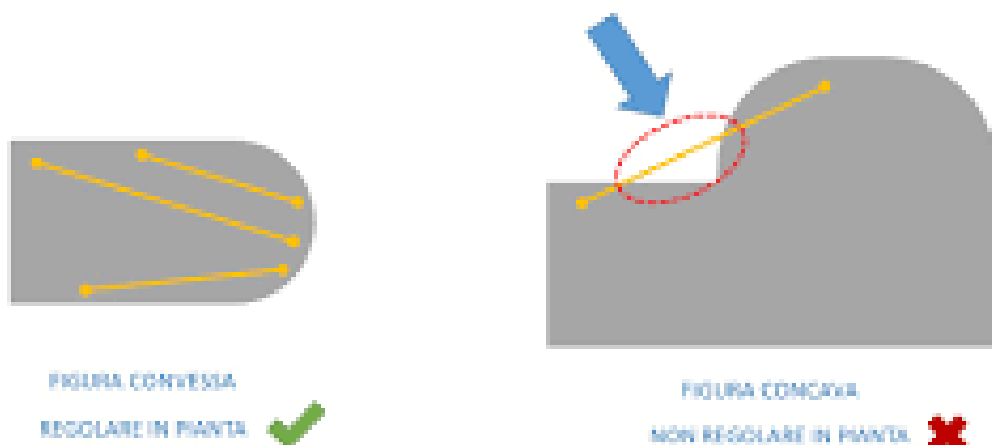


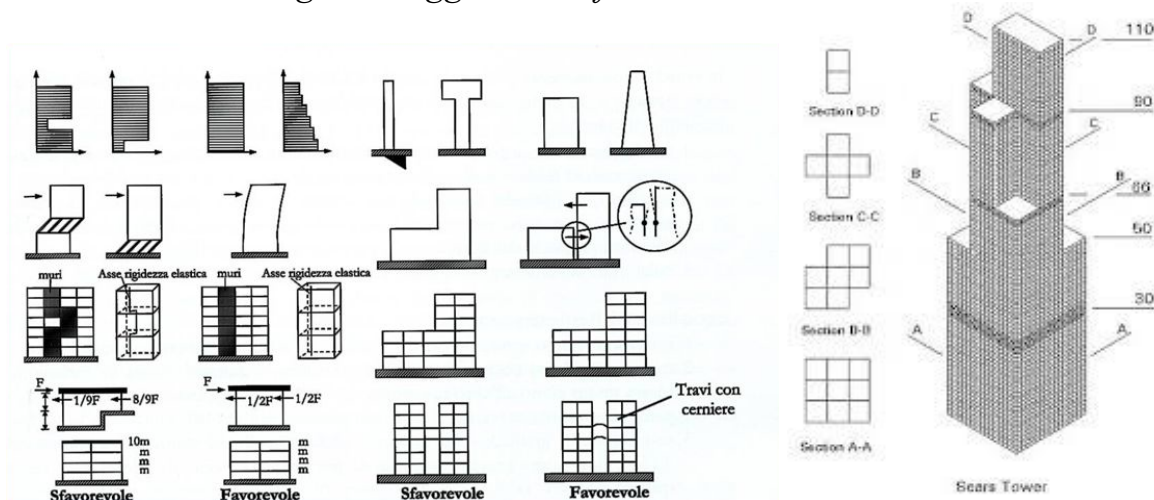
Figura 1 –Criteri di regolarità ai sensi di Norma [9], [11]

La normativa introduce il concetto che il contorno di ogni orizzontamento è convesso



4- Irregolarità in altezza

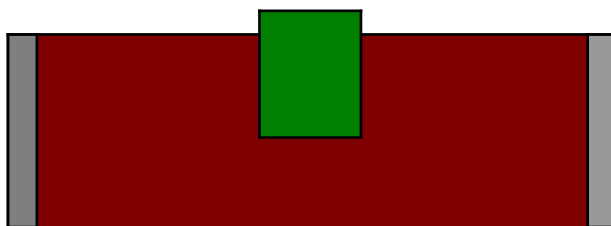
Un edificio è regolare in altezza quando non vi è variazione sostanziale della rigidità e della forma ad ogni piano ovvero i baricentri delle rigidità e delle masse sono allineati secondo 2 linee verticali e non si hanno momenti torcenti aggiuntivi; la forza sismica è applicata al baricentro di ciascun impalcato, il momento torcente è dato dal prodotto della forza per il braccio dove il braccio è la distanza del baricentro delle masse dal baricentro delle rigidità (centro di rotazione). Se i baricentri delle rigidità non sono allineati vanno considerati dei momenti aggiuntivi poiché il momento va sempre riferito all'impalcato j-mo: la normativa impone un coefficiente $K_r = 0,8$ ovvero vengono maggiorate le forze orizzontali sismiche del 20%.



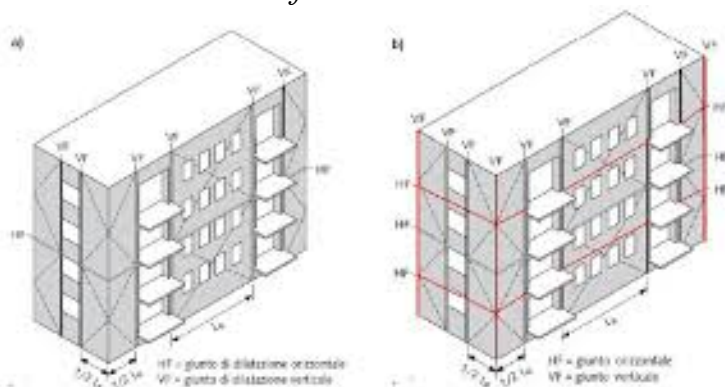
per tener conto della non regolarità in altezza. Nei calcoli si potrebbe tener conto di questa torsione aggiuntiva progettando le strutture in modo da resistere anche a questo tipo di sollecitazione considerando opportuni momenti di inerzia rotazionali

5-Tamponature

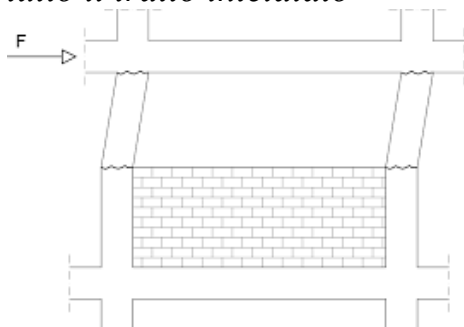
Le tamponature degli edifici di solito sono realizzate con doppia foderatura di laterizio ed hanno una buona rigidezza per cui va eseguito un doppio calcolo di struttura nuda e di struttura con tamponatura, in quanto si modifica la posizione del baricentro delle rigidezze e di conseguenza gli effetti torsionali. Alcune volte per edifici in linea al fine di irrigidire l'edificio e limitarne gli spostamenti conviene inserire delle testate realizzate con blocchi di cls aventi adeguata resistenza e rigidezza.



La presenza di negozi vetrine al piano terra con ampie aperture può alterare la distribuzione delle rigidezze in altezza,; la presenza di porticati la mancanza di simmetria nella distribuzione planimetrica dei tamponi genera irregolarità strutturale in pianta. Una corretta ed attenta progettazione architettonica deve fare in modo che le tamponature con le relative aperture siano simmetriche in pianta e costanti per tutta l'altezza del nostro edificio.



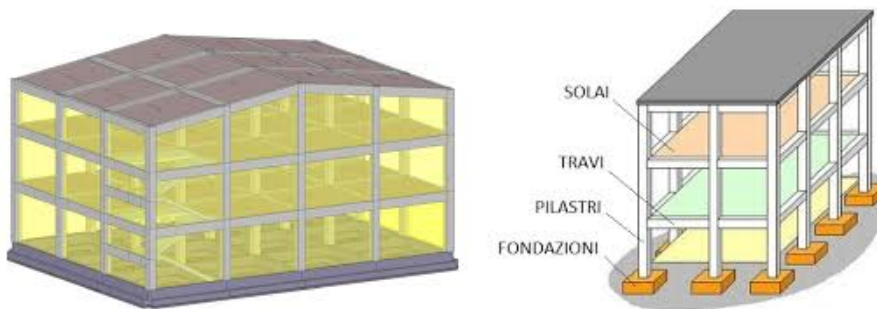
Al fine di evitare variazioni locali della rigidezza la tamponatura deve essere estesa a tutto il tratto intelaiato



Un provvedimento locale da prendere è quello dell'infittimento delle staffe nei pilastri, avendo cura di valutare il taglio trasmesso dal telaio tamponato ai pilastri.

6- Coperture

Qualsiasi tipologia di copertura che non sia piana in virtù della differente altezza dei pilastri genera irregolarità strutturale in altezza;



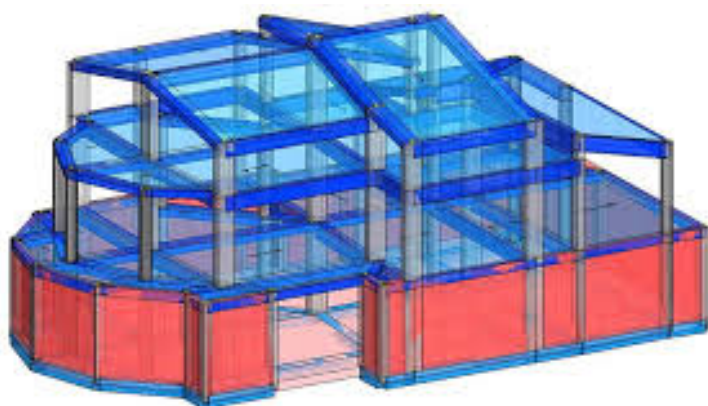
La maniera migliore per realizzare coperture regolari per sottotetti non abitabili o inesistenti è quella di realizzare una copertura in legno poggiata ed agganciata direttamente sull'ultimo solaio, in modo che i pilastri o i maschi murari abbiano tutti la stessa altezza pari a quella di interpiano. In questa maniera si può realizzare qualsiasi tipologia di copertura a padiglione senza modificare la distribuzione delle rigidezze.



Se il sottotetto è abitabile quindi la copertura in legno è in vista si possono interrompere i pilastri alla medesima quota in modo che non si abbia variazione di rigidezza in pianta e che la variazione di rigidezza in altezza sia poco significativa. Di solito le coperture di edifici in cemento armato con locali di sgombero presentano dei pilastri di bordo aventi altezza ridotta inferiore a 100 cm per cui il pilastro si comporta come un elemento tozzo avente elevata rigidezza

$$K = 3EI/h^3 \div 12EI/h^3 \quad \text{rigidezza flessionale}$$

$$K = GA/(\chi H) \quad \text{rigidezza tagliente}$$



ASSONOMETRIA NORD-EST

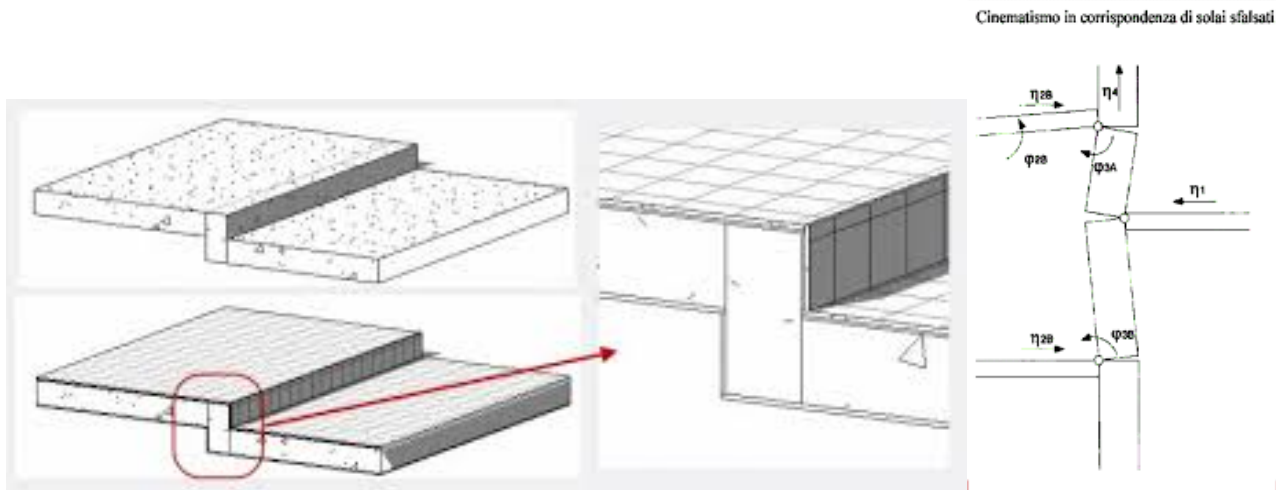


Le due figure riportano ulteriori esempi di coperture irregolari, si può praticamente affermare che qualunque tipologia di copertura determini irregolarità a meno che non sia a terrazzo, o in legno o acciaio poggiata direttamente sull'ultimo solaio.

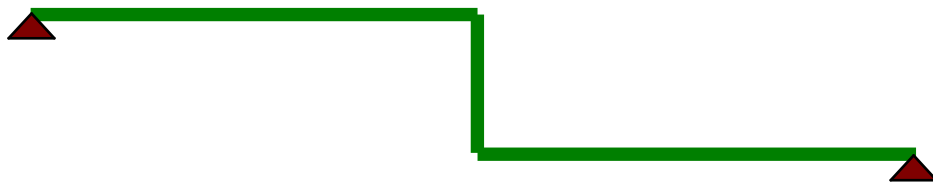
La irregolarità dei tetti è dovuta alla forma della copertura, solitamente per essa si considera un impalcato deformabile e quindi a possibili effetti torsionali dovuta ad irregolarità in altezza, come per i tetti sfalsati. Nelle varie modellazioni le azioni sismiche sono concentrate nei nodi per un impalcato deformabile si ipotizza che il comportamento del solaio sia a membrana e non di tipo geometrico per cui si hanno sempre degli effetti torsionali cosa che non succede per una copertura piana per tener conto dei quali si assume $K_r = 0,8$

7- Solai

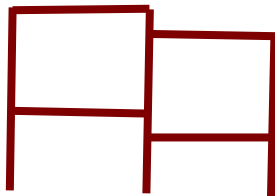
Il solaio oltre a sopportare i carichi verticali con un adeguata rigidezza flessionale ha una funzione fondamentale che è quella di ripartire le azioni sismiche tra i vari telai nella ipotesi di impalcato rigido con adeguata rigidezza estensionale; nella progettazione corrente non vengono disposti solai a quote differenti però può succedere che in antichi edifici troviamo lo stesso impalcato a quote differenti o che in un edificio in cemento armato si debbano avere dei solai sfalsati.



La progettazione di un solaio sfalsato in zona a bassa sismicità o non sismica è molto semplice, si può considerare il seguente schema statico, con le condizioni di semincastro



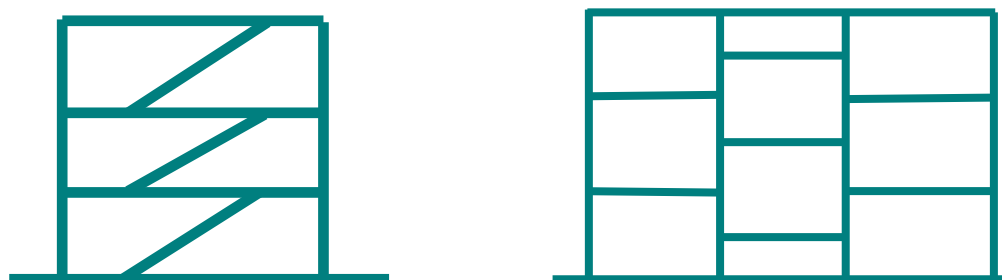
in zona sismica l'impalcato deve possedere adeguata rigidezza assiale per cui se sfalsato nella parte verticali si presentano delle problematiche torsionali per la ripartizione delle azioni sismiche. Volendo valutare la rigidezza del nostro impalcato se il moto oscillatorio della struttura è in opposizione di fase l'elemento centrale verticale rischia di rompersi per effetto della torsione per cui va accuratamente dimensionato e deve essere estremamente rigido. E' evidente che una corretta progettazione strutturale non prevede la realizzazione di solai a quote differenti, inoltre i telai presentano delle irregolarità



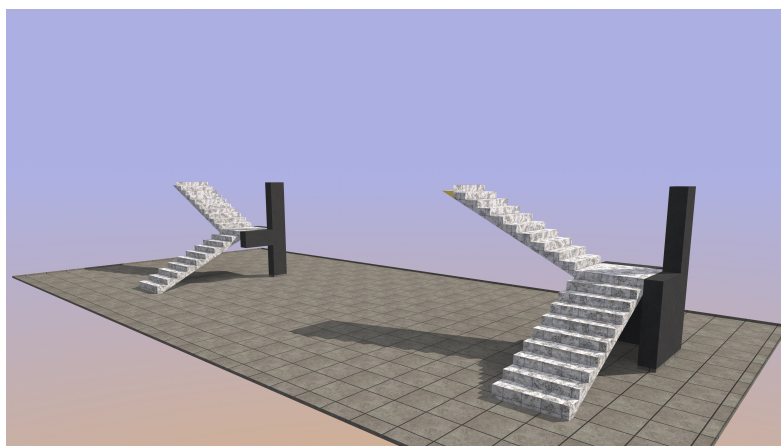
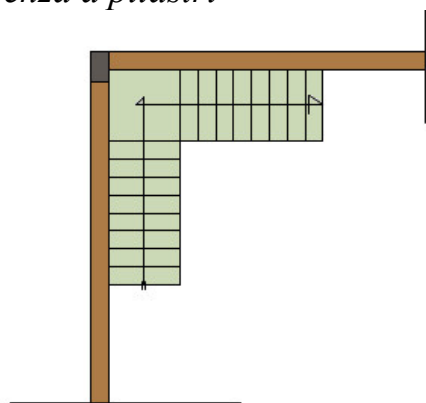
che vanno evitate non consentita dalle stesse NTC a meno che il pilastro centrale non sia adeguatamente irrigidito e staffato. Negli edifici in muratura come evidenziato dalla figura il solaio sfalsato genera un cinematismo abbastanza pericoloso.

8- Scale

Le tipologie di scala più comune sono a soletta rampante e a trave a ginocchio le quali modificano la rigidezza complessiva del nostro edificio introducendo delle irregolarità strutturali, nei telai

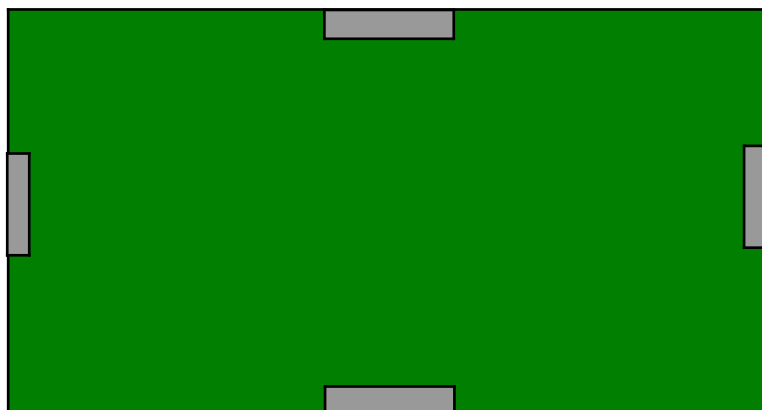


delle quali bisogna tenerne conto in sede di progettazione strutturale. Altre tipologie di scale a aperte i nuclei irrigidenti oggetto di un prossimo paragrafo introducono ulteriori irregolarità basti pensare a rampe di scale poggiate su pareti in cls in adiacenza a pilastri

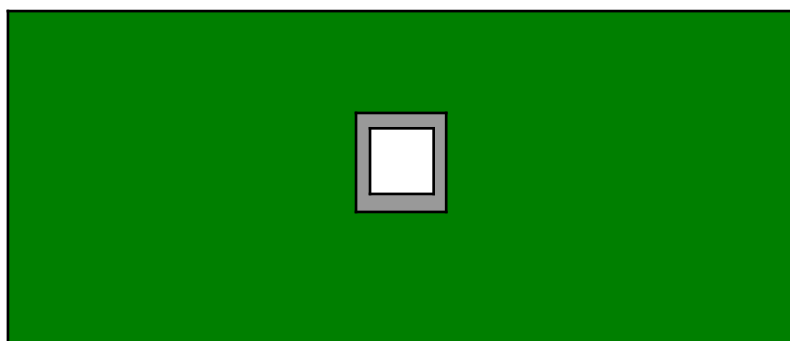
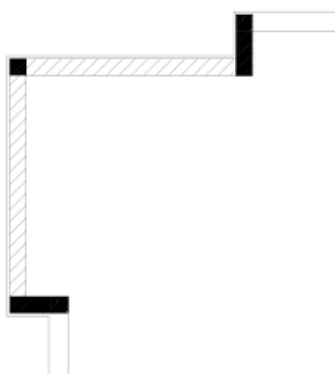


la paretina in cls irrigidisce notevolmente il pilastro per cui il taglio assorbito derivante dall'azione sismica se non vi sono setti irrigidenti in carpenteria è elevato ed il pilastro in corrispondenza della discontinuità del pianerottolo rischia di rompersi. La soluzione migliore è realizzare delle travi a sbalzo che non modificano la rigidezza del pilastro e non alterano la ripartizione delle azioni orizzontali tra i singoli pilastri

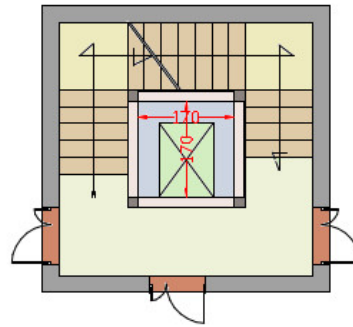
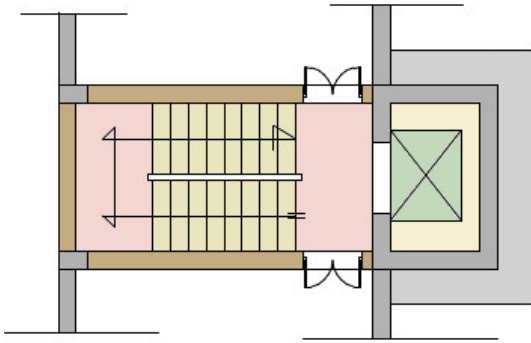
9- Pilastri- Pareti- Nuclei



Negli edifici in cemento armato di 3-4 piani per non avere delle dimensioni eccessive dei pilastri si inseriscono dei setti, pareti irrigidentanti i quali assorbono gran parte della forza sismica; è chiaro che tali setti devono essere disposti simmetricamente in modo da non avere degli effetti torsionali non creare della irregolarità. Il problema fondamentale per queste strutture è un effetto locale nell'impalcato, poiché concentrandosi in essi la forza orizzontale si hanno dei picchi di tensione negli impalcati con conseguente rottura degli stessi. E' buona norma realizzare accanto al setto irrigidente ad ogni impalcato una fascia piena di solaio che interessi almeno 2 pignatte con della armatura di rinforzo in modo da assorbire queste tensioni elevate. Analoghi problemi si verificano per gli innesti a baionetta ed in nuclei irrigidentanti;

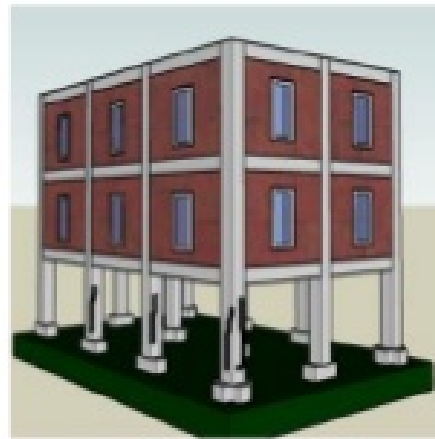
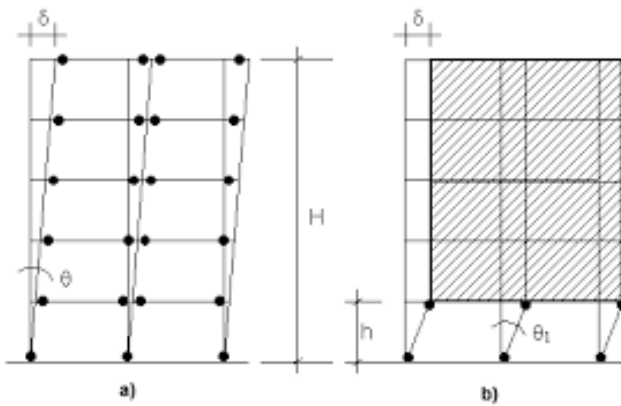


Al solito per evitare irregolarità in pianta il nucleo irrigidente va sempre inserito in una posizione baricentrica, mai agli angoli del nostro edificio per problematiche dovute a picchi di tensione ovvero un eccessivo stato di sollecitazione che porta alla rottura dell'impalcato. E' preferibile per scale a tre rampe proprio per consentire la trasmissione degli sforzi dal nucleo all'impalcato realizzare il nucleo irrigidente sul vano scala e non sul vano ascensore come indicato nelle figure seguenti con una fascia piena di solaio di circa 70-80 cm opportunamente armata con ferri longitudinali e staffe

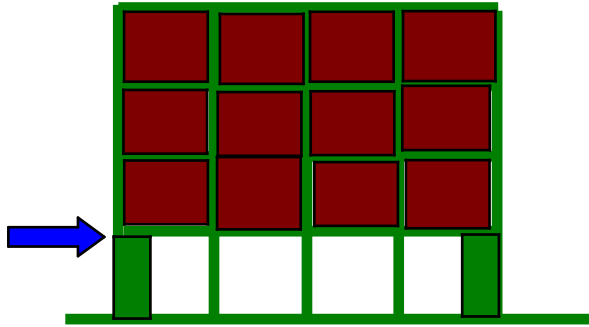


10-Piano soffice - porticati

Collasso di un piano debole



Il piano soffice o debole si palesa alla base del nostro edificio quando esso è su pilotis e la parte soprastante è tamponata ed è molto rigida oppure in presenza di un porticato; rispettando il criterio della gerarchia delle resistenze il meccanismo di crollo della nostra struttura deve essere quello indicato in fig.a) con formazione di cerniere in tutte le travi e con cerniera alla base delle mensole senza alcun meccanismo di piano. Per far fronte a questi meccanismi in presenza di porticati si possono inserire delle testate rigide che assorbono completamente l'azione sismica ed eliminano per ragioni di ripartizione delle rigidità il taglio sui pilastri che favorisce tramite la flessione la formazione della cerniera plastica.



Se effettuiamo la ripartizione del tagliante di piano alla base si vede che ai pilastri spetta un'aliquota ridotta dell'azione sismica per cui sono sollecitati esclusivamente da sforzo normale a compressione; La variazione di rigidezza in altezza è contenuta per la presenza dei tompani, l'ideale sarebbe progettare le pareti in modo che non si abbiano variazioni di rigidezza ovvero il telaio tompanato ha la medesima rigidezza del telaio alla base. In una modellazione shear-type lo spostamento di inter-piano

$$\delta = \sum F_p \cdot L^3 / (12EI) + \sum F_m / (12EI/L^3 + GA/(\chi \cdot L))$$

$$K_1 = \sum 12EI/L^3 + \sum 1 / (12EI/L^3 + GA/(\chi \cdot L))$$

F_p forza spettante al pilastro

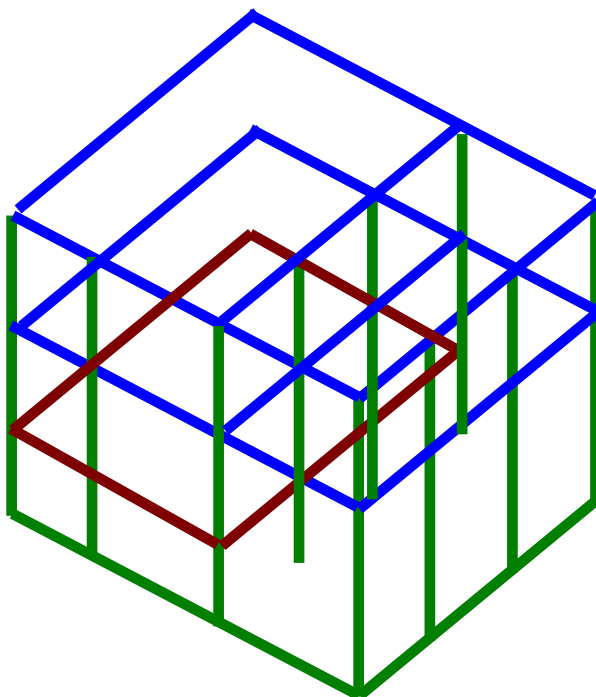
F_m forza spettante ai pannelli di tamponatura

F_s forza setti

$$\delta = \sum F_p \cdot L^3 / (12EI) + \sum F_s / (12EI/L^3 + GA/(\chi \cdot L))$$

$$K_2 = \sum 12EI/L^3 + \sum 1 / (12EI/L^3 + GA/(\chi \cdot L))$$

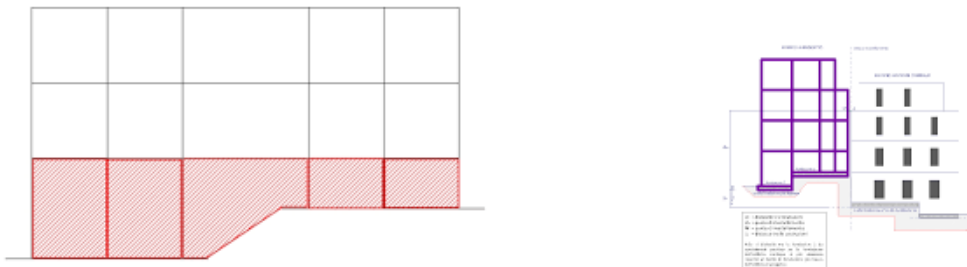
eguagliando le due rigidezze è possibile risalire alle dimensioni dei setti irrigidenti alla base. Una ulteriore irregolarità che si può avere nei porticati è la seguente



Con l'impalcato del primo piano che non si estende su tutta la superficie del nostro edificio ma è arretrato rispetto ai solai dei piani superiori; questa irregolarità è da evitare si palesa come irregolarità in altezza poiché determina un disallineamento dei baricentri delle rigidezze e delle masse lungo la verticale, se ne può tener conto maggiorando secondo la normativa le azioni sismiche del 20% $KR = 0,8$. Il problema fondamentale è la flessione nei pilastri alti 6 metri per i quali va eseguita una verifica di instabilità a pressoflessione, per altezze pari a 4 metri tale verifica può essere omessa.

11-Fondazioni

Le fondazioni sfalsate nei nuovi edifici in cemento armato e negli edifici in muratura esistenti rappresentano una irregolarità contemplata dalle NTC della quale se ne può tener conto se consideriamo l'interazione dinamica terreno struttura.



Alcune volte l'irregolarità è benefica e dipende dai parametri meccanici del terreno ovvero se si muove di più o di meno della struttura; nell'edificio in figura possiamo schematizzare il terreno con delle molle alla Winkler valutando gli spostamenti del nostro edificio considerando un blocco rigido individuando il centro di rotazione imponendo l'equilibrio rotazionale i cui spostamenti vanno aggiunti alla deformata elastica della sovrastruttura. Tramite un software di calcolo si può modellare il terreno agli elementi finiti con la relativa sovrastruttura eseguendo l'analisi dinamica discretizzando il terreno e valutando la risposta del nostro edificio. Ad un esame visivo del telaio in figura si vede che per azioni sismiche statiche dirette da sinistra verso destra se il terreno si muove meno del nostro edificio riduce gli spostamenti orizzontali della struttura, se subisce maggiori deformazioni il terreno va trascurato nel calcolo. Questa tipologia di fondazione nel corso degli anni è stata realizzata creando delle pareti rigide per tutta l'altezza del piano seminterrato in modo da avere una scatola rigida su cui poggiare la nostra struttura

Le NTC per quanto concerne le fondazioni da le seguenti indicazioni:

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del conte-

nuto d'acqua. In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

La circolare alle NTC del 2018 al punto C.6.4.2 afferma che è opportuno che i piani di posa delle fondazioni siano poste tutte alla stessa quota; ove ciò non sia possibile le fondazioni adiacenti appartenenti o non ad un unico manufatto dovranno essere verificate tenendo conto della reciproca influenza e della configurazione dei piani di posa.

12- Il calcolo e la modellazione di strutture regolari ed irregolari



Il calcolo di un edificio regolare in pianta ed altezza simmetrico sia nella distribuzione delle rigidezze che nella posizione delle masse per il quale il baricentro delle rigidezze coincide con il baricentro delle masse e sono allineati secondo un asse verticale, il calcolo può essere eseguito individuando 2 treni di telai nelle due direzioni ortogonali X ed Y per i quali eseguire l'analisi dinamica nella ipotesi di impalcato rigido e di massa concentrata a livello dei solai. Le equazioni del moto dinamico sono arcinote per questa struttura può essere eseguita una analisi statica lineare poiché gli spostamenti ad ogni piano variano linearmente secondo l'altezza; le forze statiche da applicare

$$F_i = F_H * Z_i * W_i / (\sum Z_j * W_j)$$

$$F_H = S_d(T_1) * W * \lambda / g$$

$$T_1 = 2 * \sqrt{d}$$

le quote Z sono riferite al piano di fondazione;

d spostamento dell'ultimo impalcato per questa distribuzione di forze, ci si mette nel tratto orizzontale dello spettro di risposta

$$\lambda = 1; \lambda = 0,85 \text{ se } T_1 < 2 * T_c$$

Le norme impongono una torsione aggiuntiva consistente in uno spostamento del baricentro delle rigidezze pari al 5% delle dimensioni del nostro edificio nelle due direzioni ; si esegue quindi una ripartizione dei tagli derivanti dalla torsione ad ogni piano .

Per edifici irregolari in pianta è obbligatoria l'analisi dinamica che introduce il momento di inerzia rotazionale dell'impalcato nella ipotesi che i baricentri delle rigidezze ed i baricentri delle masse siano allineati lungo degli assi verticali; per un edificio a tre piani in una modellazione Shear-Type il moto è definito dalle seguenti equazioni (trascurando gli effetti viscosi al sole fine di trovare le forze statiche e di i momenti da applicare per ciascuna forma modale)

$$\begin{aligned} M_1 * X_1'' + K_{11} * X_1 + K_{12} * X_2 + K_{13} * X_3 &= M_1 * Sd(T_1) \\ M_2 * X_2'' + K_{21} * X_1 + K_{22} * X_2 + K_{23} * X_3 &= M_2 * Sd(T_2) \\ M_3 * X_3'' + K_{31} * X_1 + K_{32} * X_2 + K_{33} * X_3 &= M_3 * Sd(T_3) \end{aligned}$$

rigidezze in direzione X

$$\begin{aligned} M_1 * Y_1'' + K_{11} * Y_1 + K_{12} * Y_2 + K_{13} * Y_3 &= M_1 * Sd(T_1) \\ M_2 * Y_2'' + K_{21} * Y_1 + K_{22} * Y_2 + K_{23} * Y_3 &= M_2 * Sd(T_2) \\ M_3 * Y_3'' + K_{31} * Y_1 + K_{32} * Y_2 + K_{33} * Y_3 &= M_3 * Sd(T_3) \end{aligned}$$

rigidezze in direzione Y

$$\begin{aligned} I_1 * \vartheta_1'' + K_{11} * \vartheta_1 + K_{12} * \vartheta_2 + K_{13} * \vartheta_3 &= S_1 * Sd(T_1) \\ I_2 * \vartheta_2'' + K_{21} * \vartheta_1 + K_{22} * \vartheta_2 + K_{23} * \vartheta_3 &= S_2 * Sd(T_2) \\ I_3 * \vartheta_3'' + K_{31} * \vartheta_1 + K_{32} * \vartheta_2 + K_{33} * \vartheta_3 &= S_3 * Sd(T_3) \end{aligned}$$

rigidezze rotazionali

I momento di inerzia polare della massa sull'impalcato rispetto al baricentro delle rigidezze

S momento statico della massa rispetto a Gr baricentro rigidezze

Asse di rotazione verticale passante per il baricentro delle rigidezze di ogni impalcato .

Per edifici irregolari in altezza le NTC impongono una maggiorazione delle azioni sismiche del 20% considerando un coefficiente $KR = 0,8$; in realtà si può tenere conto di queste irregolarità nei calcoli introducendo ulteriori momenti di inerzia rotazionali tra un piano e l'altro per i quali si rimanda all'appendice di questi appunti.

13-Conclusioni

La regolarità strutturale rappresenta una notevole limitazione alla progettazione architettonica alla creatività imponendo la corrente architettonica razionalista Le Corbusier a svantaggio di quella organica Wright ; si possono progettare degli edifici regolari anche gradevoli esteticamente che hanno una connotazione ambientale derivante da fonti di energia rinnovabili, dalla presenza di serre bioclimatiche , i cosiddetti “ecomostri” (che tutti vorrebbero demolire perché antiquati risalenti agli anni 50)edifici in cemento armato a 5-6 piani ricchi di vegetazione che si integrano perfettamente nel contesto architettonico e migliorano la qualità urbana. Edifici regolari con 6 impalcati tetto a terrazza con impianto fotovoltaico ad energia zero provvisti di nucleo scala centrale irrigidente, ampie vetrate sulle pareti derivanti dalle serre bioclimatiche, edifici gradevoli esteticamente . La bioedilizia di solito riguarda case ad uno o due piani per le quali gli effetti torsionali derivanti da una irregolarità in pianta o in altezza sono trascurabili se poi realizzate in legno in acciaio in eps armato l'azione principale è quella del vento per cui possono avere anche una forma non regolare. Questi appunti non rappresentano un'istigazione alla violazione delle norme ma vogliono rappresentare uno stimolo al miglioramento della qualità architettonica degli edifici nel pieno rispetto delle NTC, in modo che si possano avere degli edifici antisismici necessari per la incolumità delle persone gradevoli esteticamente.

In questo contesto sarebbe auspicabile una riforma degli ordini professionali e dei corsi di laurea con separazione netta delle competenze con tre ordini professionali

Architetti (designer, arredatori, sceneggiatori, restauratori ect)

Architetti- Ingegneri (ingegneri civili ed architetti che si occupano delle costruzioni civili con competenze architettoniche urbanistiche, ambientali , strutturali, sicurezza dei cantieri edili geotecniche, con limitate competenze impiantistiche)

Ingegneri(tutti gli altri settori della ingegneria)

L'istituzione di un corso di laurea in ingegneria edile -architettura (già esiste) con un numero di esami anche maggiore che sia in grado di fornire adeguate competenze nel settore architettonico urbanistico strutturale ambientale per la costruzione civile , in modo che un ingegnere che si trovi a progettare un ponte un diga un edificio a molti piani non crei del danno derivante da impatto ambientale ed urbano o un architetto per questioni di creatività non violi la normativa sismica .

Appendice :Le oscillazioni libere in un edificio irregolare in altezza

Consideriamo una struttura irregolare in pianta ed in altezza, i centri di rotazione come i corrispondenti baricentri delle masse non sono allineati sulla stessa verticale; ciascun impalcato ruota rispetto al proprio centro di rotazione con un preciso asse di rotazione verticale rispetto al quale calcoliamo i momenti di inerzia rotazionali. Nella prassi comune si fa riferimento al baricentro delle masse per il calcolo della inerzia rotazionale anche in questa situazione ci si può riferire al centro di massa di ogni piano , non geometrico che tenga conto anche della massa dei pilastri o pareti.

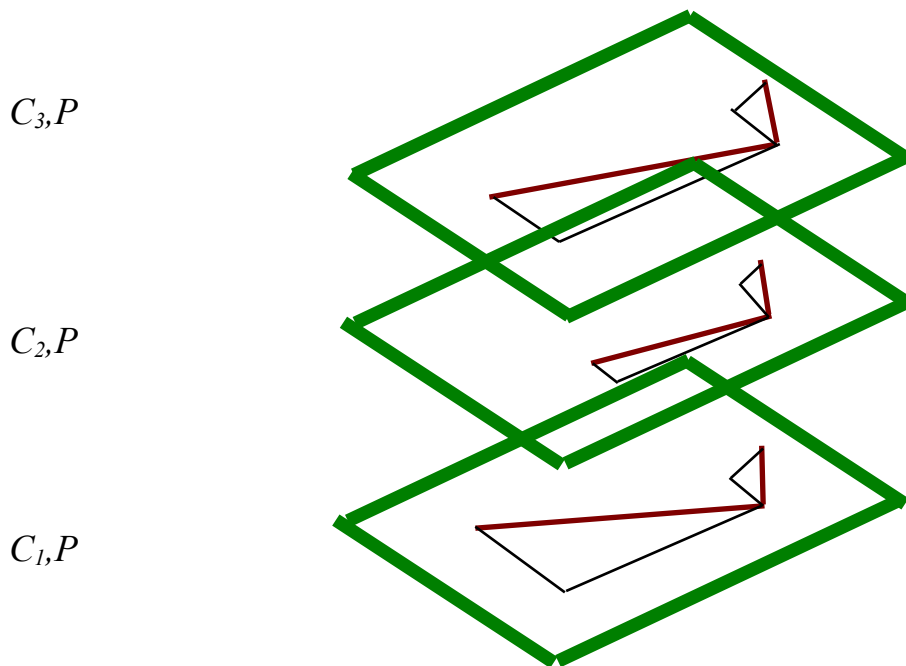
Se i baricentri delle masse o rigidezze non sono allineati, il primo impalcato ruota di un angolo ϑ_1 con accelerazione angolare ϑ''_1 , quindi anche i piani superiori il secondo e terzo impalcato ruotano rigidamente di un angolo ϑ_1 , con conseguente accelerazione rotazionale inerziale. Analogamente al piano superiore , quando ruota di un angolo ϑ_2 con la relativa accelerazione rotazionale ϑ''_2 il terzo impalcato avrà una inerzia rotazionale conseguente alle rotazioni del primo e secondo impalcato.

