# RIFLESSIONI SULLE TECNICHE COSTRUTTIVE DELLE STRUTTURE INTELAIATE IN C.A. NON ISOLATE ALLA BASE

**A cura di Cosimo Alvaro amministratore STACEC srl**

L'ingegneria antisismica italiana ha, specialmente nell'ultimo decennio, compiuto enormi progressi, sia nel calcolo numerico che nello studio di componenti strutturali per il recupero del patrimonio edilizio e per il miglioramento o l'adeguamento sismico degli edifici esistenti.

Purtroppo, si continua frequentemente a riscontrare che la filiera dell'edilizia difficilmente riesce a discostarsi dalle metodologie strutturali tradizionali; abbandonarle, invece, potrebbe consentire di effettuare modellazioni strutturali molto più vicine al vero con maggiore corrispondenza tra i risultati ottenuti dall'analisi numerica e il comportamento reale della struttura, in altre parole potrebbe consentire la "modellazione ideale".

Fino alla fine degli anni '70, anche a causa delle limitate capacità della strumentazione elettronica a supporto delle attività analitiche, si è proceduto con l'applicazione di metodi iterativi molto articolati e macchinosi, con risultati che raggiungevano appena la sufficienza per livello di approssimazione ma che richiedevano necessariamente il successivo intervento degli strutturisti, i quali erano chiamati a mettere in campo il massimo impegno e tutte le loro competenze per poter completare il lavoro.

Le attuali tecnologie hardware e software consentono oggi di affrontare e gestire analisi sempre più complesse, fino a valutare in modo completo tramite i parametri noti, gli effetti del sisma e quindi di avvicinarsi sempre di più alla realtà offrendo soluzioni precise anche relativamente ad effetti che in precedenza non erano stati nemmeno presi in considerazione.

Lo scopo di questo articolo è trattare l'annoso problema delle influenze nelle analisi strutturali delle murature di tamponamento e dei divisori in laterizio fragile usate nelle strutture intelaiate in c.a. e sottoporre soluzioni alternative che ci consentano di identificare il comportamento reale delle strutture e di valutare nuove soluzioni adeguate ai tempi, con costi spesso minori e con risultati migliori.

La prima normativa che ha, anche se molto superficialmente, affrontato il problema è stato il D.M. 24 gennaio 1986, in cui è stata introdotta la possibilità di considerare l'effetto irrigidente delle murature di tamponamento.
Il motivo è da ricercarsi nel fatto che sempre di più erano i casi di cattivo dimensionamento di edifici calcolati con analisi dinamica, perché non erano stati imposti limiti di deformabilità delle maglie destinate ad ospitare il pannello di muratura.
Per chiarire l'argomento, mi rimando all'oscillatore semplice composto da una base, da una molla e da una massa. Applicando un tagliante alla base, se la molla è molto rigida, avremo a livello della massa una forza d'inerzia molto rilevante. Riducendo gradualmente la rigidezza della molla, si otterrà sempre minore forza d'inerzia a livello della massa, fino al caso limite di assenza di rigidezza in cui si avrà il completo annullamento della forza d'inerzia. Ciò anche se risulta ammissibile matematicamente non può ritrovare riscontro dal punto di vista pratico - strutturale in quanto non vi sarebbe nessun controllo sugli spostamenti della struttura e ciò contrasterebbe fortemente con le necessità sopra espresse di spostamenti limitati onde evitare che le murature, in funzione del loro basso limite di compressibilità, possano manifestare fenomeni di rottura fragile.

Pertanto, per poter evitare criticità statiche alle murature di tamponamento, la struttura dovrebbe essere non deformabile ovvero interessata da deformazioni controllate, così come, correttamente, le legislazioni successive al D.M. 86 hanno imposto.

L'aspetto negativo, in tal caso, è rappresentato dal fatto che una struttura molto rigida viene sottoposta ad azioni sismiche elevate.

In alternativa è possibile procedere effettuando una calcolazione con analisi non lineare computando il comportamento delle murature tramite i suoi legami costitutivi (si cita a titolo di esempio la formulazione FEMA 273, in cui vengono valutate e modellate pareti provviste anche di forature secondo una prima fase, nella quale i tamponamenti operano con funzione lineare, una seconda con funzione parabolica che aumenta con l'aumentare della compressione e una terza con la rottura fragile del tamponamento ) oppure tramite analisi lineari con utilizzo, per i tamponamenti,  di materiali diversi dal fragile laterizio.

