

*Autori:* Paolo FACCIO, Anna SAETTA

Università IUAV di Venezia

## **PRIME VALUTAZIONI DI VULNERABILITÀ SISMICA**

### **1. Premessa**

Viene presentata l'applicazione dei criteri e delle indicazioni presenti nella "Direttiva PCM 12 ottobre 2007 per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" aggiornata per conseguire l'allineamento con le "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (di seguito "Direttiva-NTC2008" e NTC2008 rispettivamente), al caso studio rappresentato dalla Scuola De Amicis a L'Aquila.

Dopo una descrizione delle attività necessarie ad acquisire una conoscenza adeguata secondo i principi esposti nel capitolo 4 – percorso della conoscenza – della suddetta Direttiva-NTC2008, viene condotta una valutazione di vulnerabilità sismica di livello LV1 mediante il calcolo dell'indice di sicurezza  $I_{s,SLV}$  e del fattore di accelerazione  $f_{a,SLV}$  riferiti allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Passo successivo, basato anche sull'analisi comparata del danno con le qualità materico-costruttive, è stato quello di ipotizzare possibili dinamiche del comportamento avvenuto, individuando alcuni macroelementi per i quali condurre verifiche di meccanismi ascrivibili al concetto di Livello di Valutazione Locale LV2, come proposto, a titolo di esempio per la verifica del meccanismo locale di ribaltamento della facciata verso San Bernardino (cfr. paragrafo 4).

### **2. Descrizione dell'edificio**

Il fabbricato oggetto di studio si trova a L'Aquila, tra Piazza del Teatro e Piazza San Bernardino. L'edificio, realizzato alla fine del XIII secolo come ospedale dedicato a S. Salvatore, ha subito numerose trasformazioni funzionali e costruttive. Di particolare rilievo le modifiche realizzate nel primo ventennio del novecento quando era già sede scolastica. Recentemente - i lavori sono ancora in corso - l'edificio è stato oggetto di interventi di consolidamento, in particolare nella zona prospettante il Teatro, consistenti nella sistemazione delle coperture con capriate metalliche e cordoli.

Figura 1. Viste aeree del fabbricato: (a) lato Pzza San Bernardino; (b) lato via San Giovanni da Capestrano; (c) lato Pzza del Teatro; (d) lato via San Giacomo della Marca

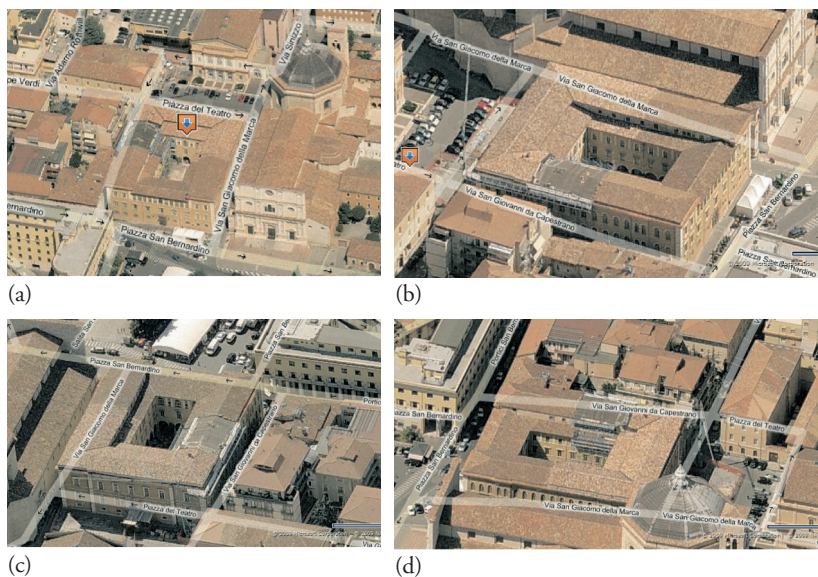
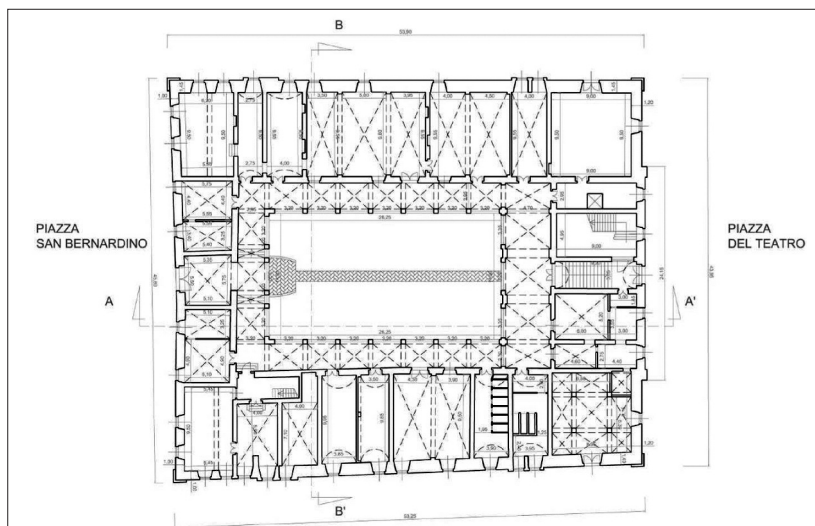


Figura 2. Pianta piano terra



Si tratta di un edificio a corte di forma rettangolare avente dimensioni in pianta 45.8 m e 53.9 m, per una superficie coperta di circa 2440 m<sup>2</sup>. Lo sviluppo in elevazione è su tre piani fuori terra, per un'altezza di gronda di 17.9 m. Non sono presenti piani interrati. L'edificio si trova

