

ESEMPI APPLICATIVI

Autori: Stefano PODESTA, Sonia PARODI, Lorenzo SCANDOLO

Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio,
Università degli Studi di Genova

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA LINEE GUIDA PER LA VALUTAZIONE E LA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO DEL PATRIMONIO CULTURALE

1 Premessa

Nella presente relazione è riportata, a titolo esemplificativo, la valutazione della sicurezza sismica dell'Antiquarium Palatino condotta con riferimento ai metodi proposti dalle *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, armonizzate con il D.M. 14 gennaio 2008 – *Norme Tecniche per le Costruzioni*. Nell'ottica di fornire un'esemplificazione dell'iter procedurale proposto dalle Linee Guida la verifica è stata condotta secondo i diversi livelli di valutazione del rischio (LV1-LV3). In particolare per quanto riguarda il livello di valutazione LV3 si è adottato l'approccio dell'analisi statica non lineare in accordo a quanto previsto al punto 7.3.4.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) e al punto C8.7.1.4 della Circolare 2 febbraio 2009, n° 617. Per la verifica è stato utilizzato il codice di calcolo Tremuri®, che opera nell'ambito dell'approccio di modellazione tridimensionale a telaio equivalente. Le particolari condizioni del manufatto (interventi di consolidamento realizzati nel corso degli anni: cerchiature, cuciture armate, ecc.), come descritto nei paragrafi successivi, non evidenziano la possibilità di attivazione di meccanismi locali. Per tale ragione non vengono sviluppati, in tale relazione, le verifiche relativamente a singoli cinematismi di collasso.

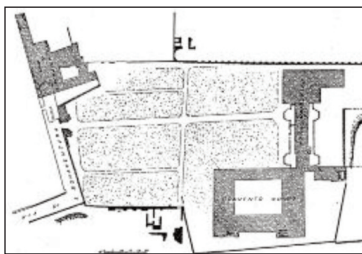
2 Conoscenza del manufatto

La conoscenza di una costruzione storica costituisce un presupposto fondamentale al fine di ottenere una attendibile valutazione della sicurezza sismica (Linee Guida – §4.1). Il percorso di conoscenza del manufatto è stato sviluppato con la finalità di approfondire differenti aspetti (identificazione della costruzione – §4.1.2; rilievo geometrico – §4.1.4; analisi storica degli eventi e degli interventi subiti – §4.1.5; rilievo materico costruttivo e lo stato di conservazione §4.1.6; caratterizzazione meccanica dei materiali – §4.1.7) al fine di ottenere un livello di conoscenza adeguato per l'applicazione dei modelli di vulnerabilità proposti dalle Linee Guida.

Al fine di individuare correttamente il sistema resistente del bene culturale tutelato, è importante ricostruire l'intera storia costruttiva, ossia il processo di costruzione e le successive modifiche nel tempo del manufatto.

L'edificio, attualmente sede dell'Antiquarium Palatino, risale al 1868 quando le monache della Visitazione decisero di edificare un nuovo convento in adiacenza a Villa Mills. Del nuovo edificio, che doveva essere a pianta quadrata, furono costruiti solo il lato sud completo di 4 piani ed il lato ovest fino al secondo piano; degli altri due lati furono gettate solo le fondamenta, in quanto nel 1870 la costruzione fu interrotta e non fu più ripresa (Figura 1).

Figura 1. Raffronto tra il progetto previsto per la costruzione (a) e l'attuale conformazione (b).



(a)



(b)

Negli anni '30, al fine di adibire la struttura a sede museale, furono realizzate consistenti opere di ristrutturazione ad opera di Alfonso Bar-

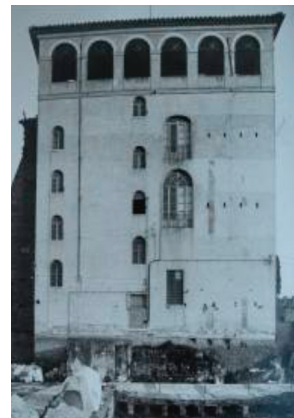
tolì (Figura 3 e Figura 4), nel corso dei quali venne demolito l'ultimo piano della struttura e la loggia sul lato est (Figura 2).



(a)



(b)



(c)

Figura 2.
Prospetti
dell'edificio prima
del restauro
di Bartoli: fronte
nord (a), fronte sud
(b), fronte est (c)
(Archivio
fotografico
Soprintendenza
Archeologica
di Roma).



Figura 3.
Antiquarium
Palatino durante
i lavori di restauro
del Bartoli
(Archivio
fotografico
Soprintendenza
Archeologica
di Roma).

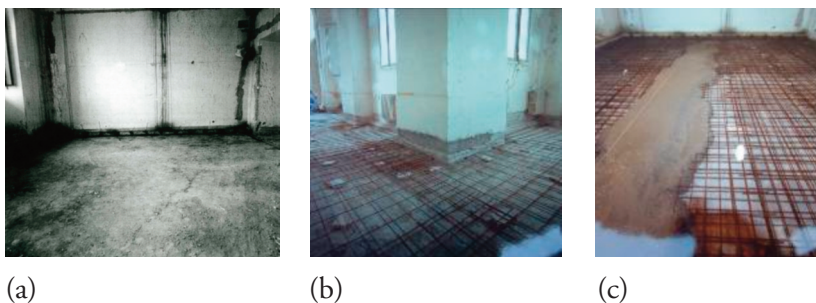
Figura 4.
Antiquarium Palatino
dopo l'intervento del
Bartoli (Archivio
fotografico
Soprintendenza
Archeologica di
Roma).



Importanti lavori di restauro interessarono nuovamente la struttura a partire dal 1984. I lavori, disposti dalla Soprintendenza Archeologica di Roma, hanno riguardato il consolidamento sia degli orizzontamenti e sia delle murature verticali.

