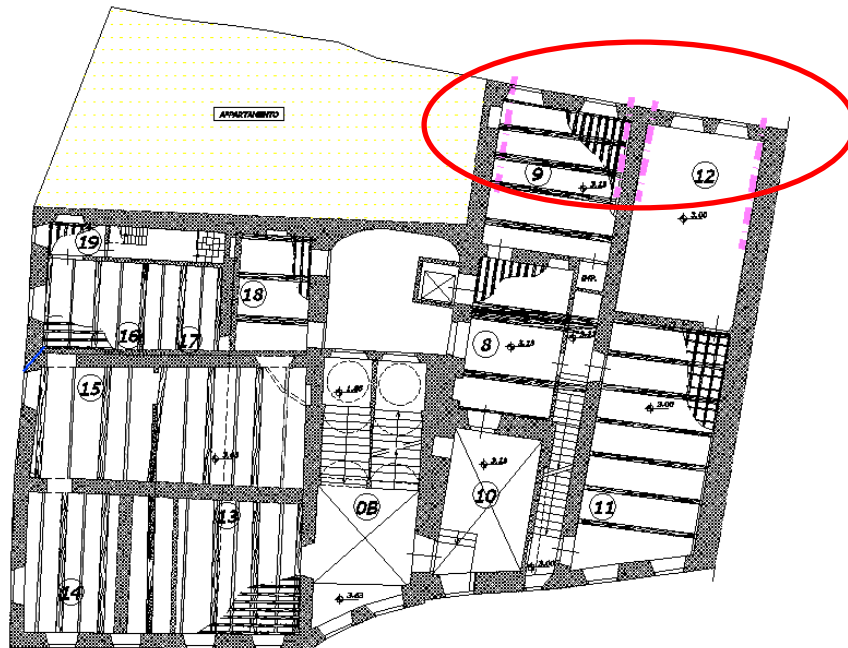


## **INTERVENTO 7 - Analisi meccanismi di collasso locali parete su via dei Forni**

L'intervento 7 consiste nella realizzazione di catene metalliche in corrispondenza delle murature di piano primo e secondo sul lato di via dei Forni; si riporta nella figura seguente, riferita alla pianta di piano primo, l'individuazione della posizione delle suddette catene:

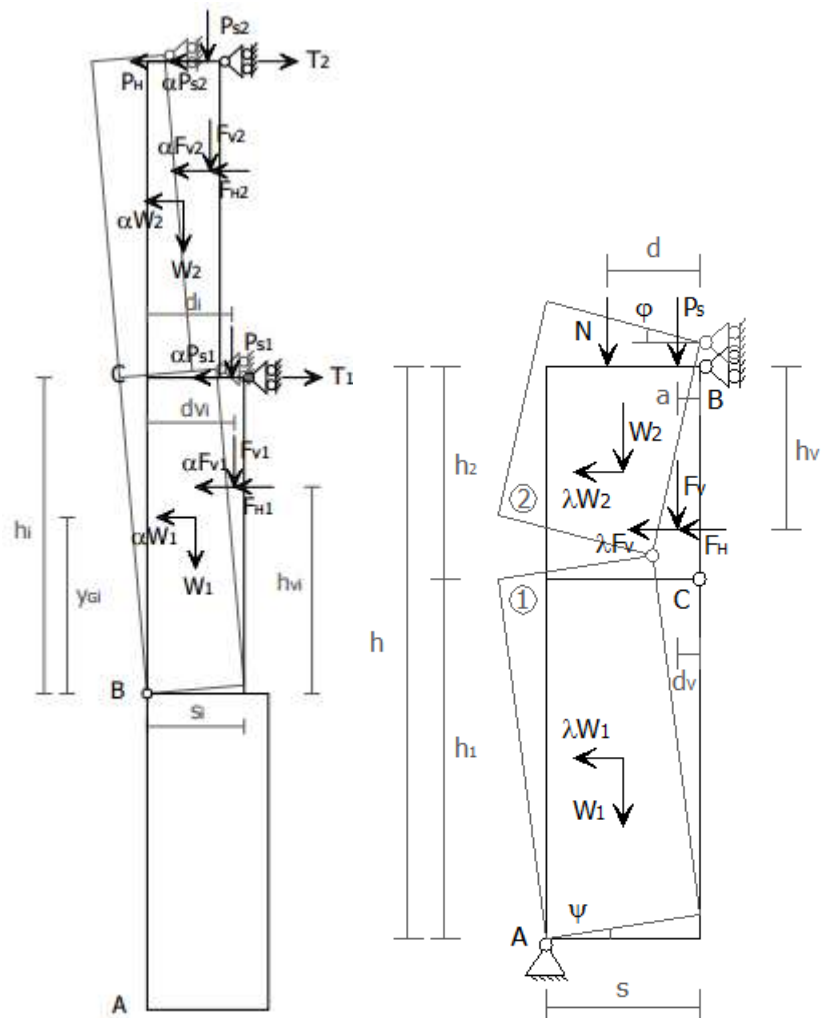


L'analisi di tali meccanismi di collasso locali è stata effettuata attraverso un'analisi cinematica lineare ed è stato preso in considerazione il meccanismo di ribaltamento semplice di parete e di flessione verticale..

Le ipotesi alla base del metodo adottato sono:

- Resistenza nulla a trazione della muratura
- Assenza di scorrimento tra i blocchi
- Resistenza a compressione infinita della muratura

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno, si fa riferimento ai seguenti schemi statici, dove le forze in gioco corrispondono ai pesi propri, ai carichi verticali portati dai blocchi, ad un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, ad eventuali forze esterne, quali ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche.



Il moltiplicatore  $\alpha_0$  è determinato applicando il Principio dei lavori virtuali in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro eseguito dalle forze esterne ed interne, di cui quest'ultimo risulta nullo data l'ipotesi di assenza di scorrimento tra i blocchi. Determinato il moltiplicatore e quindi un certo meccanismo di collasso, si associa a questo un'accelerazione spettrale  $a_0^*$  attraverso la seguente relazione:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

Dove:  $M^*$  = massa partecipante al cinematisimo dell'oscillatore equivalente

$e^*$  = frazione di massa partecipante dell'oscillatore equivalente

FC = fattore di confidenza, assunto nel caso in esame pari a 1.35 corrispondente ad un livello di conoscenza LC1

A questo punto la verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita del meccanismo locale considerato è effettuata, come citato sopra, attraverso l'analisi cinematica lineare con fattore di struttura  $q$ ; in generale deve risultare:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q}$$

Dove  $a_g$  = accelerazione orizzontale su suolo rigido funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento

S = coefficiente funzione della tipologia di sottosuolo e delle condizioni topografiche, assunto pari a 1.58

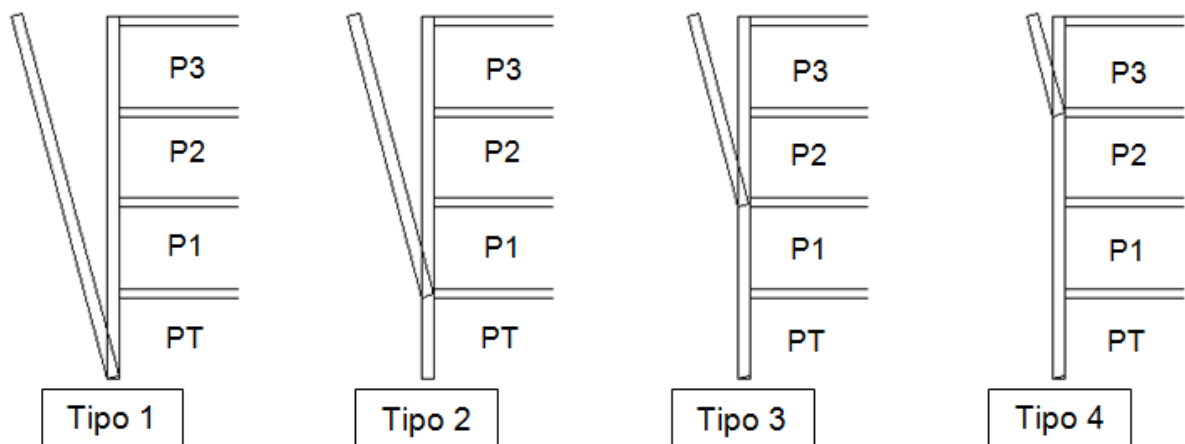
q = fattore di struttura assunto pari a 2, come indicato nella norma in riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso.