Le rotazioni di ciascun piano

$$\Theta_A = \vartheta_1 + \vartheta_2 + \vartheta_3 \quad \text{rotazione del terzo impalcato}$$

$$\Theta_B = \vartheta_1 + \vartheta_2 \quad \text{rotazione del secondo impalcato}$$

$$\Theta_C = \vartheta_1 \quad \text{rotazione del primo impalcato}$$



Gli spostamenti U e V del punto P al piano l

$$U_1 = d_{YP1} \cdot \ddot{\vartheta}_1 ; \quad V_1 = d_{XP1} \cdot \ddot{\vartheta}_1$$

Al secondo impalcato gli spostamenti U e V del punto P sono la somma di quelli al primo impalcato conseguenti a $\ddot{\vartheta}_1$ e al secondo impalcato dovuti a $\ddot{\vartheta}_2$

$$U_2 = d_{YP1} \cdot \ddot{\vartheta}_1 + d_{YP2} \cdot \ddot{\vartheta}_2 ; \quad V_2 = d_{XP1} \cdot \ddot{\vartheta}_1 + d_{XP2} \cdot \ddot{\vartheta}_2$$

Al terzo impalcato gli spostamenti U e V del punto P

$$U_3 = d_{YP1} \cdot \ddot{\vartheta}_1 + d_{YP2} \cdot \ddot{\vartheta}_2 + d_{YP3} \cdot \ddot{\vartheta}_3 \quad V_3 = d_{XP1} \cdot \ddot{\vartheta}_1 + d_{XP2} \cdot \ddot{\vartheta}_2 + d_{XP3} \cdot \ddot{\vartheta}_3$$

Gli assi di rotazione verticale sono differenti per ogni impalcato , indichiamo con

I_{31} momento polare della massa del terzo impalcato rispetto al centro C_1

I_{32} momento polare della massa del terzo impalcato rispetto al centro C_2

I_{33} momento polare della massa del terzo impalcato rispetto al centro C_3

Il corrispondente momento di inerzia rotazionale al terzo impalcato

$$I_{31} \cdot \ddot{\vartheta}_1 / dt^2 + I_{32} \cdot \ddot{\vartheta}_2 / dt^2 + I_{33} \cdot \ddot{\vartheta}_3 / dt^2$$

Quando i centri sono allineati i tre momenti polari coincidono, l'accelerazione angolare

$$\ddot{\vartheta}_A / dt^2 = \ddot{\vartheta}_1 / dt^2 + \ddot{\vartheta}_2 / dt^2 + \ddot{\vartheta}_3 / dt^2$$

il momento di inerzia rotazionale $I_3 \cdot \ddot{\vartheta}_A / dt^2$

per il secondo e primo impalcato

$$I_{21} \cdot \ddot{\vartheta}_1 / dt^2 + I_{22} \cdot \ddot{\vartheta}_2 / dt^2$$

$$I_{11} \cdot \ddot{\vartheta}_1 / dt^2$$

Con I_{21} momento di inerzia polare della massa del secondo impalcato rispetto a C_1

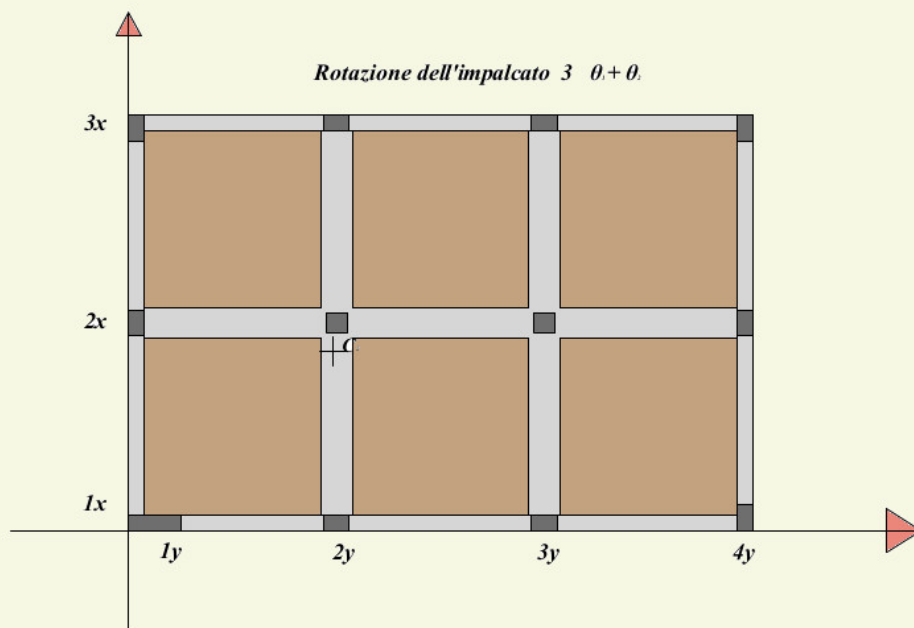
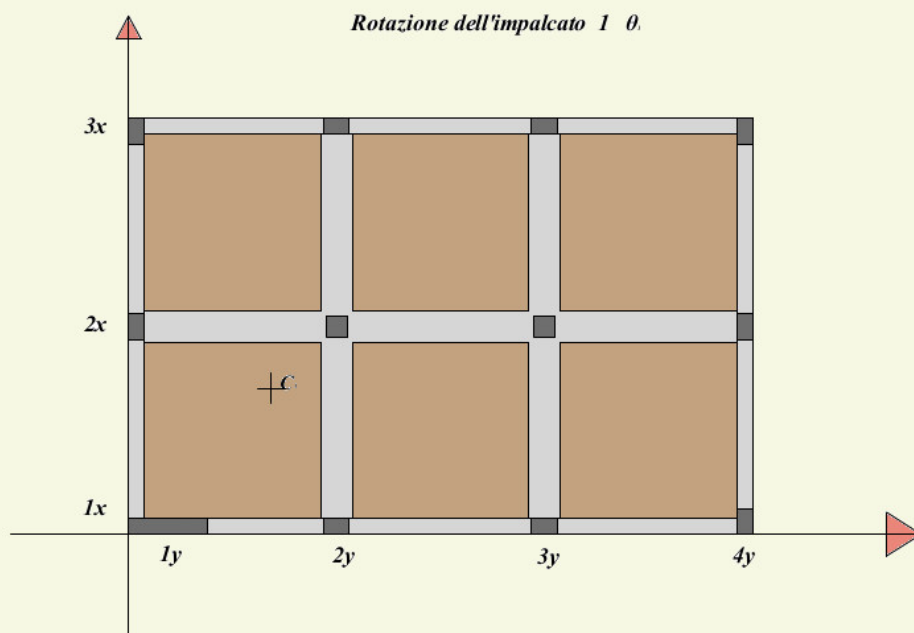
I_{22} momento di inerzia polare della massa del secondo impalcato rispetto a C_2

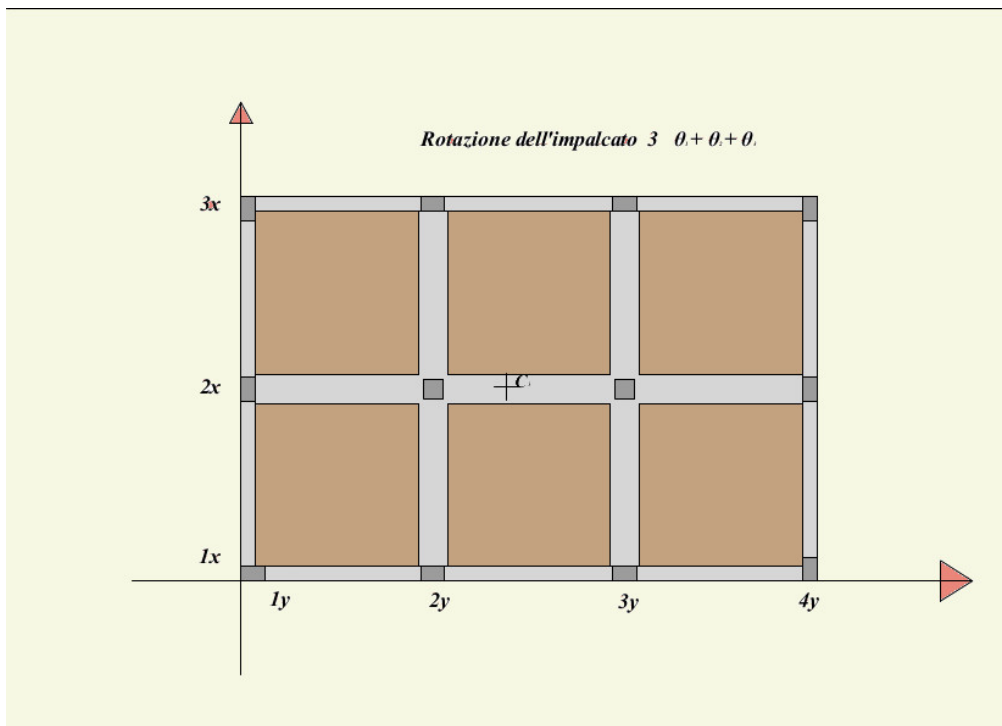
I_{21} momento di inerzia polare della massa del secondo impalcato rispetto a C_1

I_{11} momento di inerzia polare della massa del primo impalcato rispetto a C_1

Nel calcolo dei momenti di inerzia polare si considera l'intersezione dell'asse di rotazione con l'impalcato di riferimento.

Consideriamo la seguente struttura a tre impalcati:





Dall'equilibrio alla rotazione dei tre impalcati discendono le tre equazioni differenziali :

lo spostamento del telaio 1y, prodotto dell'ascissa o differenza di ascissa per la rotazione ϑ_1

$$(X_1 - X_{CI}) * \vartheta_1$$

La forza orizzontale assorbita dal telaio, indicando con K_{1Y} la sua rigidezza traslante al piano in esame

$$K_{11Y} * (X_1 - X_{CI}) * \vartheta_1$$

Il momento rispetto al centro di rotazione

$$K_{11Y} * (X_1 - X_{CI})^2 * \vartheta_1$$

Per gli altri 3 telai in direzione y

$$K_{112Y} * (X_2 - X_{CI})^2 * \vartheta_1$$

$$K_{113Y} * (X_3 - X_{CI})^2 * \vartheta_1$$

$$K_{114Y} * (X_4 - X_{CI})^2 * \vartheta_1$$

I pedici nel termine K_{ijkY} indicano rispettivamente $K = \text{numero del telaio}$

I, j sono rispettivamente i pedici relativi alla rigidità traslante

Per i tre telai in direzione X

$$K_{111X} * (Y_1 - Y_{Cl})^2 * g_1 \quad K_{113X} * (Y_3 - Y_{Cl})^2 * g_1$$

$$K_{112X} * (Y_2 - Y_{Cl})^2 * g_1$$

Questi sono i momenti derivanti dalle sollecitazioni taglienti nella parte inferiore dell'impalcato;

L'equazione che esprime l'equilibrio rotazionale del primo impalcato :

$$\begin{aligned} I_{11} * d^2 g_1 / dt^2 + K_{111Y} * (X_1 - X_{Cl})^2 * g_1 + K_{112Y} * (X_2 - X_{Cl})^2 * g_1 + K_{113Y} * (X_3 - X_{Cl})^2 * g_1 \\ + K_{114Y} * (X_4 - X_{Cl})^2 * g_1 + K_{111X} * (Y_1 - Y_{Cl})^2 * g_1 + K_{112X} * (Y_2 - Y_{Cl})^2 * g_1 \\ + K_{113X} * (Y_3 - Y_{Cl})^2 * g_1 = 0 \end{aligned}$$

Lo spostamento del secondo impalcato :

$$U_2 = d_{YP1} * g_1 + d_{YP2} * g_2; \quad V_2 = d_{XP1} * g_1 + d_{XP2} * g_2$$

L'equazione che esprime l'equilibrio rotazionale del secondo impalcato :

$$\begin{aligned} I_{11} * d^2 g_1 / dt^2 + K_{111Y} * (X_1 - X_{Cl})^2 * g_1 + K_{112Y} * (X_2 - X_{Cl})^2 * g_1 + K_{113Y} * (X_3 - X_{Cl})^2 * g_1 + \\ K_{114Y} * (X_4 - X_{Cl})^2 * g_1 + K_{111X} * (Y_1 - Y_{Cl})^2 * g_1 + K_{112X} * (Y_2 - Y_{Cl})^2 * g_1 + K_{113X} * (Y_3 - \\ Y_{Cl})^2 * g_1 + I_{12} * d^2 g_2 / dt^2 + K_{111Y} * (X_1 - X_{C2})^2 * g_2 + K_{112Y} * (X_2 - X_{C2})^2 * g_2 + K_{113Y} * (X_3 - \\ X_{C2})^2 * g_2 + K_{114Y} * (X_4 - X_{C2})^2 * g_2 + K_{111X} * (Y_1 - Y_{C2})^2 * g_2 + K_{112X} * (Y_2 - Y_{C2})^2 * g_2 + \\ K_{113X} * (Y_3 - Y_{C2})^2 * g_2 = 0 \end{aligned}$$

Lo spostamento del terzo impalcato :

$$U_3 = d_{YP1} * g_1 + d_{YP2} * g_2 + d_{YP3} * g_3 \quad V_3 = d_{XP1} * g_1 + d_{XP2} * g_2 + d_{XP3} * g_3$$

$$\begin{aligned} & I_{11} * d^2 g_1 / dt^2 + K_{111Y} * (X_1 - X_{C1})^2 * g_1 + K_{112Y} * (X_2 - X_{C1})^2 * g_1 + K_{113Y} * (X_3 - X_{C1})^2 * g_1 + \\ & K_{114Y} * (X_4 - X_{C1})^2 * g_1 + K_{111X} * (Y_1 - Y_{C1})^2 * g_1 + K_{112X} * (Y_2 - Y_{C1})^2 * g_1 + K_{113X} * (Y_3 - \\ & Y_{C1})^2 * g_1 + I_{12} * d^2 g_2 / dt^2 + K_{111Y} * (X_1 - X_{C2})^2 * g_2 + K_{112Y} * (X_2 - X_{C2})^2 * g_2 + K_{113Y} * (X_3 - \\ & X_{C2})^2 * g_2 + K_{114Y} * (X_4 - X_{C2})^2 * g_2 + K_{111X} * (Y_1 - Y_{C2})^2 * g_2 + K_{112X} * (Y_2 - Y_{C2})^2 * g_2 + \\ & K_{113X} * (Y_3 - Y_{C2})^2 * g_2 + I_{13} * d^2 g_3 / dt^2 + K_{111Y} * (X_1 - X_{C3})^2 * g_3 + K_{112Y} * (X_2 - X_{C3})^2 * g_3 + \\ & K_{113Y} * (X_3 - X_{C3})^2 * g_3 + K_{114Y} * (X_4 - X_{C3})^2 * g_3 + K_{111X} * (Y_1 - Y_{C3})^2 * g_3 + K_{112X} * (Y_2 - \\ & Y_{C3})^2 * g_3 + K_{113X} * (Y_3 - Y_{C3})^2 * g_3 = 0 \end{aligned}$$

*Eguagliando a zero il determinante della matrice associata al sistema si ricavano le pulsazioni i periodi e le tre forme modali rotazionali per l'edificio irregolare.
Volendo completare il sistema al secondo membro*

$$M_1 * S_{11} * S_d(T)$$

$$M_2 * (S_{21} + S_{22}) * S_d(T)$$

$$M_3 * (S_{31} + S_{32} + S_{33}) * S_d(T)$$

S₁ momento statico della massa M₁ rispetto a C₁

(S₂₁ + S₂₂) momento statico della massa M₂ rispetto a C₁ e a C₂

(S₃₁ + S₃₂ + S₃₃) momento statico della massa M₂ rispetto a C₁, C₂, C₃

Antiribaltamento tamponature

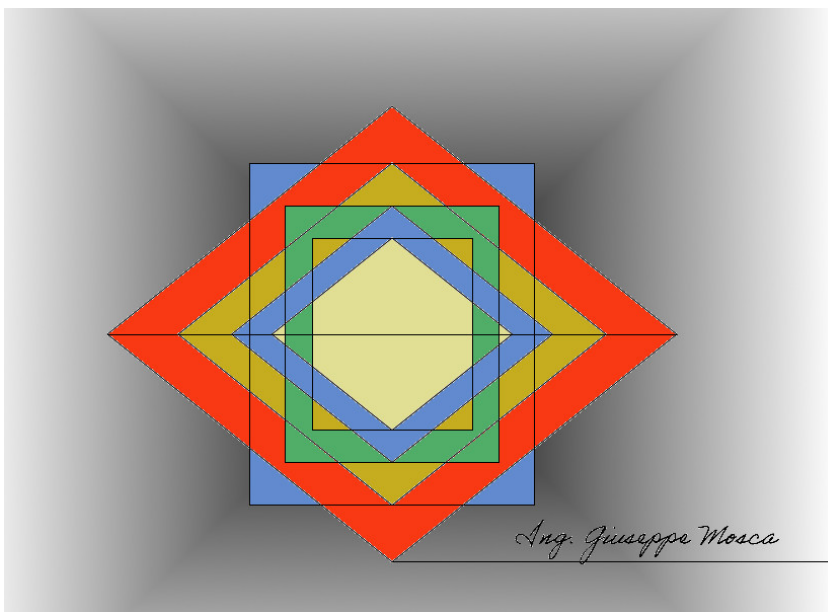
1- Introduzione

2- Le lesioni nelle tamponature e nei nodi

3- Il consolidamento delle tamponature

4- Il rinforzo dei nodi travi pilastro

5- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca

Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

Negli edifici in cemento armato i maggiori danni durante un evento sismico si verificano nelle tamponature e nei nodi esterni del nostro edificio , di conseguenza un intervento di miglioramento sismico deve avere come obiettivo il rinforzo delle tamponature e delle partizioni ed il consolidamento dei nodi travi pilastro in modo che in occasione di un evento sismico l'edificio sia operativo e non venga danneggiato. Il sisma bonus prevede questa tipologia di interventi riportati nelle linee guida per la classificazione sismica degli edifici con passaggio automatico di 1 classe di rischio sismico; il vantaggio consiste nell'eseguire i lavori senza sgomberare l'edificio poiché si interviene dall'esterno sui nodi perimetrali non confinati e sulle tamponature accoppiato con la realizzazione di un cappotto termico esterno ed eventuale sostituzione degli infissi in modo da coibentare l'edificio.

2- Meccanismi di collasso dei tamponamenti

Se osserviamo i danni che subiscono i nodi trave pilastro e le tamponature in laterizio durante un terremoto



ci accorgiamo che la lesione diagonale corrisponde al superamento della resistenza a trazione della tamponatura ovvero della malta sotto azioni sismiche cicliche, mentre la espulsione della tamponatura è relativa al ribaltamento della stessa per azioni sismiche orizzontali fuori del piano. I nodi travi pilastro presentano lesioni conseguenti a ridotto numero di staffe nel nodo molto spesso assenti per cui viene compromessa la monoliticità del nodo con instabilità ed espulsione della armatura metallica. Le norme italiane NTC 2018 per le **tamponature nuove** impongono limitazioni agli spostamenti per lo stato limite di danno ed una verifica della tamponatura nei confronti della sua espulsione (par. C3.7.6.2 ISTRUZIONI NTC) per effetto di una forza orizzontale F_a tramite l'inserimento di un intonaco con una rete leggera metallica o in FRCM sui due lati della muratura collegati tra di loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 50 cm in direzione orizzontale e verticale ovvero attraverso l'inserimento di armature metalliche barre nei letti di malta orizzontali. La domanda sismica F_a la si determina come per un elemento non strutturale e quindi con lo spettro di piano o le formule imposte dalle NTC. Per gli spostamenti e le verifiche allo stato limite di danno

$$q \cdot d_r \leq 0,005 \cdot h \quad \text{tamponature fragili} \quad \text{per } h = 320 \text{ cm} \quad q \cdot d_r \leq 1,6 \text{ cm}$$

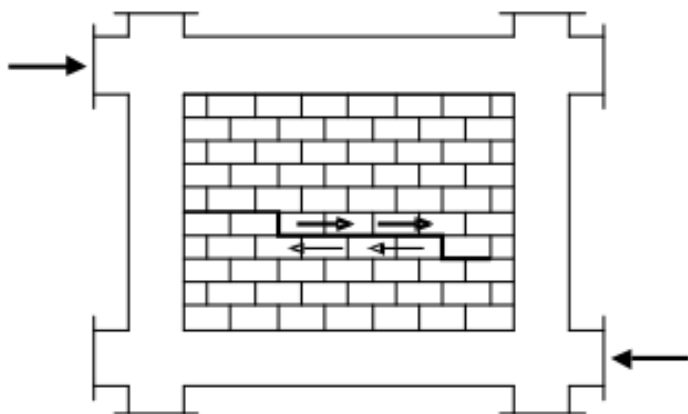
$$q \cdot d_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{tamponature duttili} \quad \text{per } h = 320 \text{ cm} \quad q \cdot d_r \leq 2,4 \text{ cm}$$

per tamponature progettate in modo da non interferire con la deformabilità della struttura, in modo da non subire danni in conseguenza degli spostamenti della struttura

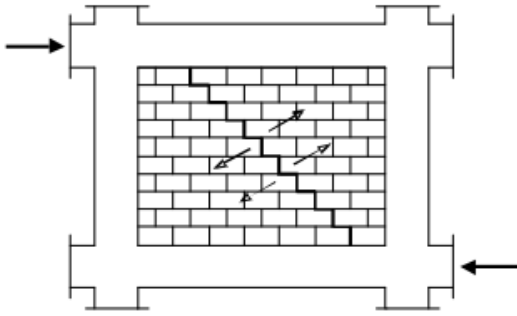
$$q \cdot d_r \leq q \cdot d_{rp} \leq 0,01 \cdot h$$

Se ricordiamo la circolare n° 65 del 10 aprile 1997 si ipotizzavano 3 meccanismi di rottura

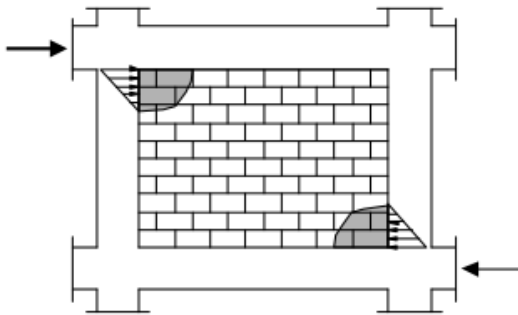
-a) **rottura per scorrimento orizzontale** dovuta alle tensioni tangenziali agenti nella zona centrale della tamponatura, secondo lo schema rappresentato in figura ;



-b) rottura diagonale per trazione, dovuta alle tensioni di trazione inclinate, agenti anche esse nella zona centrale della tamponatura ;



-c) rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura, dovuta alla concentrazione delle forze orizzontali di interazione trasmesse dal telaio .



Per contrastare i primi 2 meccanismi di rottura è sufficiente la rete da disporre sulle due facce della muratura che assorbe le tensioni di trazione e di taglio , mentre per il terzo meccanismo è opportuno consolidare il nodo.

La tamponatura veniva modellata come un puntone la cui rigidezza equivalente :

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

t spessore della muratura

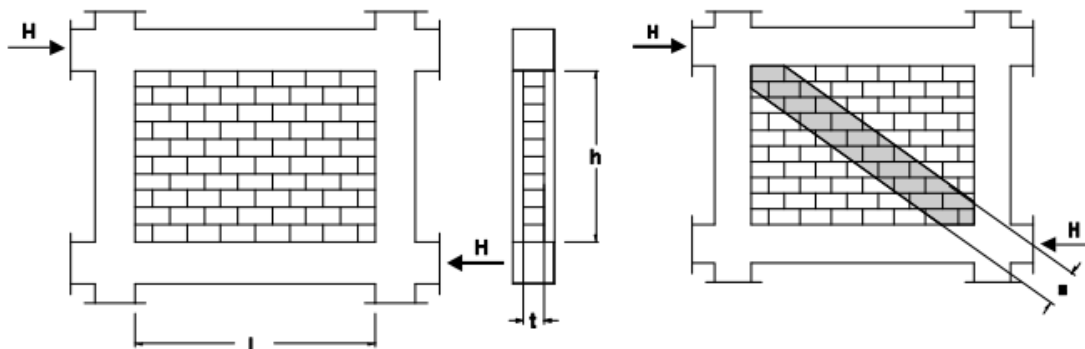
E_m modulo elastico tamponatura

*A= B*t area della diagonale*

d lunghezza diagonale

E modulo elastico materiale costituente la diagonale

*Ciascun pilastro che affianchi una tamponatura deve essere verificato per un momento flettente pari al momento flettente aumentato di $M = \pm H * h / 10$*



Le formule di verifica per i tre meccanismi

-a) verifica allo scorrimento orizzontale

$$H_0 \leq \tau_U / \Phi * l * t$$

$$\tau_U = f_{vk0} * [1 + (0,8 * h / l - 0,2) * H_0 / (l * t * f_{vk0})]^{1/2}$$

-b) verifica a trazione lungo la diagonale

$$H_0 \leq f_{vk0} / (0,6 * \Phi * l * t)$$

-c) verifica allo schiacciamento degli spigoli

$$H_0 \leq 0,8 * f_k * \cos^2 \theta / \Phi * [E_c / E_m * I * h * t^3]^{1/4}$$

dove

H_0 forza sismica orizzontale agente sulla muratura

f_{vk0} resistenza caratteristica a taglio puro della muratura

f_k resistenza caratteristica a compressione della muratura

θ angolo di inclinazione diagonale $\arctg(h/l)$

Φ fattore di riduzione delle tensioni pari a 1 per lo stato limite ultimo

E_c modulo elastico del cls

E_m modulo elastico muratura

I momento di inerzia pilastro nel piano ortogonale a quello della tamponatura

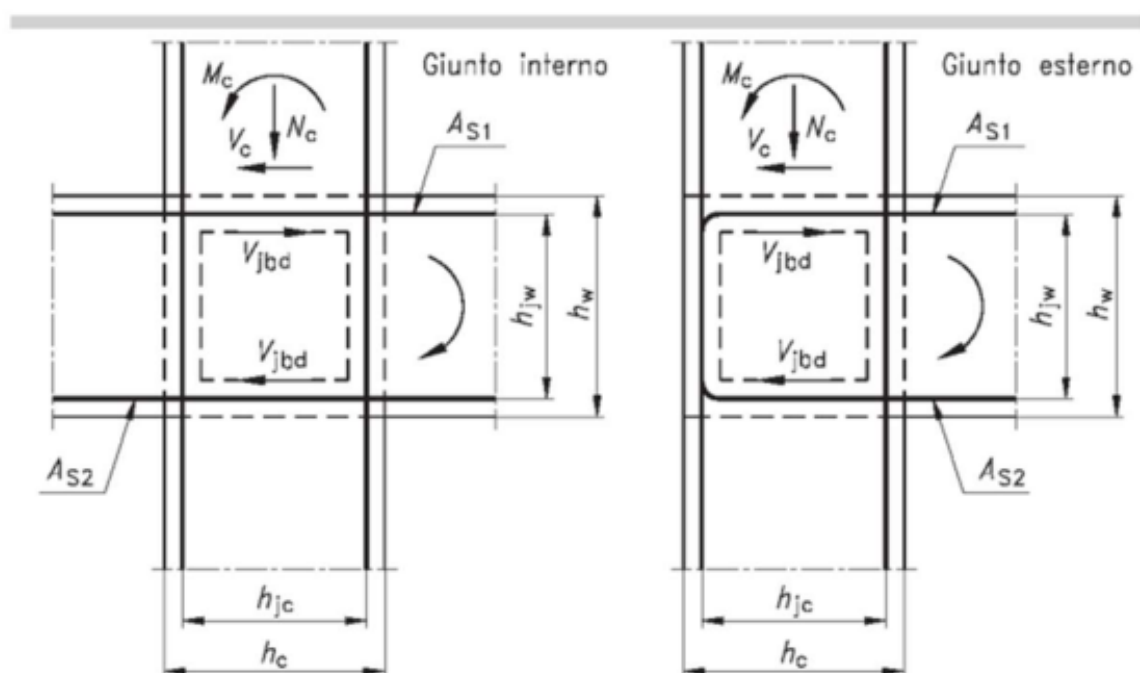
Un ulteriore metodo di verifica è la modellazione della tamponatura di laterizio all'interno della struttura intelaiata come un elemento plate shell determinando le tensioni principali di compressione da confrontare con la f_{cd} della muratura e di trazione in base alle quali dimensionare l'intonaco armato.

Per la verifica dei nodi trave-pilastro per nuove costruzioni in c.a. le NTC 2018 definisce 2 tipologie di nodi

interamente confinati: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;

non interamente confinati: quando non appartenenti alla categoria precedente.

Forze di taglio orizzontali agenti sui nodi trave-colonna



Verifica di resistenza del nodo : $V_{jbd} < V_{resist}$

Il nodo trave-pilastro di un telaio in cemento armato è sollecitato dalla forza sismica trasmessa dall'impalcato nella ripartizione delle forze orizzontali, se indichiamo

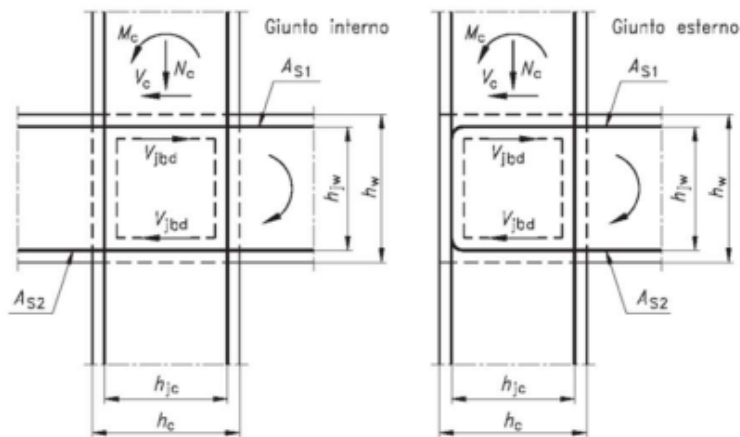
V_p tagliante di piano

V_o Forza sismica

V_c taglio alla base del pilastro superiore risulta :

$$V_p = V_o + V_c$$

All'interno del nodo si individua un meccanismo resistente composto da una biella diagonale compressa e da una tesa la cui trazione viene fatta assorbire dalle staffe. La normativa sismica italiana individua la domanda di sollecitazione del nodo dal seguente schema

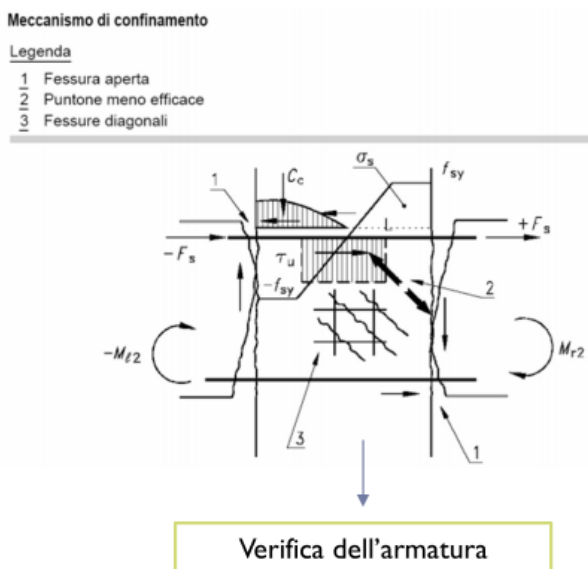
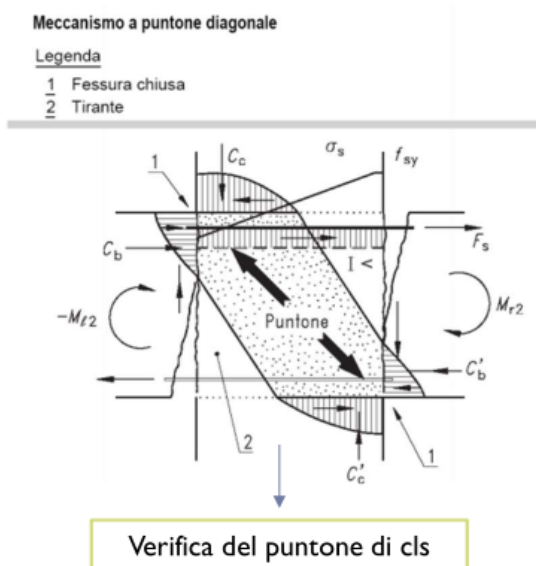


Dove As_1 e As_2 sono rispettivamente l'armatura longitudinale superiore della trave compresi i monconi, e l'armatura longitudinale inferiore della trave; La normativa italiana il DM 14 Gennaio 2018 stabilisce che la domanda Ed per la verifica di resistenza dei nodi a taglio è data da

$$Ed = V_j = \gamma_{rd} * (As_1 + As_2) * f_{yd} - V_c \quad \text{per nodi interni}$$

$$V_j = \gamma_{rd} * As_1 * f_{yd} - V_c \quad \text{per nodi esterni} \quad f_{yd} = 450/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

per un acciaio Fe450C e $\gamma_{rd} = 1,20$ per CDA $\gamma_{rd} = 1,10$ per CDB



I requisito di verifica della resistenza a compressione della biella compressa può ritenersi soddisfatto se

$$V_{jbd} \leq \eta * f_{cd} * b_j * h_{jc} * [1 - V_d/\eta]^{1/2}$$

b_j larghezza efficace del nodo

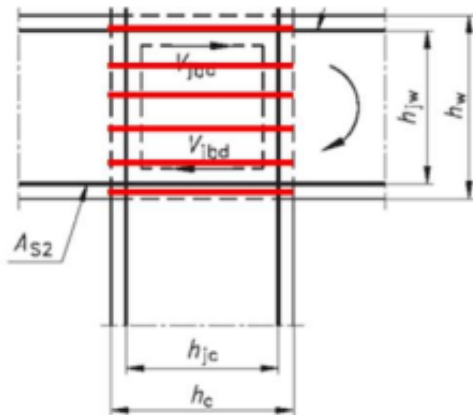
$\eta = \alpha_J \cdot (1 - f_{ck}/250)$; $\alpha_J = 0,6$ per nodi esterni ; $0,48$ per nodi interni

V_d forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo

h_{jC} distanza tra la giaciture più esterne di armature del pilastro

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} e si abbia fessurazione diagonale deve essere previsto un adeguato confinamento.

In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:



$$A_{Sh} \cdot f_{ywd} / (b_j \cdot h_{jW}) \geq [V_{jbd} \cdot (b_j \cdot h_{jC})]^2 / (f_{ctd} - v_d \cdot f_{cd}) - f_{ctd}$$

A_{Sh} area totale di staffe

b_j larghezza effettiva del nodo

h_{jW} distanza tra le giaciture inferiore e superiore della trave

h_{jC} distanza tra le giaciture più esterne di armatura del pilastro

Le staffe devono essere disposte uniformemente lungo l'altezza del nodo h_{jW} tra le armature superiore ed inferiore della trave

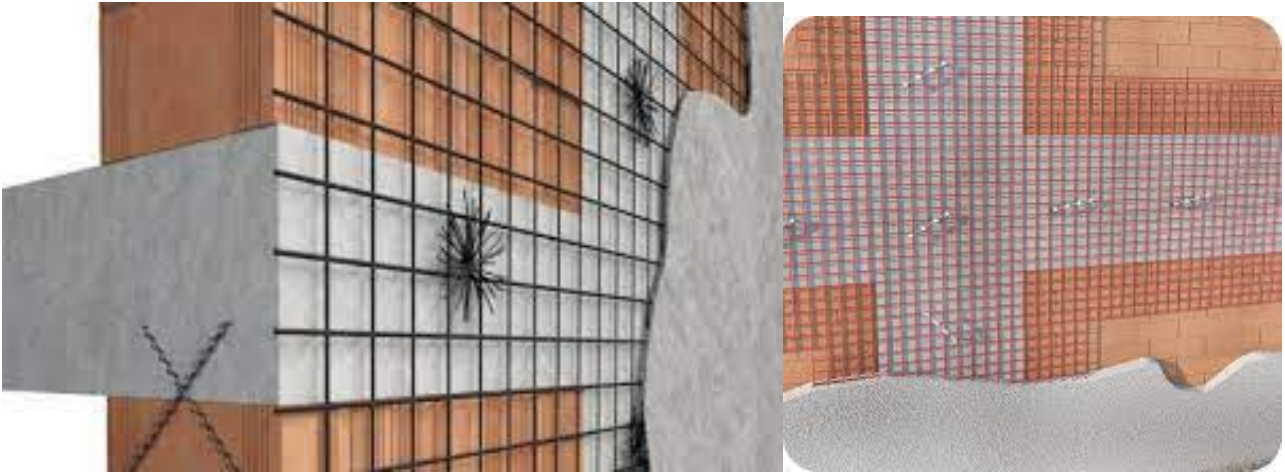
In alternativa l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente da staffe orizzontali se

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni}$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{S2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi esterni}$$

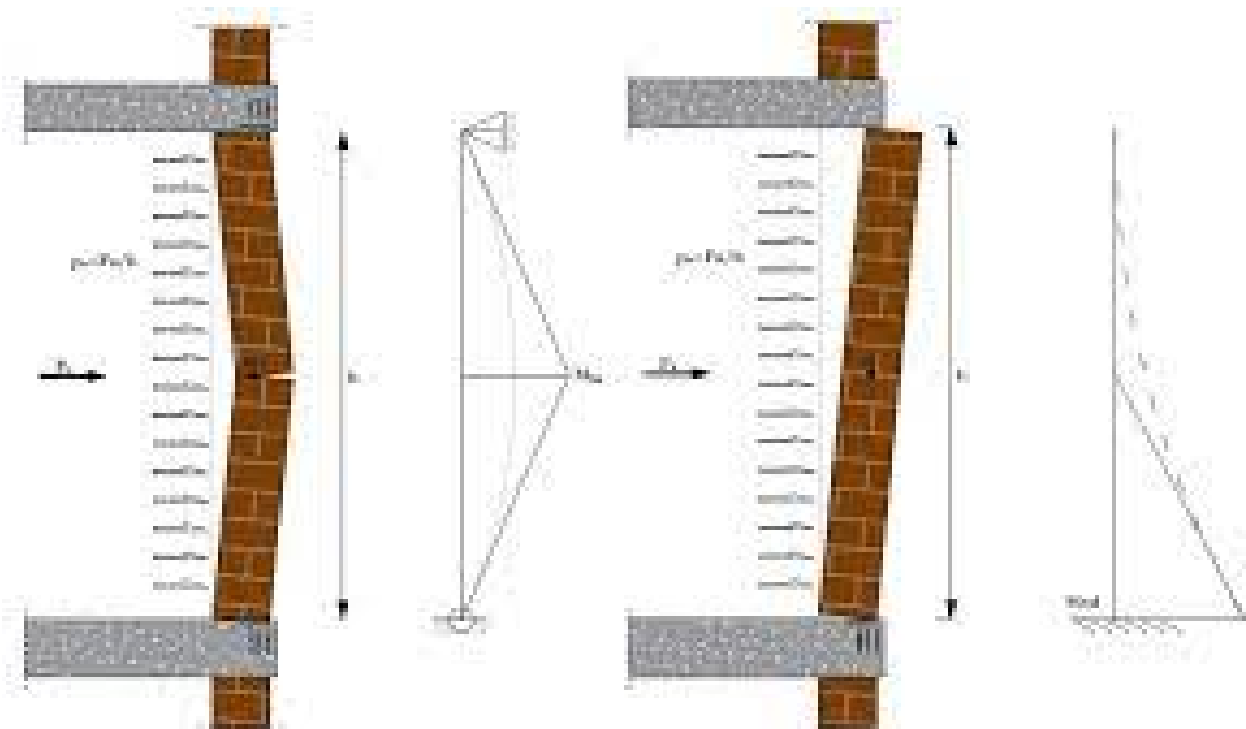
3- Il consolidamento delle tamponature

Il consolidamento delle tamponature viene eseguito come stabilito dalle NTC attraverso reti leggere in composito o in acciaio , in modo da evitarne il ribaltamento ed evitare i meccanismi di collasso descritti; per le verifiche trattiamo la tamponatura come una muratura armata .