Ed è proprio su tale ultima possibilità che si svilupperà il presente articolo.

Di seguito verrà analizzata, secondo tre distinti modelli strutturali, una struttura intelaiata in c.a. non isolata sismicamente alla base, provvista di tamponature in muratura di laterizio forato, di impalcati rigidi in latero cemento e di opportuna modellazione terreno struttura. I modelli strutturali con cui sono state svolte le tre analisi saranno del tutto identici e in particolare presentano medesima geometria, materiali, ubicazione geografica, destinazione d'uso e condizioni geologiche.

Nel  prima analisi (**Analisi Nr.1**) il contributo dei pannelli murari nell'ambito del modello strutturale non è stato tenuto in considerazione mentre sono debitamente presenti i carichi e le masse derivanti .

Nella seconda analisi (**Analisi Nr.2**)  il contributo dei pannelli murari è stato considerato oltre che in termini di massa e di carichi anche nel modello strutturale il metodo di Ghassan Al-Chaar, descritto in 'Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures' edito da US Army Corps of Engineers, nel 2002.

Il modello utilizzato per l'analisi del sistema telaio-tamponatura consiste nella schematizzazione di un telaio contenente dei puntoni equivalenti eccentrici che rappresentano la muratura. Il pannello di tamponatura viene, così, rappresentato da un puntone diagonale equivalente resistente a compressione, di larghezza a, lunghezza "D" e spessore "t" pari allo spessore netto della muratura (figura 1).

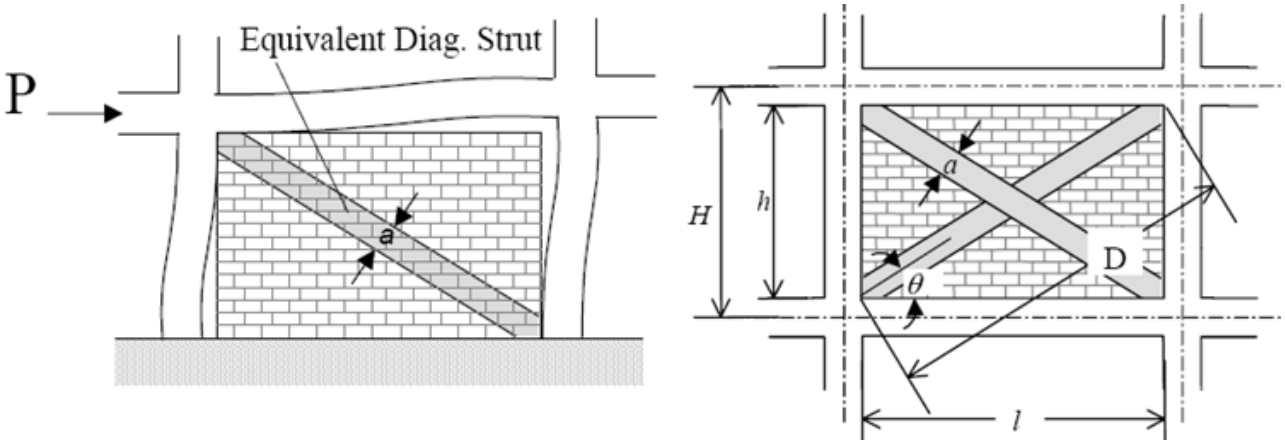



Figura 1

La larghezza “a” dipende dalla rigidezza flessionale relativa telaio-pannello “$\lambda_1 H$” valutabile secondo la seguente formulazione:

$$a = 0.175 \cdot D \cdot (\lambda_1 \cdot H)^{-0.4}$$

con:

$$\lambda_1 \cdot H = H \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_{col} \cdot h}}$$

Dove:

$E_c$ e $E_m$ : sono i moduli elastici rispettivamente del calcestruzzo e della muratura;

$I_{col}$ : è il momento d’inerzia del pilastro;

$\theta$ : è l’angolazione della biella;

h,t : sono rispettivamente l’altezza e lo spessore del pannello murario;

D : è la lunghezza della biella.

Se nel pannello sono presenti delle aperture oppure dei danneggiamenti, la larghezza “a” ne terrà conto e verrà ridotta tramite la larghezza “$a_{red}$” secondo una specifica formulazione che non viene, per brevità, riportata di seguito.