Invertendo tale disequazione, si è potuto ottenere il valore della PGA di capacità della struttura, da confrontare quindi con quello di domanda pari, per lo stato limite considerato (slv), a 0.161g al fine di ottenere la % di azione sismica che la struttura è in grado di portare.

Il meccanismo locale di ribaltamento semplice della parete è stato considerato secondo 4 diversi schemi:

- Tipo 1: si sono considerate tutte le elevazioni presenti (PT+P1+P2+P3)
- Tipo 2: si sono considerate le elevazioni P1+P2+P3
- Tipo 3: si sono considerate le elevazioni P2+P3
- Tipo 4: si è considerata la sola elevazione P3

Nella figura sottostante sono rappresentati i 4 schemi sopracitati:



Il meccanismo di collasso di flessione verticale è stato analizzato con schema ad un piano riferendolo a ciascun piano costituente la parete.

### Analisi dei carichi

- **Solaio di calpestio piano primo stanza 9**
- Mezzane 0.4 kN/m<sup>2</sup>
- Massetto(sp.2cm) 0.4 kN/m<sup>2</sup>
- Pavimentazione 0.4 kN/m<sup>2</sup>

- Carichi permanenti 1 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarichi accidentali verticali 3.0 kN/m<sup>2</sup>
  
- **Solaio di calpestio piano primo stanza 12**
- Tavolato 0.14 kN/m<sup>2</sup>
- Massetto(sp.10cm) 2 kN/m<sup>2</sup>
- Pavimentazione 0.4 kN/m<sup>2</sup>
- Carichi permanenti 1 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarichi accidentali verticali 3.0 kN/m<sup>2</sup>
  
- **Solaio di calpestio piano secondo stanze 22-23**
- Mezzane 0.4 kN/m<sup>2</sup>
- Massetto(sp.5cm) 1.0kN/m<sup>2</sup>
- Pavimentazione 0.4 kN/m<sup>2</sup>
- Carichi permanenti 1 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarichi accidentali verticali 3.0 kN/m<sup>2</sup>
  
- **Solaio di calpestio piano terzo stanze 36-37**
- Mezzane 0.4 kN/m<sup>2</sup>
- Soletta c.a. esistente (sp.4cm) 1.0 kN/m<sup>2</sup>
- Massetto(sp.5cm) 1.0kN/m<sup>2</sup>
- Pavimentazione 0.4 kN/m<sup>2</sup>
- Carichi permanenti 1 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarichi accidentali verticali 3.0 kN/m<sup>2</sup>
  
- **Solaio di sottotetto stanze 36-37**
- Mezzane 0.4 kN/m<sup>2</sup>
- Soletta esistente (sp.6cm) 1.5 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarichi accidentali verticali 0.5 kN/m<sup>2</sup>

Il peso specifico della muratura risulta:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

### **ANALISI STATO ATTUALE**

Allo stato attuale la parete presenta estese fessurazioni alle intersezioni con quelle ortogonali, in corrispondenza del piano primo e piano secondo. Si veda al proposito la relazione fotografica per le stanze 9-12 e 22-23.

In corrispondenza della copertura la parete può considerarsi parzialmente vincolata perché la copertura è stata ricostruita vari anni fa, anche se senza cordolo in c.a. ipotizziamo quindi che sia incatenata.