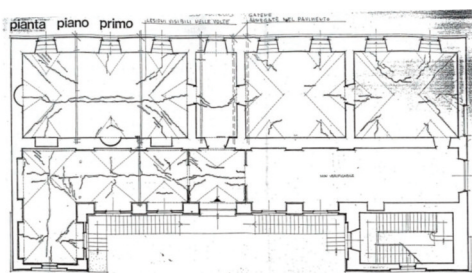
In particolare, le volte a copertura del piano seminterrato, chiamate a sorreggere elevati carichi di esercizio dovuti alla destinazione d'uso a museo, furono messe a nudo, le lesioni consolidate tramite iniezioni di miscela di calce idraulica, fu realizzato un riempimento e, al di sopra di esso, costruito un solaio in cemento armato (arch. G. Tedone – Soprintendenza Archeologica di Roma) (Figura 5). Il solaio in cemento è stato armato con una doppia strato di rete elettrosaldata e collegato alle murature d'ambito con ferri inseriti nei muri (Figura 5).

Figura 5.
Sequenza delle
lavorazioni delle
volte a copertura del
piano seminterrato:
riempimento al di
sopra delle volte (a);
posa della rete
elettrosaldata (b);
getto del solaio in
cemento (c)
(documentazione
fornita dall'arch. G.
Tedone,
Soprintendenza
Archeologica di
Roma).

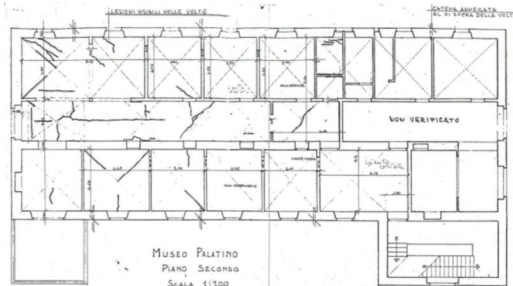


Le volte in tufo a copertura del piano primo presentavano all'epoca del restauro un rilevante quadro fessurativo (Figura 6). Per tale motivo, durante i lavori di restauro, oltre alla risarcitura delle lesioni, si scelse

di realizzare un solaio in cemento armato indipendente dalle volte sottostanti. Il solaio realizzato è costituito da un sistema di travi e cordoli su cui poggiano travetti prefabbricati in c.a. In particolare le travi sono state realizzate affiancate alle murature interne secondarie mentre in corrispondenza delle murature perimetrali e dei muri di spina principali i cordoli sono stati realizzati incassati all'interno delle murature per una profondità di 15 cm.



(a)



(b)

A seguito dei saggi effettuati durante i lavori di restauro degli anni '80 è emerso che la copertura, ricostruita durante i lavori di demolizione dell'ultimo piano eseguiti negli anni '30, era stata realizzata tramite un solaio in c.a. indipendente dalle volte e distaccato da queste da un'intercapedine di 70 cm. Si scelse di mantenere tale orizzontamento e di intervenire unicamente inserendo delle cerchiature al fine di garantire un adeguato incatenamento alla sommità dell'edificio. Il cordolo è stato realizzato su due livelli tramite la posa in opera di piatti metallici accostati ai lati interni ed esterni delle murature e connessi da barre passanti (Figura 7).

Da foto conservate presso l'archivio fotografico della Soprintendenza Archeologica è inoltre emerso come siano presenti a piano terra due catene metalliche (Figura 8) (Archivio fotografico Soprintendenza Archeologica di Roma) annegate nel pavimento e inserite precedentemente ai lavori degli anni '80.

Figura 6. Quadro fessurativo presente sulle volte del piano primo (a) e secondo (b) prima degli interventi di restauro degli anni '80 (documentazione fornita dall'arch. G. Tedone, Soprintendenza Archeologica di Roma).

Figura 7.
Realizzazione della
cerchiatura su due
livelli della sommità
dell'edificio: lato
esterno (a); lato
interno (b)
(documentazione
fornita dall'arch. G.
Tedone,
Soprintendenza
Archeologica di
Roma).



(a)

(b)

Anche le strutture verticali sono state consolidate durante i lavori di restauro degli anni '80 durante i quali è stato realizzato un consolidamento di alcune pareti tramite la realizzazione di betoncino armato (Figura 9a). La realizzazione di cuciture armate al primo livello appare inoltre testimoniata dalla documentazione reperita presso l'archivio fotografico della Soprintendenza Archeologica di Roma (Figura 9b, c). Quest'ultima opera può essere fatta risalire ad interventi precedenti a quelli degli anni '80.

Figura 8.
Catene metalliche
annegate
nel pavimento
(Archivio
fotografico
Soprintendenza
Archeologica
di Roma).

Figura 9.
Progetto intervento
di consolidamento
con betoncino
armato (a); cuciture
armate al piano
primo (b) e
consolidamento
delle lesioni presenti
sulle volte del piano
primo (c) (Archivio
fotografico
Soprintendenza
Archeologica di
Roma).



(a)

(b)

(c)

Nella situazione attuale, la struttura presenta lesioni di lieve entità localizzate principalmente all'ultimo piano. Se si confronta il quadro fessurativo presente nelle volte del secondo livello con quello rilevato prima degli ultimi lavori di restauro (Figura 6b) si osserva come alcune

delle lesioni precedentemente consolidate si stiano lievemente riaprendo. Al piano primo non sono stati osservati, invece, stati lesionativi rilevanti né sulle murature né sulle volte.