Nota la larghezza “a” vengono determinati il carico richiesto per raggiungere la resistenza a schiacciamento, “$R_{cr}$” e quello richiesto per raggiungere la resistenza a taglio, “$R_{shear}$”, della muratura in modo da poter valutare la resistenza a compressione del puntone “$R_{strut}$”.

$$R_{strut} = min\left\{R_{cr} \ , \frac{R_{shear}}{\cos\theta}\right\}.$$

La seconda modellazione, tenendo conto dell’effetto di irrigidimento delle murature di tamponamento in laterizio, presenta, senza dubbio, un approccio più reale e corretto e modifica, anche in modo consistente, i risultati ottenuti nel corso della prima analisi.

Tuttavia anche tale approccio, seppur più realistico rispetto al precedente, non è immune da un certo livello di imprecisione. Infatti la valutazione della rigidezza delle bielle equivalenti con metodi prettamente empirici, l’assenza di una precisa valutazione del contributo della biella soggetta a trazione e la difficoltà di conoscere gli esatti limiti di resistenza e stabilità dei pannelli conferiscono anche a tale approccio un carattere approssimativo. Inoltre non si hanno approcci normativi o sperimentali sulla modalità di verifica della sezione della biella soggetta a compressione e non si conosce il limite esatto di compressibilità con conseguente cessazione del contributo offerto in termini di rigidezza da parte delle “bielle equivalenti”.

Nella terza analisi (**Analisi Nr.3**) verranno sostituiti i pannelli murari in laterizio fragile con tamponature in materiale molto compressibile, elastico e leggero, tale da non risultare influente, in termini di rigidezza, nelle analisi strutturali.

Le analisi saranno svolte tutte su una struttura doppiamente simmetrica per geometria e per masse .

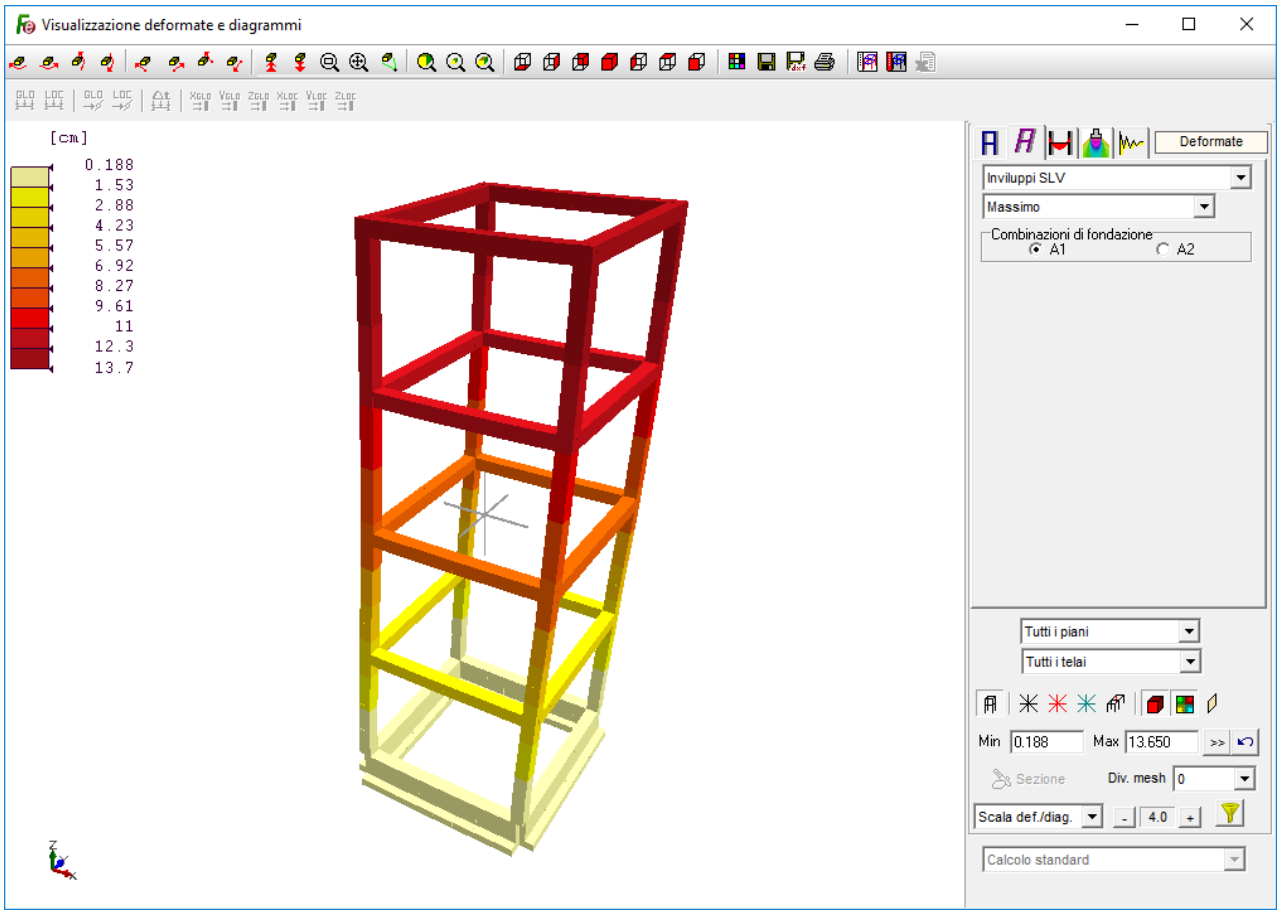
I dati ricorrenti per tutte le tre analisi sono i seguenti:

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ELASTICHE**
Calcestruzzo 25/30; Acciaio B450C; Spettro elastico $a_{gSLV}$ = 0,194 g; $a_{gSLD}$ = 0,065 g; Classe Terreno B; struttura quadrata 400x400 cm asse-asse pilastri; travi e pilastri 30x30 cm;
Altezza impalcati  estradosso-estradosso solaio 300 cm.;

**AZIONI SULLA STRUTTURA**
Solaio $G_1$ = 277 Kg/mq; influenza tramezzi $G_{2T}$ = 100 Kg/mq; Carico esercizio $Q_k$ = 200Kg/mq.; Carico Permanente $G_2$ = 140Kg/mq; tamponamenti in laterizio $G_{2M}$ = 250 Kg/mq;  tamponamenti "alternativi" comprensivi della propria struttura di sostegno $G_{2M}$ = 38 Kg/mq.

# ANALISI Nr.1

In questa calcolazione la struttura verrà considerata provvista di murature di tamponamento in laterizio ma solo in termini di carichi e di masse, senza alcun effetto membranale.




Dalla lettura dei risultati e, in particolare, dalla graficizzazione della deformata massima per combinazioni SLV si evince come in testa, a quota 12,00 m dallo spiccato di fondazione, si abbia uno spostamento  di 13,7 cm.

Inoltre, si riportano, le deformazioni, per combinazioni di carico SLD,  dei ritti tra la testa e il piede per ognuno degli impalcati (N.T.C. 20018 - § 7.3.6.1)

| Piano | ELEMENTO | drx [cm] | dry [cm] | H [cm] | dlim [cm] | Esito |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Piano 1** | Pilastro N° 1 | 0.7204 | 0.7205 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Pilastro N° 2 | 0.7205 | 0.7204 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 3 | 0.7205 | 0.7204 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 4 | 0.7204 | 0.7205 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| **Piano 2** | Pilastro N° 1 | 0.8444 | 0.8444 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 2 | 0.8444 | 0.8444 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 3 | 0.8444 | 0.8444 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 4 | 0.8444 | 0.8444 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| **Piano 3** | Pilastro N° 1 | 0.6335 | 0.6335 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 2 | 0.6335 | 0.6335 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 3 | 0.6335 | 0.6335 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 4 | 0.6335 | 0.6335 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| **Piano 4** | Pilastro N° 1 | 0.4815 | 0.4815 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 2 | 0.4815 | 0.4815 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 3 | 0.4815 | 0.4815 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 4 | 0.4815 | 0.4815 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |

Dove:

Piano : piano considerato;

ELEMENTO : tipo e numero dell'elemento considerato;

drx : traslazione relativa X globale del piano considerato;

dry : traslazione relativa Y globale del piano considerato;

H : altezza del piano considerato;

dlim : spostamento limite da normativa;