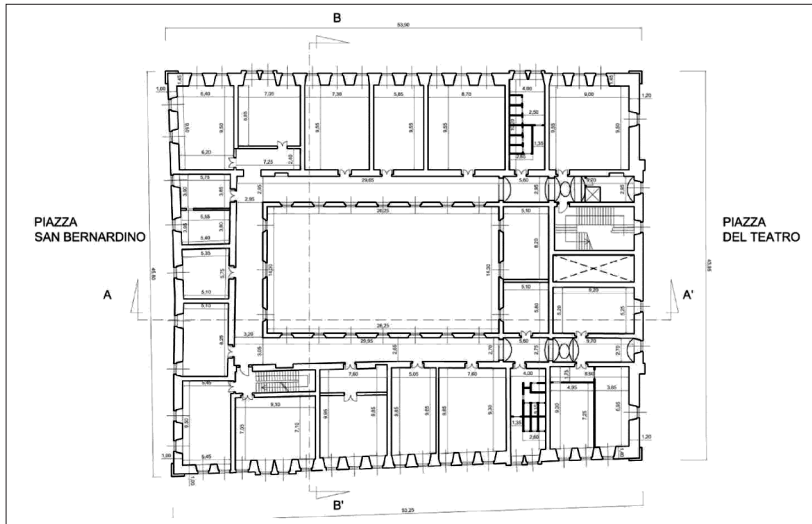


Figura 3. Pianta piano primo

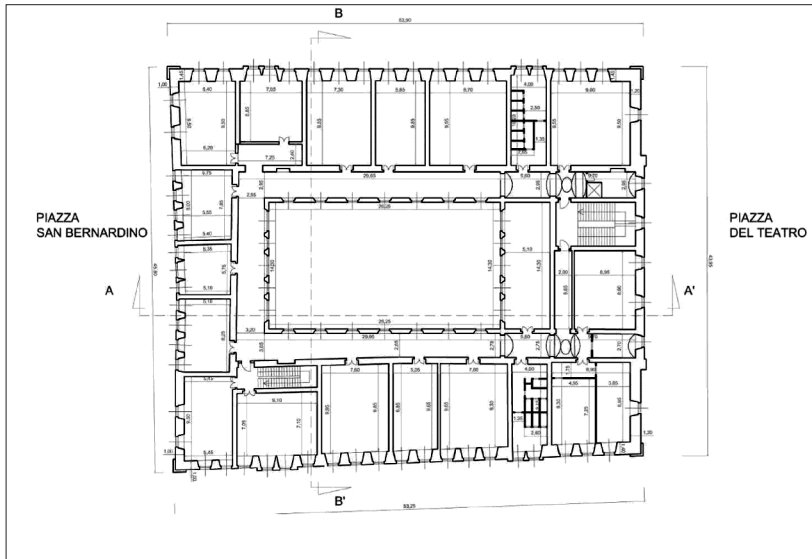


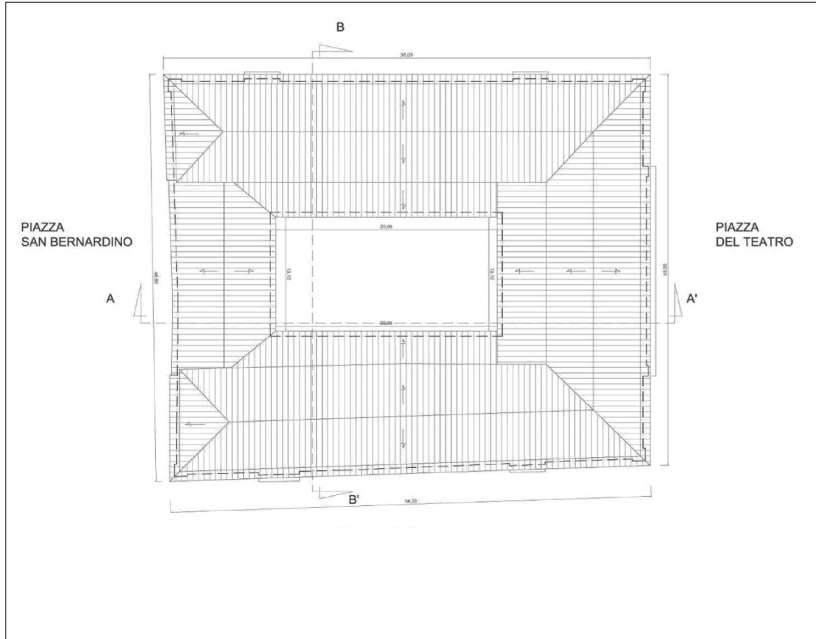
Figura 4. Pianta piano secondo

comunque in un sito con differenze altimetriche del piano di imposta con un minimo in corrispondenza dell'angolo sud – ovest tra piazza San Bernardino e via San Giovanni da Capestrano.

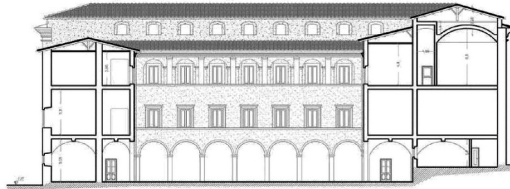
Alcune viste aeree della struttura sono mostrate in Figura 1, mentre da