2.1 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

In relazione al livello di conoscenza del manufatto (Linee Guida – § 2), è stato calcolato il fattore di confidenza F_c (Linee Guida – §4.2). Esso è stato ottenuto attraverso l’assegnazione dei fattori di confidenza parziali (F_{ck} , con $k=1, 2, 3, 4$) riportati in Tabella 4.1, associati alle quattro categorie d’indagine ed al livello di approfondimento in esse raggiunto (Tabella 1).

In particolare è stato assunto un valore pari a 0 per i fattori parziali F_{c1} e F_{c2} , in quanto l’esecuzione dei recenti lavori di restauro del manufatto ha determinato la disponibilità di esaustive informazioni relative sia al rilievo geometrico che dei dettagli costruttivi. Per quanto riguarda le proprietà meccaniche dei materiali, poiché i valori di resistenza sono stati dedotti sulla base di dati disponibili in letteratura, il coefficiente parziale F_{c3} è stato assunto pari a 0.12. In merito al terreno di fondazione, la disponibilità di dati geologici (di letteratura) per il sito indagato consente di assumere un coefficiente parziale F_{c4} pari a 0.03.

I valori dei fattori parziali di confidenza assunti per la valutazione della sicurezza sismica nello stato attuale sono riportati in Tabella 1.

Tabella 1.
Definizione del
Fattore di
Confidenza F_c

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{c1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{c2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{c3} = 0.12$
Terreno e fondazioni	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali	$F_{c4} = 0.03$

Il fattore di confidenza F_c risulta (Linee Guida – Eq. 4.1):

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck} = 1.15 \quad (1)$$

Sulla base di tale valore, sono state ridotte le caratteristiche di resistenza dei materiali dedotte dalla tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009, n° 617. In particolare, i parametri meccanici (Tabella 2) utilizzati per la valutazione della sicurezza sismica, sono stati ricavati sulla base dei valori assegnati alla tipologia di muratura “mattoni pieni e malta di calce” assumendo i valori medi degli intervalli proposti.

I valori così ottenuti sono stati moltiplicati per i coefficienti migliorativi relativi alla realizzazione di un intonaco armato per il piano secondo e di buona connessione trasversale negli altri piani ed in Tabella 2 e Tabella 3 e sono riassunti i valori adottati.

	f (N/cm^2)	τ_0 (N/cm^2)	E (N/mm^2)	G (N/mm^2)	W (kN/m^3)
Muratura in mattoni	417.4	9.9	2250	750	18

Tabella 2. Proprietà meccaniche della muratura per il piano secondo.

	f (N/cm^2)	τ_0 (N/cm^2)	E (N/mm^2)	G (N/mm^2)	W (kN/m^3)
Muratura in mattoni	361.7	8.6	1500	500	18

Tabella 3. Proprietà meccaniche della muratura per il piano primo e seminterrato.

3 Definizione dell'azione sismica

Secondo quanto previsto nelle Linee Guida al punto 2.4, l'azione sismica di riferimento è valutata in relazione ad una vita di riferimento V_R così definita:

$$V_R = V_N C_U \quad (2)$$

dove V_N è la vita nominale a cui viene riferita la valutazione della sicurezza e C_U la classe d'uso (Linee Guida – §2.4; D.M. 14 gennaio 2008 – 2.4.1 e 2.4.2; Circolare 2 febbraio 2009, n° 617 – C2.4.1 e C2.4.2) assegnata sulla base delle caratteristiche del bene e del tipo d'uso. In Tabella 4 sono riportati i parametri assunti e la conseguente vita di riferimento per il bene in esame.

Vita nominale V_N [anni]	50
Classe d'uso C_U [-]	III
Vita di riferimento V_R [anni]	75

Tabella 4. Parametri per la definizione della vita di riferimento

In relazione quindi al periodo di riferimento V_R ed allo stato limite considerato, a cui è associata una determinata probabilità di superamento P_{VR} nella vita di riferimento, può essere valutato il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica T_R :

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (3)$$

In Tabella 5 sono riportati i valori di periodo di riferimento dell'azione sismica T_R per lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) valutati con riferimento all'Antiquarium Palatino (Linee Guida – §2.3 e 2.4).

Stato Limite	SLD	SLV
P_{VR} (%)	0.63	0.10
T_R (anni)	75	712

Tabella 5. Valori di riferimento dell'azione sismica per i differenti Stati Limite analizzati

Nel D.M. 14 gennaio 2008 "...le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale...":

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per la stima del valore dell'accelerazione di riferimento del sito a_g , il D.M. 14 gennaio 2008 ha adottato i valori di pericolosità definiti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (GdL MPS, 2004: <http://zonesismiche.mi.ingv.it>) per l'intero territorio nazionale su un reticolo di lato pari a circa 5 km. Nell'Allegato A alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) sono fornite le indicazioni necessarie per ottenere i parametri dell'azione sismica per una generica coordinata geografica ed un generico periodo di ritorno. In Tabella 6 sono riportati i valori di a_g , F_0 e T_c^* per il sito in esame con riferimento ai periodi di ritorno riportati in Tabella 5.

Tabella 6.
Valori di a_g , F_0 e T_c^* per differenti periodi di ritorno in riferimento all'Antiquarium Palatino.

	SLD	SLV
T_R (anni)	75	712
a_g (m/s^2)	0.62	1.33
F_0 (-)	2.50	2.63
T_c^* (sec)	0.28	0.30

In Tabella 7 sono inoltre riportati i valori di S_s e C_C , dipendenti dalla tipologia di suolo e dallo stato limite considerato, necessari per la definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione così come previsto dal D.M. 14 gennaio 2008.

	SLD	SLV
T_R (anni)	75	712
Categoria Suolo	C	C
Categoria Topografica	T1	T1
S_S (-)	1.50	1.49
C_C (-)	1.60	1.57
S_T (-)	1	1
S (-)	1.50	1.49
$a_g S$ (m/s ²)	0.93	1.97

Tabella 7.
Parametri di
amplificazione
stratigrafica e
topografica e valori
di accelerazione al
suolo.