La rete leggera va applicata su entrambe la facce della tamponatura interna ed esterna e collegata alla maglia di telaio.

- Verifica al ribaltamento



Per i due meccanismi di ribaltamento si considerano due schemi statici , trave appoggiata appoggiata e di mensola; il ribaltamento è impedito dalla rete metallica an-

corata alla maglia di telaio e dalla resistenza a pressoflessione della tamponatura alla base ed in mezzzeria fuori del piano. La forza sismica orizzontale che sollecita la nostra muratura

$$F_a = (S_a * W_a) / Q_a$$

S_a accelerazione massima adimensionalizzata rispetto all'accelerazione di gravità corrispondente allo stato limite in esame

W_a peso sismico dell'elemento a metro lineare

$Q_a = 2$ fattore di comportamento dell'elemento.

$$S_a = \begin{cases} \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [(1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1))^2] \geq \alpha * S & \text{per } T_a < a * T_1 \\ \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p & \text{per } a * T_1 < T_a < b * T_1 \\ \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [(1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1))^2] \geq \alpha * S & \text{per } T_a > b * T_1 \end{cases}$$

Le sollecitazioni di taglio e momento flettente nella tamponatura

$$M = F_A * H^2 / 8 ; \quad V = F_A * H / 2$$

$$M = F_A * H^2 / 2 ; \quad V = F_A * H$$

è evidente che le max sollecitazioni corrispondono allo schema di mensola ;

La verifica a flessione e taglio della tamponatura



$$V_{sd} \leq V_{rd} = b * t * f_{vk0} + A_s * f_{yd}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd} = C * d = T * d$$

d braccio della coppia interna

$$T = A_s * f_{yd} ; \quad C = b * 0,8 * x * f_{cd} * 0,85 + A_s * \sigma_s$$

$$b * 0,8 * x * f_{cd} * 0,85 + A_s * \sigma_s - A_s * f_{yd} = 0 ;$$

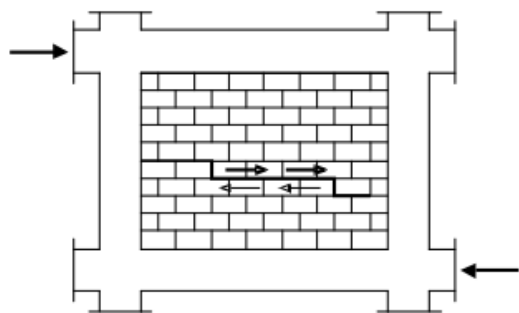
$$b * 0,8 * x * f_{cd} * 0,85 + A_s * E_s * 0,01 * x / (t - x) - A_s * f_{yd} = 0 ;$$

$\varepsilon_s/x = 0,01/(t-x)$ se $\varepsilon_s \leq f_{yd}/E_s = 0,00191$ $\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$ IF $\varepsilon_s > f_{yd}/E_s$ $\sigma_s = f_{yd}$
 per l'equilibrio interno della sezione $\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$ $\varepsilon_s = 0,01 * x/(t-x)$

Verifica allo scorrimento orizzontale

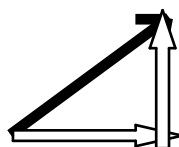
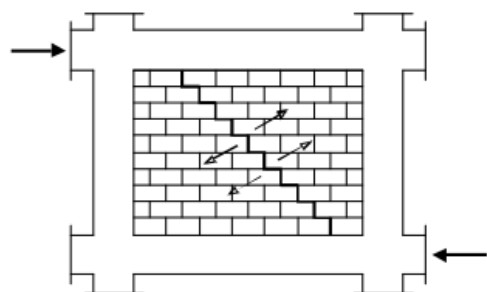
$$H_o \leq \tau_U / \Phi * l * t + A_s * f_{yd} / \sqrt{3}$$

$$\tau_U = f_{vk0} * [1 + (0,8 * h/l - 0,2) * H_o / (l * t * f_{vk0})]^{1/2}$$



si aggiunge la resistenza a tranciamento della rete

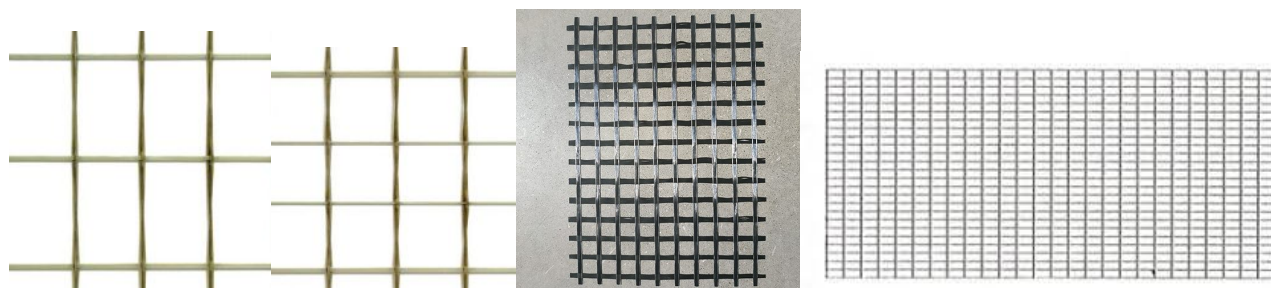
Verifica a trazione lungo la diagonale



$$T = H / \sqrt{2}$$

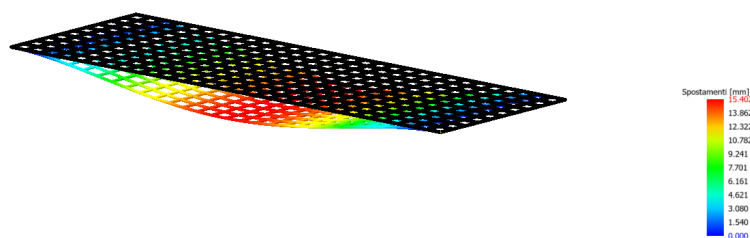
$$H_o \leq f_{vk0} * (0,6 * \Phi * l * t) + A_s * f_{yd} / 2$$

Per questa tipologia di intervento ed affinché le verifiche siano soddisfatte va utilizzata rete metallica elettrosaldata, rete CRM o FRCM



Una ulteriore verifica dell'intonaco armato metallico o CRM viene eseguita a trazione per ogni singolo tondino modellando la rete leggera agli elementi finiti, verificando le connessioni alla maglia di telaio in cemento armato caricando la rete con la forza sismica orizzontale applicando una forza di 1 N ad ogni nodo

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2008 - C 1

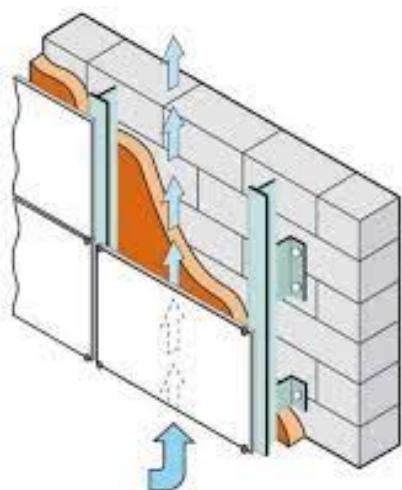


Si è utilizzata una rete elettrosaldata 10 x 10 cm con barre del diametro 8 mm ; lo spostamento max in mezzeria è pari ad 1,5 cm. La barra metallica va verificata a trazione come un tirante ma la modellazione fornisce il momento max nella mezzeria che è pari a 3,5 daN*m. Lo sforzo di trazione nel tondino è pari a

$$T = 350/1,5 = 233 \text{ daN} < A_s * f_{yd} = 394 * 50 = 1970 \text{ daN}$$

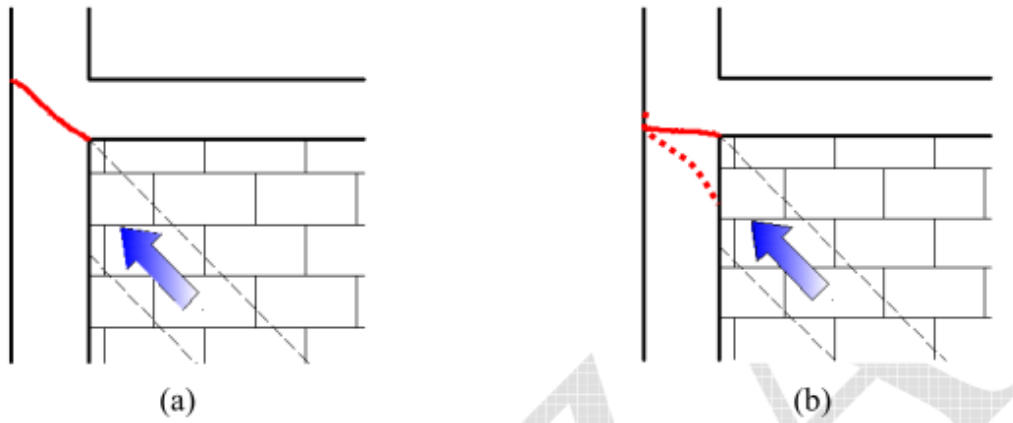
la rete di armatura è verificata

Altri sistemi antiribaltamento vengono realizzati tramite profili di alluminio ed isolante termico, se il profilo ha delle adeguate dimensioni o è in acciaio il sistema ha anche la funzione di irrigidire l'edificio ed oltre ad evitare il ribaltamento delle tamponature contribuisce all'assorbimento delle azioni orizzontali sulla struttura in cemento armato consentendo un doppio salto di classe sismica. Tale sistema si adatta bene alla realizzazione di pareti ventilate dove il profilo di alluminio ha anche una funzione antiribaltamento.



4- Il rinforzo dei nodi travi pilastro

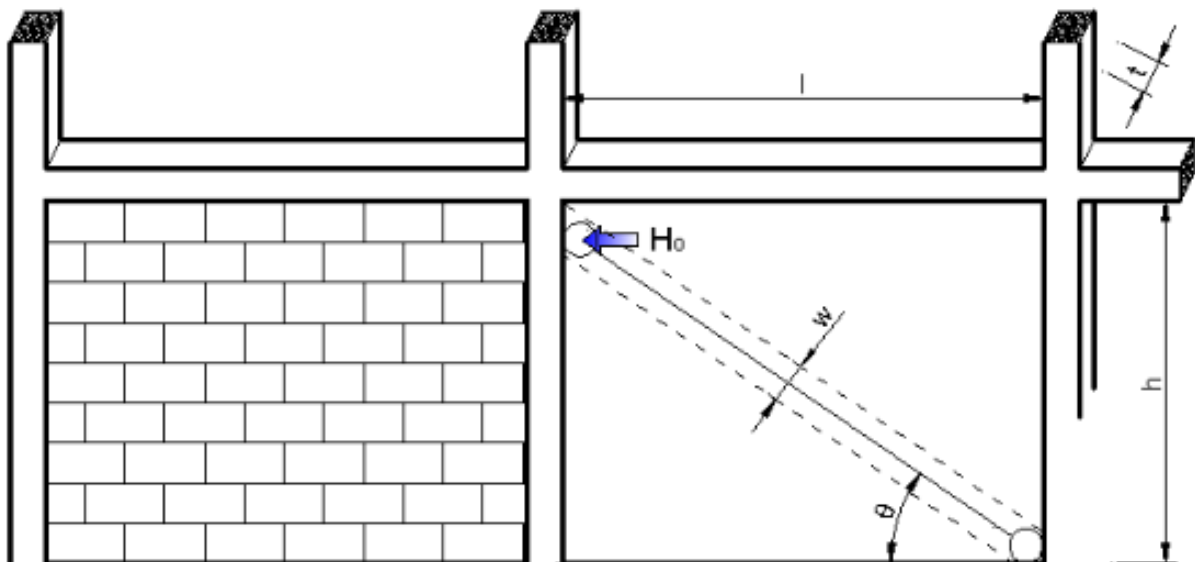
Il consolidamento dei nodi trave pilastro perimetrali non confinati può essere eseguito utilizzando elementi metallici o fibre di carbonio e tessuti , ma è opportuno inizialmente soffermarci sullo schiacciamento degli spigoli per effetto dello sforzo di compressione presente nella biella compressa di tamponatura.



Per effetto dello sforzo di compressione nella diagonale si può avere nel nodo una lesione diagonale o pseudo orizzontale per cui il nodo va verificato per il valore max di H_0 secondo due componenti di trazione e compressione .

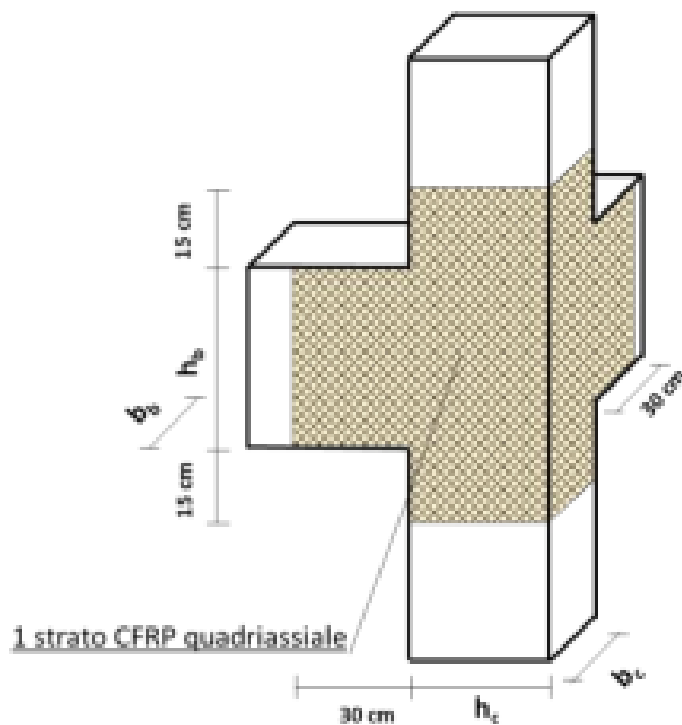
$$H_0 = f_{vk0} / (0,6 * \Phi * l * t)$$

$$H_0 = 0,8 * f_k * \cos^2 \theta / \Phi * [E_c / E_m * I * h * t^3]^{1/4}$$



Per conferire al nodo una maggiore capacità di resistenza nei confronti del meccanismo descritto il nodo va rinforzato utilizzando degli elementi metallici o dei tessuti in grado di contrastare il meccanismo di danno.

Rinforzo del nodo perimetrale con FRP



Il rinforzo è stato eseguito utilizzando 1 strato di tessuto quadriassiale in fibra di carbonio (CFRP) di spessore equivalente del tessuto secco, $t_f = 0.053 \text{ mm}$ e modulo elastico $E_f = 230000 \text{ MPa}$.

La verifica di resistenza del nodo viene eseguita utilizzando il cerchio di Mohr per stato tensionale piano calcolando la tensione principale di trazione

$$\sigma_\eta = \sigma/2 - [(\sigma/2)^2 + \tau^2]^{1/2} \quad (\sigma/2 - \sigma_\eta)^2 = [(\sigma/2)^2 + \tau^2]$$

dove σ è la tensione di compressione P/A_p

P sforzo normale alla base superiore del pilastro

σ_η è la tensione di trazione

τ è la tensione tangenziale $V_j/(b \cdot h_j)$

la tensione di trazione residua

$$\sigma_\eta = \sigma/2 - [(\sigma/2)^2 + \tau^2]^{1/2} - f_{ctd} \text{ da affidare al tessuto}$$

$$f_{ctd} = 0,3 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

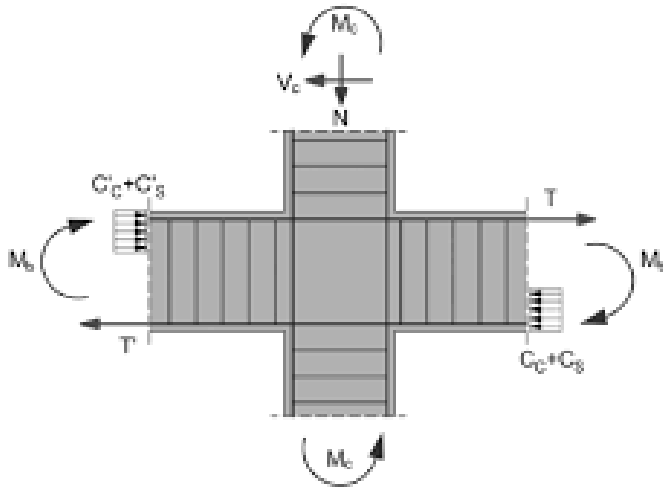
il valore del taglio di progetto V_j lo si determina in funzione del momento massimo trasmissibile del nodo in corrispondenza dello snervamento del più debole degli elementi convergenti nel nodo

$$M_{Yd} = \min (M_{YB}; M_{YC}) / (L_B/3) \cdot [(L_B/3) \cdot (h_C/2)]$$

L_B Lunghezza della campata ; h_C altezza del nodo

M_{YC} somma dei momenti di snervamento dei pilastri traslati nel nodo calcolati per pressoflessione

M_{YB} somma dei momenti di snervamento delle travi traslati nel nodo per flessione

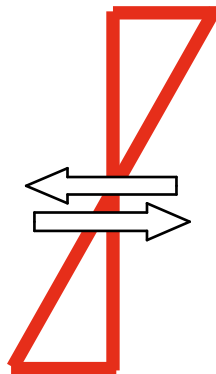


Il taglio $V_j = T - V_C$

$$T = M_{YD} / [0,9 * d] \quad d = h - c$$

h altezza trave , c copriferro ; $0,9 d$ braccio della coppia interna

$$V_C = M_{YD} / [(L_B/3) - (h_C/2)] * [(L_B/3) * 1/2 * (2/h_{int})]$$



il punto di nullo del momento è ad $L/3$ per cui il taglio $V_C = 3 * M/L$

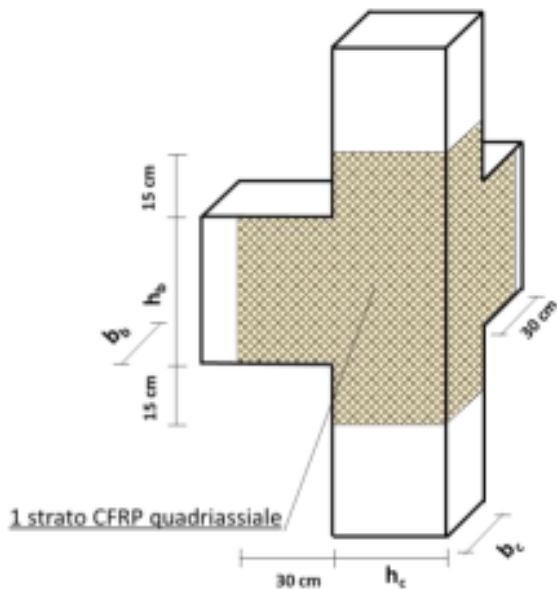
h_C altezza della sezione del pilastro convergente nel nodo

h_{int} media delle altezze di interpiano inferiore e superiore al nodo

La tensione tangenziale $V_j / (b * h_j)$; la tensione di compressione $\sigma = P_d / A_p$

la tensione di trazione residua $\sigma_\eta = \sigma/2 - [(\sigma/2)^2 + \tau^2]^{1/2} - 0,3 * \sqrt{f_{cd}}$

Bisogna valutare l'incremento di tensione principale di trazione dovuto al rinforzo in modo da bilanciare la tensione residua di trazione



L'area del tessuto $A_f = n_s * n_l * t_f * h_c * \cos\theta * [1 + \tan\theta + (\tan\theta)^2]$

n_s numero dei lati del pannello di nodo rinforzato a taglio

n_l numero strati di rinforzo

$$\theta = \arctg(h_B/h_C)$$

h_B altezza della sezione della trave convergente nel nodo

h_C altezza della sezione del pilastro convergente nel nodo

L'incremento di tensione principale di trazione

$$\sigma_{JIFRP} = (E_f * A_f * \epsilon_{fd}) / (b_J * h_J / \sin\theta)$$

deve essere più grande di σ_η tensione di trazione residua

$$\epsilon_{fd} \text{ valore minimo tra } \epsilon_{fU} \div 34 * [f_{cm}^{2/3} / (E_f * A_f)]^{0,6}$$

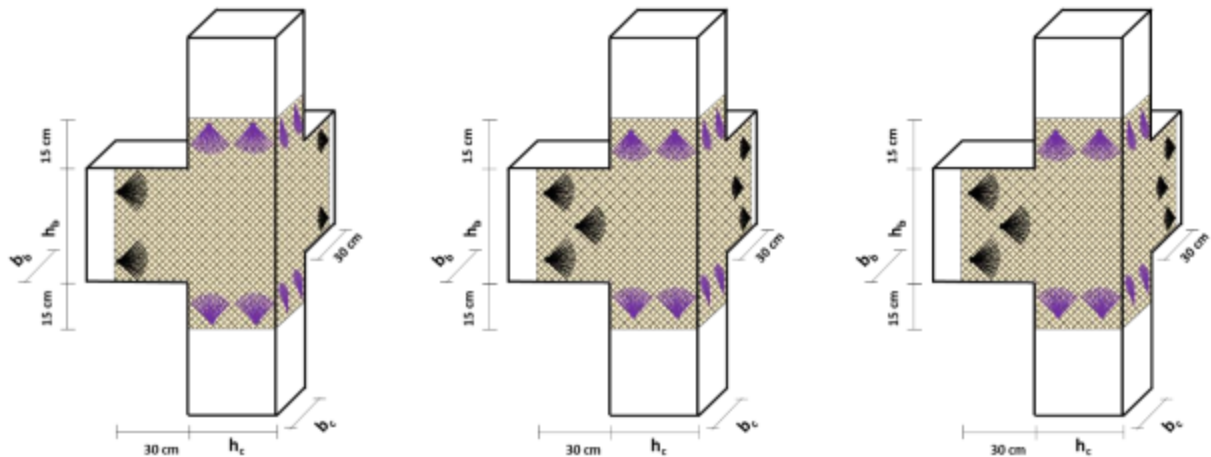
b_J base della sezione del nodo

h_J altezza della sezione del nodo

$$\epsilon_{fU} = \eta * \epsilon_{fK} / \gamma_f$$

$$\eta = 0,85 ; \quad \epsilon_{fK} = 0.014 ; \quad \gamma_f = 1.1$$

-Progetto dei fiocchi di ancoraggio



L'intervento viene eseguito esclusivamente dall'esterno per evitare la evacuazione dell'edificio e consentirne la abitabilità durante l'esecuzione dei lavori senza creare disagio agli occupanti per cui vanno calcolati i fiocchi di ancoraggio per i quali si ipotizzano i seguenti 5 meccanismi di crisi;

-a) Distacco del cono di calcestruzzo

$$N_{CC}=9,68*\sqrt{f_{cm}} * (L_{inghisaggio})^{1,5}$$

-b)Distacco del cono di calcestruzzo ed aderenza

$$N_{CB}=4,62*S_L = 4,62*\pi*\Phi* (L_{inghisaggio}) \quad S_L \text{ superficie laterale fiocco}$$

-c) Sfilamento dell'ancoraggio

$$N_{PO}=0,7* L_{inghisaggio}- 18$$

-d)Delaminazione interfaccia tra fiocco e tessuto

$$N_{SD}=0,35 *V_{RES}*A_{FAN} ; \quad A_{FAN} =\pi*(L_{SFIOCCO})^2*\alpha_{SFIOCCO}/360^{\circ}$$

e-) Tranciamento delle fibre del fiocco

$$V_{FR}= 0,06*f_{fu}*V_{FIBRE} *\pi/4*(\phi_{FIOCCO})^2$$

La resistenza è il minimo tra questi 5 valori N_{min}

Dove

$L_{inghisaggio}$ lunghezza di inghisaggio del fiocco all'interno del cls 150 mm

Φ diametro fiocco 100 mm

f_{cm} resistenza media a compressione cls

$\alpha_{SFIOCCO} = 90^\circ$ angolo di sfiocco dell'ancoraggio nel piano orizzontale

V_{RESINA} resistenza a taglio della resina 12 N/mm²

$L_{SFIOCCO}$ Lunghezza di sfiocco dell'ancoraggio 100 mm

f_{fu} è la tensione ultima delle fibre del fiocco in FRCM 4400 N/mm²

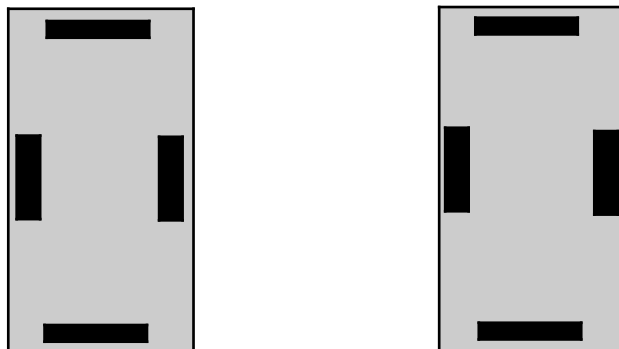
V_{FIBRE} 0,67 frazione volumetrica delle fibre del fiocco

Nota la resistenza dell'ancoraggio è possibile determinare il numero dei fiocchi da utilizzare

$$V_{MAX} = A_{eq} * E_f * \epsilon_{fd} ; \quad n = V_{MAX} / N_{min}$$

Il calcolo del rinforzo viene eseguito attraverso il software JOIN FRP di RELUISS

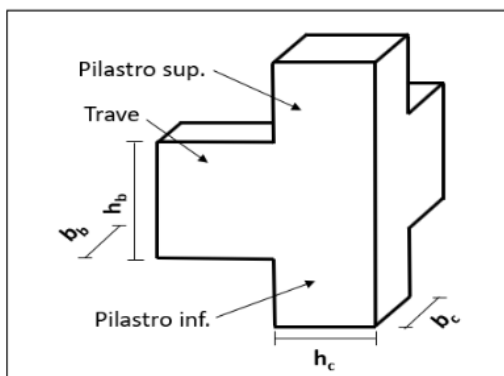
Si considera un nodo d'angolo pilastri e travi 30 x 50 , edificio 3 impalcati



Armatura pilastri simmetrica ; 5 ferri da 16 mm e due ferri da 16 mm nei lati

Armatura travi 5 ferri diametro 16 mm superiori e 4 inferiori

Calcestruzzo Rck 25 $f_{cm} = 28,8$ N/mm²



Si riportano i risultati ottenendo un incremento con 2 strati della capacità di resistenza del nodo di circa il 50%

	JointFRP - Documento di sintesi		
---	--	--	---

Titolo	-	Nodo	-	Progettista	-
---------------	---	-------------	---	--------------------	---

Nel presente documento di sintesi si riportano i dati di input (geometria, dettagli armatura, proprietà dei materiali, sollecitazioni), le verifiche di resistenza condotte in accordo alle normative vigenti (NTC2018 e Circolare NTC2018), il progetto di rinforzo del nodo mediante applicazione di materiali compositi (FRP) ed uno schema grafico del rinforzo del nodo (Figura 1).

L'approccio progettuale utilizzato è il "Rinforzo locale" secondo §8.4.1, NTC 2018; si tratta, dunque, di un intervento che riguarda singole parti e/o elementi della struttura e che non modifica significativamente il comportamento globale di quest'ultima (i.e. non vi sono significative alterazioni di massa e rigidezza strutturale).

Approccio Progettuale
Rinforzo locale (§8.4.1, NTC 2018)

Il nodo oggetto di verifica è un nodo d'angolo, quindi non confinato secondo §7.4.4.3 delle NTC2018, cioè un nodo nel quale, oltre ai pilastri, converge una sola trave nella direzione di verifica dello stesso. Nel caso di telai bidirezionali, potrebbe esserci anche la presenza di una trave ortogonale alla direzione di verifica del nodo.

Tipologia Nodo
Nodo d'angolo

Si riportano, di seguito, la geometria degli elementi convergenti nel nodo, le dimensioni delle campate e le altezze interpiano in corrispondenza del nodo di interesse.

Geometria		
	Pil.Sup	Pil.Inf
h_c (mm)	500	500
b_c (mm)	300	300
	Trave sinistra	Trave destra
h_b (mm)	500	-
b_b (mm)	300	-
	Sinistra	Destra
luce campata (mm)	4000	-
	Superiore	Inferiore
altezza interpiano (mm)	3000	3000

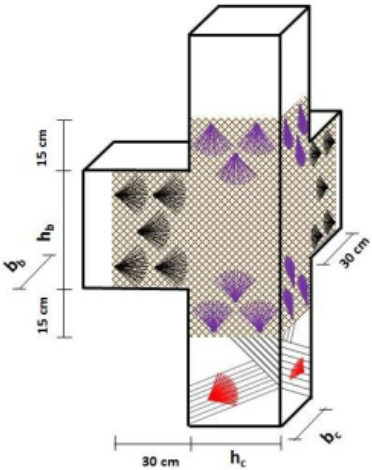


Figura 1

Legenda		
	N° fiochi su ogni trave	5Φ15
	N° fiochi su ogni pilastro	3Φ15
	N° fiochi su ogni fascia diagonale	1Φ10

Si riportano, di seguito, i dettagli di armatura, nel caso in cui fossero disponibili, relativi alle travi ed ai pilastri convergenti nel nodo. È bene precisare che l'inserimento dei dettagli di armatura è facoltativo. Nel caso di rinforzo locale infatti è possibile calcolare l'incremento di tensione principale nel pannello di nodo per effetto dell'FRP anche senza conoscere la massima domanda di taglio trasmissibile al nodo e collegata allo snervamento delle armature degli elementi (travi o pilastri) in esso convergenti.

Dettagli armatura				
	Pil.Sup	d _i (mm)	Pil.Inf	d _i (mm)
A _{s1} (mm ²)	1000	40	804	40
A _{s2} (mm ²)	402	250	402	200
A _{s3} (mm ²)	1000	460	804	360
A _{s4} (mm ²)	-	-	-	-
A _{s5} (mm ²)	-	-	-	-
A _{s6} (mm ²)	-	-	-	-
A _{s7} (mm ²)	-	-	-	-
A _{s8} (mm ²)	-	-	-	-
A _{s9} (mm ²)	-	-	-	-
A _{s10} (mm ²)	-	-	-	-
A _{s11} (mm ²)	-	-	-	-
A _{s12} (mm ²)	-	-	-	-
A _{s13} (mm ²)	-	-	-	-
A _{s14} (mm ²)	-	-	-	-
A _{s15} (mm ²)	-	-	-	-
	Trave sinistra		Trave destra	
A _{s1} (mm ²)	1200		-	
A _{s2} (mm ²)	1000		-	
copriferro (mm)	30			

Si riportano, di seguito, le proprietà meccaniche dei materiali (calcestruzzo e acciaio) desunte dalle indagini svolte, il fattore di confidenza associato al livello di conoscenza raggiunto ed i relativi coefficienti parziali.

Proprietà dei materiali			
Calcestruzzo		Acciaio	
f _{cm} (MPa)	28,8	f _{ym} (MPa)	535,32
F.C.	1		
γ _c (fragili)	1,5	γ _{Rd}	1,2

Nella seguente tabella si riportano le sollecitazioni agenti negli elementi convergenti nel nodo. Si ricorda che, nel caso di rinforzo locale, è sufficiente conoscere il solo sforzo normale agente nei pilastri convergenti nel nodo. Il valore dello sforzo normale può essere anche assunto nullo, a vantaggio di sicurezza, nel caso non si abbiano a disposizione informazioni più precise.

Sollecitazioni		
	Pilastro sup.	Pilastro inf.
N _{Ed} (kN)	225	225
V _{Ed} (kN)	-	-
	Trave sinistra	Trave destra
M _{Ed} (kNm)	-	-

Le verifiche di resistenza del nodo allo stato di fatto sono condotte, in termini di tensioni principali di trazione, secondo quanto riportato in §C8.7.2.5 della Circolare n.7 del 21/01/2019.

Verifica di resistenza a trazione (Circolare 2019)				
	0,3√f _{cd} (MPa)	≥	σ _{jt} (MPa)	
Capacità	1,31	<	4,05	Domanda max
Esito	Crisi a taglio trazione del nodo			

Il progetto del rinforzo FRP è eseguito secondo l'Approccio 2 del §8.7 del fib Bulletin n.90. Di seguito, si riportano i dettagli relativi alla tipologia di tessuto scelto, alle caratteristiche meccaniche, allo spessore e al numero di strati previsti.

Progetto Rinforzo FRP			
Tipologia tessuto		Quadriassiale (0°, ±45°, 90°)	
Nodo pre-danneggiato		NO	
t _f (mm)	0,053	t _{f1} (mm)	-
E _f (MPa)	230000	β ₁ (°)	-
ε _{fk}	0,014	t _{f2} (mm)	-
η _a	0,85	β ₂ (°)	-
γ _f	1,1	t _{f3} (mm)	-
n _s	1	β ₃ (°)	-
η _l	2	t _{f4} (mm)	-
ε _{f,d}	0,00391	β ₄ (°)	-

Si riportano, di seguito, le verifiche di resistenza per il nodo rinforzato con FRP.

Verifica di resistenza nodo rinforzato				
$0.3\sqrt{f_{cd}} + \sigma_{jt,FRP}$ (MPa)	$\geq$	σ_{jt} (MPa)		
Capacità resistente	1,95	<	4,05	Domanda max
Incremento di capacità resistente nodo				48%
Esito	Nessuno snervamento			
Pur avendo incrementato, in termini di resistenza, la capacità del nodo, non si è attinta una capacità pari alla massima domanda corrispondente all'attingimento dello snervamento delle travi o dei pilastri convergenti nel nodo				
È possibile incrementare il numero di strati				

Si riporta, di seguito, la tipologia di ancoraggi utilizzata per il rinforzo FRP del nodo. Si tratta, in questo caso, di elementi fibrorinforzati alloggiati in appositi fori all'interno delle travi e dei pilastri che garantiscono l'ancoraggio del rinforzo sul nodo operando dal solo esterno e senza dover demolire alcuna porzione di tamponatura.

Ancoraggi meccanici
Fiocchi (solo esterno)

Si riportano, di seguito, i parametri di progetto dei fiocchi di ancoraggio, utilizzando formule di comprovata validità e riportate nel §11 del manuale d'uso del software.

Progetto fiocchi		
	Trave	Pilastro
Φ_{fiocco} (mm)	15	15
L _{inghisaggio} (mm)	150	150
L _{sfiocco} (mm)	100	100
$\alpha_{sfiocco}$ (°)	90	90
Φ_{foro} (mm)	19	19
V _{resina} (MPa)	12	12
F _{tu} (MPa)	4800	4800
V _{fibre} (%)	67	67
N° ancoraggi su ogni trave		5
N° ancoraggi su ogni pilastro		3

Il progetto del rinforzo per assorbire la spinta della tamponatura è condotto secondo quanto riportato nell'Appendice B del manuale ReLUIIS "Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni".

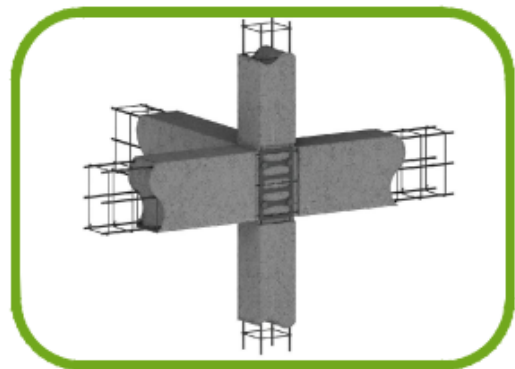
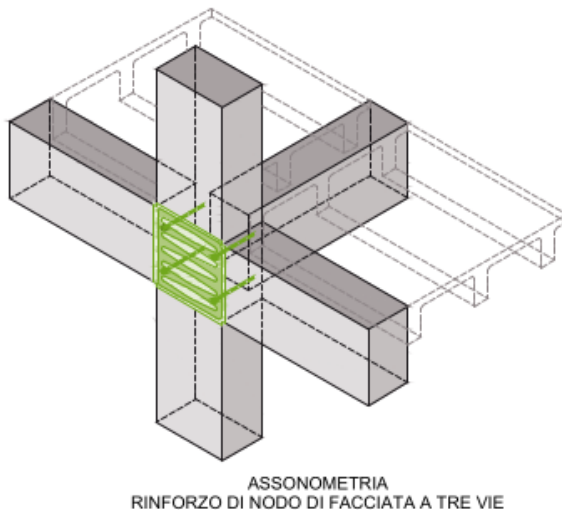
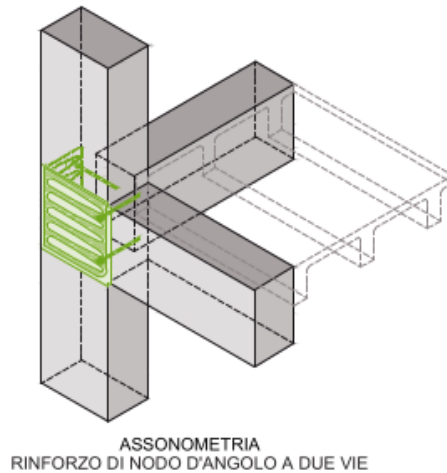
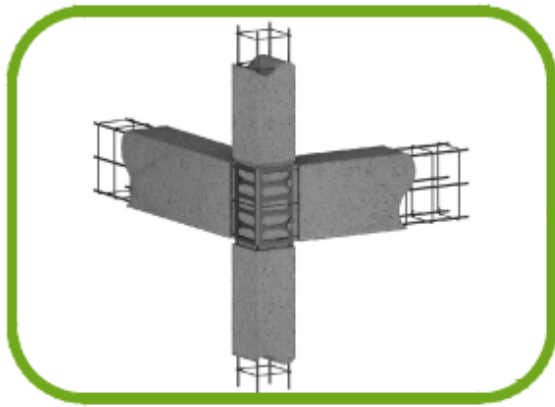
Interazione tamponatura
Rinforzo per spinta tamponatura

Si riportano le caratteristiche della tamponatura e l'esito della verifica condotta secondo quanto riportato nell'Appendice B del manuale ReLUIIS "Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni".

Tamponatura			
f_k (MPa)			2,6
f_{vk0} (MPa)			0,3
Luce netta campata (mm)			3500
Altezza netta interpiano (mm)			2500
Spessore tamponatura (mm)			200
γ (°)			45
f_{fd} (MPa)			3136,36
t_r (mm)			0,180
	W_{FRP} (mm)	$\leq$	W_{MAX} (mm)
Verifica geometrica	340,96	$\leq$	353,55
Esito	Verifica soddisfatta		

Gli autori, gli istituti universitari ed il consorzio ReLUIIS coinvolti nello sviluppo del software si sollevano da ogni responsabilità derivante da un uso improprio di questo strumento. Esso è stato sviluppato ai fini di supporto scientifico e, si specifica, che gli utenti sono tenuti a controllarne l'affidabilità e l'attendibilità dei risultati, unitamente all'idoneità di applicazione al caso specifico in accordo con quanto prescritto al §10.2 delle NTC 2018.