Figura 5. Pianta copertura



Sezione A - A' - scala 1:100



Sezione B-B' - scala 1:100

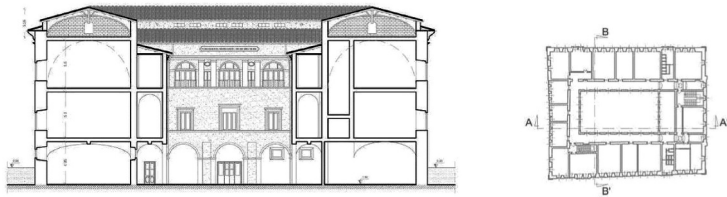


Figura 6. Sezioni

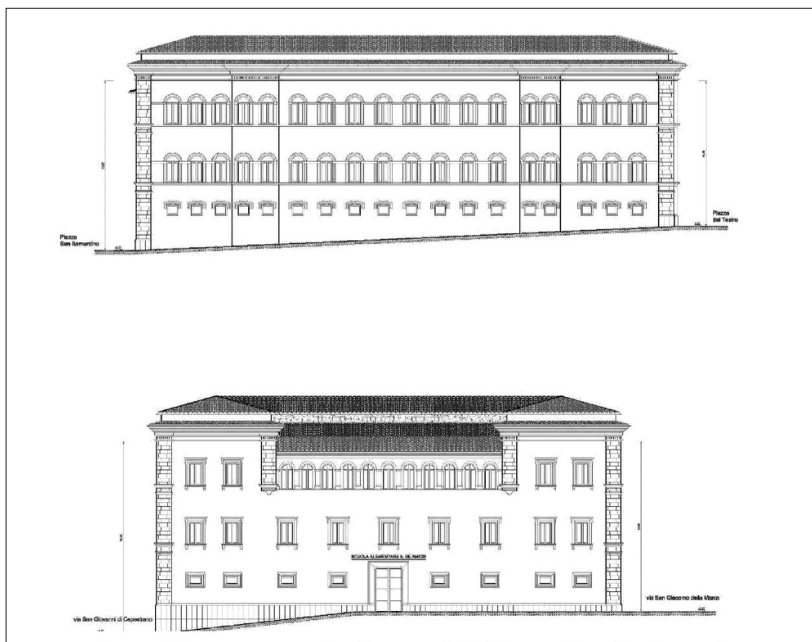


Figura 7. Prospetti su via San Giacomo della Marca e Piazza San Bernardino

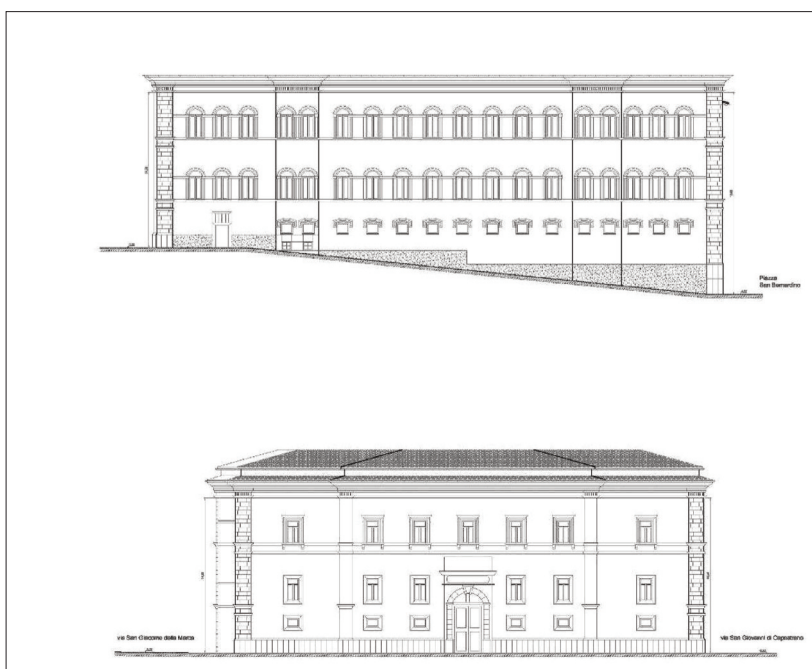


Figura 8. Prospetti su via San Giovanni da Capetrano e Piazza del Teatro

Figura 2 a Figura 8 sono riportate le piante, le sezioni ed i prospetti dell'edificio.

### 2.1 *Orizzontamenti*

È stato eseguito un rilievo speditivo dell'edificio correlato ad una indagine sulle caratteristiche materico-costruttive dei diversi elementi i cui risultati in termini di tavole grafiche sono riportati negli Allegati da 1 a 4. In particolare sono state individuate cinque distinte tipologie di orizzontamenti, che vengono di seguito descritti in dettaglio: le prime quattro hanno funzione portante, mentre l'ultima è un controsoffitto che però possiede una consistenza tale da poter essere fonte di potenziale vulnerabilità.

Di rilevante interesse la modifica, probabilmente del primo Novecento,



Figura 9. Volte a crociera del piano terra (solaio tipo 2)



(a)



(b)

Figura 10. (a) Solaio del primo piano (tipo 3); (b) Travi rompitratta



Figura 11. Copertura (solaio tipo 4)

che ha introdotto un sistema di travi in cemento armato che fungono da rompitratta a solai in putrelle in acciaio sostenenti tavelloni con getto soprastante in calcestruzzo. Nella connessione tra bracci ortogonali dei corridoi all'ultimo piano si trovano, come sostegno, travi in acciaio di grande dimensione. Il sistema di volte a piano terra risulta costituito da apparecchiatura in foglio con rinfianco in materiale sciolto legato con malta probabilmente cementizia.



Figura 12.  
Controsoffitto  
(solaio tipo 5): (a)  
cassettonato, (b)  
cunicciato; (c)  
particolare  
cunicciato

- tipo 1: volta a botte in mattoni con rinfianco sciolto legato probabilmente con malta cementizia;
- tipo 2: volta a crociera in mattoni con rinfianco sciolto legato probabilmente con malta cementizia;
- tipo 3: profili in acciaio a doppio T, presumibilmente IPE100, con tavelloni in laterizio e massetto in conglomerato cementizio di spessore circa 10 cm. Il solaio è impostato su travi rompitratta in calcestruzzo armato poggianti sulla muratura e su mensole presumibilmente in acciaio e finite a stucco;
- tipo 4: copertura realizzata parzialmente con orditura principale in travi lignee e in capriate e strutture a capriata di nuova fattura nel lato ovest in acciaio, tavolato ligneo e manto di copertura in coppi;
- tipo 5: controsoffitto cassettonato in legno con cunicciato ed intonaco non strutturale.

Gli orizzontamenti di tipo 1 e 2 si trovano principalmente a piano terra, compreso il porticato interno (Figura 9). Il solaio di tipo 3 è presente al primo piano (Figura 10a), con l'aggiunta in alcuni casi di travi rompitratta, come mostrato in Figura 10b. Il tipo 5 infine costituisce il solaio sottotetto (Figura 12).

La Figura 11 mostra in primo piano un dettaglio delle capriate in acciaio di recente realizzazione poste sul lato nord dell'edificio e alcune catene in legno delle capriate sostituite; in secondo piano si osserva uno scorcio di una capriata in legno.

Da sottolineare come, in mancanza di un completo rilievo della copertura, sia stato necessario ipotizzare un sistema di orditura principale così come riportato nell'Allegato 4.



## 2.2 Elementi verticali – Pareti

Gli elementi verticali sono caratterizzati da una estrema variabilità nella consistenza e nello stato di conservazione. La presenza di varie trasformazioni ha comportato modifiche all'impianto originario del convento, in particolare con l'orbonatura degli archi presenti prevalentemente sui lati sud e nord si sono inserite potenziali vulnerabilità riguardanti parti in distacco per la discontinuità muraria.

