

## Elementi non strutturali: funzionalità di progettazione integrata di FaTA Next

di Biagio Pisano – Staff Stacec s.r.l.

La **struttura** di un edificio e gli **elementi non strutturali** (detti anche "elementi secondari" o "componenti non portanti") **interagiscono** in modi diversi, ma essenziali per il corretto funzionamento e la sicurezza dell'intera costruzione. Questi elementi, non partecipano direttamente al supporto dei carichi, tuttavia, la loro interazione con la struttura è cruciale in vari modi.

Oltre alle considerazioni nei riguardi dell'analisi statica di un edificio, in particolare, gli **elementi non strutturali possono modificare il comportamento sismico**. L'interazione tra struttura e questi componenti è un aspetto fondamentale nella progettazione integrata di un edificio.

In sintesi, la **progettazione strutturale** deve tenere conto delle interazioni tra la struttura e gli elementi non strutturali. Questo richiede una progettazione attenta, che considera non solo la resistenza e la stabilità della struttura, ma anche come gli altri componenti influenzino o siano influenzati dal comportamento della struttura stessa.

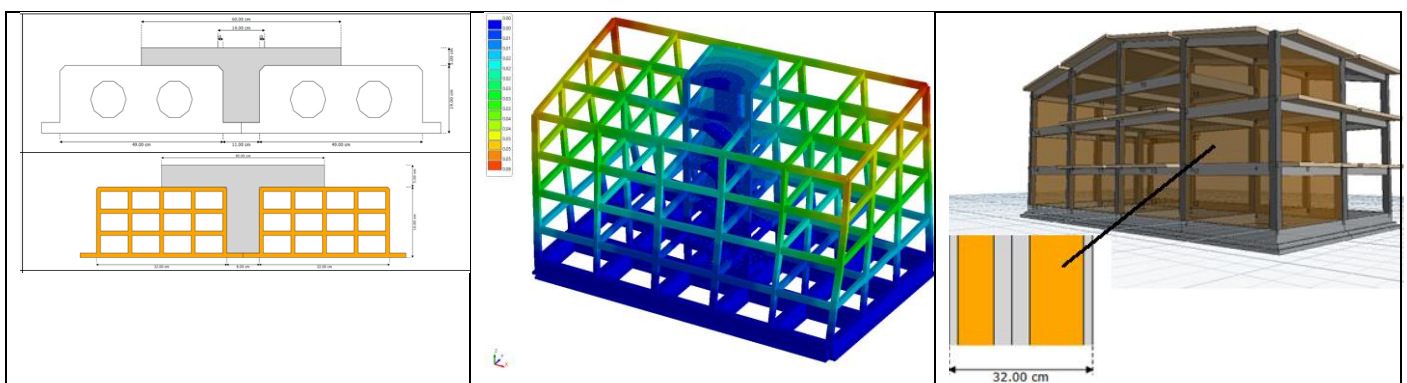
In questo articolo approfondiremo tre problematiche legate agli elementi non strutturali fondamentali per un edificio in calcestruzzo armato:

- [Solai](#)
- [Tamponature](#)
- [Scale](#)

Per i **solai**, approfondiremo come il peso proprio influisce nel comportamento sismico della struttura, quantificando analiticamente l'incremento di domanda sismica per tre diverse tipologie: edifici che si sviluppano in altezza; edifici che si sviluppano in pianta; piccoli edifici monofamiliari.

Per le **tamponature** analizzeremo, per un edificio esistente, la problematica della **verifica fuori piano**, intervenendo con i sistemi FRCM ai fini della diminuzione della vulnerabilità.

Le **scale** sono una parte la cui modellazione riveste un ruolo molto importante ai fini del comportamento sismico di una costruzione. Per questi elementi, approfondiremo l'impatto che esse hanno per la definizione delle strutture **"deformabili torsionalmente"**, anche nel caso di strutture apparentemente "regolari" e simmetriche.



I vari esempi sono stati elaborati con **FaTA Next**, software di calcolo FEM sviluppato per la progettazione integrata e l'analisi strutturale sia di edifici nuovi che esistenti, che consente di valutare l'interazione della struttura con le varie componenti di un edificio.

### Incidenza del peso dei solai sul comportamento della struttura

Progettare ai nostri giorni vuol dire ad avere **numerose alternative** che riguardano i componenti strutturali e non strutturali. Per i **solai** esistono in commercio diverse tipologie costruttive, che si diversificano in particolar modo per l'alleggerimento, sviluppate considerando anche i **requisiti energetici** degli edifici.

Dal punto di vista **strutturale**, l'utilizzo di diversi tipi di solaio può incidere, come vedremo, sul **comportamento globale** della struttura, in funzione delle sue dimensioni.

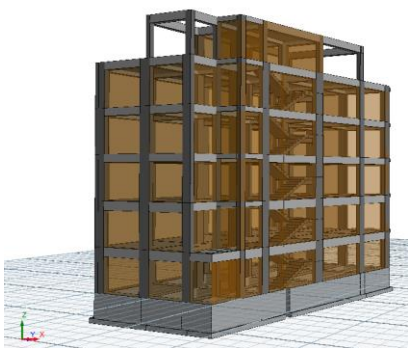
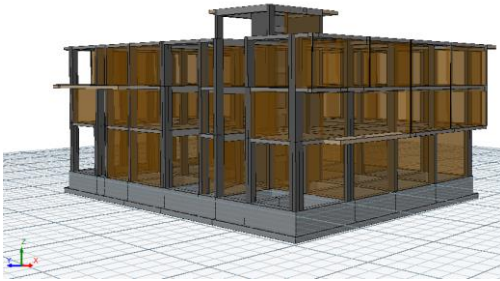
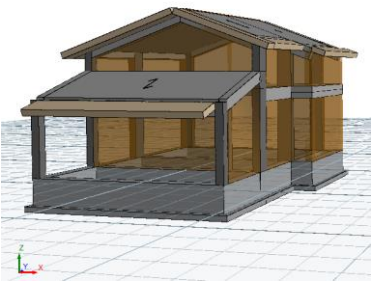
Nell'articolo metteremo a confronto due comuni tipologie molto diffuse:

- Solai in latero-cemento (con pignatte)
- Solaio in c.a. con alleggerimento in polistirolo (tipo Plastbau®)

Per lo svolgimento dei confronti utilizzeremo il software di progettazione strutturale **FaTA Next**, il quale consente l'utilizzo di 13 diverse tipologie di solaio, partendo dalla progettazione dell'elemento secondario fino a considerarlo nell'ambito della progettazione dell'intera struttura.

Tutte le tabelle che seguono sono derivate direttamente dall'esaustiva relazione di calcolo generate da FaTA Next. Per la valutazione considereremo tre casi tipici, caratterizzati da diversa incidenza dei solai:

- Edifici che si sviluppano in altezza;
- Edifici che si sviluppano in pianta;
- Piccoli edifici monofamiliari.

A	B	C
		
<p>6 piani (Hmax = 17.5 m)                      Sup. piano = 200 m<sup>2</sup>                      PGA SLV = 0.30 g</p>	<p>3 Piani (Hmax = 11.2 m)                      Sup. piano = 700 m<sup>2</sup>                      PGA SLV = 0.22 g</p>	<p>1 Piano + sottotetto (H = 4.8 m)                      Sup. piano = 82 m<sup>2</sup>                      PGA SLV = 0.26 g</p>

La diversa incidenza dei solai può essere calcolata in termini di volume degli elementi. I valori per le tre strutture sono rispettivamente:

- 13.9 %
- 16.3 %
- 19.5 %

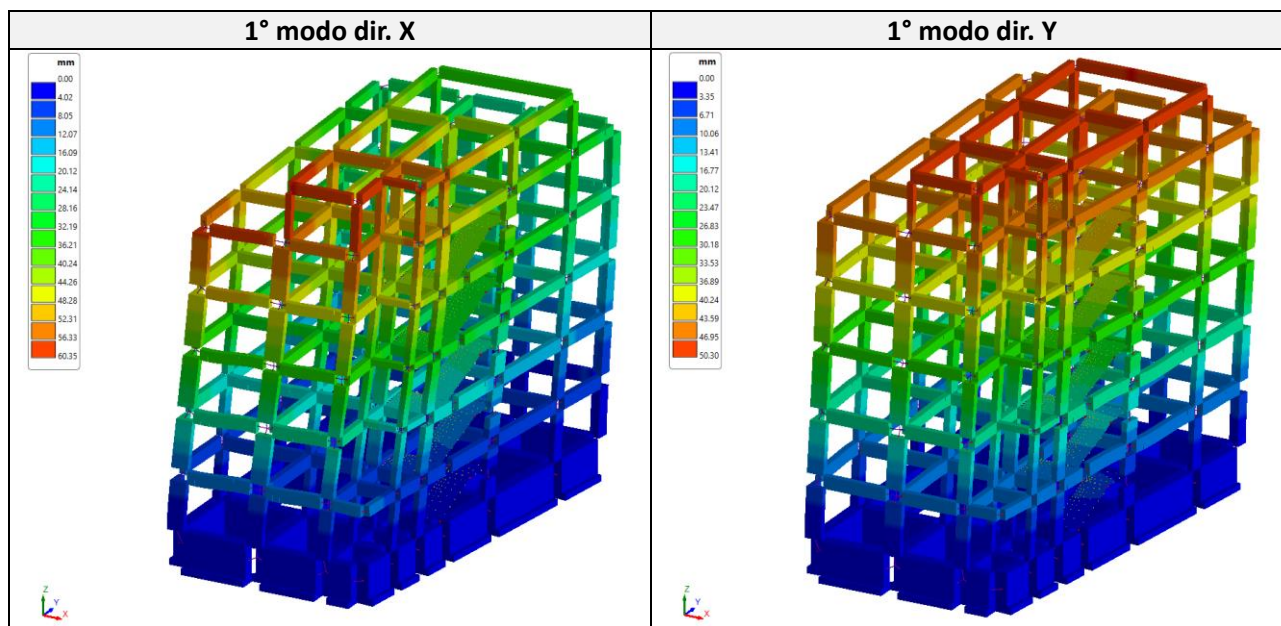
Per la **struttura A**, in fase di progetto lo spessore strutturale dei solai dovrà attenersi a 21 cm, quindi analizzeremo i due seguenti casi:

A1		Peso 2.14 kN/m <sup>2</sup>
A2		Peso 2.85 kN/m <sup>2</sup>
<b>Δ Peso %</b>		<b>+ 33.2 %</b>

Nel caso del solaio con polistirolo è presente una parte inferiore di 3 cm per l'isolamento termico.