- Rinforzo con elementi metallici



La verifica in un nodo non interamente confinato d'angolo consiste nella determinazione delle tensioni di compressione e trazione:

$$\sigma_c = (\sigma/2) + [(\sigma/2)^2 + \tau^2]^{1/2} < 0,5 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_t = (\sigma/2) - [(\sigma/2)^2 + \tau^2]^{1/2} < k \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

con $k = 0.3 \div 0.2$ f_{ck} resistenza a compressione ad esempio 25 N/mm² forse sarebbe più corretto far riferimento alle resistenze di calcolo

$$f_{cd} = r_{ck} \cdot 0,85 \cdot 0,83 / 1,5 ; \quad f_{ck} = 0,83 \cdot r_{ck}$$

$$\text{la resistenza a trazione } f_{ctd} = f_{ctk} / 1,5 \quad \text{con } f_{ctk} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Il sistema consiste nell'apposizione di una piastra metallica direttamente sul nodo d'angolo. Le norme tecniche NTC 2018 al punto 7.4.4.3.1 affermano che

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

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

Dove A_{sh} è l'area totale di staffe equivalente all'area metallica della piastra. Egualizzando a zero il primo membro si ottiene il taglio resistente del cls

$$V_{rd} = b_j \cdot h_j \cdot [f_{ctd} \cdot (f_{ctd} - v_d \cdot f_{cd})]^{1/2}$$

La resistenza della piastra deve far fronte alle tensioni di trazione e la si assume pari a

$$\Delta V_{rd} = 0,3 \cdot V_{rd}$$

il rinforzo ha una resistenza $V_{rdRINFORZO} = V_{rd} + \Delta V_{rd} = 1,3 \cdot V_{rd}$

La piastra e i connettori sono progettati per una forza

$$F_{OR} = \sigma_{OR} \cdot b_j \cdot h_j$$

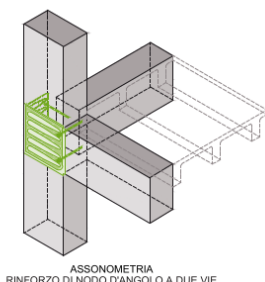
dove σ_{OR} rappresenta la tensione minima che deve garantire il sistema di rinforzo per sopportare il taglio V_{jbd}

$$\sigma_{OR} = [V_{jbd} / (b_j \cdot h_j)]^2 / (f_{ctd} - v_d \cdot f_{cd}) - f_{ctd}$$

la forza è l'equivalente dell'area delle staffe

$$F_{OR} = A_{SH} \cdot f_{yd}$$

La verifica del nodo la eseguiamo attraverso il software di verifica **LOGICA3**, sempre il nodo d'angolo visto in precedenza ;



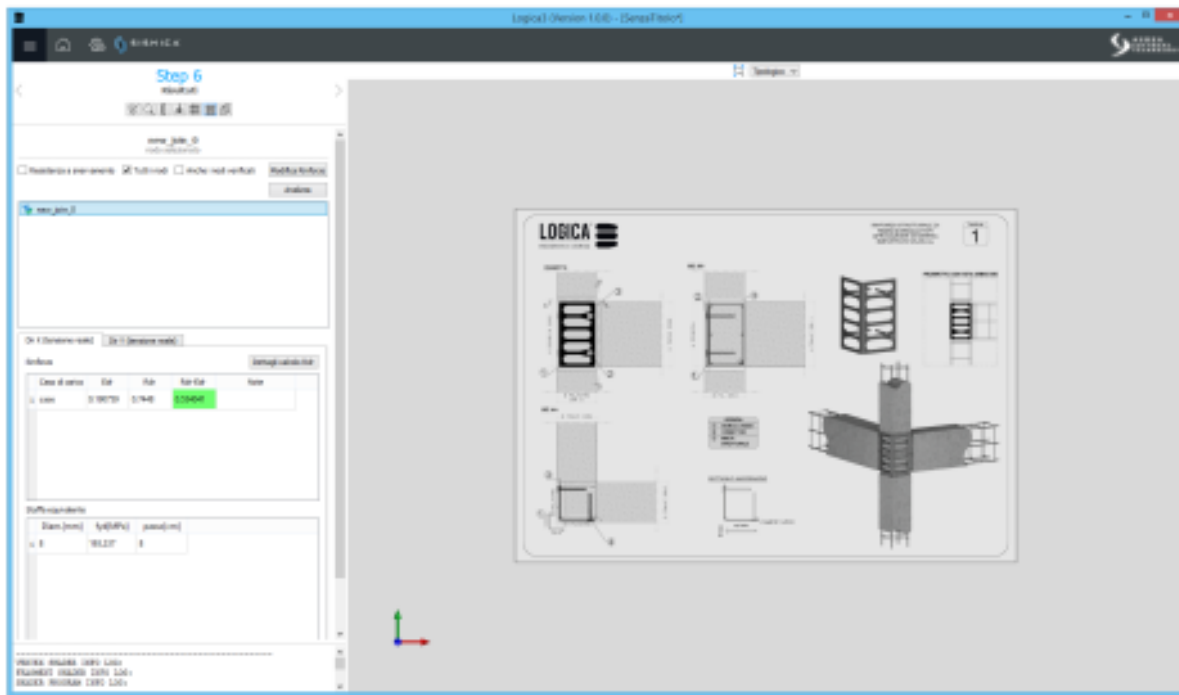


Figura 23: Step 6 Verifica nodi rinforzati.

TABELLA RIEPILOGATIVA MATERIALI

Nome	ID	f_{cm}	γ	FC	f_{cd}
new_concrete_0	0	-28	1.5	1.35	-13.8272

Nome	ID	f_{ym}	γ	FC	f_{yd}
new_steel_1	1	5500	1.15	1.35	3542.67

Classe Acciaio	Malta
S355	GeoLite 40

Nome	ID	Resina	Tipo Barra
new_anchor_3	3	EPOFIX	Filettate

TABELLA RIEPILOGATIVA NODI

NOTA: Spessore, Altezza, B1 e B2 in [cm], Φ dir 1 Φ , dir 2 e l ancoraggio in [mm], ID cls, ID acciaio, ID Ancoraggi, Tipo Nodo, Quantità. Il simbolo * indica che l'altezza della piastra è stata incrementata rispetto l'altezza minima delle travi. Il simbolo (FA) di fianco il numero di connettori nelle direzioni 1 e 2 indica la presenza di fori aggiuntivi fuori calcolo.

Nome	Spessore	Altezza	B1	B2	Connettori dir 1	Connettori dir 2	Φ dir 1	Φ dir 2	l ancoraggio	ID cls	ID acciaio	ID Ancoraggi	Tipo	Quantità
new_join_0	10	50	50	30	2(FA)	2(FA)	12	12	200	0	1	3	Standard	1

RISULTATI NODI RINFORZATI

Le sollecitazioni sono espresse in [kN], e momenti in [kNm]

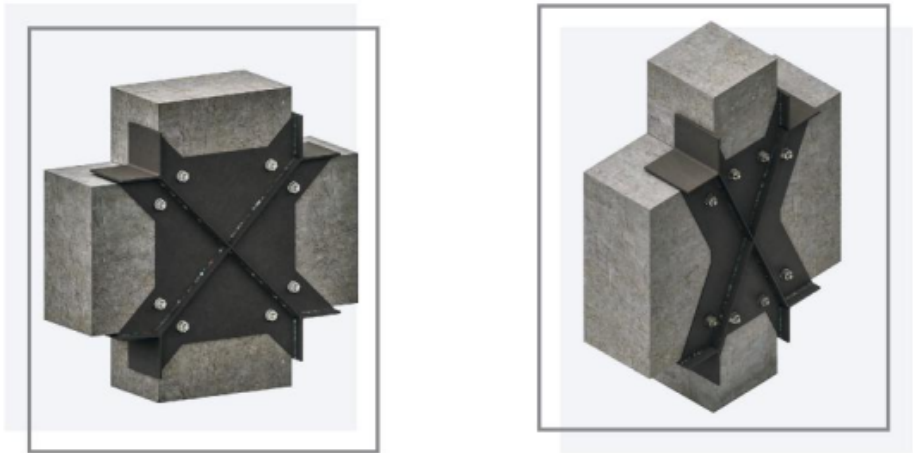
Nodo	ID	casi di carico									Verificato
		Nome	Nc	Vcx	Vcy	Mb1	Mb2	Rdr-Edr 1	Rdr-Edr 2	Note	
new_join_0	0	Tensione effettiva									
		case	230	6.00	6.00	40.00	40.00	1.40	0.95		
											verificato

Tabella staffa equivalente:

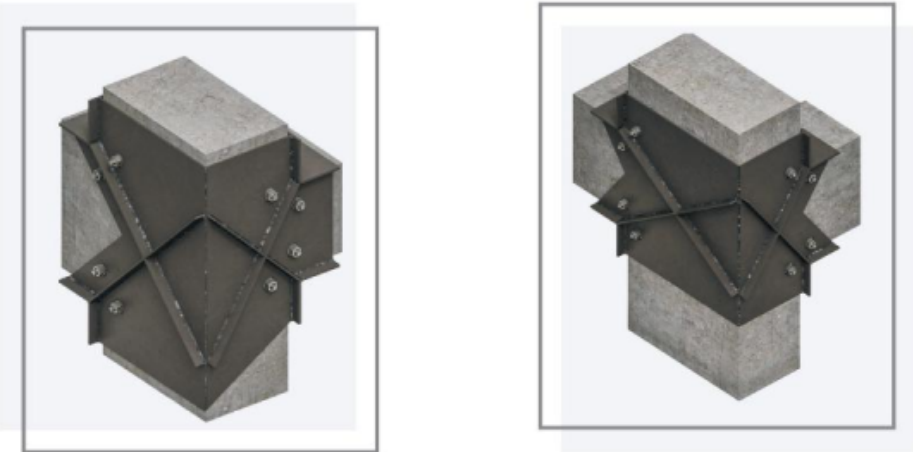
Nodo	ID	Q.ta'	Staffa equivalente			
			n _{br}	Φ[mm]	f _{yd} [MPa]	passo[cm]
new_join_0	0	1	Tensione effettiva			
			2	8.00	3542.67	44.00

Un'altra tecnica di consolidamento dei nodi trave-pilastro è il sistema **STEEL X** che consiste nel disporre piastre metalliche nervate nei nodi perimetrali come riportato in figura

Nodi di facciata



Nodi d'angolo



La verifica del nodo e quindi della piastra metallica con le nervature va eseguita per lo stato tensionale presente nel nodo di trazione e compressione

$$\sigma_c = (\sigma/2) + [(\sigma/2)^2 + \tau^2]^{1/2} < 0,5 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_t = (\sigma/2) - [(\sigma/2)^2 + \tau^2]^{1/2} < k \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

5- Conclusioni

Le linee guida per la classificazione del rischio sismico negli edifici affermano testualmente :

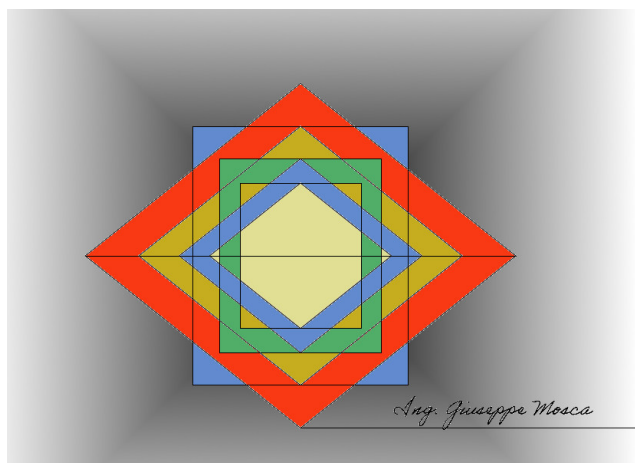
” Per gli edifici in cemento armato analogamente ai capannoni industriali è prevista la possibilità della validità del passaggio alla classe di rischio immediatamente superiore eseguendo interventi locali di rafforzamento senza preventiva attribuzione della classe di rischio .Ciò è possibile soltanto se l’edificio è concepito secondo un sistema strutturale di telai nelle due direzioni e se saranno eseguiti gli interventi seguenti :

- confinamento di tutti i nodi perimetrali non confinati***
- opere volte a scongiurare il ribaltamento di tutte le tamponature sulle facciate***
- eventuale ripristino delle zone danneggiate e degradate.”***

Gli interventi esposti in questi appunti soddisfano tali requisiti sono poco invasivi poiché non intaccano sulla struttura possono essere eseguiti dall’esterno senza creare disagio agli occupanti che durante i lavori non devono sgomberare l’edificio consentono il miglioramento di una classe di rischio che dà diritto con il sisma bonus ad una detrazione del 70%; con due classi di rischio si ottiene una detrazione dell’80% . Per edifici costruiti nel rispetto delle norme tecniche del 1975 , 1986 e 1996 sono interventi convenienti che migliorano la resistenza offerta alle azioni sismiche poiché come si è visto nei terremoti verificatesi negli ultimi 10 anni i danni maggiori sono stati per le tamponature ed i nodi trave pilastro garantendo in occasione di eventi tellurici la operatività richiesta alla struttura evitando fastidiosi disagi agli abitanti che possono continuare ad utilizzare la propria abitazione. Aggiungendo a questi interventi un corretto isolamento termico tramite cappotto esterno e sostituzione degli infissi abbellendo anche la facciata del nostro edificio integrando il tutto con fonti di energia rinnovabile quali fotovoltaico o eolico , l’intervento non solo aumenta il valore della nostra costruzione ma la rende più sicura confortevole e bella investendo tramite sconti in fattura e cessione del credito ridotte somme di denaro.

La progettazione degli elementi non strutturali in zona sismica

- 1- Introduzione*
- 2- La Normativa Italiana*
- 3- Il balcone con ringhiera o parapetto*
- 4- Il cornicione*
- 5- La pensilina*
- 6- La scala*
- 7 - Le tamponature e i tramezzi*
- 8- Il bow window*
- 9- Il comignolo*
- 10- L'impianto Termico : la caldaia e i termosifoni*
- 11- L'impianto elettrico e i lampadari*
- 12- Gli arredi*
- 13- L'antenna*
- 14- Le controsoffittature*
- 15- L'ascensore*
- 16- Lo scaldacqua*
- 17- Superfici Vetrate*
- 18- Monitor e computer*
- 19- Conclusioni*



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Ci scusiamo per le eventuali imprecisioni e gli errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

La progettazione degli elementi non strutturali in zona sismica può sembrare ridicola ma ha una sua importanza ai fini della sicurezza , basti pensare ad una caldaia che in occasione di un terremoto anche di lieve entità si stacca dalla parete con fughe di gas e pericoli di esplosione ,o ancora ai cornicioni pericolanti, alle fastidiose vibrazione delle ringhiere metalliche dei balconi al crollo delle rampe di scala che durante un evento sismico vengono utilizzate per la evacuazione dall'edificio. Le oscillazioni dei lampadari che se pesanti possono cadere a terra con pericoli per la incolumità delle persone e la sicurezza antincendio dovuta all'impianto elettrico. Per edifici particolari come possono essere le scuole o gli archivi è importante la stabilità delle scaffalature il cui ribaltamento in occasione di sisma è estremamente pericoloso per cui vanno ancorate alle pareti. La normativa sismica italiana definisce le forze sismiche da utilizzare per il calcolo delle connessioni ovvero dei collegamenti dell'elemento non strutturale al pavimento o alla parete in modo che in occasione di un evento sismico non venga danneggiato. Avere un abitazione antisismica che non si danneggia neanche per terremoti di notevole magnitudo e che si debbano verificare delle esplosioni conseguenti alla caduta della caldaia appesa alla parete è una assurdità per cui la progettazione antisismica degli elementi non strutturali deve procedere di pari passo con la progettazione antisismica dell'edificio e non può avere un ruolo di secondo piano. Durante i terremoti verificatesi in Italia nell'ultimo decennio si è visto che in edifici non crollati si rilevano dei danni anche di una certa importanza agli elementi non strutturali con il crollo di cornicioni comignoli insegne ect. per cui la progettazione antisismica degli elementi non strutturali non può essere trascurata.

2- La Normativa Italiana

*La normativa Italiana sulle Costruzioni del 2018 definisce al punto 7.2.3 gli elementi non strutturali ed i criteri da seguire specificati in modo più preciso nelle Istruzioni di questa norma al punto C.7.2.3; **Il paragrafo 7.2.3.** è dedicato interamente ai criteri di progettazione degli elementi secondari e degli elementi costruttivi non strutturali , definendo **elementi secondari** quegli elementi strutturali la cui rigidezza e resistenza alle azioni orizzontali sono tali da poter essere trascurati nel calcolo della risposta sismica dell'edificio. Un elemento secondario può essere un balcone un cornicione un tramezzo che consideriamo come massa sismica ma non interagisce con la struttura in termini di rigidezza e di resistenza ; le rampe di una scala irrigidiscono il nostro edificio quindi vanno considerate nell'analisi dinamica dell'edificio stesso poiché ne alterano la rigidezza modificandone la regolarità strutturale. Vengono definiti **elementi costruttivi non strutturali** quelli con rigidezza resistenza e massa tali da influenzare significativamente la risposta sismica dell'edificio e quelli che pur non influenzando la risposta sismica dell'edificio sono importanti ai fini della incolumità e sicurezza delle persone. Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta ed è tale da alterare la risposta sismica per tenerne conto si raddoppia l'eccentricità accidentale portandola dal 5% al 10%.Se la distribuzione*

degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando una forza sismica

$$F_a = (S_a * W_a) / Q_a$$

S_a accelerazione massima adimensionalizzata rispetto all'accelerazione di gravità corrispondente allo stato limite in esame

W_a peso sismico dell'elemento

Q_a fattore di comportamento dell'elemento.

Il paragrafo C.7.2.3. delle Istruzioni alle NTC introduce gli “**spettri di risposta di piano**” che rappresentano un modello per la valutazione dell'azione sismica in un determinato punto della struttura.

L'accelerazione del piano i -mo relativo al modo j -mo è fornita dalla seguente formula :

$$S_{i,j} = \varphi_{i,j} * \Gamma_i * S_i(T)$$

dove :

$S_i(T)$ ordinata dello spettro relativo al modo i -mo

T periodo oscillazione edificio

Γ_i fattore di partecipazione modale relativo al modo i -mo

definito dalla relazione :

$$\Gamma_i = (\varphi_I^T * M \tau) / (\varphi_I^T * M \tau * \varphi_I)$$

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata ; il vettore φ_I è la forma modale del modo i -mo normalizzata al valore massimo; La matrice M è la matrice di massa del sistema.

La accelerazione sul singolo elemento non strutturale è fornita dalla seguente formula

$$S_a = S_{i,j} * R$$

dove R è un fattore di amplificazione funzione del periodo T_a dell'elemento del fattore di smorzamento ξ_a dell'elemento e del periodo T_a relativo al modo i -mo dell'edificio.

$$R = [(2 * \xi_a * T_a / T_i)^2 + (1 - (T_a / T_i)^2)]^{-\beta}$$

β variabile tra 0,4 e 0,5

Il fattore di comportamento è definito nella seguente tabella come da normativa

<i>Elemento non strutturale</i>	q_a
<i>Parapetti o decorazioni aggettanti</i>	1
<i>Insegne e pannelli pubblicitari</i>	1
<i>Comignoli antenne e serbatoi $> 1/2 * H$</i>	1
<i>Pareti interne ed esterne</i>	2
<i>Tramezzature e facciate</i>	2
<i>Comignoli antenne e serbatoi $< 1/2 * H$</i>	2
<i>Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti</i>	2
<i>Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti</i>	2

Vi è una formulazione semplificata adottata per edifici con struttura intelaiata nella ipotesi che l'accelerazione vari linearmente con l'altezza

$$S_a = \begin{cases} \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [(1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1))^2] \geq \alpha * S & \text{per } T_a < a * T_1 \\ \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p & \text{per } a * T_1 < T_a < b * T_1 \\ \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [(1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1))^2] \geq \alpha * S & \text{per } T_a > b * T_1 \end{cases}$$

S coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

α rapporto tra accelerazione max a_g su terreno di tipo A e accelerazione di gravità g

T_a periodo fondamentale di vibrazione elemento non strutturale

T_1 periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata

Z quota del baricentro dell'elemento non strutturale

H altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione

a , b , ed a_p sono definiti nella seguente tabella in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione

Tabella C7.2.II- Parametri a , b , a_p in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T_1 .

	a	b	a_p
$T_1 < 0,5 \text{ s}$	0.8	1.4	5,0
$0,5 \text{ s} < T_1 < 1,0 \text{ s}$	0.3	1.2	4,0
$T_1 > 1,0 \text{ s}$	0.3	1,0	2,5

3- Il balcone con parapetto o ringhiera

Il balcone è un elemento strutturale secondario che non altera la distribuzione delle rigidezze sia in pianta che in altezza poiché è un elemento a sbalzo, la cui stabilità è importante ai fini della sicurezza ed incolumità delle persone; il suo contributo alla rigidezza dell'edificio è nella indeformabilità dell'impalcato modifica quindi la forma geometrica dell'impalcato e di conseguenza la posizione del baricentro delle masse per cui può modificare la regolarità in pianta del nostro fabbricato. Nel calcolo strutturale della risposta sismica del nostro edificio deve essere sempre modellato come elemento a sbalzo sul quale agisce il sisma verticale mentre sul parapetto o ringhiera consideriamo l'azione sismica orizzontale. Per la verifica come elemento secondario il balcone lo modelliamo agli elementi finiti incastrato al bordo realizzato con una soletta di calcestruzzo dello spessore di 20 cm e da un parapetto alto 110 cm anch'esso in c.a. modellato agli elementi finiti in modo da poter calcolare i periodi fondamentali di vibrazione e quindi definire i carichi agenti sull'elemento strutturale.

Analisi dei carichi

Soletta cls $0,20 \times 1,00 \times 1,00 \times 2500 = 500 \text{ daN/ml}$

Intonaco intradosso $0,015 \times 1800 = 27 \text{ daN/ml}$

Pavimento balcone $0,002 \times 2200 = 44 \text{ daN/ml}$

Carico accidentale 400 daN/mq

Peso parapetto 550 daN/ml

Intonaco interno ed esterno $= 60 \text{ daN/ml}$

Forze orizzontali parapetto (Spinta persone appoggiate) 50 daN/ml

Il balcone fa parte di un edificio in cemento armato intelaiato il cui periodo fondamentale di vibrazione è circa $T = 0,08 \text{ sec}$ per cui

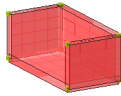
$a = 0,8$; $b = 1,4$; $a_p = 5$

Luce sbalzo 140 cm ; lunghezza balcone 280 cm

Il fattore di struttura per sisma verticale $q = 1,50$

Il fattore di comportamento per il parapetto $q = 1$

$H = 7 \text{ m}$; $Z = 3 \text{ m}$; $S = 1,25$; $a_g = 2,65 \text{ m/sec}^2$; $\alpha = 0,27$



periodo fondamentale $T_a=0,037 \text{ sec}$

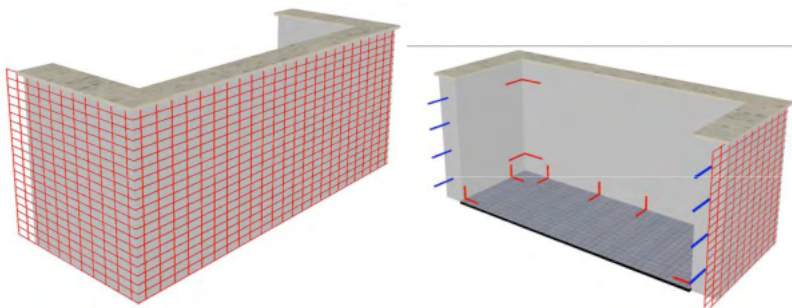
$$S_a = \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p = 0,27 * 1,25 * (1 + 0,5) * 5 = 2,53 \text{ m/sec}^2$$

La forza orizzontale sismica agente sul parapetto nelle due direzioni

$$F_x = 600 * 2,53 = 150 \text{ daN/ml}$$

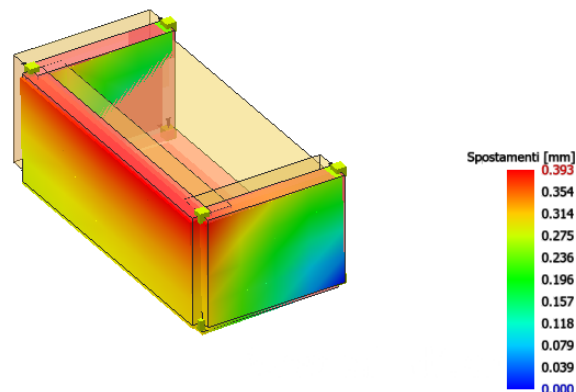
$$F_y = 150 \text{ daN/ml}$$

Eseguiamo il calcolo dell'elemento strutturale secondario vincolato nei due nodi di bordo alla base come incastro: i nodi superiori sono liberi. La soluzione migliore sarebbe quella di vincolare anche i nodi superiori alla struttura in cemento armato ma non è possibile. Il parapetto viene vincolato alla tamponatura, nel calcolo non teniamo conto di questa ulteriore iperstaticità poiché la tamponatura potrebbe rompersi.

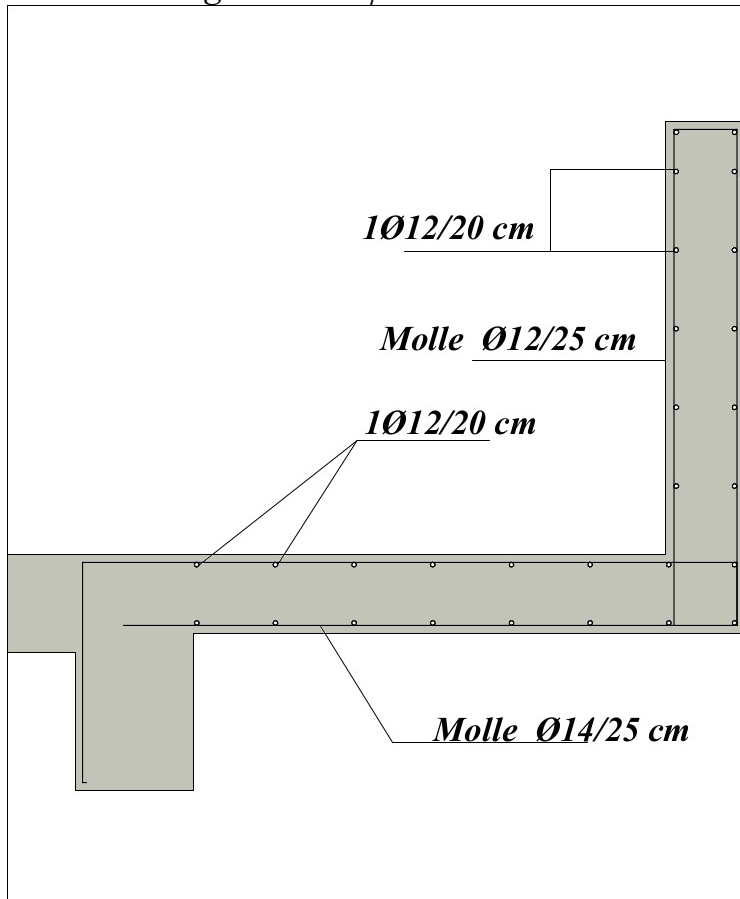


In figura è riportato un tipico intervento di consolidamento per un balcone con parapetto in cemento armato danneggiato da un evento sismico, opportunamente ancorato alla tamponatura in modo da limitare l'inflessione del balcone. Lo sbalzo con parapetto in cemento armato se efficacemente ancorato alla struttura siano essi dei pilastri o delle pareti rappresenta un'ottima soluzione strutturale per architetture minimaliste dove la lunghezza degli sbalzi è notevole ed il parapetto funge da travi alte di bordo.

Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
 Posizione masse N° 1



*La freccia max è circa 4mm disponiamo nello sbalzo la seguente armatura:
 Molle $\phi 14 / 25\text{cm}$ nella soletta ; $\phi 12 / 25\text{cm}$ nel parapetto;
 armatura longitudinale $\phi 12 / 20\text{cm}$*



Il momento torcente da applicare sulla trave di bordo nella combinazione sismica maggiorando il carico sullo sbalzo del 40% per tener conto del sisma verticale è pari a :

$$M = 150 \cdot 1,10^2 / 2 + 600 \cdot 1,4 + 1000 \cdot 1,4^2 / 2 \cdot 1,4 = 2340 \text{ daN/ml}$$

Il parapetto di solito in edifici esistenti è realizzato in muratura , in mattoncini o foratini per tramezzi per cui assume in portanza la verifica a pressoflessione della muratura per azioni sismiche orizzontali essendo lo sforzo normale dovuto al peso pro-

prio ridotto. La verifica dell'elemento in muratura consiste nel calcolo del momento resistente

$$M_{rd} = P \cdot t / 2 \cdot [1 - P / (\alpha f_{cd} \cdot A)] > M_{sd}$$

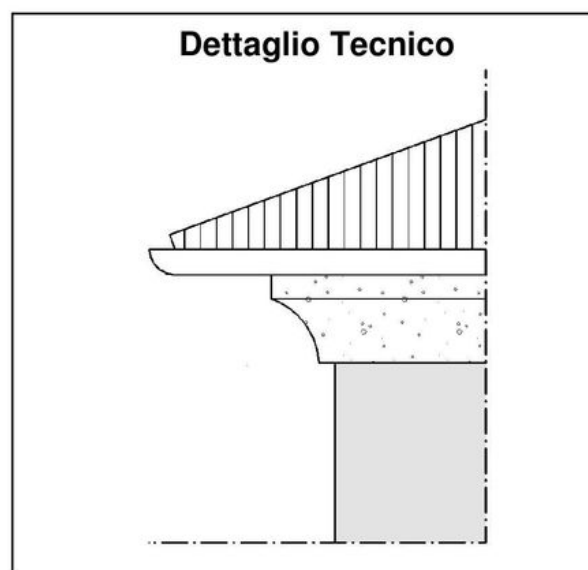
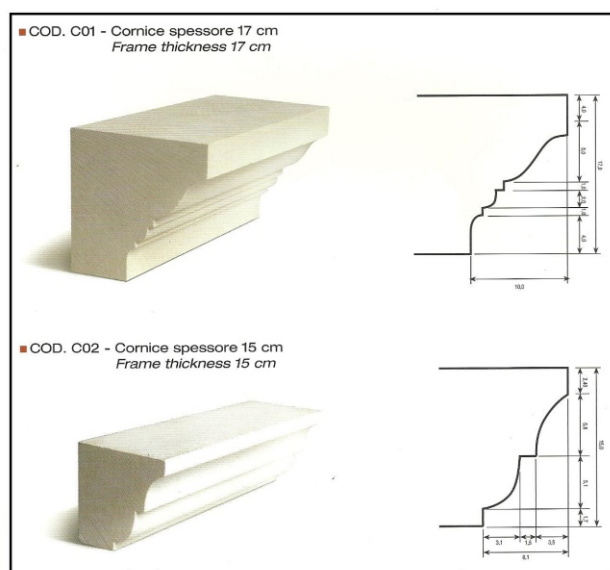
P sforzo normale dovuto al peso del parapetto

M_{sd} momento flettente dovuto all'azione sismica $F_a = (S_a \cdot W_a) / Q_a$

Per un balcone con ringhiera metallica nel calcolo strutturale possiamo modellare l'elemento metallico tenendo presente che in virtù del suo peso sismico ridotto le forze di inerzia sulla ringhiera sono minime; le ringhiere sono ancorate alla tamponatura tramite dei fori nei quali viene inserita malta espansiva di solito gesso che per effetto degli agenti atmosferici soprattutto la pioggia può perdere la sua efficacia. La malta espansiva che aumenta il suo volume e quindi consente un perfetto ancoraggio della ringhiera alla tamponatura.

4- Il cornicione

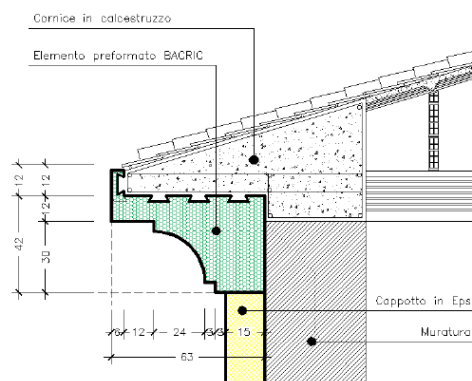
Il cornicione è un elemento secondario strutturale a sbalzo prolungamento della copertura ancorato alle travi di bordo o al cordolo sulle murature alle quali trasmette un momento torcente; il cornicione incrementa la massa sulla copertura non interferisce con la rigidezza della struttura, nel calcolo della risposta sismica e nella verifica strutturale dell'edificio va inserito nella modellazione FEM esclusivamente per tener conto della suo peso sismico e delle sollecitazioni trasmesse alle travi di bordo. I cornicioni di solito vengono realizzati in c.a. hanno uno spessore di 15 cm ed una luce max 100 cm, lo schema statico è quello di una mensola sulla quale va considerato il sisma verticale. Il cornicione in pietra è un prolungamento della muratura una sorta di cordolo di coronamento per edifici di pregio artistico un elemento decorativo dello stesso edificio



Nel calcolo andrebbe considerato come facente parte della parete muraria oggetto quindi di verifica nell'ambito della parete, e non può essere considerato nè elemento

strutturale secondario né elemento non strutturale.

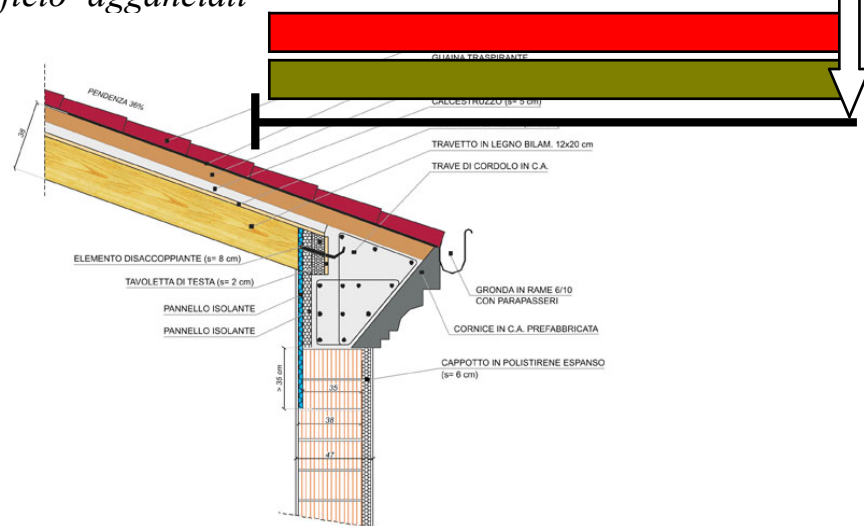
Il cornicione molto spesso è soltanto un elemento decorativo quindi può essere realizzato in polistirolo ed agganciato alla parete muraria senza problematiche di crollo di sicurezza e di incolumità delle persone.



SEZIONE TIPO - CORNICE DI GRONDA SAGOMATA
(SU DISEGNO DEL CLIENTE)

*I cornicioni in legno possono essere realizzati a sbal-
delle travi o possono essere esclusivamente degli ele-
ficio agganciati*

*zo come prolungamento
menti decorativi dell'edi-
al cordolo*



Il calcolo di un cornicione a sbalzo è immediato

Analisi dei carichi su una superficie di 1mq

Peso proprio

Intonaco

Impermeabilizzazione

Manto di copertura

Gronda

Carico da neve

Azione sismica Verticale

Il periodo fondamentale di vibrazione di una mensola con massa distribuita è fornito dalla formula seguente

$$T_A = 1,787 * [m / EI]^{1/2}$$

$$S_D(T) = a_g * S * \eta * F_V \quad \text{nel tratto orizzontale}$$

$$F_V = 1,35 * F_O * (a_g / g)^{1/2}$$

m massa distribuita

Il calcolo delle sollecitazioni flettenti e taglianti da utilizzare per la verifica dell'elemento in calcestruzzo o legno è altresì immediato

$$M = Q * L^2 / 2 + F * L \pm m * S_d(t) * L^2 / 2$$

$$V = Q * L + F \pm m * S_d(t)$$

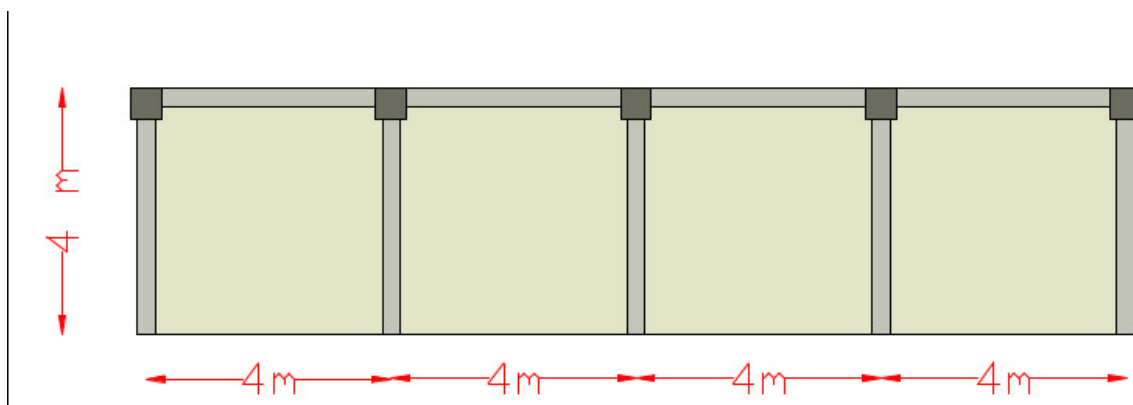
5- La pensilina

Le pensiline sono degli oggetti elementi a sbalzo che si trovano in corrispondenza dei portoni di ingresso sono degli elementi strutturali secondari che non modificano la rigidezza dell'edificio ma hanno importanza ai fini della sicurezza ed incolumità delle persone; le pensiline possono essere di grandi dimensioni quando le troviamo ai portoni di ingresso di edifici pubblici come scuole oppure elementi di minore importanza per le abitazioni civili.



La pensilina in cemento armato in figura fa parte integrante della struttura in cemento armato poiché si sviluppa sul prolungamento delle travi, inoltre la luce dello sbalzo è considerevole anche se la piastra è vincolata ai bordi. La sicurezza di questo elemento strutturale assume notevole importanza basti pensare ad un crollo durante l'uscita degli studenti che potrebbe avere in termini di vite umane conseguenze gravissime. I piani di evacuazione in presenza di eventi calamitosi prevedono l'uscita degli studenti anche dai portoni di ingresso per cui il sisma verticale potrebbe rivelarsi estremamente dannoso per la struttura.

Eseguiamo il calcolo e la verifica di una pensilina analoga avente le dimensioni indicate in figura;



Il carico variabile agente sulla struttura è il carico da neve che non va combinato con l'azione sismica, la soletta ha uno spessore di 20 cm con travi intermedie di dimensione 30x50cm; la soletta la consideriamo incastrata sui pilastri con trave di bordo corrispondente allo schema statico di uno sbalzo prolungamento del solaio o ad uno sbalzo laterale per minimizzare gli effetti torsionali sulle travi.

Analisi dei carichi

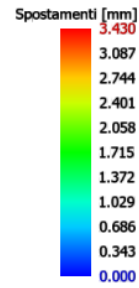
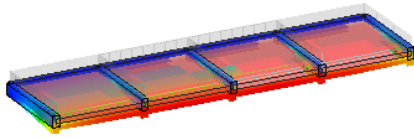
peso proprio 500 daN/mq

Intonaco 30 daN/mq

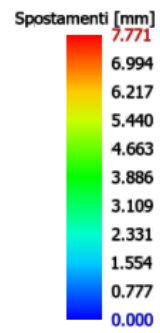
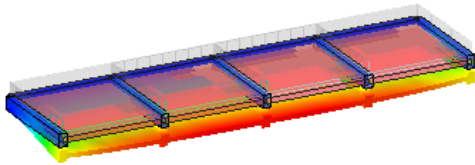
Impermeabilizzazione 70 daN/mq

Carico da neve nel mio comune di residenza Castel di Sangro

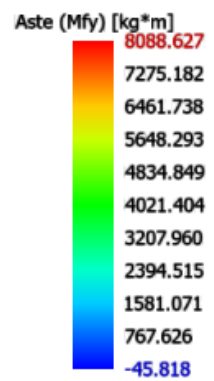
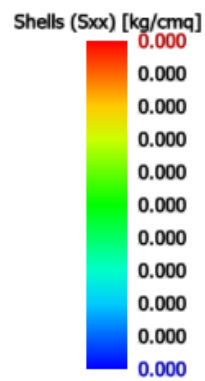
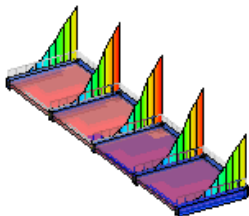
160 daN/mq



Sisma verticale



Carico da neve



Momenti flettenti travi carico da neve

La normativa italiana impone che le frecce a lungo termine di travi e solai per la condizione di carico permanente non devono superare

$L/250 = 1,6$ cm per la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera

$L/500 = 0,8$ cm per la integrità delle pareti divisorie e di tamponamento

La verifica delle inflessioni va eseguita considerando la variazione di rigidezza conseguente alla fessurazione del calcestruzzo e può essere omessa per elementi strutturali in cemento armato aventi luce < 10 m per i quali è soddisfatta la seguente condizione :

$$L/H < K * [11 + (0,015 * f_{ck}) / (\rho + \rho')] * [500 * A_{seff} / (f_{yk} * A_{scal})]$$

H altezza dello sbalzo

6- La scala

La scala è un elemento strutturale che modifica la rigidezza della struttura sia se considerata come soletta rampante che come trave a ginocchio con gradino a sbalzo; se realizzata in legno o in acciaio a chiocciola o a rampante può essere considerata come un elemento strutturale secondario che non altera la distribuzione delle rigidezze ma è importante ai fini della sicurezza ed incolumità delle persone. Questo elemento strutturale non può essere trascurato poiché durante un evento sismico per uscire dal nostro edificio ci si precipita nel vano scala e molto spesso rappresenta una delle parti più vulnerabili della nostra struttura.

