

# Rischio sismico degli elementi non-strutturali architettonici di un ospedale. Applicazione di una metodologia di analisi e verifica prestazionale sismica

Carlo Beltrami<sup>1</sup>, Rossella Pignatelli<sup>1</sup>, Roberto Ceccarelli<sup>2</sup> ■



**Impresa esecutrice lavori edili:**  
C.M.S.A. soc. coop.

**Verifica sismica elementi architettonici non-strutturali (DM2008):**  
Lombardi Ingegneria s.r.l. (Milano, 2014)

## 1. Introduzione

All'interno di un edificio gli elementi non-strutturali sono tutto ciò che non rientra nel sistema strutturale: elementi architettonici, impianti e contenuto. Benché tali elementi svolgano un ruolo "secondario" rispetto alla struttura, i recenti eventi sismici hanno evidenziato come essi possano influenzare la sicurezza, la funzionalità e il costo degli edifici.

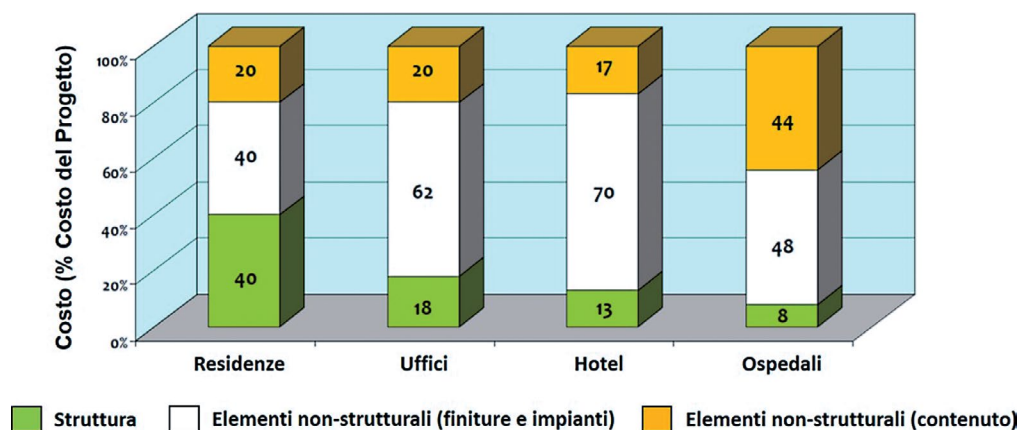
In termini di sicurezza per la vita umana la minaccia più grande è costituita dall'espulsione degli elementi non-strutturali (per esempio i pannelli nei controsoffitti). Talvolta si può innescare anche un effetto a catena che compromette la sicurezza strutturale, come nel caso esemplare del terremoto dell'Emilia (2012), in cui il crollo delle scaffalature ha determinato danni nelle strutture e perdita di vite umane.

La risposta sismica dei sistemi non-strutturali si ripercuote anche sulla funzionalità. Particolarmente delicato è il caso delle strutture di uso pubblico (ospedali, scuole, infrastrutture) che durante e dopo il sisma dovrebbero rimanere operativi, fornendo riparo e assistenza alla popolazione colpita.

<sup>1</sup> Lombardi Ingegneria S.r.l., Milano ✉ [carlo.beltrami@lombardi.group](mailto:carlo.beltrami@lombardi.group)  
<sup>2</sup> C.M.S.A., Montecatini Terme (PT).

Infine le implicazioni economiche possono essere molto importanti, tanto che le linee guida internazionali misurano il rischio sismico non-strutturale in termini di “indice di perdita economica”. La Figura 1 mostra che infatti, negli investimenti in gioco nella costruzione di un edificio, la spesa per le finiture e il contenuto è di gran lunga maggiore che per la struttura. Negli ospedali il valore del contenuto arriva al 92% del costo totale dell’opera.

**Figura 1**  
Ripartizione percentuale dei costi contenuto/non-strutturale-strutturale per diverse tipologie di costruzioni edilizie (FEMA E-74/2011).



Se poi a questo valore economico rilevante associamo, come richiesto dalle norme, una prospettiva di vita utile importante (VN = 100 anni), ovvero di esposizione prolungata ai rischi naturali, si giustifica la particolare attenzione mitigare la vulnerabilità degli elementi architettonici/impiantistici.

Pertanto tutte le azioni progettuali adottate sugli elementi non-strutturali di un Ospedale possono essere visti come una forma di investimento preventivo dei rischi futuri, volti a minimizzarne le vulnerabilità e gli oneri connessi alla ricostruzione/riparazione/sostituzione.

Proprio all’analisi del rischio sismico non-strutturale di un nuovo ospedale è dedicato il nostro lavoro. Obiettivo dello studio è stato lo sviluppo di una nuova metodologia di calcolo e verifica prestazionale degli elementi non-strutturali architettonici: partizioni interne, facciate, controsoffitti e pavimenti. La particolarità dello studio sta nell’aver impostato una metodologia di calcolo automatica che consente l’analisi di una grande quantità di elementi, effettuando una valutazione del rischio sismico in termini di molteplici scenari di collasso, danno o operatività. Ciascun elemento è stato caratterizzato con una probabilità di superamento di uno stato limite, mediante curve di fragilità costruite secondo le linee guida americane FEMA. Le curve di fragilità sono state calcolate sulla base di prove sperimentali effettuate in collaborazione con i produttori e sulla base di analisi teoriche (tipo Monte Carlo). Le prestazioni di ogni elemento non-strutturale sono state quindi espresse mediante la definizione di nuove “resistenze caratteristiche” e confrontate con le effettive sollecitazioni (sia in termini inerziali che cinematici).

Valore aggiunto dello studio è che il progetto strutturale e l’analisi prestazionale degli elementi non-strutturali sono stati eseguiti dallo stesso soggetto, permettendo quindi un’analisi a cascata nell’ottica di una progettazione integrata strutturale e non-strutturale.

Questa metodologia è stata impostata per soddisfare i criteri delle moderne normative tecniche, di impostazione prestazionale, riferimento per la progettazione strutturale in Italia ed Europa (D.M. 2008 e E.C. 8), che tuttavia nello specifico non forniscono una procedura applicativa di dettaglio.

L’attività svolta rappresenta un esempio di collaborazione tra progettisti, costruttori e produttori con il comune scopo di verificare la sicurezza sismica dell’ospedale in elementi tipicamente trascurati in passato da una valutazione prestazionale in condizione sismica.

### 1.1 Le verifiche sismiche degli elementi non-strutturali nelle normative europee

La Tabella 1 riassume le prestazioni richieste alla parte strutturale e non-strutturale di un edificio in caso di sisma secondo l’approccio tipico delle moderne normative.

Anche la normativa italiana D.M. 2008 affronta la sicurezza degli elementi non-strutturali seguendo l’approccio prestazionale mutuato dagli Eurocodici. In particolare il D.M. 2008 chiede di intervenire sui sistemi non-strutturali per “evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l’azione della  $F_a$  (D.M. 2008 § 7.2.3) corrispondente allo SLV” e di garantire il “contenimento del danno” e il “mantenimento della funzionalità” per gli stati limite di esercizio. Nel caso di edifici di uso

pubblico e soggetti ad affollamento, come gli ospedali, “si deve verificare che l’azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione”.

Tabella 1 - Approccio prestazionale del comportamento sismico, in evidenza gli elementi non-strutturali (ASCE/SEI 41-06).

Target Building Performance Level	Expected Postearthquake Damage State	Target Structural Performance Level	Target Nonstructural Performance Level
Operational Level	Backup utility services maintain function; very little structural or nonstructural damage	Immediate Occupancy	Operational
Immediate Occupancy	The building remains safe to occupy; any structural or nonstructural repairs are minor	Immediate Occupancy	Immediate Occupancy
Intermediate Level		Damage Control	
Life Safety	Structure remains stable and has significant reserve capacity; hazardous nonstructural damage is controlled	Life Safety	Life Safety
Intermediate Level		Limited Safety	Hazards Reduced
Collapse Prevention	The building remains standing, but only barely; the building may have severe structural and nonstructural damage	Collapse Prevention	Not Considered

Tabella 2 - Verifica sismica prestazionale e scenari di danno/collasso secondo D.M. 2008.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLI	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x



Le verifiche prestazionali sugli elementi non-strutturali sono maggiormente dettagliate nella Circolare Applicativa del D.M.2008 e riassunte qui in Tabella 2. Si osserva che per gli ospedali (Classe IV) è considerata necessaria e sufficiente la verifica in condizione di SLV e - per la condizione di esercizio - di SLO (ma non di SLD). Si noti che lo stato SLO risulta più restrittivo in quanto a seguito del terremoto frequente si richiede l'assenza di danno, mentre lo stato SLD, anche se per un livello di pericolosità leggermente superiore, richiede un danno limitato compatibile con l'utilizzo dell'opera.