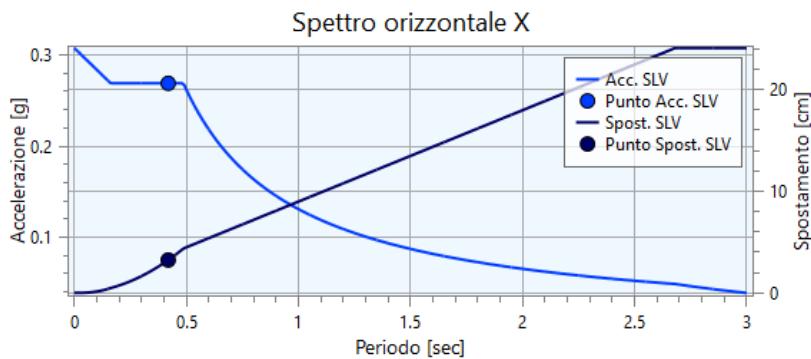
Il confronto che faremo sarà in termini di **massa**, **periodi** di vibrazione principali, e **tagliante sismico** alla base.

Per quanto riguarda i modi di vibrare le variazioni tra i casi A1 e A2 sono molto limitate. Le forme modali variano solo ed esclusivamente nei valori dei periodi:



Struttura A1							Struttura A2						
Modo	f Hz	T sec	MX %	MY %	MZ %	MRZ %	Modo	f Hz	T sec	MX %	MY %	MZ %	MRZ %
1	2.452	0.408	0.19	78.50 (*)	0.00	0.63	1	2.387	0.419	0.15	78.58 (*)	0.00	0.68
2	2.388	0.419	68.93 (*)	0.06	0.00	10.47	2	2.324	0.43	69.02 (*)	0.04	0.00	10.66
3	3.041	0.329	9.41 (*)	0.40	0.00	67.27	3	2.962	0.338	9.41 (*)	0.39	0.00	67.07
4	7.244	0.138	0.84	11.05 (*)	0.00	0.00	4	7.058	0.142	0.77	11.12 (*)	0.00	0.00
5	7.12	0.14	10.11 (*)	0.58	0.00	1.65	5	6.934	0.144	10.16 (*)	0.53	0.00	1.70
6	8.809	0.114	1.02	0.28	0.00	9.64	6	8.626	0.116	1.10	0.27	0.00	9.82

In termini di **accelerazione** di progetto l'incidenza dei solai non è tale da modificarne l'entità. I periodi di vibrazione fondamentali di entrambe le strutture ricadono nel plateau definito dallo spettro da normativa (NTC 2018),



In termini di **massa** la variazione totale si attesta al **5.6%** (vedi tabella sotto):

Struttura A1				Struttura A2			
Impalcati	X cm	Y cm	Massa Kg	Impalcati	X cm	Y cm	Massa Kg
1	527.92	965.20	184777.63	1	526.42	967.75	194759.93
2	520.06	981.36	177586.36	2	518.44	984.06	187428.03
3	521.74	981.36	174411.70	3	520.01	984.10	184253.33
4	521.85	981.70	174454.09	4	520.12	984.42	184295.73
5	547.87	963.34	155072.67	5	544.43	967.47	164916.42
6	736.62	732.88	37722.03	6	737.22	729.86	39679.33
<b>Totale</b>			<b>903422.57</b>	<b>Totale</b>			<b>954730.84</b>
<b>ΔMassa = 51308.27 Kg → +5.6 %</b>							

In termini di taglio sismico le variazioni per le due direzioni seguono quelle delle masse, e sono entrambe pari a 5.4%:

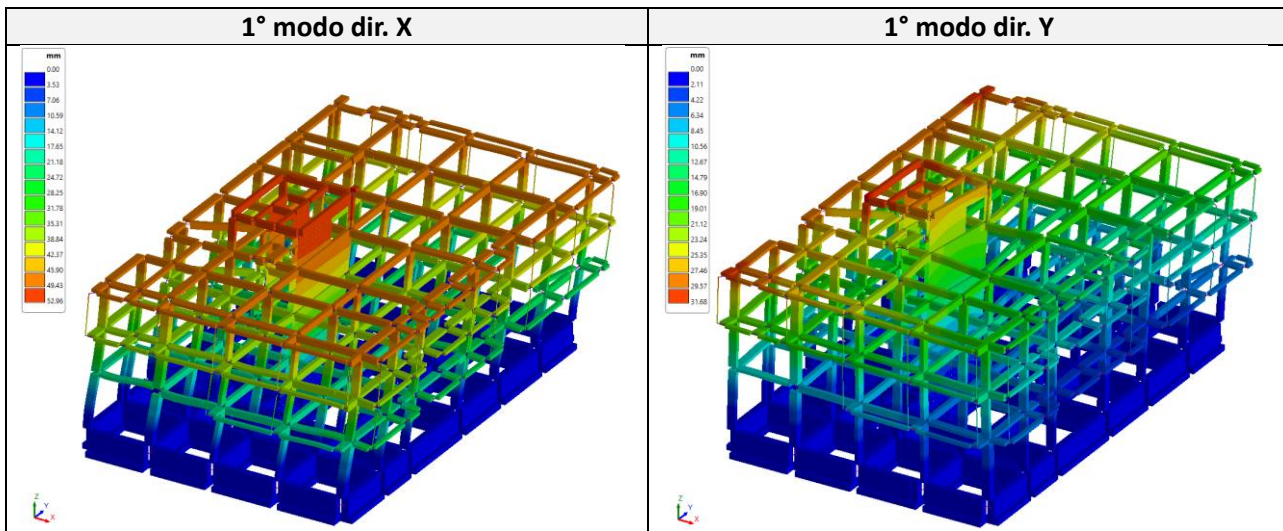
Caso	Struttura A1		Struttura A2		Confronto
	FX kN	FY kN	FX kN	FY kN	ΔF kN, %
Sisma X SLV (DLSR)	1750.49	49.78	1845.95	42.05	95.5 → +5.4 %
Sisma Y SLV (DLSR)	-96.88	1993.41	-90.55	2101.73	108.3 → +5.4 %

Per la **struttura B**, in fase di progetto lo spessore strutturale dei solai dovrà attenersi a 24 cm, per la presenza di travi a spessore di solaio, quindi analizzeremo i due seguenti casi:

	Peso kN/m <sup>2</sup>
<b>B1</b>	2.10
<b>B2</b>	2.90
<b>Δ Peso %</b>	38.1 %

Nel caso del solaio con polistirolo è presente una parte inferiore di 4 cm per l'isolamento termico.

Si riportano le forme modali principali dei due casi B1 e B2:



Struttura B1							Struttura B2						
Modo	f Hz	T sec	MX %	MY %	MZ %	MRZ %	Modo	f Hz	T sec	MX %	MY %	MZ %	MRZ %
1	1.738	0.575	89.69 (*)	0.00	0.00	0.01	1	1.671	0.598	89.77 (*)	0.00	0.00	0.00
2	1.632	0.613	0.07	0.95	0.00	88.19	2	1.574	0.635	0.04	0.97	0.00	88.11
3	3.661	0.273	0.00	80.05 (*)	0.00	1.19	3	3.518	0.284	0.00	80.15 (*)	0.00	1.26
4	12.521	0.08	0.05	6.13 (*)	0.00	1.13	4	12.18	0.082	0.08	6.21 (*)	0.00	1.16
5	5.61	0.178	2.33	0.00	0.00	5.54	5	5.422	0.184	2.35	0.01	0.00	5.52
6	6.017	0.166	5.27 (*)	0.01	0.00	2.41	6	5.805	0.172	5.27 (*)	0.01	0.00	2.42

Anche in questo caso in termini di **accelerazione** di progetto l'incidenza dei solai non è tale da modificarne l'entità. In termini di **massa** la variazione totale si attesta al **5.6%** (vedi tabella sotto):