-Trave a ginocchio con gradini a sbalzo

La trave a ginocchio va inserita nella modellazione FEM del nostro edificio, mentre il gradino è importante soltanto ai fini della distribuzione delle masse e quindi viene calcolato come elemento strutturale secondario a sbalzo sollecitato dal sisma verticale. In realtà sul gradino va considerata anche un azione sismica orizzontale che nell'elemento strutturale genera della pressoflessione deviata interessando più gradini e la relativa soletta di collegamento che è estremamente rigida per cui tale azione la trascuriamo. Lo schema statico è quello di mensola incastrata nella trave a ginocchio per la quale valgono le medesime considerazioni eseguite per i cornicioni



Analisi dei carichi

Gradino cls $0,166 \times 0,30 \times 1,00 \times 2500 = 124 \text{ daN}$

Soletta cls $0,10 \times 0,34 \times 1,00 \times 2500 = 85$

Intonaco $0,015 \times 0,34 \times 1,00 \times 1900 = 10 \text{ daN}$

Massetto $0,02 \times (0,16 + 0,30) \times 1900 = 20 \text{ daN}$

Rivestimento alzata $0,02 \times 0,16 \times 2200 = 7,04 \text{ daN}$

Rivestimento pedata $0,02 \times 0,30 \times 2200 = 13,20 \text{ daN}$

Carico permanente gradino 260 daN/ml

Carico accidentale 400 daN/mq sul singolo gradino agiscono 133 daN/ml

Azione sismica

Il periodo fondamentale di vibrazione di una mensola con massa distribuita è fornito dalla formula seguente

$$T_A = 1,787 * [m / EI]^{1/2}$$

$$S_D(T) = a_g * S * \eta * F_V \quad \text{nel tratto orizzontale}$$

$$F_V = 1,35 * F_O * (a_g/g)^{1/2}$$

m massa distribuita

Il carico q nella combinazione sismica

$$Q = Q_p + Q_a \pm Q_s$$

Q_p Carico permanente 260 daN/ml

Q_a Carico accidentale 133 daN/ml

Q_s Carico sismico $m \cdot S_d(T)$

$$m = (Q_a + 0,3 \cdot Q_p)$$

Possiamo aggiungere un parapetto o ringhiera ovvero una forza verticale

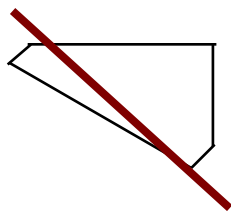
$$F = 50 \text{ daN}$$

Le sollecitazioni nella sezione di incastro

$$M = Q \cdot L^2 / 2 + F \cdot L \approx 550 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$V = Q \cdot L + F = 770 \text{ daN}$$

Le verifiche da eseguire sono a taglio e a flessione deviata per una sezione con la seguente forma, armata con dei ferri a molla con un software di calcolo

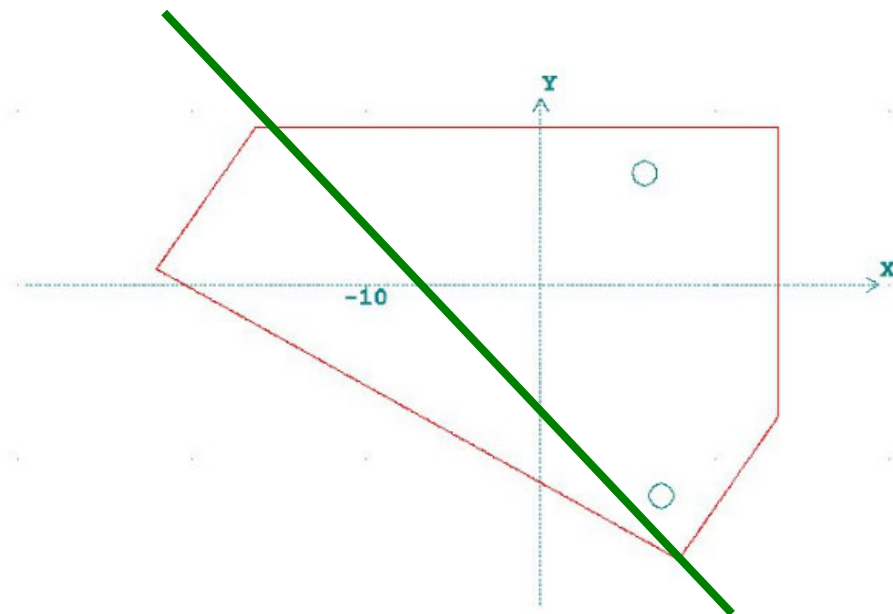


coordinate dei vertici

nodo 1	13,65	9,07
nodo 2	13,65	-7,58
nodo 3	7,92	-15,78
nodo 4	-22,07	0,9
nodo 5	-16,34	9,07

I risultati della verifica forniscono un armatura di molle del diametro 14 mm e staffe al passo di 15 cm per il taglio, i risultati vengono riportati nelle pagine seguenti.

l'asse neutro deve essere quasi parallelo alla soletta con fibre compresse inferiori e ferro superiore teso, nella pratica corrente viene assimilata ad una sezione rettangolare avente base $b = 34 \text{ cm}$ ed altezza utile $d = 20 \text{ cm}$. La parzializzazione deriva dal comportamento globale della rampa composta da 9 gradini e da soletta di collegamento per uniformare le deformazioni.



OPZIONI:

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;
 Sismicità: edif. non in zona sismica;
 Elemento costr.: trave in elevazione; Posiz. sezione: fuori dalla zona critica; Carico conc.: No
 Armatura inferiore a taglio: Si; Considera eccentricità aggiuntiva: No; Verifica eccentricità M/N: Si;
 Considera eccentricità aggiuntiva e verifica solo nei pilastri: Si;
 Trasl. momento flett.: No; Non inserire staffe: No; Considera solo staffe: No;
 Cond. Ambientali: ordinarie; Sensibilità armature: poco sensibili.
 Lunghezza libera di inflessione dir. X (per NTC 2018) HLx (cm):: 0.00
 Lunghezza libera di inflessione dir. Y (per NTC 2018) HLy (cm):: 0.00

MATERIALI:

Calcestruzzo: C25/30; Rck=30.00; Ec= 31447.16; N/mm²; γc: 1.50
 fck=24.90; fcd=14.11; fctk=1.79; fctd=1.19; fctm=2.56; fctm=3.07; (in N/mm²)
 Grafico tensioni/deformazioni cls: f2=14.11 N/mm²; εcu2=0.0035; εc2=0.0020
 Acciaio barre: B450C; γs: 1.15
 fyk=450.00; fyd=391.30; fbd=2.69; Es=206010.00; (in N/mm²);
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio: σu=0.0675; k=1.15
 Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls: Si
 Acciaio staffe: fyks=450.00, fyds=391.30 (in N/mm²)
 Percent. torsione limite (TorSoll/TorRes)•100=20.00 %

FORMA DELLA SEZIONE: Generica

Diam. cerchio inscr.: d = 30.00 cm;
 Area totale acciaio : Ast = 3.08 cm²
 Copriferro di progetto : c = 2.80 cm
 Diametro staffe : ds = 8 mm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: Acls = 590.63 cm²; Baricentro: XgCls = -0.88 cm; YgCls = -0.45 cm
 Momenti d'inerzia: Jx = 20445.10 cm⁴; Jy = 47860.11 cm⁴; Jxy = -8549.43 cm⁴;

Momenti principali d'inerzia: $J_{xi} = 50307.74 \text{ cm}^4$; $J_{yi} = 17997.46 \text{ cm}^4$;
 Angolo tra l'asse principale d'inerzia x_i e l'asse x : $\theta = 1.29 \text{ rad}$;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (N, Nm).

Combinazioni stati limite ultimi:						
comb	N	Mx	Vx	My	Vy	Mt
1	0	0	0	-5500	7700	0

VERIFICA PRESSO-TENSO-FLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):

Equaz. asse neutro $ax+by+c=0$: $a=-1373.729465$; $b=-1453.570554$; $c=-14171.512864$

Angolo asse neutro-asse x : $\alpha = -223.38243$ gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls: $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio: $\epsilon_s = -7.47084 / 1000$

Deformazione minima acciaio: $\epsilon_s' = -1.42513 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N•m):

$N_S=0.00$; $M_{xiS}=5287.57$; $M_{yiS}=-1513.79$; $T_{xiS}=7402.60$; $T_{yiS}=2119.30$

Ecc. aggiuntiva minima considerata: nessuna

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N•m):

$N_R = -3.51$; $M_{xiR} = 20249.61$; $M_{yiR} = -5797.30$

$M_{xi0}=-0.00$, $M_{yi0}=0.00$ - Punto base nel grafico M_{xi} - M_{yi} sul piano $N_S=\text{cost.}$

$MR = ((M_{xiR}-M_{xi0})^2 + (M_{yiR}-M_{yi0})^2)^{1/2} = 21063.13$; $MS = ((M_{xiS}-M_{xi0})^2 + (M_{yiS}-M_{yi0})^2)^{1/2} = 5500.00$

Fattore di sicurezza ad N costante: $MR/MS = 3.8297 > 1$

VERIFICA POSITIVA

VALORI DI δ ($x/d = 0.3190$)

$\delta = 0.44 + 1.25 \cdot (0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu}) \cdot x/d = 0.8388$

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE ($A_{fTot}=3.08 \text{ cm}^2$; $Area_{cls}=590.63 \text{ cm}^2$)

Armatura tesa (comb. 1): $A_{ft}=3.08 \text{ cm}^2 > 0.26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk} = 0.71 \text{ cm}^2$

$A_{ft}=3.08 \text{ cm}^2 > 0.0013 \cdot b \cdot d = 0.63 \text{ cm}^2$

con: $b=20.76 \text{ cm}$; $d=23.26 \text{ cm}$

$A_{ftes} \text{ max (comb. 1)} = 3.08 \text{ cm}^2$ e $A_{fcompr} \text{ max (comb. 1)} = 0.00 \text{ cm}^2 < 0.04 \cdot Area_{cls} = 23.63 \text{ cm}^2$

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONG. NEI BORDI SUPERIORE ED INFERIORE

$Area_{cls}=590.63 \text{ cm}^2$, $f_{yk}=450.00 \text{ MPa}$

Armatura compressa: $A_f=0.00 \text{ cm}^2$; $\rho_{comp}=0.000000$

Armatura tesa: $A_f=3.08 \text{ cm}^2$; $\rho=0.005213$

Verifiche positive: $1.4/f_{yk} < \rho < \rho_{comp} + 3.5/f_{yk}$; $\rho_{comp} > 0.25 \cdot \rho$;

Sono presenti almeno due barre $\varnothing \geq 14 \text{ mm}$ nei bordi superiore ed inferiore.

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA TRACIAMENTO BARRE

Comb. N.: 1; $V_{su}=7700.00 \text{ N}$; $\tau_{maxTr}=V_{su}/A_f=25.0101 < f_{yd}=391.3000 \text{ N/mm}^2$

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; ($f_{cd}=14.1100$, $f_{ctd}=1.19$, $f_{ck}=24.90 \text{ in N/mm}^2$)

Armatura da verificare: Staffe a 90° 1 $\varnothing 8$ a 2 br. ogni $15.00 \text{ cm} \Rightarrow A_{sw/s}=6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$

$V_{Ed}=5596.25 \text{ N}$; $d=23.26 \text{ cm}$; $b_w=14.97 \text{ cm}$, $\alpha_c=1.0000$, $\cot(\theta)=2.5000$

$V_{Rcd} = 0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot 0.5 \cdot (\cot(90^\circ) + \cot(\theta)) / (1 + \cot(\theta)^2) = 76225.31 \text{ N}$

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw/s}) \cdot f_{yd} \cdot \sin(\theta) \cdot (\cot(90^\circ) + \cot(\theta)) = 137226.26 \text{ N}$

$V_{Ed} < \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$; $5596.25 < \min(76225.31, 137226.26) \Rightarrow \text{VERIFICA POSITIVA}$

VERIFICHE PASSO STAFFE. a 90° (N.ro bracci: Nb=2, Area sing.: A1s=0.5027 cm²)
 N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe e le legature dell'anima aventi l'angolo,
 con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi
 Area staffe necessari al taglio (Comb. n.ro 1) ($f_{ydSt}=391.30 \text{ N/mm}^2$)
 $V_{Ed}=5596.25 \text{ N}$; $d=23.26 \text{ cm}$; $bw=14.97 \text{ cm}$, $\cot(\theta)=2.5000$
 da $V_{Ed}=0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{ydSt} \cdot \cot(\theta)$ si ottiene: $A_{sw}/s=0.27 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $s=100 \cdot Nb \cdot A1s/A_{sw}=367.82 \text{ cm}$
 Area minima per le travi: $A_{st}=0.15 \cdot bw = 0.15 \cdot 14.97 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $s=Nb \cdot A1s/A_{st}=44.77 \text{ cm}$
 $s=0.8 \cdot h_{utile}=0.8 \cdot 23.26=18.60 \text{ cm}$
 $s=33 \text{ cm}$

Passo inserito 15.00 <= s min=18.60 VERIFICA POSITIVA

00000000000000000000 VERIFICHE TUTTE POSITIVE 000000000000000000

VERTICI SEZIONE:			
Nv	X (cm)	Y (cm)	z _c x1000
1	13.65	9.07	-10.88
2	13.65	-7.58	-5.17
3	7.92	-15.78	-0.50
4	-22.07	0.90	3.50
5	-16.34	9.07	-1.16

BARRE LONGITUDINALI:				
Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	z _f x1000
1	6.00	6.37	14.00	-7.47
2	6.92	-12.14	14.00	-1.43

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE:		
Ni	X (cm)	Y (cm)
1	4.18	-13.70
2	-17.76	7.04

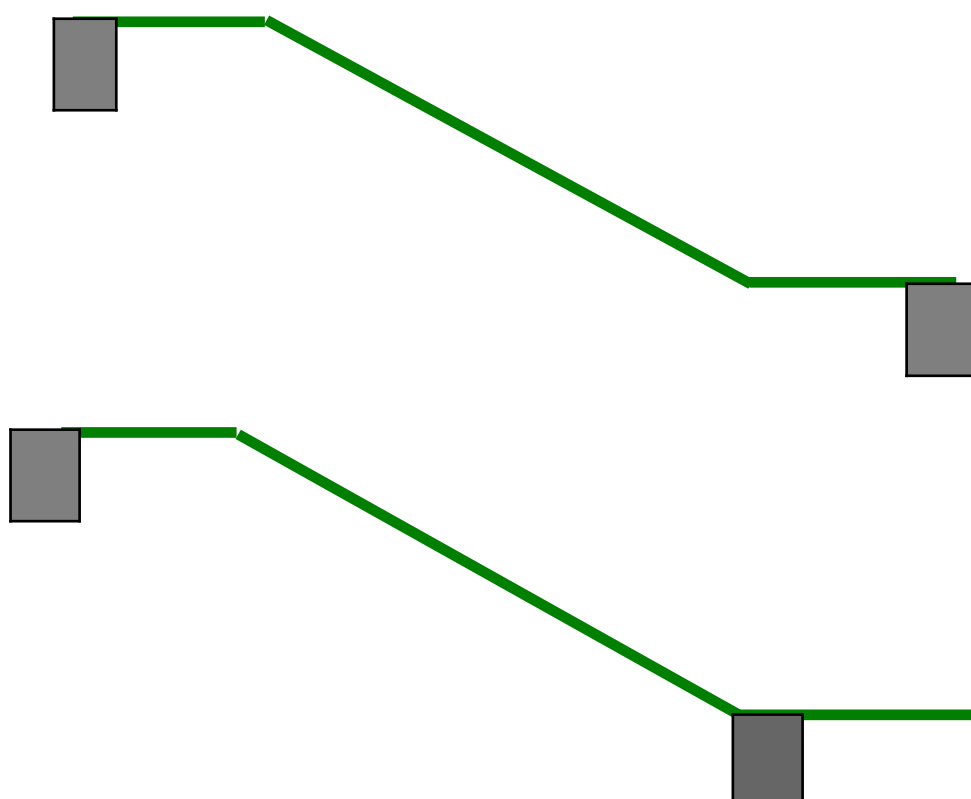
Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni										
NSi, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia										
NRi, MRxi, MRyi: azioni resistenti										
sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU										
Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione										
TV: tipo verifica N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante; C = NS>Nrd o il fattore NRd/NS risulta piu' sfavorevole (NRd=787170 N); T = NS<Nrt o il fattore NRt/NS risulta piu' sfavorevole (NRt= -136736 N); E = l'eccentricità della sollecitazione è inferiore al minimo imposto dalla normativa; ? = Sezione non verificabile; 0 = Azioni nulle										
V: verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata, con un N se la combinazione non converge										
cb	NSi	MSxi	MSyi	NRi	MRxi	MRyi	Aft	Afc	sic.	TV
n.ro	(N)	(Nm)	(Nm)	(N)	(Nm)	(Nm)	(cm²)	(cm²)		
1	0	5288	-1514	-4	20250	-5797	3.08	0.00	3.8297	N

Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU

ATTENZIONE IL PROGRAMMA STA FUNZIONANDO
 IN MODALITA' LIMITATA

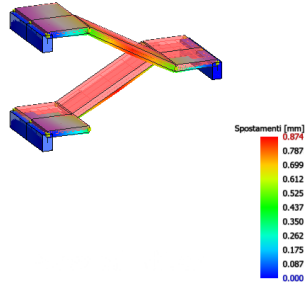
-Soletta Rampante

La soletta rampante va inserita nella modellazione FEM della struttura considerata come un insieme di elementi Plate -Shell e visto lo spessore della soletta >15 cm interferisce notevolmente con la rigidezza della struttura mutando radicalmente la risposta dell'edificio in analisi dinamica. Non va considerato come elemento strutturale secondario per cui se ne deve tener opportunamente conto nel calcolo strutturale dell'edificio. Nel calcolo strutturale si deve tener conto del sisma verticale poiché per effetto degli sforzi normali può essere un elemento spingente sulle travi di bordo

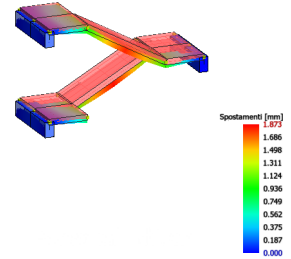


*Modelliamo tramite il software **Iperspace Personal Edition** le due rampe aventi dimensione 130,270,130 per un dislivello di 150 cm **spessore soletta 20 cm**. Le armature che vengono fuori dal calcolo per la prima rampa sono di 1 ferro del diametro di 14 mm ogni 25 cm per cui avendo la rampa una dimensione di 120 cm si dispongono 5 ferri inferiori e 5 ferri superiori aventi un diametro di 14 mm. Le armature trasversali della soletta sono di un ferro del diametro 14 mm ogni 30 cm per cui avendo la rampa una lunghezza di 270 cm si dispongono 9 ferri del diametro di 14 mm conservando lo stesso passo anche nei pianerottoli.*

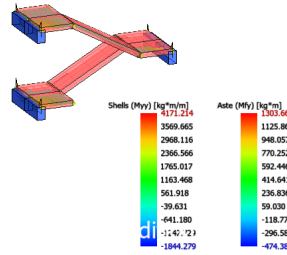
Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
 Posizione masse N° 1



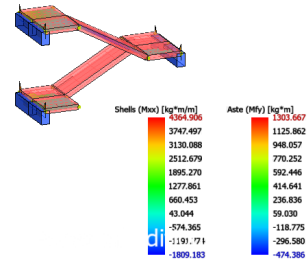
Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 2-I
 Posizione masse N° 1



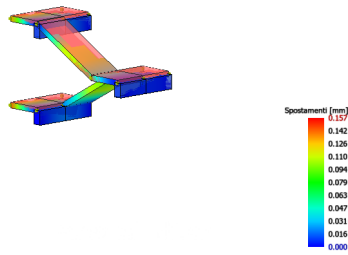
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 2-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: Myy



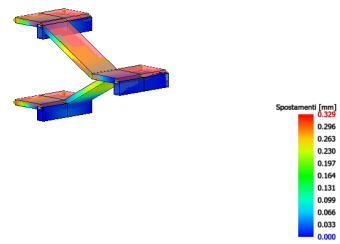
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 2-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: Mxx



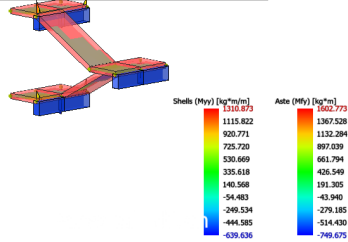
Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
 Posizione masse N° 1



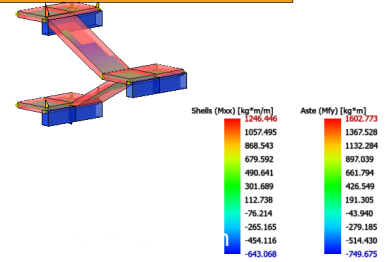
Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 2-I
 Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 2-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: Myy



Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 2-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: Mxx



Le armature per la seconda rampa sono analoghe , le spinte orizzontali sulle travi conseguenti al comportamento ad arco non destano problemi sulla struttura.

Scala a chiocciola



La scala a chiocciola può essere considerata un elemento strutturale secondario che non altera la risposta sismica del nostro edificio , quindi può essere omessa nella modellazione FEM della struttura ; la sua sicurezza è importante ai fini della incolumità delle persone poiché in occasione di un evento sismico può ribaltarsi o rompersi : la scala a chiocciola è da considerarsi un elemento strutturale secondario indipendente poiché è utilizzata da persone e deve essere una struttura stabile anche in occasione di eventi sismici. Il calcolo strutturale prevede il dimensionamento dei collegamenti alla base ed in sommità nonché la verifica del tubolare in acciaio asse verticale della scala . Le azioni che agiscono sulla scala a chiocciola :

Diametro scala 170 cm; numero gradini 14 , alzata 21,42 cm

Peso proprio tubo diametro 100 m

Gradino in legno 25x80x3

Ringhiera 50 daN

Carico accidentale 400 daN/mq

Azione sismica orizzontale

Periodo fondamentale di oscillazione per un edificio in cemento armato (risulta dai calcoli strutturali)avente altezza 12 m il periodo fondamentale di vibrazione può essere stimato tramite la formula seguente

$$T = 2 \cdot \sqrt{d}$$

dove d è il max spostamento per forze statiche espresso in metri nel punto più alto del nostro edificio; Considerando che deve essere garantito lo stato limite di danno e che gli spostamenti di interpiano devono soddisfare la seguente limitazione $< 0,0075 \cdot h = 2,25 \text{ cm}$ possiamo assumere $d = 8 \text{ cm}$

$$T = 0,565 \text{ sec}$$

Per la determinazione del periodo fondamentale di vibrazione del nostro elemento

strutturale eseguiamo una modellazione FEM della nostra scala , ipotizzando che sia vincolata alla base tramite un incastro ed in sommità al solaio tramite una cerniera sul pianerottolo di arrivo.

Il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento secondario $T = 0,4170 \text{ sec}$



La scala a chiocciola posizionata al terzo piano alla quota 7,50 m , in un sito con accelerazione $A_g = 2,7 \text{ m/sec}^2$; $\alpha = 0,27$

$$T_a = 0,4170 \text{ sec} > 0,3 * 0,565 \text{ sec} = 0,1695$$

$$\alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [(1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1))^2)] \geq \alpha * S$$

$$a_p = 4 ; S = 1,25 ; \alpha = 0,27 ; T_1 = 0,565 ; a = 0,3$$

$$S_d = 0,296$$

La azione sismica orizzontale su ogni gradino, Forza concentrata nel nodo

Peso gradino 6 daN

Ringhiera 50 daN

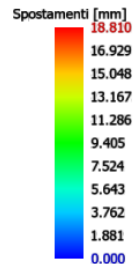
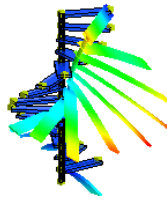
Carico accidentale $100 * 0,3 = 30 \text{ daN}$

Forza orizzontale su ogni gradino direzione X ed Y

$$F_x = F_y = 90 * 0,296 = 27 \text{ daN}$$

La combinazione di carico per gli spostamenti è quella sismica con coefficienti parziali unitari

Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 25-I
 Posizione masse N° 1



Riportiamo di seguito la verifica di instabilità del tubo in acciaio con lunghezza libera di inflessione pari a 3 m sollecitato dalle azioni sismiche orizzontali, e la verifica a flessione a taglio e allo stato limite di vibrazione di un gradino ipotizzando che la scala sia utilizzata al massimo da tre persone ovvero che il sovraccarico è presente esclusivamente su tre gradini.

-Verifica del gradino

$$M_y = 82 \text{ daN}\cdot\text{m} ; V = 140 \text{ daN} ; N = 30 \text{ daN} ; M_x = 25,5 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Verifica a pressoflessione

$$(\sigma_c/f_c)^2 + \sigma_y/f_y + K_m \cdot \sigma_x/f_x < 1 \quad K_m = 0,7$$

$$\sigma_c = 30/(25 \cdot 5) = 0,24 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_y = 8200/(104) = 78 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_x = 2550/520 = 4,90 \text{ daN/cm}^2$$

utilizzando un legno di conifera classe Pino laricio

$$f_{ck} = 200 \text{ daN/cm}^2 ; f_{mk} = 220 \text{ daN/cm}^2 ; F_{vk} = 38 \text{ daN/cm}^2$$

Il valore di calcolo $X_d = X_k \cdot K_{mod} / \gamma$

$$K_{mod} = 0,6 \quad \gamma_m = 1,50$$

$$[0,24/(200 \cdot 0,6)]^2 + [78/(220 \cdot 0,6)] + 0,7 \cdot [4,90/(220 \cdot 0,6)] = 0,92 < 1$$

verifica soddisfatta

Verifica a taglio

$$\tau = 1,5 * V/A = 1,68 \text{ daN/cm}^2 < 38 * 0,4 = 15,20 \text{ daN/cm}^2$$

determiniamo il periodo fondamentale di vibrazione , affinché non si abbiano vibrazioni la frequenza fondamentale deve essere maggiore di 8Hz

Dai calcoli risulta $T = 0,15 \text{ sec}$ $f = 6,66 \text{ Hz}$; le scale a chiocciola di solito vibrano e le stesse vibrazioni non sono fastidiose ovvero ne consentono il corretto us.

Verifica di instabilità della colonna

$$P = 1085 \text{ daN} ; M = 45 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Le istruzioni alle norme tecniche per le costruzioni 2018 per le membrature pressoinflesse prescrivono il seguente criterio di verifica per il nostro profilo di acciaio

$$(N_{ED} * \gamma_{M1}) / (A * f_{yk} * \chi_{min}) + (M_{YEd} * \gamma_{M1}) / [f_{yk} * W_y * (1 - N_{ED}/N_{Cr})]$$

$$M_{YEd} = 1,3 * M_{eq} = 1,3 * 45 = 58,5 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

χ_{min} è il minimo fattore χ rispetto agli assi principali di inerzia

profilo diametro 114*3,6mm $A = 12,50 \text{ cm}^2$ $W_x = W_y = 33,60 \text{ cm}^3$; $i = 3,92 \text{ cm}$

$$J = 192 \text{ cm}^4$$

$$N_{cr} = \pi^2 * (EI) / (L_0)^2 = 44215 \text{ daN}$$

$$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{1/2}] = 0,788 \quad \Phi = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda - 0,2) + \lambda^2) = 0,896$$

$$\alpha = 0,21 ; \quad \lambda = [A * f_{yk} / N_{cr}]^{1/2} = 0,815$$

$$S235 \quad f_{yk} = 2350 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_{M1} = 1,05$$

La sezione del tubo verticale ed i collegamenti con la struttura sono ampiamente verificati viste le sollecitazioni in gioco.

7 - Le tamponature e i tramezzi

Le tamponature ed i tramezzi rappresentano gli elementi non strutturali che subiscono maggiori danni in un edificio in cemento armato durante un evento sismico , tenendo presente che al loro interno contengono le canalizzazioni degli impianti elettrico termico idraulico e ad essi sono ancorati termosifoni , caldaie per il riscaldamento scaldacqua elettrici ,gli arredi . Se si rompono tamponature e tramezzi il nostro edificio dopo un evento sismico è praticamente inagibile e rappresentano gli elementi non strutturali che vengono salvaguardati nello stato limite di danno mediante la limitazione imposta agli spostamenti di interpiano ; le nuove norme tecniche sulle costruzioni del 2018 per limitare danni a tramezzi e tamponature impongono le seguenti limitazioni

Tamponature collegate rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

tamponature fragili $dr < 0,005 \cdot h = 1,5 \text{ cm}$

tamponature duttili $dr < 0,0075 \cdot h = 2,25 \text{ cm}$

dr spostamento di interpiano calcolato con analisi lineari e non lineari, pari alla differenza tra lo spostamento del solaio superiore e del solaio inferiore.

h altezza di interpiano 300 cm

per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito degli spostamenti di interpiano , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura

$$qdr < Drp < 0,01h = 3 \text{ cm}$$

lo spostamento di interpiano deve essere compreso tra $1,5 \div 3 \text{ cm}$; $2,25 \div 3 \text{ cm}$;

Muratura ordinaria $dr < 0,002h = 0,6 \text{ cm}$

Muratura armata $dr < 0,003h = 0,9 \text{ cm}$

Muratura confinata $dr < 0,0025h = 0,75 \text{ cm}$

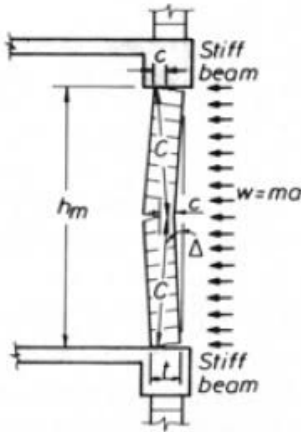
Le tamponature esterne interferiscono con la rigidezza della struttura di conseguenza ne alterano la risposta sismica in analisi dinamica , irrigidendo l'edificio per cui nel calcolo strutturale vanno sempre modellate accanto alla intelaiatura in cemento armato e verificate di conseguenza in modo che in occasione di eventi sismici non subiscano dei danni o espulsioni di interi pannelli. Si riportano di seguito la verifiche da eseguire per tramezzi e tamponature :

-Verifica fuori dal piano

-Verifica nel piano

Verifica fuori dal piano

La verifica nel piano ortogonale concerne l'espulsione del pannello sollecitato da azioni verticali di sforzo normale quale peso proprio della tamponatura e da azioni sismiche orizzontali;



per effetto delle azioni sismiche nello spessore del pannello di muratura si crea un effetto arco che contrasta le azioni orizzontali; lo schema statico è quello di trave appoggiata appoggiata al solaio inferiore e superiore il cui periodo fondamentale di vibrazione è fornito dalla formula seguente

$$T = 2/\pi * L^2 * \sqrt{(\mu/EI)}$$

il periodo fondamentale del nostro edificio in cemento armato

$$T = 2 * \sqrt{d}$$

d spostamento orizzontale dell'ultimo impalcato, calcolato applicando alla struttura delle forze statiche che seguono la distribuzione triangolare tipica dell'analisi statica lineare. Se stiamo calcolando la nostra struttura tramite un'analisi dinamica lineare conosciamo il periodo fondamentale di vibrazione quindi possiamo stabilire quale formula utilizzare per il calcolo di $S_d(T)$

$$S_a = \begin{cases} \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [(1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1))^2] \geq \alpha * S & \text{per } T_a > a * T_1 \\ \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p & \text{per } a * T_1 < T_a < b * T_1 \\ \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [(1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1))^2] \geq \alpha * S & \text{per } T_a > b * T_1 \end{cases}$$

Il carico orizzontale sul nostro pannello di tamponatura

$$q_a = F_a = (S_a * W_a) / Q_a$$

W_a peso sismico per unità di lunghezza

F_a azione sismica per unità di lunghezza

$Q_a = 2$ fattore di comportamento

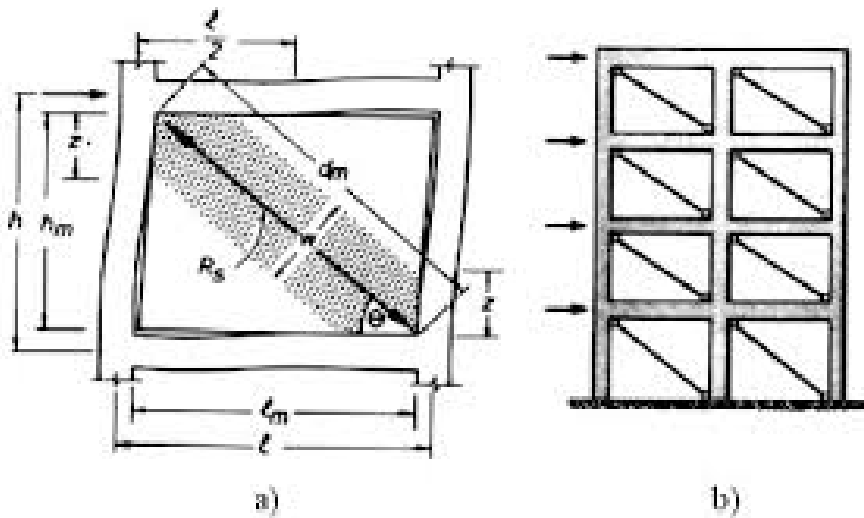
Il momento in mezz'opera per una striscia unitaria di circa 100 cm di tamponatura

$$M_{sd} = Q_a * H^2 / 8$$

Lo sforzo normale nella sezione centrale è pari al peso di metà tamponatura circa 400 daN per cui il momento ultimo

$$M_{rd} = P \cdot t / 2 \cdot [1 - P / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot A)] > M_{sd}$$

- Verifica nel piano



La tamponatura viene schematizzata come una biella compressa avente lo spessore t pari a quello della tamponatura, ed una larghezza $B = 0,22 \cdot D$ dove D è la lunghezza della diagonale; è quindi un elemento monodimensionale avente una sezione rettangolare $B \cdot t$ ed una lunghezza D sollecitato a compressione per il quale la circolare 65 del 10 Aprile 1997 impone le seguenti verifiche:

Verifica allo scorrimento orizzontale

$$H_o \leq \tau_u \cdot L \cdot t / \phi$$

ϕ fattore di riduzione delle tensioni che allo stato limite ultimo assume il valore unitario

la tensione tangenziale ultima sulla tamponatura

$$\tau_u = f_{vko} \cdot [1 + (0,8 \cdot H/L - 0,2) \cdot H_o / (1,5 \cdot f_{vko} \cdot H \cdot L)]^{1/2}$$

derivata dalla formula tipica delle murature dedotte dal cerchio di Mohr

$$V = B \cdot t \cdot \tau_k \cdot [1 + \sigma_o / (1,5 \cdot \tau_k)]^{1/2}$$

H_o forza orizzontale sulla tamponatura

Verifica a trazione lungo la diagonale

$$H_0 \leq f_{vko} * L * t / (0,6 * \phi)$$

il coefficiente 0,6 deriva dalla formula seguente $f_{vk} = f_{vko} + 0,4 * \sigma_n$

Verifica allo schiacciamento degli spigoli

$$H_0 \leq 0,8 * f_k / \phi * \cos^2 \theta * [E_c / E_m * I * H * t^3]^{1/4}$$

I momento di inerzia del pilastro

$$\theta = \arctg(H/L)$$

Verifica di instabilità

Si può considerare una ulteriore verifica quale la verifica di instabilità della biella compressa di tompagno che per effetto di un evento sismico può determinare l'espulsione del pannello.

$$N_{Ed} / N_{bRD} < 1$$

$N_{ED} = P$ sforzo normale nella diagonale

$$N_{bRD} = B * t * f_{mcd} * \chi / \gamma$$

f_{mcd} resistenza a compressione della tamponatura

B larghezza diagonale

t spessore

$$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{1/2}]$$

$$\lambda = [B * t * f_{mk} / N_{cr}]^{1/2}$$

$$N_{cr} = \pi^2 * E_m * I / d^2$$

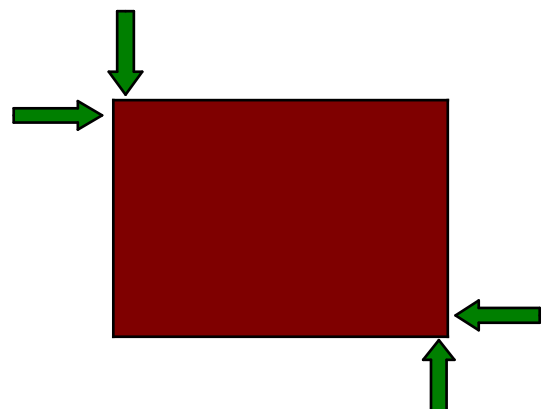
$$\Phi = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

$\alpha = 0,3$ fattore di imperfezione

$$I = B * t^3 / 12$$

E_m modulo elastico tamponatura

Per la verifica corretta si dovrebbe considerare la instabilità della lastra di tamponatura sollecitata negli spigoli così come indicata in figura.



8- Il bow-window

Il bow-window è un balcone a sviluppo verticale che interessa più piani dell'edificio , munito di parapetto e di pilastri verticali che hanno la funzione di collegare gli sbalzi durante il sisma verticale in modo che le deformate coincidano e che la forma di oscillazione sia unica; il dimensionamento di questi pilastri va eseguito a trazione e compressione in presenza di sisma verticale e per vibrazioni delle solette dei balconi in opposizione di fase. Il bow-window va inserito nella modellazione FEM della nostra struttura poiché incide sulla distribuzione delle masse , quindi sulla posizione del baricentro delle masse possiamo affermare che non altera la distribuzione delle rigidezze del nostro edificio e quindi in analisi dinamica non modifica sostanzialmente la risposta sismica della struttura.

I carichi su di esso agenti:

peso proprio soletta

peso proprio parapetto

intonaco 30 daN/mq

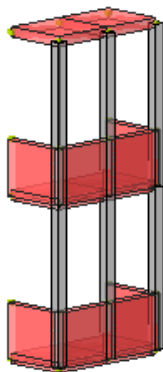
pavimento 45 daN/mq

carico accidentale soletta 400 daN/mq

azione sismica verticale

azione sismica orizzontale sul parapetto

Modelliamo un bow-window di dimensioni 260x130 che interessa 2 piani del nostro edificio del quale dai calcoli strutturali conosciamo il periodo di oscillazione fondamentale.



Il periodo di oscillazione di questo elemento strutturale $T = 0,0303$ sec ; Eseguiamo una stima del periodo di oscillazione del nostro edificio che ha un altezza di circa 9 m , utilizzando una formula delle vecchie norme tecniche del 14 gennaio 2008

$$T = C \cdot H^{3/4} = 0,389 \text{ sec}$$

C = 0,075 per strutture a telaio in cemento armato

H altezza edificio

$$\alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [(1 + (a_p - 1) * (1 - T a / (a * T_1)))^2] \quad T a < a * T_1$$

$$a = 0,8 ; \quad a_p = 5$$

$$S = 1,25 \quad , \quad Z_1 = 3 \text{ m} ; \quad Z_2 = 6 \text{ m} ;$$

$$Sd(T) = 1.565 \text{ m/sec}^2 ; Sd(T) = 1.956 \text{ m/sec}^2 ;$$

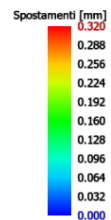
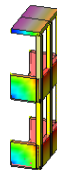
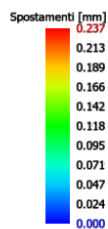
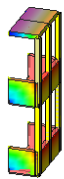
Il carico orizzontale da applicare sul parapetto

$$F_1 = 1,565 * W / q = 95 \text{ daN/m} ; F_2 = 1,956 * W / q = 120 \text{ daN/m}$$

$$q = 1 \text{ per elementi aggettanti}$$

$$W = 600 \text{ daN/m}$$

Si riportano le deformazioni e le sollecitazioni nel bow-window con le relative armature metalliche



Le armature metalliche , molle del diametro di 14 mm/25 cm sia nella soletta che nel parapetto ; armatura longitudinale simmetrica 1Φ14/30 cm. Nei pilastri si dispongono 4Φ12 e staffe Φ8/25 cm; lo spessore della soletta e del parapetto è pari a 20cm.

9- Il comignolo

COMIGNOLI

2

Gli elementi di allontanamento dei fumi sono prevalentemente di due tipi:

- 1- Posizionati in copertura
- 2- Addossati direttamente alla struttura

Entrambi sono suscettibili a danneggiamento perché sono strutture snelle.

DANNO

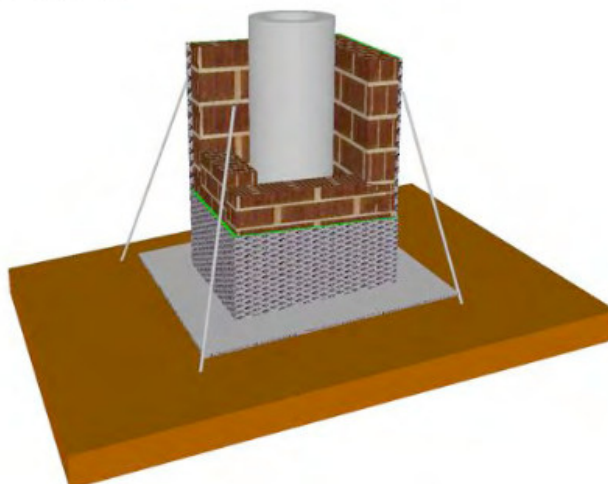
- 1- Comignoli in copertura: Tale elemento, posizionato successivamente, presenta delle significative discontinuità strutturali e materiche, particolarmente vulnerabili alle azioni di taglio e oscillatorie generate da un sisma.
- 2- Comignoli addossati: Elemento prevalentemente esterno con sistema oscillatorio indipendente dalla struttura principale. Un ancoraggio inadeguato genera delle tensioni localizzate, portandolo al collasso.