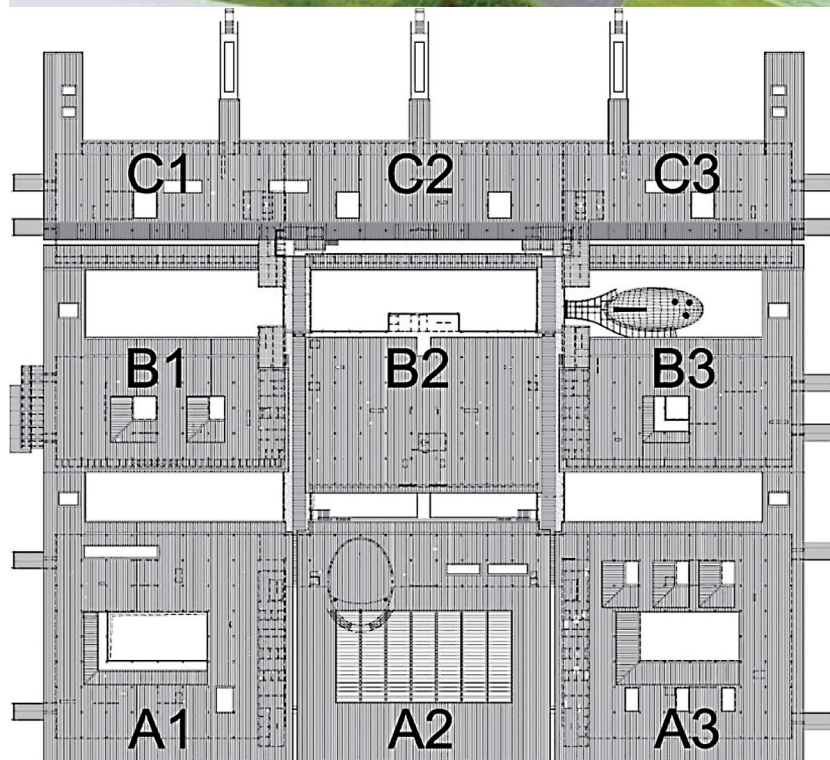
### 1.2 La struttura in esame

Il nuovo complesso ospedaliero è costituito da un complesso di edifici a più piani in calcestruzzo armato. Come mostrato in Figura 2, il corpo ospedale centrale è composto da 9 blocchi strutturalmente indipendenti. Ad esso, tramite cunicoli interrati, sono collegati il locale servizi mortuari e il polo tecnologico adibito agli impianti. I 9 edifici principali si articolano in 3 rettangoli di lunghezza 232.4 m e di larghezza variabile da 32.4 a 64.4 m, collegati tra loro. Ciascun rettangolo è diviso in elevazione da giunti strutturali che rendono i blocchi tra loro indipendenti per le azioni orizzontali. In corrispondenza delle fondazioni, invece, tutti i corpi sono tra loro collegati. I tre blocchi C in Figura 2 hanno 4 piani calpestabili, i restanti blocchi hanno 3 piani. Nei corpi A1 e B3 il terzo livello è presente ma non esteso a tutta la pianta.

**Figura 2**  
(a) Vista assonometrica e  
(b) planimetria del  
complesso ospedaliero.



a)



b)

La struttura dell'edificio è costituita da piastre di solaio ordite su luci regolari di lato 8.00 m per 8.00 m e pilastri gettati in opera. Le solette di solaio sono in c.a. precomprese in opera con la tecnologia dei mono-trefoli inguainati e viplati (precompressione interna non aderente).

Le azioni orizzontali sono assorbite da un sistema misto di pilastri e pareti di calcestruzzo localizzate principalmente in corrispondenza dei nuclei scala.

Le fondazioni sono su pali collegati alle teste a gruppi di 4 da plinti in corrispondenza dei pilastri isolati e da platee in corrispondenza dei nuclei scala o degli altri setti isolati introdotti per assorbire le azioni orizzontali.

Al di sopra della struttura di calcestruzzo è disposta una copertura metallica "ad onda" che caratterizza architettonicamente il fabbricato e che si collega alla sottostante struttura di calcestruzzo in corrispondenza dei pilastri.

## 2. Analisi della vulnerabilità sismica

Tutti gli elementi non-strutturali architettonici dell'ospedale sono stati analizzati al fine di individuare i meccanismi locali e/o globali che portano a (rif. D.M. 2008):

- uno stato di danno nell'elemento per sismi frequenti e di bassa intensità (SLO),
- limiti di collasso fragile ed espulsione degli elementi per sismi rari e di alta intensità (SLV).

In aggiunta a quanto previsto dalla normativa per gli edifici in classe IV, è stato valutato anche il danneggiamento in caso di sisma intermedio, per frequenza ed intensità (SLD).

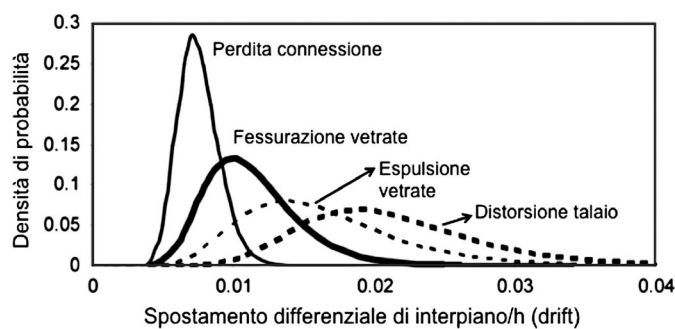
Per ogni sistema non-strutturale sono stati individuati i livelli di danneggiamento che descrivono la risposta meccanica del sistema alle sollecitazioni esterne, espresse in termini di "drift" di interpiano e accelerazione di piano.

I meccanismi di danneggiamento sono stati individuati a partire dalle curve carico-spostamento ottenute dai fornitori. In caso di assenza di dati sperimentali, i meccanismi di danno sono stati studiati in modo teorico, simulando il comportamento sperimentale mediante analisi Monte Carlo.

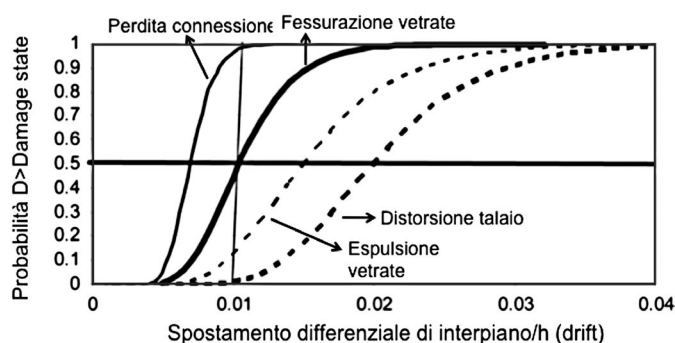
A causa delle incertezze insite nella predizione del danneggiamento come funzione della domanda sismica, l'approccio utilizzato è di tipo probabilistico. Seguendo le indicazioni della normativa americana per la valutazione delle prestazioni dei sistemi non-strutturali (FEMA e ATC), per ogni elemento architettonico è stata costruita una funzione di fragilità, espressa nella forma seguente:

$$f(DP) = P [D \geq DS_i | DP = z] \quad (1)$$

dove D è il danno raggiunto dall'elemento non-strutturale, DS è il livello di danno atteso nell'elemento in esame sulla base delle informazioni sperimentali, DP è il parametro usato per quantificare la domanda sismica sull'elemento in esame (Demand Parameter).



a)



b)

**Figura 3**  
Funzione di fragilità di una facciata: (a) densità di probabilità, (b) probabilità cumulata (FEMA 461).

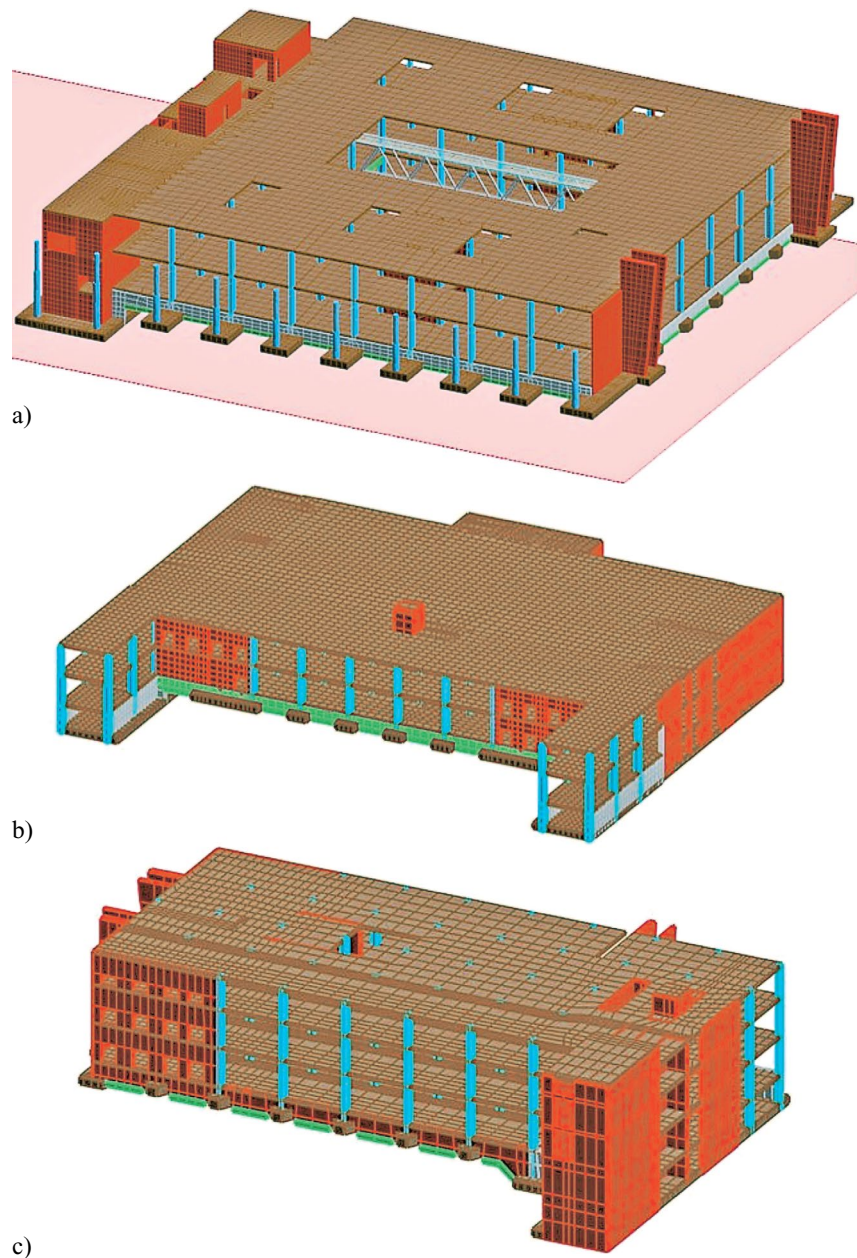
La densità log-normale (Figura 3a) viene adottata sulla base di numerosi dati sperimentali raccolti in letteratura. La forma cumulata (Figura 3b) permette una lettura diretta della probabilità che il danno raggiunga un certo livello per il valore della domanda sismica in ascissa.

Per valutare la sicurezza degli elementi non-strutturali sono state poi introdotte soglie di accettabilità delle prestazioni fornite dal sistema. In analogia con quanto fatto per gli elementi strutturali, per ogni elemento non-strutturale è stato definito l'“ente resistente caratteristico”, individuato dal quantile di ordine  $k$  della distribuzione, cioè quel valore che è superato con probabilità  $(1-k)$ . Se la domanda sismica supera l'ente resistente caratteristico, la risposta del sistema non può essere considerata soddisfacente in termini di sicurezza. Seguendo le FEMA P695  $k$  è stato assunto pari a 0.20.

