



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

PROVVEDITORATO INTERREGIONALE PER LE OPERE PUBBLICHE
PER IL LAZIO, L'ABRUZZO E LA SARDEGNA

SEDE CENTRALE DI ROMA



IL RUP
Arch. Antonio Napolitano

IL PROGETTISTA
prof. arch. Paolo Rocchi
Via Guido Banti n.7 - 00191

COLLABORATORI
arch. Renato Salvemini
Coordinatore della progettazione
arch. Caterina Galletti
Coordinatore progetto di restauro

CONSULENZE SPECIALISTICHE
dott.ssa Marina Maugeri
Interventi di restauro e risanamento conservativo
ing. Alessandro Casciari
Progettazione strutturale
dott. geol. Donatella Pingitore
Indagini geognostiche e relazione geologica
prof. arch. Carlo Bianchini
Sapienza Università di Roma
Rilievo laser scanner e verifiche geometriche

CHIESA DEI SS. BIAGIO E CARLO AI CATINARI

MINISTERO DELL'INTERNO (FEC) PROGETTAZIONE DEFINITIVA - ESECUTIVA E DI
COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE DEI LAVORI DI
COMPLETAMENTO DI RISANAMENTO CONSERVATIVO E DI CONSOLIDAMENTO GENERALE
DELLA CHIESA DI SS. BIAGIO E CARLO AI CATINARI IN ROMA

N.	REVISIONE	DATA
00		17/12/2018
01		19/03/2019
02		
03		

IL DIRETTORE DEI LAVORI

L'IMPRESA

<input type="checkbox"/>	PROGETTO PRELIMINARE	<input checked="" type="checkbox"/>	PROGETTO DEFINITIVO	<input checked="" type="checkbox"/>	PROGETTO ESECUTIVO
--------------------------	-----------------------------	-------------------------------------	----------------------------	-------------------------------------	---------------------------

	STATO DEI LUOGHI			<input checked="" type="checkbox"/>	PROGETTO	
--	-------------------------	--	--	-------------------------------------	-----------------	--

<input type="checkbox"/>	RILIEVO	<input type="checkbox"/>	ARCHITETTURA	<input checked="" type="checkbox"/>	STRUTTURE	<input checked="" type="checkbox"/>	RESTAURO
--------------------------	----------------	--------------------------	---------------------	-------------------------------------	------------------	-------------------------------------	-----------------

ELABORATO		ELABORATO		DESCRIZIONE DELL'ELABORATO				FORMATO	
RELAZIONE		RCS		RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE				A4	

P.D. P.E.	PROG.	E.R.	STR.	R.C.S.	01	01	DATA 19/03/2019
--------------	-------	------	------	--------	----	----	--------------------

Relazione di calcolo delle strutture

1. PREMESSA	3
2. Normativa di riferimento	3
3. Criteri per la valutazione della sicurezza sismica e dell'efficacia dell'intervento	3
4. Materiali esistenti	4
4.1 Livello di conoscenza e fattori di confidenza	4
4.2 Parametri meccanici della muratura	6
5. Definizione dell'azione sismica	8
6. Analisi svolte	13
6.1 Analisi dei cinematismi	13
6.2 Modellazione FEM	13
7. Cinematismi 01: Ribaltamento globale o parziale della facciata	14
7.1 Analisi del cinematismo	14
7.2 Considerazioni sul calcolo	15
7.3 Stato di fatto	16
7.4 Stato di progetto	28
8. Cinematismi 02: Ribaltamento della parete della navata di destra	42
8.1 Analisi del cinematismo	42
8.2 Considerazioni sul calcolo	42
8.3 Stato di fatto	43
8.4 Stato di progetto	50
9. Cinematismo 03: Volte delle cappelle laterali	59
9.1 Analisi del cinematismo	59
9.2 Considerazioni sul calcolo	60
9.3 Intervento di inserimento tiranti	64
10. Cinematismo 04: Il campanile	70
10.1 Analisi del cinematismo	70
10.2 Stato attuale	70
10.3 Stato di progetto	72
10.4 Verifica delle sezioni più significative del campanile	73
11. Gli arconi	77
11.1 Stato attuale	77
12. Cinematismo 05: Paraste di rivestimento	80
12.1 Verifica delle connessioni	81
13. Riepilogo dei risultati dei cinematismi	83
14. Modello FEM	86

14.1 Analisi tensionale

87

1. PREMESSA

La presente relazione si redige al fine di illustrare il progetto definitivo - esecutivo dei lavori di completamento del risanamento conservativo e consolidamento generale della Chiesa di SS. Biagio e Carlo ai Catinari in Roma, che si pone come obiettivo la definizione di interventi in grado di affrontare complessivamente le problematiche strutturali e di sicurezza all'interno del monumento, nell'ambito della disponibilità economica messa a disposizione dall'Ente Appaltante, (Provveditorato Interregionale per le Opere Pubbliche per il Lazio, l'Abruzzo e la Sardegna).

2. Normativa di riferimento

Si riporta qui di seguito la normativa di riferimento, in particolare la legge quadro e gli aggiornamenti successivi fino alle più recenti disposizioni.

- ✓ L. 12/2/1974 N°64: "Regolamento sismico italiano e successive modifiche"
- ✓ D.M. 14/01/2008 Min. delle Infrastrutture e dei Trasporti "Norme tecniche per le costruzioni".
- ✓ Circolare esplicativa N°617 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzione di cui al D.M. 14/01/2008".
- ✓ Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011: Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni.
- ✓ CNR-DT 200/2013 Istruzioni per la Progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati.

3. Criteri per la valutazione della sicurezza sismica e dell'efficacia dell'intervento

Come riportato nel §2.2 delle Linee Guida del 9 febbraio 2011: "Valutazione e *riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*" gli interventi previsti nel progetto, rientrano nel livello di valutazione LV2 (Riparazione o intervento locale), in quanto si interverrà su porzioni limitate del manufatto e con una analisi globale in forma semplificata per valutare che non vi siano dei peggioramenti delle condizioni di sicurezza. Altra giustificazione del livello di valutazione adottato, sta nel fatto che tutti gli interventi previsti, anche per il fatto che comunque sono limitati ad alcune parti strutturali, non modificano il comportamento strutturale del complesso monumentale e non si tratta di un edificio di tipo "strategico". Un ultimo motivo per cui si è deciso di adottare il livello LV2, come anche citato dalle Linee Guida al punto 5.4.3, proprio per le chiese e locali adibiti al culto, sta nella complessità e vastità del monumento, oltre al fatto che si ha a che fare con una limitata disponibilità finanziaria.

Per quanto concerne gli interventi strutturali, i criteri adottati per le scelte progettuali si ispirano a quanto riportato nelle "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni" (DPCM 9 febbraio 2011). In accordo con tali Linee Guida, un criterio fondamentale che ha indirizzato le scelte progettuali, è stata la volontà di rispettare

l'organismo strutturale. Tale scelta si è concretizzata nell'importanza che si è data alla fase di conoscenza della struttura e di studio del suo comportamento, sismico e statico, coadiuvata anche da modellazioni numeriche. Si è scelto di operare secondo un simile approccio volendo fornire una proposta in linea con il concetto di "minimo intervento", così come anche menzionato nelle Linee Guida, sempre al punto 2.2.

Perché tali interventi fossero minimi e mirati, si è riservata la massima importanza allo studio dei dissesti passati, testimoniati oggi dalla presenza di fessure o deformazioni, e all'individuazione delle vulnerabilità strutturali in genere.

In generale gli interventi previsti si integrano con la struttura esistente, senza voler trasformarla o sostituirsi a questa, ma correggendola nelle eventuali carenze o vulnerabilità riscontrate.

Particolare attenzione si è riservata all'integrazione e armonizzazione dei pochi elementi di rinforzo che saranno visibili, scegliendo sempre le soluzioni che, a parità di efficacia, evitino le interferenze con gli apparati decorativi.

Al fine di procedere con il concetto del minimo intervento, e quindi evitare opere "superflue", significa agire in termini di "vita nominale" del bene, e quindi accettare, un livello di rischio sismico più elevato rispetto a quello delle strutture ordinarie, piuttosto che intervenire contro i criteri di conservazione del patrimonio.

Infatti, dalle verifiche dei cinematismi riportati in seguito, risulta che l'intervento non è adeguato all'azione sismica del sito, ma lo è a seguito di una riduzione della vita nominale, ciò vuol dire che entro quel numero di anni, il bene, deve essere nuovamente sottoposto a verifiche e andrà previsto un efficace programma di monitoraggio. Secondo quanto riportato al punto 2.4 delle Linee Guida, la vita nominale, inferiore di 50 anni, ma maggiore di 20 anni possono comunque considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato.

4. Materiali esistenti

4.1 Livello di conoscenza e fattori di confidenza

Come riportato nel §C8A.1.A della Circolare n.617 del 2 febbraio 2009: *"La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali"*.

La definizione del Livello di conoscenza e, di conseguenza, dei fattori di confidenza è stata eseguita sulla base delle indicazioni fornite nel §4.2 dalle Linee Guida del 9 febbraio 2011: *"Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"*. In questo paragrafo il livello di conoscenza raggiunto viene definito dalla seguente espressione:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{CK}$$

dove F_{CK} sono i fattori parziali di confidenza indicati nella Tabella 4.1 (riportata di seguito) delle Linee Guida del 9 febbraio 2011.

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	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	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Rilievo geometrico

Nel caso in esame si è valutato il fattore di confidenza F_{C1} pari a 0,0 poiché si è realizzato un rilievo geometrico completo del monumento e di tutte le sue parti oggetto di progettazione, oltre al rilievo del quadro fessurativo.

Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica

Nel caso in esame si è valutato il fattore di confidenza F_{C2} pari a 0,06 in quanto la ricerca documentale, coordinata con il rilievo materico effettuato in occasione dei sopralluoghi, ha fornito notevoli indicazioni riguardo la successione delle fasi costruttive del monumento; l'edificio però è talmente articolato che permangono alcuni punti non chiariti riguardo le trasformazioni che ha subito nella sua storia plurisecolare.

Proprietà meccaniche dei materiali

Nel caso in esame si è valutato il fattore di confidenza F_{C3} pari a 0,06 poiché sono state effettuate limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali nel corso degli anni. Sono infatti disponibili i risultati delle indagini sui materiali effettuate nel 2006 per la progettazione preliminare che possono essere riassunte come segue:

Indagini passate all'interno della Chiesa

- 2 prove di carico con martinetti piatti singoli
- 2 prove di carico con martinetti piatti doppi
- 4 indagini endoscopiche nelle murature
- 4 Prove soniche

Indagini passate eseguite nel tamburo della cupola a livello del sottotetto

- 4 prove di carico con martinetti piatti singoli
- 1 prove di carico con martinetti piatti doppi
- 9 indagini endoscopiche nelle murature
- 4 Prove soniche

Recentemente sono state effettuate altre prove da Unilab Sperimentazione per la redazione del progetto esecutivo che possono essere così riassunte:

- 22 indagini videoendoscopiche
- 2 carotaggi in fondazione e videoendoscopie
- 10 analisi termografiche

Nel §4.2 delle Linee Guida si legge: “Qualora siano effettuate indagini sulle proprietà meccaniche della muratura, per il fattore parziale di confidenza F_{C3} potrà essere assunto un valore più basso di 0,12 solo se la resistenza a compressione della muratura è considerata nel modello di valutazione”. Si segnala che per le verifiche dei meccanismi locali si è svolta un’analisi cinematica lineare, adottando l’ipotesi di resistenza infinita della muratura. Ciò implica che, in questi casi, F_{C3} è stato posto pari a 0,12.

Terreno e fondazioni

Come si vede si sono indicati due differenti valori per F_{C4} . Infatti, al §4.2 delle Linee Guida si legge: “Nel caso di valutazioni a carattere locale quando le informazioni sul terreno e le fondazioni non hanno alcuna relazione sullo specifico meccanismo di collasso, il fattore di confidenza parziale F_{C4} può essere assunto pari a 0”.

Si distingue allora un F'_{C4} da utilizzarsi nel caso di verifiche locali (pari a 0) da un F''_{C4} da utilizzarsi per lo svolgimento di verifiche non legate a meccanismi locali. Per verifiche influenzate dalle informazioni sul terreno e sulle fondazioni, si adotta $F_{C4} = 0,03$, avendo a disposizione i risultati delle indagini geologiche integrative fatte realizzare.

Si riportano i valori che il fattore di confidenza può assumere in base a quanto sopra esposto.

Per verifiche globali, influenzati dagli aspetti geotecnici:

$$F'_c = 1 + F_{C1} + F_{C2} + F_{C3} + F_{C4} = 1 + 0,0 + 0,06 + 0,06 + 0,03 = \mathbf{1,15}$$

Per verifiche di meccanismi locali, non influenzati dagli aspetti geotecnici e con l’ipotesi di resistenza infinita della muratura:

$$F''_c = 1 + F_{C1} + F_{C2} + F_{C3} + F_{C4} = 1 + 0,0 + 0,06 + 0,06 + 0,00 = \mathbf{1,12}$$

4.2 Parametri meccanici della muratura

Si prende a riferimento il punto 4.1.7 delle Linee Guida, in cui, dopo aver sottolineato l’opportunità che gli enti di tutela territoriali predispongano degli archivi permanenti con raccolte di dati provenienti da interventi su tipologie specifiche di muratura, si riporta:

“In assenza degli archivi di cui sopra si potrà far riferimento, per ogni tipologia muraria, ai valori medi dei parametri meccanici definiti nelle Tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 dell’Appendice C8A alla Circolare”.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18

In generale, le indagini hanno mostrato come la muratura della chiesa in oggetto sia di tipo monolitico in mattoni in laterizio, senza particolari rinforzi esistenti e degradi presenti.

Si riportano dunque i parametri della muratura assunti per il caso specifico:

$$f_m = \frac{2.40 + 4.00}{2} = 3.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = \frac{0,060 + 0,092}{2} = 0,076 \text{ MPa}$$

$$E = \frac{1200 + 1800}{2} = 1500 \text{ MPa}$$

$$G = \frac{400 + 600}{2} = 500 \text{ MPa}$$

Resistenze di calcolo

Per le verifiche di resistenza della muratura si assumono le seguenti espressioni per determinare i parametri resistenti.

Resistenza a compressione:

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_{M \cdot FC}} \quad \text{espressione 4.5.2 NTC2008}$$

Resistenza a taglio in assenza di compressione:

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{FC \cdot \gamma_M} \quad \text{punto C8.7.1.5 della Circolare 617/2009}$$

Resistenza a taglio in presenza di compressione:

$$\tau_d = \tau_{0d} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} \quad \text{espressione 5.4 D.P.C.M. 09/02/2011}$$

5. Definizione dell'azione sismica

Si specifica che, come ben esplicitato nella Relazione Geologica redatta dalla dott.ssa Donatella Pingitore, lo spettro orizzontale elastico da considerare per il sito di intervento è analogo a quello fornito dalla normativa. Ecco perché si utilizza lo spettro che risulta dalla procedura di calcolo da norma con i parametri di seguito esplicitati.

Latitudine e longitudine del sito:

Sistema di coordinate ED50: latitudine 41.89544, longitudine 12.476112;

Per i beni di interesse culturale esposti ad azioni sismiche è opportuno definire un livello di sicurezza sismica di riferimento, differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento.

A tale scopo si introducono i parametri utilizzati per la valutazione dell'azione sismica utili per la determinazione dello *spettro di progetto* facendo riferimento alle definizioni contenute nelle *NTC2008* al paragrafo § 2.4 e nelle *Linee Guida per la valutazione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove norme tecniche per le costruzioni* (DM 14 Gennaio 2008).

Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Nel caso in esame si parte considerando una $V_N = 50$ poiché si fa riferimento ad un tipo di costruzione 2 (importanza normale. Nello svolgimento delle analisi dei cinematismo, come meglio descritto in seguito, la vita nominale, viene “modificata” per poter meglio definire l'intervento minimo.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La vita nominale di un bene culturale dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno; tuttavia, ciò porterebbe ad una verifica sismica gravosa e nel caso in cui gli interventi richiesti dovessero risultare troppo invasivi nei riguardi dell'opera, coerentemente con la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, il progetto potrà far riferimento ad una vita nominale più breve.

Questa vita nominale ridotta (anche inferiore a 50 anni) consentirà comunque di certificare la sicurezza di un intervento meno invasivo, in quanto questo tutelerà la costruzione in termini probabilistici per un numero minore di anni.

Si dovrà comunque avere l'accortezza di controllare che tale valore non scendo al di sotto di un determinato valore, per esempio 20 anni, in quanto vorrebbe dire che sarebbero troppo ristretti i tempi di successive verifiche.

Ulteriori e più pesanti interventi potranno essere posticipati nel tempo; al termine della vita nominale una nuova verifica dovrà essere eseguita, e conseguentemente nuovi interventi potranno risultare necessari, ma sarà a quel punto possibile avvalersi dei progressi conoscitivi e tecnologici, in termini di conoscenza della pericolosità sismica, capacità di valutare la vulnerabilità della costruzione e disponibilità di tecniche di intervento meno invasive.

Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Nel caso analizzato è stata considerata una Classe III, ovvero:

“Classe III: Uso molto frequente e/o con affollamenti significativi....”

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Nel caso in esame si ha $V_R = 50$ anni $\times 1.5 = 75$ anni.

Caratteristiche del suolo

Coerentemente con quanto si legge nella Relazione geologica redatta dalla dott.ssa Geol. Donatella Pingitore, e considerando il punto 3.2.2 delle NTC, è possibile valutare la risposta sismica adottando le seguenti classi di riferimento:

Categoria del suolo: C

Coefficiente di topografia: T1

Per la categoria di sottosuolo C è possibile calcolare, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* , i valori di S_S e S_T che definiscono rispettivamente i coefficienti di amplificazione stratigrafica e di amplificazione topografica, in base a quanto riportato nella tab.3.2V e 3.2VI delle NTC2008.

Categoria sottosuolo	S_S	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Si utilizzeranno i seguenti valori:

$S_S=1.50$ (per suolo C)

$S_T=1.0$

Stati limite di riferimento

Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico l'acquisizione di un sufficiente livello di sicurezza e protezione nei riguardi del rischio sismico è garantita attraverso il rispetto di tre stati limite: due fanno riferimento agli stati limite definiti dalle NTC, mentre uno è specifico per i beni culturali.

Gli Stati Limite Ultimi, SLU, sono motivati dalla volontà di salvaguardare la costruzione e l'incolumità degli occupanti nel caso di terremoti rari e di forte intensità, essi sono differenziati in Stato Limite di Salvaguardia della Vita, SLV e Stato Limite di prevenzione del Collasso, SLC.

Gli Stati Limite di Esercizio, SLE, hanno l'obiettivo di limitare i danni per i terremoti meno intensi ma più frequenti, per ragioni economiche e funzionali, e sono differenziati in Stato Limite di operatività, SLO, e Stato Limite di Danno, SLD)

Gli Stati limite da considerare per i beni culturali sono di norma, SLV e SLD, per la cui definizione si ricorda il punto 3.2.1 delle NTC:

- ✓ **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- ✓ **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Con la verifica nei confronti dello SLV si garantisce non solo l'incolumità delle persone ma la stessa conservazione del manufatto, che potrà essere restaurato a seguito dell'evento.

La verifica nei confronti dello SLD è considerata solo in relazione alla perdita di funzionalità (agibilità) del manufatto, in quanto si ritiene che la danneggiabilità di una costruzione storica in muratura, specie nei riguardi di un'azione sismica frequente, sia imprescindibile per tali manufatti e, come tale, conseguenza del tutto accettabile.

Le Verifiche sono state dunque eseguite solo agli SLU (§8.3 NTC) rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV).

Fattori di struttura

Per gli edifici in muratura il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica può essere calcolato come riportato nel §C.8.7.1.2, tramite la seguente espressione:

$q = 1,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ nel caso di edifici non regolari in altezza,

dove: α_u / α_1 rappresenta il rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

Trattandosi di costruzioni esistenti in muratura, si ricava:

$\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$, il fattore di struttura risulta quindi: $q = 1,5 \times 1,5 = 2,25$.

Per le analisi eseguite nella chiesa si è impiegato un fattore di struttura q pari a 2,25 in aderenza a quanto indicato al paragrafo 5.4.2 delle suddette Linee Guida.

Spettri di risposta

In base a quanto specificato precedentemente si riporta l'andamento dello spettro di risposta elastico orizzontale per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) nell'ipotesi di $V_N = 50$ anni, nella prima immagine e in quella di $V_N = 15$ anni, nella seconda.



Con riferimento a $V_N = 50$ anni



Con riferimento a $V_N = 15$ anni

6. Analisi svolte

Il complesso che in modo sintetico viene indicato con il nome Chiesa di SS. Biagio e Carlo ai Catinari, è caratterizzato da una notevole articolazione in corpi strutturali che interagiscono in modo vario tra loro. A fronte di tale complessità plano-altimetrica, è d'obbligo una considerazione, che è riportata nel D.P.C.M. 9 febbraio 2011:

“l’esperienza acquisita a seguito dei passati eventi sismici ha infatti mostrato come, per gli edifici storici in muratura, il collasso sia raggiunto, nella maggior parte dei casi, per perdita di equilibrio di porzioni limitate della costruzione, definite nel seguito macroelementi”.

L’analisi dei macroelementi che si possono individuare all’interno del complesso della cattedrale è stata fondamentale per riuscire ad individuare le vulnerabilità dell’edificio. Si può infatti dire a ragione, rileggendo quelle poche righe del testo delle Linee Guida, che in un edificio storico in muratura è prioritaria l’individuazione delle sue parti (macroelementi) più deboli, e la correzione (o mitigazione) di tale debolezza, poiché si potrebbe affermare che un edificio storico è tanto forte quanto il più debole dei suoi elementi. In virtù di quanto detto, si può dire che ha senso parlare di comportamento globale di un edificio storico in muratura solo dopo aver studiato il comportamento di tutti i singoli macroelementi che lo compongono. Questo è effettivamente quanto si è fatto per lo studio del comportamento strutturale dell’edificio in esame, il quale è stato modellato secondo due approcci:

- ✓ Analisi dei cinematismi;
- ✓ Modellazione globale dell’edificio.

Questi due approcci, profondamente differenti nelle assunzioni e nelle ipotesi che hanno alla base, sono stati portati avanti in modo complementare.