Le caratteristiche geometriche considerate per le verifiche sono riportate di seguito:

Elevazione	sp. – spessore della parete (m)	hi – altezza interpiano (m)	bi – braccio orizzontale del carico del solaio (m)	Ti – azione del tirante (kN)
Piano terra	0.65	2.60	0.33	0
Piano primo	0.65	4.00	0.33	0
Piano secondo	0.35	3.50	0.17	0
Piano sottotetto	0.30	2.85	0.15	25

Si ricorda che il valore dell'azione del tirante per il piano sottotetto è stato assunto tale per tenere in conto di un certo grado di vincolo che la copertura esercita sulla parete.

I risultati che se ne ottengono sono:

Meccanismo	Schema	$\alpha_0$	$a_0^*$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_g$ (g)	% azione sismica portata
Ribaltamento semplice	Tipo 1	0.099	1.15	0.149	90%
	Tipo 2	0.100	0.97	0.125	75%
	Tipo 3	0.108	0.88	0.114	70%
	Tipo 4	0.153	1.40	0.181	>100%
Flessione verticale	Piano 3	0.448	3.3	0.426	>100%
	Piano 2	0.679	4.9	0.637	>100%
	Piano 1	1.087	7.9	1.019	>100%
	Piano Terra	4.280	31.1	4.012	>100%

### ANALISI STATO DI PROGETTO

Allo stato di progetto si considera agente anche l'azione delle catene metalliche poste in corrispondenza delle murature di piano primo e piano secondo; si assume che tale azione sia pari a quella massima trasmissibile da una barra  $\Phi 25$  di entità pari a 175 kN. Sono riportati di seguito i risultati associati al solo meccanismo di ribaltamento semplice di parete, dato che quelli relativi al meccanismo di flessione verticale restano invariati:

Meccanismo	$\alpha_0$	$a_0^*$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_g$ (g)	% azione sismica portata
Tipo 1	2.178	27.9	3.600	>100%
Tipo 2	2.036	26.5	3.419	>100%
Tipo 3	1.252	15.2	1.961	>100%
Tipo 4	0.173	2.57	0.332	> 100%

I risultati sottolineano in modo evidente l'azione offerta dalle catene poste in corrispondenza dei maschi murari di piano primo e secondo permettendo di registrare un incremento notevole del valore della PGA di capacità.

## VERIFICA DELLE CATENE

### Verifica a trazione delle catene

Poiché allo stato di progetto ottengo valori di PGA di capacità molto superiori a quelli di domanda, si reputa sufficiente andare a trovare il tiro agente nella singola catena in corrispondenza di un'azione sismica portata pari al 100%. Tenendo conto di tutte le forze orizzontali in gioco si ottiene un'azione sollecitante nella singola catena pari a 15 kN. Si può procedere quindi con la verifica:

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{m2}} = 210 \text{ kN} > 15 \text{ kN}$$

dove  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$

$A_{res} = 368 \text{ mm}^2$

$\gamma_{m2} = 1.25$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

### Verifica sistema di ancoraggio esterno

#### **Verifica delle pressioni sulla muratura**

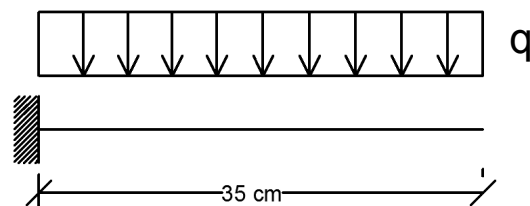
Le pressioni agenti sulla muratura risultano essere pari a:

$$p = \frac{15000 \text{ N}}{(700 \cdot 160) \text{ mm}^2} = 0.13 \text{ N/mm}^2 < 0.37 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

#### **Verifica UPN 160**

Il sistema di ancoraggio esterno è costituito da UPN 160, il cui schema di calcolo considerato è il seguente:



Dove  $q = p \cdot h_{UPN} = 0.13 \times 160 = 21 \text{ N/mm}$

Ne derivano le seguenti sollecitazioni:

$M_{ed} = 1.3 \text{ kN m}$

$V_{ed} = 7.4 \text{ kN}$

Gli enti resistenti sono:

$$M_{Rd}=4.8 \text{ kN m}$$

$$V_{Rd}=180 \text{ kN}$$

Le verifiche di resistenza risultano quindi soddisfatte.