### 3. Analisi della domanda sismica

L'analisi della domanda sismica per gli elementi non-strutturali è stata effettuata mediante una modalità “a cascata”. I modelli ad elementi finiti (software ModeSt) utilizzati per il calcolo strutturale dei singoli edifici sono stati cioè utilizzati per ottenere i parametri di domanda sismica per gli elementi secondari su ogni piano della struttura.

**Figura 4**  
Mesh ad elementi finiti  
edifici (a) A3, (b) B2 e (c)  
C1. Per la nomenclatura  
degli edifici vedi Figura 2.





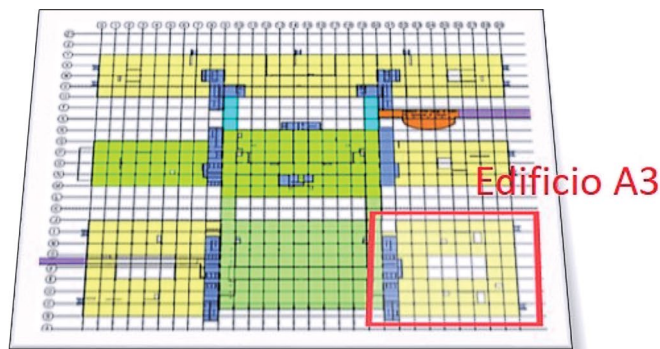
A rigore le accelerazioni di piano possono essere calcolate solo attraverso raffinate analisi dinamiche non lineari, in genere troppo complesse ed onerose per la pratica progettuale quotidiana. Per tale motivo qui le accelerazioni di piano sono state valutate in maniera approssimata, ma tenendo conto sia delle componenti traslazionali che rotazionali della risposta sismica dell'edificio. Infatti la struttura in esame presenta una sensibile eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidezze, e quindi il sisma induce sia forze inerziali che coppie torcenti di piano e tutti i parametri di risposta (spostamenti ed accelerazioni di piano) dipendono da entrambe queste componenti.

Il taglio totale alla base  $V_b$  è stato ripartito sui diversi piani secondo una distribuzione triangolare, determinando le forze sismiche statiche equivalenti di piano  $F_i$  in entrambe le direzioni principali (x,y), secondo la relazione lineare presente nel D.M. 2008 (§7.3.3.2):

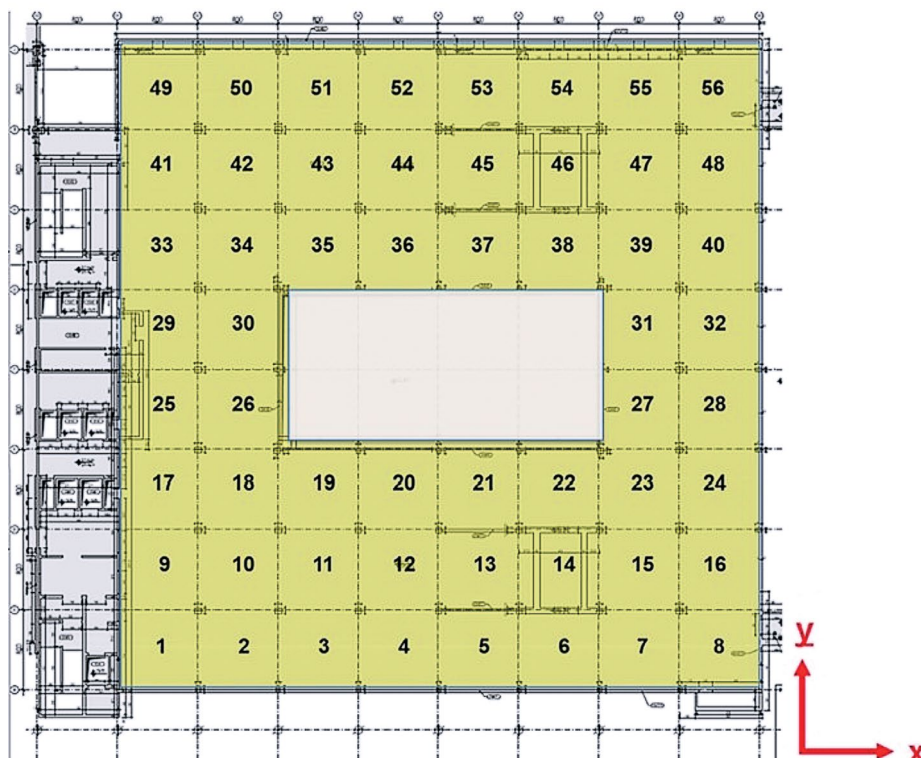
$$F_i = V_b z_i W_i / \sum z_j W_j \quad (2)$$

a cui si rimanda per il significato dei simboli. Dividendo tali forze per le masse  $m_i$  del relativo piano si determinano le componenti di accelerazione di origine traslazionale in direzione x e y. Per l'ipotesi di piano rigido, tali accelerazioni sono uguali per tutti i punti dello stesso impalcato.

Come mostrato in Figura 5, ogni piano è stato poi suddiviso in unità di calcolo elementare, di dimensioni 8m×8m, corrispondenti alla maglia dei pilastri.



**Figura 5**  
Suddivisione di ogni piano dell'edificio in unità di calcolo elementare, di dimensioni 8 m × 8 m, corrispondenti alla maglia dei pilastri.



L'eccentricità fra centro delle masse e delle rigidezze è stata assunta costante per tutti i piani e ha componenti in pianta  $e_x$  ed  $e_y$ . La coppia di piano  $i$ -esimo generata dalle forze sismiche equivalenti è quindi:

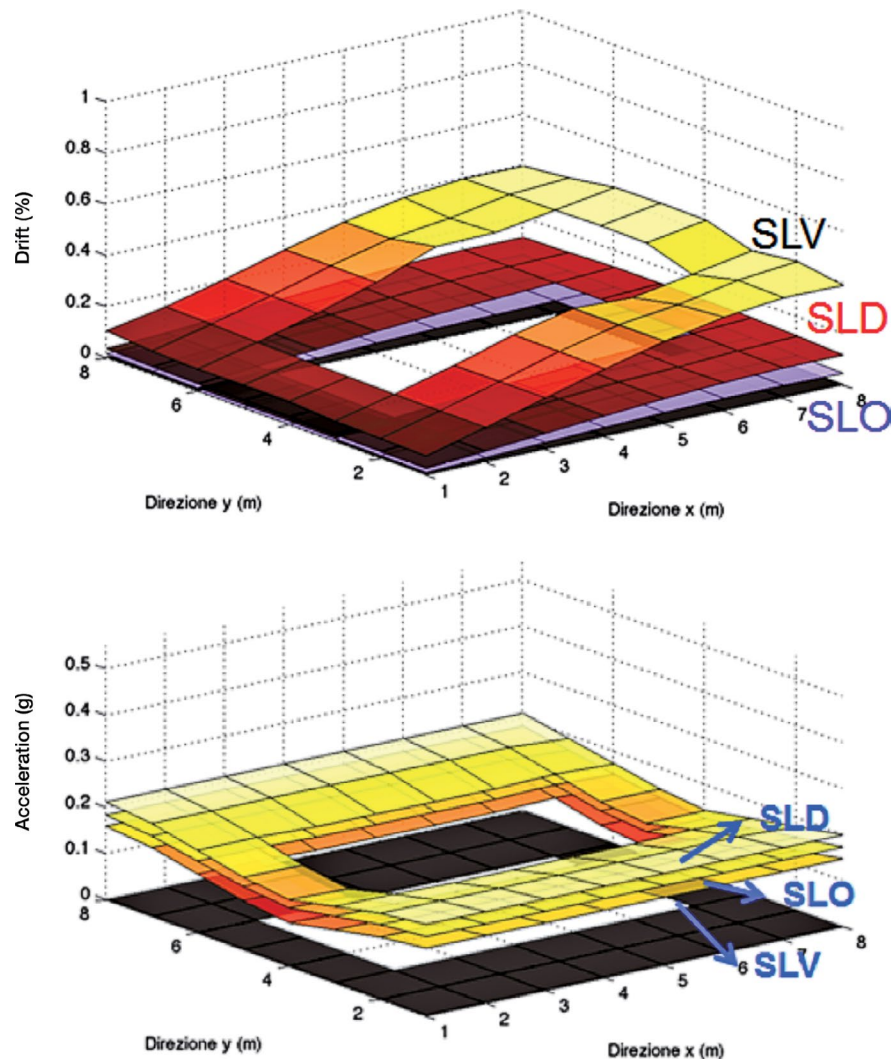
$$M_i = F_{i,x}e_y + F_{i,y}e_x \quad (3)$$

Tale coppia torcente è scomposta in un sistema di forze  $F_{i,k}$  applicate nel baricentro di ogni  $k$ -esimo elemento  $8 \text{ m} \times 8 \text{ m}$  e proporzionali alla distanza  $d_k$  del baricentro dal centro di rigidezza di piano, secondo la relazione:

$$F_{i,k} = M_i d_k / \sum d_k^2 \quad (4)$$

A loro volta le  $F_{i,k}$  sono state scomposte nelle rispettive componenti in direzione  $x$  e  $y$ . Da queste, dividendo per le masse di piano  $m_k$  che afferiscono ad ogni cellula di solaio  $8 \text{ m} \times 8 \text{ m}$ , si ottengono le componenti di accelerazione di origine rotazionale in direzione  $x$  e  $y$ . Sommando tali quantità alle omologhe componenti di accelerazione di origine traslazionale si ottengono i valori di accelerazione totali nelle due direzioni relativi al centro di ogni campata.