4 Modello di Valutazione a Livello Territoriale – LV1

Per ottenere un'indicazione iniziale del livello di vulnerabilità nello stato attuale dell'intero manufatto, si è sviluppato preliminarmente un'analisi secondo il livello di valutazione LV1. L'utilizzo di tale livello di analisi, sebbene risulti principalmente idoneo per lo studio della vulnerabilità a scala territoriale (Linee Guida – §1.1), consente di ottenere una preliminare valutazione della vulnerabilità globale del manufatto attraverso una stima dell'accelerazione al suolo e del periodo di ritorno corrispondente al raggiungimento dei diversi stati limite. In particolare l'analisi è stata sviluppata attraverso l'applicazione del modello semplificato proposto nelle Linee Guida per la tipologia *“Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi”* (Linee Guida – §5.4.2). Tale modello consente di ottenere una valutazione quantitativa del periodo di ritorno cui corrisponde il raggiungimento dello SLV (e della relativa accelerazione di picco al suolo), nell'ipotesi che questo si verifichi per rottura delle pareti nel proprio piano, nell'ambito di un comportamento globale del manufatto. Le Linee Guida prevedono in ogni caso che, se si riconoscono specifiche vulnerabilità nei confronti di eventuali meccanismi di collasso (ad esempio mancanza di collegamento tra le

pareti), si dovrà confrontare l'accelerazione che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo corrispondente, con quella ottenuta con il modello semplificato globale.

Nel caso in esame, la tipologia di interventi realizzati (§2) garantisce un comportamento scatolare della struttura, ipotesi di base dell'applicabilità del modello semplificato LV1. Per tale motivo non è stato ritenuto necessario affiancare alla valutazione globale lo studio di cinematici locali di collasso (Linee Guida – §5.4.2).

Con riferimento alla condizione che porta al raggiungimento delle condizioni limite ultime (SLV), il modello meccanico semplificato, prevede la valutazione dell'ordinata dello spettro di risposta elastico sulla base della seguente equazione:

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

dove:

- F_{SLV} è la resistenza a taglio dell'edificio;
- q è il coefficiente di struttura, per il quale sulla base delle Norme Tecniche per le Costruzioni 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. Nel caso in esame è stato assunto pari a 3;
- M è la massa sismica totale;
- e^* è la frazione di massa partecipante sul primo modo di vibrare.

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 del D.M. 14 gennaio 2008. Al tempo di ritorno T_{SLV} così valutato sono associati i corrispondenti valori di a_g , F_0 e T_C^* , attraverso i quali sono definiti tutti i parametri dello spettro. Il valore dell'accelerazione che

porta al raggiungimento dello stato limite ultimo può, quindi, essere calcolato come:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{S F_0} & T_B \leq T_1 \leq T_C \\ \frac{S_{e,SLV}(T_1) T_1}{S F_0 T_C} & T_C \leq T_1 \leq T_D \end{cases} \quad (5)$$

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;
- $S = S_s S_T$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

La resistenza a taglio (Linee Guida – Eq. 5.3) dell'edificio viene ottenuta come la minore tra quelle valutate secondo due direzioni perpendicolari, scelte secondo gli assi prevalenti dei muri portanti. 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.

Con riferimento al manufatto in esame sono riportati i risultati ottenuti dall'applicazione del modello LV1 (Tabella 8) per le due direzioni di analisi x e y (Figura 10).

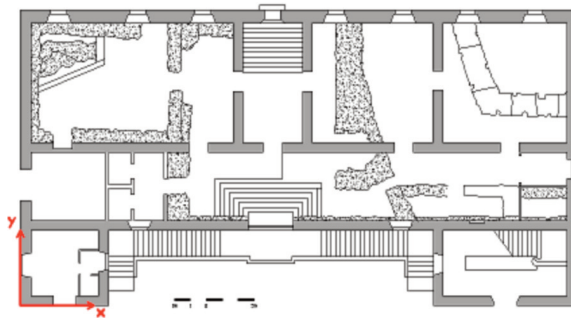


Figura 10. Identificazione delle direzioni d'analisi e del sistema di riferimento.

		Direzione x			Direzione y				
		Piano 0	Piano 1	Piano 2			Piano 0	Piano 1	Piano 2
M_i	(kg)	1973336	2537572	1694997	M_i	(kg)	1973336	2537572	1694997
e^*	(-)		0.86		e^*	(-)		0,86	
κ_i	(-)	1.00	0.83	0.50	κ_i	(-)	1.00	0.83	0.50
σ_{0i}	(N/cm ²)	43.06	40.14	19.42	σ_{0i}	(N/cm ²)	43.06	40.14	19.42
τ_{di}	(N/cm ²)	17.90	17.43	15.05	τ_{di}	(N/cm ²)	17.90	17.43	15.05
A_{xi}	(m ²)	98.24	68.46	62.82	A_{yi}	(m ²)	61.33	46.00	26.97
y_{ci}	(m)	9.45	10.53	10.75	x_{ci}	(m)	18.45	19.15	21.47
y_{gi}	(m)	10.06	10.29	10.61	x_{gi}	(m)	17.92	18.31	18.68
e_{yi}	(m)	0.60	0.24	0.14	e_{xi}	(m)	0.53	0.84	2.79
β_{xi}	(-)	1.15	1.06	1.04	β_{yi}	(-)	1.05	1.09	1.25
μ_{xi}	(-)	0.90	0.83	0.90	μ_{yi}	(-)	0.88	0.85	0.86
ξ_{xi}	(-)	1.00	0.80	0.80	ξ_{yi}	(-)	1.00	0.80	1.00
$F_{SLV,xi}$	(kN)	13728	8972	13015	$F_{SLV,yi}$	(kN)	9118	6026	5614
$S_{e,SLV}$	(g)	0.787	0.514	0.746	$S_{e,SLV}$	(g)	0.523	0.345	0.322