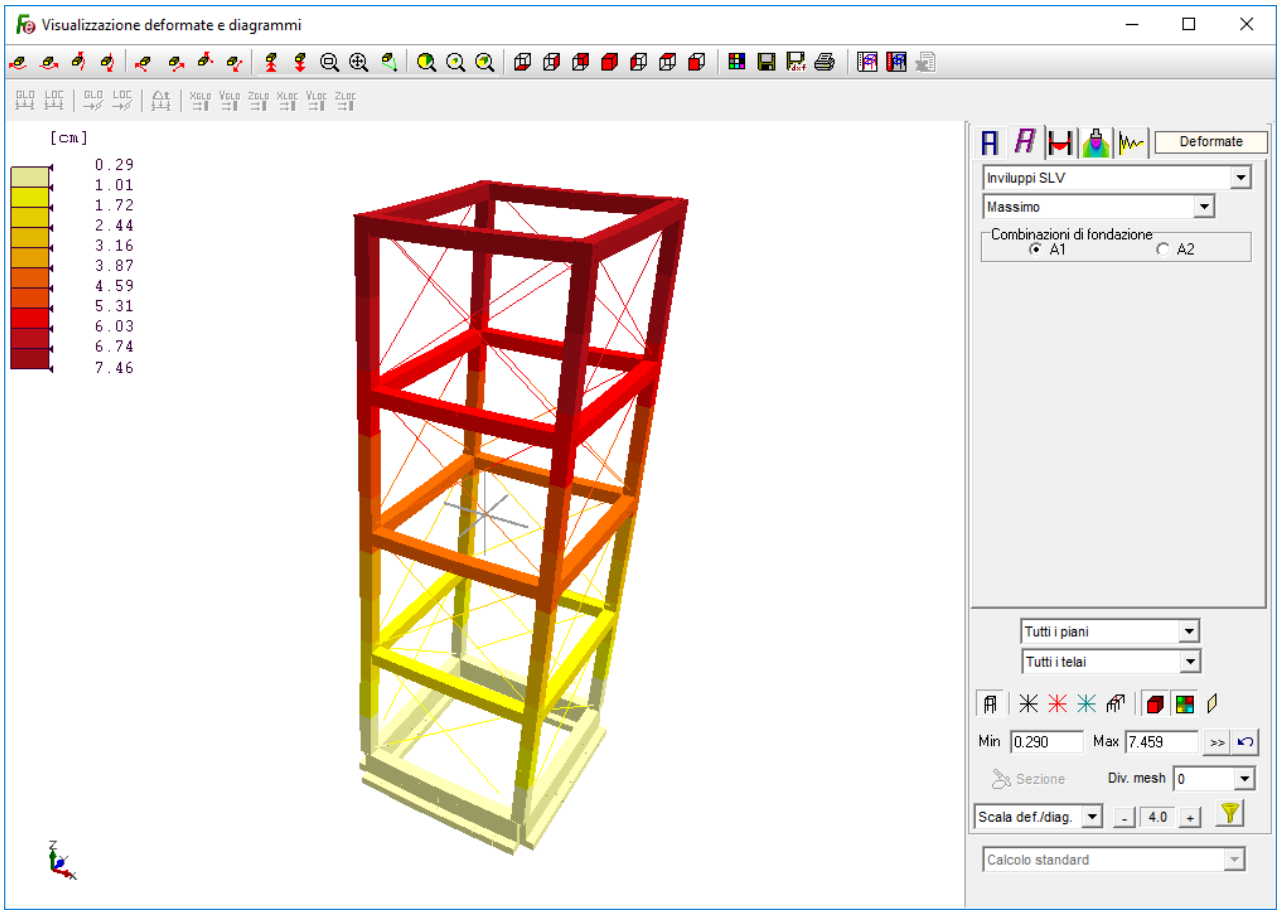
Esito : esito della verifica;

per completezza si riportano anche i periodi, i coefficenti di partecipazione modale e i fattori di partecipazione

| **Periodo [s]** | **Gamma** | **Coeff.$_{MasseX}$** | **Coeff.$_{MasseY}$** | **Coeff.$_{MasseZ}$** | **Coeff.$_{MasseRX}$** | **Coeff.$_{MasseRY}$** | **Coeff.$_{MasseRZ}$** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **0.827** | 7.22 | 46.78 | 22.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| **0.827** | 5.05 | 22.95 | 46.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| **0.227** | 3.06 | 8.43 | 2.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| **0.227** | 3.06 | 2.70 | 8.43 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| **0.053** | 3.43 | 10.58 | 2.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| **0.053** | 3.43 | 2.95 | 10.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

# ANALISI Nr.2

Questa seconda analisi si differenzierà dalla prima esclusivamente per il solo fatto che verrà implementato nel modello strutturale anche il contributo, in termini di rigidezza, delle tamponature in muratura.