**Figura 6**  
Valutazione "drift" e "accelerazione" di piano per l' $i$ -esimo piano e per ogni stato limite.



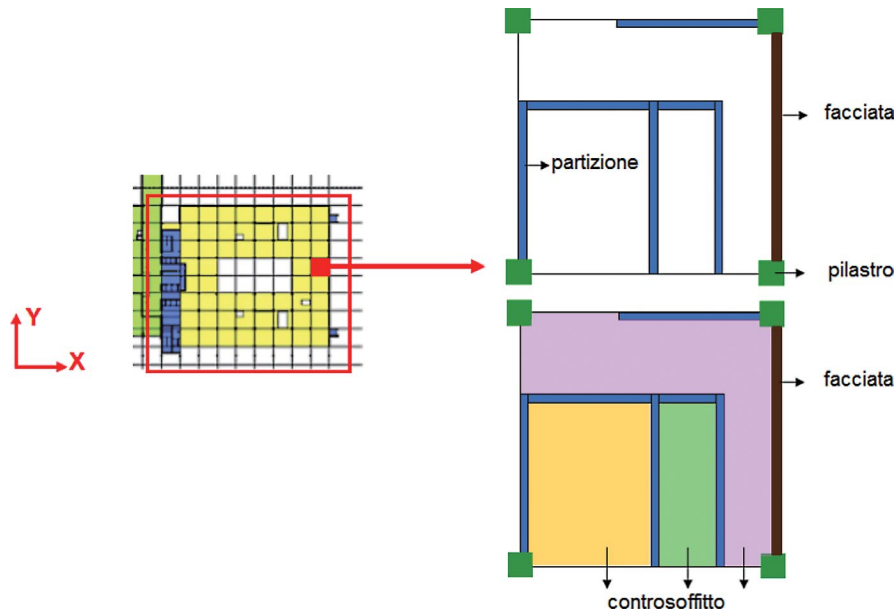
La Figura 6 mostra i valori calcolati di "drift" e accelerazione di piano per il piano  $i$ -esimo. Sono stati valutati diversi livelli d'intensità del sisma, a seconda delle verifiche da condurre (SLO, SLD, SLV). I valori riportati sono stati calcolati nel baricentro delle celle di calcolo elementari mostrate in Figura 5.



#### 4. Verifica del rischio sismico

##### 4.1 Singola unità di calcolo elementare

La procedura di calcolo per la misura della sicurezza sismica degli elementi non-strutturali, interseca i risultati delle analisi della vulnerabilità e della domanda sismica (pericolosità). Come mostrato schematicamente nella Figura 7, il metodo di calcolo (sviluppato con il software MATLAB) considera la effettiva distribuzione degli elementi non-strutturali all'interno di ogni unità di calcolo elementare 8 m × 8 m.



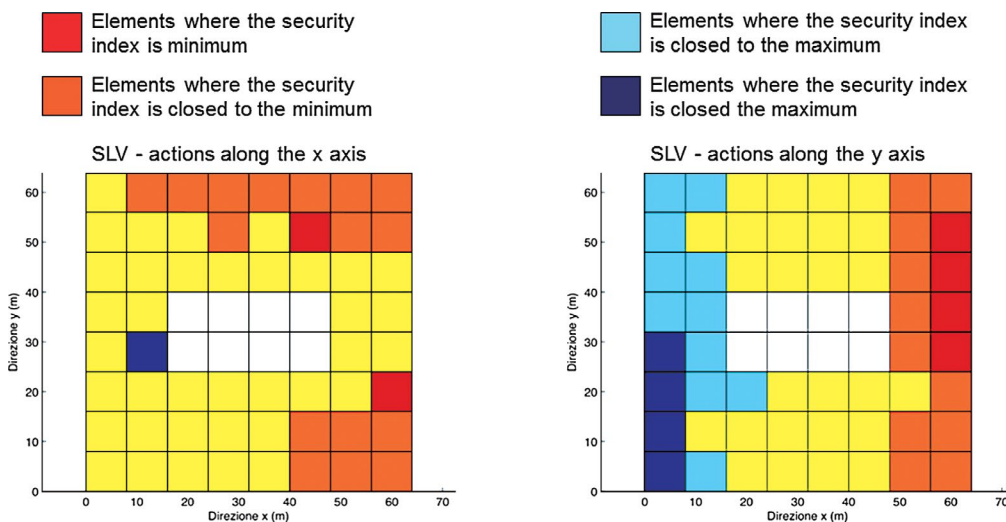
**Figura 7**  
Identificazione della “cella” elementare di calcolo del rischio sismico, coincidente con i campi di solaio per gli elementi che giacciono nel piano e campi di prospetto per gli elementi di facciata.

L'indice di fragilità, calcolato per ogni elemento 8 m × 8 m, è definito come:

$f_{ns}$  = “ente agente”/“ente resistente”,

è adimensionale e risulta sempre  $0 \leq f_{ns} \leq 1$ . La condizione critica  $f_{ns} = 1$  evidenzia che la verifica sismica ha avuto esito negativo. Poiché la resistenza caratteristica è stata ottenuta dalle curve di fragilità considerando il quantile  $k = 0.20$ , un valore unitario dell'indice di fragilità corrisponde ad una probabilità di superamento dello stato di danno considerato pari al 20%.

È stata imposta una limitazione anche al valore medio sul piano dell'indice di fragilità, corrispondente ad una probabilità di superamento del danno pari al 10% (FEMA P695).



**Figura 8**  
Mappe degli indici di fragilità.

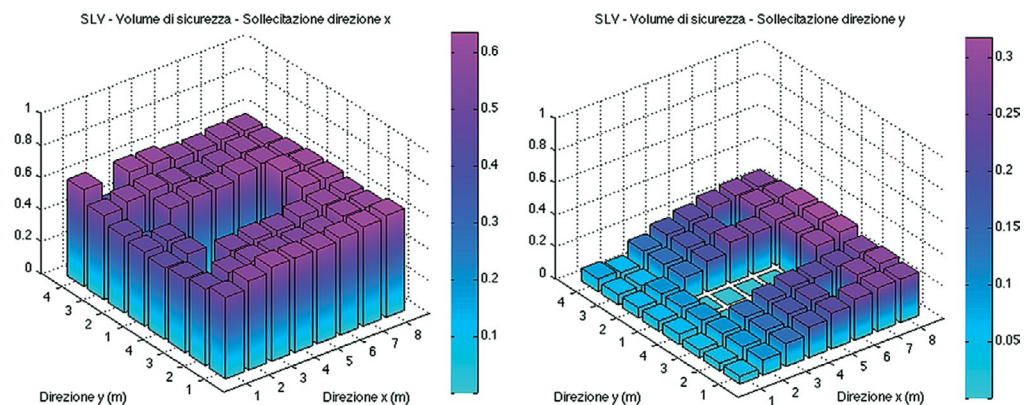
Il risultato della verifica è stato illustrato mediante mappe schematiche per ogni piano dell'edificio e per ogni tipologia di elemento non-strutturale (Figura 8). Le mappe evidenziando l'estensione e la posizione delle aree più critiche e sono state utilizzate per progettare gli interventi di mitigazione del rischio sismico.

#### 4.2 Inviluppo

I risultati della procedura appena esposta sono stati analizzati in modo complessivo, fornendo un indice di fragilità di piano. Esso è definito come il volume sotteso alla superficie di fragilità costituita dall'inviluppo degli indici di sicurezza di tutti gli elementi diviso il numero degli elementi del piano.

Inoltre, i risultati ottenuti per le differenti tipologie di elementi non-strutturali sono stati analizzati in modo complessivo, al fine di determinare un valore di rischio sismico complessivo dell'insieme delle finiture.

**Figura 9**  
Esempio volumi di sicurezza totali del piano 0 allo SLO, in direzione (a) x e (b) y. Comportamento fuori piano.



### 5. Simulazioni probabilistiche

Nei casi in cui non erano disponibili dati sperimentali le funzioni di fragilità sono state derivate mediante simulazioni Monte Carlo. Questo metodo, largamente utilizzato in tutti i settori della scienza e della tecnica, permette di costruire "pseudo" esperimenti. La partenza è la predizione teorica del comportamento del sistema mediante calcoli deterministici, dopodiché il metodo permette di introdurre la variabilità tipica della sperimentazione fisica.

Secondo l'approccio Monte Carlo devono essere individuati tutti quei fattori, importanti per predire la capacità del sistema, soggetti ad incertezza (resistenza dei materiali, dimensione delle sezioni trasversali e lunghezza dei profili...). Per ciascuna variabile valore medio e varianza devono essere note. A questo punto il calcolo della capacità del sistema - per il quale sono stati individuati in modo teorico i possibili meccanismi - viene ripetuto molte volte, selezionando in modo casuale il valore di queste variabili di partenza. In questo modo i risultati dell'analisi hanno la forma di una popolazione statistica descrittiva della capacità del sistema, per la quale è possibile procedere definendo le funzioni di fragilità come visto in precedenza.

### 6. Analisi di vulnerabilità delle partizioni interne

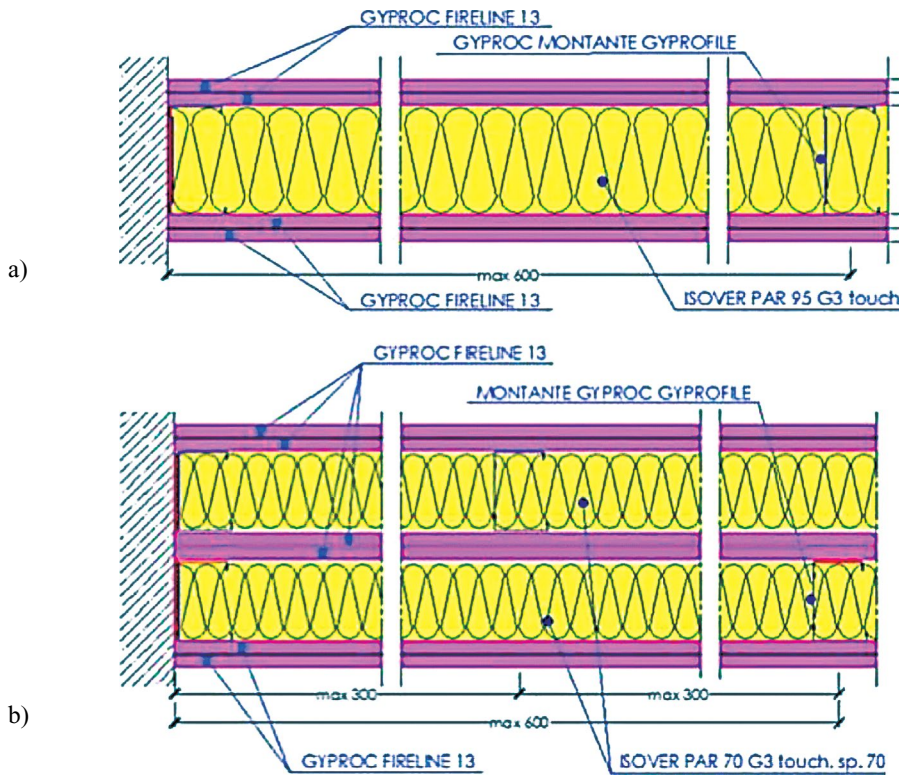
Per determinare la capacità delle partizioni interne in cartongesso previste per l'Ospedale, si è fatto riferimento ai dati sperimentali forniti da Gyproc Saint-Gobain PPC Italia S.p.A. Le prove statiche cicliche di flessione (9 provini) e taglio (9 provini) sono state eseguite presso il Politecnico di Milano. I provini hanno altezza 3 metri e larghezza 1.20 m, che corrisponde alla larghezza della lastra in cartongesso, e il passo dei montanti verticali in alluminio è di 60 cm.