Tabella 8.
Determinazione delle resistenze a taglio dell'edificio e dell'ordinata dello spettro di risposta elastico nelle direzioni x e y per tutti i piani analizzati

Dai risultati ottenuti emerge come la direzione di maggior debolezza sia la y, dove è presente un'area di muratura resistente minore. In relazione a tale direzione, il piano maggiormente resistente risulta essere il piano terra grazie agli spessori murari elevati mentre i piani primo e secondo presentano una resistenza a taglio (F_{SLV}) minore. In particolare, il minimo valore di $S_{e,SLV}$, pari a 0.322 g, si ottiene al secondo piano della struttura; il corrispondente valore del periodo di ritorno T_{SLV} risulta pari a 260 anni e l'accelerazione che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo di salvaguardia della vita a_{SLV} pari a 0.96 m/s². Nelle definizioni della a_{SLV} interviene il periodo fessurato della struttura (T_1) che per il caso in esame è stato valutato in 0.54 secondi.

I valori di periodo di ritorno e di accelerazione per i quali viene effettivamente raggiunto lo SLV, se confrontati con i valori di riferimento dell'azione sismica, forniscono infine un'indicazione del livello di sicurezza sismica della struttura. In particolare si può calcolare l'indice di sicurezza I_s (Linee Guida – Eq. 2.3) ed il fattore di accelerazione f_a (Linee Guida – Eq. 2.5) (Linee Guida – §2.4):

$$I_{s,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} = 0.36$$

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} = 0.73$$
(6)

dove $T_{R,SLV}$ e $a_{g,SLV}$ sono rispettivamente il periodo e l'accelerazione sismica di riferimento del sito.

5 Modello di Valutazione di Dettaglio – LV3

Al fine di ottenere una valutazione della vulnerabilità sismica del manufatto nello stato attuale si riporta l'analisi del bene anche secondo il livello di valutazione LV3. In particolare si è adottato l'approccio dell'analisi statica non lineare in accordo a quanto previsto al punto 7.3.4.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) e al punto C8.7.1.4 della Circolare 2 febbraio 2009, n° 617. Per la verifica è stato utilizzato il codice di calcolo Tremuri®, (Galasco *et al.*, 2001) che opera nell'ambito dell'approccio di modellazione tridimensionale a telaio equivalente.

5.1 Descrizione del modello

Il modello di riferimento (adottato nel codice di calcolo impiegato) è a telaio equivalente tridimensionale; la struttura portante, con riferimento sia ai carichi verticali sia a quelli orizzontali, è identificata da pareti e solai. Le pareti sono gli elementi portanti, mentre i solai, oltre a distribuire i carichi verticali sulle pareti, sono considerati come ele-

menti di irrigidimento nel piano, da cui dipende la distribuzione tra le varie pareti delle azioni orizzontali. Il ruolo degli orizzontamenti è di rilevante interesse determinando il grado di accoppiamento e la modalità di distribuzione delle azioni sugli elementi resistenti.

Secondo la rappresentazione a telaio, ipotizzando un comportamento delle pareti nel piano, ciascuna parete dell'edificio è suddivisa in maschi (pannelli murari) e fasce (travi di collegamento in muratura), collegati da porzioni rigide (nodi). L'osservazione dei danni dovuti al sisma mostra, infatti, che solo raramente (nel caso di geometria molto irregolare o aperture molto ridotte) si riscontrano fessure in queste aree della parete pertanto, la deformazione di queste regioni è considerata trascurabile rispetto alle deformazioni non lineari del macroelemento che governano la risposta sismica.

Gli elementi in muratura sono modellati come elementi trave caratterizzati da sei gradi di libertà con un legame a resistenza limitata e degrado della rigidezza in fase non lineare. I meccanismi di rottura sono quello per presso-flessione e taglio con fessurazione diagonale (trattandosi di edificio esistente), computati secondo i criteri previsti nel D.M. 14 gennaio 2008 (p.to 7.8.2.2). Il collasso dell'elemento è fissato poi, nel caso di analisi statica non lineare, in corrispondenza del raggiungimento del valore ultimo di spostamento, determinato in termini di drift seguendo i limiti previsti per il meccanismo di rottura associato, pari a 0,4% per il meccanismo a taglio e 0,6% per quello a presso-flessione.

Con particolare riferimento al manufatto in oggetto, le caratteristiche meccaniche della muratura sono state assegnate sulla base del livello di conoscenza acquisito per la struttura in oggetto. I parametri meccanici della muratura assegnati al modello sono riportati in Tabella 2 e Tabella 3.

In Figura 11 e 12 sono rappresentate la schematizzazione in pianta degli elementi resistenti verticali, una vista tridimensionale del modello a telaio equivalente e la schematizzazione di alcune delle pareti.