Struttura B1				Struttura B2			
Impalcati	X cm	Y cm	Massa Kg	Impalcati	X cm	Y cm	Massa Kg
1	1069.49	1467.46	558166.11	1	1071.12	1464.26	594796.27
2	1072.26	1479.93	571440.22	2	1073.70	1482.98	611319.33
3	1047.98	1489.51	399224.81	3	1052.83	1489.90	440443.10
<b>Totale</b>			<b>1646558.7</b>	<b>Totale</b>			<b>1528831.14</b>
<b>ΔMassa = 117727.56 Kg → +7.7 %</b>							

In termini di taglio sismico si ha un diverso valore per le due direzioni dovuto alla diversa rigidezza della struttura. Nella direzione Y abbiamo un valore che rispecchia l'aumento delle masse (**7.5 %**), mentre lungo X il valore si riduce a **3.3 %**:

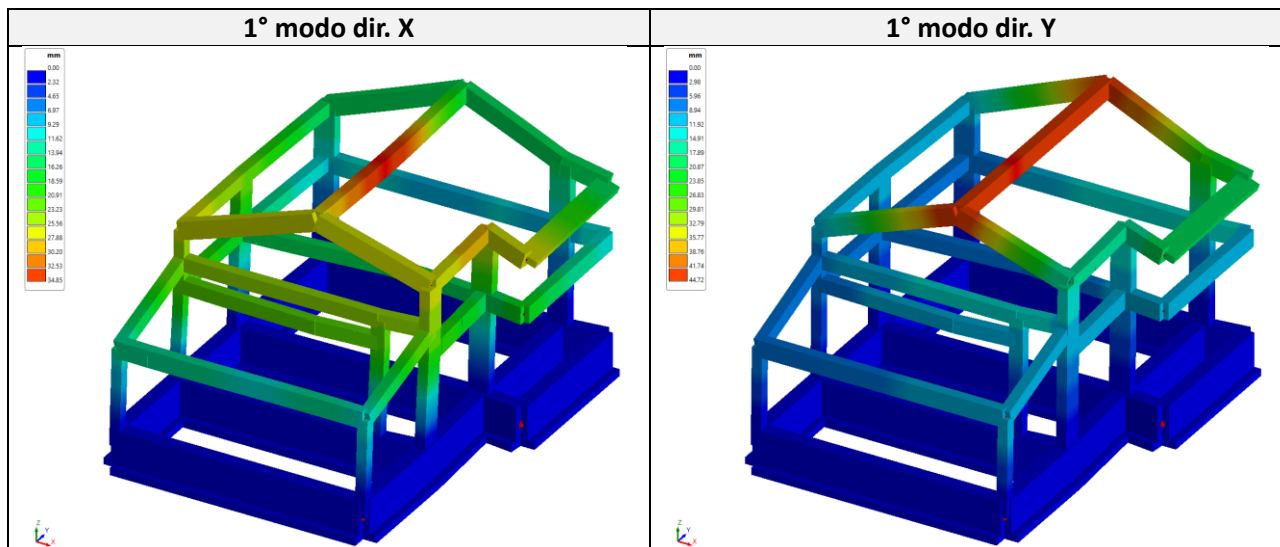
Caso	Struttura B1		Struttura B2		Confronto ΔF kN, %
	FX kN	FY kN	FX kN	FY kN	
Sisma X SLV (DLSR)	2473.58	-9.94	2556.01	-8.28	<b>82.4 → +3.3 %</b>
Sisma Y SLV (DLSR)	8.72	2547.82	9.08	2738.04	<b>190.2 → +7.5 %</b>

Per la **struttura C** analizziamo i due casi C1 e C2, per i quali in fase di progetto lo spessore strutturale dei solai sarà pari a 20 cm:

	Peso kN/m <sup>2</sup>
<b>C1</b>	1.90
<b>C2</b>	2.60
<b>Δ Peso %</b>	36.8 %

Nel caso del solaio con polistirolo è presente una parte inferiore di 4 cm per l'isolamento termico.

Si riportano le forme modali principali dei due casi C1 e C2:



Struttura C1							Struttura C1						
Modo	f Hz	T sec	MX %	MY %	MZ %	MRZ %	Modo	f Hz	T sec	MX %	MY %	MZ %	MRZ %
1	2.916	0.343	0.19	61.26 (*)	0.00	1.32	1	2.727	0.367	0.17	60.15 (*)	0.00	1.18
2	3.357	0.298	84.81 (*)	0.22	0.00	1.84	2	3.173	0.315	84.61 (*)	0.19	0.00	1.49
3	4.183	0.239	2.82 (*)	0.08	0.00	83.24	3	3.973	0.252	2.15 (*)	0.05	0.00	82.98
4	4.758	0.21	0.00	27.82 (*)	0.00	2.45	4	4.491	0.223	0.04	27.51 (*)	0.00	2.57
							5	4.756	0.21	0.28	5.07 (*)	0.00	3.89
							6	5.438	0.184	0.00	5.45 (*)	0.00	1.26

Dalle tabelle dei modi di vibrare notiamo che per la struttura con solai in polistirolo sono necessari un numero minore di modi di vibrare ai fini del raggiungimento delle masse eccitate, pari all'85% del totale.

Anche in questo caso in termini di **accelerazione** di progetto l'incidenza dei solai non è tale da modificarne l'entità. In termini di **massa** la variazione totale si attesta al **9.6%** (vedi tabella sotto):

Struttura C1				Struttura C2			
Impalcati	X cm	Y cm	Massa Kg	Impalcati	X cm	Y cm	Massa Kg
1	402.84	277.74	68318.49	1	401.01	273.58	73469.75
2	416.07	384.86	31081.71	2	414.82	384.29	35508.67
<b>Totale</b>			<b>99400.2</b>	<b>Totale</b>			<b>108978.42</b>
<b>ΔMassa = 9578.22 Kg → +9.6 %</b>							

In termini di taglio sismico si ha un diverso valore per le due direzioni dovuto alla diversa rigidezza della struttura. Nella direzione X abbiamo un valore che rispecchia l'aumento delle masse (**9.8 %**), mentre lungo Y il valore si riduce a **8.1 %**:

Caso	Struttura C1		Struttura C2		Confronto ΔF kN, %
	FX kN	FY kN	FX kN	FY kN	
Sisma X SLV (DLSR)	197.16	-10.04	216.56	-10.33	<b>19.4 → +9.8 %</b>
Sisma Y SLV (DLSR)	8.03	142.42	8.2	153.95	<b>11.5 → +8.1 %</b>

Tutte le differenze riportate sono a discapito del solaio in latero-cemento in quanto più pesante.

In conclusione, abbiamo visto che l'utilizzo di solai più leggeri riveste **maggior importanza** nel caso di strutture di piccole dimensioni. In ogni caso, però, si ottengono variazioni di tutti i parametri fondamentali misurati.

Nei casi A e B il peso del solaio ha minor influenza anche perché il solaio piano calpestabile ha carico d'esercizio pari a  $2 \text{ kN/m}^2$  (e coefficiente sismico pari a 0.3) rispetto alle coperture, per le quali si utilizzano  $0.5 \text{ kN/m}^2$  (e coefficiente sismico pari a 0).

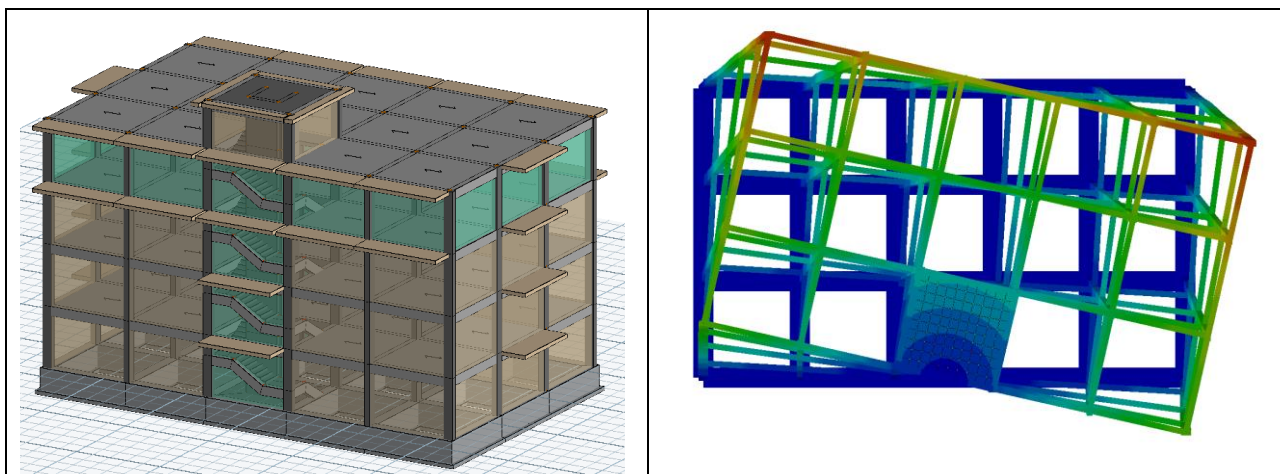
In tutti gli esempi, anche se non riportati, si sono riscontrati aumenti dei coefficienti di sicurezza delle verifiche strutturali nel caso del solaio Plastbau®, in modo particolare per travi e nodi.