La Figura 10 rappresenta schematicamente la stratigrafia delle partizioni in cartongesso ed evidenzia che la struttura metallica può essere singola (Pareti A) o doppia (Pareti B).

I risultati delle prove a taglio e a flessione sono stati utilizzati rispettivamente per la valutazione del comportamento nel piano e fuori piano del sistema parete. Sono stati individuati i meccanismi di danno e i valori dei corrispondenti parametri di domanda, rispettivamente il drift e l'accelerazione di piano.

Facendo riferimento alla estesa campagna sperimentale condotta presso la University of Buffalo (U.S.A.) (Davies et al. 2011) su pareti in cartongesso, abbiamo considerato questi livelli di danno:

- D1: danno superficiale della parete;
- D2: danno locale ai pannelli e/o ai componenti metallici;
- D3: Danno severo della parete.

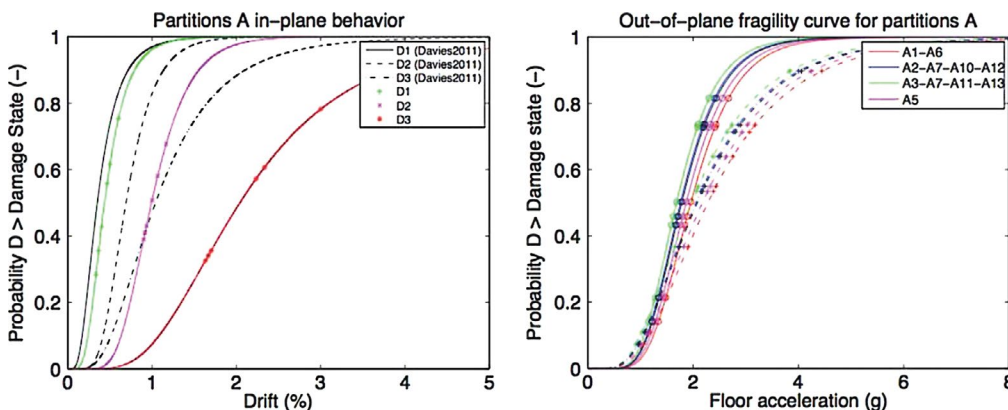


**Figura 10**  
Rappresentazione schematica della parete con struttura metallica (a) singola e (b) doppia.

La Figura 11 riporta le curve di fragilità (a) nel piano e (b) fuori piano per le pareti con struttura metallica singola (vedi Figura 9a). Nel confrontare i risultati nel piano con quelli di Davies et al. (2011), è necessario ricordare che nel loro caso le funzioni di fragilità sono state ottenute da prove dinamiche. Non è riportato il confronto per il comportamento fuori piano, in quanto Davies et al. (2011) considerano solo pareti con carichi aggiuntivi, come mensole o controsoffitti. Come nel loro caso, anche noi abbiamo riscontrato l'impossibilità di individuare con chiarezza l'occorrenza del danno superficiale D1 nel comportamento fuori piano. Per questo sono riportate solo le curve per gli stati di danno intermedio D2 e grave D3.

### 7. Analisi di vulnerabilità delle facciate

Per le facciate "montanti e trasversi" dell'Ospedale non è stato possibile riferirsi a dati sperimentali. La stessa letteratura è povera di informazioni sul comportamento sismico di questo sistema non-strutturale, relativamente nuovo e congeniato in modo diverso nei diversi paesi. Per questa ragione, la valutazione delle capacità degli elementi non-strutturali è stata effettuata per via teorica, interfacciandosi con i fornitori, e le funzioni di fragilità sono state costruite seguendo l'approccio Monte Carlo (Porter et al., 2001).



**Figura 11**  
Esempio di curve di fragilità per il comportamento nel piano e fuori piano delle pareti con struttura metallica singola (Pareti A).



Per ogni elemento della facciata sono state quindi valutate la resistenza ai diversi tipi di sollecitazione (assiale, flessionale, tagliante) e le deformazioni ammissibili ai fini del funzionamento del sistema. Le azioni considerate sono le seguenti:

- Effetti inerziali perpendicolari al piano;
- Effetti cinematici perpendicolari al piano;
- Effetti inerziali paralleli al piano;
- Effetti cinematici paralleli al piano.

**Figura 12**  
Pannelli di facciata cieca/  
vetrata oggetto di verifica.



Le facciate continue sono un sistema di molti componenti (montanti, traversi, rivestimenti, infissi, supporti, bulloni e viti...) e per ciascuno sono stati individuati in modo teorico i principali meccanismi di danneggiamento e di collasso e il corrispondente valore di domanda sismica. Il comportamento del sistema nel suo insieme è stato descritto mediante gli stessi livelli di danno D1, D2 e D3 introdotti per le partizioni interne, associati rispettivamente agli stati limite SLO, SLD e SLV.

Questi tre livelli di danno fanno riferimento alla pericolosità crescente per l'incolumità delle persone e la sicurezza strutturale. Ad esempio l'espulsione dei rivestimenti in cotto o degli infissi rientrano nel danno severo, mentre la rottura delle viti tra montanti e traversi è considerata danno superficiale/locale, poiché i traversi sono elementi "secondari" che reggono solamente il peso dei pannelli e sono posizionati all'interno del pacchetto "facciata continua".

Le facciate continue sono sempre progettate considerando l'azione del vento e risultano quindi automaticamente verificate per gli effetti inerziali fuori piano (comunque inclusi per completezza).

Particolare attenzione è stata dedicata agli effetti inerziali e cinematici nel piano. Infatti, se durante il sisma la facciata e la struttura portante in c.a. sono in fase, i montanti della facciata non sono gravati da sollecitazioni ulteriori rispetto al peso proprio, ma sono soggetti a spostamenti pari a quelli della struttura sottostante e la cui compatibilità col sistema deve essere verificato. Se la facciata e la struttura in c.a. sono in opposizione di fase, la facciata tende a deformarsi autonomamente per effetto inerziale dovuto alla propria massa ed è soggetta a sollecitazioni aggiuntive. Particolare attenzione deve essere prestata agli effetti degli spostamenti di interpiano (in entrambe le direzioni) sulle lastre in cotto, le cui rotazioni devono essere assorbite dalle guarnizioni incollate ai ganci che le sostengono, in modo da scongiurarne l'espulsione.

#### **8. Analisi di vulnerabilità dei controsoffitti**

I dati collezionati sulla base di eventi sismici avvenuti nel passato e i risultati di campagne sperimentali riportati in letteratura mostrano la difficoltà di individuare stati di danneggiamento lieve e/o locale del sistema controsoffitto (Paganotti et al., 2011). Infatti in questo sistema è riscontrato un meccanismo "a catena" che porta rapidamente al collasso (danno grave, corrispondente allo stato limite SLV).

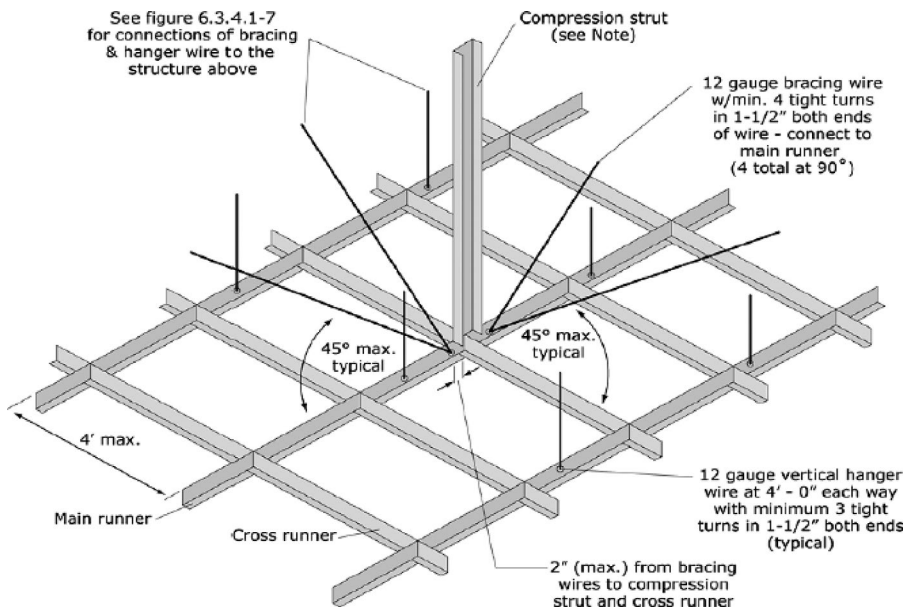
I meccanismi di rottura in questo sistema sono:

- instabilità dei profili metallici compressi a cui segue la caduta dei pannelli;
- il danneggiamento o rottura per trazione delle connessioni tra i profili metallici con conseguente espulsione dei pannelli;
- la deformazione fuori dal piano del controsoffitto con espulsione dei pannelli.