6.1 Analisi dei cinematismi

Lo strumento principe per lo studio dei macroelementi di edifici in muratura è l’analisi dei cinematismi. Nel caso specifico questa è stata fondamentale anche per la definizione degli interventi, poiché, credendo nel minimo intervento, si è cercato di intervenire esclusivamente laddove ci fosse la necessità. Nel caso specifico, i meccanismi locali sono stati studiati mediante analisi cinematica lineare, con fattore di struttura, condotta come spiegato nel punto C8A.4.1 della Circolare 617/2009. Il modello strutturale in questo caso è costituito da blocchi che sono ipotizzati indeformabili, che possono solo muoversi secondo cinematismi di rotazione o traslazione rigida, compatibili con i vincoli dall’esterno. Nelle verifiche svolte si è trascurata la resistenza a compressione della muratura.

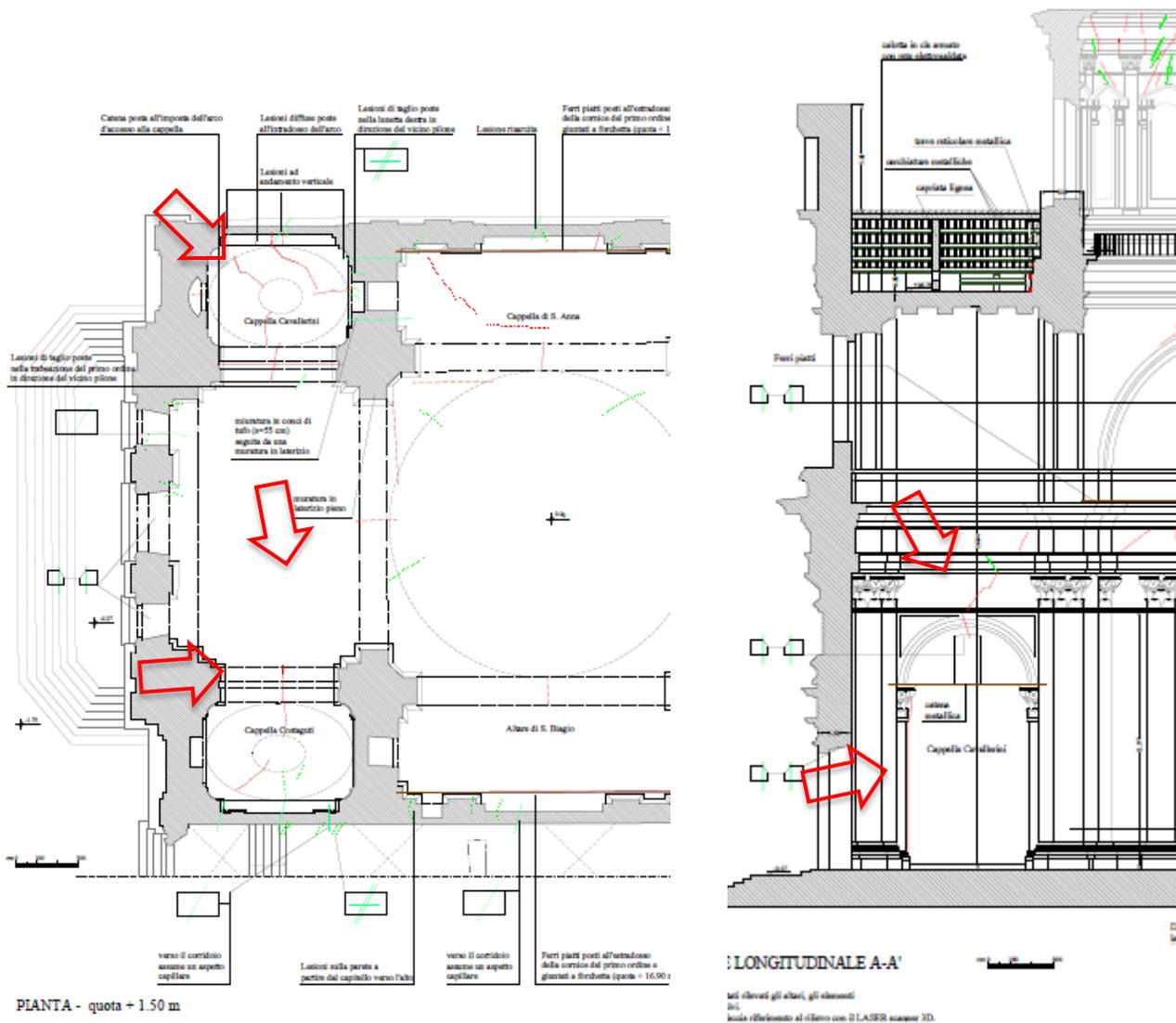
6.2 Modellazione FEM

Per le motivazioni su espresse si è data la massima importanza all’analisi cinematica, sicuramente più calzante per un edificio storico in muratura, ma va detto che non poche volte questa è stata guidata, o semplicemente supportata, dai risultati dello studio sul modello di calcolo agli elementi finiti. Ciò appare con evidenza nei capitoli della relazione generale dedicati all’analisi dello stato di fatto, dove si mostra come l’attenta osservazione dei risultati della modellazione (modi di vibrare, distribuzione delle tensioni, configurazioni deformate) possa rivelare alcuni punti deboli della struttura, che poi possono essere approfonditi o modellati con l’analisi dei cinematismi.

7. Cinematismi 01: Ribaltamento globale o parziale della facciata

7.1 Analisi del cinematismo

Uno dei cinematismi possibili, come anche riportato nelle Linee Guida del 2011, è rappresentato dal possibile ribaltamento della facciata principale. Dal rilievo del quadro fessurativo, si riscontrano lesioni trasversali alla chiesa, in corrispondenza delle cappelle laterali adiacenti l'ingresso principale



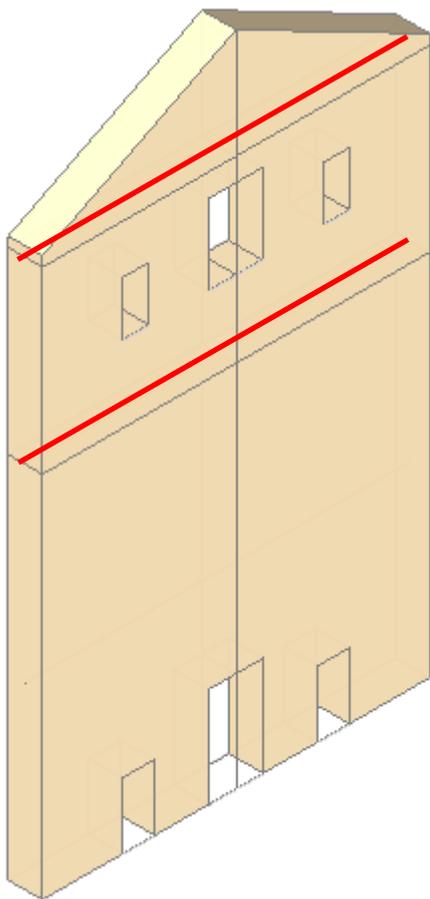
Nelle immagini sopra riportate si sono evidenziate le lesioni in oggetto. Queste lesioni, seppur ritenute non gravissime e non presentando fuori piombo eccessivi, fanno presumere ad un ipotetico fenomeno di ribaltamento verso l'esterno, vista anche la completa assenza di elementi di trattenuta, quali per esempio, catene metalliche. Oltre che da un punto di vista comportamentale della struttura, si è valutato il fenomeno attraverso valutazioni di tipo analitiche che vengono meglio esposti nel paragrafo successivo.

7.2 Considerazioni sul calcolo

Il calcolo svolto consiste in un'analisi cinematica lineare dei cinematismi considerati, per giungere alla determinazione del fattore di rischio corrispondente allo specifico cinematismo, definito come rapporto tra l'accelerazione di attivazione del meccanismo e l'accelerazione sismica attesa.

Considerando le valutazioni svolte in merito allo stato di fatto, ed in particolare in merito all'ammorsamento tra le pareti longitudinali e la facciata, si sceglie di trascurare tale ammorsamento. Come carichi applicati, si considerano quelli della copertura in base alla loro area di competenza.

Si è utilizzato il programma PCM2018, dell'Aedes, in particolare il modulo per il calcolo dei cinematismi fuori dal piano. In tale software la facciata è interamente modellata nella sua geometria e si verificano in totale quattro cinematismi possibili, corrispondenti al ribaltamento di quattro diverse porzioni di parete, attorno alle quattro cerniere cilindriche orizzontali numerate nel disegno di seguito.



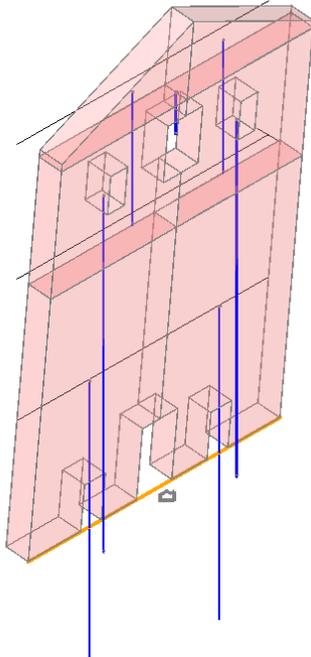
7.3 Stato di fatto

Dati

Si riportano i dati geometrici per la modellazione del cinematismo nel software PCM2018 con il diverso posizionamento delle cerniere, *nella condizione di vita nominale pari a 50 anni.*

1) Cinematismo

Ribaltamento semplice



Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
929.849	35.000	0.000	0.719	1.286	1.120	X

- V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
- H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
- Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
- T1 = primo periodo di vibrazione
- γ = Coefficiente di partecipazione modale
- FC = fattore di confidenza
- SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.000	0.000	0.000	19.375	0.000	0.000	0.000	0.000	17849.28	0.833	19.375

- n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
- X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ_2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	4.658	0.858	9.765	0.00	0.00	-5094.75	0.00	0.00	0.00	0.30
2	peso proprio	14.642	0.858	9.765	0.00	0.00	-5094.75	0.00	0.00	0.00	0.30
3	peso proprio	14.745	0.858	22.879	0.00	0.00	-2391.08	0.00	0.00	0.00	0.30
4	peso proprio	4.545	0.858	22.875	0.00	0.00	-2384.96	0.00	0.00	0.00	0.30
5	generico	9.650	0.850	27.500	0.00	0.00	-278.00	0.00	0.00	-87.70	0.00
6	peso proprio	6.165	0.858	29.347	0.00	0.00	-885.87	0.00	0.00	0.00	0.30
7	peso proprio	13.135	0.858	29.347	0.00	0.00	-885.87	0.00	0.00	0.00	0.30

 n. = numero consecutivo del carico
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
 ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2
 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,
 mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

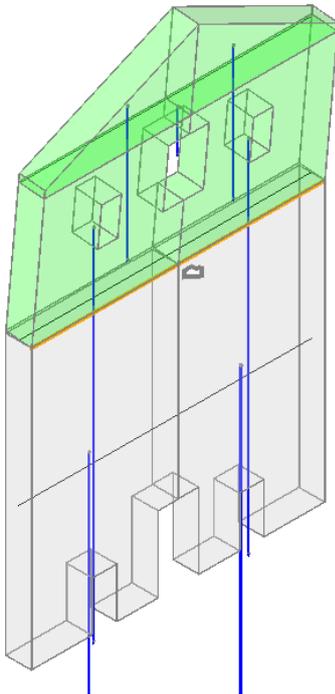
Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-5094.75	0.00	-5094.75	0.000	-9.765	0.854	-4348.965	49750.719
2	0.00	0.00	-5094.75	0.00	-5094.75	0.000	-9.765	0.854	-4348.965	49750.719
3	0.00	0.00	-2391.08	0.00	-2391.08	0.000	-22.879	0.847	-2025.393	54705.953
4	0.00	0.00	-2384.96	0.00	-2384.96	0.000	-22.875	0.847	-2020.213	54556.930
5	0.00	0.00	-278.00	0.00	-278.00	0.000	-27.500	0.836	-232.477	7645.117
6	0.00	0.00	-885.87	0.00	-885.87	0.000	-29.348	0.844	-747.520	25998.199
7	0.00	0.00	-885.87	0.00	-885.87	0.000	-29.348	0.844	-747.520	25998.199

 n. = numero consecutivo del carico
 PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2*Q$ nel sistema XYZ
 EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
 $\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ
 (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):
 $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

2) Cinematismo

Ribaltamento semplice



Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
363.766	35.000	15.000	0.719	1.286	1.120	X

 V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
 H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
 Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
 T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
 FC = fattore di confidenza
 SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.000	0.000	18.500	19.300	0.000	18.500	0.000	0.000	7659.79	0.833	19.300

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	4.545	0.858	22.875	0.00	0.00	-2384.96	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	9.650	0.850	27.500	0.00	0.00	-278.00	0.00	0.00	-87.70	0.00
3	peso proprio	6.165	0.858	29.347	0.00	0.00	-885.87	0.00	0.00	0.00	0.30
4	peso proprio	13.135	0.858	29.347	0.00	0.00	-885.87	0.00	0.00	0.00	0.30
5	peso proprio	14.745	0.858	22.879	0.00	0.00	-2391.08	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-2384.96	0.00	-2384.96	0.000	-4.375	0.856	-2042.274	10435.102
2	0.00	0.00	-278.00	0.00	-278.00	0.000	-9.000	0.845	-235.049	2502.118
3	0.00	0.00	-885.87	0.00	-885.87	0.000	-10.848	0.853	-755.715	9609.607
4	0.00	0.00	-885.87	0.00	-885.87	0.000	-10.848	0.853	-755.715	9609.607
5	0.00	0.00	-2391.08	0.00	-2391.08	0.000	-4.379	0.856	-2047.510	10470.906

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2*Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

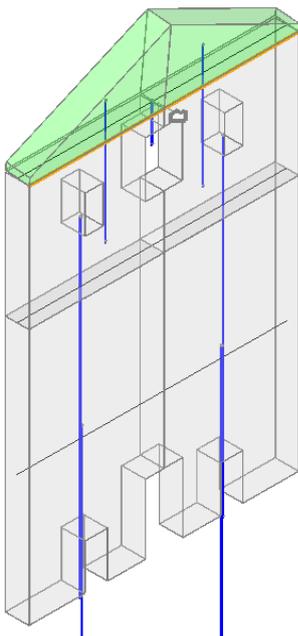
L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):

$L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

3) Cinematismo

Ribaltamento semplice



Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
98.430	35.000	20.000	0.719	1.286	1.120	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
FC = fattore di confidenza
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.000	0.000	27.500	19.342	0.000	27.500	0.000	0.000	2327.74	1.111	19.342

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ_2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	6.165	0.858	29.347	0.00	0.00	-885.87	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	9.650	0.850	27.500	0.00	0.00	-278.00	0.00	0.00	-87.70	0.00
3	peso proprio	13.135	0.858	29.347	0.00	0.00	-885.87	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico
tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
 ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

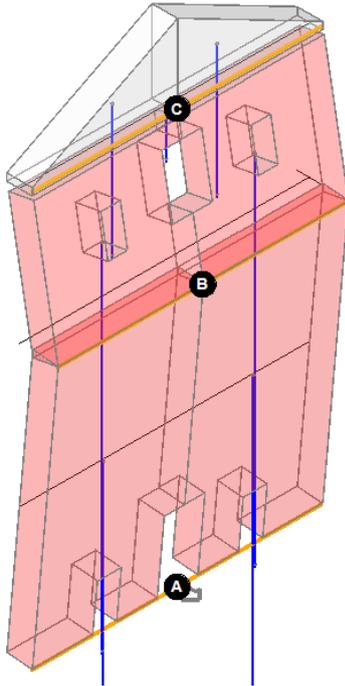
Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-885.87	0.00	-885.87	0.000	-1.848	0.858	-759.701	1636.779
2	0.00	0.00	-278.00	0.00	-278.00	0.000	0.000	0.850	-236.300	0.118
3	0.00	0.00	-885.87	0.00	-885.87	0.000	-1.848	0.858	-759.701	1636.779

n. = numero consecutivo del carico
PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2*Q$ nel sistema XYZ
EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
 $\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)
L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$
L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1): $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

4) Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi



Il cinematismo presenta: un asse di rotazione inferiore; un asse di rotazione intermedio; un asse di rotazione nella posizione del carrello di sommità

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
831.419	35.000	15.000	0.719	1.286	1.120	X

- V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
- H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
- Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
- T1 = primo periodo di vibrazione
- γ = Coefficiente di partecipazione modale
- FC = fattore di confidenza
- SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Assi di rotazione

n.	Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr. (m)	K	N (kN)	fd (N/mm ²)	a (m)
	X	Y	Z	X	Y	Z					
1	0.000	0.000	0.000	19.235	0.000	0.000	0.000	0.000	15521.54	1.111	19.235
2	0.000	0.000	18.500	19.235	0.000	18.500	0.000	0.000	0.00	1.111	19.235
3	0.000	0.000	28.000	19.235	0.000	28.000					

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
 X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	4.658	0.858	9.765	0.00	0.00	-5094.75	0.00	0.00	0.00	0.30
2	peso proprio	14.642	0.858	9.765	0.00	0.00	-5094.75	0.00	0.00	0.00	0.30
3	peso proprio	4.545	0.858	22.875	0.00	0.00	-2384.96	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	9.650	0.850	27.500	0.00	0.00	-278.00	0.00	0.00	-87.70	0.00
5	peso proprio	14.745	0.858	22.879	0.00	0.00	-2391.08	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
 ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: P=G+ψ2*Q, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale G+ψ2*Q (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2

1	0.00	0.00	-5094.75	0.00	-5094.75	0.000	-9.765	0.854	-4348.965	49750.719
2	0.00	0.00	-5094.75	0.00	-5094.75	0.000	-9.765	0.854	-4348.965	49750.719
3	0.00	0.00	-2384.96	0.00	-2384.96	0.000	-9.982	-1.689	4029.065	23806.715
4	0.00	0.00	-278.00	0.00	-278.00	0.000	-0.975	-1.682	467.479	271.132
5	0.00	0.00	-2391.08	0.00	-2391.08	0.000	-9.975	-1.689	4039.421	23850.225

n. = numero consecutivo del carico

PX, PY, PZ = componenti del carico totale $G + \psi^2 Q$ nel sistema XYZ

EX, EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione $n^{\circ}1$ pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1 = \sum(1, \dots, n) [Pi * \delta Yi] + \sum(1, \dots, o) [Fh * \delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):

$L2 = \sum(1, \dots, n) [Pi * \delta Xi] + \sum(n+1, \dots, n+m) [Pj * \delta Xj]$

In corrispondenza della copertura si applica un carico concentrato derivante dall'analisi dei carichi permanenti e accidentali presenti in copertura.

Copertura in legno

Peso degli elementi lignei	45 kg/mq
Pianellato in laterizio	45 =
Soletta in c.a. s=4 cm	100 =
Guaina e isolante	15 =
Manto di copertura in laterizio	80 =
Totale G1+G2	285 =
Q	90 =

Considerando la lunghezza della facciata pari a 19.50 m e l'interasse con la prima capriata in copertura pari a 5.00 m, si applicano i seguenti carichi:

- Carico Permanente: $285 \times 19.5 \times 5.00 = 277.87$ kN
- Carico accidentale: $90 \times 19.5 \times 5.00 = 87.75$ kN

Calcolo allo stato attuale

Si riporta l'output derivante dall'analisi cinematica lineare per i quattro cinematismi ipotizzati, sempre nella configurazione di vita nominale pari a 50 anni.

1) Cinematismo

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.054	1410700	0.813	0.055

α_0 = moltiplicatore di collasso
M* = massa partecipante (C8A.4.3)
e* = frazione di massa partecipante
a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.090	0.000	0.090	0.055	22	15	0.611	0.293

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)
a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)
PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD
TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD
VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD
PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.000	0.092	0.111	132	9	0.602	0.185

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)
a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

01. Cinematismo

Ribaltonamento semplice

$\alpha_0 = 0.054$

■ SLD

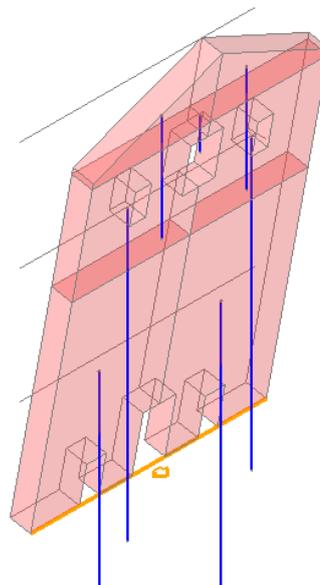
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.055 / 0.090 = 0.611$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 22 / 75 = 0.293$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.111 / 0.185 = 0.602$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 132 / 712 = 0.185$



2) Cinematismo

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.137	574522	0.825	0.138

α_0 = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante (C8A.4.3)

e* = frazione di massa partecipante

a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.090	0.078	0.090	0.136	267	177	1.511	3.560

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.090	0.092	0.247	2475	174	1.339	3.476

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

02. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.137$

■ SLD

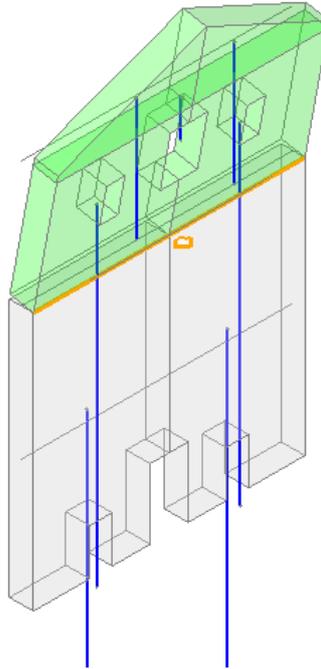
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.136 / 0.090 = 1.511$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 267 / 75 = 3.560$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.247 / 0.185 = 1.339$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$



3) Cinematismo

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.536	180680	0.864	0.517

α_0 = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante (C8A.4.3)

e* = frazione di massa partecipante

a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.090	0.104	0.104	0.247	2475	1641	2.744	33.000

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.120	0.120	0.247	2475	174	1.339	3.476

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

03. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.536$

SLD

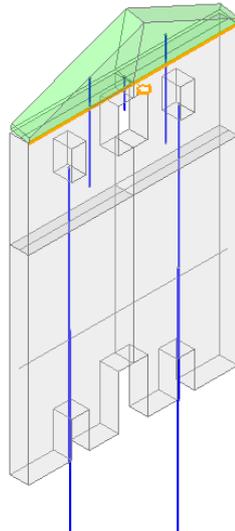
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.247 / 0.090 = 2.744$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 75 = 33.000$

SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.247 / 0.185 = 1.339$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$



4) Cinematismo

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.001	1531253	0.985	0.001

α_0 = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante (C8A.4.3)

e* = frazione di massa partecipante

a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.090	0.078	0.090	0.000	0	0	0.000	0.000

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.090	0.092	0.000	0	0	0.000	0.000

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

04. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.001$

■ SLD

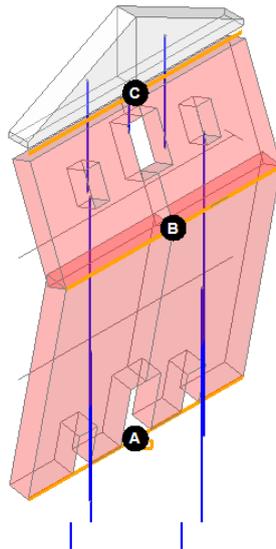
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.000 / 0.090 = 0.000$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 0 / 75 = 0.000$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.000 / 0.185 = 0.000$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 0 / 712 = 0.000$



SINTESI RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α_0	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.054	0.611	0.293	0.602	0.185
2	0.137	1.511	3.560	1.339	3.476
3	0.536	2.744	33.000	1.339	3.476
4	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000

n. = numero consecutivo del cinematismo

α_0 = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.a al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se TR>2475 si pone TR=2475.