INTERVENTO

Scopo dell'intervento è evitare che l'elemento danneggiato precipiti al suolo.

In fase di progetto limitare la snellezza del comignolo. Nei manufatti esistenti inserire una canalizzazione in acciaio, su tutta la lunghezza del sistema, che permette la riduzione del danno. Per limitare ulteriormente il rischio di crollo, è opportuno incamiciare il comignolo con una rete metallica flessibile che si prolunga fino alla copertura, posizionando poi dei controventi o angolari metallici adeguatamente ancorati nella struttura della copertura.



Il comignolo è un elemento non strutturale secondario che non interferisce con la rigidità della struttura e può essere calcolato verificato in modo molto semplice; il suo schema statico è quello di una mensola per cui conosciamo il periodo fondamentale di vibrazione per azioni sismiche orizzontali.

$$T_A = 1,787 * [m / EI]^{1/2}$$

m massa distribuita, E modulo elastico, I momento di inerzia

Il periodo fondamentale di vibrazione del nostro edificio in muratura

$$T = C * H^{3/4} = 0,259 \text{ sec}$$

C = 0,050 per strutture a telaio in muratura

H altezza edificio

dalle formule

$$S_a \quad \begin{aligned} & \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [(1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1)))^2] \geq \alpha * S \quad \text{per } T_a < a * T_1 \\ & \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p \quad \text{per } a * T_1 < T_a < b * T_1 \\ & \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [(1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1)))^2] \geq \alpha * S \quad \text{per } T_a > b * T_1 \end{aligned}$$

si calcola la forza sismica orizzontale da applicare sulla mensola

$$F_a = (S_a * W_a)$$

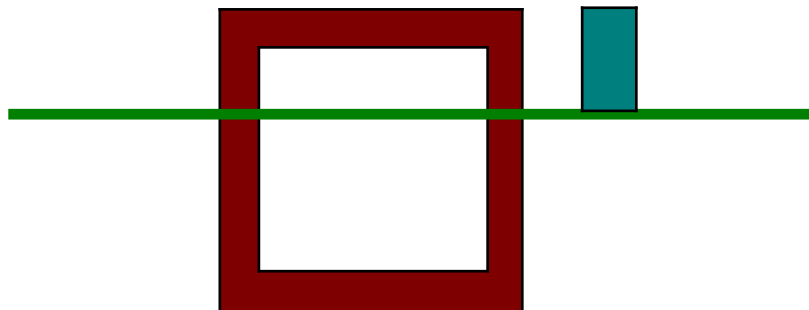
e quindi per il nostro comignolo sono noti :

P = W sforzo normale

*V = F_a * H forza di taglio alla base*

*M = F_a * H^2 / 2 momento flettente*

Le verifiche da eseguire sono a pressoflessione considerando una sezione cava simmetrica di lato L e spessore t



$$P = L * t * 0,85 * f_{cm} + 2 * x * t * 0,85 * f_{cm}$$

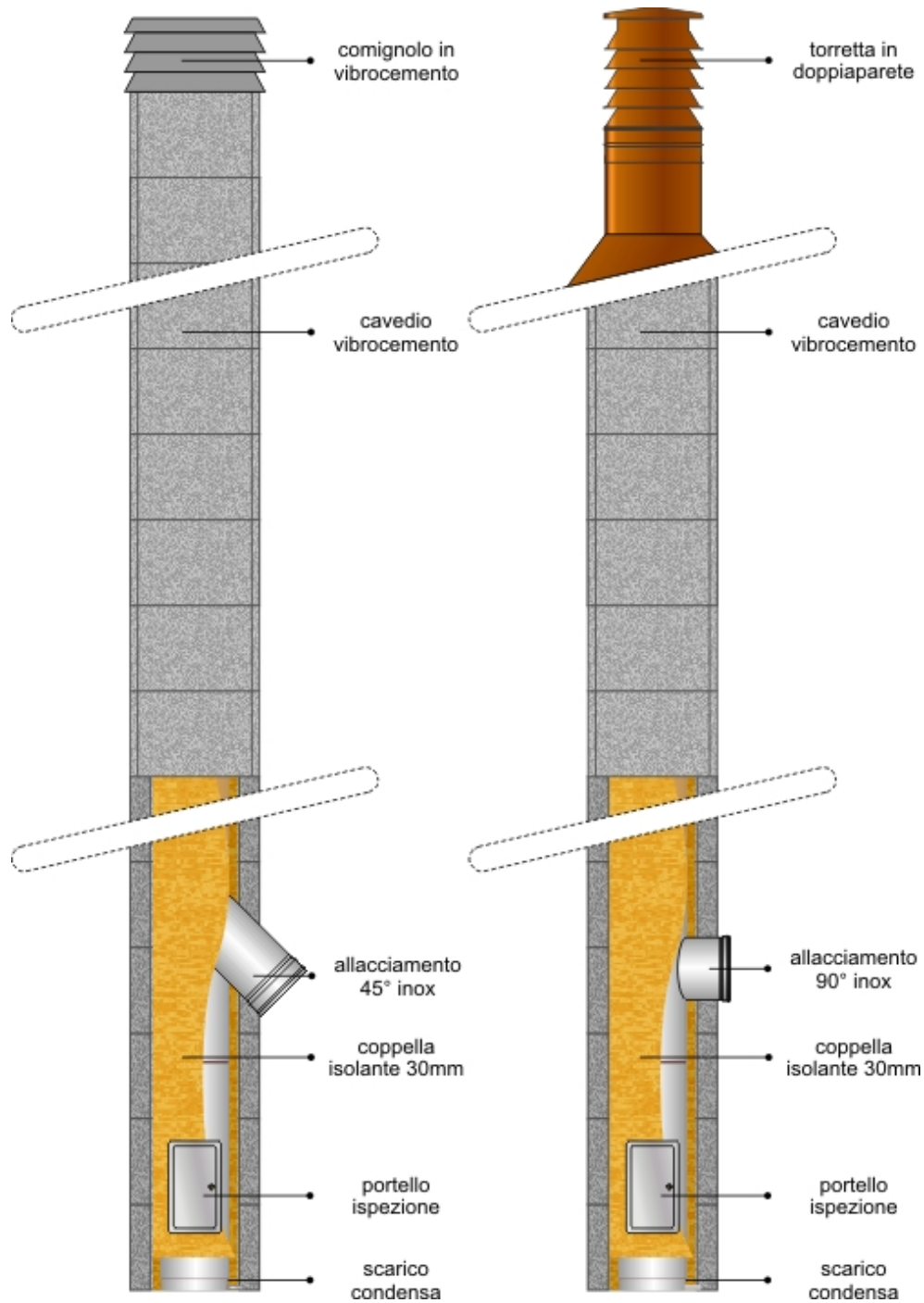
$$x = [P - L * t * 0,85 * f_{cm}] / (2 * t * 0,85 * f_{cm})$$

$$M_{rd} = L * t * 0,85 * f_{cm} * (x - t/2) + x^2 * t * 0,85 * f_{cm} > M_{sd}$$

La verifica a taglio

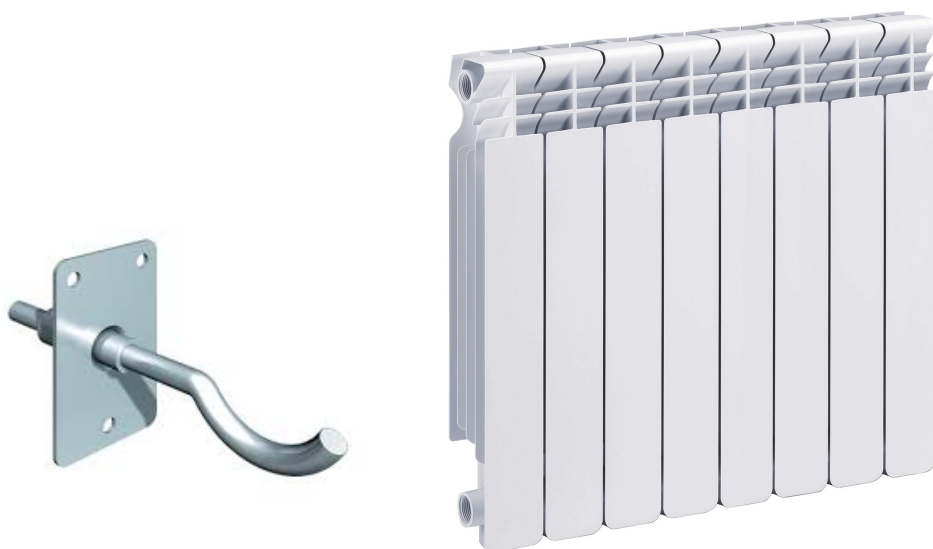
$$V_{rd} = (L \cdot t + 2 \cdot t \cdot x) \cdot f_{vk} > V_{sd}$$

Il comignolo è un prolungamento della canna fumaria

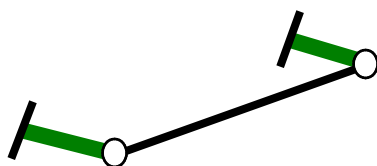


10- L'impianto Termico : la caldaia e i termosifoni

Le tubature del gas sono inserite ed ancorate alle tamponature , in presenza di un movimento dell'edificio provocato da un terremoto seguono la struttura nella sua deformazione per cui se gli spostamenti sono eccessivi si può avere una rottura delle tubazioni con fughe di gas che si rivelano pericolose se rivelabili all'interno degli ambienti della nostra abitazione. In edifici in cemento armato con isolamento sismico alla base le distorsioni delle tubature di gas diventano significative nelle zone di passaggio tra basamento ed elevazione; in una corretta progettazione di un impianto termico è buona pratica che le condutture del gas siano all'esterno ovvero che entrino solo nel vano caldaia o che la caldaia sia posizionata all'esterno della nostra abitazione e che si utilizzino cucine elettriche per la cottura degli alimenti in modo che se si palesano fughe di gas queste avvengano all'esterno del nostro edificio direttamente a contatto con l'atmosfera. Gli impianti termici moderni sono realizzati quasi tutti a pavimento senza radiatori esterni con una serpentina incassata al di sotto del pavimento o nelle pareti quindi la funzionalità dell'impianto demandata alla integrità strutturale dei solai ovvero dei piani di calpestio e delle pareti quali tramezzi e tamponature. Negli impianti con termosifoni se non ancorato efficacemente alla parete in occasione di un evento sismico il termosifone può oscillare e cadere a terra con fuoriuscita di acqua dalle tubature.



Per l'ancoraggio si dispongono i due elementi metallici fissati alla parete con malta espansiva ai quali viene agganciato il radiatore; nel dimensionamento bisogna tener conto dell'incremento di peso derivante da un azione sismica verticale pari al 50% del peso del radiatore e di eventuali azioni sismiche orizzontali , valutando il periodo di oscillazione del singolo elemento non strutturale considerando il seguente schema statico



ovvero 2 mensole di luce ridotta pari alla lunghezza del gancio collegate da un pendolo orizzontale inestensibile sul quale è posizionata la massa. Il periodo fondamentale di vibrazione

$$\omega^2 = 2 \cdot 3EI / (m \cdot L^3); \quad T = 2 \cdot \pi / \omega = 2 \cdot \pi \cdot [m \cdot L^3 / (6EI)]^{1/2}$$

m massa del termosifone

I inerzia del tondino di ferro (gancio)

L lunghezza gancio

E modulo elastico acciaio

Il periodo di oscillazione per azioni sismiche verticali è pari al periodo di oscillazione per azioni sismiche orizzontali ;

Le forze da applicare sui tondini metallici

$$F_a = S_a \cdot W / (2 \cdot Q) \quad \text{orizzontale}$$

$$F_v = S_d(t) \cdot W / (2 \cdot q) \quad \text{verticale}$$

la prima dedotta dalla formule usuali una volta noto il periodo fondamentale del nostro edificio , la seconda dallo spettro di risposta per azioni sismiche verticali.

La verifica dei due ganci viene eseguita a taglio considerando una forza

$$V = [F_a^2 \pm W^2 (S_d(t)/q + 1)^2]^{1/2}$$

$$\tau = 4 \cdot V / (\pi \cdot D^2) < f_{yd} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{MI})$$

D diametro tondino metallico

il fattore di comportamento $Q = 2$

E' evidente che prima di verificare l'ancoraggio del radiatore alla parete va verificata la stabilità dell'elemento strutturale a cui è ancorato che può essere una tamponatura , una parete in muratura o un tramezzo.

L'ancoraggio delle caldaie viene eseguito tramite staffe metalliche e ganci ancorate alle pareti alle quali la caldaia viene agganciata e sospesa così come indicato

Determinare la posizione di installazione della caldaia considerando il raccordo fumi e le distanze laterali rispetto al muro ed al soffitto, così come anche attacchi gas, riscaldamento, acqua sanitaria, allacciamento elettrico eventualmente preesistenti.

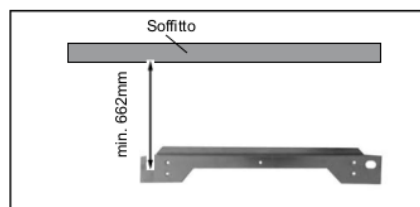
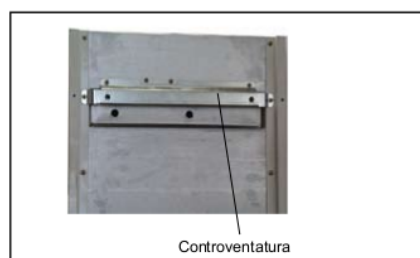


Figura: fori per ganci

- Segnare i fori per l'inserimento dei ganci, considerando le distanze minime al muro.
- Mettere i tasselli e fissare il gancio utilizzando le viti in dotazione.
- Fissare la caldaia con i ganci attraverso la controventatura.

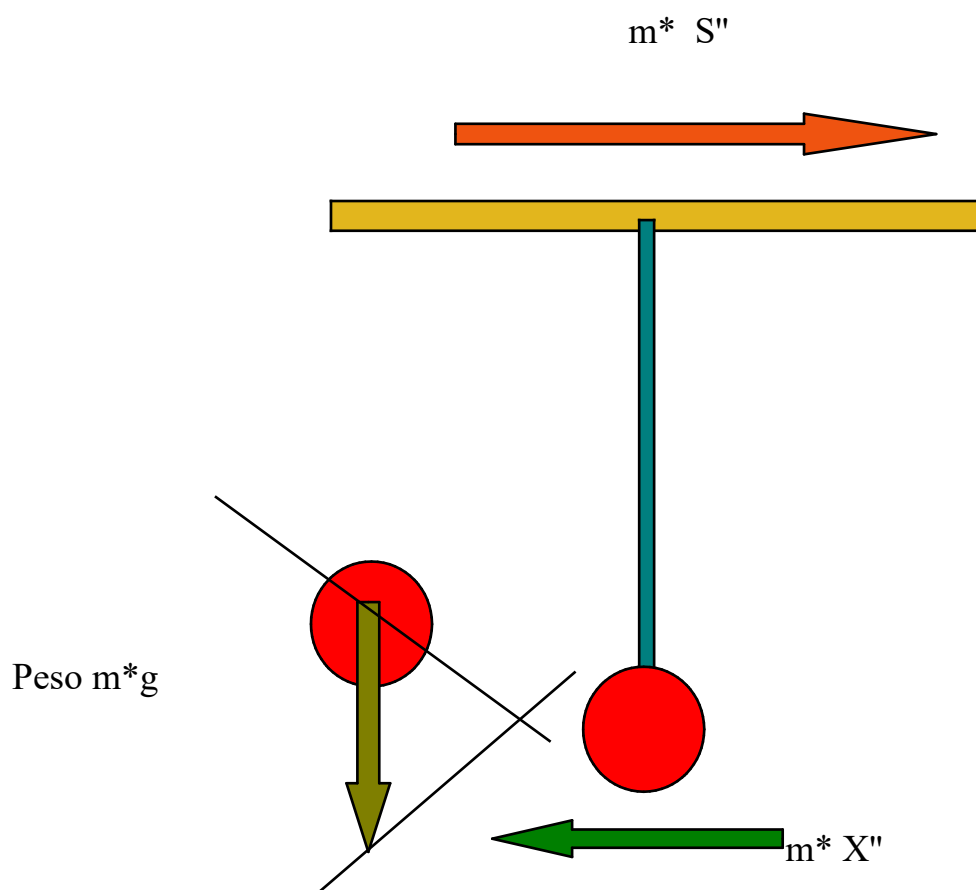


11- L'impianto elettrico e i lampadari

Le canalizzazioni dell'impianto elettrico sono incassate nelle pareti dell'edificio di conseguenza la funzionalità dell'impianto è legata alla stabilità dei tramezzi e delle tamponature; problemi possono verificarsi per i lampadari sospesi al soffitto che nelle abitazioni fungono da sismografi ovvero appena si avverte un minimo movimento della struttura si vede se il lampadario oscilla. Il moto di un lampadario sospeso è analogo a quello di un pendolo



Moto oscillatorio di un lampadario durante un terremoto



asta rigida , S'' accelerazione del solaio , la traiettoria circolare, la componente secondo l'arco di circonferenza della forza peso $m \cdot g \cdot \sin \theta$; la componente della forza di inerzia secondo la traiettoria $m \cdot X'' \cdot \cos \theta$, nella ipotesi di piccoli spostamenti confondendo l'arco con la tangente l'equazione di equilibrio è molto semplice

$$X'' = R \cdot \theta'' \quad \theta'' + g/R \cdot \theta = S'' \cdot R \quad \text{la rotazione è adimensionale}$$

la cui soluzione è immediata ; $\theta(t) = S''/g \cdot [\cos(g/R \cdot t) - 1]$

quando invece gli spostamenti non sono ridotti l'equazione diventa :

$$m \cdot X'' \cdot \cos \theta - m \cdot g \cdot \sin \theta = m \cdot S'' \cos \theta ,$$

sviluppando in serie di Mac-Laurin seno e coseno fermanoci ai termini del secondo ordine

$$\sin \theta = \theta ; \cos \theta = 1 - \theta^2/2 \quad X'' = R \cdot \theta''$$

$$\text{l'equazione diventa} \quad (1 - \theta^2/2) \cdot \theta'' - g/R \cdot \theta = S''/R \cdot (1 - \theta^2/2)$$

$$\theta'' - g/R \cdot 2 \cdot \theta / (2 - \theta^2) = S''/R \quad *)$$

la soluzione è può essere ottenuta con un semplice software di analisi matematica.

Un integrale particolare $2 \cdot g \cdot \theta = S'' - S'' \theta^2$

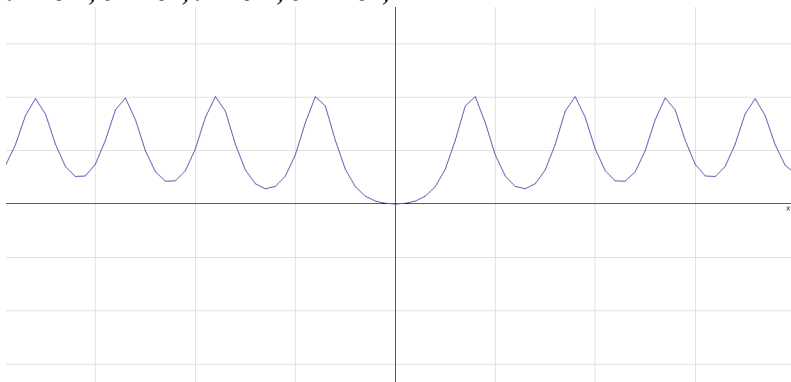
$$S'' \theta^2 + 2 \cdot g \cdot \theta - S'' = 0 ; \theta = -g/S'' \pm [(g^2 - S''^2)]^{1/2}/S''$$

Il lampadario è un elemento non strutturale la cui sicurezza riguarda l'incolumità delle persone basti pensare ad un sisma durante le ore notturne con il lampadario che oscilla vistosamente si sgancia e cade sul letto danneggiando la persona che sta dormendo .

Proviamo a trovare la soluzione della *) diagrammando la funzione $\theta = \theta(t)$ con

$R = 1 \text{ m} ; S'' = 2,5 \text{ m/sec}^2$ con le seguenti condizioni iniziali

$t = 0 ; \theta = 0 ; t = 0 ; \theta' = 0 ;$



Il periodo del nostro pendolo $\omega^2 = g/R \quad T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{R/g}$

Si possono quindi valutare la forza sismica orizzontale e verticale agenti su di esso le massime oscillazioni e la tensione nel cavo del lampadario.

ARMADI, LIBRERIE, CONTENITORI

12

Solitamente questi componenti, vengono semplicemente addossati alla parete, senza nessun elemento di ancoraggio dedicato. Vengono riempiti con faldoni e contenitori molto pesanti, senza curarsi della distribuzione dei pesi al loro interno. Trovano così collocazione, nei ripiani più alti i pesi maggiori, che raggruppano di solito il materiale utilizzato più raramente e nei piani più bassi e comodi il materiale di più frequente consultazione o utilizzo.

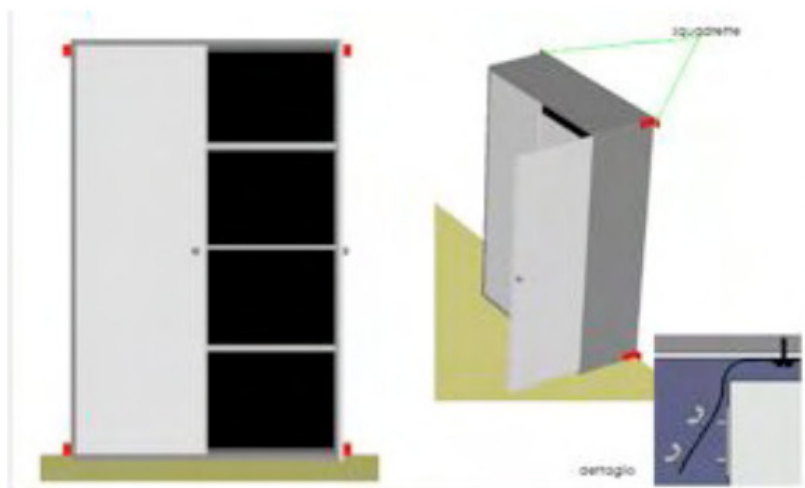
DANNO

La collocazione tipica di questi componenti può innescare, anche a seguito di un evento sismico lieve, pericolosi fenomeni oscillatori nel componente, con un'alta probabilità di ribaltamento dello stesso.

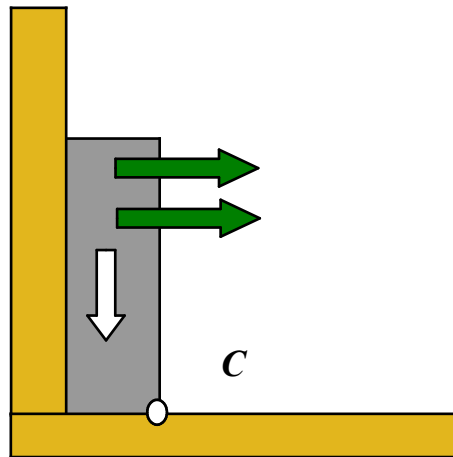


INTERVENTO

L'intervento consigliato consiste nel posizionare delle squadrette in metallo, fissate ai lati dell'armadio per evitare che si rovesci a seguito di un evento sismico. Risulta utile anche un sistema aggiuntivo di chiusura di sicurezza per le ante.



Per valutare il ribaltamento dell'armadio possiamo imporre l'equilibrio di corpo rigido con rotazione rispetto alla base



Le forze orizzontali sono le azioni sismiche, mentre la forza stabilizzante è il peso W dell'armadio applicato nel baricentro; per determinare il periodo di oscillazione dell'armadio dobbiamo imporre l'equilibrio rotazionale intorno al centro di rotazione C , considerando un sistema ad un sol grado di libertà θ

$$T = 2\pi/\omega = 2\pi\sqrt{h/2g}$$

noto il periodo del nostro edificio possiamo determinare tramite le note formule la forza sismica orizzontale

$F_a = S_a \cdot W/Q$ e quindi studiare l'equilibrio di corpo rigido per l'armadio attraverso il momento ribaltante e stabilizzante

$$M_s = W \cdot b/2; \quad M_r = F_a \cdot h^2/2;$$

l'armadio va ancorato alla parete se $M_r > M_s$;

per $M_s > M_r$ non occorre nessun ancoraggio e non si verificano ribaltamenti

13-L'antenna

Le antenne televisive non danno problemi in occasione di eventi sismici poiché la loro massa è ridotta; le azioni che sollecitano le antenne e nei confronti delle quali ne deve essere assicurata la stabilità sono quelle del vento. Chiaramente è importante che durante un evento sismico l'antenna non subisca danni per problematiche legate alle informazioni radiotelevisive e ad eventuali piani di evacuazione.



14- Le controsoffittature

Riportiamo solo la scheda tecnica predisposta dalle normative

CONTROSOFFITTI

3

Il controsoffitto è sospeso al solaio soprastante mediante dei supporti cilindrici ancorati alla struttura a reticolo delle travi di supporto dei pannelli. Viene appoggiato anche a tutto il perimetro dell'ambiente in cui è collocato, attraverso delle travi angolari.

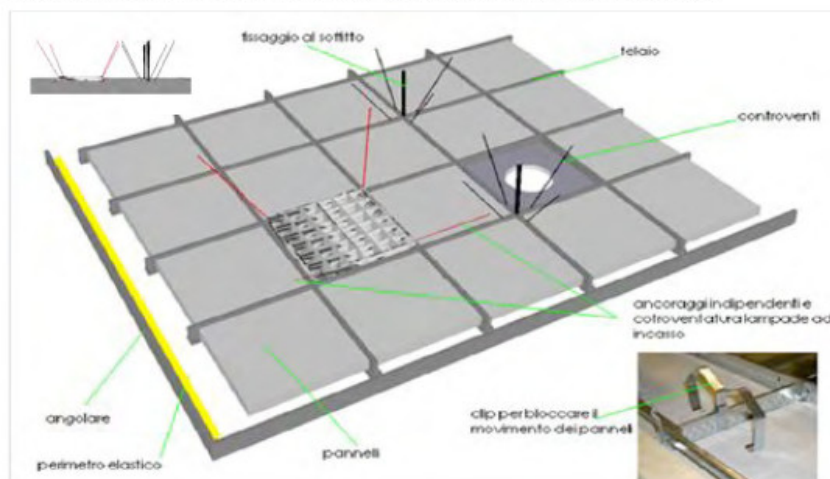
DANNO

L'oscillazione del telaio di supporto dei controsoffitti se non ancorato o controventato, può provocare l'apertura di spazi tra i supporti, spazi che possono causare a loro volta la caduta di pannelli e lampadari. Il collasso dell'intera griglia di supporto è spesso causata dal carico addizionale dovuto ai lampadari non ancorati alla struttura. Altri tipi di danno ai controsoffitti sono dovuti al martellamento in corrispondenza della sommità delle partizioni e degli sprinkler. Il martellamento è dovuto ad uno spazio insufficiente tra partizione e controsoffitto. La limitazione dei movimenti orizzontali di un controsoffitto sospeso è dovuta soprattutto al contatto tra controsoffitto e pareti perimetrali.



INTERVENTO

E' necessario ridurre il peso sul controsoffitto, rendendo autoportanti le lampade da incasso, limitando le strutture passanti attraverso il componente(come proiettori e video), al fine di ridurre fenomeni di martellamento causati da oscillazioni a pendolo di intensità diverse. Vista l'impossibilità di eliminare il moto orizzontale del controsoffitto, bisogna evitare che eccessivi spostamenti portino al crollo dei pannelli o peggio degli elementi incassati. Si agisce quindi con una opportuna controventatura dell'elemento, creando un perimetro elastico agli angolari, per permettere dei movimenti di assestamento al fine di evitare concentrazioni localizzate delle tensioni.

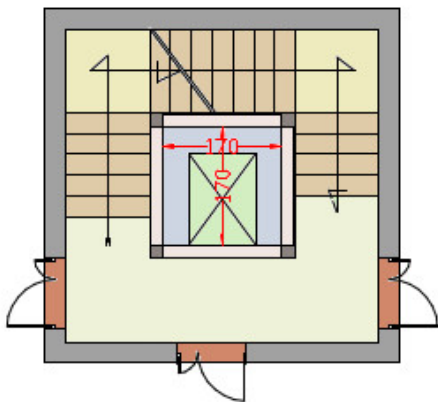


15- L'ascensore

Negli edifici con struttura in cemento armato per limitare gli spostamenti e di conseguenza la deformabilità della struttura si è soliti realizzare un nucleo irrigidente in corrispondenza del vano ascensore che va considerato come elemento strutturale fondamentale inserito nella modellazione fem e ad esso va demandato l'assorbimento delle forze sismiche orizzontali. Quando invece abbiamo a che fare con edifici in muratura oppure quando vogliamo abbellire un vano scala di un edificio in cemento armato realizzando le pareti di taglio in corrispondenza del vano scala si può inserire un nucleo ascensore in acciaio e vetro che si comporta come un elemento strutturale secondario ovvero non interferisce con la deformabilità dell'edificio e sulla sua risposta sismica però ha importanza ai fini della sicurezza ed incolumità delle persone.



Calcoliamo un vano ascensore in acciaio e vetro posizionato all'interno di un vano scala di un edificio in cemento armato così come indicato in figura



Il vano scala funge da nucleo irrigidente per l'edificio realizzato con pareti di cemento armato con aperture , mentre il vano corsa ascensore è in acciaio e vetro e non interferisce con la deformabilità della struttura essendo un elemento strutturale secondario; il Vano scala prende luce in alto attraverso una struttura in legno e vetro a forma di padiglione che ne rappresenta l'elemento di copertura.

Eseguiamo il calcolo del vano ascensore con le dimensioni indicate che serve 4 piani fuori terra quindi ha un'altezza complessiva di circa 15,90 m ; la struttura è in acciaio sono stati utilizzati profili quadri di lato 20 cm verticali e profili quadri di lato 10 cm orizzontali .

I carichi che sollecitano l'elemento strutturale sono:

Peso proprio

Carichi permanenti (struttura in vetro)

Azioni sismiche

Peso Ascensore , motore argano elettrico, contrappeso

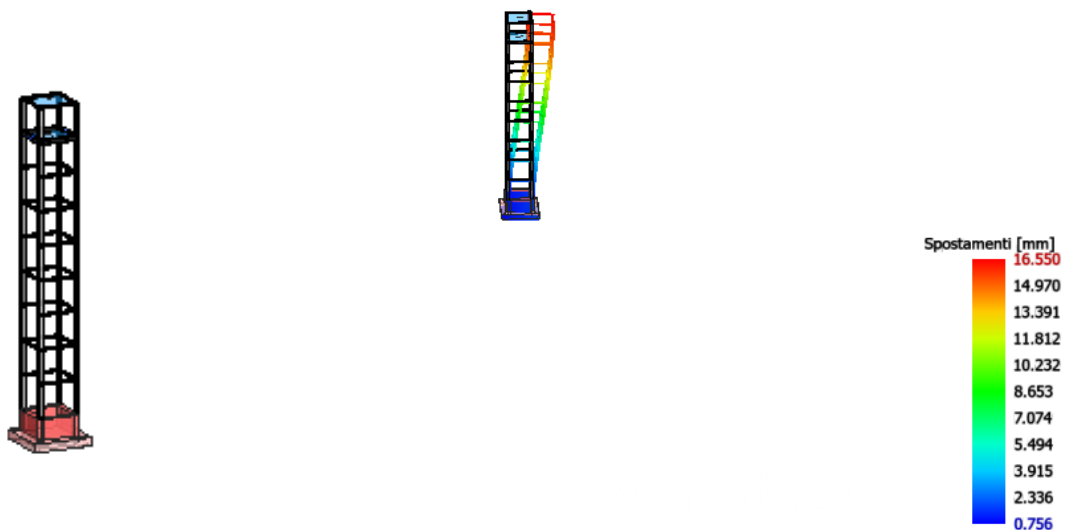
Carico da neve solaio di copertura

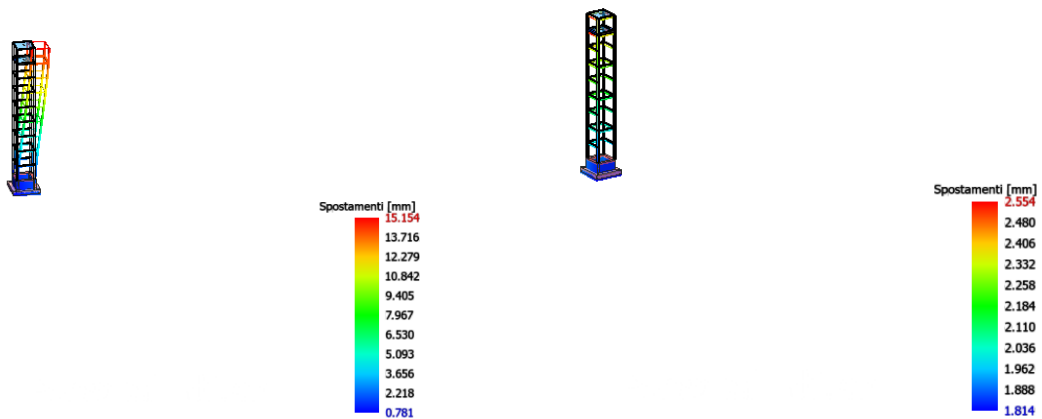
Per le azioni sismiche essendo l'elemento strutturale vincolato in fondazione si considera lo spettro di risposta per la zona in esame e non le azioni sismiche derivanti dagli spettri di piano per gli elementi secondari o non strutturali.

Profili 200x200x4mm; pilastri

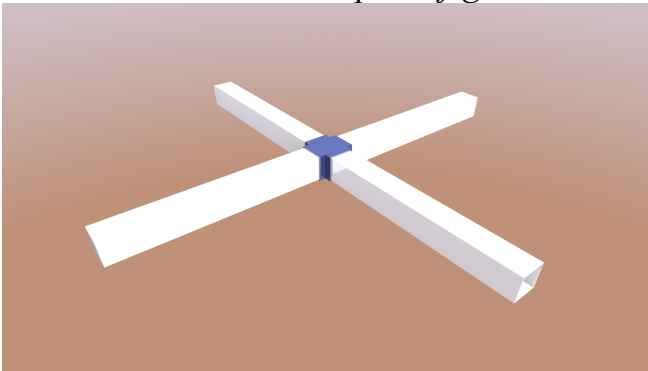
100x100x3mm ad interasse 160 cm

E' un ascensore elettrico a fune con contrappeso ed argano elettrico per cui il peso della cabina del contrappeso e dell'argano gravano tutti sul solaio .



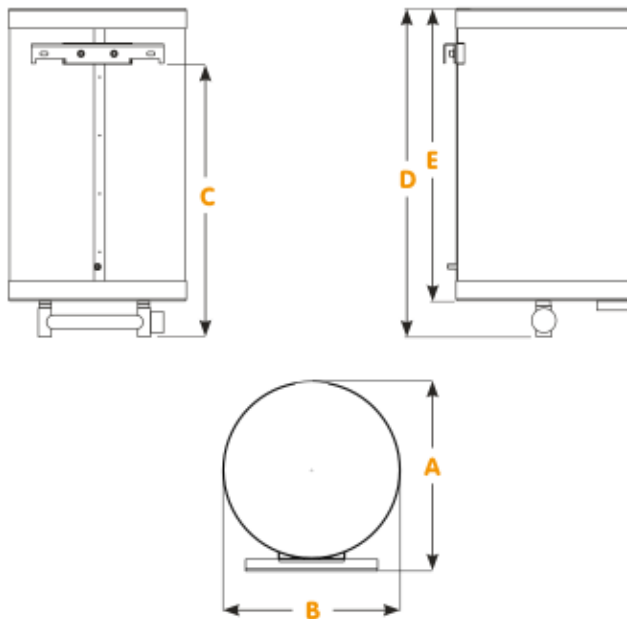


Le aste di acciaio sono tutte verificate; essendo le aste tubolari i collegamenti sono anch'essi tubolari del tipo in figura



16- Lo scaldacqua- boiler

IL boiler è agganciato alla parete ed è fissato tramite elementi metallici ad espansione



DATI TECNICI	UNITÀ DI MISURA	NTA_50LT	NTA_75LT	NTA_100LT
Capacità	l	50	75	100
Potenza	W	410/890/1060	650/1370/1540	650/1610/1780
Voltaggio	V	230	230	230
Tempo riscald. (Δt= 45°C)	h.min.	*	2.32	*
Temperatura massima esercizio	°C	90	90	90
Dispersione termica a 65°C	kWh/24h	*	1.37	*
Pressione max di esercizio	bar	6	6	6
Peso netto	kg/lb	16/35.27	20/44.09	25/55.11
Classe di protezione	International Protection	IP40	IP40	IP40
DIMENSIONI				
A	mm/in	460/181.19	460/181.19	460/181.19
B	mm/in	450/177.16	450/177.16	450/177.16
C	mm/in	590/232.28	830/326.77	1130/444.88
D	mm/in	730/287.40	980/385.3	1280/503.94
E	mm/in	700/275.59	950/374.02	1250/492.13

I fischer vanno dimensionati a taglio

$$\tau = 4 \cdot P / (\pi \cdot D^2) < f_{yd} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{MI})$$

SUPERFICI VETRATE

10

L'uso delle superfici vetrate, sia nelle attività commerciali che nelle abitazioni, è in costante crescita. Il vetro è caratterizzato da una estrema fragilità, che mal sopporta anche piccoli spostamenti strutturali, inevitabili durante un evento sismico, ma che comportano la variazione geometrica del serramento inducendo forti torsioni e compressioni sul vetro.

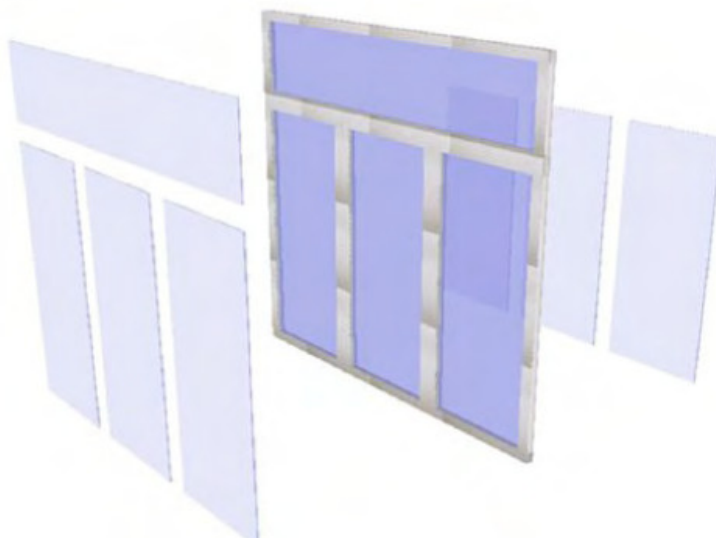
DANNO

La rottura del vetro, porta alla formazione di schegge di varie dimensioni, pericolose sia per gli occupanti delle stanze, sia per le persone che si trovano a transitare nelle vicinanze dei serramenti.



INTERVENTO

Per ridurre i rischi in caso di rottura dei vetri, si possono applicare delle pellicole di sicurezza. Queste pellicole, applicate a caldo, sono in grado di trasformare un semplice vetro in un vetro di sicurezza a norma Europea EN 12543 * (2B2 e 3B3). Quindi, anche in caso di rottura, il vetro verrà tenuto insieme dalla pellicola evitando la dispersione di frammenti più o meno grandi, sia verso l'interno che verso l'esterno. Questi rivestimenti hanno uno spessore inferiore a mezzo millimetro e garantiscono una perfetta trasparenza.



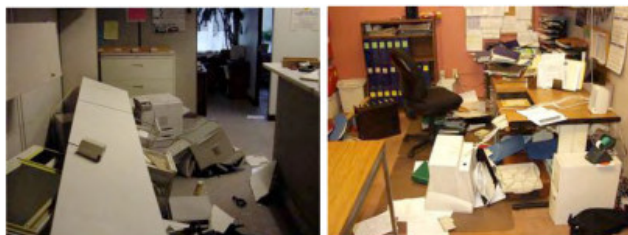
MONITOR E COMPUTER

14

A volte, per necessità di spazio, vengono collocate delle apparecchiature elettroniche, di rilevante su mobili che di per sé sarebbero sufficientemente stabili, ma che con un peso aggiuntivo così rilevante, cambiano radicalmente il posizionamento del baricentro dell'insieme, aumentando i rischi di ribaltamento. Lo stesso rischio vale per quelle apparecchiature informatiche, come computer e monitor che rappresentano oggi un elemento costante e fondamentale per la gestione dell'ufficio.