Le FEMA E-74 e la guida tecnica del Seismic Ceiling Resource Centre introducono alcuni accorgimenti anti-sismici (Figura 13):

- barra compressa per impedire lo spostamento fuori piano;
- tiranti inclinati di controventamento;
- moderni sistemi di aggancio tra i profili metallici che impediscano lo sfilamento in caso di sollecitazioni cicliche.

Particolare attenzione è stata dedicata all'interazione tra gli spostamenti del controsoffitto nel piano orizzontale e la deformazione delle pareti in cartongesso causata dallo spostamento differenziale d'interpiano. Infatti il martellamento del controsoffitto contro le pareti favorisce il danneggiamento sia del controsoffitto stesso sia delle partizioni interne.



**Figura 13**  
Esempio di applicazione della barra verticale compressa e dei tiranti inclinati.



**Figura 14**  
Interazione tra controsoffitto e partizione interna lungo un corridoio dell'Ospedale.

Al fine di ottimizzare l'inserimento dei tiranti diagonali abbiamo studiato la capacità delle pareti di assorbire l'impatto del controsoffitto. Le funzioni di fragilità delle partizioni sono state quindi modificate considerando la forza sismica aggiuntiva dovuta al controsoffitto. Si è fatto riferimento alle funzioni di fragilità allo stato limite SLO delle pareti, perché la condizione che rende necessario l'inserimento della controventatura nel controsoffitto è il danneggiamento lieve della parete.

### 9. Analisi di vulnerabilità dei pavimenti

I pavimenti flottanti previsti per il nuovo polo ospedaliero sono costituiti da piedistalli in acciaio alti circa 20 cm opportunamente incollati alla soletta strutturale sottostante e ai pannelli sovrastanti che costituiscono il piano di calpestio. La Figura 15 mostra una vista della tipologia di pavimento oggetto della verifica.

Lo studio sui pavimenti è stato finalizzato ad accertare che gli effetti inerziali causati dall'accelerazione sismica agente sui pavimenti e sulle significative masse da essi portati possano essere sopportati dal sistema.

La campagna sperimentale ideata a questo scopo ha previsto sia prove sui singoli componenti, sia su una porzione estesa di pavimento. In particolare sono state effettuate:

- prove di taglio, trazione e taglio-trazione sulle connessioni piedistallo-soletta e piedistallo-pannello;
- prove di taglio-compressione sulla connessione tra gambo e piastre del piedistallo;
- prove su una porzione di pavimento ( $7.2 \text{ m}^2$ ), soggetta simultaneamente a carico verticale distribuito e carichi orizzontali (Figura 16).

Per il valore dei carichi agenti sul pavimento si è fatto riferimento al valore dei carichi quasi-permanenti di progetto per le diverse tipologie di solaio (combinazione sismica).

Come nel caso delle pareti, le funzioni di fragilità del sistema pavimento sono state ricavate dalle curve carico-spostamento.

**Figura 15**  
Interazione tra  
controsoffitti  
flottante: piedistalli,  
pannelli e colla.



**Figura 16**  
Porzione di pavimento  
( $7.2 \text{ m}^2$ ) caricata con 154  
sacchi di cemento  
(circa  $5.35 \text{ kN/m}^2$ ).





## 10. Approfondimento sull'analisi di vulnerabilità per le facciate

Per il sistema di facciate continue previsto a progetto non sono disponibili dati sperimentali. Anche nella letteratura tecnica, ricca di informazioni per quanto riguarda partizioni interne e controsoffitti, non sono rintracciabili risultati sperimentali sul comportamento sismico delle facciate continue, elemento non strutturale relativamente nuovo e congeniato in modo molto diverso nelle diverse nazioni. Per questa ragione, la valutazione delle capacità degli elementi non-strutturali è stata effettuata per via teorica, interfacciandosi con i fornitori. Per ogni elemento della facciata sono state quindi valutate la resistenza ai diversi tipi di sollecitazione (assiale, flessionale, tagliante) e le deformazioni ammissibili ai fini del funzionamento del sistema. Le funzioni di fragilità - che indicano la probabilità che un componente o un sistema raggiunga o superi un certo livello di danneggiamento in presenza di uno specifico livello di domanda sismica - sono state costruite per via teorica, seguendo un approccio simulativo.

### 10.1 Classificazione delle facciate

Come suggerito nelle relazioni tecniche dei fornitori le facciate sono state classificate in base alla tecnologia costruttiva e al tipo di rivestimento. In alcuni casi, si è cercato di raggruppare ulteriormente le facciate, in modo da semplificare la trattazione del problema. Ad esempio le facciate B1, B2 e B3, pur avendo diversi pannelli di rivestimento esterno, e quindi variazioni anche nella struttura montanti-traversi, hanno però lo stesso peso e quindi sono state unite in unica classe B, all'interno della quale però si tiene conto dei meccanismi di danneggiamento delle diverse facciate B1, B2 e B3. La tabella seguente riporta la descrizione sintetica delle tipologie di facciata.

SIGLA VERIFICHE SISMICHE	DESCRIZIONE STRUTTURA FACCIATA	SIGLA GIULIANI	DESCRIZIONE RIVESTIMENTO
A	Montanti e traversi in alluminio. Infissi apribili e bow windows.	A1	Vetro e lamiera alluminio
		A2	
B	Montanti e traversi in acciaio. Infissi apribili	B1	Lastre cotto
		B2	Pannelli fibrocemento
		B3	Lamiera alluminio
C	Montanti e traversi in acciaio. Infissi apribili	C1	Lastre cotto
		C2	Lamiera alluminio
D1	Montanti alluminio su pareti in c.a. Infissi apribili.	D1	Lastre cotto
D2		D2	Pannelli fibrocemento
D3		D3	Lamiera alluminio
E-F	Pannelli vetrati su struttura d'acciaio	E-F	Lastre vetro

### 10.2 Livelli di danno e Stati Limite

Nella determinazione della capacità del sistema si è tenuto conto delle prestazioni del sistema nei confronti delle seguenti azioni:

- Effetti inerziali perpendicolari al piano della facciata;
- Effetti cinematici perpendicolari al piano della facciata;
- Effetti inerziali paralleli al piano della facciata;
- Effetti cinematici paralleli al piano della facciata.

La difficoltà principale nella descrizione del comportamento delle facciate continue risiede nel fatto che esse sono un sistema composto da molti componenti (montanti, traversi, rivestimenti, infissi, supporti, bulloni e viti...) e per ogni componente devono essere individuati in modo teorico i principali meccanismi di danneggiamento e di collasso e il corrispondente valori di domanda sismica (spostamento d'interpiano e accelerazione). Nel tentativo di tenere conto del comportamento del sistema nel suo insieme, abbiamo classificato i diversi meccanismi di danneggiamento di tutti i componenti del sistema secondo tre livelli di danno:

- Danno superficiale (DS1);
- Danno locale (DS2);
- Danno severo (DS3).

Questi tre livelli di danno fanno riferimento alla pericolosità crescente di un certo scenario di danneggiamento per l'incolumità delle persone e la sicurezza strutturale. Ad esempio lo scenario di danno che vede l'espulsione dei rivestimenti in cotto o degli infissi rientra nel danno severo, mentre la rottura delle viti tra montanti e traversi rientra nel danno superficiale/locale, poiché i traversi sono elementi "secondari" che reggono solamente il peso dei pannelli e sono posizionati all'interno del pacchetto "facciata continua". Di conseguenza questi tre livelli di danno sono stati associati ai tre stati limite considerati dalla normativa italiana D.M. 2008:

- Danno superficiale (DS1) → Stato Limite di Operatività SLO;
- Danno locale (DS2) → Stato Limite di Danno SLD;
- Danno severo (DS3) → Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV.

La tabella seguente riporta la classificazione dei meccanismi di danno per le facciate di tipo A, B, C e D e la loro associazione con i tre livelli di danneggiamento. Inoltre per le diverse tipologie di facciata sono riportate le verifiche effettuate.

	FACCIATE A1/A2/A3	FACCIATE B1/B2/B3	FACCIATE C1/C2	FACCIATE D1	FACCIATE D2	FACCIATE D3
Descrizione tipologia facciata	Montanti e traversi in alluminio. Rivestimento in vetro o lamiera alluminio. Infissi apribili e bow windows.	Montanti e traversi in acciaio. Rivestimento cotto, pannelli fibrocemento, lamiera alluminio. Infissi apribili.	Montanti e traversi in acciaio. Rivestimento cotto, o lamiera alluminio. Infissi apribili.	Montanti alluminio su setti c.a. Rivestimento cotto. Infissi apribili.	Montanti alluminio su setti c.a. Rivestimento pannelli fibrocemento.	Montanti alluminio su setti c.a. Rivestimento lamiera alluminio.
Peso (kg/m <sup>2</sup> )	100	100	100	60	60	20