Se TR<30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC)

si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR) = k \cdot TR^\alpha$.

Per il sito in esame risulta: $K = 0.010146040$, $\alpha = 0.412758170$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD: $(2475/TR,DLV) = 33.000$

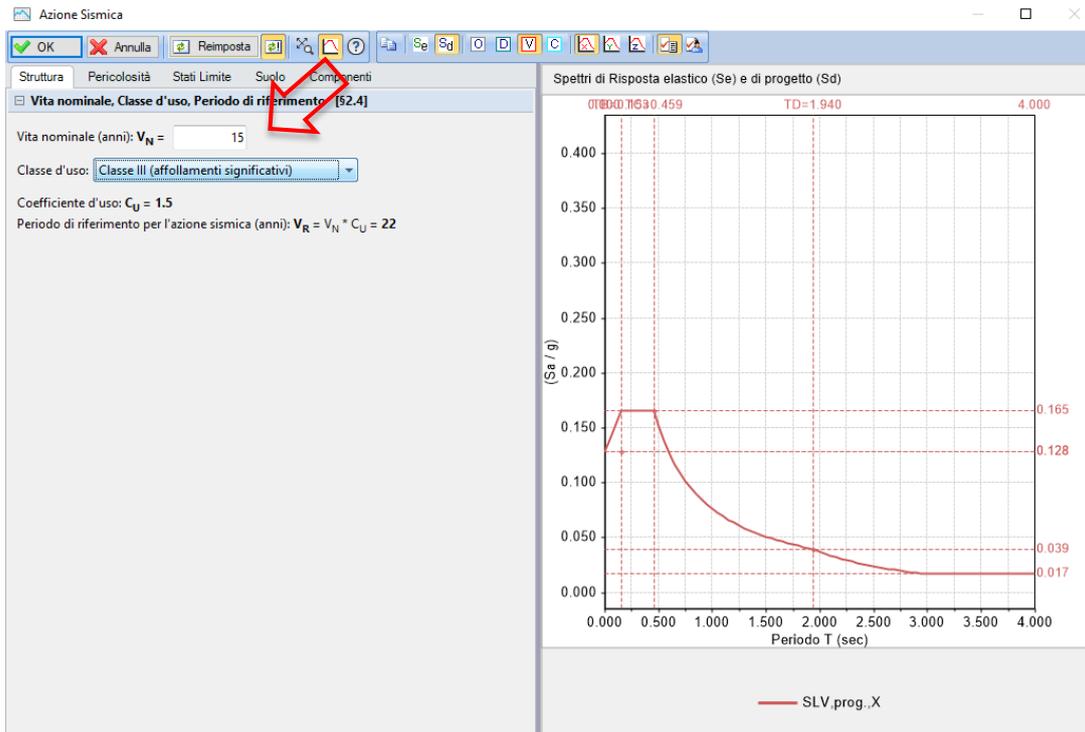
SLV: $(2475/TR,DLV) = 3.476$

In particolare, di seguito si inserisce un quadro sinottico che riporta gli indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione, per i quattro cinematismi individuati nella relazione generale, in merito allo stato di fatto.

Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di fatto con $V_N = 50$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della facciata principale	$IRS_{PGA,1} = 0.611$
Cinematismo 02: Ribaltamento della prima porzione della facciata	$IRS_{PGA,2} = 1.511$
Cinematismo 03: Ribaltamento del timpano	$IRS_{PGA,3} = 2.744$
Cinematismo 04: Flessione di parete vincolata ai bordi	$IRS_{PGA,4} = 0.000$

Si precisa che nella tabella precedente, la denominazione dei cinematismi, come la numerazione, nella prima colonna riprende quella delle relazioni in merito allo stato di fatto; i pedici della colonna di destra invece si riferiscono agli indicatori calcolati con l'analisi numerica.

Al fine di voler perseguire la strada del “*minimo intervento*”, come più volte ribadito, si è provveduto ad effettuare un altro calcolo, in cui si è ridotta la vita nominale del bene, procedendo per tentativi. Da questa analisi è emerso che anche applicando una vita nominale pari a 15 anni (tra l'altro non ammissibile nemmeno dalle Linee Guida), il cinematismo, seppur con un grado di sicurezza maggiore rispetto a quello con vita nominale di 50 anni, continua ad attivarsi. Si riportano i risultati dei cinematismi in questa ulteriore configurazione.

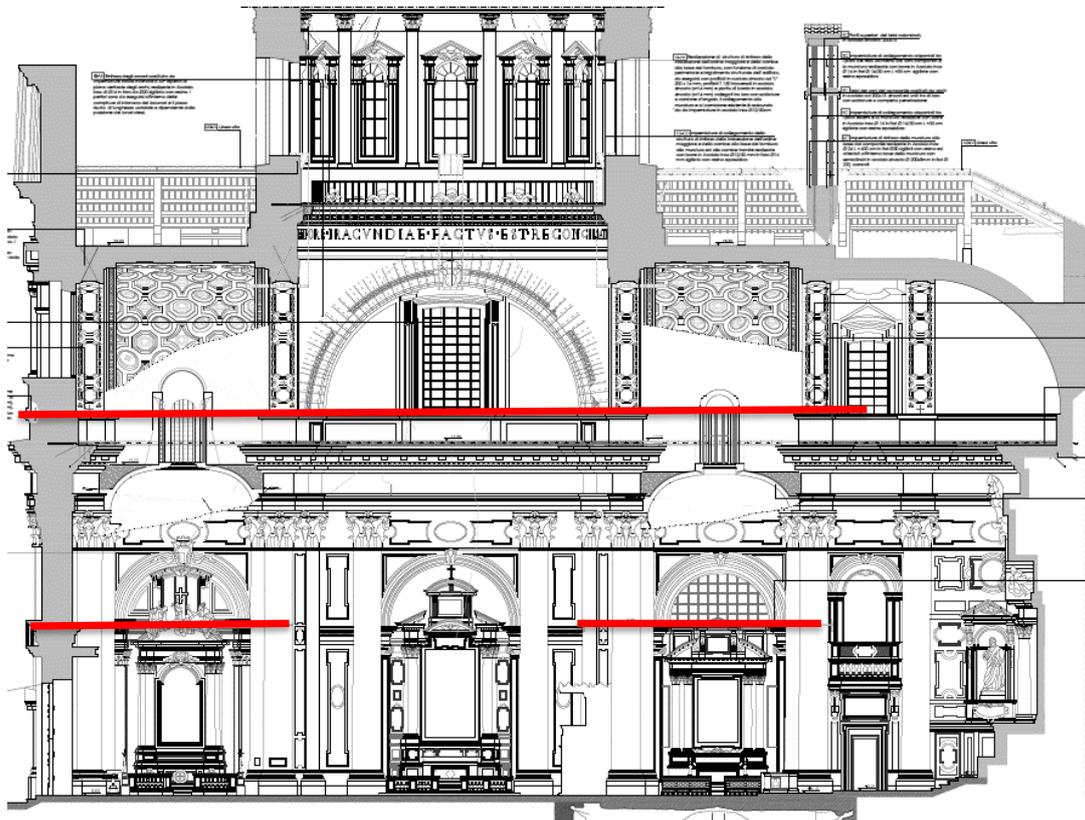


Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di fatto con $V_N = 15$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della facciata principale	$IR_{SPGA,1} = 0.894$
Cinematismo 02: Ribaltamento della prima porzione della facciata	$IR_{SPGA,2} = 2.244$
Cinematismo 03: Ribaltamento del timpano	$IR_{SPGA,3} = 4.016$
Cinematismo 04: Flessione di parete vincolata ai bordi	$IR_{SPGA,4} = 0.000$

Da questa analisi, emerge la necessità di inserire dei presidi antiribaltamento che saranno costituiti da tiranti metallici disposti in posizione opportuna ad evitare l'eventuale ribaltamento, evitando di disporli anche laddove il cinematismo non si espliciti.

7.4 Stato di progetto

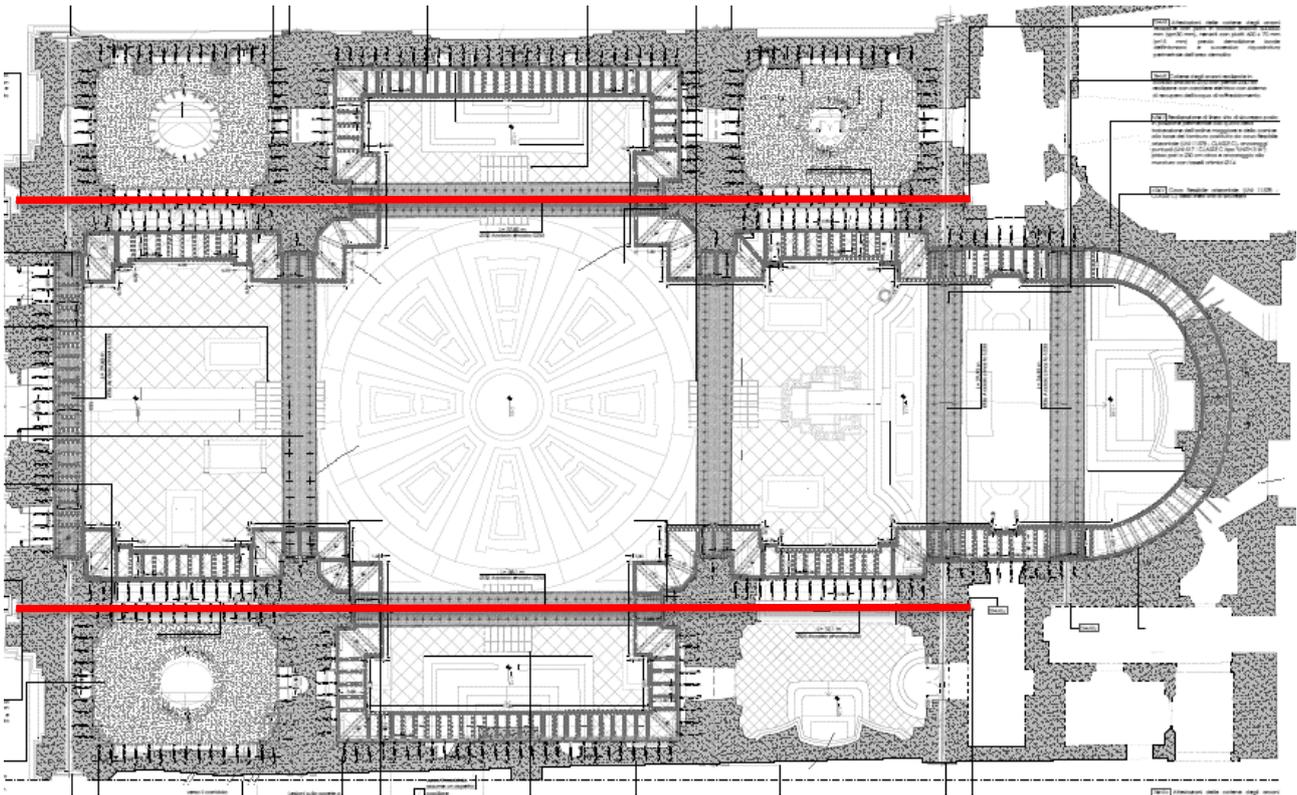
Innanzitutto, si provvede ad inserire le catene anche in corrispondenza delle volte delle cappelle laterali (laddove non presente, visto che nella prima a sinistra in prossimità dell'ingresso è già presente), così da eliminare la spinta degli archi, con gli incatenamenti con barre $\phi 32$. L'immagine seguente mostra l'intervento descritto.



A presidio del ribaltamento globale della facciata principale, si interviene con l'inserimento di catene metalliche posizionate trasversalmente.

Nello specifico, vengono posizionate due catene metalliche di diametro $\phi 32$, in corrispondenza degli arconi della cupola. Gli ancoraggi vengono realizzati con piastre metalliche nervate di dimensioni $380 \times 900 \times 20$ mm da applicare esternamente al paramento murario, lasciandole a vista e disponendole all'interno delle lesene esistenti.

L'immagine seguente mostra la disposizione in pianta delle catene della chiesa.



Determinazione del tiro nelle catene

Per verificare il livello di sicurezza raggiunto si esegue nuovamente l'analisi, considerando nell'equilibrio alla rotazione del corpo rigido anche la reazione dei tiranti. Nel caso di analisi cinematica lineare, tale reazione è considerata essere il tiro ultimo resistente del tirante stesso, dunque il tiro a cui corrisponde la rottura del sistema di incatenamento.

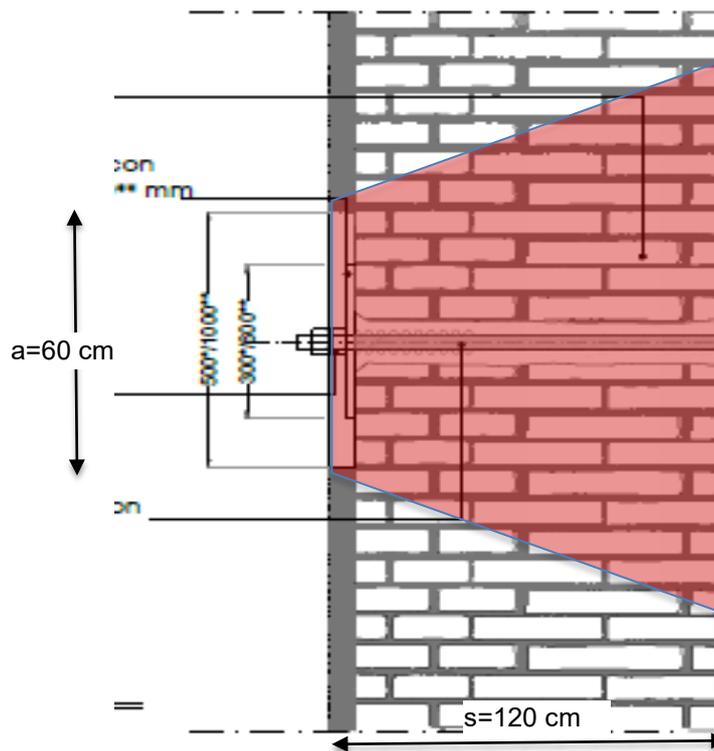
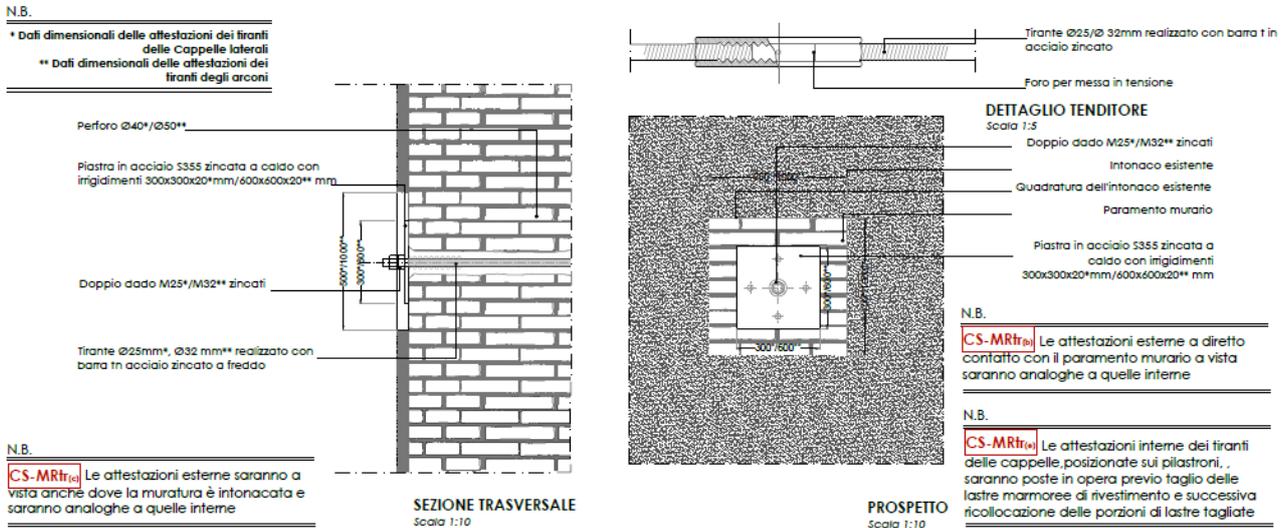
Nel nostro caso tale resistenza è data dalla resistenza degli ancoraggi utilizzati. L'operazione preliminare alla verifica del cinematismo nello stato di progetto è dunque quella di determinare il massimo tiro sviluppabile dagli incatenamenti che si vuole mettere in opera. Questo tiro sarà il minimo tra i tiri resistenti calcolati considerando i diversi tipi di ancoraggio, nonché le diverse condizioni di collasso, a prescindere dal livello di sicurezza raggiunto dal cinematismo. Le dimensioni degli elementi (piastre e tiranti) saranno quelli minimi a sopportare gli sforzi in gioco, cioè che producano tensioni sulle murature e sull'acciaio, inferiori a quelle ammissibili dal materiale.

Ancoraggi con piastra metallica

La resistenza dell'ancoraggio realizzato con piastra metallica di dimensioni 380x900x20 mm, che funge da capochiave, è limitata dal raggiungimento di una tra le seguenti condizioni di rottura:

- a) punzonamento della piastra sulla muratura;
- b) rottura per compressione della muratura a tergo della piastra;

Si individua una superficie convenzionale di rottura per scorrimento, considerando un angolo di diffusione delle compressioni di 45°. La rottura si verifica quando sulla superficie di scorrimento si raggiunge il valore limite di resistenza a taglio per la muratura.



Le dimensioni del capochiave costituito da una piastra di dimensioni 380×900 mm, con spessore pari a 20 mm.

Lo spessore medio della muratura della facciata in corrispondenza dell'ancoraggio è pari a circa 140 cm in tutto.

Con tali dimensioni, riferendosi al disegno sopra, si avrebbe:

$$L = 90 \text{ cm}$$

$$L' = 90 + 140 \cdot \tan 45 = 230 \text{ cm}$$

in direzione verticale

$$L = 38 \text{ cm}$$

$$L' = 38 + 140 \cdot \tan 45 = 178 \text{ cm}$$

In direzione orizzontale.

La superficie laterale del “mucchio piramidale” risulta essere pari a:

$$S_\ell = s \cdot \sqrt{2} \cdot [4 \cdot a + 4 \cdot s] = 14.09 \text{ m}^2$$

Trascurando il contributo dell'attrito, considerando una muratura in mattoni pieni, si ottiene una resistenza al punzonamento pari a:

$$T_{rd,a} = \tau_{od} \cdot S = 0,034 \text{ MPa} \cdot 14.09 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3} = 479.06 \text{ kN}$$

In cui:

$$\tau_{od} = \frac{\tau_0}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0,076}{1,12 \cdot 2} = 0,034 \text{ MPa}$$

a) *rottura per compressione della muratura a tergo della piastra metallica di ancoraggio*
Ipotizzando di trovarsi alla condizione limite di resistenza dell'ancoraggio della catena, si verifica che questa sia compatibile con la resistenza a schiacciamento della muratura a tergo della piastra capochiave. Questa, nel piano della parete, ha dimensioni di 600x600 mm, che considerando il tiro calcolato al punto precedente danno origine ad uno sforzo di compressione calcolato come:

$$\sigma_m = \frac{479.06 \cdot 1000}{380 \cdot 900} = 1.40 \text{ MPa} < f_d = \frac{f_m}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{3.20}{1,12 \cdot 2,0} = 1,43 \text{ MPa}$$

Come si vede, la compressione subito dietro il blocco risulta accettabile per la muratura.

Consideriamo ora lo snervamento delle catene costituite da una barra di diametro pari a $\phi 32$, con la parte di estremità filettata, quindi con un'area resistente pari a $A_{res}=804 \text{ mm}^2$. Il tiro sviluppabile da una catena in acciaio S355 è pari a:

$$T_{rd,b} = f_y \cdot A_{res} = 355/1.05 \cdot 804 \cdot 10^{-3} = 271.82 \text{ kN}$$

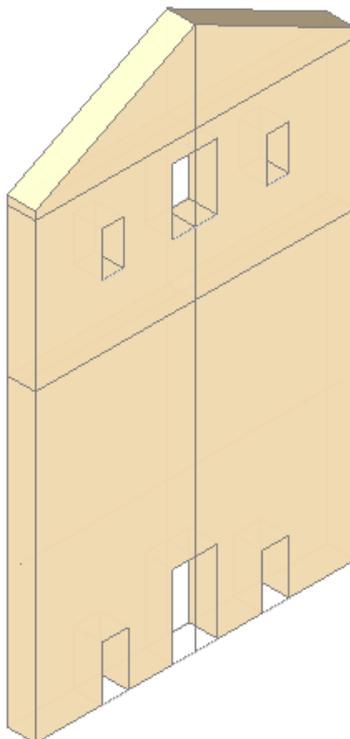
Considerati i calcoli svolti fin qui, si può determinare il minimo tiro resistente dell'intero sistema di incatenamento, che sarà quello da considerare nell'analisi cinematica dello stato di progetto.

$T_R = 271.82 \text{ kN}$, dovuto allo snervamento della barra metallica.