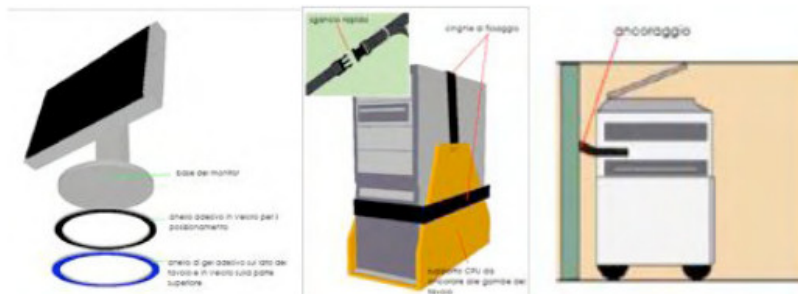
DANNO

Caduta e conseguente rottura delle apparecchiature che trovavano posto su questi supporti inadeguati. Il rischio è particolarmente elevato per i monitor lcd a schermo piatto di ultima generazione, che per la loro geometria risultano particolarmente vulnerabili al ribaltamento.



INTERVENTO

Per i monitor l'intervento più efficace è volto a ridurre la possibilità che l'apparecchio possa rovesciarsi. Vengono realizzati due anelli dello stesso diametro della base di appoggio della struttura: il primo, che sarà a diretto contatto con il tavolo, è fatto con un sottile strato di gel con una superficie in Velcro, che andrà a combaciare con l'anello soprastante; il secondo anello pure in Velcro, verrà incollato alla base del monitor. Questo sistema permette di resistere a urti di una certa intensità e rende possibile il ricollocamento del monitor in altre posizioni sul tavolo operativo, cambiando solo l'anello adesivo. Per quanto riguarda la CPU, scopo fondamentale è impedire al case di rovesciarsi, per scongiurare il danneggiamento della componente hardware interna e il danneggiamento delle prese di collegamento con i cavi esterni. La riduzione del danno alla strumentazione è potenzialmente molto efficace, garantendo al contempo una elevata flessibilità nell'ipotesi di manutenzione o sostituzione del componente. Il tutto viene realizzato con un sistema di cinghie a sgancio rapido che pur non intaccando la struttura dell'elemento, consente dei piccoli spostamenti di assestamento, ma non permette al componente di cadere al suolo. Per le fotocopiatrici l'intervento è volto ad ancorare in maniera solida il supporto alla parete, attraverso cinghie o fermi riposizionabili.



19- Conclusioni

La corretta progettazione degli elementi secondari e degli elementi non strutturali garantisce un adeguato livello di sicurezza per il nostro edificio in modo che durante un evento sismico la struttura resti perfettamente agibile senza che si verifichino danni agli arredi agli impianti e i collegamenti verticali ect.

Sono quei cosiddetti danni minori che palesano un danneggiamento dell'edificio e la sua conseguente inagibilità, basti pensare a laboratori a strutture ospedaliere dove la stabilità delle attrezzature è fondamentale per il corretto e continuo funzionamento dell'edificio soprattutto durante eventi calamitosi. Soltanto l'idea che la funzionalità di un edificio debba essere compromessa poiché si evidenziano dei danni agli elementi secondari ed agli elementi non strutturali è qualcosa di inconcepibile.

La progettazione di questi elementi come abbiamo avuto modo di vedere è regolata dalla norme tecniche sulle costruzioni che definiscono l'azione sismica da utilizzare per ogni elemento in modo che durante un terremoto non venga danneggiato; purtroppo questa progettazione se confrontata con la progettazione strutturale dell'edificio oltre ad apparire superflua viene considerata ridicola, pensare di calcolare un tassello per il fissaggio di un arredo quale un armadio alla parete al fine di evitarne il ribaltamento è un pò assurdo e passa in secondo piano rispetto al calcolo delle armature, dovrebbero essere gli stessi fornitori di arredo a dimensionare gli elementi di ancoraggio alla parete. L'importanza di questa progettazione la si vede dopo un evento sismico quando tutti gli elementi secondari e non strutturali si sono danneggiati ed il nostro edificio perde la sua funzionalità, in sede di progettazione viene trascurata e si rimanda all'esperienza dell'idraulico del falegname ect. la sicurezza degli elementi non strutturali.

Bibliografia

Norme tecniche sulle costruzioni 2018

Circolare NTC 2018

Linee guida Reluis elementi non strutturali

Le tamponature : nuovi meccanismi resistenti

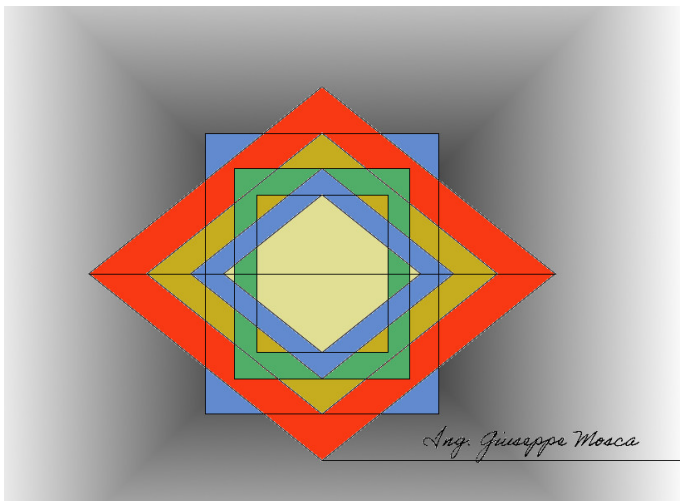
1-Introduzione

2-Il puntone diagonale diffuso

3-Il doppio controvento eccentrico

4-Il meccanismo romboidale

5-Conclusioni



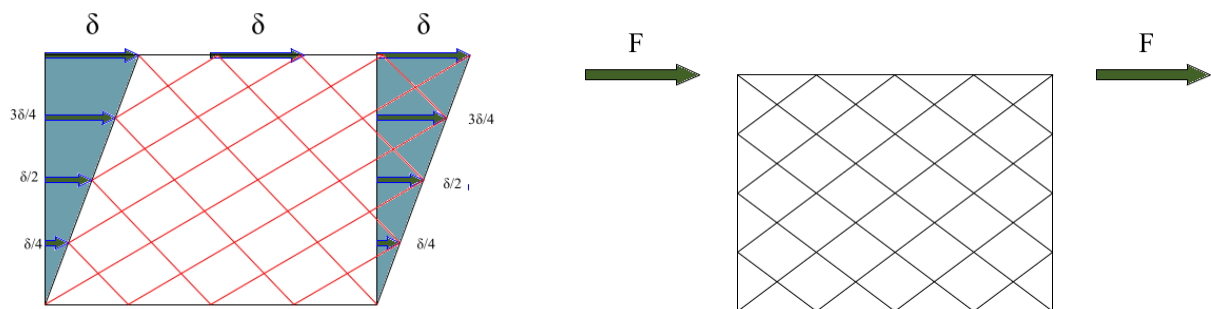
N.B. Mi scuso di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

La interazione della tamponatura in laterizio o di calcestruzzo con la maglia rettangolare del telaio spaziale del nostro edificio in cemento armato ha assunto sempre maggiore importanza, le prime indicazioni risalgono alla normativa sismica del 1975 quando ci si accorse con il terremoto del Belice 1968 e Friuli del 1976 che i maggiori danni arrecati agli edifici in cemento armato erano quelli ai tamponi con danneggiamento degli impianti tecnologici. La modellazione della tamponatura è stata sempre quella di un puntone diagonale compresso, la si può modellare come un elemento **plate-shell** agli elementi finiti nel telaio tenendo conto delle caratteristiche meccaniche del materiale cosa che ormai fanno tutti i software di calcolo FEM verificando sia la struttura intelaiata nuda che il telaio spaziale tamponato. In questo articolo si vogliono descrivere per la tamponatura dei nuovi meccanismi resistenti alternativi alla biella compressa, una formulazione esclusivamente teorica poiché quando si esegue il calcolo di un edificio in cemento armato si inserisce direttamente il pannello con la sua rigidezza e deformabilità, raramente si eseguono analisi di **Pushover** per nuove progettazioni che tengano conto della variabilità dello schema statico del telaio spaziale conseguenti alla crisi dei puntoni diagonali. Per la individuazione di questi schemi resistenti e della larghezza **b** delle bielle si fa riferimento alla teoria elastica della trave sia per quanto concerne la rigidezza flessionale che tagliente del pannello vincolato alla **GRINTER** ovvero telaio **SHEAR -TYPE** di trave incastrata- incastrata nelle maglie rettangolari di telaio ipotesi accettabile in virtù della infinita rigidezza dell'impalcato e della interazione con i pilastri laterali; una modellazione a lastra nel piano verticale del telaio terrebbe conto dello spostamento relativo tra i vertici del rettangolo, ipotesi remota insita nello stesso modello di calcolo dove ipotizziamo che gli impalcati siano infinitamente rigidi. Il telaio alla Grinter annulla la rotazione alla sommità del pannello di tamponatura ipotesi verosimile poiché la stessa comporterebbe una rotazione della trave superiore e quindi dell'impalcato secondo asse non verticale ma orizzontale direzione X e Y. Con la teoria elastica la rigidezza tagliente e flessionale del pannello sono arcinote $K_F = \beta * EI / H^3$; $K_F = \chi * G * A / H$; dove χ è in fattore di taglio che per sezioni rettangolari è pari a 6/5, mentre β è un coefficiente che tiene conto della condizione di vincolo pari a 3 per mensola, 12 per trave con doppio incastro, ovviamente si possono assumere valori differenti in funzione del comportamento strutturale del pannello. Il materiale costituente le tamponature quale laterizio e calcestruzzo non ha resistenza a trazione, il modulo elastico a trazione è ridotto si deve tener conto della fessurazione; le NTC 2008 introdussero per il cls la possibilità di dimezzare la rigidezza per tener conto della fessurazione di strutture C.A. quelle attuali NTC 2018 impongono un'analisi non lineare che tenga conto della evoluzione della rigidezza dovuta alla parzializzazione, partendo da una sezione interamente reagente, seguendo sia la variazione del momento di inerzia che del modulo elastico passando da un comportamento elastico lineare ad un comportamento elastoplastico secondo un metodo incrementale, assimilando la curva tensioni deformazione ad una spezzata. Per i nostri pannelli di tamponatura per tener conto della fessurazione ci limitiamo a dimezzare la rigidezza ovvero il modulo di elasticità normale E e il modulo di elasticità tangenziale G.

2- Il puntone diagonale diffuso

La modellazione del pannello sollecitato da azioni orizzontali secondo lo schema reticolare indicato in figura, con diagonali tese e compresse evidenzia al meglio il funzionamento del pannello di tamponatura; ipotizzando una distribuzione degli spostamenti lineare siamo in grado di determinare in ciascuna diagonale lo sforzo di trazione e compressione $N_I = \eta * \Delta * EA/L_D$ dove $\eta = H_I/H$, Δ lo spostamento orizzontale alla testa del pannello H_I altezza vincolo diagonale. Lo spostamento orizzontale alla testa del pannello $\Delta = F/K$ per una forza totale orizzontale pari a $2F$.



Essendoci una proporzionalità tra gli spostamenti orizzontali alla testa delle singole diagonali tese e compresse la larghezza di ogni puntone o tirante segue una legge di proporzionalità diretta, poiché siamo in ipotesi di comportamento elastico lineare per la tamponatura. Quando eseguiamo la modellazione della tamponatura con una biella compressa dobbiamo individuare la rigidezza del puntone equivalente che deve essere pari a quella del pannello ovvero con medesimo spostamento orizzontale Δ sommità. Il comportamento delle diagonali tese e compresse è di molle in parallelo

$$K = \Sigma K_I \text{ molle in parallelo ; } 1/K = \Sigma 1/K_I \text{ molle in serie ;}$$

Ovvero la rigidezza globale del puntone equivalente diffuso è pari alla somma delle rigidezze dei singoli puntoni inoltre essendoci proporzionalità diretta indicata con K_D la rigidezza della diagonale centrale, la rigidezza globale è pari a

$$K = K_D + 2*(K_D/4 + K_D/2 + 3*K_D/4) = 7*K_D$$

La rigidezza del singolo pannello di tamponatura

$$\Delta = 2*F*[H_3/(12EI) + 6/5*H/(GA)] \quad K_P = 1/[H_3/(12EI) + 6/5*H/(GA)]$$

La rigidezza della diagonale sia essa tesa o compressa

$$\Delta = N*L_D/(EA) ; \quad V = N_D*\cos\alpha + N_1*\cos\alpha + N_2*\cos\alpha + N_3*\cos\alpha$$

$$\Delta_D = N_D * L_D / (EA) ; \quad \Delta_1 = N_1 * L_1 / (EA) \quad \Delta_1 = 3/4 * \Delta_D$$

$$\Delta_2 = N_2 * L_2 / (EA) ; \quad \Delta_2 = 1/2 * \Delta_D \quad \Delta_3 = N_3 * L_3 / (EA) \quad \Delta_3 = 1/2 * \Delta_D$$

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale del pannello

$$F = \Delta_D * \cos \alpha * (EA) / L_D + 2 * [3/4 * \Delta_D * \cos \alpha * (EA) / L_1 + 1/2 * \Delta_D * \cos \alpha * (EA) / L_2 + 1/4 * \Delta_D * \cos \alpha * (EA) / L_3] * \cos \alpha^2$$

$$\alpha = \arctg (H/B) ; \quad H = \text{altezza del pannello} \quad B = \text{larghezza} \quad t = \text{spessore}$$

$$L_D = [H^2 + B^2]^{1/2} ; L_1 = [H_1^2 + B_1^2]^{1/2} ; L_2 = [H_2^2 + B_2^2]^{1/2} ; L_3 = [H_3^2 + B_3^2]^{1/2} ;$$

Per i criteri di similitudine tra i triangoli rettangoli

$$L_1 = 3/4 * L_D ; \quad L_2 = 1/2 * L_D ; \quad L_3 = 1/4 * L_D ; \quad L_D$$

La equazione diventa

$$F = \Delta_D \cos \alpha * (EA) / L_D + 2 [\Delta_D \cos \alpha * (EA) / L_D + \Delta_D \cos \alpha * (EA) / L_D + \Delta_D \cos \alpha * (EA) / L_D] * \cos \alpha$$

Le diagonali hanno la stessa rigidezza per la proporzionalità tra spostamenti e lunghezza della diagonale

$$F = 7 * \Delta_D * \cos \alpha^2 * (EA) / L_D ; \quad F = 7 * N_D * \cos \alpha^2 ,$$

$$\text{Gli sforzi normali nelle diagonali sono tutti uguali} \quad N_i = F / (7 * \cos \alpha)$$

La rigidezza del pannello di tamponatura :

$$K_P = 1 / [H_3 / (12EI) + 6/5 * H / (GA)] \quad \text{Lo spostamento } \Delta_D = F * [H_3 / (12EI) + 6/5 * H / (GA)]$$

$$F = \Delta_D / [H_3 / (12EI) + 6/5 * H / (GA)]$$

eguagliando le due equazioni e dimezzando la rigidezza della tamponatura per tenere conto della fessurazione

$$14 / [H_3 / (12EI) + 6/5 * H / (GA)] = \cos \alpha^2 * (EA) / L_D$$

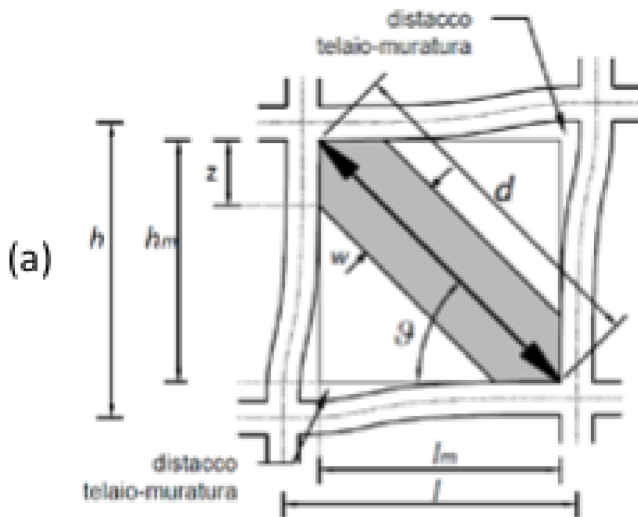
La sezione della diagonale

$$A = b * t \quad t \text{ spessore tamponatura} ; \quad b \text{ larghezza diagonale} ;$$

$$I = B * H^3 / 12 \text{ inerzia del pannello} \quad L_D = H / \sin \alpha ;$$

$$b = H / \{ 14 * E * t * [H^3 / (12EI) + 6/5 * H / (GA)] \sin \alpha * \cos \alpha^2 \}$$

Nel pannello viene individuato uno schema resistente composto da sette puntone compressi la cui validità dipende dalla interazione della tamponatura con la maglia di telaio alla quale deve essere strettamente collegata ; la interazione durante un evento sismico avviene in corrispondenza degli angoli per tali motivazioni si è sempre considerato un unico puntone compresso.

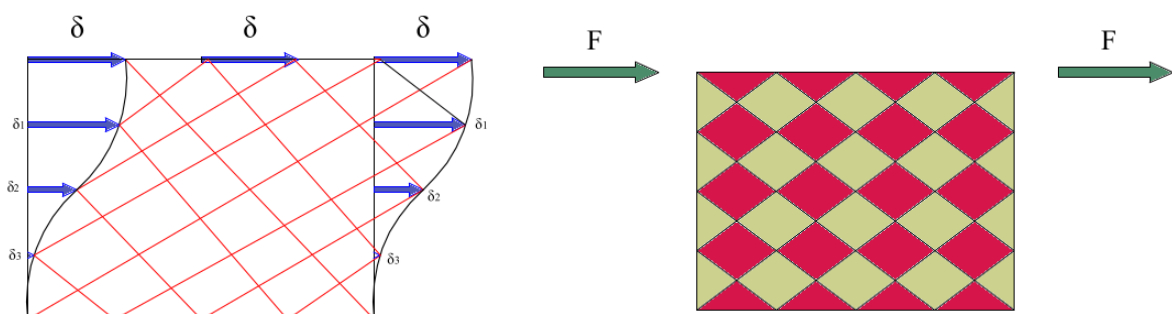


Al puntone diffuso non corrisponde un andamento lineare degli spostamenti ma gli stessi devono seguire la deformata del pilastro nella maglia rettangolare , di conseguenza è opportuno determinarne la deformata , la cui equazione è ben nota dalla scienza delle costruzioni per asta verticale con due momenti alle estremità , si può utilizzare quella **Shear-Type** di travi incastrate-incastate. Oltre la deformazione del pilastro si può tener conto della deformata della trave inferiore e superiore in presenza di azioni sismiche ma queste travi si deformano per i carichi verticali trasmessi dai solai presenti durante un terremoto e dal peso del compagno .

Momento alle due estremità $M = V * H / 2$;

la deformata è quella del pannello murario la cui equazione si ottiene dalla doppia integrazione della curvatura $w(z) = \iint M(z) / (EI) * dz$

il momento $M(z) = V * (H/2 - z)$ $z = 0$ $M(0) = V * H / 2$; $z = H$ $M(H) = - V * H / 2$;



La rotazione del pannello $\varphi(z) = \int V^*(H/2-z)/(EI) * dz$

$$\varphi(z) = [V^*z^2H/(2EI) - V^*z^3H/(6EI) + A]$$

La deformata del pannello $w(z) = \int [V^*z^2H/(2EI) - V^*z^3H/(6EI) + A] * dz$

$$w(z) = V^*z^3H/(6EI) - V^*z^4H/(24EI) + A*z + B$$

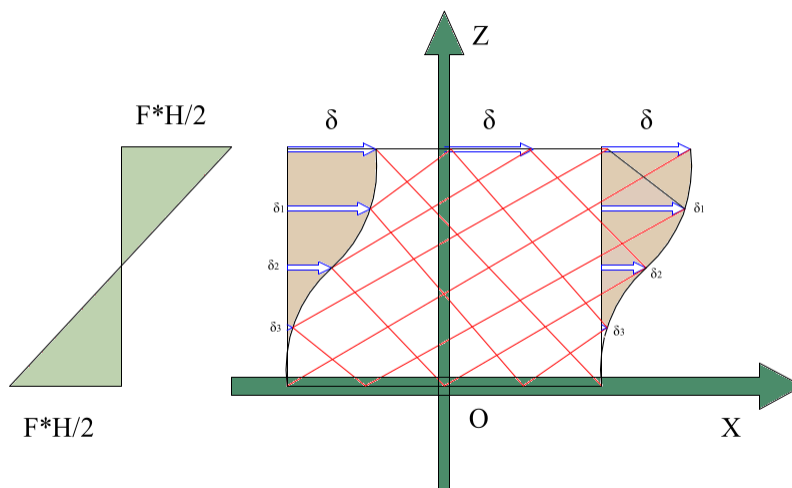
Con A e B costanti di integrazione da determinare con le condizioni ai limiti per

$$z = 0 ; \quad \varphi(0) = 0 ; \quad z = 0 ; \quad w(0) = 0 \quad \text{risulta } A = 0 \text{ e } B = 0$$

La equazione della deformata $w(z)$ è una cubica con il sistema di riferimento in figura

$$w(z) = V^*z^3H/(6EI) - V^*z^4H/(24EI) ;$$

$$w(H) = \Delta = V^*H^3/(12EI) \quad \text{spostamento alla sommità del pannello}$$



$$\Delta_D = F^*z^3H/(6EI) - F^*z^4H/(24EI) = F^*H^3/(12EI)$$

$$z = H$$

$$\Delta_1 = F^*z^3H/(6EI) - F^*z^4H/(24EI) = 27/384 * F^*H^3/(EI)$$

$$z = 3/4 * H$$

$$\Delta_2 = F^*z^3H/(6EI) - F^*z^4H/(24EI) = F^*H^3/(24EI)$$

$$z = H/2$$

$$\Delta_3 = F^*z^3H/(6EI) - F^*z^4H/(24EI) = 5/384 * F^*H^3/(EI)$$

$$z = H/4$$

Va aggiunta la deformata dovuta al taglio che è lineare

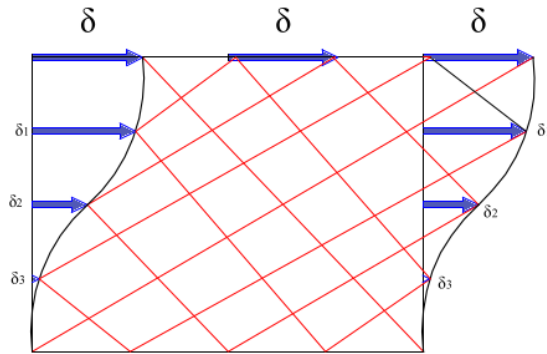
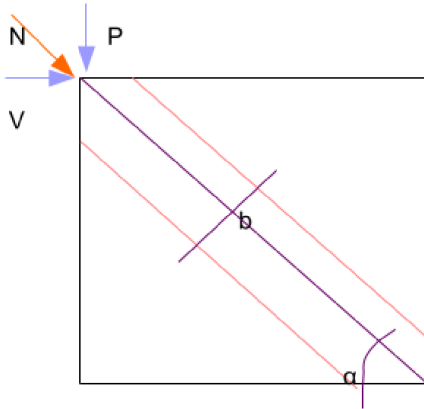
$$\Delta_D = \chi^*F^*H/(GA) ; \Delta_1 = 3*\chi^*F^*H/(4GA) ; \Delta_2 = \chi^*F^*H/(2*GA) ; \Delta_3 = \chi^*F^*H/(4*GA) ;$$

Al fine di determinare le dimensioni delle diagonali è opportuno eguagliare gli spostamenti, ovvero l'accorciamento della biella compressa con la componente dello spostamento Δ_I secondo la diagonale

$$\Delta_D \cos \alpha = N_D \cdot L_D / (EA)$$

$$\Delta_{DF} + \Delta_{DT} = F \cdot H^3 / (12EI) + \chi \cdot F \cdot H / (GA)$$

Δ_{DFD} spostamento dovuto alla flessione; Δ_{DT} spostamento dovuto al taglio



Per l'equilibrio alla traslazione orizzontale

$$V = N_D \cdot \cos \alpha + N_1 \cdot \cos \alpha + N_2 \cdot \cos \alpha + N_3 \cdot \cos \alpha$$

$$\Delta_D = [\Delta_{DF} + \Delta_{DT}] \cdot \cos \alpha = N_D \cdot L_D / (EA) ; \quad \Delta_I = [\Delta_{IF} + \Delta_{IT}] \cdot \cos \alpha = N_I \cdot L_I / (EA)$$

$$\Delta_2 = [\Delta_{2F} + \Delta_{2D}] \cdot \cos \alpha = N_2 \cdot L_2 / (EA) ; \quad \Delta_3 = [\Delta_{3F} + \Delta_{3T}] \cdot \cos \alpha = N_3 \cdot L_3 / (EA)$$

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale del pannello

$F = F_F + F_T$ separando la aliquota flessionale da quella tagliante

$$F_T = \Delta_{DT} \cdot \cos \alpha \cdot (EA) / L_D + 2 \cdot [3/4 \cdot \Delta_{DT} \cdot \cos \alpha \cdot (EA) / L_1 + 1/2 \cdot \Delta_{DT} \cdot \cos \alpha \cdot (EA) / L_2 +$$

$$1/4 \cdot \Delta_{DT} \cdot \cos \alpha \cdot (EA) / L_3] \cdot \cos \alpha$$

$$F_T = 7 \cdot \Delta_{DT} \cdot \cos \alpha^2 \cdot (EA) / L_D ;$$

La distribuzione degli spostamenti dovuti al taglio è lineare, la componente flessionale

$$F_V = \Delta_{FD} \cdot EA / L_D + 2 \cdot [\Delta_{F1} \cdot EA / L_1 + \Delta_{F2} \cdot EA / L_2 + \Delta_{F3} \cdot EA / L_3] \cdot \cos \alpha^2$$

$$\Delta_{FD} = F \cdot H^3 / (12EI) ; \quad \Delta_{F1} = 27/32 \cdot F \cdot H^3 / (12 \cdot EI) = 27/32 \cdot \Delta_{FD}$$

$$\Delta_{F2} = F \cdot H^3 / (25EI) = \Delta_{FD} / 2 \quad \Delta_{F3} = 5/384 \cdot F \cdot H^3 / (EI) = 5/32 \cdot \Delta_{FD}$$

$$F_F = \Delta_{FD} * \cos\alpha * (EA)/L_D + 2 * [27/32 * \Delta_{FD} * \cos\alpha * (EA)/L_1 + 1/2 * \Delta_{FD} * \cos\alpha * (EA)/L_2 + 5/32 * \Delta_{FD} * \cos\alpha * (EA)/L_3] * \cos\alpha = 4 * \Delta_{FD} * \cos\alpha^2 * (EA)/L_D$$

$$F = F_F + F_T = 4 * \Delta_{FD} * \cos\alpha^2 * (EA)/L_D + 7 * \Delta_{DT} * \cos\alpha^2 * (EA)/L_D ;$$

$$F = (4 * \Delta_{FD} + 7 * \Delta_{DT}) * \cos\alpha^2 * (EA)/L_D ;$$

$$F = K_P * \Delta_D = K_{FP} * \Delta_{FD} + K_{TP} * \Delta_{DT}$$

La individuazione di un puntone diagonale compresso o di una biella diffusa ha come obiettivo la definizione di un modello di rigidezza equivalente per la tamponatura che abbia le stesse deformazioni

$$\Delta_{FD} * 12EI/H^3 + \Delta_{DT} * GA/\chi H = (4 * \Delta_{FD} + 7 * \Delta_{DT}) * \cos\alpha^2 * (EA)/L_D$$

Separando la parte flessionale da quella tagliente

$$\Delta_{FD} * 12EI/H^3 = 4 * \Delta_{FD} * \cos\alpha^2 * (EA)/L_D$$

$$\Delta_{DT} * GA/\chi H = 7 * \Delta_{DT} * \cos\alpha^2 * (EA)/L_D \quad \text{sommando le due equazioni :}$$

$$[12EI/H^3 + GA/\chi H] = 11 * \cos\alpha^2 * (EA)/L_D$$

La sezione della diagonale

$$A = b * t \quad t \text{ spessore tamponatura ; } b \text{ larghezza diagonale ;}$$

$$I = B * H^3/12 \text{ inerzia del pannello} \quad L_D = H / \sin\alpha ;$$

Dimezzando la rigidezza per la parzializzazione della tamponatura compressa , materiale incapace di reagire a trazione

$$22 * [12EI/H^3 + GA/\chi H] = \cos\alpha^2 * (EA)/L_D$$

La larghezza b del puntone diagonale centrale

$$b = H / \{ 22 * E * t * [H^3/(12EI) + 6/5 * H/(GA)] \sin\alpha * \cos\alpha^2 \}$$

Gli altri puntoni sono simmetrici a 2 a 2 , per il puntone a metà altezza del pannello

$$b_2 = b ;$$

$$\Delta_1 = [27/32 * \Delta_{DF} + 3/4 * \Delta_{DT}] * \cos\alpha = N_1 * L_1 / (EA) ;$$

$$\Delta_3 = [5/32 * \Delta_{DF} + 1/4 * \Delta_{DT}] * \cos\alpha = N_3 * L_3 / (EA) ;$$

Separando la componente flessionale da quella tagliante

$$\Delta_{1F}=27/32*\Delta_{DF} \quad \Delta_{1T}= 3/4*\Delta_{DT} \quad \Delta_{3F}=5/32*\Delta_{DF} \quad \Delta_{3T}= 1/4*\Delta_{DT}$$

$$F=2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + F_D \quad F_1 = 2*N_1 * \cos\alpha \quad ;$$

$$N_1 = \Delta_1 * \cos\alpha^2 * EA/L_1 = 2*[27/32*\Delta_{DF}+3/4*\Delta_{DT}]*\cos\alpha^2*EA/L_1$$

$$N_3 = \Delta_3 * \cos\alpha^2 * EA/L_3 = 2*[5/32*\Delta_{DF}+1/4*\Delta_{DT}]*\cos\alpha^2*EA/L_3$$

Sforzi normali nei due puntoni separiamo le aliquote dovute a taglio e alla flessione

$$N_1 * L_1/EA = [27/16*\Delta_{DF}+3/2*\Delta_{DT}]*\cos\alpha^2$$

$$N_3 * L_3/EA = [5/16*\Delta_{DF}+1/2*\Delta_{DT}]*\cos\alpha^2$$

Gli spostamenti del pannello in funzione della rigidezza complessiva del pannello e della forza orizzontale F

$$N_1 * L_1/EA = [27/16*N_1*H^3/12EI+3/2*\chi N_1*H/(G*A)]*\cos\alpha^2$$

$$N_3 * L_3/EA = [5/16*N_3*H^3/12EI+1/2*\chi N_3*H/(G*A)]*\cos\alpha^2$$

Si possono semplificare gli sforzi normali

$$L_1/EA = [27/16*H^3/12EI+3/2*\chi H/(G*A)]*\cos\alpha^2$$

$$L_3/EA = [5/16*H^3/12EI+1/2*\chi H/(G*A)]*\cos\alpha^2$$

Trasformiamo le due equazioni eguagliando le rigidezze

$$EA*\cos\alpha^2 /L_1 = 1/[27/16*H^3/12EI+3/2*\chi H/(G*A)]$$

$$EA*\cos\alpha^2 /L_3 = 1/[5/16*H^3/12EI+1/2*\chi H/(G*A)]$$

$$A=b*t \quad t \text{ spessore tamponatura} ; \quad b \text{ larghezza diagonale};$$

$$I = B*H^3/12 \text{ inerzia del pannello} \quad L_1 = H_1 / \sin\alpha \quad ; \quad L_3 = H_3 / \sin\alpha \quad ;$$

$$b_1 = H_1 / \{E*t*[27*H^3/(192EI)+3/2*\chi H/(G*A)]*\sin\alpha*\cos\alpha^2\}$$

$$b_3 = H_3 / \{E*t*[5*H^3/(192EI)+3/2*\chi H/(G*A)]*\sin\alpha*\cos\alpha^2\}$$

$$\text{Dove} \quad H_1 = 3/4*H ; \quad H_3 = 1/4*H;$$

Per il puntone diffuso si può tener conto anche della deformazione delle travi superiori ed inferiore per meglio approssimare il comportamento della maglia di cemento armato rettangolare nella sua deformazione che deve essere congruente a quella del pannello di tamponatura ; sono astrazioni matematiche che non trovano riscontro nella realtà e pratica progettuale poiché la parete deve interagire con la maglia e limitare la sua deformazione irrigidendo il telaio , assorbendo una aliquota della forza sismica orizzontale. Come precisato nella introduzione non ci dilunghiamo in ulteriori formulazioni teoriche che nella progettazione non trovano applicazione , la evoluzione degli edifici in cemento armato è con tamponatura collaborante non contemplata dalle NTC 2018 per le quali si fa riferimento all'eurocodice 8 previa modellazione di telai spaziale con elementi **plate shell** , tenendo conto della presenza delle aperture . I vantaggi del puntone equivalente diffuso diventano importanti nella modellazione elastoplastica del puntone ovvero superata la fase elastica lineare alcune diagonalì andate in crisi altre continuano a funzionare , ovvero è possibile eseguire per il pannello e le diagonalì un analisi non lineare ; se ipotizziamo che la distribuzione degli spostamenti sia lineare le 7 diagonalì entrano in crisi tutte contemporaneamente poiché vi è proporzionalità tra sforzi normali e spostamenti della tamponatura ovvero accorciamento dei puntoni . Il diagramma forza spostamento per il puntone equivalente di Bertoldi è elastoplastico

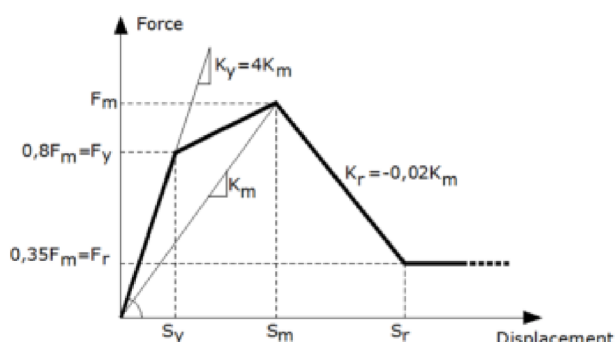
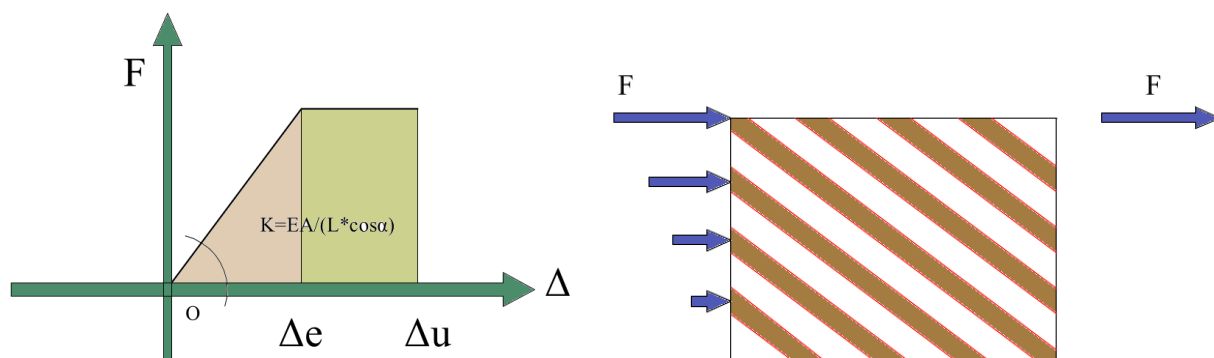


Figura 3. Legame Forza – Spostamento del puntone proposto da Bertoldi et al.

Se utilizziamo per ciascun puntone un diagramma elastoplastico ideale possiamo ricavare il diagramma forza spostamento per la nostra tamponatura che ha andamento simile al puntone di Bertoldi con tre tratti ad inclinazione decrescente



A titolo esemplificativo, indicata con K_I la rigidezza della singola diagonale il diagramma forza spostamento della tamponatura si compone di quattro tratti a rigidezza

$$K_{T1} = k_D + 2k_1 + 2k_2 + 2k_3$$

$$K_{T2} = k_D + 2k_1 + 2k_2$$

$$K_{T3} = k_D + 2k_1$$

$$K_{T4} = k_D$$

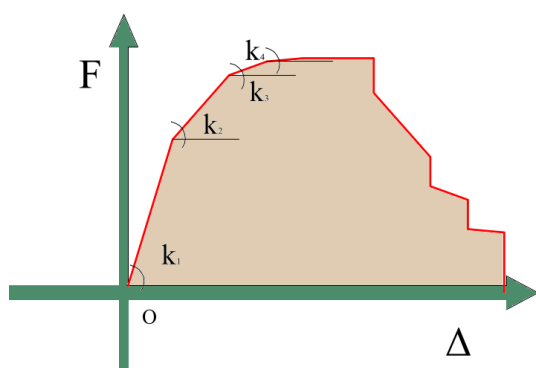
La modalità di rottura è funzione degli sforzi normali nei puntoni equivalenti e della base b della biella

$$N_i = \Delta_i \cdot \cos \alpha \cdot EA / L_i \quad \text{ovvero di} \quad \Delta_i / L_i \quad \text{con} \quad L_i = H_i / \cos \alpha \quad \text{lunghezza puntone}$$

$$\Delta_{FD} = F \cdot H^3 / (12EI) + \chi F \cdot H / (GA) ; \quad \Delta_{F1} = 27/32 \cdot \Delta_{FD} + 3/4 \Delta_{TD}$$

$$\Delta_{F2} = \Delta_{FD} / 2 + \Delta_{TD} / 2 \quad \Delta_{F3} = 5/32 \cdot \Delta_{FD} + \Delta_{TD} / 4$$

Infittendo il numero di diagonali si può determinare la curva forza spostamento per la tamponatura in laterizio, terra cruda o in calcestruzzo leggero da confrontare con quella ottenuta attraverso prove sperimentali di laboratorio già eseguite e note. Il tratto discendente è analogo corrisponde al superamento per il singolo puntone dello spostamento ultimo Δ_{IU} in modo da eliminare la rigidezza $2k_i$. Un andamento approssimato di tale curva è riportato figura



Da determinare attraverso foglio elettronico, tenendo conto delle caratteristiche meccaniche della tamponatura e degli spostamenti ultimi ed elastici definiti dalle istruzioni CNR per le tamponature

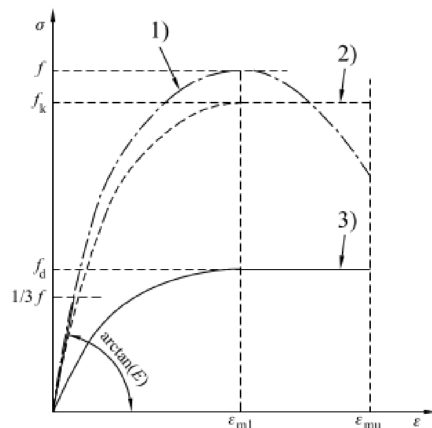
$$\text{Taglio drift } 0,4\% \cdot H \quad \text{Pressoflessione drift } 0,8\% \cdot H$$

Per la compressione semplice si utilizza un diagramma fornito dall'eurocodice 6

Diagramma tensioni-deformazioni per la muratura in compressione

Legenda

- 1) Tipico
- 2) Diagramma ideale (parabola-rettangolo)
- 3) Diagramma di calcolo



Parabola rettangolo o elastoplastico ideale con deformazione a rottura $\varepsilon = 0,0035$

$$\Delta_U = \varepsilon_U * L_I \quad ; \quad \Delta_E = \varepsilon_E * L_I \quad ; \quad \varepsilon_E = f_D / E_T$$

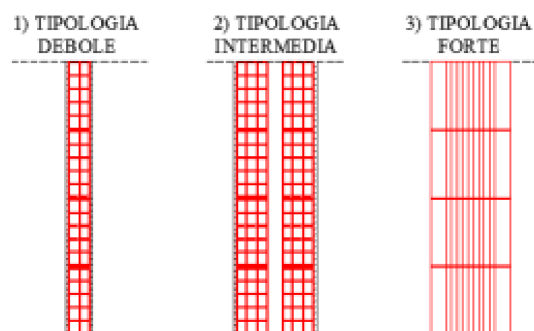
$E_T = E_{WH}$ modulo elasticità normale

$f_D = f_{WH} / \gamma$ resistenza a compressione

$$\varepsilon_e \leq \varepsilon_U \leq 0,0035 \quad \text{in generale} \quad 0,002 \leq \varepsilon_U \leq 0,0035$$

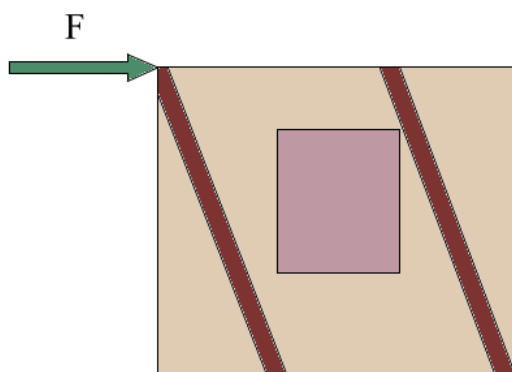
Tabella 1. Caratteristiche meccaniche delle 3 tipologie di muratura da tamponamento.