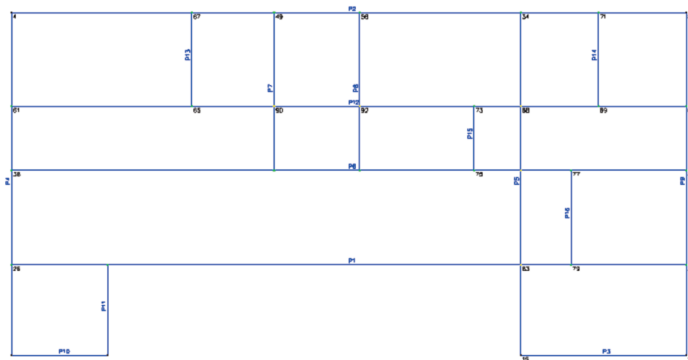
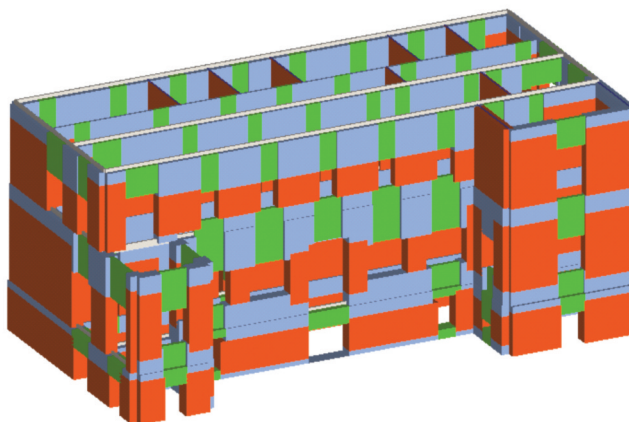


Figura 11.
Schematizzazione in
pianta degli
elementi resistenti
verticali
(comprensiva di
tutte le pareti
modellate ai diversi
livelli)



Vista
tridimensionale
del modello

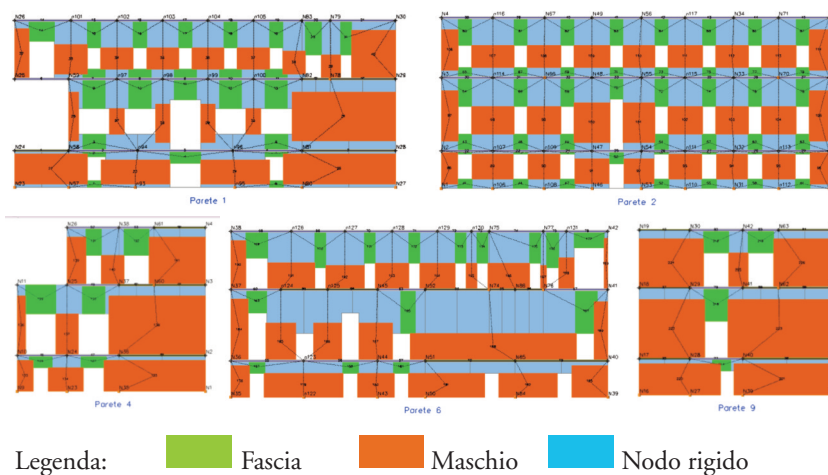


Figura 12.
Schematizzazione
a telaio equivalente
del modello:
vista
tridimensionale
e di alcune pareti

5.2 Verifica secondo l'analisi statica non lineare

Al fine di eseguire la verifica sismica dell'edificio in esame si è operato secondo il metodo dell'analisi statica non lineare (punto 7.3.4.1 – D.M. 14 gennaio 2008 e punto C7.3.4.1 e C8.7.1.4 della Circolare 2 febbraio 2009, n° 617).

Il risultato dell'analisi statica non lineare consiste in una curva che riporta, per ogni passo dell'analisi, in ascisse lo *spostamento di un nodo di controllo* ed in ordinate il *taglio alla base complessivo*. Essa deve essere poi trasformata nella curva di capacità, tenendo conto delle caratteristiche di massa e di rigidezza dell'oscillatore equivalente ad un unico grado di libertà. Tale curva ha lo scopo di rappresentare l'evoluzione del comportamento della struttura in ambito non lineare; la verifica è poi conseguenza del confronto tra tale curva rappresentativa della capacità offerta dalla struttura con la curva della domanda rappresentata dall'azione sismica di progetto.

I criteri adottati per la conversione della curva di capacità nella bilineare equivalente e quelli utilizzati per il calcolo della risposta sismica attesa, sono conformi a quanto indicato ai punti C7.3.4.1 e C8.7.1.5 della Circolare 2 febbraio 2009, n° 617.

Sono state considerate due distribuzioni di forze (C8.7.1.4 della Circolare 2 febbraio 2009, n° 617 e 7.3.4.1 – D.M. 14 gennaio 2008):

- distribuzione proporzionale alle forze statiche previste al punto 7.3.3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 (distribuzione proporzionale alle masse per le altezze);
- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

Lo spostamento ultimo della curva è computato in corrispondenza del passo dell'analisi in cui si verifica il decadimento del taglio di base del 15% rispetto al valore di picco (C7.3.4.1 della Circolare 2 febbraio 2009, n° 617). La conversione della curva di capacità nella bilineare equivalente è operato tramite l'imposizione delle condizioni

specificate in C7.3.4.1 della Circolare 2 febbraio 2009, n° 617. Il ramo elastico iniziale è definito dalla retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 60% del valore di picco; il plateau della bilineare è determinato sulla base del principio di equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente fino al punto in corrispondenza dello spostamento ultimo.

Il sistema equivalente risulta così determinato in termini di periodo (T^*), rigidezza (k^*), resistenza (F_y^*), massa (m^*) e spostamento ultimo (d_u^* , assunto uguale a quello della struttura originaria).

La verifica agli Stati Limite Ultimi prevede, infine, il confronto tra lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, e lo spostamento massimo d_u^* offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva di capacità di un valore pari al 15% di quello massimo, con l'ulteriore limitazione che il fattore q^* risulti inferiore a 3. La verifica agli Stati Limite di Esercizio prevede, invece, il confronto tra lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato come per D_{max} assumendo a_g^{SDL} , e lo spostamento massimo allo SLD, Δ_d , corrispondente al minimo valore tra quello di taglio massimo e quello che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0,003).