Dati

Consideriamo due tiranti in posizione delle catene delle cappelle laterali e due in corrispondenza di quelli degli arconi del tamburo con valore pari a **271.82 kN** ciascuno.

Si riporta l'output derivante dall'analisi cinematica lineare per i quattro cinematismi ipotizzati.



Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
929.849	35.000	0.000	0.719	1.286	1.200	X

- V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
- H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
- Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
- T1 = primo periodo di vibrazione
- γ = Coefficiente di partecipazione modale
- FC = fattore di confidenza
- SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.000	0.000	0.000	19.375	0.000	0.000	0.000	0.000	10189.49	0.833	19.375

- n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
- X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	4.658	0.858	9.765	0.00	0.00	-5094.75	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	2.272	0.853	9.000	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	generico	2.297	0.850	18.500	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
4	peso proprio	14.642	0.858	9.765	0.00	0.00	-5094.75	0.00	0.00	0.00	0.30
5	generico	17.882	0.850	18.500	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	17.867	0.876	9.000	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30

7	peso proprio	14.745	0.858	22.879	0.00	0.00	-2391.08	0.00	0.00	0.00	0.30
8	generico	9.650	0.850	27.500	0.00	0.00	-278.00	0.00	0.00	-87.70	0.00
9	peso proprio	4.545	0.858	22.875	0.00	0.00	-2384.96	0.00	0.00	0.00	0.30
10	peso proprio	6.165	0.858	29.347	0.00	0.00	-885.87	0.00	0.00	0.00	0.30
11	peso proprio	13.135	0.858	29.347	0.00	0.00	-885.87	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
 ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2
 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,
 mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-5094.75	0.00	-5094.75	0.000	-9.765	0.854	-4348.965	49750.719
2	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.000	-9.000	0.849	-2446.496	0.000
3	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.000	-18.500	0.841	-5028.785	0.000
4	0.00	0.00	-5094.75	0.00	-5094.75	0.000	-9.765	0.854	-4348.965	49750.719
5	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.000	-18.500	0.841	-5028.785	0.000
6	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.000	-9.000	0.871	-2446.499	0.000
7	0.00	0.00	-2391.08	0.00	-2391.08	0.000	-22.879	0.847	-2025.393	54705.953
8	0.00	0.00	-278.00	0.00	-278.00	0.000	-27.500	0.836	-232.477	7645.117
9	0.00	0.00	-2384.96	0.00	-2384.96	0.000	-22.875	0.847	-2020.213	54556.930
10	0.00	0.00	-885.87	0.00	-885.87	0.000	-29.348	0.844	-747.520	25998.199
11	0.00	0.00	-885.87	0.00	-885.87	0.000	-29.348	0.844	-747.520	25998.199

n. = numero consecutivo del carico
 PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2*Q$ nel sistema XYZ
 EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
 $\delta X, \delta Y, \delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ
 (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):
 $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

2) Cinematismo

Ribaltamento semplice
 Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
363.766	35.000	15.000	0.719	1.286	1.200	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
 H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
 Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
 T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
 FC = fattore di confidenza
 SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.000	0.000	18.500	19.300	0.000	18.500	0.000	0.000	0.00	0.833	19.300

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
 X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ_2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	4.545	0.858	22.875	0.00	0.00	-2384.96	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	2.297	0.850	18.500	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	peso proprio	6.165	0.858	29.347	0.00	0.00	-885.87	0.00	0.00	0.00	0.30
4	peso proprio	13.135	0.858	29.347	0.00	0.00	-885.87	0.00	0.00	0.00	0.30
5	peso proprio	14.745	0.858	22.879	0.00	0.00	-2391.08	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	9.650	0.850	27.500	0.00	0.00	-278.00	0.00	0.00	-87.70	0.00
7	generico	17.882	0.850	18.500	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-2384.96	0.00	-2384.96	0.000	-4.375	0.856	-2042.274	10435.102
2	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.850	-0.116	0.000
3	0.00	0.00	-885.87	0.00	-885.87	0.000	-10.848	0.853	-755.715	9609.607
4	0.00	0.00	-885.87	0.00	-885.87	0.000	-10.848	0.853	-755.715	9609.607
5	0.00	0.00	-2391.08	0.00	-2391.08	0.000	-4.379	0.856	-2047.510	10470.906
6	0.00	0.00	-278.00	0.00	-278.00	0.000	-9.000	0.845	-235.049	2502.118
7	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.850	-0.116	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2*Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):

$L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

3) Cinematismo

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
98.430	35.000	20.000	0.719	1.286	1.200	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.000	0.000	27.500	19.342	0.000	27.500	0.000	0.000	0.00	1.111	19.342

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ_2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	6.165	0.858	29.347	0.00	0.00	-885.87	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	9.650	0.850	27.500	0.00	0.00	-278.00	0.00	0.00	-87.70	0.00
3	peso proprio	13.135	0.858	29.347	0.00	0.00	-885.87	0.00	0.00	0.00	0.30

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-885.87	0.00	-885.87	0.000	-1.848	0.858	-759.701	1636.779
2	0.00	0.00	-278.00	0.00	-278.00	0.000	0.000	0.850	-236.300	0.118
3	0.00	0.00	-885.87	0.00	-885.87	0.000	-1.848	0.858	-759.701	1636.779

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2*Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1 = \sum(1, \dots, n) [Pi * \delta Yi] + \sum(1, \dots, o) [Fh * \delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):

$L2 = \sum(1, \dots, n) [Pi * \delta Xi] + \sum(n+1, \dots, n+m) [Pj * \delta Xj]$

4) Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

Il cinematismo presenta: un asse di rotazione inferiore; un asse di rotazione intermedio; un asse di rotazione nella posizione del carrello di sommità

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
831.419	35.000	15.000	0.719	1.286	1.200	X

- V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
- H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
- Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
- T1 = primo periodo di vibrazione
- γ = Coefficiente di partecipazione modale
- FC = fattore di confidenza
- SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Assi di rotazione

n.	Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
	X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
1	0.000	0.000	0.000	19.235	0.000	0.000	0.000	0.000	15521.54	1.111	19.235
2	0.000	0.000	18.500	19.235	0.000	18.500	0.000	0.000	5332.05	1.111	19.235
3	0.000	0.000	28.000	19.235	0.000	28.000					

- n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
- X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	4.658	0.858	9.765	0.00	0.00	-5094.75	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	2.272	0.853	9.000	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	peso proprio	14.642	0.858	9.765	0.00	0.00	-5094.75	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	17.867	0.876	9.000	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
5	peso proprio	4.545	0.858	22.875	0.00	0.00	-2384.96	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	9.650	0.850	27.500	0.00	0.00	-278.00	0.00	0.00	-87.70	0.00
7	generico	2.297	0.850	18.500	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	peso proprio	14.745	0.858	22.879	0.00	0.00	-2391.08	0.00	0.00	0.00	0.30
9	generico	17.882	0.850	18.500	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30

- n. = numero consecutivo del carico
- tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
- X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
- GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
- ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P = G + \psi_2 * Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G + \psi_2 * Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-5094.75	0.00	-5094.75	0.000	-9.765	0.854	-4348.965	49750.719
2	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.000	-9.000	0.849	-2446.496	0.000
3	0.00	0.00	-5094.75	0.00	-5094.75	0.000	-9.765	0.854	-4348.965	49750.719
4	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.000	-9.000	0.871	-2446.499	0.000
5	0.00	0.00	-2384.96	0.00	-2384.96	0.000	-9.982	-1.689	4029.065	23806.715
6	0.00	0.00	-278.00	0.00	-278.00	0.000	-0.975	-1.682	467.479	271.132
7	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.000	-18.502	-1.665	-5029.107	0.000
8	0.00	0.00	-2391.08	0.00	-2391.08	0.000	-9.975	-1.689	4039.421	23850.225
9	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.000	-18.502	-1.665	-5029.107	0.000

- n. = numero consecutivo del carico
- PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G + \psi_2 * Q$ nel sistema XYZ
- EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
- δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione n°1 pari a 1 mrad)
- L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1 = \sum(1, \dots, n) [Pi * \delta Yi] + \sum(1, \dots, o) [Fh * \delta h]$
- L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):
- $L2 = \sum(1, \dots, n) [Pi * \delta Xi] + \sum(n+1, \dots, n+m) [Pj * \delta Xj]$

Calcolo dello stato di progetto

Si riporta l'output derivante dall'analisi cinematica lineare per i quattro cinematismi ipotizzati, nella configurazione di vita nominale pari a 50 anni.

1) Cinematismo

01. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.110$

■ SLD

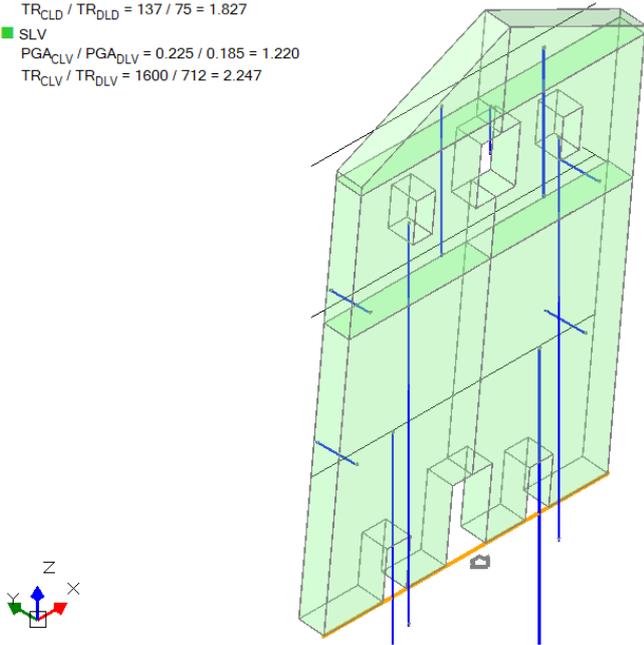
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.112 / 0.090 = 1.244$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 137 / 75 = 1.827$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.225 / 0.185 = 1.220$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1600 / 712 = 2.247$



Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M^* (kgm)	e^*	a_0^* (g)
0.110	1410700	0.813	0.112

α_0 = moltiplicatore di collasso

M^* = massa partecipante (C8A.4.3)

e^* = frazione di massa partecipante

a_0^* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLD: Verifiche di sicurezza

a_1^* (g)	a_2^* (g)	a^* (g)	PGA CLD	TR CLD	VN CLD	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD
0.090	0.000	0.090	0.112	137	91	1.244	1.827

a_1^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a_2^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a_1^* (g)	a_2^* (g)	a^* (g)	PGA CLV	TR CLV	VN CLV	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
0.092	0.000	0.092	0.225	1600	112	1.220	2.247

a_1^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a_2^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
 PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
 TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

2) Cinematismo

02. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.137$

■ SLD

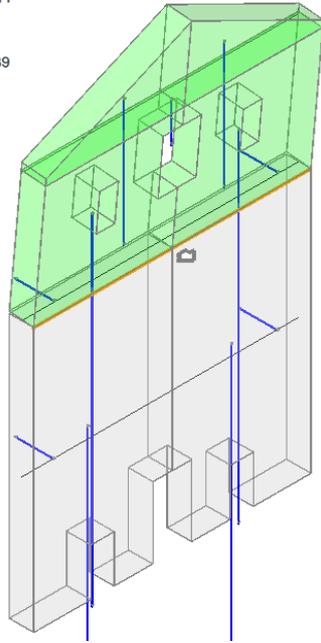
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.136 / 0.090 = 1.511$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 267 / 75 = 3.560$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.247 / 0.185 = 1.339$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$



Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.137	574522	0.825	0.138

α_0 = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante (C8A.4.3)

e* = frazione di massa partecipante

a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.090	0.078	0.090	0.136	267	177	1.511	3.560

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

$PGA,CLD / PGA,DLD = \zeta, E, SLD, PGA$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

$TR,CLD / TR,DLD = \zeta, E, SLD, TR$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.090	0.092	0.247	2475	174	1.339	3.476

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

$PGA,CLV / PGA,DLV = \zeta, E, SLV, PGA$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

$TR,CLV / TR,DLV = \zeta, E, SLV, TR$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

3) Cinematismo

03. Cinematismo

Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.536$

■ SLD

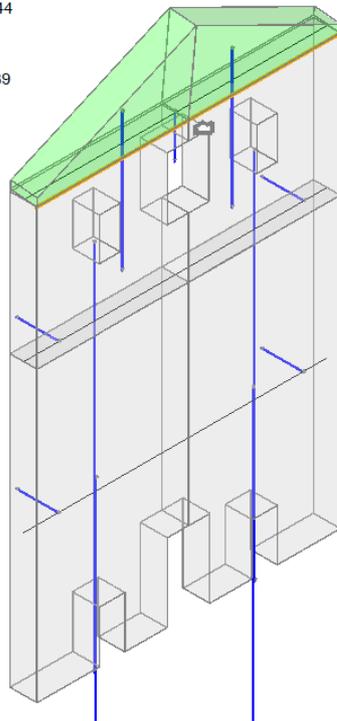
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.247 / 0.090 = 2.744$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 75 = 33.000$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.247 / 0.185 = 1.339$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M^* (kgm)	e^*	a_0^* (g)
0.536	180680	0.864	0.517

α_0 = moltiplicatore di collasso

M^* = massa partecipante (C8A.4.3)

e^* = frazione di massa partecipante

a_0^* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLD: Verifiche di sicurezza

a_1^* (g)	a_2^* (g)	a^* (g)	PGA CLD	TR CLD	VN CLD	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD
0.090	0.104	0.104	0.247	2475	1641	2.744	33.000

a_1^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a_2^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a_1^* (g)	a_2^* (g)	a^* (g)	PGA CLV	TR CLV	VN CLV	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
0.092	0.120	0.120	0.247	2475	174	1.339	3.476

a_1^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a_2^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

4) Cinematismo

04. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.103$

■ SLD

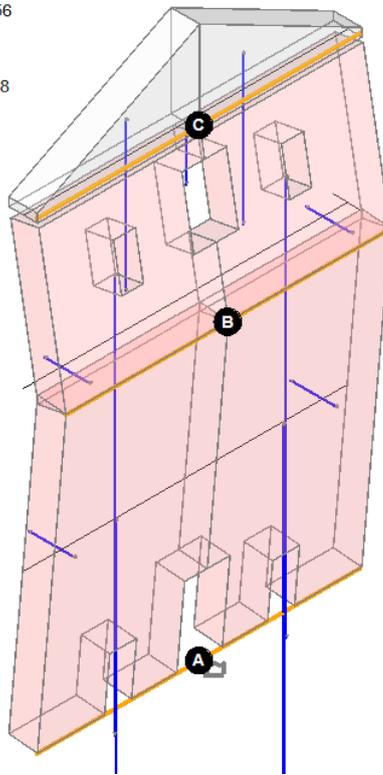
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.086 / 0.090 = 0.956$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 67 / 75 = 0.893$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.173 / 0.185 = 0.938$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 577 / 712 = 0.810$



Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M^* (kgm)	e^*	a_0^* (g)
0.103	1531253	0.985	0.087

α_0 = moltiplicatore di collasso

M^* = massa partecipante (C8A.4.3)

e^* = frazione di massa partecipante

a_0^* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLD: Verifiche di sicurezza

a_1^* (g)	a_2^* (g)	a^* (g)	PGA CLD	TR CLD	VN CLD	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD
0.090	0.078	0.090	0.086	67	44	0.956	0.893

a_1^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a_2^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a_1^* (g)	a_2^* (g)	a^* (g)	PGA CLV	TR CLV	VN CLV	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
0.092	0.090	0.092	0.173	577	41	0.938	0.810

a_1^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a_2^* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

SINTESI RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α_0	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.110	1.244	1.827	1.220	2.247
2	0.137	1.511	3.560	1.339	3.476
3	0.536	2.744	33.000	1.339	3.476
4	0.103	0.956	0.893	0.938	0.810

n. = numero consecutivo del cinematismo

 α_0 = moltiplicatore di collassoPGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLDTR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLDPGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLVTR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.a al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se TR>2475 si pone TR=2475.

Se TR<30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC)

si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR)=k*TR^\alpha$.Per il sito in esame risulta: $K = 0.010146040$, $\alpha = 0.412758170$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD: $(2475/TR,DLD)=33.000$ SLV: $(2475/TR,DLV)=3.476$

Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di intervento per una $V_N = 50$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della facciata principale	$IRS_{PGA,1} = 1,220$
Cinematismo 02: Ribaltamento della porzione superiore della facciata	$IRS_{PGA,2} = 1,339$
Cinematismo 03: Ribaltamento del timpano	$IRS_{PGA,3} = 1,339$
Cinematismo 04: Flessione di parete vincolata ai bordi	$IRS_{PGA,4} = 0,938$

Si precisa che nella tabella precedente, la denominazione dei cinematismi, come la numerazione, nella prima colonna riprende quella della relazione sullo stato di fatto; i pedici della colonna di destra invece si riferiscono agli indicatori calcolati con l'analisi numerica. Come si può notare il cinematismo, non risulta "adeguato sismicamente", cioè non è in grado di sopportare una vita nominale di almeno 50 anni.

A questo punto, procedendo per tentativi, si diminuisce la vita nominale fino a far risultare adeguato il cinematismo.

Dopo alcuni tentavi, il risultato ottenuto, lo si raggiunge per una vita nominale di 40 anni, ottenendo i seguenti indicatori di rischio

Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di intervento per una $V_N = 40$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della facciata principale	$IRS_{PGA,1} = 1,299$

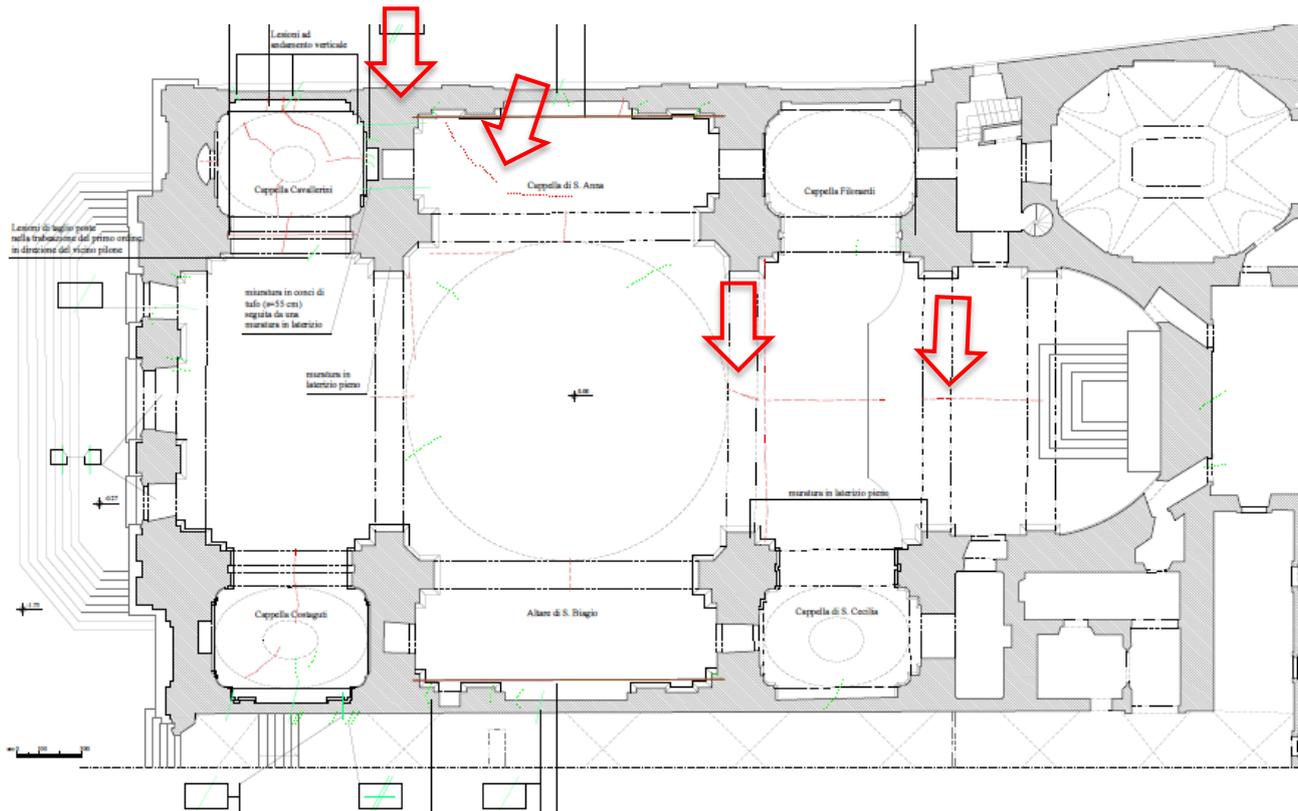
Cinematismo 02: Ribaltamento della porzione superiore della facciata	IRS_{PGA,2} = 1,432
Cinematismo 03: Ribaltamento del timpano	IRS_{PGA,3} = 1,432
Cinematismo 04: Flessione di parete vincolata ai bordi	IRS_{PGA,4} = 1,003

Ciò vuol dire che, per il bene monumentale, scegliendo di perseguire la strada del minimo intervento, si accetta un grado di sicurezza inferiore rispetto agli edifici ordinari. Questo sta a significare che dopo 40 anni dovranno essere ripetute le verifiche e che il bene dovrà essere sottoposto ad idoneo monitoraggio per verificare le eventuali evoluzioni del quadro fessurativo.

8. Cinematismi 02: Ribaltamento della parete della navata di destra

8.1 Analisi del cinematismo

Un altro dei cinematismi possibili, come anche riportato nelle Linee Guida del 2011, è rappresentato dal possibile ribaltamento della parete laterale della navata. Dal rilievo del quadro fessurativo, si riscontrano lesioni longitudinali alla chiesa, ed in particolare in corrispondenza del cervello delle volte di copertura e in alcune murature in corrispondenza delle cappelle laterali, come rappresentato nello stralcio del quadro fessurativo riportato di seguito.



La causa di queste lesioni è da attribuire con molta probabilità al fatto che gli arconi non hanno le spinte contrastate, inoltre, seppur ritenute non gravissime, e la parete esterna non presenta fuori piombo evidenti, fanno comunque presagire ad un possibile fenomeno di ribaltamento laterale, vista anche la completa assenza di elementi di trattenuta, come per esempio, catene metalliche. Oltre che da un punto di vista comportamentale della struttura, si è valutato il fenomeno attraverso valutazioni di tipo analitiche che vengono meglio esposti nel paragrafo successivo.