	MECCANISMO DI DANNO	CALCOLO EFFETTUATO PER LE DIVERSE TIPOLOGIE							
		FACCIATE A1/A2/A3	FACCIATE B1/B2/B3	FACCIATE C1/C2	FACCIATE D1	FACCIATE D2	FACCIATE D3		
DANNO SEVERO (SLV)	COMPORTAMENTO INTERZIALE FUORI PIANO	Presso-flessione montante acciaio	-	Trave su 2 appoggi distanti 4700 mm e forza concentrata nel baricentro	Trave su 2 appoggi distanti 4700 mm e forza concentrata nel baricentro	Infissi: trave su due appoggi distanti 2700 mm e forza concentrata	-	Infissi: trave su due appoggi distanti 2700 mm e forza concentrata	
		Presso-flessione montante alluminio	Trave su 2 appoggi distanti 3000 mm e carico distribuito	Trave su 2 appoggi distanti 450 mm e carico distribuito	Trave su 2 appoggi distanti 450 mm e carico distribuito	Trave su 4 appoggi distanti 900 mm e carico distribuito	Trave su 4 appoggi distanti 900 mm e carico distribuito	Trave su 4 appoggi distanti 1000 mm e carico distribuito	
		Verifiche bow windows	Pressoflessione montante, trazione controventi, taglio e trazione bulloni di connessione col solaio	-	-	-	-	-	-
		Bullone staffa-montante	Taglio (sisma+peso facciata)	Taglio (sisma+peso facciata)	Taglio (sisma+peso facciata)	Taglio (sisma+peso facciata)	Taglio (sisma+peso facciata)	Taglio (sisma+peso facciata)	
		Rifollamento montante	Sisma fuori piano+peso facciata	Sisma fuori piano+peso facciata	Sisma fuori piano+peso facciata	-	-	-	
		Bullone staffa-setto c.a.	-	-	-	Trazione	Trazione	Trazione	
		Viti infisso	Taglio (sisma+peso infisso)	Taglio (sisma+peso infisso)	Taglio (sisma+peso infisso)	Taglio (sisma+peso infisso)	-	Taglio (sisma+peso infisso)	
		Viti montante-traverso	-	-	-	-	Trazione	Trazione	
		Rivetti pannelli esterni	-	Trazione (B2)	-	-	Trazione	-	
	COMPORTAMENTO INTERZIALE NEL PIANO	Presso-flessione montante acciaio	-	Trave su 2 appoggi distanti 4700 mm e forza concentrata nel baricentro	Trave su 2 appoggi distanti 4700 mm e forza concentrata nel baricentro	Infissi: trave su due appoggi distanti 2700 mm e carico concentrato	-	Infissi: trave su due appoggi distanti 2700 mm e carico concentrato	
		Presso-flessione montante alluminio	Trave continua con appoggi distanti 600 mm e carico distribuito	Trave su 2 appoggi distanti 450 mm e carico distribuito	Trave su 2 appoggi distanti 450 mm e carico distribuito	Trave su 2 appoggi distanti 3000 mm e carico distribuito	Trave su 2 appoggi distanti 3000 mm e carico distribuito	Trave su 2 appoggi distanti 3300 mm e carico distribuito	
		Verifiche bow windows	Pressoflessione montante, trazione controvento, taglio e trazione bulloni e flessione staffa di connessione col solaio	-	-	-	-	-	
		Halfen staffa-solaio	Taglio	Taglio	Taglio	-	-	-	
		Staffa-setto c.a.	-	-	-	Taglio	Taglio	Taglio	
		Rifollamento staffa	Taglio	Taglio	Taglio	Taglio	Taglio	Taglio	
Flessione staffa		Mensola lunga 320 mm	Mensola lunga 355 mm	Mensola lunga 355 mm	Mensola lunga 110 mm	Mensola lunga 147mm	Mensola lunga 160mm		
Bullone staffa-montante		-	-	-	Trazione	Trazione	Trazione		
Viti montante-traverso		-	-	-	-	Taglio	Taglio		
COMPORTAMENTO CINEMATICO FUORI PIANO	Tolleranza guarnizioni gancio cotto (5 mm)	-	Rotazione cotto per spostamenti d'interpiano	Rotazione cotto per spostamenti d'interpiano	Rotazione cotto per spostamenti d'interpiano	-	-		
COMPORTAMENTO CINEMATICO NEL PIANO	Tolleranza guarnizioni degli infissi	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	-	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)		

		MECCANISMO DI DANNO	FACCIATE A1/A2/A3	FACCIATE B1/B2/B3	FACCIATE C1/C2	FACCIATE D1	FACCIATE D2	FACCIATE D3	
DANNO SUPERFICIALE (SLO) E LOCALE (SLD)	COMPORTAMENTO INTERZIALE FUORI PIANO		-	Trave su 2 appoggi distanti 4700 mm e forza concentrata nel baricentro	Trave su 2 appoggi distanti 4700 mm e forza concentrata nel baricentro	Infissi: trave su due appoggi distanti 2700 mm e forza concentrata nel baricentro	-	Infissi: trave su due appoggi distanti 2700 mm e forza concentrata nel baricentro	
		Freccia montante alluminio (l/200)	Trave su 2 appoggi distanti 600 mm e carico distribuito	Trave su 2 appoggi distanti 450 mm e carico distribuito	Trave su 2 appoggi distanti 450 mm e carico distribuito	Trave su 4 appoggi distanti 900 mm e carico distribuito	Trave su 4 appoggi distanti 900 mm e carico distribuito	Trave su 4 appoggi distanti 900 mm e carico distribuito	
		Freccia montante alluminio bow windows (l/200)	Trave su 2 appoggi distanti 1600 mm e carico distribuito	-	-	-	-	-	-
		Viti montante alluminio-montante acciaio	-	Trazione	Trazione	-	-	-	-
		Viti montante-traverso	Sisma fuori piano	Trazione e taglio	Trazione e taglio	Trazione e taglio	Trazione e taglio	Trazione e taglio	Trazione
	COMPORTAMENTO INTERZIALE NEL PIANO	Freccia montante acciaio (l/200)	-	Trave continua con appoggi distanti 400 mm e carico distribuito	Trave continua con appoggi distanti 400 mm e carico distribuito	Infissi: trave su due appoggi distanti 2700 mm e forza concentrata nel baricentro	-	Infissi: trave su due appoggi distanti 2700 mm e forza concentrata nel baricentro	
		Freccia montante alluminio (l/200)	Trave su 2 appoggi distanti 3000 mm e carico distribuito	Trave su 2 appoggi distanti 450 mm e carico distribuito	Trave su 2 appoggi distanti 450 mm e carico distribuito	Trave su 4 appoggi distanti 900 mm e carico distribuito	Trave su 4 appoggi distanti 900 mm e carico distribuito	Trave su 4 appoggi distanti 900 mm e carico distribuito	
		Freccia montante alluminio bow windows (l/200)	Trave su 2 appoggi distanti 3600 mm e forza concentrata nel baricentro	-	-	-	-	-	
		Viti montante alluminio-montante acciaio	-	Taglio	Taglio	-	-	-	
		Viti montante-traverso	Sisma nel piano	Trazione e taglio	Trazione e taglio	Trazione e taglio	Trazione e taglio	Taglio	
	COMPORTAMENTO CINEMATICO FUORI PIANO	Deformazione montante acciaio (tolleranza asola 4mm)	-	Trave 2 appoggi distanti 4700 mm	Trave 2 appoggi distanti 4700 mm	Trave 2 appoggi distanti 2700 mm	-	Trave 2 appoggi distanti 2700 mm	
		Deformazione montante alluminio (tolleranza asola 4mm)	Trave 2 appoggi distanti 3000 mm	-	-	-	-	-	
		Deformazione montante alluminio bow windows (tolleranza asola 4mm)	Trave 2 appoggi distanti 3600 mm	Trave 2 appoggi distanti 450 mm	Trave 2 appoggi distanti 450 mm	Trave 2 appoggi distanti 3000 mm	Trave 2 appoggi distanti 3000 mm	Trave 2 appoggi distanti 3000 mm	
	COMPORTAMENTO CINEMATICO NEL PIANO	Deformazione montante acciaio (tolleranza asola 4mm)	-	Trave 2 appoggi distanti 4700 mm	Trave 2 appoggi distanti 4700 mm	Trave 2 appoggi distanti 2700 mm	-	Trave 2 appoggi distanti 2700 mm	
		Deformazione montante alluminio (tolleranza asola 4mm)	Trave 2 appoggi distanti 3000 mm	Trave 2 appoggi distanti 450 mm	Trave 2 appoggi distanti 450 mm	Trave su 4 appoggi distanti 900 mm e carico distribuito	Trave su 4 appoggi distanti 900 mm e carico distribuito	Trave su 4 appoggi distanti 900 mm e carico distribuito	
		Deformazione montante alluminio bow windows (tolleranza asola 4mm)	Trave 2 appoggi distanti 3600 mm	-	-	-	-	-	
		Tolleranza guarnizioni degli infissi	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	-	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	

**Figura 17**  
Livelli di danno e verifiche eseguite per le diverse tipologie di facciate continue.

La facciata di tipo E-F è stata analizzata a parte. Infatti, rispetto alle altre tipologie, presenta le seguenti peculiarità:

- la facciata ha un andamento curvilineo e si estende per gran parte in orizzontale invece che in verticale;
- la facciata è interamente vetrata, e non rivestita come le altre.

I meccanismi di danneggiamento e le verifiche effettuate per le facciate E-F sono riassunte nella tabella a pagina successiva. È importante osservare che, nella direzione perpendicolare a quella della facciata, l'azione sismica è risultata sempre minore a quella del vento. Poiché le facciate continue sono state progettate con particolare attenzione agli effetti dovuti all'azione del vento, queste risultano automaticamente verificate per gli effetti inerziali fuori piano (che sono comunque stati considerati nella procedura di valutazione delle prestazioni sismiche). Particolare attenzione è quindi stata osservata nei confronti degli effetti inerziali nel piano, e delle deformazioni causate da spostamenti di interpiano sia in direzione ortogonale sia in direzione parallela alla facciata. Il comportamento della facciata nel proprio piano è fortemente influenzato dalla differenza tra il proprio periodo di vibrazione e quello della struttura in c.a. alla quale è ancorata. Se, durante il sisma, la facciata e la struttura portante sono in fase i montanti della facciata non sono gravati da sollecitazioni ulteriori rispetto al peso proprio, ma sono soggetti a spostamenti pari a quelli della struttura sottostante e la cui compatibilità col sistema deve essere verificato. Se la facciata e la struttura in c.a. sono in opposizione di fase, la facciata tende a deformarsi autonomamente per effetto inerziale dovuto alla propria massa e, in questo caso, è necessario tenere conto dell'insorgenza di sollecitazioni aggiuntive. Particolare attenzione deve essere prestata agli effetti degli spostamenti di interpiano (in entrambe le direzioni) sulle lastre in cotto, le cui rotazioni devono essere assorbite dalle guarnizioni incollate ai ganci che le sostengono, in modo da scongiurarne l'espulsione (vedi D.M. 2008). Come risulta evidente nella tabella riportata sopra, per gli stati limite di operatività SLO e di danno SLD, sono stati considerati



	<b>FACCIATE E-F</b>
Descrizione tipologia facciata	Pannelli in vetro e sottostruttura metallica in tubolare 80x80x3 connesso mediante staffe alal struttura principale
Peso (kg/m <sup>2</sup> )	100