La normativa (D.M. 14 gennaio 2008 p.to 7.2.6) inoltre impone di tenere in conto, oltre all'eccentricità propria della struttura frutto del disallineamento del baricentro delle masse e di quello delle rigidezze, di un'eccentricità accidentale del centro delle masse computata, per ogni direzione, come il 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma. In definitiva ne risultano 24 diverse analisi conseguenza della combinazione tra distribuzione di forze, direzione e verso considerati ed eccentricità accidentale aggiuntiva.

Si riportano Tabella 9 i dati riassuntivi relativi alle 24 analisi condotte sull'edificio con riferimento ad un'azione sismica valutata per una vita di riferimento pari a 75 anni. Per ciascuna analisi, in Tabella 9, sono,

Tabella 9.
Risultati delle
analisi considerando
una vita di
riferimento pari a
75 anni

in particolare, elencati i valori della capacità di spostamento corrispondenti ai tre stati limite considerati, la corrispondente domanda di spostamento D_{max} e gli indicatori di rischio valutati secondo l'OPCM 3362 dell'8 luglio 2004. Il parametro Alfa_u , valutato come il rapporto tra la capacità ultima dell'edificio (per lo stato limite di salvaguardia della vita) e l'azione sismica di riferimento, assume un significato paragonabile all'indice di sicurezza f_a (definito come il rapporto tra l'accelerazione che porta al raggiungimento dello SLV e l'accelerazione di riferimento del sito) che si ottiene applicando il livello di valutazione LV1.

II.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV				SLD			SLO			Alfa u	Alfa e
				DMax [cm]	Du [cm]	q'	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	SLD ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.		
1	+X	Masse	0.000	1.104	2.069	1.117	Si	0.467	1.673	Si	0.383	1.673	Si	1.475	2.837
2	+X	1° modo	0.000	1.726	2.186	1.575	Si	0.636	1.323	Si	0.522	1.323	Si	1.194	1.823
3	-X	Masse	0.000	1.095	2.011	1.111	Si	0.465	1.552	Si	0.382	1.552	Si	1.452	2.704
4	-X	1° modo	0.000	1.710	2.127	1.581	Si	0.627	1.493	Si	0.515	1.493	Si	1.177	2.012
5	+Y	Masse	0.000	2.716	4.898	1.615	Si	1.129	3.292	Si	0.927	2.933	Si	1.678	2.670
6	+Y	1° modo	0.000	3.586	3.336	2.687	No	1.546	1.584	Si	1.223	1.584	Si	0.933	1.024
7	-Y	Masse	0.000	2.989	5.988	1.547	Si	1.287	3.640	Si	1.057	2.758	Si	1.872	2.688
8	-Y	1° modo	0.000	4.084	5.644	2.183	Si	1.720	3.045	Si	1.350	2.397	Si	1.374	1.770
9	+X	Masse	87.000	1.117	2.115	1.141	Si	0.464	1.481	Si	0.381	1.481	Si	1.493	2.600
10	+X	Masse	-87.000	1.084	2.034	1.105	Si	0.463	1.687	Si	0.380	1.687	Si	1.470	2.878
11	+X	1° modo	87.000	1.742	2.172	1.597	Si	0.640	1.250	Si	0.525	1.250	Si	1.181	1.737
12	+X	1° modo	-87.000	1.675	2.143	1.559	Si	0.615	1.515	Si	0.505	1.515	Si	1.201	2.066
13	-X	Masse	87.000	1.118	2.049	1.128	Si	0.469	1.537	Si	0.385	1.537	Si	1.458	2.660
14	-X	Masse	-87.000	1.078	2.026	1.097	Si	0.463	1.686	Si	0.380	1.686	Si	1.469	2.883
15	-X	1° modo	87.000	1.711	2.110	1.609	Si	0.622	1.303	Si	0.511	1.303	Si	1.170	1.818
16	-X	1° modo	-87.000	1.679	2.089	1.558	Si	0.617	1.392	Si	0.506	1.392	Si	1.176	1.935
17	+Y	Masse	171.445	2.728	4.957	1.566	Si	1.144	2.668	Si	0.939	2.668	Si	1.688	2.189
18	+Y	Masse	-171.445	2.774	5.310	1.747	Si	1.140	2.958	Si	0.936	2.958	Si	1.718	2.389
19	+Y	1° modo	171.445	3.593	3.369	2.705	No	1.549	1.672	Si	1.224	1.672	Si	0.941	1.079
20	+Y	1° modo	-171.445	3.621	3.232	2.706	No	1.565	1.731	Si	1.232	1.731	Si	0.897	1.106
21	-Y	Masse	171.445	2.943	5.073	1.474	Si	1.275	3.938	Si	1.047	2.779	Si	1.623	2.924
22	-Y	Masse	-171.445	2.952	5.053	1.656	Si	1.251	2.380	Si	1.027	2.380	Si	1.620	1.836
23	-Y	1° modo	171.445	4.082	5.873	2.212	Si	1.719	2.930	Si	1.349	2.214	Si	1.356	1.704
24	-Y	1° modo	-171.445	4.002	6.826	2.308	Si	1.695	3.193	Si	1.330	2.394	Si	1.300	1.884

Come si può osservare in Tabella 9, la struttura risulta sempre verificata nei confronti di entrambi gli stati limite di danno (SLD e SLO) ma non completamente nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita. Si vuole comunque far notare che anche considerando l'analisi maggiormente punitiva per la struttura (analisi 20, in direzione y , con distribuzione forze I modo, con eccentricità accidentale aggiuntiva) l'indicatore di rischio $Alfa_u$ (OPCM 3362 dell'8 luglio 2004) è di poco inferiore all'unità.