8.2 Considerazioni sul calcolo

Il calcolo svolto consiste in un'analisi cinematica lineare dei cinematismi considerati, per giungere alla determinazione del fattore di rischio corrispondente allo specifico cinematismo, definito come rapporto tra l'accelerazione di attivazione del meccanismo e l'accelerazione sismica attesa.

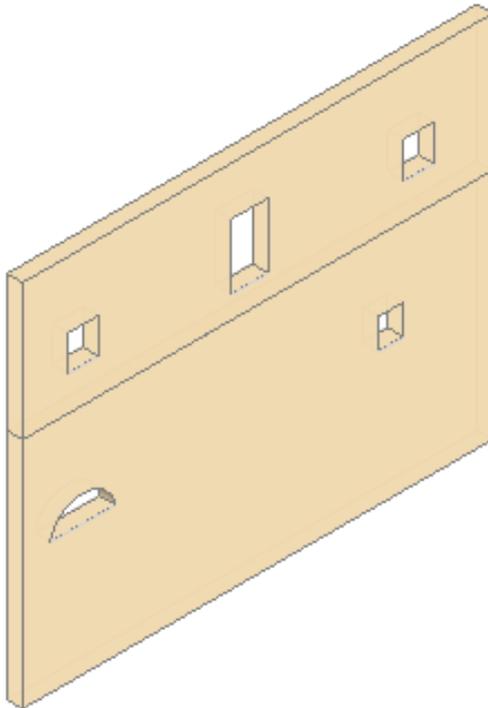
Considerando le valutazioni svolte in merito allo stato di fatto, ed in particolare in merito all'ammorsamento tra le pareti longitudinali e la facciata, si sceglie di trascurare tale ammorsamento. Come carichi applicati, si considerano quelli della copertura in base alla loro area di competenza.

Si è utilizzato il programma PCM2018, dell'Aedes, in particolare il modulo per il calcolo dei cinematismi fuori dal piano. In tale software la facciata è interamente modellata nella sua geometria e si verificano in totale due cinematismi possibili, corrispondenti al ribaltamento di due diverse porzioni di cerniere, attorno alle due cerniere cilindriche orizzontali numerate nel disegno di seguito.

8.3 Stato di fatto

Dati

Si riportano i dati geometrici per la modellazione del cinematismo nel software PCM2018. I dati fanno riferimento alle quote riportate nella figura precedente.



1) Cinematismo

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V (m ³)	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
1185.033	28.500	0.000	0.617	1.200	1.120	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.000	0.000	0.000	35.953	0.000	0.000	0.000	0.000	21543.39	1.111	35.953

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	18.087	0.606	8.961	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.30
2	peso proprio	18.033	0.606	23.332	0.00	0.00	-7589.16	0.00	0.00	0.00	0.30
3	generico	17.400	0.600	28.500	0.00	0.00	-212.80	0.00	0.00	-69.66	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi^2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi^2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-	0.00	-13741.43	0.000	-8.961	0.602	-8265.739	123134.289
2	0.00	0.00	-7589.16	0.00	-7589.16	0.000	-23.332	0.594	-4510.495	177073.578
3	0.00	0.00	-212.80	0.00	-212.80	0.000	-28.500	0.586	-124.648	6064.863

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi^2*Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):

$L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

2) Cinematismo

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
421.620	28.500	0.000	0.617	1.200	1.120	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.000	0.000	18.000	35.812	0.000	18.000	0.000	0.000	7801.96	1.111	35.812

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	18.033	0.606	23.332	0.00	0.00	-7589.16	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	17.400	0.600	28.500	0.00	0.00	-212.80	0.00	0.00	-69.66	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-7589.16	0.00	-7589.16	0.000	-5.332	0.603	-4578.797	40468.715
2	0.00	0.00	-212.80	0.00	-212.80	0.000	-10.500	0.595	-126.563	2234.463

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2*Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):

$L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

In corrispondenza della copertura si applica un carico concentrato derivante dall'analisi dei carichi permanenti e accidentali presenti in copertura.

Copertura in legno

Peso degli elementi lignei		45 kg/mq	
Pianellato in laterizio		45	=
Soletta in c.a. s=4 cm		100	=
Guaina e isolante		15	=
Manto di copertura in laterizio		80	=
Totale G1+G2		285	=
Q		90	=

Considerando la lunghezza della facciata pari a circa 36.00 m e la metà della lunghezza delle travi di copertura pari a 2.15 m, si applicano i seguenti carichi:

- Carico Permanente: $285 \times 36 \times 2.15 = 20.60$ kN
- Carico accidentale: $90 \times 36 \times 2.15 = 69.66$ kN

Calcolo allo stato attuale

Si riporta l'output derivante dall'analisi cinematica lineare per i due cinematismi ipotizzati.

1) Cinematismo

01. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.042$

■ SLD

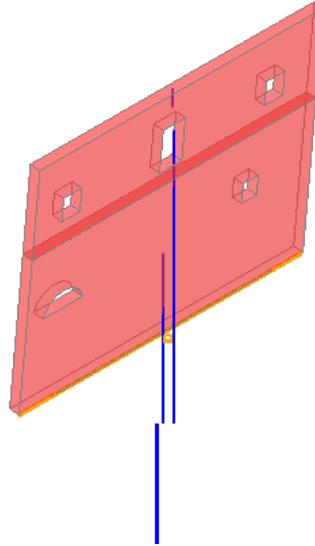
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.044 / 0.090 = 0.489$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 13 / 75 = 0.173$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.087 / 0.185 = 0.472$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 70 / 712 = 0.098$



Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.042	1768789	0.805	0.044

α_0 = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante (C8A.4.3)

e* = frazione di massa partecipante

a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.800$

SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.090	0.000	0.090	0.044	13	9	0.489	0.173

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.000	0.092	0.087	70	5	0.472	0.098

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

2) Cinematismo

02. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.110$

■ SLD

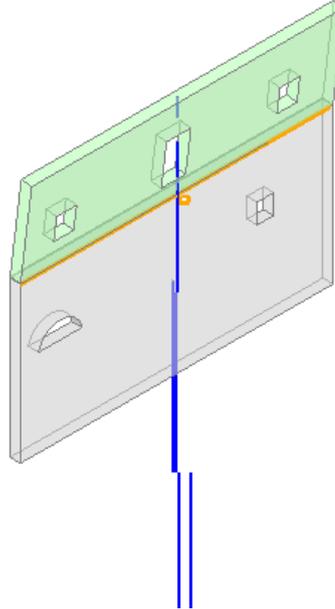
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.094 / 0.090 = 1.044$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 84 / 75 = 1.120$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.189 / 0.185 = 1.024$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 763 / 712 = 1.072$



Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.110	777196	0.977	0.094

α_0 = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante (C8A.4.3)

e* = frazione di massa partecipante

a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.800$

SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.090	0.000	0.090	0.094	84	56	1.044	1.120

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.000	0.092	0.189	763	54	1.024	1.072

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

SINTESI RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α_0	PGA,CLD	TR,CLD	PGA,CLV	TR,CLV
----	------------	---------	--------	---------	--------

		/PGA,DLD	/TR,DLD	/PGA,DLV	/TR,DLV
1	0.042	0.489	0.173	0.472	0.098
2	0.110	1.044	1.120	1.024	1.072

n. = numero consecutivo del cinematismo

α_0 = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.a al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se TR>2475 si pone TR=2475.

Se TR<30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC)

si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR)=k*TR^\alpha$.

Per il sito in esame risulta: $K = 0.010146040$, $\alpha = 0.412758170$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD: $(2475/TR,DLD)=33.000$

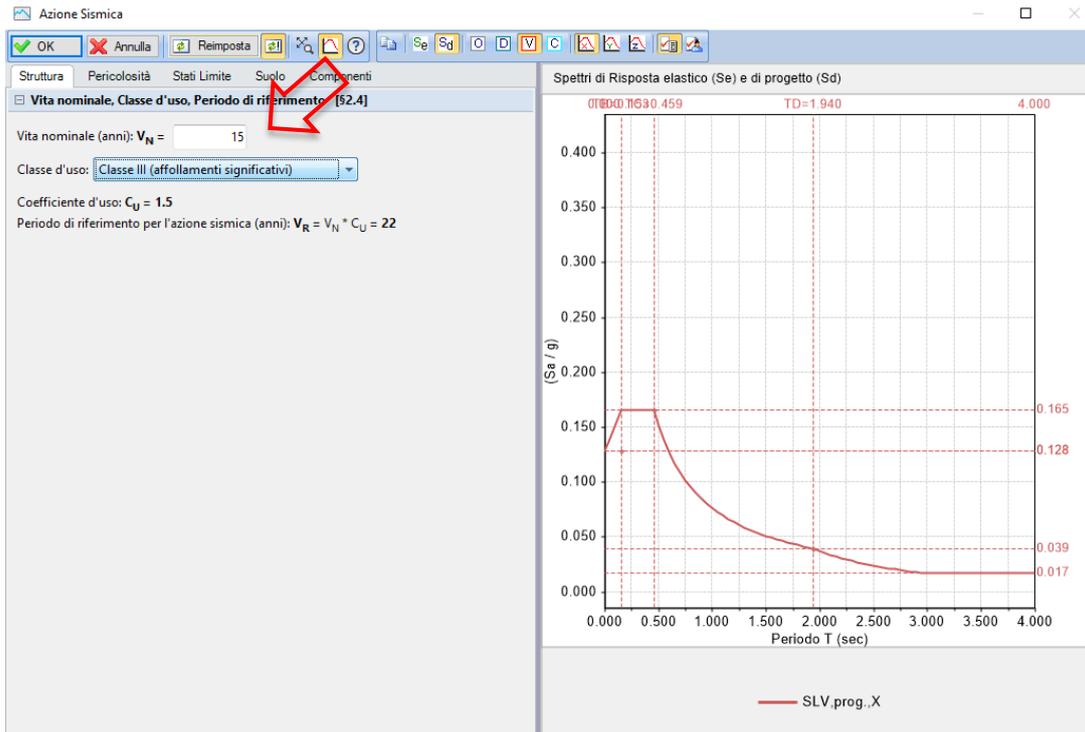
SLV: $(2475/TR,DLV)=3.476$

In particolare, di seguito si inserisce un quadro sinottico che riporta gli indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione, per i due cinematismi individuati nella relazione generale, in merito allo stato di fatto.

Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di fatto con $V_N = 50$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della parete laterale	$IRS_{PGA,1} = 0.472$
Cinematismo 02: Ribaltamento della prima porzione della parete laterale	$IRS_{PGA,2} = 1.024$

Si precisa che nella tabella precedente, la denominazione dei cinematismi, come la numerazione, nella prima colonna riprende quella delle relazioni in merito allo stato di fatto; i pedici della colonna di destra invece si riferiscono agli indicatori calcolati con l'analisi numerica.

Anche in questo caso, al fine di voler perseguire la strada del "minimo intervento", si è provveduto ad effettuare un altro calcolo, in cui si è ridotta la vita nominale del bene, procedendo per tentativi. Da questa analisi è emerso che anche applicando una vita nominale pari a 15 anni (tra l'altro non ammissibile nemmeno dalle Linee Guida), il cinematismo, seppur con un grado di sicurezza maggiore rispetto a quello con vita nominale di 50 anni, continua ad attivarsi. Si riportano i risultati dei cinematismi in questa ulteriore configurazione.

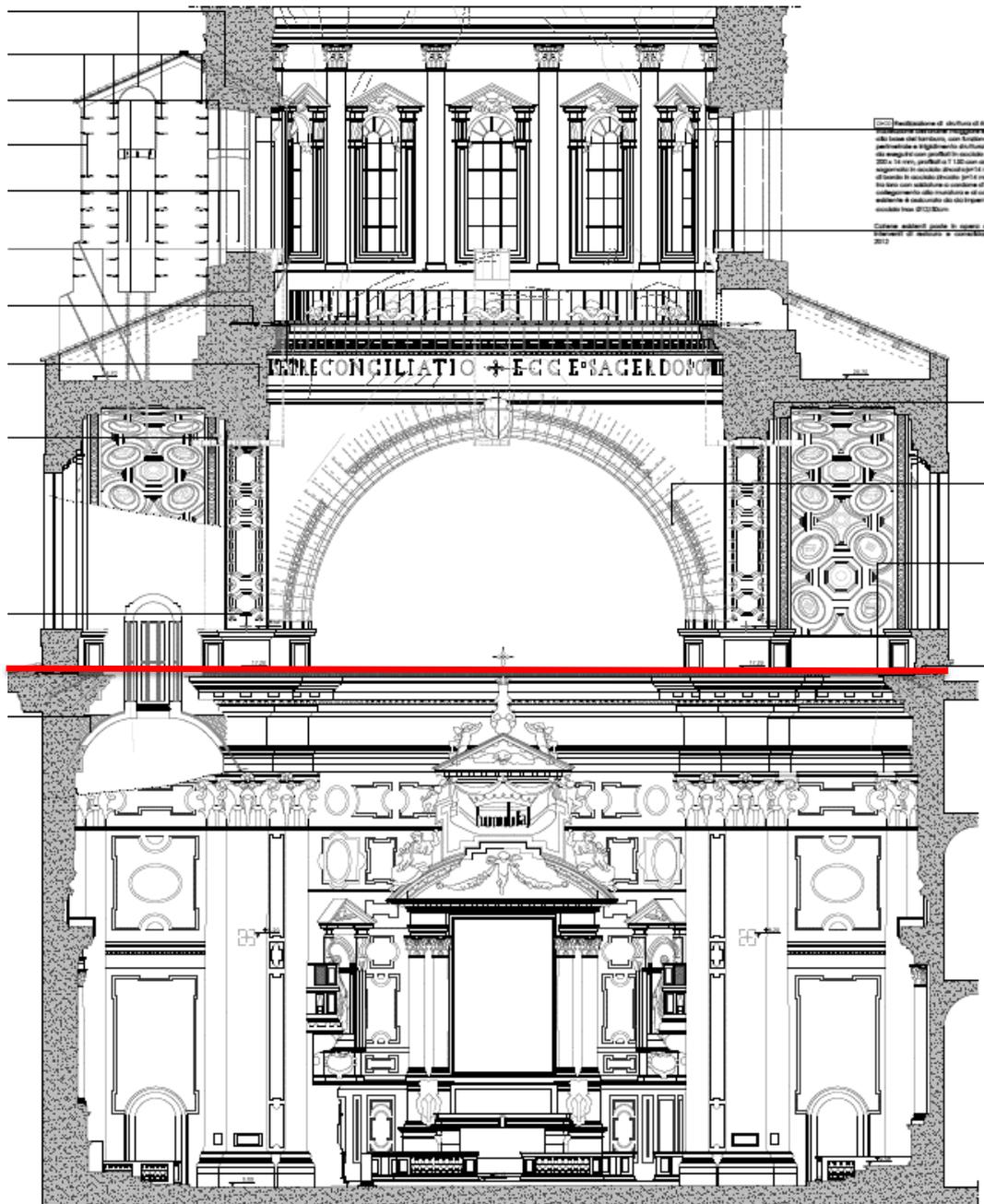


Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di fatto con $V_N = 15$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della parete laterale	$IRS_{PGA,1} = 0.690$
Cinematismo 02: Ribaltamento della prima porzione della parete laterale	$IRS_{PGA,2} = 1.482$

Da questa analisi, emerge la necessità di inserire dei presidi antiribaltamento che saranno costituiti da tiranti metallici disposti in posizione opportuna ad evitare l'eventuale ribaltamento, evitando di disporli anche laddove il cinematismo non si espliciti.

8.4 Stato di progetto

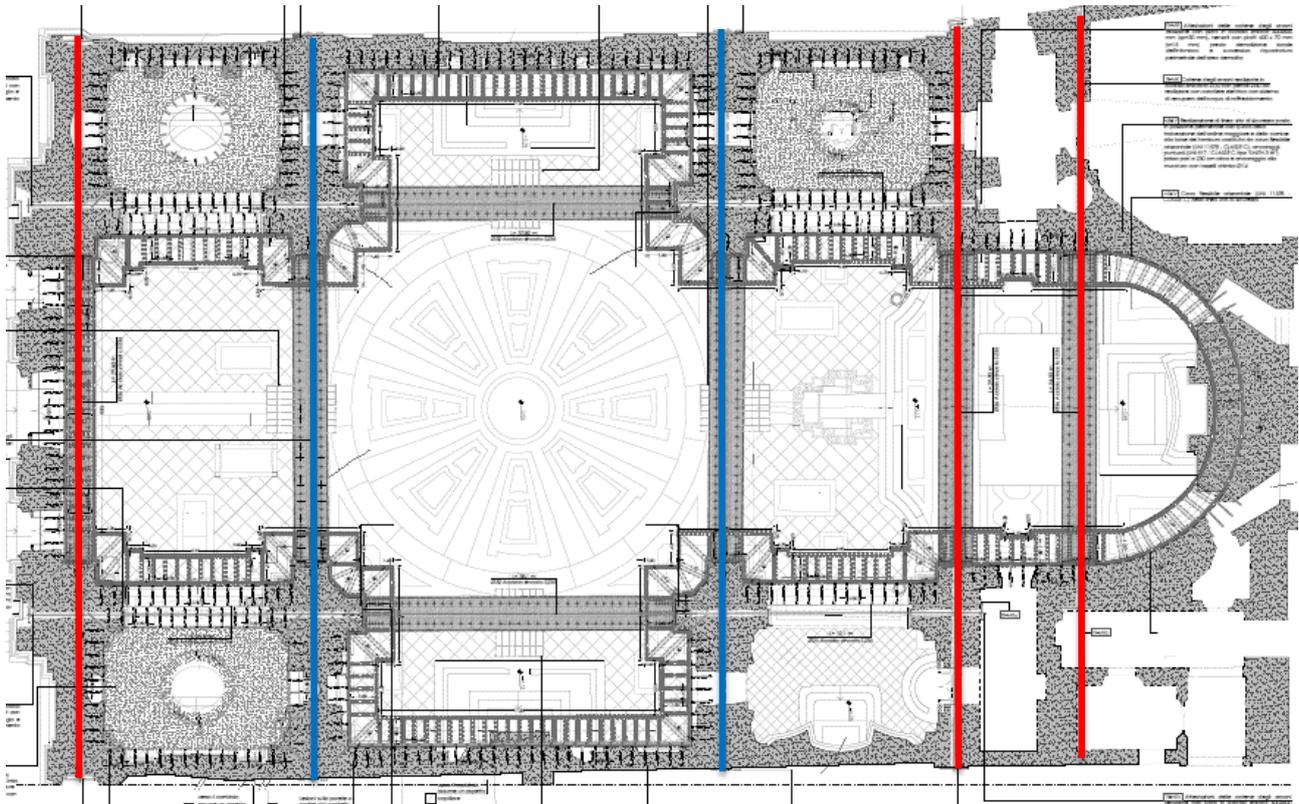
Si considerano le catene da disporre trasversalmente alla chiesa poste in corrispondenza dell'imposta degli arconi del tamburo con un diametro pari a $\phi 32$. L'immagine seguente mostra l'intervento descritto.



A presidio del ribaltamento globale della facciata laterale, si interviene con l'inserimento di catene metalliche posizionate trasversalmente.

Nello specifico, vengono posizionate quattro catene metalliche di diametro $\phi 32$, in corrispondenza dell'imposta degli arconi della cupola. Gli ancoraggi vengono realizzati con piastre metalliche nervate di dimensioni 500x500x20 mm da applicare sul paramento murario.

L'immagine seguente mostra la disposizione in pianta delle catene della chiesa. In rosso quelle da disporre, mentre in blu quelle già presenti attualmente.



Determinazione del tiro nelle catene

Per verificare il livello di sicurezza raggiunto si esegue nuovamente l'analisi, considerando nell'equilibrio alla rotazione del corpo rigido anche la reazione dei tiranti. Nel caso di analisi cinematica lineare, tale reazione è considerata essere il tiro ultimo resistente del tirante stesso, dunque il tiro a cui corrisponde la rottura del sistema di incatenamento.

Nel nostro caso tale resistenza è data dalla resistenza degli ancoraggi utilizzati. L'operazione preliminare alla verifica del cinematismo nello stato di progetto è dunque quella di determinare il massimo tiro sviluppabile dagli incatenamenti che si vuole mettere in opera. Questo tiro sarà il minimo tra i tiri resistenti calcolati considerando i diversi tipi di ancoraggio, nonché le diverse condizioni di collasso, a prescindere dal livello di sicurezza raggiunto dal cinematismo. Le dimensioni degli elementi (piastre e tiranti) saranno quelli minimi a sopportare gli sforzi in gioco, cioè che producano tensioni sulle murature e sull'acciaio, inferiori a quelle ammissibili dal materiale.