In alcuni casi si è in presenza di rifodere con laterizi sottili – tavelle poste in foglio, che a volte vengono utilizzate come partizioni. Tali situazioni sono indice di potenziali vulnerabilità locali, che si sono manifestate con crolli e danneggiamenti prevalentemente a taglio degli elementi sottili.

Sono state individuate cinque distinte tipologie murarie, di seguito sinteticamente descritte ed indicate in dettaglio negli Allegati da 1 a 4:

- **tipo 3**: muratura in blocchi di pietra non squadrate con inclusione di elementi in laterizio (Figura 13);
- **tipo 5**: muratura in blocchi di pietra squadrate – pilastrata chiostro (Figura 14);
- **tipo 1 con coefficiente correttivo**: muratura in pietrame disordinata e ricorsi di mattoni (Figura 15);
- **tipo 6**: muratura in mattoni pieni – (Figura 16).
- **tipo 8**: muratura in mattoni semipieni con rifodera in tavelle in laterizio poste in foglio (Figura 17).

La tipologia indicata per le murature (tipo 1, 3, etc.) fa riferimento alla Tabella 1 (che riporta la Tabella C8A.2.1 della circolare applicativa delle NTC2008 - Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 - di seguito Circolare 2009), dove vengono definiti i valori di riferimento dei parametri meccanici che possono essere adottati nelle analisi ed alla Tabella 2 (che riporta la Tabella C8A.2.2 della Circolare 2009) per quanto riguarda i coefficienti cor-

rettivi da applicare nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto agli elementi di valutazione assunti per la classificazione base riportata in Tabella 1.

Tipologia di muratura		$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	W (kN/m <sup>3</sup> )
		<i>min-max</i>	<i>min-max</i>	<i>min-max</i>	<i>min-max</i>	
Tipo 1	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2	690	230	19
		180	3,2	1050	350	
Tipo 2	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
		300	5,1	1440	480	
Tipo 3	Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
		380	7,4	1980	660	
Tipo 4	Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
		240	4,2	1260	420	
Tipo 5	Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9	2400	780	22
		800	12	3200	940	
Tipo 6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6	1200	400	18
		400	9,2	1800	600	
Tipo 7	Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
		800	32	5600	1400	
Tipo 8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30	3600	1080	12
		600	40	5400	1620	
Tipo 9	Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10	2700	810	11
		400	13	3600	1080	
Tipo 10	Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
		200	12,5	1600	400	
Tipo 11	Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18	2400	600	14
		440	24	3520	880	

Tabella 1. Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. (Tabella C8A.2.1 – Circolare 2009)

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	0	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	0	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	0	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	0	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	0	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella 2. Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (Tabella C8A.2.2 – Circolare 2009)





Figura 13.  
Muratura in blocchi  
di pietra non  
squadri con  
inclusioni di  
elementi in laterizio  
(tipo 3)



Figura 14. muratura  
in blocchi di pietra  
squadri –  
pilastrata chiostro  
(tipo 5)

Figura 15. muratura  
in pietrame  
disordinata e ricorsi  
di mattoni (tipo 1  
con coefficiente  
correttivo)



Figura 16. muratura  
in mattoni pieni  
(tipo 6)



Figura 17. muratura  
in mattoni  
semipieni con  
rifodera in tavole in  
laterizio poste in  
foglio (tipo 8)

### 3 Valutazione di vulnerabilità sismica (Livello LV1)

In questa fase dello studio, allo scopo di ottenere una prima indicazione sul comportamento sismico globale dell'edificio, è stata eseguita una valutazione di vulnerabilità sismica secondo il livello LV1 descritto nella Direttiva-NTC2008. Tale valutazione fa riferimento all'applicazione del modello semplificato per la valutazione dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello stato limite considerato, proposta per la tipologia "Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi" riportato nella suddetta Direttiva-NTC2008.

Si sottolinea come il livello di valutazione LV1 consenta il calcolo dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello stato limite considerato attraverso metodi semplificati, basati su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici o che utilizzano strumenti qualitativi (interrogazione visiva, lettura dei caratteri costruttivi, rilievo critico e stratigrafico) e il cui significato è quello di consentire valutazioni di sicurezza sismica da effettuarsi a scala territoriale su un numero elevato di beni culturali tutelati, allo scopo di stilare una graduatoria di vulnerabilità utile per le Amministrazioni a stabilire delle priorità di intervento.

Il livello di valutazione LV1 richiede il calcolo dell'indice di sicurezza sismica  $I_{s,SL}$ , definito dal rapporto tra il periodo di ritorno  $T_{SL}$  dell'a-

zione sismica che porta al generico stato limite (SL = SLV, SLD, SLA) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento  $T_{R,SL}$ , calcolato come:

$$T_{R,SL} = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (1)$$

essendo  $V_R$  il periodo di riferimento valutato come prodotto del coefficiente d'uso  $C_U$  (dipendente dalla Classe d'Uso) e della Vita Nominale  $V_N$  e  $P_{VR}$  la probabilità di superamento relativa allo stato limite SL considerato nella vita di riferimento.

Nel caso in esame si assume una vita nominale di 50 anni ed un coefficiente d'uso pari a 1.5 (punto 2.4.1 – 2.4.3 delle NTC2008), cui corrisponde un periodo di riferimento  $V_R = V_N C_U$  di 75 anni.

Particolarmente significativo è l'indice di sicurezza sismica riferito allo stato limite di salvaguardia della vita, SLV:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} \quad (2)$$

calcolato nel paragrafo successivo per il presente caso studio.

Tale indice di sicurezza consente, come detto, di definire una graduatoria di rischio, che rappresenta uno degli strumenti a disposizione delle Amministrazioni per evidenziare la necessità di ulteriori indagini di approfondimento e per la programmazione di interventi per la mitigazione del rischio.

Analogamente all'indice  $I_{S,SLV}$  è stato calcolato un fattore di accelerazione, definito nella Direttiva-NTC2008 dal rapporto tra l'accelerazione al suolo  $a_{SLV}$  che porta al raggiungimento dello stato limite SLV e l'accelerazione di riferimento  $a_{g,SLV}$  riferite alla categoria di sottosuolo A:

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} \quad (3)$$

Tale fattore, pur considerando solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di "resistenza" e può essere utilizzato per un eventuale confronto con l'indice di sicurezza valutato in accordo alla Direttiva secondo OPCM.