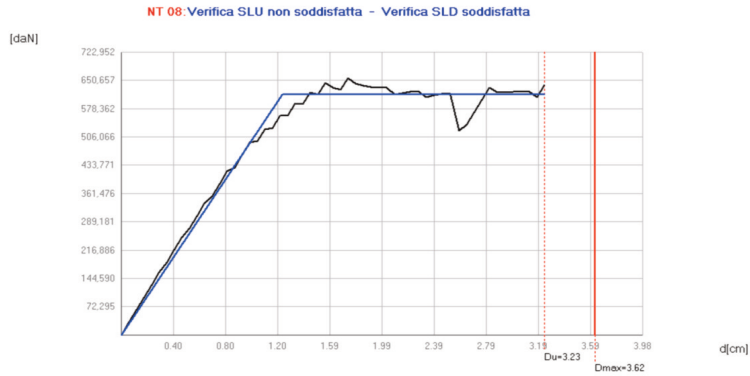
Dai risultati delle analisi è emerso come la direzione di maggior debolezza sia quella trasversale (direzione y), dove l'area di muratura resistente risulta effettivamente minore rispetto alla direzione longitudinale all'edificio (direzione x).

Questa valutazione conferma quanto già ottenuto dall'applicazione del modello semplificato LV1 proposto nelle Linee Guida per la tipologia *Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi*. Se si confronta il valore dell'indice f_a ottenuto dall'applicazione del modello LV1 con il coefficiente di rischio $Alfa_u$ si osserva come quest'ultimo analogo al precedente, seppur leggermente superiore: il carattere semplificato della valutazione LV1, giustifica il risultato a favore di sicurezza tramite l'approccio territoriale.

Di seguito si riportano, a titolo di esempio, la curva di capacità relativa all'analisi 20 (distribuzione forze I modo, con eccentricità accidentale aggiuntiva verso positivo) e la verifica nei confronti dell'azione sismica caratterizzata da una vita di riferimento di 75 anni. Si riporta, inoltre, il quadro del danneggiamento relativo ad alcune pareti per l'analisi in questione.

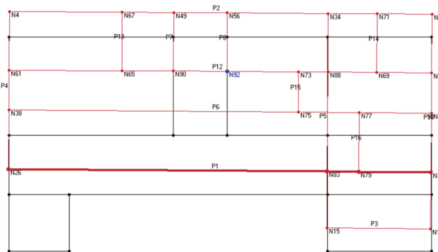
Risultati relativi all'analisi n° 20 in direzione Y

(distribuzione *primo modo* con eccentricità accidentale aggiuntiva verso positivo)

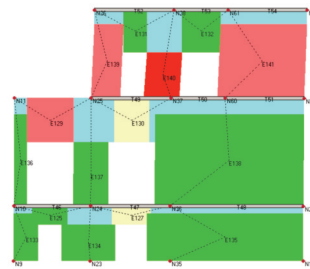


Curva di capacità e bilineare equivalente (la linea rossa continua identifica il punto rappresentativo della risposta attesa per l'edificio dovuta all'azione sismica di progetto; la linea tratteggiata rappresenta la capacità di spostamento della struttura).

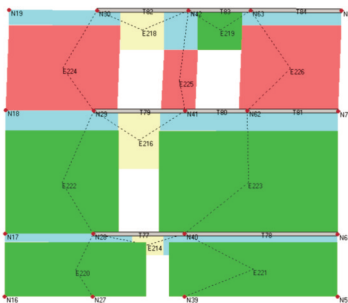
Deformata in pianta in corrispondenza dello spostamento D_u



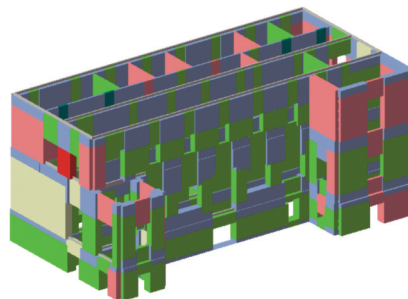
Danneggiamento della parete 4 in corrispondenza dello spostamento D_u



Danneggiamento della parete 9 in corrispondenza dello spostamento D_u



Visione 3D dello stato di danneggiamento in corrispondenza dello spostamento D_u



6 Conclusioni

La sicurezza sismica dell'Antiquarium Palatino è stata valutata sia sulla base del modello di valutazione LV1 proposto per la tipologia “*Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi*” all'interno delle Linee Guida sia adottando un metodo di verifica corrispondente ad un livello di valutazione LV3. In entrambi i casi, dalle valutazioni effettuate è emerso come la direzione y (trasversale allo sviluppo della struttura) rappresenti la direzione di maggiore debolezza della struttura.

Per quanto riguarda l'intervento di consolidamento effettuato in un recente passato (§2), si sottolinea come sia basato su un retaggio culturale superato dalle indicazioni contenute nelle attuali Linee Guida e come nella valutazione della sicurezza sismica esso sia stato computato come caratterizzante la condizione attuale dell'edificio. Eventuali soluzioni tecniche di miglioramento sismico che potrebbero essere oggi messe in opera dovrebbero invece tenere in considerazione i criteri riportati nel capitolo 6 della Linee Guida in modo da garantire una reale affidabilità delle soluzioni tecniche adottate.

7 Riferimenti bibliografici

Circolare 2 febbraio 2009, n° 617, C.S.LL.PP, Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008

Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008, (G.U. n. 29 del 4.02.2008 suppl. ord. n° 30).

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12 ottobre 2007 (*Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*). G.U. n. 24 del 29.01.2008 suppl. ord. n. 25.

OPCM, n° 3362, 8 Luglio 2004. Gazzetta Ufficiale n° 165 del 16 luglio 2004.

Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A. 2001, *TREMURI Program: Seismic Analyser of 3D masonry buildings*.