Nel caso di miglioramento di strutture esistenti o sopraelevazione, l'utilizzo di **solai più leggeri** potrebbe essere una delle soluzioni da percorrere per favorire la **diminuzione della domanda** per le varie verifiche, sia globali che locali.

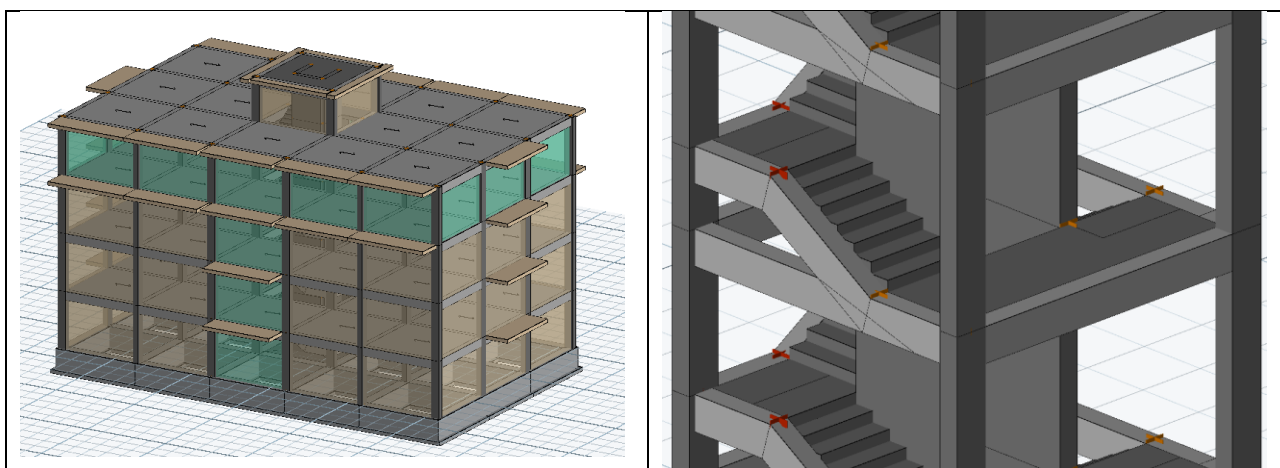
### Influenza del vano scala sul comportamento della struttura

La modellazione degli **elementi non strutturali** o secondari può influire in maniera determinante sul **comportamento** della struttura. La corretta **modellazione** di rigidità e masse è fondamentale, in particolare, per stabilire se la struttura è **"deformabile torsionalmente"**.

Per questo tipo di strutture, la **domanda sismica** aumenta notevolmente, essendo questo comportamento il più possibile da evitare. È chiaro che posizioni di scale decentrate comportano sicuramente notevoli eccentricità tra i baricentri di masse e rigidità, con modi di vibrare prevalentemente torsionali.



Problemi analoghi si possono presentare anche in caso di vani scala **perfettamente centrati**. In questi casi il parametro che influenza il comportamento è la "rigidità torsionale" del sistema, e quindi la distribuzione e la sezione degli elementi verticali.



Per definire una struttura “**deformabile torsionalmente**” le norme indicano due diversi metodi. Nelle **NTC 2018**, questo tipo di strutture, composte da telai e/o pareti, hanno rigidezza torsionale che non soddisfa ad ogni piano la condizione:

$$r^2/l_s^2 \geq 1$$

dove:

$r^2$  = raggio torsionale al quadrato è, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali;

$l_s^2$  = per ogni piano, è il rapporto fra il momento d’inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano;

Nel caso di piano a pianta rettangolare

$$l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$$

essendo  $L$  e  $B$  le dimensioni in pianta del piano.

Un **metodo più generico** (e più in linea con l’analisi FEM) è riportato nella **Circolare CSLPP n.7/2019**, secondo la quale si definisce “deformabile torsionalmente”, una struttura caratterizzata dalla condizione:

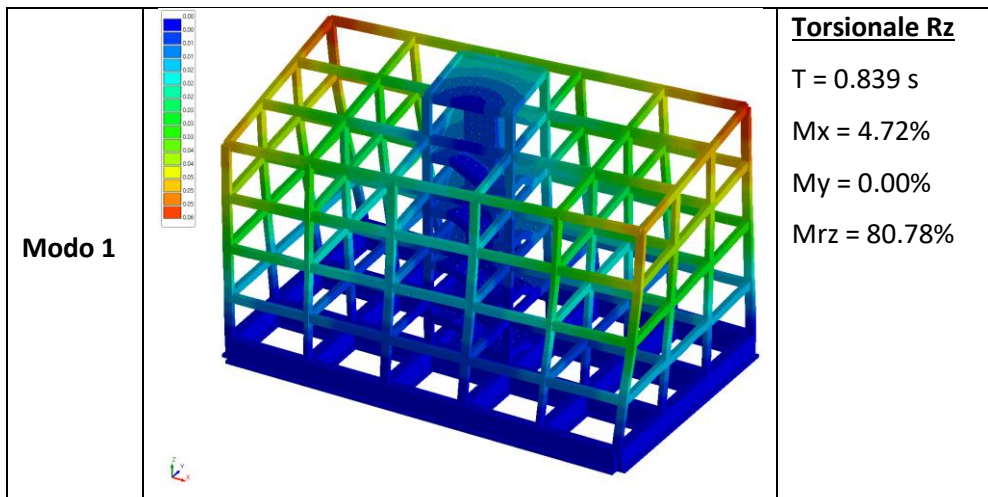
$$\Omega = \frac{T}{T_\theta} < 1$$

nella quale:

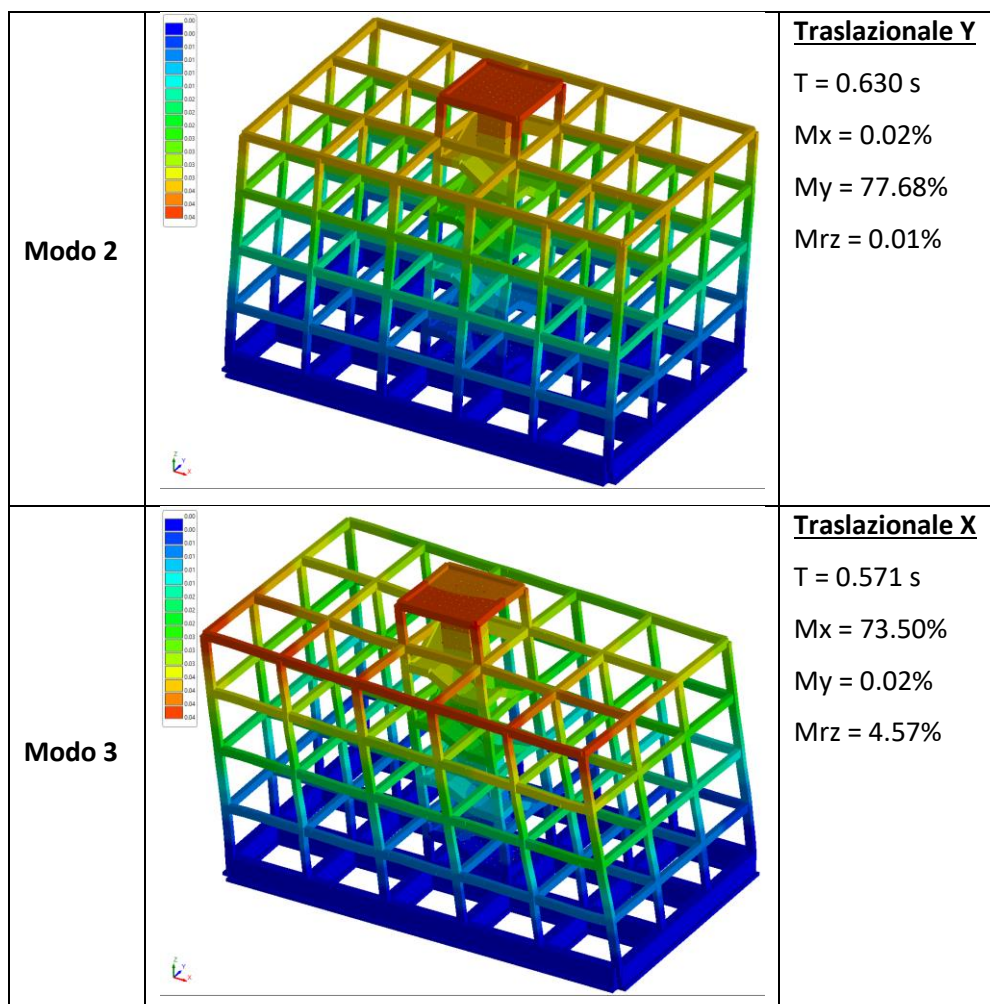
$T$  = periodo di vibrazione naturale traslazionale nella direzione considerata;

$T_\theta$  = periodo di vibrazione naturale rotazionale attorno all’asse Z globale.