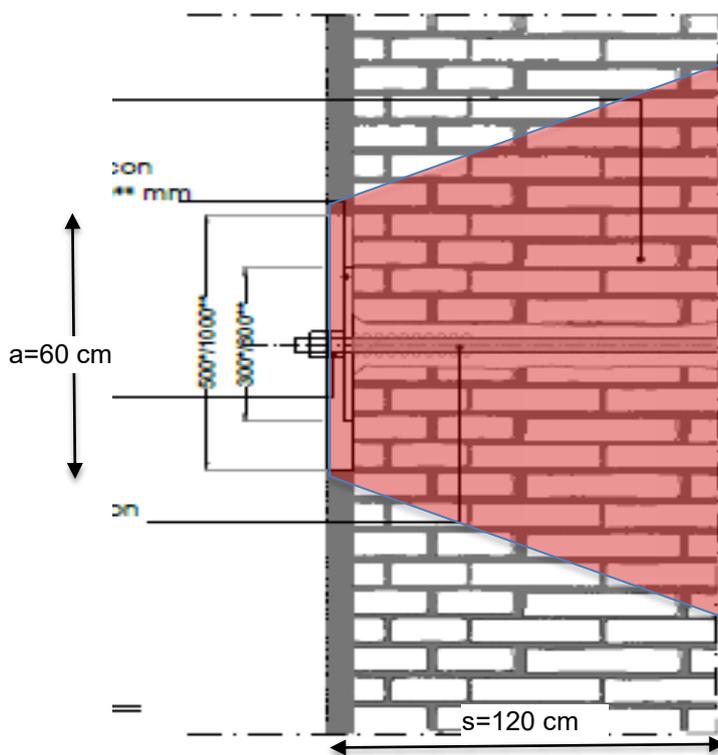
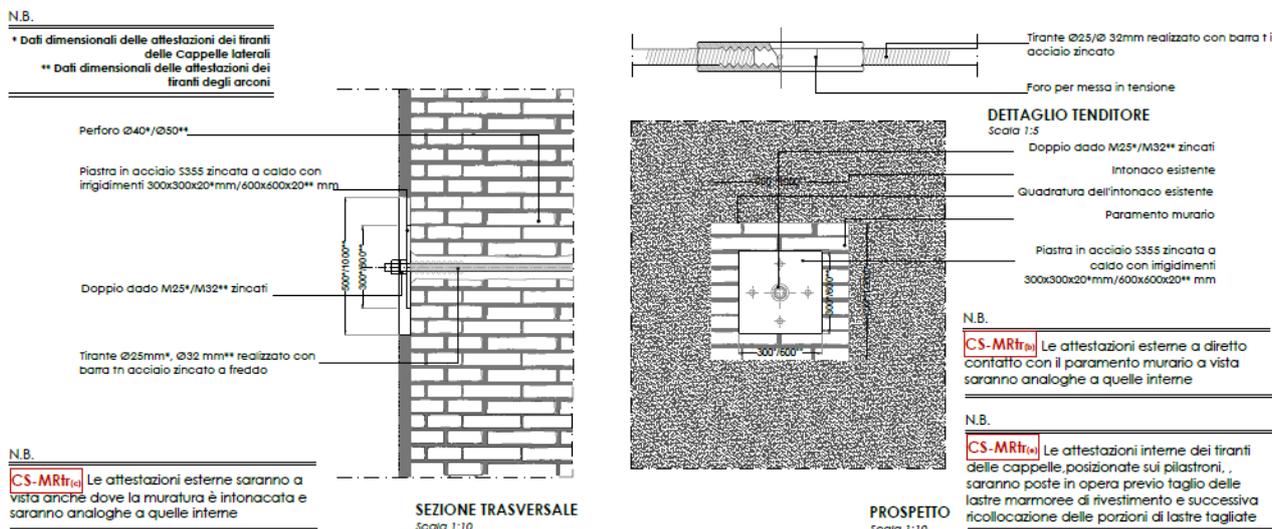
Ancoraggi con piastra metallica

La resistenza dell'ancoraggio realizzato con piastra metallica di dimensioni 500x500x20 mm, che funge da capochiave, è limitata dal raggiungimento di una tra le seguenti condizioni di rottura:

- a) punzonamento della piastra sulla muratura;

b) rottura per compressione della muratura a tergo della piastra;

Si individua una superficie convenzionale di rottura per scorrimento, considerando un angolo di diffusione delle compressioni di 45°. La rottura si verifica quando sulla superficie di scorrimento si raggiunge il valore limite di resistenza a taglio per la muratura.



Le dimensioni del capochiave costituito da una piastra di dimensioni 600x600 mm, con spessore pari a 20 mm.

Lo spessore medio della muratura della parete laterale in corrispondenza degli ancoraggi è pari a circa 120 cm in tutto.

Con tali dimensioni, riferendosi al disegno sopra, si avrebbe:

$$L = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 60 + 120 \cdot \tan 45 = 180 \text{ cm}$$

sia in direzione verticale che orizzontale.

La superficie laterale del “mucchio piramidale” risulta essere pari a:

$$S_\ell = s \cdot \sqrt{2} \cdot [4 \cdot a + 4 \cdot s] = 12.21 \text{ m}^2$$

Trascurando il contributo dell'attrito, che sarebbe differente per ogni blocco che funge da capochiave, considerando una muratura in mattoni pieno, si ottiene una resistenza al punzonamento pari a:

$$T_{rd,a} = \tau_{0d} \cdot S = 0,034 \text{ MPa} \cdot 12.21 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3} = 415.44 \text{ kN}$$

In cui:

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0,076}{1,12 \cdot 2} = 0,034 \text{ MPa}$$

c) *rottura per compressione della muratura a tergo della piastra metallica di ancoraggio*
Ipotizzando di trovarsi alla condizione limite di resistenza dell'ancoraggio della catena, si verifica che questa sia compatibile con la resistenza a schiacciamento della muratura a tergo della piastra capochiave. Questa, nel piano della parete, ha dimensioni di 500x500 mm, che considerando il tiro calcolato al punto precedente danno origine ad uno sforzo di compressione calcolato come:

$$\sigma_m = \frac{415.44 \cdot 1000}{600 \cdot 600} = 1.15 \text{ MPa} < f_d = \frac{f_m}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{3.20}{1,12 \cdot 2,0} = 1,43 \text{ MPa}$$

Come si vede, la compressione subito dietro la piastra risulta accettabile per la muratura.

Consideriamo ora lo snervamento delle catene costituite da una barra di diametro pari a $\phi 32$, con la parte di estremità filettata, quindi con un'area resistente pari a $A_{res}=804 \text{ mm}^2$. Il tiro sviluppabile da una catena in acciaio S355 è pari a:

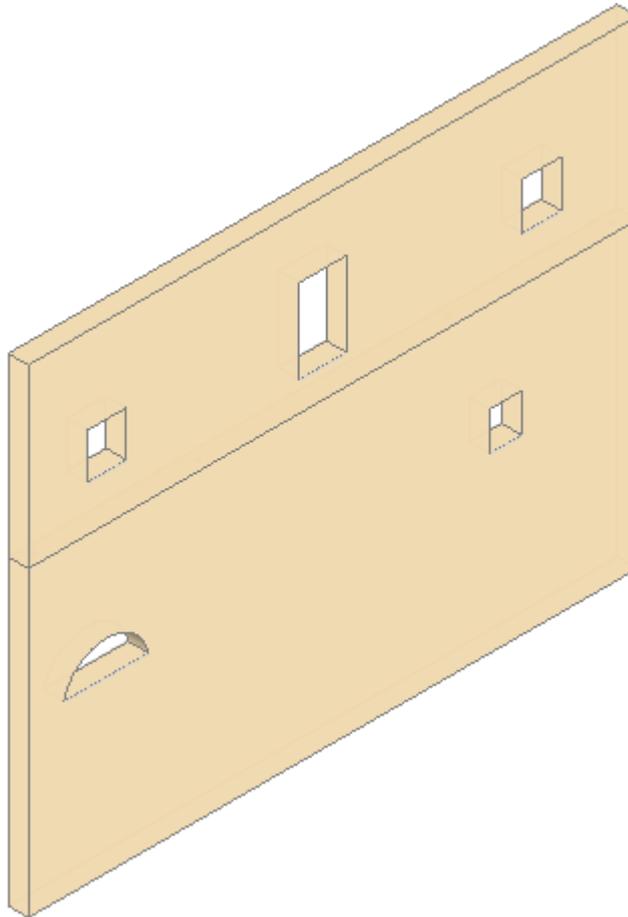
$$T_{rd,b} = f_y \cdot A_{res} = 355/1.05 \cdot 804 \cdot 10^{-3} = 271.82 \text{ kN}$$

Considerati i calcoli svolti fin qui, si può determinare il minimo tiro resistente dell'intero sistema di incatenamento, che sarà quello da considerare nell'analisi cinematica dello stato di progetto.

$T_R = 271.82 \text{ kN}$, dovuto al collasso per snervamento della barra metallica.

Dati

Consideriamo quattro tiranti in posizione delle imposte degli arconi trasversali alla chiesa con valore pari a **271.82 kN** ciascuno, *nella configurazione di vita nominale pari a 50 anni.*



Dati:

1) Cinematismo

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
1185.033	28.500	0.000	0.617	1.200	1.200	X

- V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
- H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
- Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
- T1 = primo periodo di vibrazione
- γ = Coefficiente di partecipazione modale
- FC = fattore di confidenza
- SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.000	0.000	0.000	35.953	0.000	0.000	0.000	0.000	21543.39	1.111	35.953

- n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
- X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	18.087	0.606	8.961	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.30
2	peso proprio	18.033	0.606	23.332	0.00	0.00	-7589.16	0.00	0.00	0.00	0.30
3	generico	1.000	0.600	18.000	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	10.600	0.600	18.000	0.00	200.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
5	generico	25.400	0.600	18.000	0.00	200.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	35.000	0.600	18.000	0.00	200.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	generico	17.400	0.600	28.500	0.00	0.00	-212.80	0.00	0.00	-69.66	0.00

n. = numero consecutivo del carico
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
 X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
 ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi^2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi^2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-	0.00	-13741.43	0.000	-8.961	0.602	-8265.739	123134.289
2	0.00	0.00	-7589.16	0.00	-7589.16	0.000	-23.332	0.594	-4510.495	177073.578
3	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.000	-18.000	0.591	-4892.841	0.000
4	0.00	200.30	0.00	0.00	0.00	0.000	-18.000	0.591	-3605.459	0.000
5	0.00	200.30	0.00	0.00	0.00	0.000	-18.000	0.591	-3605.459	0.000
6	0.00	200.30	0.00	0.00	0.00	0.000	-18.000	0.591	-3605.459	0.000
7	0.00	0.00	-212.80	0.00	-212.80	0.000	-28.500	0.586	-124.648	6064.863

n. = numero consecutivo del carico
 PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi^2*Q$ nel sistema XYZ
 EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
 δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1): $L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

2) Cinematismo

Ribaltamento semplice
 Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
421.620	28.500	0.000	0.617	1.200	1.200	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
 H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
 Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
 T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
 FC = fattore di confidenza
 SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z					
0.000	0.000	18.000	35.812	0.000	18.000	0.000	0.000	7801.96	1.111	35.812

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione
 X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	18.033	0.606	23.332	0.00	0.00	-7589.16	0.00	0.00	0.00	0.30
2	generico	1.000	0.600	18.000	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	generico	10.600	0.600	18.000	0.00	200.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	25.400	0.600	18.000	0.00	200.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
5	generico	35.000	0.600	18.000	0.00	200.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
6	generico	17.400	0.600	28.500	0.00	0.00	-212.80	0.00	0.00	-69.66	0.00

n. = numero consecutivo del carico
 tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
 GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
 ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2
 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,
 mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)		Spostamenti virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)	
	PX	PY	PZ	EX	EY	δX	δY	δZ	L1	L2
1	0.00	0.00	-7589.16	0.00	-7589.16	0.000	-5.332	0.603	-4578.797	40468.715
2	0.00	271.82	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.600	-0.082	0.000
3	0.00	200.30	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.600	-0.060	0.000
4	0.00	200.30	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.600	-0.060	0.000
5	0.00	200.30	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.600	-0.060	0.000
6	0.00	0.00	-212.80	0.00	-212.80	0.000	-10.500	0.595	-126.563	2234.463

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2*Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche. Da (C8A.4.1): $L1=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Yi]+\sum(1,...,o)[Fh*\delta h]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche). Da (C8A.4.1):

$L2=\sum(1,...,n)[Pi*\delta Xi]+\sum(n+1,...,n+m)[Pj*\delta Xj]$

Calcolo dello stato di progetto

Si riporta l'output derivante dall'analisi cinematica lineare per i due cinematismi ipotizzati, nella configurazione di vita nominale pari a 50 anni.

1) Cinematismo

01. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.093$

■ SLD

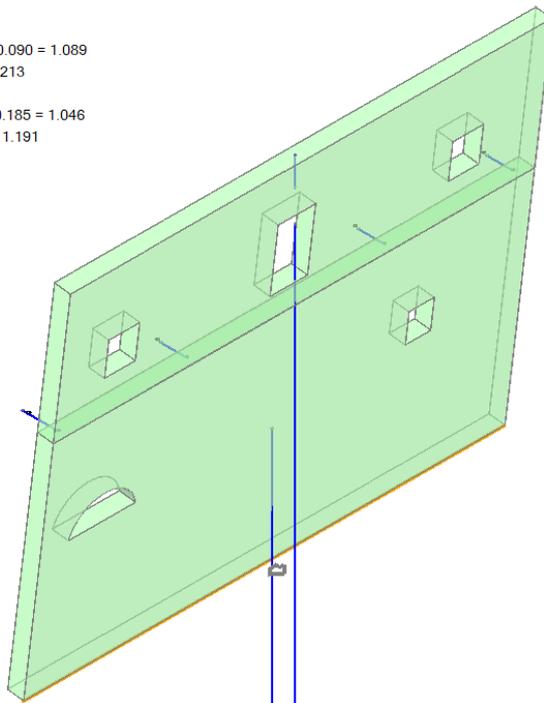
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.098 / 0.090 = 1.089$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 91 / 75 = 1.213$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.193 / 0.185 = 1.046$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 848 / 712 = 1.191$



Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.093	1768789	0.805	0.097

α_0 = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante (C8A.4.3)

e* = frazione di massa partecipante

a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.800$

SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.090	0.000	0.090	0.098	91	60	1.089	1.213

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)
 a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)
 PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD
 TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD
 VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD
 PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
 TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.000	0.092	0.193	848	60	1.046	1.191

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)
 a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
 PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
 TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

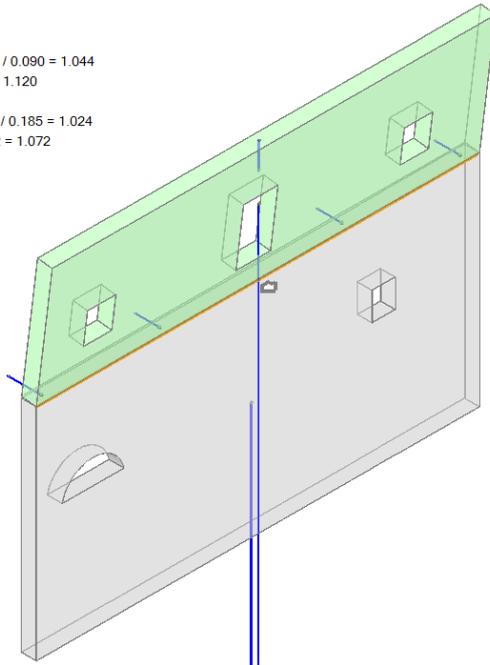
2) Cinematismo

02. Cinematismo

Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.110$

■ SLD
 $PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.094 / 0.090 = 1.044$
 $TR_{CLD} / TR_{DLD} = 84 / 75 = 1.120$

■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.189 / 0.185 = 1.024$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 763 / 712 = 1.072$



Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.110	777196	0.977	0.094

α_0 = moltiplicatore di collasso
 M* = massa partecipante (C8A.4.3)
 e* = frazione di massa partecipante
 a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (C8A.4.4)

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.800$

SLD: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.090	0.000	0.090	0.094	84	56	1.044	1.120

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)
a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)
PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD
TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD
VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD
PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.092	0.000	0.092	0.189	763	54	1.024	1.072

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido (C8A.4.9)
a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile (C8A.4.10)
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α_0	PGA,CLD	TR,CLD	PGA,CLV	TR,CLV
		/PGA,DLD	/TR,DLD	/PGA,DLV	/TR,DLV
1	0.093	1.089	1.213	1.046	1.191
2	0.110	1.044	1.120	1.024	1.072

n. = numero consecutivo del cinematismo
 α_0 = moltiplicatore di collasso
PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD
PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.a al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se TR>2475 si pone TR=2475.

Se TR<30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR)=k*TR^\alpha$.

Per il sito in esame risulta: $K = 0.010146040$, $\alpha = 0.412758170$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:
SLD: $(2475/TR,DLD)=33.000$
SLV: $(2475/TR,DLV)=3.476$

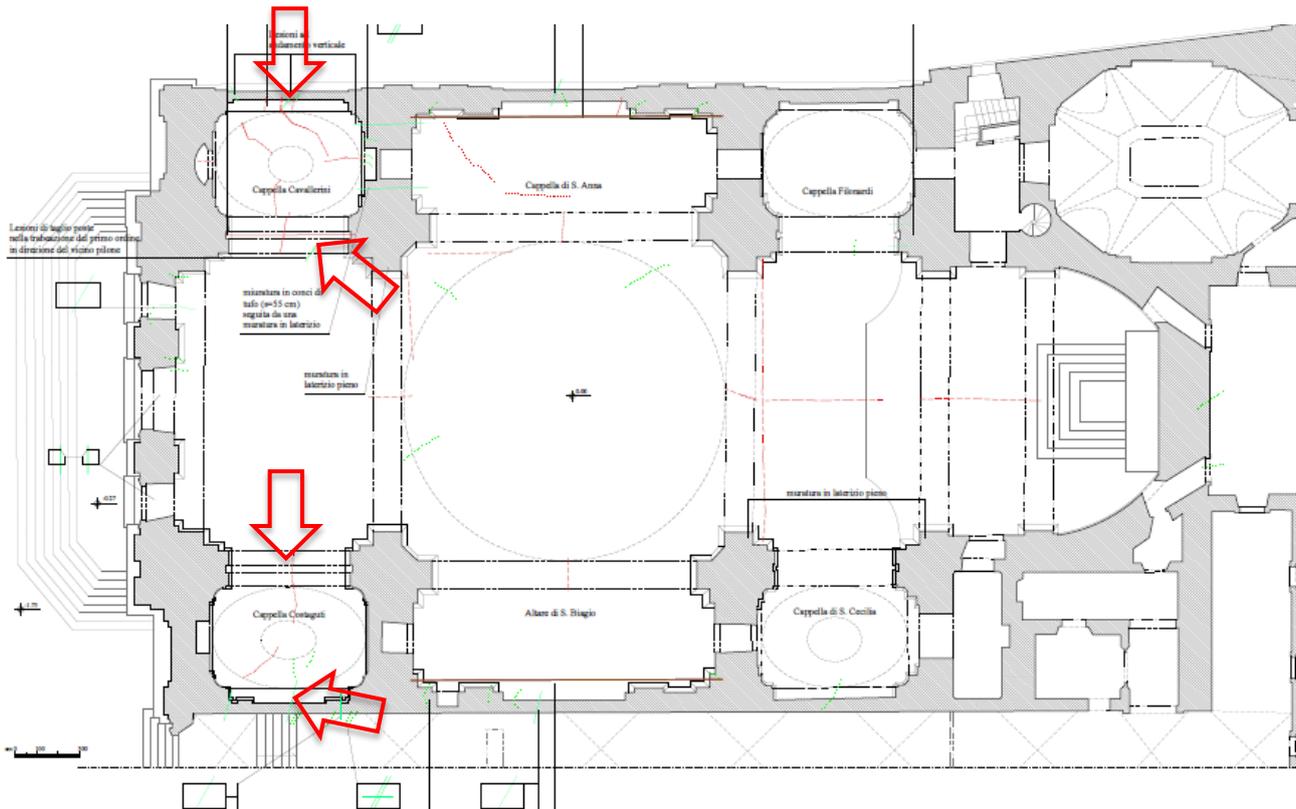
Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di intervento con $V_N = 50$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della parete laterale	$IRS_{PGA,1} = 1,046$
Cinematismo 02: Ribaltamento della porzione superiore della parete laterale	$IRS_{PGA,2} = 1,024$

Si precisa che nella tabella precedente, la denominazione dei cinematismi, come la numerazione, nella prima colonna riprende quella della relazione sullo stato di fatto; i pedici della colonna di destra invece si riferiscono agli indicatori calcolati con l'analisi numerica. Come si può notare entrambi i cinematismi, risultano "adeguato sismicamente". In questo caso non è possibile "ridurre" l'intervento in quanto vorrebbe dire assegnare uno sforzo maggiore ai tiranti; tale condizione potrebbe essere ottenuta riducendo la dimensioni delle piastre, ma così facendo la muratura non sarebbe in grado di sopportare un tale sforzo; oppure riducendo il diametro delle catene, ma anche in questo caso, una barra di minor diametro, non sarebbe in grado di resistere ad un tale sforzo.

9. Cinematismo 03: Volte delle cappelle laterali

9.1 Analisi del cinematismo

In corrispondenza delle volte delle cappelle laterali, quelle prossime alla facciata principale, sono presenti un gran numero di lesioni, più o meno ampie, dovute all'assenza di elementi di che possano contrastare le spinte orizzontali come ad esempio catene metalliche disposte alle reni della volta stessa. Tra l'altro, l'assenza di incatenamenti ha causato anche lesioni in corrispondenza degli archi di bordo. Nella immagine sottostante è riportato uno stralcio del quadro fessurativo in cui sono state evidenziate le lesioni in oggetto.



Si noti come le lesioni maggiori si trovano in corrispondenza delle cappelle prossime alla facciata principale, per due motivi: il primo dovuto al fatto che, come già descritto per il Cinematismo n. 1, si è attivato il ribaltamento della facciata, causando così dei distacchi in chiave alle cappelle laterali; il secondo dovuto al fatto che le spinte orizzontali derivanti dagli archi, non sono completamente eliminate, visto che si tratta di una parete esterna. Per quanto riguarda le cappelle interne, non essendo in prossimità di un cinematismo in atto, essendo le spinte maggiormente equilibrate, le strutture voltate hanno subito un minor danneggiamento.

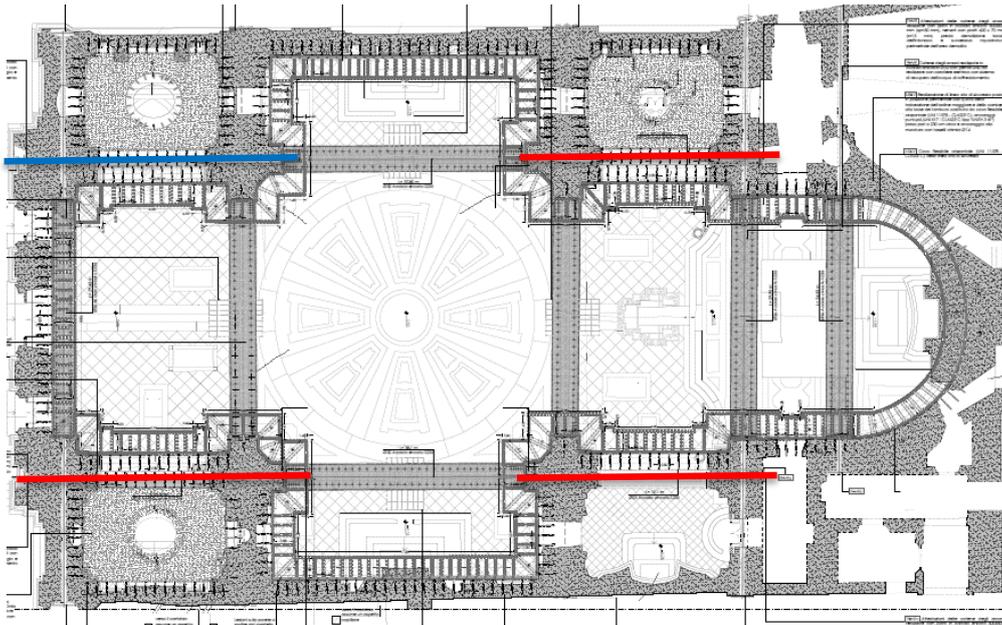
Oltre che da un punto di vista comportamentale della struttura, si è valutato il fenomeno attraverso valutazioni di tipo analitiche che vengono meglio esposti nel paragrafo successivo.