Tipologia	f_{wh} [MPa]	f_{wv} [MPa]	f_{wu} [MPa]	f_{ws} [MPa]	E_{wh} [MPa]	E_{wv} [MPa]	G [MPa]	W [KN/m³]
T1 debole	1.18	2.02	0.44	0.55	991	1873	1089	6.87
T2 intermedia	1.11	1.50	0.25	0.31	991	1873	1089	6.87
T3 forte	1.50	3.51	0.30	0.36	1050	3240	1296	7.36

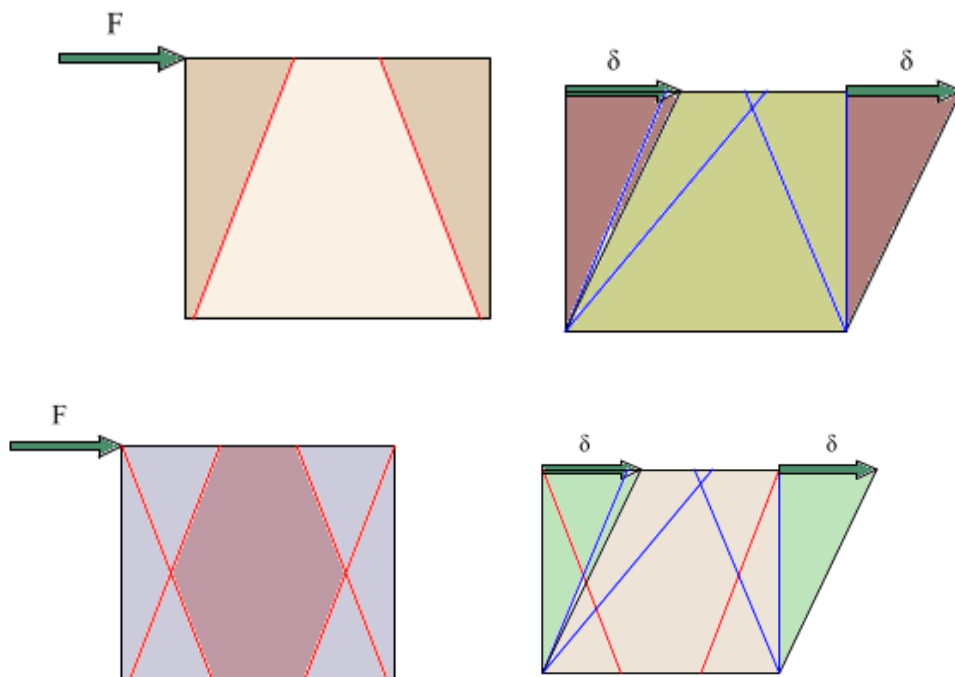


3- Il doppio controvento eccentrico

I controventi eccentrici si utilizzano come controventi nelle strutture in acciaio e possono rappresentare il comportamento di un pannello di tamponatura; la problematica non è nella modellazione equivalente ma nella interazione tra pannello ovvero tamponagno e maglia di telaio. Qualora si creino le condizioni per questa interazione tra struttura di cemento armato e tamponatura la modellazione equivalente è accettabile ed è funzione della eventuale presenza di aperture.



Le due aste la prima compressa e l'altra tesa per un doppio controvento incrociato simulano il comportamento della nostra tamponatura in presenza di una apertura rettangolare sia essa finestra o balcone. Il tipico controvento eccentrico che interagisce con la trave superiore si compone di tirante ed un puntone, per meglio rappresentare il comportamento della tamponatura con apertura utilizziamo un doppio controvento capovolto, dove alla fine lo schema resistente è individuato da due puntone equivalenti compressi; la lunghezza del tratto orizzontale è pari alla larghezza della apertura



Nella determinazione della sezione dei 2 puntoni equivalente si determina la rigidezza del pannello di tamponatura tenendo presente il vuoto conseguente alla apertura valutando lo spostamento in sommità mediante la composizione cinematica .

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 ; \quad F = K * \Delta ; \quad K = F / \Delta$$

Eguagliando la rigidezza del pannello a quella dei due puntoni , si possono ricavare le sezioni equivalenti delle bielle compresse ,che sono uguali per tamponatura simmetrica .

$$K_T = K_{P1} + K_{P2}$$

Gli spostamenti della parete

$$\Delta_1 = F * H_1^3 / (3 * E I_1) + \chi * F * H_1 / (G * A_1) + F * (H_2 + H_3) * H_1^2 / (2 * E * I_1)$$

$$\Delta_2 = F * H_2^3 / (3 * E I_2) + \chi * F * H_2 / (G * A_2) + F * H_3 * H_2^2 / (2 * E * I_1) +$$

$$[F * H_1^2 / (2 * E I_1) + F * (H_2 + H_3) * H_1 / (E * I_1)] * H_2$$

$$\Delta_3 = F * H_3^3 / (3 * E I_3) + \chi * F * H_3 / (G * A_3) +$$

$$[F * H_1^2 / (2 * E I_1) + F * (H_2 + H_3) * H_1 / (E * I_1)] * H_3 + [F * H_2 / (2 * E I_2) + F * H_3 * H_2^2 / (E * I_1)] * H_3$$

La rigidezza $K = F / \Delta$

$$K = 1 / \{ H_1^3 / (3 * E I_1) + \chi H_1 / (G * A_1) + (H_2 + H_3) * H_1^2 / (2 * E * I_1) + H_2^3 / (3 * E I_2) + \chi H_2 / (G * A_2) + H_3 * H_2^2 / (2 * E * I_1) + [H_1^2 / (2 * E I_1) + (H_2 + H_3) * H_1 / (E * I_1)] * H_2 + H_3^3 / (3 * E I_3) + \chi H_3 / (G * A_3) + [H_1^2 / (2 * E I_1) + (H_2 + H_3) * H_1 / (E * I_1)] * H_3 + [H_2 / (2 * E I_2) + H_3 * H_2^2 / (E * I_1)] * H_3 \}$$

La rigidezza della parete per mensola incastrata alla base per sezione costante

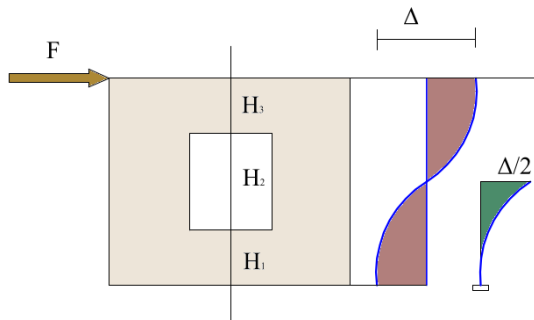
*La rigidezza per telaio shear type $K_I = 1 / [H^3 / (12 * E I_1) + \chi H / (G * A)] ;$*

*La rigidezza per mensola $K_M = 1 / [H^3 / (3 * E I) + \chi H / (G * A)] ;$*

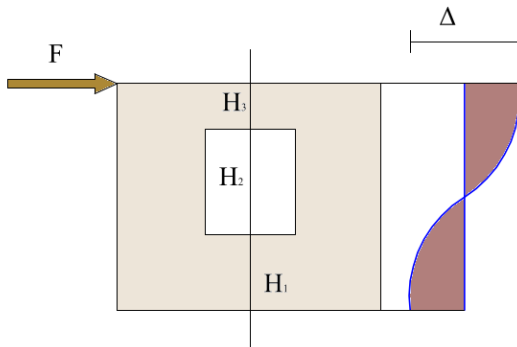
Se la apertura è simmetrica lo spostamento in sommità per schema alla Grinter è pari al doppio di quello di una mensola con luce pari $H/2$

$$\Delta = 2 * \{ F * H_1^3 / (3 * E I_1) + \chi * F * H_1 / (G * A_1) + F * (H_2 / 2) * H_1^2 / (2 * E * I_1) + F * (H_2 / 2)^3 / (3 * E I_2) + \chi * F * (H_2 / 2) / (G * A_2) + F * (H_2 / 2)^2 * H_1 / (2 * E * I_1) \}$$

$$2*K=1/\{H_1^3/(3*EI_1)+\chi H_1/(G*A_1)+(H_2/2)*H_1^2/(2*E*I_1)+(H_2/2)^3/(3*EI_2)+\chi(H_2/2)/(G*A_2)+(H_2/2)^2*H_1/(2*E*I_1)\}$$



Se la apertura non è simmetrica lo spostamento in sommità per schema alla Grinter è pari alla somma degli spostamenti di due mensole con luce definita dal punto di flesso della deformata.



$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$$

Il punto di flesso nonostante la dissimmetria e variabilità della sezione coincide con la mezzzeria della tamponatura; il punto di flesso della funzione lo si ottiene dalla sua derivata seconda che deve essere pari a zero, ricordando le espressioni delle sollecitazioni in funzione della curvatura $-EIW'''(z)=V(z)$ corrisponde al punto di nullo del momento $-EIW''(z)=M(z)=0$; per l'equilibrio della trave

$$M(0) = F*z ; M(H) = F*(H-z) \quad z \text{ ordinata del punto di flesso}$$

Per trave incastrata incastrata a sezione costante sollecitate da un cedimento Δ orizzontale

$$V = \Delta*12EI/H^3 ; \quad M = \Delta*6EI/H^2 \quad \text{il punto di flesso } H/2$$

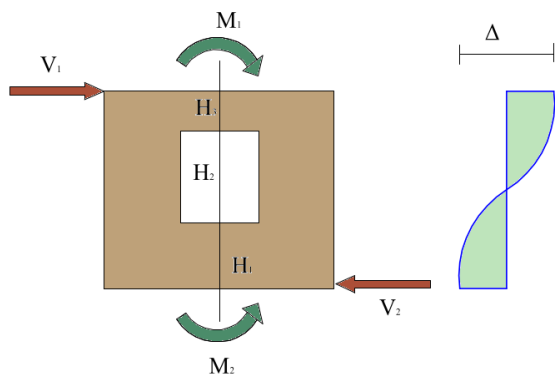
Per trave a sezione variabile lo schema va risolto con equazioni di congruenza imponendo $\Delta = 1$; $\varphi = 0$ per $z = H$

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta(V, M) = 1 \quad \text{composizione cinematica}$$

$\Delta(V, M)$ spostamento dovuto alle incognite iperstatiche M e V

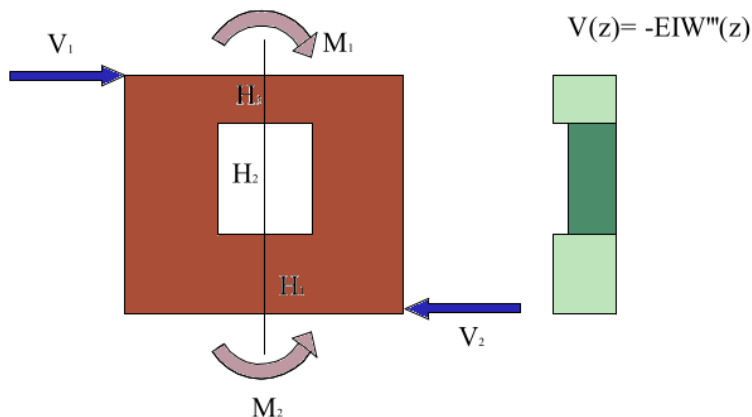
$$\varphi = \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi(V, M) = 0$$

$\varphi(V, M)$ rotazione dovuta alle incognite iperstatiche M_1 e V_1

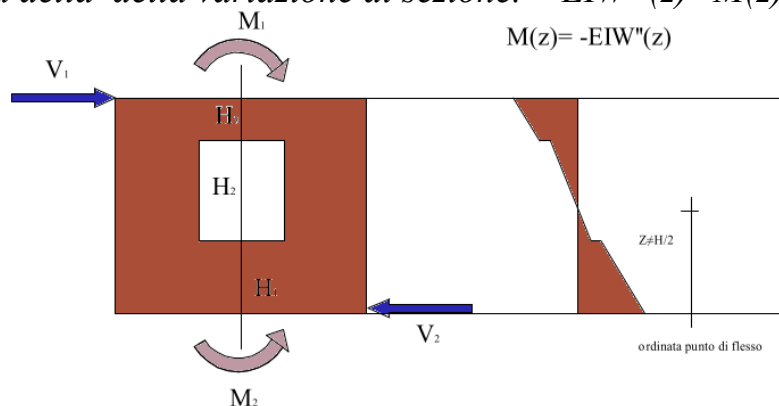


Il diagramma del taglio sulla trave è costante se la inerzia è costante , in corrispondenza della variazione di rigidezza deve esserci un salto conseguente alla diminuzione della inerzia; il carico orizzontale è assente il diagramma del taglio è costante

$$-EIW'''(z)=V(z)$$



La pendenza del diagramma dei momenti è il taglio ,nel tratto centrale la pendenza è minore il diagramma dei momenti è lineare con diminuzione e salto in corrispondenza della della variazione di sezione. $-EIW''(z)=M(z)$



*Per l'equilibrio del pannello deve essere $V(H)=V(0)$ ed $M(H)=M(0)=V*H$ il punto di flesso è ancora a metà altezza del pannello e lo spostamento $\Delta=\Delta_1+\Delta_2$*

È somma degli spostamenti non uguali orizzontali di due mensole di luce $H/2$, che hanno una variabilità di rigidezza differente

Inutile dilungarci in espressioni complesse , ipotizziamo che la apertura sia centrale

, senza dissimmetrie ed eseguiremo delle modellazioni FEM tramite software per la apertura non simmetrica.

$$2K = 1/\{H_1^3/(3*EI_1) + \chi H_1/(G*A_1) + (H_2/2)*H_1^2/(2*E*I_1) + (H_2/2)^3/(3*EI_2) + \chi(H_2/2)/(G*A_2) + (H_2/2)^2*H_1/(2*E*I_1)\}$$

Ipotizzando che i due puntoni equivalenti siano uguali con rigidezza $EA/L * \cos^2 \alpha$

$$1/\{H_1^3/(3*EI_1) + \chi H_1/(G*A_1) + (H_2/2)*H_1^2/(2*E*I_1) + (H_2/2)^3/(3*EI_2) + \chi(H_2/2)/(G*A_2) + (H_2/2)^2*H_1/(2*E*I_1)\} = EA/L * \cos^2 \alpha$$

$$A = t*b \quad H = H_1 + H_2 + H_3$$

$$t = H/\{E*t[H_1^3/(3*EI_1) + \chi H_1/(G*A_1) + (H_2/2)*H_1^2/(2*E*I_1) + (H_2/2)^3/(3*EI_2) + \chi(H_2/2)/(G*A_2) + (H_2/2)^2*H_1/(2*E*I_1)] * \sin \alpha * \cos^2 \alpha\}$$

t è lo spessore dei due puntoni equivalenti uguali.

Modellazione FEM

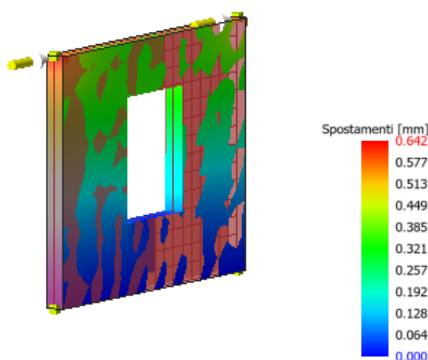
Parete in laterizio doppia foderia 12+8 cm altezza 270 cm larghezza 400 cm

Apertura 120 cm altezza 140 cm , 100 cm da terra

Modelliamo la parete FEM di dimensioni 270 x 400 cm con pannelli 20x20 cm

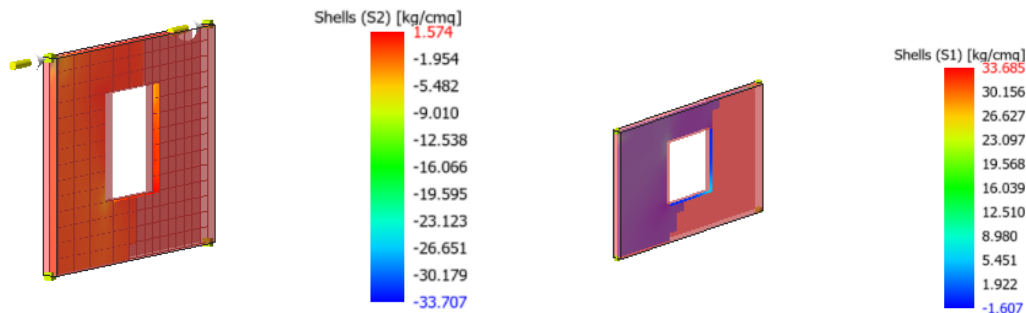
$E = 32000 \text{ daN/cm}^2$

La parete modellata agli elementi finiti tramite il software prevede degli elementi piani triangolari con deformate lineari dei lati congruenti solo nei nodi del triangolo o rettangolo ; se vincoliamo la parete alla **Grinter** e ad essa applichiamo un cedimento anelastico nodale ruotano soltanto gli elementini superiori per cui si è preferito applicare forze nodali di 5000 daN determinando lo spostamento orizzontale



La rigidezza $K = 155763 \text{ daN/cm}$

Le tensioni principali

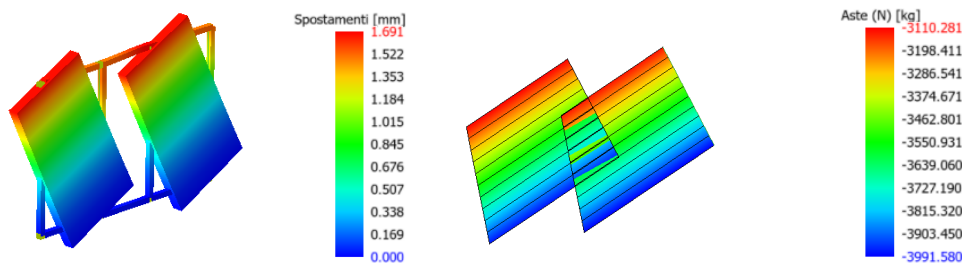


La sezione dei due puntoni equivalenti

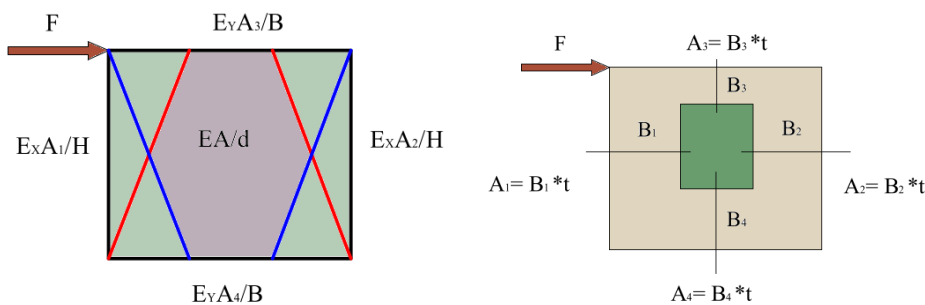
$$K = 2 * EA / L * \cos \alpha^2 \quad L = 304 \text{ cm} \quad E = 35000 \text{ daN/cm}^2 \quad \alpha^2 = 63^\circ$$

$$A = K * L / (2 * E * \cos \alpha^2) = 3000 \text{ cm}^2 \quad b = 150 \text{ cm}$$

Modelliamo la tamponatura con aste reticolare con due puntoni equivalenti sollecitate dalle stesse forze



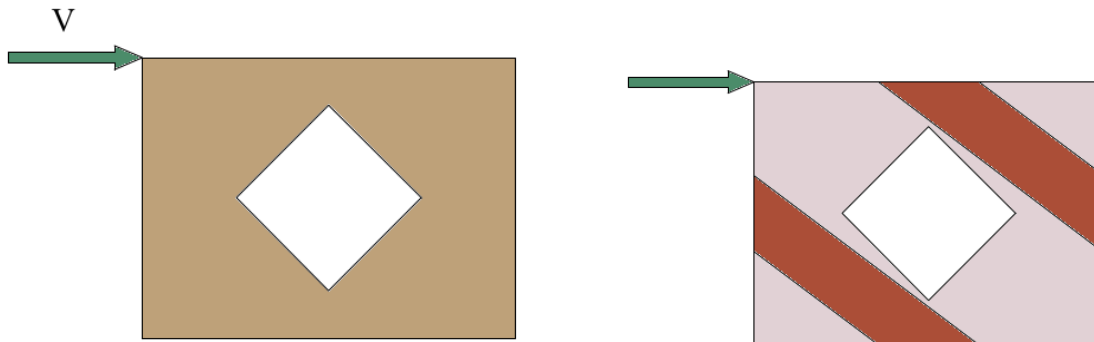
La rigidezza equivalente è pari $K = 59136 \text{ daN/cm}$, Sforzo normale $N = 4000 \text{ daN}$
 La modellazione in figura è una astrazione poichè tiene conto dei soli puntoni compressi; la modellazione reticolare della parete prevede il doppio controvento eccentrico con 2 tiranti e 2 puntoni ed un telaio di coronamento con pilastri e travi orizzontali che simulano il comportamento della parete che nel software ha un comportamento omogeneo ed isotropo a trazione e compressione elastico lineare.



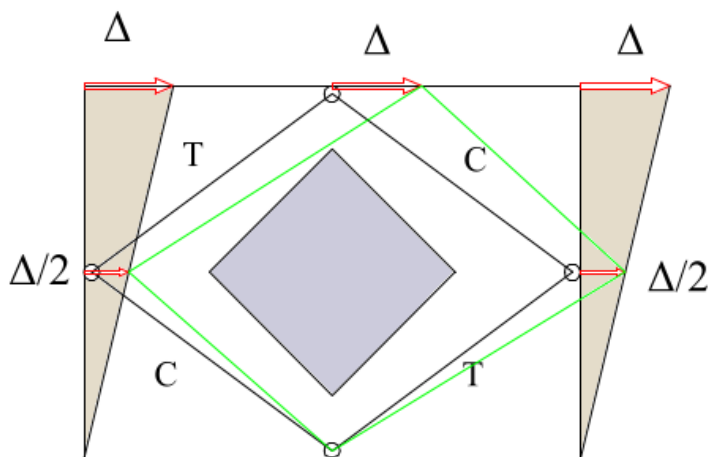
La rigidezza flessionale e tagliante del pannello è equivalente al doppio controvento eccentrico mentre quella assiale nelle 2 direzioni è equivalente al telaio di coronamento

4- Il meccanismo romboidale

Ipotizziamo che nella nostra tamponatura vi sia una apertura a forma di rombo quadrato con le due diagonali uguali come in figura



Il meccanismo resistente è di due puntoni equivalenti compressi; nella ipotesi di resistenza a trazione della tamponatura si individua uno schema reticolare romboidale co 2 tiranti e due puntoni equivalenti



La sezione dei puntoni è immediata , la si ottiene eguagliando la rigidezza della parete con apertura alla rigidezza assiale dei due puntoni

$$K = 2EA/L * (\cos\alpha)^2 \quad , \quad \text{dove} \quad L = [(H/2)^2 + (B/2)^2]^{1/2} = [H^2 + B^2]^{1/2} / 2$$

$$\alpha = \arctg(H/B) ;$$

La rigidezza della tamponatura è relativa ad un asta incastra agli estremi con sezione variabile , per la simmetria lo spostamento può essere determinato come somma degli spostamenti Δ di due mensole attraverso la composizione cinematica

$$2*\Delta = 2*(\Delta_1 + \Delta_2) \quad \text{dove}$$

$$\Delta_1 = F \cdot H_1^3 / (3EI) + \chi \cdot F \cdot H_1 / (GA) \quad \text{mensola}$$

$$+ F \cdot H_1^2 \cdot H_2 / (2EI) \quad \text{coppia trasmessa } F \cdot H_2$$

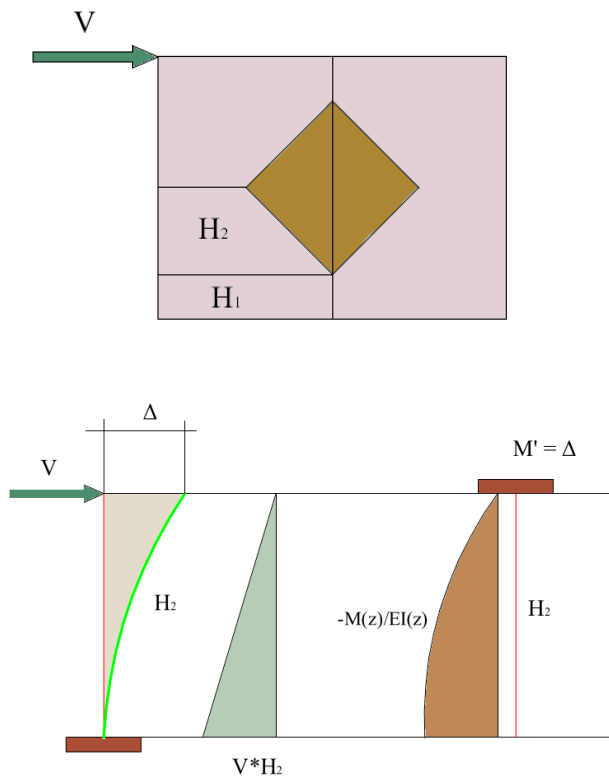
$$+ F \cdot H_1^2 \cdot H_2 / (2EI) + F \cdot H_1 \cdot H_2^2 / (EI) \quad \text{rotazione rigida}$$

$$\Delta_2 = F \cdot H_2^3 / (3EI) + \chi \cdot F \cdot H_2 / (GA) \quad \text{parte superiore}$$

Per lo spostamento Δ_2 la sezione è a profilo variabile lo spostamenti lo determiniamo attraverso i corollari di Mohr, reminescenze antiche della scienza delle costruzione. La trave di Mohr è una trave equivalente sempre una mensola il cui carico è la curvatura ovvero :

$$M/EI \quad \text{e} \quad V = \varphi(z) \quad M(z) = w(z)$$

Lo spostamento è il momento all'incastro della mensola



$$M' = \Delta = \int z \cdot (M/EI) dz$$

$$\text{Lo spostamento } \Delta_2 = \int z \cdot V \cdot (H_2 - z) / (E \cdot I(z)) dz$$

$$I(z) = b(z) \cdot t^3 / 12 \quad \text{la base } b \text{ varia dal valore } B/2 \text{ al valore } (B/2 - d/2)$$

Dove B è la base del pannello, d la diagonale del rombo, t spessore tamponatura

$$B(z) = B/2 - 2 \cdot z \cdot H_2 / d$$

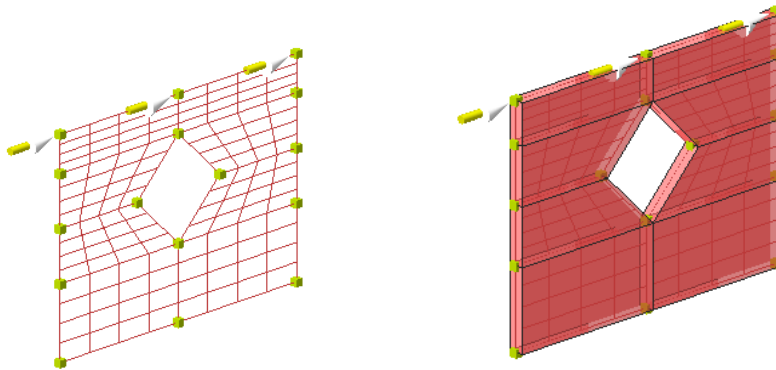
Lo spostamento globale della **tamponatura**

$\Delta = 4*(\Delta_1 + \Delta_2)$ dal quale è possibile ricavare la rigidezza $K = F/\Delta$

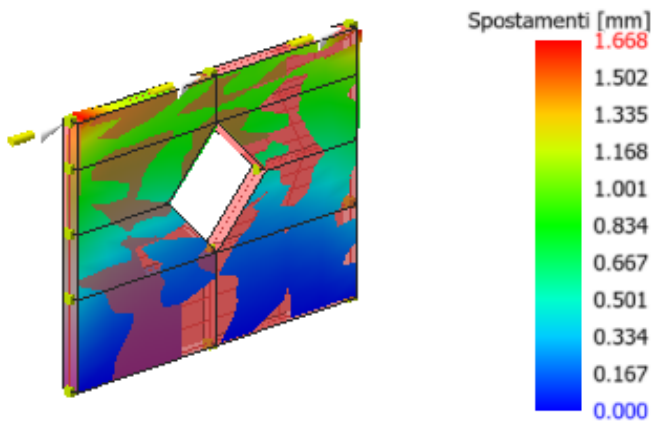
Senza dilungarci in calcolazioni laboriose e complesse eseguiamo la modellazione FEM della parete

$E = 35000 \text{ daN/cm}^2$ $B = 400 \text{ cm}$; $t = 20 \text{ cm}$ $H = 290 \text{ cm}$

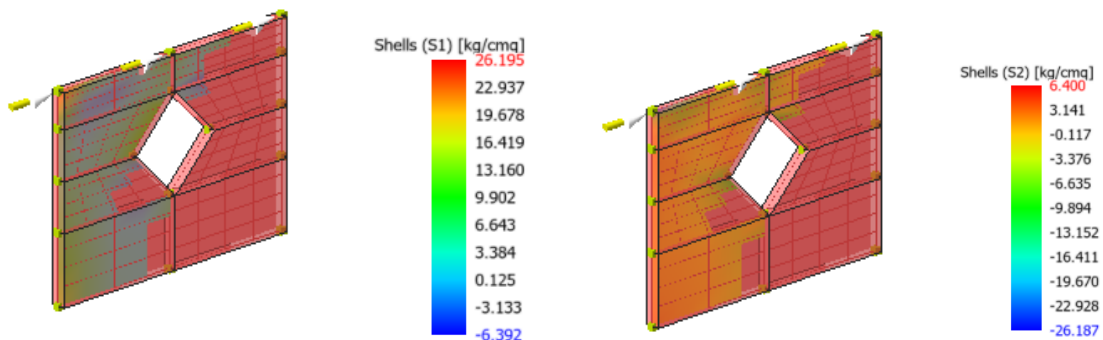
Apertura quadrata $L = 100 \text{ cm}$ $d = 140 \text{ cm}$ $F = 15000 \text{ daN} = 3*F_i$



Deformazioni $\Delta = 1.668 \text{ mm}$ $K = 15000/(1,668) = 8992 \text{ daN/mm} = 89920 \text{ daN/cm}$



Le tensioni principali σ_ξ ; σ_η ;



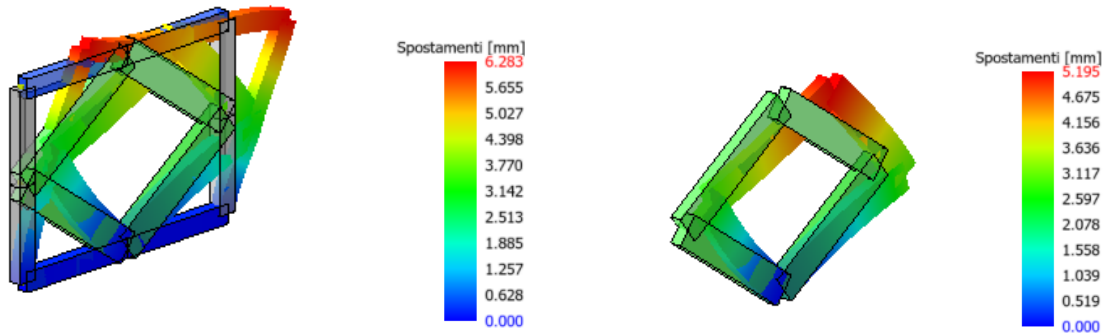
La modellazione della tamponatura **plate-shell** , ipotizza un comportamento elastico lineare sia a trazione che a compressione , lo schema reticolare da utilizzare è quello di due tiranti e due puntoni equivalenti uguali aventi sezione $A = b \cdot t$

$$K = 4EA/L \cdot (\cos\alpha)^2 ; A = K \cdot L / ([2 \cdot E \cdot (\cos\alpha)^2]) \quad L = 140 \text{ cm} ; \alpha = 35,94^\circ$$

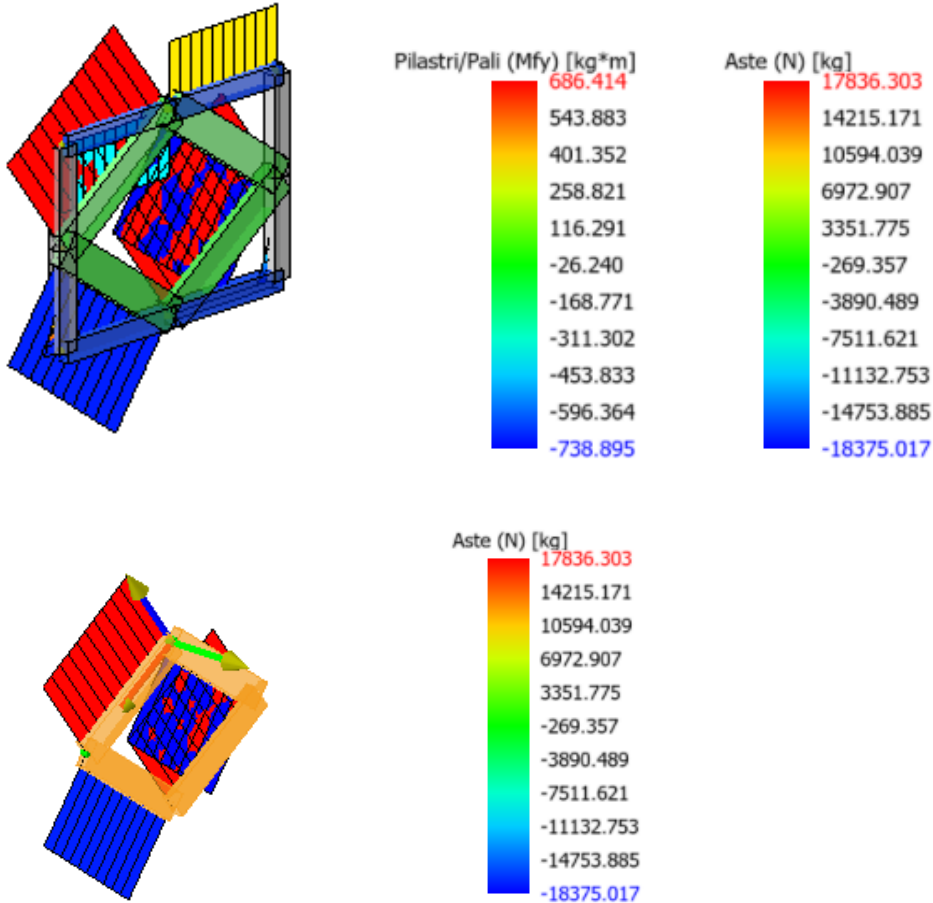
$$A = 140 \text{ cm} \quad b = 7 \text{ cm} \text{ tenendo conto della fessurazione } b = 14 \text{ cm}$$

Le aste reticolari sono 4 a ciascuna di esse corrisponde lo spostamento $\Delta/2$

La deformata per forza di 15000 daN sezione 20x50 cm $K = 23873 \text{ daN/cm}$



Gli sforzi normali nelle aste

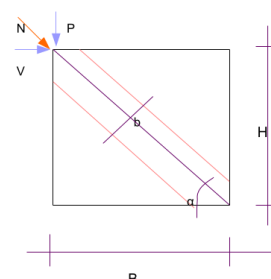


5-Conclusioni

La tamponatura in laterizio, la sua interazione con la struttura in cemento armato e la prevenzione del suo danneggiamento in occasione di un evento sismico ha assunto un ruolo fondamentale nella progettazione e calcolo strutturale di edifici in cls, ormai in zona sismica con le NTC 2018 realizzati con elementi di controvento quali pareti e nuclei irrigidenti o strutture con pareti debolmente armate facendo ricorso alla bioedilizia con blocchi cassero e pannelli cassero; la evoluzione naturale di un edificio in cemento armato con elementi monodimensionali quali travi e pilastri è con tamponatura collaborante, ovvero pareti in blocchi di laterizio e calcestruzzo anche alleggerito che contribuiscono all'assorbimento delle azioni sismiche orizzontali scaricando il telaio spaziale al quale la tamponatura è collegata tramite armature metalliche e viene costruita contemporaneamente alla struttura in cemento armato e non dopo come stabilito nell'eurocode 8. Le tamponature diventeranno elementi strutturali primari ai quali è demandato il controventamento ovvero l'irrigidimento del nostro edificio e la resistenza, ovviamente va modificata la tecnica costruttiva già insita nelle buone pratiche per edifici con bloccocassero legno cemento o in polistirolo per i quali si realizza un telaio spaziale con travi e pilastri e tamponature in cls; le tamponature saranno in muratura armata di laterizio terra cruda o cls leggero ect. Le prime modellazioni di puntone diagonale equivalente risalgono agli anni 70, la larghezza della diagonale $b = (0,20 \div 0,3) * d$ i primi studi vennero eseguiti in Russia poi le formulazioni si sono moltiplicate si possono confrontare i valori della base b del puntone equivalente ricavate con la teoria elastica e la diagonale di Bertoldi

$b = [K_1/(\lambda H) + K_2]$ K_1 e K_2 tabellati in funzione della rigidezza relativa

	$\lambda H < 3,14$	$3,14 < \lambda H < 7,85$	$\lambda H > 7,85$
K_1	1,3	0,71	0,47
K_2	-0,18	0,01	0,04



$$\lambda = [E_m * t * \sin(2\alpha) / (4 * E_c * I_p * H)]^{1/4} \quad [L^{-1}] \text{ dimensioni}$$

Base	Altezza	Angolo	E_m	E_c	I_p	λ	b		b	
250	260	46°	12000	310000	540000	$6,09 * 10^{(-3)}$	64	0,17d	88	0,24d
300	260	41°	12000	310000	540000	$6,07 * 10^{(-3)}$	64	0,16d	107	0,27d
350	260	36,6°	12000	310000	540000	$6,02 * 10^{(-3)}$	65	0,15d	128	0,29d
400	260	33°	12000	310000	540000	$5,95 * 10^{(-3)}$	66	0,138d	135	0,28d

Oggi non vi è alcuna necessità di inserire puntoni equivalenti nei calcolo strutturali poiché i software hanno implementato la tamponatura per le verifiche e l'irrigidimento la stessa può essere inserita come elemento **Plate-Shell** nella modellazione FEM lo studio del puntone equivalente ha un obiettivo esclusivamente didattico e per le analisi di **Pushover** non lineari dove le diagonali superata la resistenza hanno un

comportamento plastico e poi eliminate calcolando schemi strutturali variati. Si è soliti consolidare le tamponature in edifici esistenti accoppiando l'isolamento termico all'irrigidimento strutturale, la soluzione migliore è un isolante termico leggero di adeguata rigidezza e resistenza (due piccioni con una fava) :

- Isolamento termico*
- Irrigidimento e resistenza strutturale*

Ottenibili con isolanti in grafite , pannelli in fibre di carbonio ect ,ma la problematica è sempre la stessa ovvero la interazione della tamponatura con la maglia di telaio teoricamente possibile ma praticamente irrealizzabile nel corso dei lavori,poiché i pannelli isolanti hanno dei giunti, gli spostamenti dei telai sono infinitesimali $0.5 \div 1$ mm per la interazione tra tompagno e maglia rettangolare di telaio in cls , molto spesso sono inefficaci isolano soltanto termicamente il nostro edificio. In questo articolo a carattere teorico si è approfondito il puntone diagonale diffuso il cui obiettivo finale è il diagramma forza spostamento per la tamponatura ottenuto mediante analisi non lineare del puntone diffuso, il doppio controvento eccentrico e lo schema reticolare romboidale per tompagno per apertura rettangolare e romboidale . Sono delle modellazioni che esulano dalla normale pratica progettuale ,distanti anni luce dai cantieri edili e le relative fasi di costruzione dove la tamponatura viene irrigidita e resa solidale al telaio tramite intonaco armato con rete elettrosaldata o rete in composito che meglio aderisce alla struttura. La tamponatura è in grado di assorbire anche la trazione e va verificata a ribaltamento ovvero espulsione durante un evento sismico per azioni ad essa ortogonali. Rappresentano dei nuovi meccanismi resistenti che possiamo individuare all'interno dei tompagni quando vi sono aperture ; nella tamponatura priva di aperture non si formano simili meccanismi poichè non vi è la interazione con i pilastri e le travi in cls che avviene nei nodi della maglia di telaio.