Nel caso in esame, dall’**analisi modale** è possibile utilizzare per i controlli i seguenti modi di vibrare:







Si riportano i dati relativi al controllo effettuato secondo la Circ. 7/2019:

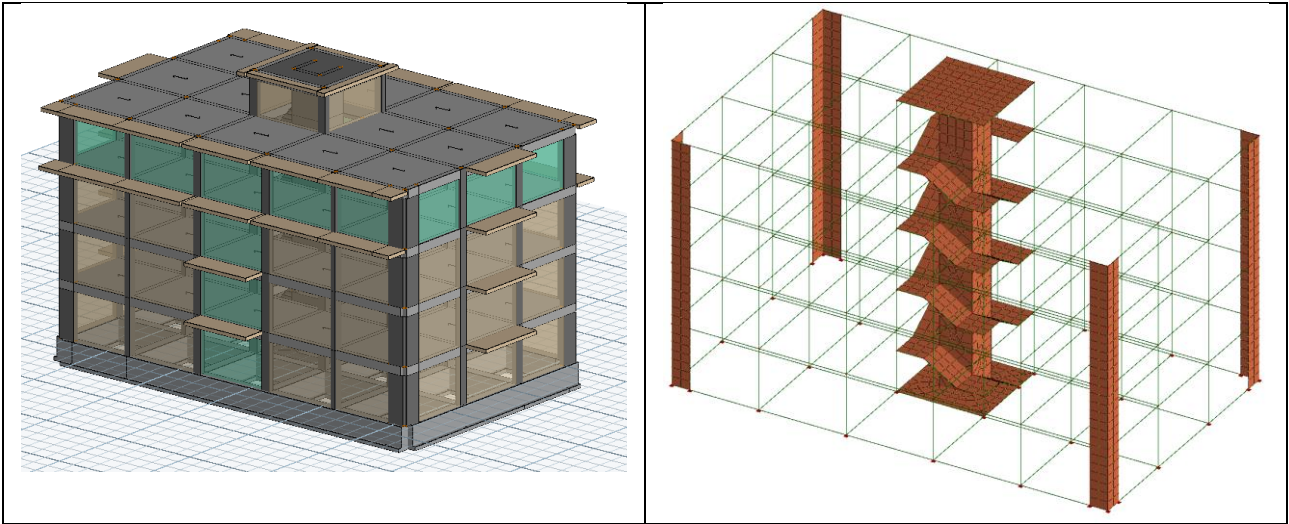
$T_X$ [sec]	$T_Y$ [sec]	$T_\theta$ [sec]	$\Omega_X$	$\Omega_Y$
0.571	0.63	0.839	0.681	0.751

Quindi, secondo questo metodo, la struttura risulta essere “deformabile torsionalmente”. In questi casi, il **fattore di comportamento** da utilizzare viene enormemente **penalizzato** rispetto al comportamento di tipo “struttura a telaio”. Nel nostro caso, passa da 3.12 a 1.56, con l’azione sismica che si raddoppia di entità.

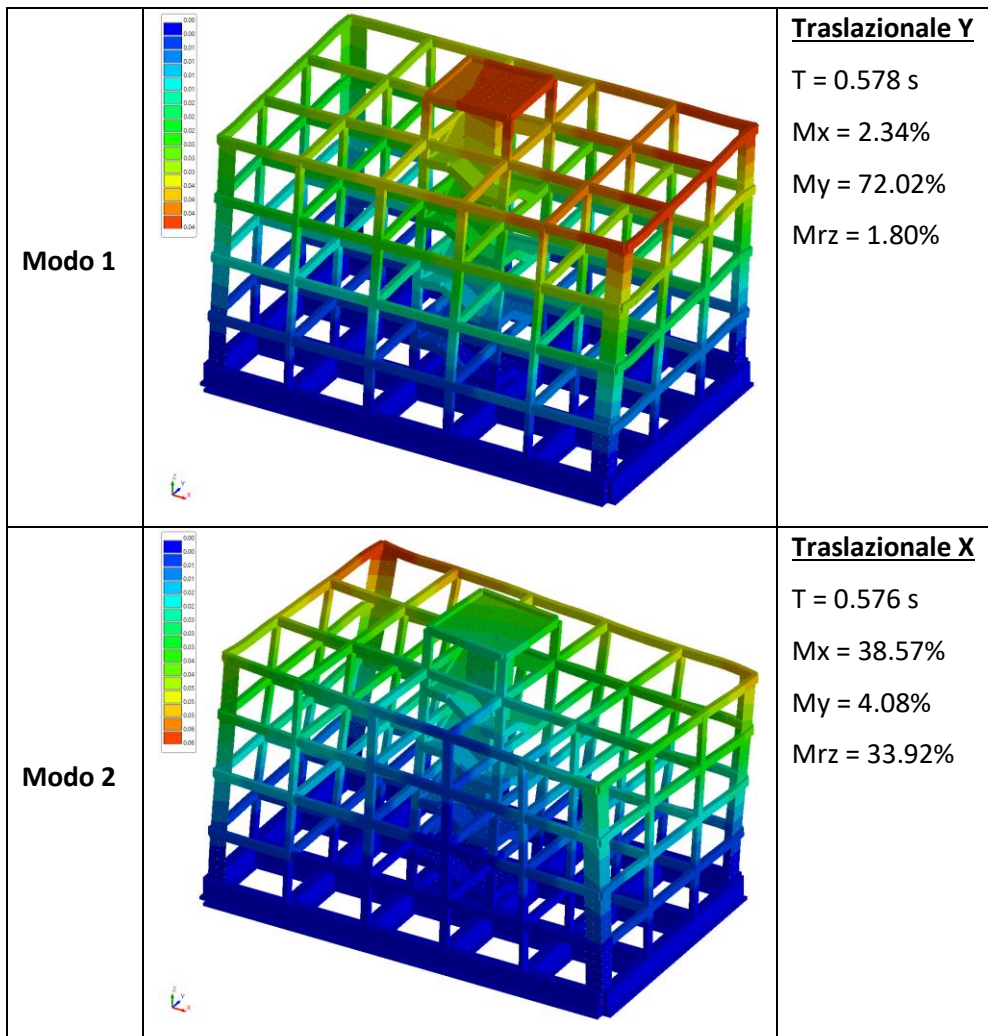
A questo punto è **conveniente**, sia nei riguardi della sicurezza sismica che dal punto di vista economico, **modificare la struttura** in modo da prediligere un comportamento **traslazionale**. Per fare ciò sarà necessario aggiungere degli elementi strutturali posti nelle parti più periferiche. Consideriamo quindi l’aggiunta di pareti poste agli spigoli dell’edificio.

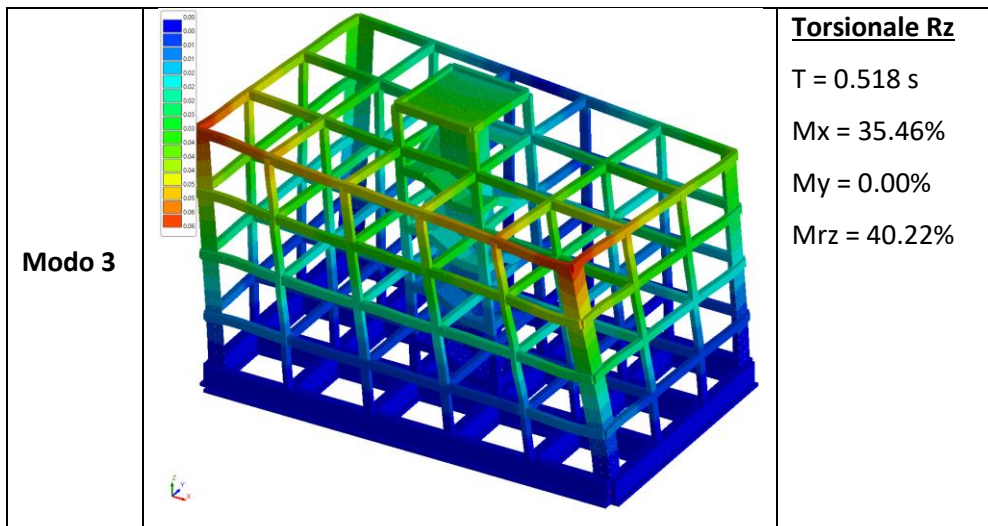
La presenza di queste pareti dovrà essere compatibile anche con il progetto architettonico, per cui ipotizziamo, come primo tentativo, delle dimensioni strutturali minime e poi controlliamo l’efficacia della soluzione.

In prima ipotesi rinforziamo gli spigoli con delle pareti “non dissipative” di lunghezza pari a 1.00 m (in figura a destra il modello di calcolo).