			MECCANISMO DI DANNO	ELEMENTO VERIFICATO	INPUT SISMICO
DANNO SEVERO (SLV)	TRATTO FACCIATA ORIZZONTALE	COMPORTAMENTO INTERZIALE FUORI PIANO	Flessione tubolare	Tubolare in acciaio 80x80x3 di lunghezza 2.6 m. Trave in semplice appoggio.	Accelerazioni e sismica verticale a <sub>v</sub>
			Taglio bullone staffa	Bullone M10 classe 8.8	
			Trazione viti infissi	Viti ZebraPias 5.5xL	
		COMPORTAMENTO INTERZIALE NEL PIANO	Flessione sul tubolare	Tubolare in acciaio 80x80x3 di lunghezza 2.6 m. Trave in semplice appoggio.	Accelerazioni e sismica orizzontale a <sub>h</sub>
			Taglio bullone staffa	Bullone M10 classe 8.8	
			Flessione staffa	Staffa in acciaio S355	
	Taglio viti infissi	Viti ZebraPias 5.5xL			
	COMPORTAMENTO CINEMATICO NEL PIANO	Tolleranza guarnizioni degli infissi	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	Spostamento orizzontale s <sub>h</sub>	
	TRATTO FACCIATA VERTICALE	COMPORTAMENTO INTERZIALE FUORI PIANO	Pressoflessione tubolare	Tubolare in acciaio 80x80x3 di lunghezza 2.6 m. Trave in semplice appoggio.	Accelerazioni e sismica orizzontale a <sub>h</sub>
			Taglio bullone staffa	Bullone M10 classe 8.8	
			Trazione viti infissi	Viti ZebraPias 5.5xL	
		COMPORTAMENTO INTERZIALE NEL PIANO	Pressoflessione tubolare	Tubolare in acciaio 80x80x3 di lunghezza 2.6 m. Trave in semplice appoggio.	Accelerazioni e sismica verticale a <sub>v</sub>
Taglio bullone staffa			Bullone M10 classe 8.8		
Flessione staffa			Staffa in acciaio S355		
Taglio viti infissi		Viti ZebraPias 5.5xL			
COMPORTAMENTO CINEMATICO NEL PIANO		Tolleranza guarnizioni degli infissi	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	Spostamento orizzontale s <sub>h</sub>	

			MECCANISMO DI DANNO	ELEMENTO VERIFICATO	INPUT SISMICO
DANNO SUPERFICIALE (SLO) E LOCALE (SLD)	TRATTO FACCIATA ORIZZONTALE	COMPORTAMENTO INTERZIALE FUORI PIANO	Freccia tubolare	Tubolare in acciaio 80x80x3 di lunghezza 2.6 m. Trave in semplice appoggio.	Accelerazioni e sismica verticale a <sub>v</sub>
			Trazione viti infissi	Viti ZebraPias 5.5xL	
		COMPORTAMENTO INTERZIALE NEL PIANO	Freccia tubolare	Tubolare in acciaio 80x80x3 di lunghezza 2.6 m. Trave in semplice appoggio.	Accelerazioni e sismica orizzontale a <sub>h</sub>
			Taglio viti infissi	Viti ZebraPias 5.5xL	
		COMPORTAMENTO CINEMATICO FUORI PIANO	Deformazione tubolare	Tolleranza 4 mm	Spostamento verticale s <sub>v</sub>
		COMPORTAMENTO CINEMATICO NEL PIANO	Tolleranza guarnizioni degli infissi	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	Spostamento orizzontale s <sub>h</sub>
	Deformazione tubolare		Tolleranza 4 mm		
	TRATTO FACCIATA VERTICALE	COMPORTAMENTO INTERZIALE FUORI PIANO	Freccia tubolare	Tubolare in acciaio 80x80x3 di lunghezza 2.6 m. Trave in semplice appoggio.	Accelerazioni e sismica orizzontale a <sub>h</sub>
			Trazione viti infissi	Viti ZebraPias 5.5xL	
		COMPORTAMENTO INTERZIALE NEL PIANO	Freccia tubolare	Tubolare in acciaio 80x80x3 di lunghezza 2.6 m. Trave in semplice appoggio.	Accelerazioni e sismica verticale a <sub>v</sub>
			Taglio viti infissi	Viti ZebraPias 5.5xL	
		COMPORTAMENTO CINEMATICO FUORI PIANO	Deformazione tubolare	Tolleranza 4 mm	Spostamento orizzontale s <sub>h</sub>
COMPORTAMENTO CINEMATICO NEL PIANO		Tolleranza guarnizioni degli infissi	Deformazione cornice (tolleranza guarnizioni 22 mm)	Spostamento orizzontale s <sub>h</sub>	
	Deformazione tubolare	Tolleranza 4 mm			

gli stessi meccanismi di danno. Questo è a favore di sicurezza, poiché i controlli sulla deformabilità e i meccanismi di danno lievi, tipicamente associati allo stato limite di operatività SLO, vengono verificati anche per un livello di domanda sismica maggiore, relativo allo stato limite di danno SLD. Sarà poi la scelta della soglia di accettazione di un certo livello di danno – insita nella determinazione della resistenza caratteristica del sistema sulla base delle funzioni di fragilità – a determinare l'adeguatezza delle prestazioni richieste al sistema nei confronti di eventi sismici di intensità crescente.

## 11. Conclusioni

Il sistema normativo italiano per le costruzioni, D.M. 2008, impone le verifiche sismiche sugli elementi non-strutturali. Tuttavia gli strumenti della pratica ingegneristica risultano ancora poco affinati. In questa esperienza si è potuto percorrere gli approcci avanzati secondo le più recenti norme USA e applicarle a sistemi edilizi italiani.

Si evidenzia la necessità di ampliare ancora molto la ricerca nel campo sperimentale degli elementi non-strutturali, per una migliore caratterizzazione meccanica e sismica prestazionale degli stessi.

A tutela degli interessi della committenza, un futuro sviluppo della metodologia riguarda la valorizzazione delle disponibilità di prestazioni sismiche degli elementi non-strutturali, in termini di mancate riparazioni durante la vita utile dell'infrastruttura esposta alle azioni sismiche.

## 12. Ringraziamenti

Gli autori ringraziano l'impresa C.M.S.A. che ha guidato con grande interesse questa nuova iniziativa (in particolare Ing. V. Bifulco, Ing. P. Muffato, Geom. R. Boni, Ing. E. Calistri, Ing. M.M. Beltrami). Si ringrazia per la proficua collaborazione i fornitori: Saint-Gobain PPC Italia S.p.A. (Ing. L. Cappellini), Giuliani sc (Ing. G. Casadei), F.I.S. SpA, Edilizia Integrale SpA, Baustoff + Metall Italia srl; e gli sperimentatori: Metralab srl (Ing. E. Giuffrè). Si ringrazia la DL, per il positivo e costruttivo confronto: Ing. A. Bonaventura (F&M Ingegneria SpA) e Ing. A. Luperto (Steam srl). Si ringrazia infine il Prof. Tim Sullivan e il Prof. André Filiatrault della Rose School (Pavia) per il confronto scientifico.

## Bibliografia

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14.01.2008 (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- FEMA 440 (2005) - Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, prepared by ATC, ATC-55 Project, Redwood City CA, June 2005.
- FEMA 461 (2007) - Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural elements, 2007.
- FEMA E 74 (2011) - Reducing the risk of nonstructural earthquake damage - A practical guide, 2011.
- ATC 58 (2011) - Seismic performance assessment of buildings - Draft, 2011.
- FEMA P695 (2009) - Quantification of building seismic performance factors, 2009.
- ASCE STANDARD ASCE/SEI 41-06 (2007) - Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, 2007.
- Bachman R.E., Hamburger R.O., Comartin C.D., Rojahn C., Whittaker A.S. (2003) - ATC-58 framework for performance-based design of non-structural components. Proceedings of seminar on Seismic design, performance, and retrofit of non-structural components in critical facilities. Newport Beach (California).
- Baker J.W. (2008) - Introducing correlation among fragility functions for multiple components. Proceedings of The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing (China).
- Davies R.D., Retamales R., Mosqueda G., Filiatrault A. (2011) - Experimental seismic evaluation, model parametrization, and effects of cold-formed steel-framed gypsum partition walls on the seismic performance of an essential facility. Technical Report MCEER-11-2005. NEES Nonstructural, <http://mceer.buffalo.edu>.
- Filiatrault A., Mosqueda G., Reinhorn A., Pitman M., Weinreber S., Retamales R. (2008) - Nonstructural component simulator University of Buffalo. Preliminary report seismic performance assessment of a full-scale hospital emergency room. UB-NCS Preliminary Results ER Tests.
- Nasseradi K., Ghafory-Ashtiany M., Eshghi S., Zolfaghari M.R. (2009) - Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing) 10(2):183-200.
- Porter K., Hamburger R., Kennedy R. (2007) - Practical development and application of fragility functions. Proceedings of the SEI Structures Congress, Long Beach (California).
- Reinhorn A.M., Ryu K.P., Maddaloni G. (2010) - Modeling and seismic evaluation of non-structural components: testing frame for experimental evaluation of suspended ceiling systems. Technical report MCEER-10-2004.
- SEAOC Blue Book (2000) - Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Design, Appendix B 2000.
- Whittaker A.S., Soong T.T. (2003) - An Overview of nonstructural components research at three U.S. earthquake engineering research centers. Proceedings of seminar on Seismic design, performance, and retrofit of non-structural components in critical facilities. Newport Beach (California).
- Whittaker A., Hamburger R., Comartin C., Mahoney M., Bachman R., Rojahn C. (2003) - Performance-based engineering of buildings and infrastructure for extreme loadings.
- Porter K.A., Kiremidjian A.S. (2001) - Assembly-based vulnerability of buildings and its uses in seismic performance evaluation and risk management decision-making. Report No. 139. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- Porter K.A., Hamburger R., Kennedy R. (2007) - Practical development and application of fragility functions.
- Reinhorn A.M., Ryu K.P., Maddaloni G. (2010) - Modeling and seismic evaluation of nonstructural components: testing frame for experimental evaluation of suspended ceiling systems. Technical Report MCEER-10-0004, June 30, 2010.
- Paganotti G., Dhakal R.P., MacRae G.A. (2011) - Development of typical ceiling system seismic fragilities. Journal of SEWC.
- Echevarria A.A., Zaghi A.E., Soroushian S., Maragakis E.M. (2012) - Seismic fragility of suspended ceiling systems. 15 ECEE, Lisboa 2012. Seismic Ceiling Resource Centre (USG). Seismic Technical Guide.