Dalla lettura dei risultati e, in particolare, dalla graficizzazione della deformata massima per combinazioni SLV si evince come in testa, a quota 12,00 m dallo spiccato di fondazione, si abbia uno spostamento di 7.46 cm.

Inoltre, con la stessa simbologia adottata nella precedente analisi, si riportano, le deformazioni, per combinazioni di carico SLD, dei ritti tra la testa e il piede per ognuno degli impalcati (N.T.C. 20018 - § 7.3.6.1)

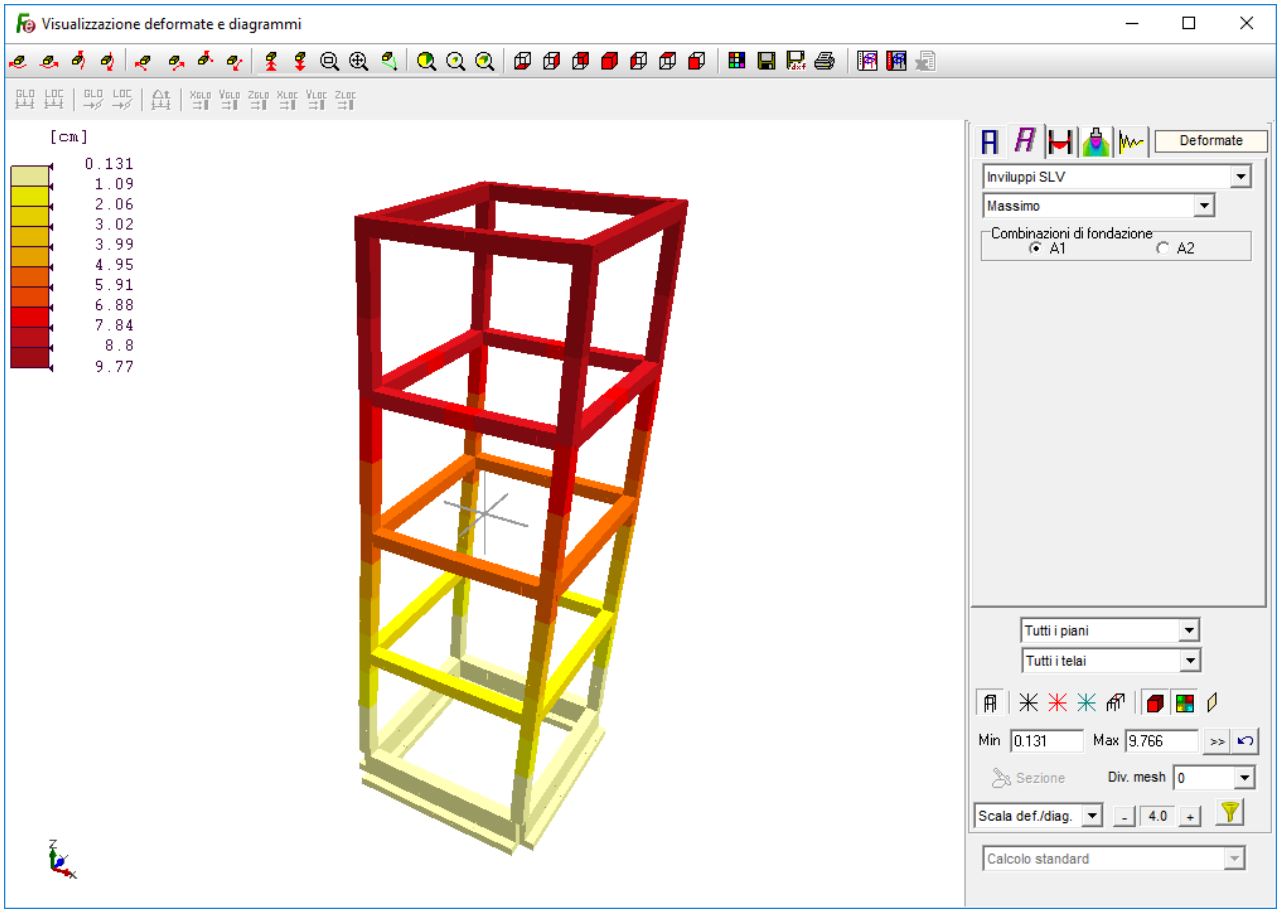
| Piano | ELEMENTO | drx [cm] | dry [cm] | H [cm] | dlim [cm] | Esito |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Piano 1** | Pilastro N° 1 | 0.3935 | 0.3935 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 2 | 0.3935 | 0.3935 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 3 | 0.3935 | 0.3935 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 4 | 0.3935 | 0.3935 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| **Piano 2** | Pilastro N° 1 | 0.3800 | 0.3800 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 2 | 0.3800 | 0.3800 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 3 | 0.3800 | 0.3800 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 4 | 0.3800 | 0.3800 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| **Piano 3** | Pilastro N° 1 | 0.3326 | 0.3326 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 2 | 0.3326 | 0.3326 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 3 | 0.3326 | 0.3326 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 4 | 0.3326 | 0.3326 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| **Piano 4** | Pilastro N° 1 | 0.3180 | 0.3180 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 2 | 0.3180 | 0.3180 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 3 | 0.3180 | 0.3180 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 4 | 0.3180 | 0.3180 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |

| Periodo [s] | Gamma | Coeff.$_{MasseX}$ | Coeff.$_{MasseY}$ | Coeff.$_{MasseZ}$ | Coeff.$_{MasseRX}$ | Coeff.$_{MasseRY}$ | Coeff.$_{MasseRZ}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **0.526** | -8.76 | 0.01 | 68.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| **0.526** | 8.76 | 68.87 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| **0.123** | 3.07 | 8.45 | 11.63 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **0.123** | 3.60 | 11.63 | 8.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

# ANALISI Nr.3

In questa calcolazione si è tenuto conto di un tamponamento molto flessibile (e pertanto non contemplato nel modello di calcolo in termini di rigidezza) e di peso unitario di circa 38 kg/mq.




Dalla lettura dei risultati e, in particolare, dalla graficizzazione della deformata massima per combinazioni SLV si evince come in testa, a quota 12,00 m dallo spiccato di fondazione, si abbia uno spostamento di 9.77 cm.

Inoltre, con la stessa simbologia adottata nella precedente analisi, si riportano, le deformazioni, per combinazioni di carico SLD, dei ritti tra la testa e il piede per ognuno degli impalcati (N.T.C. 20018 - § 7.3.6.1)

| Piano | ELEMENTO | drx [cm] | dry [cm] | H [cm] | dlim [cm] | Esito |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Piano 1** | Pilastro N° 1 | 0.4938 | 0.4938 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 2 | 0.4938 | 0.4938 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 3 | 0.4938 | 0.4938 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 4 | 0.4938 | 0.4938 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| **Piano 2** | Pilastro N° 1 | 0.5972 | 0.5972 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 2 | 0.5972 | 0.5972 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Pilastro N° 3 | 0.5972 | 0.5972 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 4 | 0.5972 | 0.5972 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| **Piano 3** | Pilastro N° 1 | 0.4638 | 0.4638 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 2 | 0.4638 | 0.4638 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 3 | 0.4638 | 0.4638 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 4 | 0.4638 | 0.4638 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| **Piano 4** | Pilastro N° 1 | 0.3633 | 0.3633 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 2 | 0.3633 | 0.3633 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 3 | 0.3633 | 0.3633 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |
| | Pilastro N° 4 | 0.3633 | 0.3633 | 300.0000 | 1.5000 | Verificato |

| **Periodo [s]** | **Gamma** | **Coeff.$_{MasseX}$** | **Coeff.$_{MasseY}$** | **Coeff.$_{MasseZ}$** | **Coeff.$_{MasseRX}$** | **Coeff.$_{MasseRY}$** | **Coeff.$_{MasseRZ}$** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **0.718** | 7.10 | 68.24 | 4.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| **0.718** | 7.10 | 4.15 | 68.24 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| **0.196** | 2.28 | 4.10 | 7.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| **0.196** | 2.28 | 7.05 | 4.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| **0.038** | 2.77 | 10.37 | 0.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| **0.038** | 2.77 | 0.56 | 10.37 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