### *3.1 Livello LV1: modello per palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi*

Il metodo proposto dalla Direttiva-NTC2008 è basato su alcune ipotesi di comportamento che devono essere verificate: in particolare si assume che l'edificio abbia un comportamento scatolare garantito dalla presenza di un buon ammorsamento in corrispondenza dei cantonali e/o dalla presenza di catene metalliche e di orizzontamenti che possono ritenersi infinitamente rigidi nel loro piano.

In tal caso il modello consente di valutare l'azione sismica che porta al raggiungimento dello stato limite considerato, nell'ipotesi che questo si verifichi per rottura delle pareti nel proprio piano.

Come spesso accade, nel caso in cui l'edificio risultasse più vulnerabile nei riguardi di qualche meccanismo locale (ad esempio per carenza di collegamenti), rispetto al suo comportamento globale, si dovrà valutare l'accelerazione orizzontale che porta allo stato limite ultimo quel macroelemento e confrontarla con quella ottenuta dal modello nel seguito illustrato.

Con riferimento alla condizione che porta al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV) è possibile ottenere il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico utilizzando la seguente relazione (relazione 5.1 Direttiva-NTC2008):

$$S_{e,SLV} = \frac{qF_{SLV}}{e^*M} \quad (4)$$

dove:

- $F_{SLV}$  è la resistenza a taglio dell'edificio ottenuta come il valore minimo tra quelli calcolati per ogni piano e per ogni direzione;
- $q$  è il coefficiente di struttura, per il quale sulla base delle NTC e

della relativa Circolare può essere assunto un valore compreso tra 3 e 3.6, per edifici con numero di piani maggiore o uguale a due e regolari in elevazione, mentre negli altri casi  $q$  deve essere compreso tra 2.25 e 2.8;

- $M$  è la massa sismica totale;
- $e^*$  è la frazione di massa partecipante sul primo modo di vibrazione.

In base al valore dell'ordinata dello spettro di risposta si determina il tempo di ritorno  $T_{SLV}$  dell'azione sismica corrispondente, mediante un procedimento iterativo che utilizza i dati disponibili in appendice delle NTC2008 relativi ai 9 tempi di ritorno ivi riportati. Al tempo di ritorno  $T_{SLV}$  così valutato sono associati i corrispondenti valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  (rispettivamente l'accelerazione orizzontale massima del terreno, valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) attraverso i quali sono definiti tutti i parametri dello spettro. Il valore dell'accelerazione, riferita a suolo rigido (categoria di sottosuolo A), che porta al raggiungimento dello stato limite di Salvaguardia della Vita in quel sito può essere calcolato come (relazione 5.2 Direttiva-NTC2008):

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} & T_B \leq T_1 < T_C \\ \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} \frac{T_1}{T_C} & T_C \leq T_1 < T_D \end{cases} \quad (5)$$

dove:

- $T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- $T_B, T_C$  e  $T_D$  sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta (punto 3.2.3.2 delle NTC2008);
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Come detto la resistenza a taglio dell'edificio  $F_{SLV}$  viene ottenuta come

la minore tra quelle valutate secondo due direzioni perpendicolari, scelte secondo gli assi prevalenti dei muri portanti, prendendo in esame l'eventualità del collasso ai diversi piani della costruzione. Il modello consiste nel considerare, per ciascuna direzione, i pannelli murari portanti, verticali e nell'ipotizzare che il collasso avvenga quando la tensione tangenziale media raggiunge un'opportuna quota parte della resistenza a taglio del materiale muratura.

Considerando, ad esempio, la direzione  $x$  ed un generico piano  $i$  dell'edificio, la resistenza a taglio è così valutata (relazione 5.3 Direttiva-NTC2008):

$$F_{\text{SLV},xi} = \frac{\mu_{xi} \xi_{xi} \zeta_{xi} A_{xi} \tau_{di}}{\kappa_i \beta_{xi}} \quad (6)$$

dove:

- $A_{xi}$  è l'area resistente a taglio dei muri dell' $i$ -esimo piano, posti secondo la direzione  $x$ ;
- $\beta_{xi}$  un coefficiente di irregolarità in pianta al piano  $i$ -esimo che può essere valutato in forma approssimata o, nel caso siano state rilevate tutte le pareti portanti, in modo più accurato come fatto nella presente relazione (cfr. relazione 5.7 Direttiva-NTC2008). Nel caso in esame tale coefficiente varia da 1.19 (e.g. piano terra sia in direzione  $x$  che in direzione  $y$ ) a 1.25 (e.g. piano primo e piano secondo in direzione  $x$ ), essendo 1.25 il valore massimo indicato dalla Direttiva-NTC2008;
- $\mu_{xi}$  un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari al piano  $i$ -esimo (relazione 5.8 Direttiva-NTC2008). Nel caso in esame tale coefficiente assume per tutti i piani il valore 0.8 (valore minimo indicato dalla Direttiva-NTC2008);
- $\xi_{xi}$  è un coefficiente legato al tipo di meccanismo di collasso previsto, in prevalenza, nei maschi murari dell' $i$ -esimo piano; vale 1 nel caso di collasso per taglio (valore assunto per il presente caso studio), mentre può essere assunto pari a 0.8 nel caso di collasso per presso-flessione (maschi snelli poco caricati verticalmente o in presenza di fasce deboli);
- $\zeta_{xi}$  è un coefficiente legato alla resistenza delle fasce murarie di piano  $i$ -esimo nelle pareti disposte in direzione  $x$ ; vale 1 nel caso di fasce resistenti (rottura dei maschi murari verticali), mentre può assumere

un valore minore (fino a 0.8) nel caso di fasce deboli, non in grado di bloccare la rotazione alle estremità dei maschi murari;

$\tau_{di}$  il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura nei maschi murari del piano  $i$ -esimo, definito come (relazione 5.4 Direttiva-NTC2008):

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}} \quad (7)$$

essendo  $\tau_{0d}$  il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura (valutato tenendo conto del fattore di confidenza  $F_C$ ) e  $\sigma_{0i}$  la tensione verticale media sulla superficie resistente dei muri all' $i$ -esimo piano. Tale valore, nel metodo semplificato proposto, viene valutato semplicemente come rapporto tra il carico verticale al piano e l'area dei muri resistenti a taglio di quel piano. Da sottolineare come, nel caso in cui si volesse procedere alla verifica dei singoli maschi murari, cfr par. 3.3, la tensione  $\sigma_0$  assume il significato di tensione media sul singolo maschio murario in esame.