Procediamo quindi alla verifica di deformabilità:

$$f_{\max} = \frac{q \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot J} = 0.2 \text{ mm} = L/1750$$

Si ricorda che la norma per lo schema statico a mensola permette di considerare il doppio della lunghezza della mensola.

### **Verifica sistema di ancoraggio interno**

#### **Verifica spezzone HE 100 A**

L'azione di taglio al quale è soggetto lo spezzone di HE100A è pari al tiro della singola catena, ovvero 15 kN.

L'azione resistente è pari a:

$$V_{Rd} = 75 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

#### **Verifica dei cordoni di saldatura spezzone HE 100 A**

$$l=100 \text{ mm}$$

$$n^{\circ} \text{ cordoni} = 2$$

$$\text{spessore} = 5 \text{ mm}$$

$$\text{altezza sezione di gola} = 3.54 \text{ mm}$$

$$\tau = 21.2 \text{ N/mm}^2 < 0.7 \cdot 275 = 192.5 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

#### **Verifica barre $\Phi 24$**

Il fissaggio interno della catena alla muratura è effettuato attraverso n° 2 barre  $\Phi 24$  inserite con resina. L'azione di trazione/compressione alle quali sono sottoposte deriva dall'eccentricità del tiro della catena; pertanto suddette barre risultano essere sottoposte ad uno sforzo di trazione massimo pari a 2 kN.

Il valore della resistenza è:

$$N_{Rd,c}=45.4 \times 1 \times 1.2 \times 0.83 \times 1 = 45.2 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

#### **Verifica delle pressioni sulla muratura**

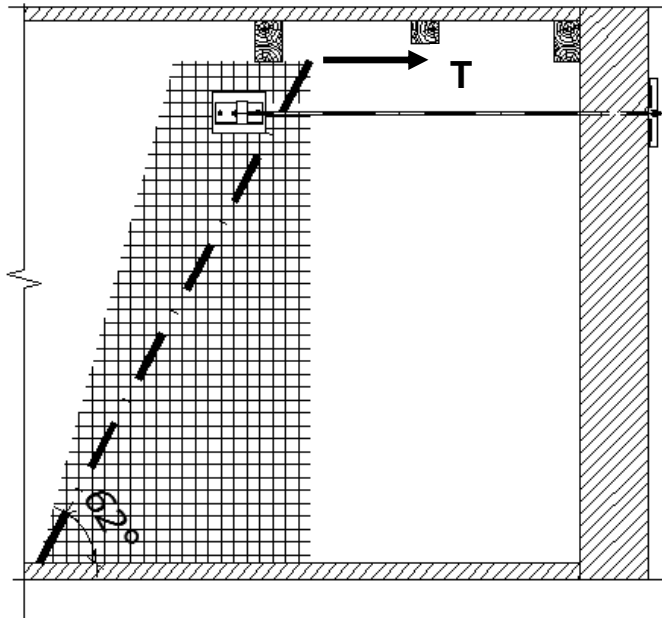
Le pressioni agenti sul rinforzo della parete costituito da betoncino armato risultano essere pari a:

$$p = 0.15 \text{ N/mm}^2 < 9 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

Il valore della resistenza a compressione considerato corrisponde a considerare un calcestruzzo di classe C16/20.

### Verifica sistema a tirante su rinforzo in betoncino armato



La verifica è effettuata considerando una striscia di rinforzo di larghezza pari al 25% della lunghezza della diagonale individuata; la sezione resistente ha un'armatura costituita da rete  $\Phi 5/10 \times 10$ .

Si ottengono i seguenti risultati:

$$N_{ed} = 30 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 38 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.