# Conclusioni

Per ognuno dei calcoli eseguiti i risultati ottenuti sono quelli attesi e, su questi, si possono trarre le seguenti conclusioni:

| **ANALISI** | **SLV**<br>*spostamenti globali vettoriali*<br>*[cm]* | **SLD**<br>*spostamenti relativi vettoriali*<br>*[cm]* |
|---|---|---|
| Nr.1 | 13.7 | 1.19 |
| Nr.2 | 7.46 | 0.56 |
| Nr.3 | 9.77 | 0.60 |

**Analisi Nr. 1.**

Esaminata la struttura secondo la NTC2018, dai risultati si riscontra che per le combinazioni SLV si è ottenuto uno spostamento massimo in testa all'edificio di 13,7 cm, ossia una entità molto elevata, se rapportata alla geometria e alla tipologia costruttiva della struttura, che certamente non può consentire ai tamponamenti in laterizio di restare indenni.

Per combinazioni di carico SLD si è ottenuta una deformazione massima relativa (somma vettoriale delle due componenti principali) pari a 1.19 cm mentre la corrispondente deformazione ammissibile secondo NTC 2018, nel caso specifico, è di 1,5 cm.

Con riferimento alla geometria della struttura, personalmente, ritengo, che deformazioni di tale entità non possano manifestarsi senza che prima siano entrati in gioco anche gli effetti membranali (non tenuti in considerazione in questa fase) della muratura in laterizio di tamponamento. Pertanto, ritengo, i risultati così ottenuti sostanzialmente falsati e non in grado di rappresentare la corretta distribuzione delle sollecitazioni sulla struttura e questa mia convinzione si rafforza al pensiero che l'analisi è stata condotta in condizioni relativamente "agiate" (doppia simmetria, altezze relative ridotte, spettro elastico di media entità, terreno di classe B), condizioni certamente non tutte contemporaneamente riscontrabili nella maggior parte dei casi.

**Analisi Nr.2**.

Nell'analisi n.2, a seguito della valutazione del contributo offerto dalle murature nel modello strutturale, è evidente che l'edificio risulta più rigido rispetto all'analisi precedente e difatti lo spostamento in testa si è ridotto di quasi il 45 % per combinazioni SLV e di quasi il 50% per combinazioni SLD.
Il comportamento, reputo, sia certamente più veritiero rispetto a quello ottenuto dall'analisi Nr.1 ma, per via dei motivi sopra esposti, ancora relativamente incerto.

**Analisi n.3.**

A differenza delle due precedenti casi il contributo delle pareti di tamponamento non è implementato nel modello di calcolo ed è corretto che non lo sia in quanto per definizione trattasi di tamponamenti flessibili realizzati con materiali leggeri, elastici e compressibili quali per esempio i fogli di cartongesso provvisti delle relative strutture metalliche in lamiera presso piegata di piccolo spessore a sostegno. Una alternativa al cartongesso è offerta dai blocchi in polietilene (eventualmente, proveniente da riciclo di materiale plastico) autoestinguente dal peso proprio compreso tra i 10 e i 35 Kg/mc a seconda della densità .
Nel corso della analisi Nr.3 si è fatto riferimento proprio a tale ultima soluzione rivestita da cartongesso per esterni e rinforzato con lamiere presso-piegate per un peso unitario di 38 kg/mq.
Il vantaggio principale rispetto alla soluzione con laterizi è rappresentato dalla grande deformabilità consentita , tale da potere essere totalmente trascurati, senza commettere errore apprezzabile, nella generazione della modellazione numerica.
Tali soluzioni offrono però ulteriori vantaggi quali la leggerezza con conseguente riduzione delle masse e delle azioni sismiche e un rilevante abbattimento della dispersione termica.
I risultati dell'analisi strutturale quantitativamente si pongono tra le due precedenti ossia, lo spostamento in testa per combinazioni SLV con riduzione di circa il 30% rispetto all'analisi Nr.1 di circa 45% per combinazioni SLD ma qualitativamente, certamente, su un livello decisamente migliore in quanto consente al progettista di non commettere apprezzabili errori di modellazione numerica assunta con ulteriori evidenti vantaggi economici e strutturali.
Inoltre l'utilizzo con funzione di tamponatura di sistemi flessibili e leggeri risulta applicabile con successo anche nell'ambito di interventi adeguamenti sismici o di interventi strutturali post sisma.