In presenza di maschi murari di tipologia e materiale diverso (come nel caso in esame), è necessario calcolare la resistenza a taglio  $\tau_{di}$  in ciascuna direzione, assumendo per  $\tau_{0dxi}$  la media pesata rispetto alle aree  $A_{xk}$  dei  $k$  setti resistenti in direzione  $x$ :

$$\tau_{dxi} = \tau_{0dxi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0dxi}}} \quad \text{con} \quad \tau_{0dxi} = \frac{\sum_k A_{xk} \tau_{0k}}{A_{xi}} \quad (8)$$

Analoghe relazioni valgono ovviamente per la direzione  $y$ .

Discorso a parte merita il coefficiente  $\kappa_i$  posto a denominatore nella relazione (6), introdotto nell'ultima revisione alla Direttiva-NTC2008, definito come il rapporto tra la risultante delle forze sismiche al piano  $i$ -esimo e la forza sismica totale. Tale coefficiente è stato aggiunto per tenere conto che la resistenza a taglio al piano  $i$ -esimo dovrebbe essere confrontata con la forza sismica al piano  $i$ -esimo, variabile con l'altezza (in modo analogo a quanto previsto nella verifica dei meccanismi di collasso quando interessano una porzione della costruzione posta ad una certa quota, cfr. Circolare



2009, come definito al paragrafo 3.2.1). La variabilità dell'azione sismica con l'altezza richiederebbe pertanto di eseguire una verifica per ogni piano e per ogni direzione confrontando la resistenza a taglio effettiva  $F_{SLV,xi}^{eff}$  ottenuta dalla relazione (6) depurata del coefficiente  $\kappa_p$ , con l'azione sismica riportata al piano, calcolando il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente al raggiungimento dello stato limite SLV come il minimo tra quelli ottenuti per ogni piano e per ogni direzione:

$$S_{e,SLV,xi} = \frac{q(\kappa_i \cdot F_{SLV,xi})}{\kappa_i \cdot e \cdot M} = \frac{qF_{SLV,xi}^{eff}}{\kappa_i \cdot e \cdot M} \quad (9)$$

Il fatto di introdurre il coefficiente  $\kappa_i$  nella relazione (6) consente di utilizzare la relazione (2), unica per l'intero edificio, che confronta la resistenza a taglio minima con la forza sismica calcolata considerando la massa totale. Nel caso studio proposto si è proceduto tenendo conto della variazione dell'azione esterna, utilizzando quindi la relazione (9), con il  $\kappa_i$  definito in accordo alla procedura riportata nella Circolare 2009.

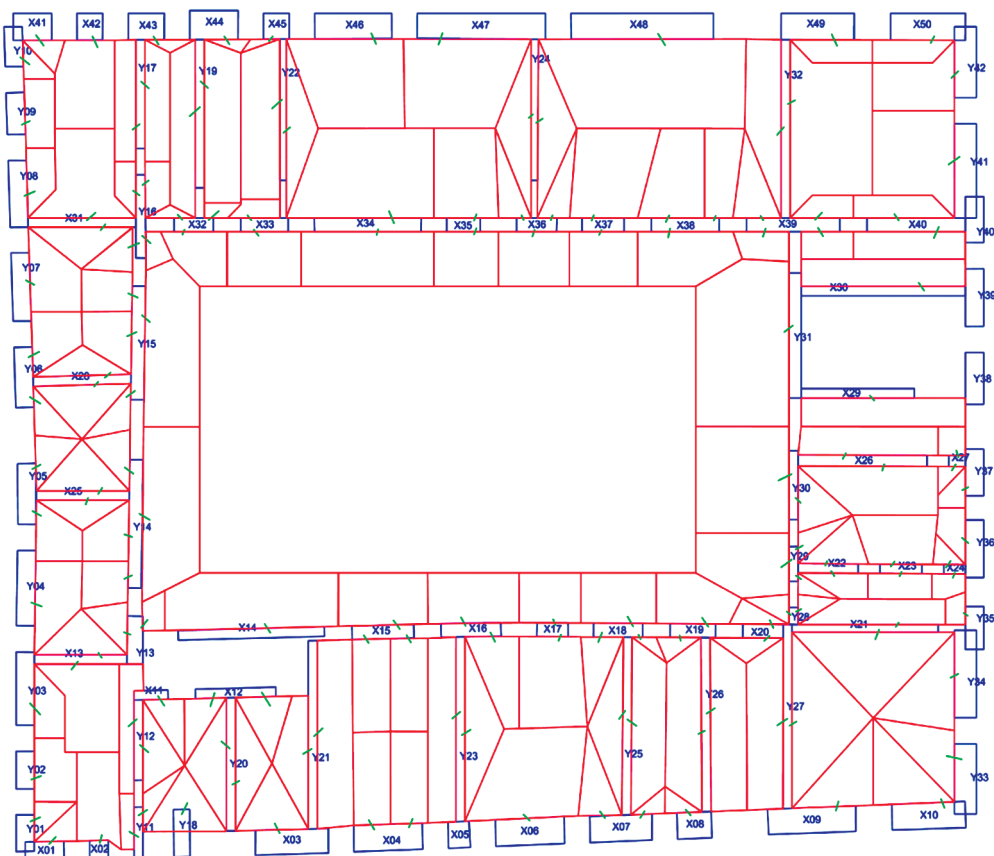
La massa  $M$  da considerare per la valutazione dell'azione sismica allo stato limite ultimo è pari a (relazione 5.9 Direttiva-NTC2008):

$$M = \frac{(G_k + \sum_{i=1}^N \psi_{2i} Q_{ki})}{g} \quad (10)$$

dove:  $G_k$  sono i carichi permanenti (al loro valore caratteristico), computati sull'intero edificio;  $Q_{ki}$  sono i carichi variabili accidentali (al loro valore caratteristico) al piano  $i$ -esimo;  $g$  è l'accelerazione di gravità;  $\psi_{2i}$  è un coefficiente di combinazione che tiene conto della probabilità che tutti i carichi variabili al piano  $i$ -esimo siano presenti in occasione del sisma ed  $N$  è il numero di piani dell'edificio.