9.2 Considerazioni sul calcolo

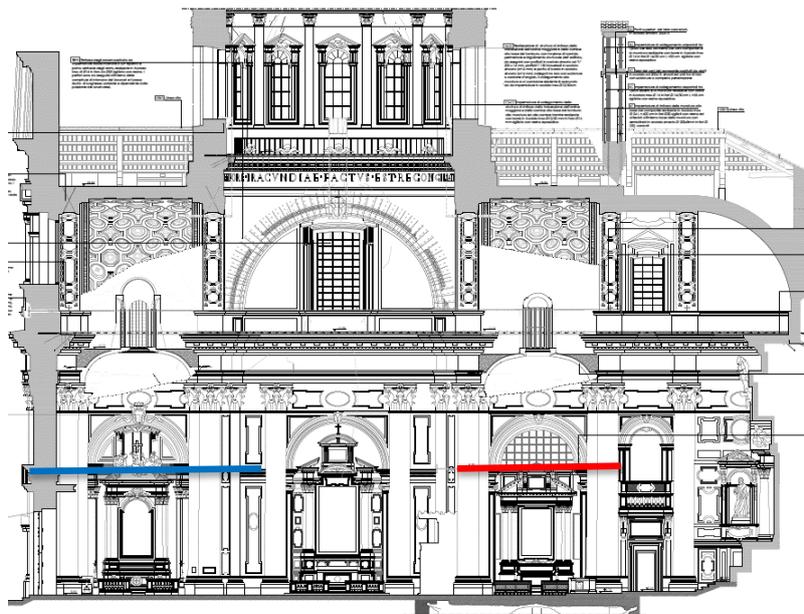
Allo stato attuale vi sono quattro cappelle laterali con volte a padiglione in mattoni in laterizio. Delle quattro cappelle solo una è stata rinforzata restaurata e inserita una catena all'imposta della volta in modo da impedirne la formazione di cerniera plastica.

L'intervento propone il consolidamento delle restanti tre volte con rinforzo dall'estradosso e inserimento di un tirante alla base degli archi, in modo da eliminare la spinta orizzontale.

In particolare, si è deciso di inserire gli incatenamenti indicati in rosso nella seguente pianta (in azzurro quella già presente).



Di seguito si mostrano alcune di quelle catene viste in sezione.



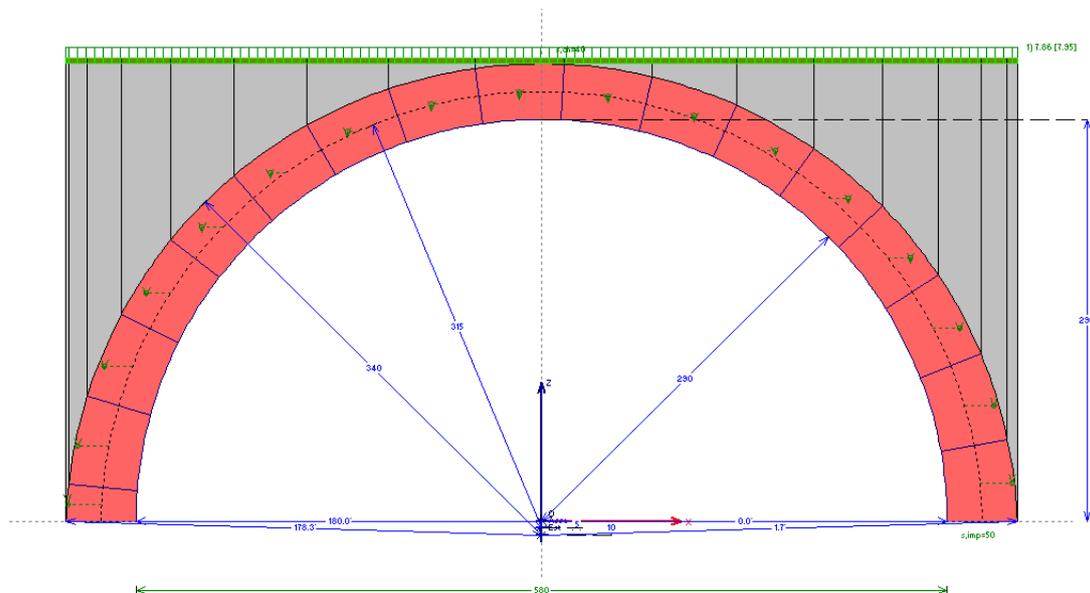
L'analisi viene condotta sia nella configurazione attuale (assenza di soletta di rinforzo all'estradosso che della catena alle reni) che in quella di progetto al fine di valutare

l'incremento di sicurezza raggiunto. Le volte, vengono analizzate come porzioni di archi soggetti ai carichi permanenti delle volte stesse. In particolare, sugli archi gravano il peso dei rinfianchi oltre al peso proprio, nella configurazione attuale con l'aggiunta della soletta di rinforzo, nella configurazione post-intervento.

Il peso proprio ed il peso dei rinfianchi sono inseriti in un modello di arco calcolato con il software SAV 2015 della Aedes, con cui si è verificata la volta (allo SLU). Si riporta l'analisi dei carichi adottata per la verifica:

Volta in mattoni s=40 cm	18.00*0.40 =	7.20 kN/m ²
Cappa in cls s=2 cm	18.00*0.02 =	0.36 =
Intonaco s=2 cm		0.30 =
Totale G1+G2		7.86 =

I dati geometrici dell'arco sono indicati in figura, ed anche nel modello di calcolo riportato di seguito.



Il peso del rinfiancio è calcolato in modo automatico, considerando un peso specifico del riempimento pari a quello della muratura.

Il calcolo, essendo volto a determinare la massima spinta possibile, è effettuato allo SLU, amplificando i carichi presenti per un fattore γ_g pari a 1,3.

Di seguito si riporta l'output del codice di calcolo.

```

ARCO n. 1
- Combinazione di Condizioni di Carico: 1 (1)
Verifica NON Soddisfatta

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) Soddisfatta
Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) NON Soddisfatta
[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ.
La verifica viene eseguita confrontando il rapporto (|T| / N, Compressione)
con il coefficiente d'attrito di progetto: f,d = tg φ]
Verifica a Compressione della muratura Soddisfatta
[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]
Resistenze di progetto [γM =1.00, FC =1.35]:
f,md = f,m / γM / FC = 2.370 N/mm^2; f,d = f / gamma,M / FC = 0.33 (φ = 18.4°)
Verifica a Trazione dei rinforzi NON Eseguita
    
```

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Dist.In. (cm)	Dist.Asse	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)
* 1	60.32	17.60	30.46	83.66	38.7	13.7	* 21.4	0.460
2	47.27	30.58	23.23	81.24	29.9	5.3	16.6	0.260
3	23.12	50.29	10.24	74.12	14.9	-8.8	7.9	0.328
4	10.15	55.69	0.37	65.84	7.0	-15.7	0.3	0.434
5	6.72	50.11	-5.90	57.14	5.2	-16.8	5.9	0.388
6	10.10	37.79	-8.72	48.68	9.0	-12.3	10.3	0.338
7	17.05	23.14	-8.67	41.11	17.5	-3.1	12.2	0.141
8	24.35	10.15	-6.51	35.11	28.6	8.3	10.7	0.193
9	29.38	1.84	-3.05	31.37	37.7	17.7	5.6	0.234
10	30.54	0.00	0.95	30.55	40.0	20.0	1.8	0.229
11	27.49	5.01	4.77	32.85	34.1	13.9	8.4	0.242
12	21.20	15.78	7.69	37.77	23.5	3.0	11.7	0.130
13	13.82	29.91	8.92	44.63	13.2	-7.7	11.5	0.220
14	8.32	43.83	7.65	52.71	6.9	-14.7	8.3	0.363
15	7.99	53.29	3.19	61.36	5.8	-16.5	3.0	0.412
16	15.90	53.87	-4.87	69.94	10.6	-12.6	4.0	0.440
17	34.29	41.70	-16.37	77.73	21.8	-2.4	12.2	0.204
* 18	60.96	16.84	-30.46	83.55	39.2	14.2	* 21.4	0.467

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)
Sinistra	30.46	77.92	68.6
Destra	30.46	77.80	68.6

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico (al Collasso): 1 (1): molt.coll.: 0.017

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult.	Dist.In. (cm)	Dist.Asse	Ang.Scor. (°)	Tens.Mur. (N/mm ²)
1	35.98	15.33	17.09	54.08	35.1	10.1	18.4	0.229
2	28.28	21.96	12.41	51.75	27.7	3.1	13.9	0.141
3	14.58	30.66	4.57	45.47	15.2	-8.4	5.8	0.198
4	7.70	31.12	-0.75	38.83	9.0	-13.7	1.1	0.256
5	6.13	26.13	-3.60	32.46	8.3	-13.6	6.4	0.221
6	7.93	18.55	-4.45	26.85	12.7	-8.5	9.5	0.139
7	11.24	10.80	-3.96	22.39	21.1	0.4	10.2	0.056
8	14.49	4.55	-2.75	19.24	30.9	10.6	8.2	0.131
9	16.64	0.81	-1.23	17.49	38.2	18.2	4.0	0.131
10	17.13	0.00	0.37	17.13	40.0	20.0	1.2	0.128
11	15.85	2.21	1.95	18.16	35.4	15.2	6.2	0.134
12	13.12	7.20	3.36	20.60	26.4	6.0	9.4	0.093
13	9.74	14.29	4.28	24.41	17.0	-4.0	10.1	0.090
14	7.00	22.16	4.20	29.46	10.4	-11.2	8.2	0.188
15	6.66	28.76	2.45	35.50	8.4	-13.9	4.0	0.238
16	10.65	31.39	-1.58	42.07	11.8	-11.4	2.2	0.239
17	20.76	27.17	-8.17	48.62	20.9	-3.2	9.7	0.139
18	36.29	14.96	-17.09	54.02	35.4	10.4	18.4	0.234

- MOLTIPLICATORI DI COLLASSO IN DIREZIONE VERTICALE

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 (1)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

- Attrito (Taglio nei giunti): 0.017

- Compressione della muratura: 11.515

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 1): 0.017

Minimo valore (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 fra tutte le CCC): 0.017

Riassumendo:

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale

(= Minimo assoluto fra tutte le CCC): **0.017**

Rapporto di Elaborazione

Arco Ideale: 1 (1)

Analisi Statica
CCC 1 (1)
Verifica Soddisfatta

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:
 - per la CCC 1: **3.889**
 - min. fra tutte le CCC: **3.889**

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1		
Attrito (Taglio nei giunti)	3.889		
Compressione della muratura	12.785		
Trazione dei rinforzi			

Analisi Sismica
con molt. 0.200
Verifica NON Soddisfatta

Molt. di collasso in direz. orizzontale:
 +X= 0.063, -X= 0.067
 Volta: +X= 0.063, -X= 0.067

Tipo di Verifica	Arco		Pied.Sx		Pied.Dx	
	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)	0.138	0.145				
Attrito (Taglio nei giunti)	0.063	0.067				
Compressione della muratura	0.138	0.145				
Trazione dei rinforzi						

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU
Confronto fra Capacità e Domanda
 PGA,DLV = 0.123 g - TR,DLV = 712 anni
Verifica NON Soddisfatta

Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X	0.036	20	0.293	0.028	0.231
- X	0.037	23	0.301	0.032	0.244
Minimo	0.036	20	0.293	0.028	0.231

OK



Da questi risultati si nota che la verifica sismica risulta non verificata nella configurazione di vita nominale pari a 50 anni.

Parametri di Calcolo

Generali | Sismica | Verifiche | Impostazioni

Schematizzazione geometrica
 Arco: generazione Elementi finiti (Conci):
 (A) Conci di uguale lunghezza, pari a (cm) = 60.0
 Con controllo di conci tutti uguali
 (B) Numero di conci pari a: 20
 L'opzione (B) è consigliabile in particolare per le configurazioni simmetriche, in modo che la suddivisione dei conci in chiave rispetti l'asse di simmetria

Piedritti:
 Conci ideali di uguale lunghezza, pari a (cm):
 Piedritto Sx: 10.0 Piedritto Dx: 10.0

Sistema di Unità di misura
 Sistema Internazionale (N, m) Sistema Tecnico (kgf, m)

Tipo di Analisi
 Analisi Statica: sempre eseguita.
 Calcolo del moltiplicatore di collasso in direzione verticale

Analisi Sismica
 (analisi con moltiplicatore orizzontale dei carichi verticali)
 Fasi di esecuzione dell'analisi sismica:
 (1) analisi della struttura voltata sotto forze orizzontali corrispondenti ad un dato moltiplicatore dei carichi verticali;
 (2) determinazione del moltiplicatore di collasso nella direzione orizzontale X (Z=piano dell'arco), nei due versi +X e -X.
 Per la fase (1): moltiplicatore dei carichi verticali = 0.200
 Se si ha interesse solo allo studio del moltiplicatore di collasso, si potranno ignorare i risultati relativi alla fase (1).

Dati Edificio
 Numero di piani dell'edificio N = 1
 Per il coefficiente di partecipazione modale 'gamma' [SCBA.4.2.3] può essere adottato il valore semplificato in base al numero di piani N (cfr. scheda Verifiche) gamma = 3N/(2N+1)
 Gamma prefef. = 3N / (2N+1) = 1.000
 Altezza complessiva della struttura rispetto alla fondazione [SCBA.4.2.3] H (m) = 3.00
 H viene utilizzata per il calcolo della funzione psi(Z)=(Z/H) che descrive in modo approssimato il primo modo di vibrazione.
 Per il periodo proprio T1 dell'intera struttura può essere adottato il valore semplificato secondo §7.3.3.2 (cfr. scheda Verifiche):
 T1 prefef. = 0.050 * H^0.75 = 0.114 sec
 Imposta Sinistra della struttura voltata: Quota da fondazioni (m) [nei Dati Struttura: H piedritto.sx + H fondazione.sx (m) = 3.50] = 2.00
 In analisi sismica al collasso, l'altezza di imposta viene utilizzata per la determinazione dell'altezza Z, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal cinematisimo ed il resto della struttura

Vita Nominale, Classi d'Uso, Periodo di riferimento [S2.4]
 Vita Nominale V.N (anni) = 50 Classe d'uso: III
 Coefficiente d'uso C,U = 1.5
 Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): V,R = V.N * C,U = 75

OK Annulla



A questo punto, come anche previsto nelle Linee Guida, abbiamo provato a ridurre la vita nominale del bene, per verificare se il livello di sicurezza risultava comunque accettabile. Facendo vari tentativi, si è arrivati fino ad un minimo di 15 anni, pur non essendo ammessa dalle Linee Guida, risulta ancora la verifica sismica non soddisfatta, pur registrando un valore di sicurezza più elevato come si può vedere dall'immagine sottostante.

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU
Confronto fra Capacità e Domanda
 PGA,DLV = 0.098 g - TR,DLV = 332 anni

Verifica NON Soddisfatta

Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X	0.035	20	0.357	0.060	0.316
- X	0.036	23	0.367	0.069	0.334
Minimo	0.035	20	0.357	0.060	0.316

OK

Vita Nominale, Classi d'Uso, Periodo di riferimento [§2.4]

Vita Nominale V,N (anni) = Classe d'uso:

Coefficiente d'uso C,U = 1.5

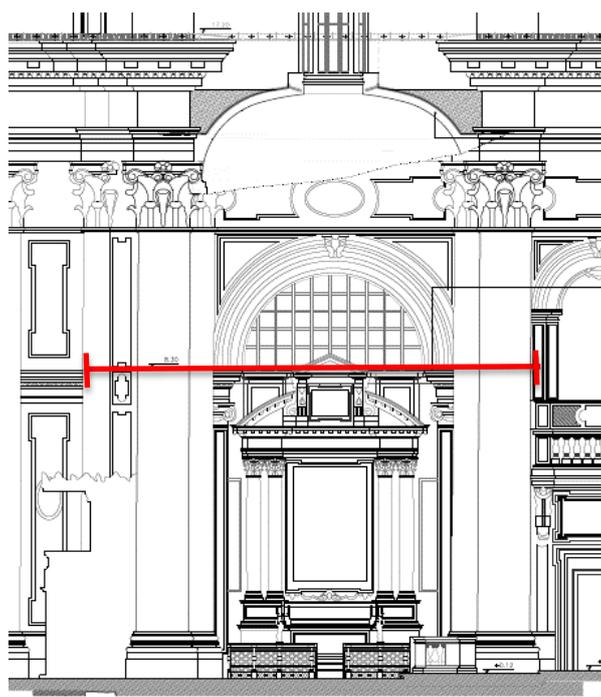
Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): V,R = V,N * C,U = 35



Ciò vuol dire che senza l'inserimento di alcun intervento, la verifica sismica non trova soddisfazione per alcun valore di vita nominale.

9.3 Intervento di inserimento tiranti

L'intervento proposto consiste nell'inserimento di una catena $\phi 32$, ancorata allo stesso modo di quelle poste in corrispondenza degli arconi principali, cioè con piastre metalliche, come schematizzato nell'immagine seguente, oltre ad una soletta con betoncino epossidico armata con rete come riportato negli elaborati grafici allegati.



In particolare, entrambi i collegamenti dei capochiavi verranno realizzati con piastre metalliche 600x600x20 mm.

Ancoraggi con piastra metallica

La resistenza dell'ancoraggio realizzato con piastra metallica di dimensioni 600x600x20 mm, che funge da capochiave, è limitata dal raggiungimento di una tra le seguenti condizioni di rottura:

- c) punzonamento della piastra sulla muratura;
- d) rottura per compressione della muratura a tergo della piastra;

Si individua una superficie convenzionale di rottura per scorrimento, considerando un angolo di diffusione delle compressioni di 45°. La rottura si verifica quando sulla superficie di scorrimento si raggiunge il valore limite di resistenza a taglio per la muratura.

N.B.

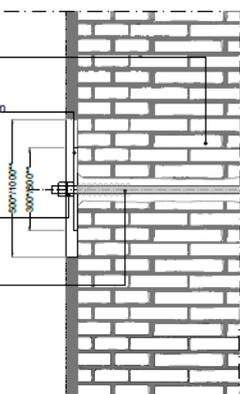
* Dati dimensionali delle attestazioni dei tiranti delle Cappelle laterali
 ** Dati dimensionali delle attestazioni dei tiranti degli arconi

Perforo Ø40*/Ø50**

Piastra in acciaio S355 zincata a caldo con irrigidimenti 300x300x20*/600x600x20** mm

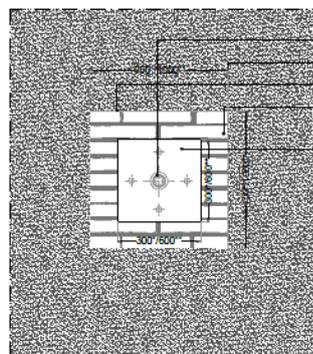
Doppio dado M25*/M32** zincati

Tirante Ø25mm*, Ø32 mm** realizzato con barra in acciaio zincato a freddo



SEZIONE TRASVERSALE
 Scala 1:10

Tirante Ø25/Ø 32mm realizzato con barra 1 in acciaio zincato
 Foro per messa in tensione



PROSPETTO
 Scala 1:10

DETTAGLIO TENDITORE

Scala 1:5

- Doppio dado M25*/M32** zincati
- Intonaco esistente
- Guadratura dell'intonaco esistente
- Paramento murario
- Piastra in acciaio S355 zincata a caldo con irrigidimenti 300x300x20*/600x600x20** mm

N.B.

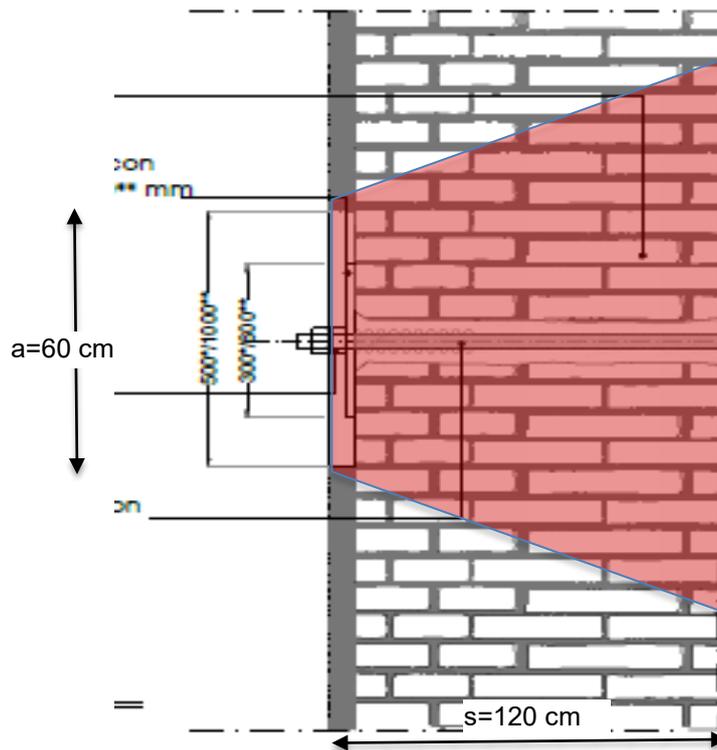
CS-MRtr_{cs} Le attestazioni esterne a diretto contatto con il paramento murario a vista saranno analoghe a quelle interne

N.B.

CS-MRtr_{cs} Le attestazioni interne dei tiranti delle cappelle, posizionate sui pilastri, saranno poste in opera previo taglio delle lastre marmoree di rivestimento e successiva ricollocazione delle porzioni di lastre tagliate

N.B.

CS-MRtr_{cs} Le attestazioni esterne saranno a vista anche dove la muratura è intonacata e saranno analoghe a quelle interne



Le dimensioni del capochiave costituito da una piastra di dimensioni 600x600 mm, con spessore pari a 20 mm.

Lo spessore medio della muratura della facciata in corrispondenza dell'ancoraggio è pari a circa 140 cm in tutto.