Con questa modifica i **modi di vibrare** fondamentali assumono le seguenti forme:





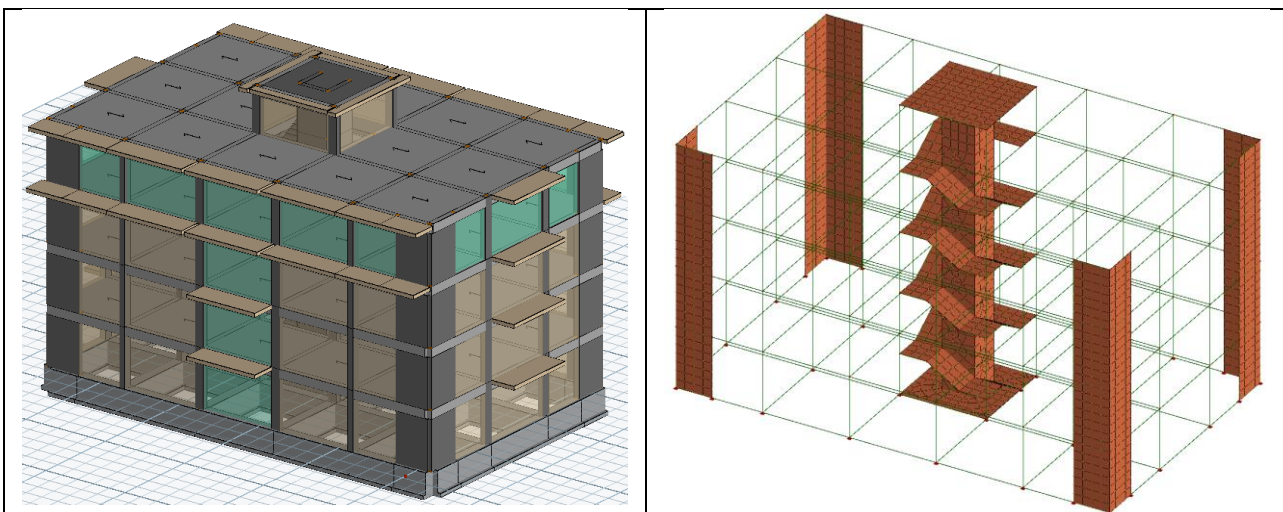
I dati relativi al controllo sono adesso i seguenti:

$T_X$ [sec]	$T_Y$ sec]	$T_\theta$ [sec]	$\Omega_X$	$\Omega_Y$
0.576	0.578	0.518	1.111	1.116

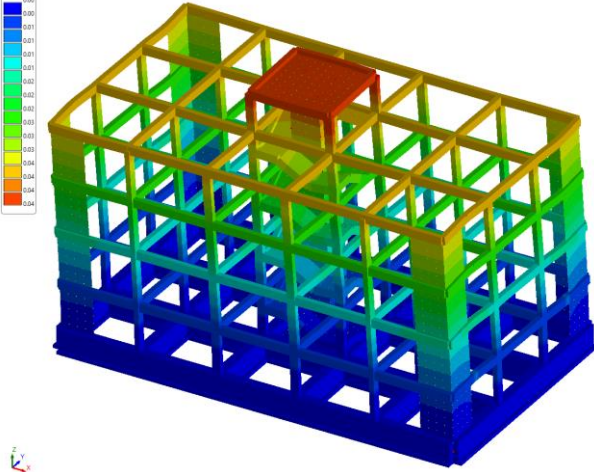
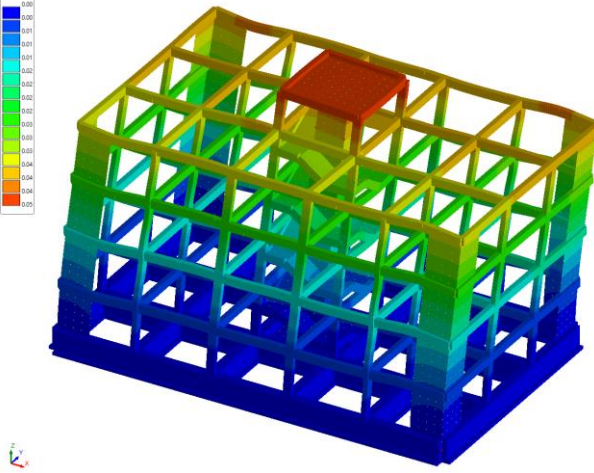
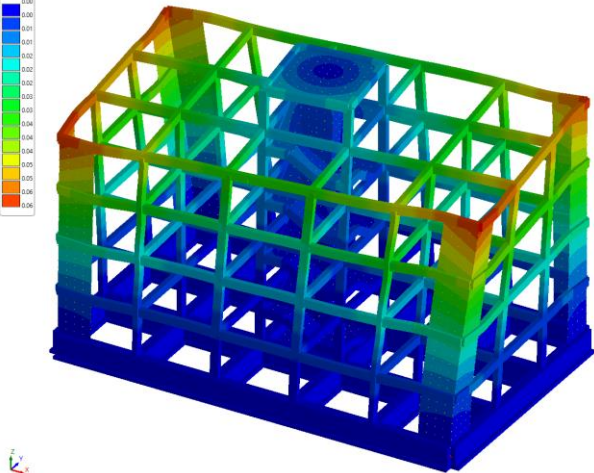
In questo caso la struttura risulta essere non “deformabile torsionalmente”. Nonostante l’esito positivo, analizzando i risultati è bene fare alcune considerazioni aggiuntive:

- **I modi di vibrare risultano accoppiati:** in particolare per la direzione X e la torsionale Rz (modo 2) le forme modali non sono rappresentate da un comportamento univocamente definibile. Le masse partecipanti in X e Rz del modo 2 presentano valori simili (38.57 vs 33.92);
- **La resistenza delle pareti potrebbe essere insufficiente:** le pareti “assorbono” parte del tagliante sismico e le loro dimensioni devono essere tali da soddisfare la domanda sismica.

Il comportamento “deformabile torsionalmente” non può considerarsi escluso. A questo punto un ulteriore passaggio consiste nel **aumentare le dimensioni delle pareti** al fine di rendere puramente (o quasi) traslazionali i modi di vibrare fondamentali. Come tentativo adesso le portiamo a 2.00 m di lunghezza:



Con questa modifica alla struttura i modi di vibrare fondamentali assumeranno le seguenti forme:

<p><b>Modo 1</b></p>		<p><b>Traslazionale Y</b></p> <p><math>T = 0.460 \text{ s}</math></p> <p><math>M_x = 0.00\%</math></p> <p><math>M_y = 73.28\%</math></p> <p><math>M_{rz} = 0.00\%</math></p>
<p><b>Modo 2</b></p>		<p><b>Traslazionale X</b></p> <p><math>T = 0.449 \text{ s}</math></p> <p><math>M_x = 72.92\%</math></p> <p><math>M_y = 0.00\%</math></p> <p><math>M_{rz} = 0.45\%</math></p>
<p><b>Modo 3</b></p>		<p><b>Torsionale Rz</b></p> <p><math>T = 0.323 \text{ s}</math></p> <p><math>M_x = 0.41\%</math></p> <p><math>M_y = 0.00\%</math></p> <p><math>M_{rz} = 71.71\%</math></p>

I dati relativi al controllo sono i seguenti:

$T_X$ [sec]	$T_Y$ [sec]	$T_\theta$ [sec]	$\Omega_X$	$\Omega_Y$
0.449	0.46	0.323	1.391	1.423

Adesso, sia dai coefficienti  $\Omega$ , che dalle masse partecipanti abbiamo raggiunto un comportamento di tipo traslazionale che ci consente di utilizzare fattori di comportamento **più vantaggiosi**. Per completare la progettazione andranno fatti ulteriori controlli:

- **distinguere**, in base ai controlli indicati in §7.4.3.1 (NTC2018), se la struttura adesso ha un **comportamento a telaio o a pareti**;
- **progettare le armature** in funzione della domanda richiesta per i vari elementi.

### Vulnerabilità e interventi sulle tamponature

Le verifiche degli **elementi non strutturali** sono ormai consuetudine e parte integrante di un progetto strutturale. Nel caso delle **tamponature** rivestono anche una fondamentale importanza nell'ambito delle **strutture esistenti**, nelle quali può anche essere previsto un **intervento di rinforzo** dedicato a questi elementi.

In questo articolo tratteremo l'analisi di **vulnerabilità**, effettuata mediante **FaTA Next**, delle tamponature di una struttura in c.a. a tre livelli fuori terra (PGA SLV = 0.384 g), con tamponature a cassa vuota, con le seguenti caratteristiche:



Caratteristiche strati tamponature				
Strato	Descrizione	Spessore cm	Peso kN/m <sup>3</sup>	Connesso
1	Intonaco	2.00	16.00	NO
2	Mattone forato	8.00	6.00	SI
3	Camera d'aria	4.00	0.00	NO
4	Isolante termico	4.00	1.50	NO
5	Mattone forato	12.00	6.00	SI
6	Intonaco	2.00	18.00	NO

Gli strati considerati "connessi" contribuiscono sia come massa che come resistenza. I rimanenti strati si considerano solo come massa portata dagli strati connessi.