### 3.2 Valutazione dell'indice di sicurezza sismica $I_{s,SLV}$ e del fattore di accelerazione $f_{a,SLV}$

La valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio è stata effettuata utilizzando un foglio di calcolo opportunamente predisposto.



In prima fase sono stati individuati per ciascun piano gli allineamenti murari ed i singoli setti resistenti, associando a ciascuno di questi le rispettive aree di influenza dei carichi dei solai, come mostrato a titolo esemplificativo in Figura 18 per il piano terra. Mediante una procedura automatizzata sono stati inseriti in un foglio Excel tutti i dati geometrici necessari al calcolo dell'indice di sicurezza  $I_{S,SLV}$  e del fattore di accelerazione  $f_{a,SLV}$ . Da sottolineare come la divisione in aree di competenza per ogni elemento verticale, indicata schematicamente in Figura 18, non sia necessaria nella valutazione degli indici di sicurezza, per i quali, come precedentemente detto, è sufficiente la valutazione di una tensione media di piano. Tale suddivisione in aree di competenza, indispensabile per la valutazione

Figura 18. Individuazione dei maschi murari e delle aree di influenza (piano terra)

della tensione media agente sul singolo maschio, è invece necessaria nell'ipotesi di voler procedere ad una valutazione di sicurezza più approfondita, quale quella proposta al paragrafo 3.3 dove si riassumono i risultati della verifica dei singoli maschi murari, sia a pressoflessione che a taglio.

### 3.2.1. Valutazione dell'azione sismica e fattore di struttura

L'azione sismica è stata valutata con riferimento alle NTC2008. In particolare, in assenza di indagini approfondite, è stato assunto un suolo di tipo C e in Figura 19a sono riportati i dati necessari a caratterizzare l'azione.

Inoltre, è stato considerato sia il caso di azione agente al suolo, sia di azione riportata all'altezza dell'impalcato in esame, valutata secondo la Circolare 2009 con riferimento all'attivazione dei meccanismi di collasso locali (punto C8A.4.2). Infatti, se il piano interessato dal cinematismo si trova ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota del piano è in genere amplificata rispetto a quella al suolo (Figura 19b).

In tal caso, oltre al confronto con l'accelerazione al suolo (relazione C8.A4.9 della Circolare 2009), si deve anche considerare l'accelerazione riportata alla quota di verifica (relazione C8.A4.10 della Circolare 2009):

$$S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \quad (11)$$

dove:

- $S_e(T_1)$  è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 10%) e del periodo di riferimento  $V_R$  come definiti al § 3.2. delle NTC, calcolato per il periodo  $T_1$ ;
- $T_1$  è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(Z)$  è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto  $\psi(Z)=Z/H$ , dove  $H$  è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- $Z$  è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle

CARATTERISTICHE DEL SITO		
LAT	42,357	
LONG	13,391	
V <sub>N</sub>	50	anni
C <sub>U</sub>	1,5	
P <sub>VR</sub>	0,1	
T <sub>R</sub>	712	anni
F <sub>0</sub>	2,363	
a <sub>g</sub>	0,261	[g]
T <sub>C</sub> *	0,346	[s]
S	1,33	
C <sub>C</sub>	1,49	per suolo tipo C
T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
0,172	0,516	2,644
CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA		
H	17,9	[m]
T <sub>1</sub>	0,435	[s]
q	3	
S <sub>e</sub>	0,820	[g]
F <sub>h</sub>	99745	[kN]
n° piani N	3	
γ	1,3	

Figura 19. (a) Valutazione dell'azione sismica secondo NTC 2008 e (b) azione sismica riportata ai vari impalcati

Azione sismica riportata ai vari impalcati		
impalcato	γ(Z)	azione [g]
4	-	-
3	-	-
2	0,63	0,666
1	0,30	0,318
T	-	0,261

al suolo (b)

linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;

- $\gamma$  è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto  $\gamma = 3N/(2N+1)$ , con N numero di piani dell'edificio).

Nel caso in esame si passa dall'accelerazione al suolo  $a_g = 0.261$  g ai va-

lori di accelerazione di riferimento 0.318 g e 0.666 g rispettivamente ai piani primo e secondo.

Come indicato al paragrafo 3.1, con riferimento al fattore di struttura ed in accordo con i valori consigliati dalla Direttiva-NTC2008, si è assunto un valore  $q = 3$ .

### 3.2.2 Valutazione del Fattore di Confidenza e dei parametri meccanici

Il grado di attendibilità del modello di valutazione sismica è strettamente legato al livello di approfondimento della conoscenza ed ai dati disponibili, di conseguenza la Direttiva-NTC2008 introduce diversi livelli di conoscenza, ad approfondimento crescente, al quale sono legati *fattori di confidenza*  $F_C$  da utilizzare nell'analisi di vulnerabilità sismica del manufatto.

In relazione all'approfondimento del rilievo geometrico e delle indagini materico-costruttiva, meccanica e sul terreno e le fondazioni, viene assunto dal progettista un fattore di confidenza  $F_C$ , compreso tra 1 e 1.35, che consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e della valutazione dell'indice di sicurezza sismica.