Per ogni pannello di **tamponatura**, l'azione sismica fuori piano è stata calcolata considerando le indicazioni del paragrafo 7.2.3 delle NTC. La formulazione utilizzata è la seguente:

$$F_s = \frac{S_a \cdot W}{q_a}$$

dove:

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

	$a$	$B$	$a_p$
$T_1 < 0,5 \text{ s}$	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

$S_s$  : coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo, pari a:

Categoria sottosuolo	$S_s$
A	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F a_g / g \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F a_g / g \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F a_g / g \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F a_g / g \leq 1.60$

$S_t$  : coefficiente che tiene conto della categoria topografica, pari a:

Categoria topografica	$S_t$
T1	1.00
T2	1.20
T3	1.20
T4	1.40

$T$  : periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

$T_1$  : periodo fondamentale di vibrazione della costruzione;

$Z$  : quota del baricentro della tamponatura;

$H_t$  : altezza della tamponatura;

$q_a$  : fattore di comportamento dell'elemento;

$F_s$  : forza sismica agente sull'elemento;

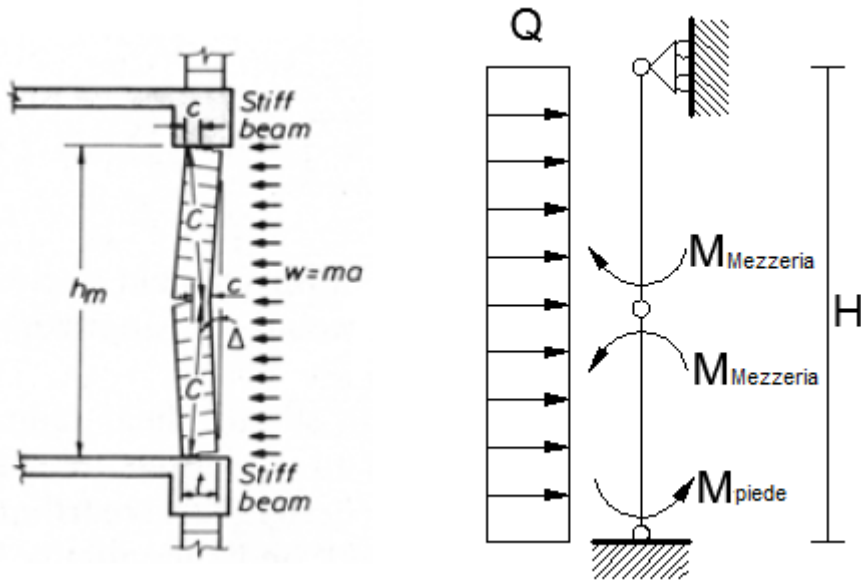
I pannelli **rigidamente connessi**, ovvero che interferiscono con la deformabilità della struttura, vengono verificati, utilizzando l'azione sismica "**fuori piano**", ipotizzando lo schema "dell'articolazione", tenendo conto del **meccanismo resistente ad arco** (Paulay, T., & Priestley, M. J. N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley & Sons, 1992), in base al quale sotto l'azione "fuori piano" si formano delle cerniere agli estremi del pannello e in mezzzeria.

La **verifica** verrà effettuata confrontando il valore resistente della forza orizzontale  $F_u$  (relativa allo schema di plasticizzazione) con la forza sismica  $F_s$  agente sul pannello. La forza resistente viene calcolata mediante l'analisi plastica del modello iniziale vincolato con:

- Cerniera in testa
- Incastro al piede

Il modello finale, equilibrato dai momenti resistenti applicati al piede e in mezzzeria presenta i seguenti vincoli:

- Cerniera in testa
- Cerniera in mezzzeria
- Cerniera al piede



$$Q = F_u H = \frac{4}{H^2} (M_{piede} + 2 M_{Mez})$$

Il modello utilizzato è applicabile per le **tamponature interamente confinate** dal telaio in c.a., grazie all' meccanismo di resistenza "ad arco" che si oppone all'espulsione fuori dal piano. I parapetti vengono invece verificati come una mensola incastrata alla base e considerando, dopo la rottura, l'equilibrio a ribaltamento della stessa.

La verifica all'azione sismica ha esito positivo se:

$$F_s \leq F_u$$

La verifica ai carichi orizzontali  $H_k$  ha esito positivo se:

$$H_k \leq F_u \cdot H_k$$

dove:

- $F_s$  : forza sismica agente sulla tamponatura;
- $H_k$  : carico variabile totale orizzontale (punto 3.1.4.1) agente sulla tamponatura;
- $F_u$  : forza massima resistente del meccanismo di collasso della tamponatura (azione sismica);
- $F_u \cdot H_k$  : Forza massima resistente del meccanismo di collasso della tamponatura (azione  $H_k$ );
- $M_{u_p}$  : momento resistente al piede del pannello;
- $M_{u_M}$  : momento resistente in mezzeria del pannello;

I **momenti resistenti** sono calcolati mediante la seguente relazione:

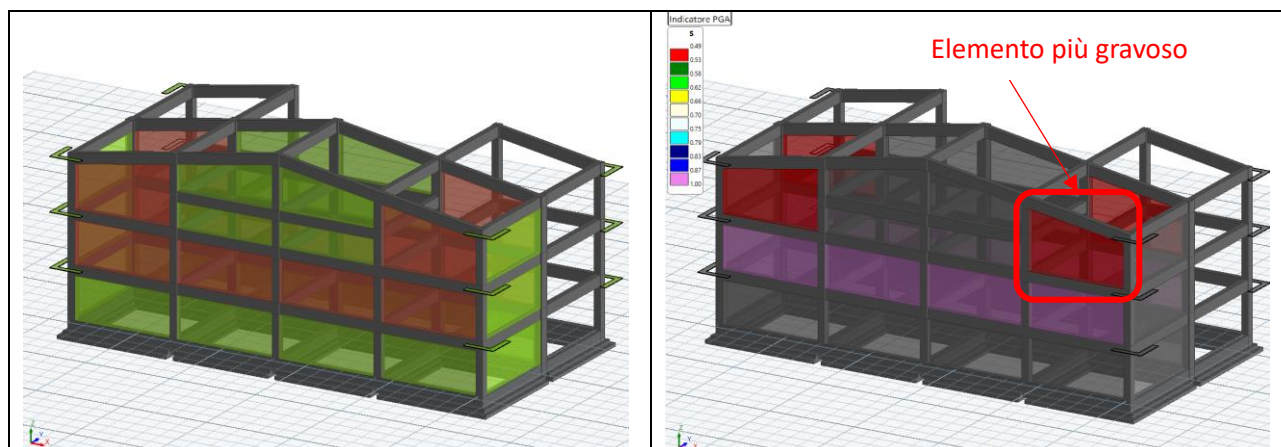
$$M_r = \left( \frac{t^2 l_c \sigma_0}{2} \right) \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_m} \right)$$

dove:

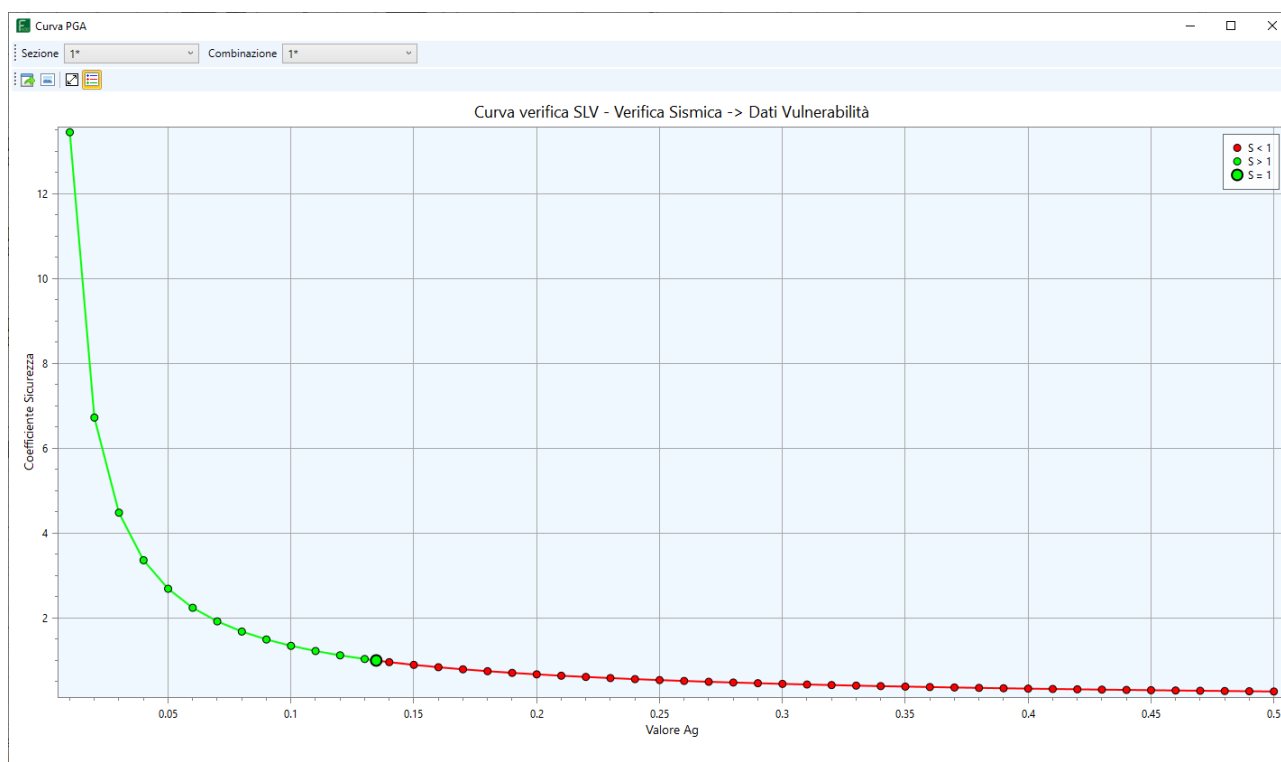
- Tipo : tipologia di tamponatura associata ai pannelli;
- Tipo Rinf. : tipologia di rinforzo associata ai pannelli;
- $t$  : spessore della sezione da verificare considerando gli strati "connessi";
- $l_c$  : lunghezza della sezione da verificare;
- $\sigma_0$  : tensione media agente sulla sezione calcolata come  $N/l_t$ ;
- $f_m$  : resistenza unitaria della muratura;
- $s$  :  $F_u/F_s$ ;

Nelle figure seguenti è possibile vedere gli elementi che non sono adeguati (in rosso) e quelli in sicurezza rispetto alla domanda SLV (in verde). Nella figura a destra è possibile vedere i valori dell'**indicatore di sicurezza** allo SLV, per ogni elemento, con la visualizzazione di tipo colormap.