In particolare il fattore di confidenza può essere determinato definendo diversi fattori parziali di confidenza  $F_{Ck}$  ( $k=1,4$ ), sulla base dei coefficienti numerici riportati nella Tabella 4.1 della Direttiva-NTC2008, i cui valori sono associati alle quattro categorie di indagine ed al livello di approfondimento in esse raggiunto:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} \quad (12)$$

Nel caso della scuola De Amicis, l'obiettivo della sperimentazione proposta è eseguire una valutazione degli indici di sicurezza pre-sisma, quindi in condizioni di conoscenza limitata senza tenere conto di quanto rilevato a seguito del danneggiamento avvenuto. In particolare si assume di avere a disposizione: un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi, un rilievo geometrico completo, di valutare le proprietà meccaniche dei materiali desumendole da dati già disponibili, di avere a disposizione limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in as-

senza di dati geologici e disponibilità di informazioni sulle fondazioni. In tali ipotesi si assumono i seguenti valori per i coefficienti parziali, corrispondenti ai valori massimi della Tabella 4.1 della Direttiva:

$$F_{C1}=0,05 \quad F_{C2}=0,12 \quad F_{C3}=0,12 \quad F_{C4}=0,06$$

da cui si ottiene:

$$F_C = 1,35 \quad (13)$$

Oltre alla valutazione del fattore di confidenza, in accordo alla Circolare 2009, § C8A.1.A.4, deve essere definito anche un livello di conoscenza, via via crescente da LC1 (livello di conoscenza limitata) a LC2 (livello di conoscenza media) fino al più elevato LC3 (livello di conoscenza elevata). In funzione del livello di conoscenza acquisito, nella Tabella C8A.2.1 della Circolare 2009, vengono definiti i valori di partenza dei parametri meccanici, a cui eventualmente applicare il fattore di confidenza.

Nel caso in esame si è assunto il livello di conoscenza meno approfondita, LC1. La normativa prescrive di utilizzare per tale livello:

- per le resistenze del materiale i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella 1 (Tabella C8A.2.1 – Circolare 2009) per la tipologia muraria in considerazione;
- per i moduli elastici i valori medi degli intervalli riportati in Tabella 1 (Tabella C8A.2.1 – Circolare 2009) per la tipologia muraria in considerazione.

Nel caso della tipologia 1 si applica il coefficiente correttivo 1.3 per tenere conto della presenza di ricorsi o listature, cfr. Tabella 2 (Tabella C8A.2.2 – Circolare 2009).

### 3.2.3 Analisi dei carichi

In funzione delle tipologie di solaio identificate e descritte al punto 2.1, sono stati assunti i pesi propri ed i carichi variabili di seguito elencati:

solaio tipo 1 e 2: p.p. 10.8 kN/m<sup>2</sup>  
var. 3.0 kN/m<sup>2</sup>

solaio tipo 3: p.p. 3.2 kN/m<sup>2</sup>

var. 3.0 kN/m<sup>2</sup>

solaio tipo 4: p.p. 1.5 kN/m<sup>2</sup>  
var. 1.0 kN/m<sup>2</sup>

solaio tipo 5 p.p. 2.0 kN/m<sup>2</sup>  
var. 1.28 kN/m<sup>2</sup>

È stato assunto un coefficiente di combinazione delle azioni  $\psi_{2j}$  pari a 0.6 ad ogni piano (per ambienti di categoria C, suscettibili di affollamento) e pari a 0 in copertura, come indicato in Tabella 2.5.I delle NTC2008. Per quanto riguarda gli elementi verticali, sono stati assunti i pesi suggeriti dalla Circolare 2009 (Tabella 1) per le varie tipologie murarie elencate al punto 2.2. In generale, i pesi specifici variano nell'intervallo 18 - 22 kN/m<sup>3</sup>.

Figura 20. Piano terra: (a) caratteristiche dei materiali, geometriche e di carico; (b) calcolo di  $S_{e,SLV}$

### 3.2.4 Ipotesi assunte nel calcolo

Il calcolo dell'indice di sicurezza e del fattore di accelerazione è stato condotto facendo riferimento alla condizione pre-sisma, quindi escludendo ogni tipo di vulnerabilità e danno strutturale. L'indice è stato valutato ad

PIANO T		PARAMETRI MECCANICI							COEFF.		
		Tipologia	Tipo 1	Tipo 3	Tipo 5	Tipo 6	Tipo a	Tipo b			
$H_{interp}$	5,4 [m]	E =	870	1740	2600	1500	4500	0	$\gamma_m$	2	
$H_{ori}$	1 [m]	G =	290	580	860	500	1350	0	FC =	1,35	
$A_{tot}$	1746,68 [m <sup>2</sup> ]	$f_m$	130	260	600	240	400	0			
$X_g$	25,88 [m]	$\tau_0$	2,6	5,6	9	6	30	0			
$Y_g$	21,32 [m]	$f_d$	48,1	96,3	222,2	88,9	148,1	0,0			
		$f_{id}$	1,4	3,1	5,0	3,3	16,7	0,0			
$X_r$	25,38 [m]	$\gamma$	19	21	22	18	12	0			
$Y_r$	24,64 [m]	$\tau_{od}$	0,96	2,07	3,33	2,22	11,11	0,00			
$e_x$	0,50 [m]	coeff. corrett.	1,3	-	-	-	-	-			
$e_y$	3,31 [m]										
										<b>F ORIZZONTALI</b>	
										$F_x$	34138 [kN]
										$F_y$	34138 [kN]
										$M_{t,x}$	113167 [kNm]
										$M_{t,y}$	17206 [kNm]

### Valutazione di vulnerabilità sismica (Livello LV1)

$e^*$	1	meccanismi di piano	$X_c$	23,1 [m]	meccanismi di piano eq 5.14 Direttiva-NTC2008	
	0,860	eq 5.14 Direttiva-NTC2008	$Y_c$	24,6 [m]	$F_{SLV x}$	6559,2 [kN]
			$e_x$	3,3 [m]	$F_{SLV y}$	6273,3 [kN]
$M$	13052 [kN/g]		$e_y$	2,8 [m]	meccanismi di piano eq 5.14 Direttiva-NTC2008	
$\sigma_0$ , media di piano	48,3 [N/cm <sup>2</sup> ]		$d_x$	27,1 [m]	$S_{e,SLV x}$	1,314 [m/s <sup>2</sup> ]
$\tau_d$ , media	5,7 [N/cm <sup>2</sup> ]		$d_y$	21,6 [m]	$S_{e,SLV y}$	1,223 [m/s <sup>2</sup> ]
media delle $\tau_d$	8,1 [N/cm <sup>2</sup> ]		$\beta_{y1}$	1,20	$S_{e,SLV y}$	1,257 [m/s <sup>2</sup> ]
			$\beta_{x1}$	1,20	$S_{e,SLV} = \frac{q F_{SLV}}{e^* M}$	
$\xi_{x1}$	1		$\tau_{y1}$	1		
$N_{lx}$	48			0,8	fasce deboli	
$N_{ly}$	44					
$\mu_x$	0,9					
$\mu_y$	0,9					