Gli elementi all'ultimo piano hanno un indicatore di sicurezza sismica  $\zeta_E$  pari a 0.5. Le tamponature del piano primo (seconda elevazione) hanno valore pari a 0.96. Tutte le altre presentano valori superiori ad 1.



Per i vari elementi è possibile costruire delle **curve di vulnerabilità** diagrammando l'accelerazione di tentativo con il valore del coefficiente di sicurezza della verifica. Si riporta la curva relativa alla tamponatura con coefficiente di sicurezza più gravoso (posta all'ultimo piano):

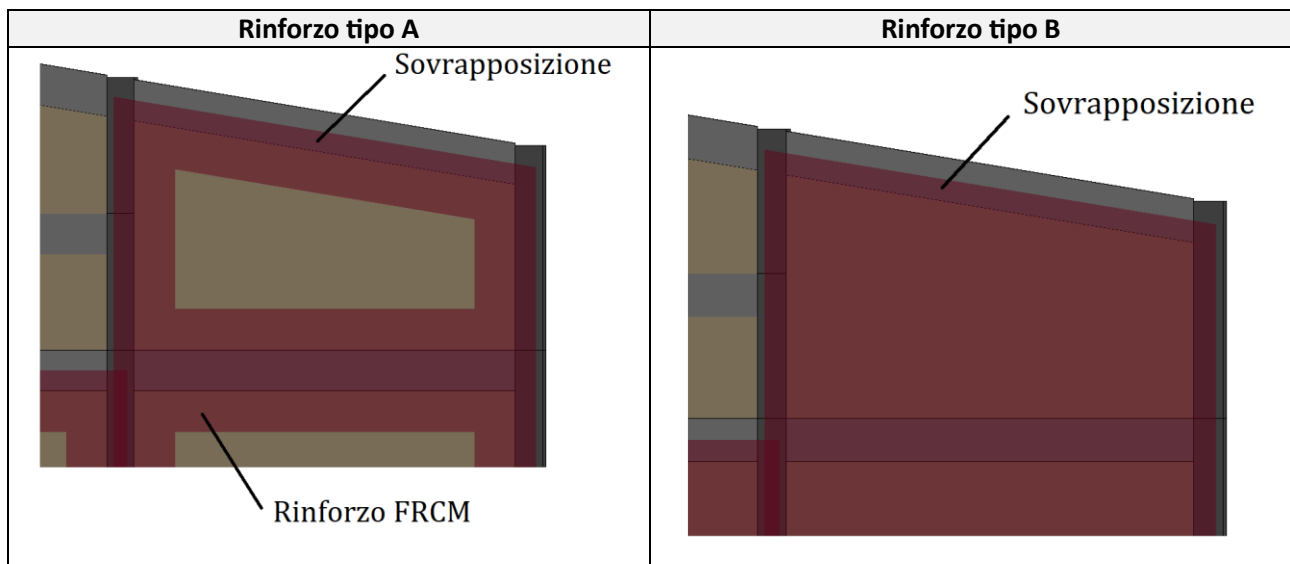


Dalla curva è possibile notare che per valore di accelerazione  $a_g$  inferiori a 0.135 g (capacità corrispondente a  $PGA = 0.187$  g) l'esito della verifica è positivo (curva verde). Queste curve sono disponibili in **FaTA Next** per tutti gli elementi, per tutte le verifiche e in tutte le sezioni.

Confrontiamo adesso **due tre la diverse soluzioni** applicabili in FaTA Next:

- A. Rinforzo antiribaltamento FRCM (esterno ed interno) sui bordi delle tamponature, in sovrapposizione al telaio in c.a.;
- B. Rinforzo antiribaltamento FRCM (solo lato esterno) diffuso su tutta la superficie delle tamponature, ed in sovrapposizione al telaio in c.a.;





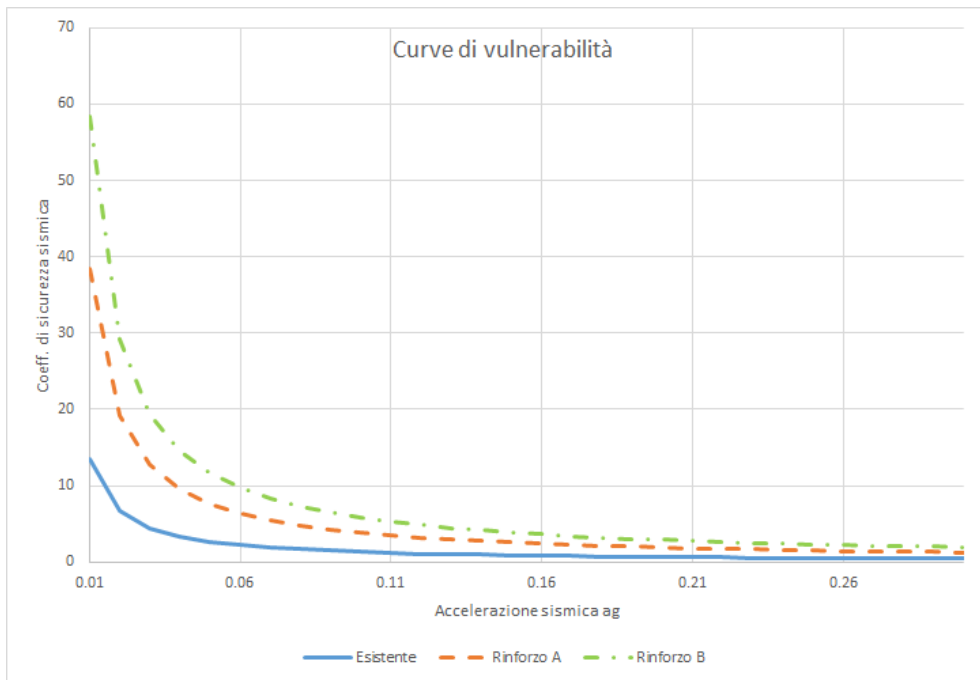
Le caratteristiche del **sistema FRCM** sono state ricavate dalla scheda tecnica di un noto produttore di sistemi di rinforzo, e sono le seguenti:

Rinforzo		<b>FRCM</b>
Condizione di esposizione		<b>Esterna</b>
Modulo elastico fibre (E <sub>f</sub> )	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>73600.00</b>
Fattore η <sub>a</sub>		<b>0.80</b>
Modulo elastico di calcolo (E <sub>fd</sub> )	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>73600.00</b>
Coefficiente di sicurezza rottura (γ <sub>f</sub> )		<b>1.50</b>
Coefficiente di sicurezza delaminazione (γ <sub>fd</sub> )		<b>1.50</b>
Peso per unità di volume	[kN/m <sup>3</sup> ]	<b>16.00</b>
Spessore	[mm]	<b>0.03</b>
<b>Resistenze</b>		
Tens. limite conv. (σ <sub>lim,conv</sub> )	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>957.50</b>
Tens. ultima a rottura (σ <sub>uf</sub> )	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>1400.00</b>
F <sub>c,Mat</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>50.00</b>
Resistenza di calcolo (f <sub>fd</sub> )	[N/mm <sup>2</sup> ]	<b>510.667</b>
<b>Deformazioni</b>		
Deformazione caratteristica (ε <sub>fk</sub> )	[%]	<b>1.75</b>

Per l'approfondimento delle verifiche del sistema **FRCM** si rimanda alle norme **CNR DT 2015/2018**.

Prendendo come riferimento la tamponatura che presenta allo stato di fatto il valore più gravoso delle verifiche all'espulsione, i risultati dei coefficienti di sicurezza sismica sono i seguenti:

	<b>Esistente</b>	<b>Rinforzo tipo A</b>	<b>Rinforzo tipo A</b>
$\zeta_E$	0.49	1.39	2.11



Dal confronto tra le curve di vulnerabilità si nota l'incremento di sicurezza relativo ai due sistemi di rinforzo.

## **Conclusioni**

Le tre **applicazioni pratiche** hanno messo in rilievo alcune delle **problematiche** derivanti dall'**interazione** tra struttura ed elementi non strutturali e secondari, che è uno degli aspetti più importanti nella progettazione integrata di un edificio.

La progettazione deve garantire che:

- Gli elementi non strutturali siano adeguatamente dimensionati e verificati;
- La struttura supporti correttamente gli elementi non strutturali, tenendo conto dei carichi aggiuntivi e delle interazioni, soprattutto dinamiche e sismiche.
- Gli elementi non strutturali siano progettati in modo che possano adattarsi ai movimenti e alle deformazioni della struttura senza compromettere la sicurezza e la funzionalità.

In quest'ottica, il software **FaTA Next** è uno strumento completo per i progettisti che cercano di rispondere in maniera esaustiva ai requisiti normativi e progettuali, consentendo di approfondire tutti gli aspetti della progettazione.