Con tali dimensioni, riferendosi al disegno sopra, si avrebbe:

$$L = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 60 + 140 \cdot \tan 45 = 180 \text{ cm}$$

sia in direzione verticale che orizzontale.

La superficie laterale del "mucchio piramidale" risulta essere pari a:

$$S_{\ell} = s \cdot \sqrt{2} \cdot [4 \cdot a + 4 \cdot s] = 15.83 \text{ m}^2$$

Trascurando il contributo dell'attrito, considerando una muratura in mattoni pieno, si ottiene una resistenza al punzonamento pari a:

$$T_{rd,a} = \tau_{0d} \cdot S = 0,034 \text{ MPa} \cdot 15.03 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \cdot 10^{-3} = 511.02 \text{ kN}$$

In cui:

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0,076}{1,12 \cdot 2} = 0,034 \text{ MPa}$$

b) rottura per compressione della muratura a tergo della piastra metallica di ancoraggio
Ipotezzando di trovarsi alla condizione limite di resistenza dell'ancoraggio della catena, si verifica che questa sia compatibile con la resistenza a schiacciamento della muratura a tergo della piastra capochiave. Questa, nel piano della parete, ha dimensioni di 600x600

1	56.03	27.37	4.56	83.52	36.3	9.3	3.1	0.314	0.000
2	50.84	32.15	23.74	86.32	32.5	6.0	16.0	0.262	0.000
3	27.52	50.32	10.24	78.51	18.1	-7.5	7.5	0.286	0.000
4	15.01	54.63	0.10	69.64	10.6	-14.0	0.1	0.423	0.000
5	11.56	48.55	-6.27	60.44	9.2	-14.7	6.0	0.378	0.000
6	14.53	36.28	-9.09	51.62	13.3	-9.9	10.1	0.255	0.000
7	20.81	22.04	-8.96	43.78	22.0	-0.7	11.8	0.103	0.000
8	27.43	9.58	-6.70	37.61	33.0	10.7	10.3	0.214	0.000
9	32.00	1.70	-3.12	33.84	41.9	19.8	5.3	0.229	0.000
10	33.10	0.00	0.98	33.11	44.0	22.0	1.7	0.828	0.000
11	30.46	4.78	4.87	35.57	38.3	16.1	7.9	0.239	0.000
12	25.03	14.98	7.79	40.76	28.1	5.6	11.0	0.156	0.000
13	18.79	28.30	8.92	47.93	18.3	-4.6	10.7	0.165	0.000
14	14.54	41.37	7.43	56.40	12.3	-11.3	7.6	0.304	0.000
15	15.36	50.10	2.62	65.51	11.4	-12.9	2.3	0.382	0.000
16	24.14	50.20	-5.94	74.58	16.4	-8.8	4.6	0.303	0.000
17	43.05	37.84	-18.10	82.89	27.8	1.7	12.6	0.185	0.000
18	46.40	36.47	-4.56	83.00	30.2	3.2	3.2	0.209	0.000

- Sforzi nella Catena

N (kN) = -28.43
 σ (N/mm²) = 35.4 < 261.9

ARCO n. 1

- Combinazione di Condizioni di Carico (al Collasso): 1 (1): molt.coll.: 4.166

- Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Dist.In.	Dist.Asse	Ang.Scor.	Tens.Mur.	Tens.Rinf.
			(kN)		(cm)		(°)	(N/mm ²)	
1	122.45	46.94	7.62	169.56	39.0	12.0	2.6	0.755	0.000
2	113.04	59.68	57.60	182.07	34.7	8.2	18.4	0.628	0.000
3	59.28	109.66	27.69	171.19	17.9	-7.6	9.3	0.626	0.000
4	29.12	127.60	3.13	156.75	9.2	-15.5	1.1	0.953	0.000
5	20.26	118.93	-13.98	139.89	7.0	-16.9	5.7	0.874	0.000
6	27.56	92.15	-22.86	121.87	10.7	-12.5	10.8	0.747	0.000
7	43.93	57.53	-23.92	104.24	19.6	-3.0	13.3	0.314	0.000
8	61.70	25.44	-18.53	89.09	31.5	9.3	12.0	0.447	0.000
9	74.17	4.49	-8.76	79.15	41.6	19.5	6.4	0.535	0.000
10	77.10	0.00	2.90	77.15	44.0	22.0	2.2	1.927	0.000
11	69.71	12.94	13.77	83.79	37.4	15.2	9.5	0.560	0.000
12	54.83	39.77	21.27	96.96	26.1	3.6	12.7	0.311	0.000
13	38.26	73.09	23.12	113.72	15.8	-7.2	11.7	0.470	0.000
14	27.41	103.11	17.64	131.71	9.9	-13.7	7.7	0.830	0.000
15	29.76	119.32	3.98	149.13	9.7	-14.6	1.5	0.918	0.000
16	51.36	112.35	-17.56	164.65	15.8	-9.4	6.1	0.690	0.000
17	95.72	75.41	-45.43	177.06	29.2	3.1	14.9	0.444	0.000
18	98.99	69.10	-7.62	168.26	31.8	4.8	2.6	0.477	0.000

- Sforzi nella Catena

N (kN) = -69.19
 σ (N/mm²) = 86.0 < 261.9

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta	Car.Vert.	Inclinazione
	(kN)	(kN)	sull'orizz.(°)
Sinistra	7.62	169.39	87.4
Destra	7.62	168.09	87.4

- MOLTIPLICATORI DI COLLASSO IN DIREZIONE VERTICALE

Combinazione di Condizioni di Carico (CCC): 1 (1)

- Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

- Attrito (Taglio nei giunti): 4.166

- Compressione della muratura: 12.641

- Trazione dei rinforzi: 15.150

Minimo fra i valori precedenti (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 nella CCC 1): 4.166

Minimo valore (= Massimo moltiplicatore consentito per l'arco 1 fra tutte le CCC): 4.166

Riassumendo:

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale

(= Minimo assoluto fra tutte le CCC): 4.166

Rapporto di Elaborazione

Arco Ideale: 1 (1)

Analisi Statica
CCC 1 (1)
Verifica Soddisfatta

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:
 - per la CCC 1: **14.030**
 - min. fra tutte le CCC: **14.030**

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1		
Attrito (Taglio nei giunti)	>> 1		
Compressione della muratura	14.030		
Trazione dei rinforzi	15.150		

Analisi Sismica
con molt. 0.200
Verifica Soddisfatta

Molt. di collasso in direzione orizzontale:
 +X= 0.290, -X= 0.219
 Volta: +X= 0.290, -X= 0.219

Tipo di Verifica	Arco		Pied.Sx		Pied.Dx	
	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1	>> 1				
Attrito (Taglio nei giunti)	0.290	0.219				
Compressione della muratura	0.789	1.662				
Trazione dei rinforzi	0.515	0.418				

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU
Confronto fra Capacità e Domanda
 PGA,DLV = 0.123 g - TR,DLV = 712 anni

Verifica Soddisfatta

Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X	0.169	2200	1.374	3.090	1.588
- X	0.123	713	1.000	1.001	1.000
Minimo	0.123	713	1.000	1.001	1.000

OK

Come si vede la verifica sismica risulta soddisfatta, anche se con coefficiente di sicurezza unitario. Per dimostrare che l'intervento può essere configurato come il "minimo intervento", non potendo ridurre le piastre di collegamento e le dimensioni dei tiranti, abbiamo provato ad eliminare la catena e impostare la verifica per una vita nominale di 15 anni; il risultato è stato che la verifica sismica non risulta verificata e quindi non è possibile eliminare la catena.

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU
Confronto fra Capacità e Domanda
 PGA,DLV = 0.098 g - TR,DLV = 332 anni

Verifica NON Soddisfatta

Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X	0.038	25	0.388	0.075	0.346
- X	0.041	29	0.418	0.087	0.367
Minimo	0.038	25	0.388	0.075	0.346

Vita Nominale, Classi d'Uso, Periodo di riferimento [§2.4]

Vita Nominale V,N (anni) = Classe d'uso:

Coefficiente d'uso C,U = 1.5

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): V,R = V,N * C,U = 35

10. Cinematismo 04: Il campanile

10.1 Analisi del cinematismo

Un altro dei cinematismi possibile, è rappresentato dal possibile ribaltamento del campanile a “vela”, posto nella parte retrostante della chiesa. Dal rilievo del quadro fessurativo, non sono emersi gravi danneggiamenti, ma vista la notevole altezza della struttura e la sua snellezza, in particolar modo, ci si è posti il problema della sua staticità. Nella Linee Guida del 2011, è individuato come cinematismo n. 26: “Aggetti (vele, guglie, pinnacoli e statue)”.

10.2 Stato attuale

Il campanile è costituito da una “vela” in muratura a sezione pressoché rettangolare di spessore pari a circa 1.20 m con la presenza di due “forature” per la presenza delle campane e si sviluppa per un’altezza di circa 7.00 m, al di sopra della copertura.

Le murature del campanile sono costituite da mattoni in laterizio ad hanno uno spessore pressoché costante per tutto il suo sviluppo.

Per una valutazione numerica si è fatto riferimento alla modellazione globale del bene, da dove si sono estrapolate le sollecitazioni alla base d’incastro della vela (in corrispondenza della copertura).

In una prima modellazione, si è assunta una vita nominale, come previsto dalla normativa NTC08, cioè di 50 anni e le sollecitazioni massima in condizioni sismiche, sono quelle di seguito riportate:

$$N_{\max} = 1894.52 \text{ kN}$$

$$M_x = 1767.70 \text{ kNm}$$

$$M_y = 849.06 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 209.03 \text{ kN}$$

Con queste sollecitazioni si è effettuata una verifica a pressoflessione della muratura, considerando le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$f_m = 3.20 \text{ MPa}$$

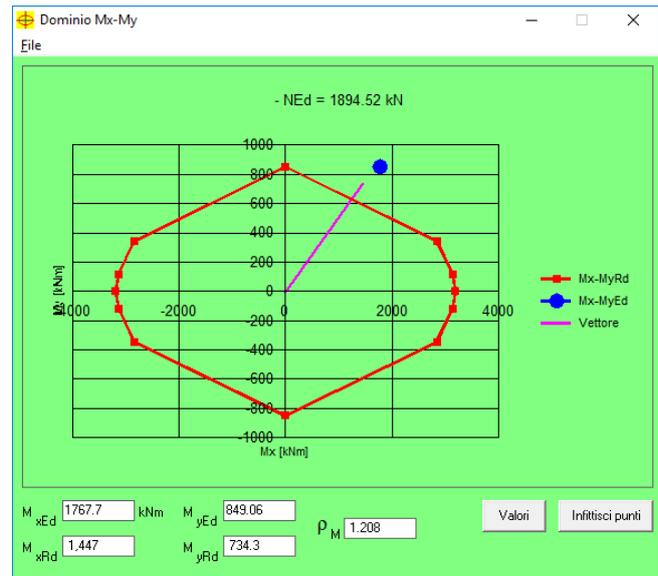
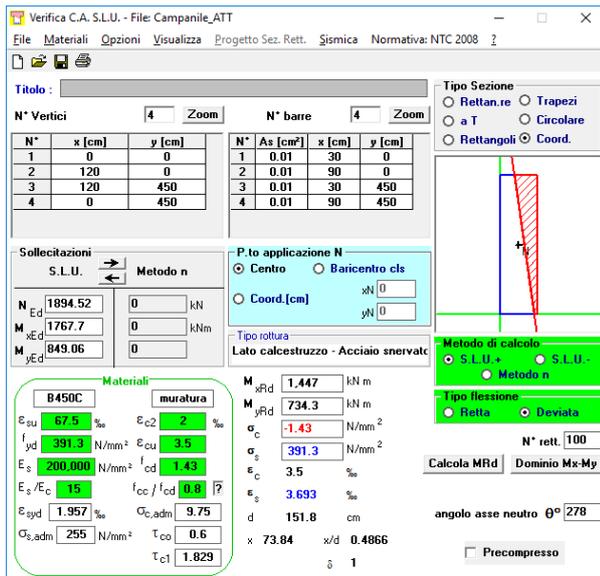
$$\tau_0 = 0.076 \text{ MPa}$$

Considerando il fattore di confidenza $FC=1.12$ e $\gamma_M = 2.0$ (comb. sismica), i valori per le verifiche risultano pari a:

$$f_{m,d} = 3.20/(FC \times \gamma_M) = 1.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{0,d} = 0.076/(FC \times \gamma_M) = 0.034 \text{ MPa}$$

Con queste sollecitazioni e questo tipo di muratura, la verifica è risultata la seguente:



La sezione risulta non verificata a pressoflessione

Verifica a taglio

Si esegue la verifica secondo quanto riportato al punto 5.4 delle Linee guida già citate (pag. 75), trascurando le armature di rinforzo

$$\tau_{d,B} = \tau_{0d} \times [1 + \sigma_{0i}/(1.5 \tau_{0d})]^{1/2} = 0.034x[1+0.35/(1.5x0.034)]^{1/2} = 0.095 \text{ MPa}$$

In cui:

$$\sigma_{0d,B} = N_B/A_B = 1894520/5400000 = 0.35 \text{ MPa}$$

A cui corrisponde un valore di taglio agente pari a:

$$T_{R,d} = \tau_{d,B} \times A_B = 0.095x5400000x10^{-3} = 514.82 \text{ kN} < T_B=209.03 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta

A questo punto, sempre per minimizzare l'eventuale rinforzo, si è effettuata una seconda modellazione, in cui si è imposta una vita nominale minima pari a 15 anni, per verificare l'effettiva necessità di dover intervenire sull'elemento strutturale.

Da questa nuova modellazione si sono estrapolate le sollecitazioni in corrispondenza di azione sismica che sono risultate pari a:

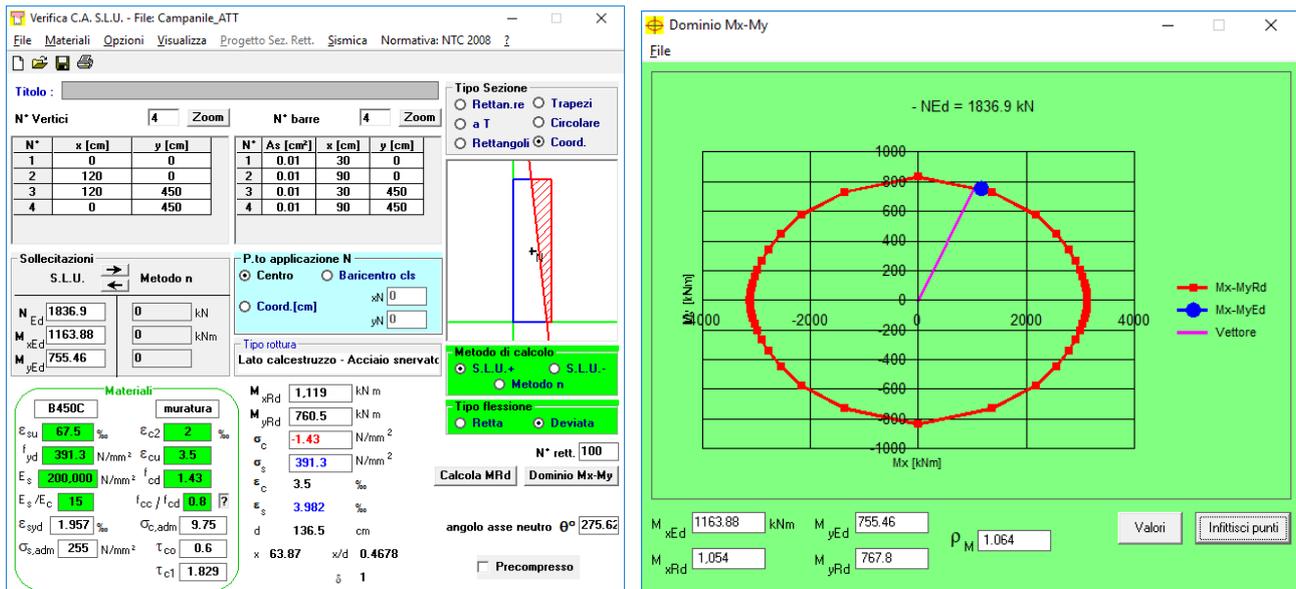
$$N_{max} = 1836.90 \text{ kN}$$

$$M_x = 1163.88 \text{ kNm}$$

$$M_y = 755.46 \text{ kNm}$$

$$T_{max} = 205.00 \text{ kN}$$

Con queste sollecitazioni e le stesse caratteristiche della muratura utilizzate in precedenza, la verifica è risultata la seguente:



Anche in questo caso, con una vita nominale, tra l'altro nemmeno accettata dalle Linee Guida del 2011, la verifica a pressoflessione continua ad essere non soddisfatta, quindi il campanile necessita di essere rinforzato.

Si procede alla valutazione dell'indicatore di rischio nella configurazione attuale, in termini di a_g

Per la modellazione con $V_N = 50$ anni, si ha:

$$a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0.124 \cdot 1.50 \cdot 1.00 = 0.186$$

Per la modellazione con $V_N = 15$ anni, si ha:

$$a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0.086 \cdot 1.50 \cdot 1.00 = 0.129$$

da cui scaturisce un indicatore di rischio massimo, visto che comunque per 15 anni ancora la verifica non risulta soddisfatta, pari a:

$$IRS_{PGA,att,max} = \frac{(a_g \cdot S_s \cdot S_T)_{15anni}}{(a_g \cdot S_s \cdot S_T)_{50anni}} = \frac{0.129}{0.186} = 0.693$$

10.3 Stato di progetto

Sempre da modello globale, in condizioni di progetto, cioè considerando le varie catene previste in progetto e i rinforzi del campanile stesso, si sono estrapolate le sollecitazioni, per poi effettuare le verifiche della sezione di incastro in corrispondenza della copertura.

La verifica viene condotta nella configurazione di stato attuale e in quella di progetto; inoltre, per rispettare il "minimo intervento", verrà effettuata anche con vita nominale V_N pari a 15 anni, per verificare comunque se il cinematismo, seppur con grado di sicurezza inferiore, risultasse verificato anche senza alcun intervento.

Al fine di poter considerare una siffatta situazione per la verifica, sarà necessario considerare la sezione trasversale nella sua totalità costituita da un rettangolo in muratura di laterizio.

Verifica delle tensioni alla base

Considerando i “tratti” di muratura piena, le caratteristiche geometriche della sezione sono:

$$B_{eff} = 4500 \text{ mm}, \quad A = 5400000 \text{ mm}^2$$

$$s = 1200 \text{ mm}$$

Materiale muratura in mattoni pieni

$$f_m = 3.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.076 \text{ MPa}$$

Considerando il fattore di confidenza $FC=1.12$ e $\gamma_M = 2.0$ (comb. sismica), i valori per le verifiche risultano pari a:

$$f_{m,d} = 3.20 / (FC \times \gamma_M) = 1.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{0,d} = 0.076 / (FC \times \gamma_M) = 0.034 \text{ MPa}$$

Verifica a pressoflessione

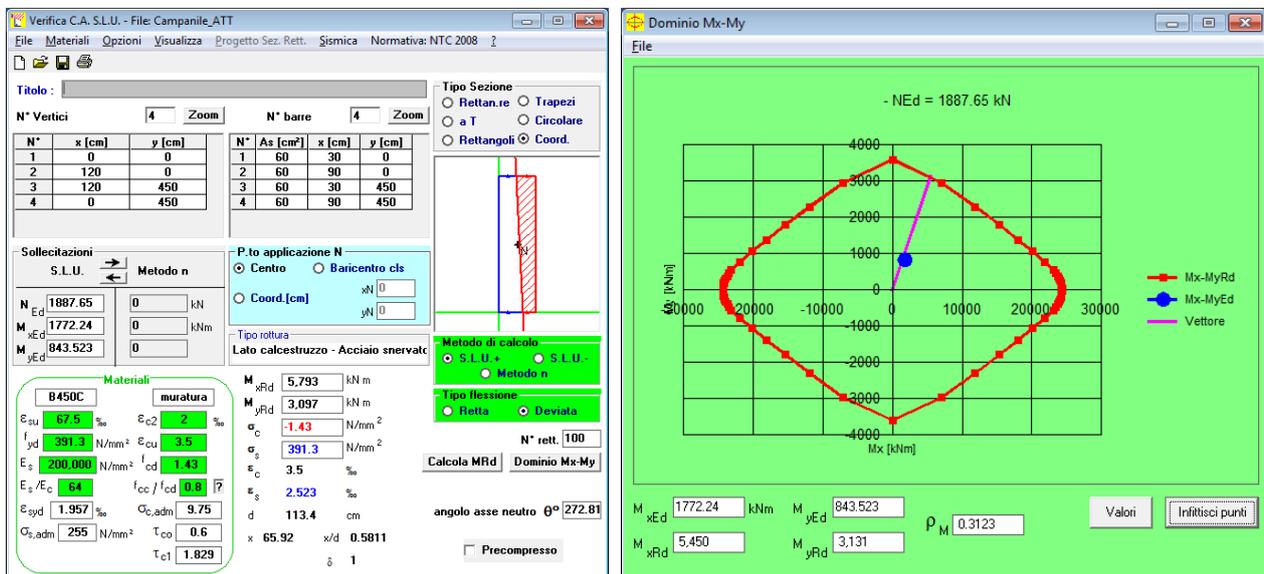
$$N_{max} = 1887.65 \text{ kN}$$

$$M_x = 1772.24 \text{ kNm}$$

$$M_y = 843.53 \text{ kNm}$$

$$T_{max} = 210.29 \text{ kN}$$

Per quanto concerne le armature si considerano 2+2 sui lati corti e si “raggruppano” anche quelle poste in posizione centrale, cosicché ogni area è costituita da 2 piatti di dimensioni 200x15 mm, cioè un’area equivalente pari ad $A_s = 2 \times 200 \times 15 = 6000 \text{ mm}^2 = 60 \text{ cm}^2$



La sezione risulta verificata

Verifica a taglio

Si esegue la verifica secondo quanto riportato al punto 5.4 delle Linee guida già citate (pag. 75), trascurando le armature di rinforzo

$$\tau_{d,B} = \tau_{0d} \times [1 + \sigma_{0i} / (1.5 \tau_{0d})]^{1/2} = 0.034 \times [1 + 0.35 / (1.5 \times 0.034)]^{1/2} = 0.095 \text{ MPa}$$

In cui:

$$\sigma_{0d,B} = N_B/A_B = 1887650/5400000 = 0.35 \text{ MPa}$$

A cui corrisponde un valore di taglio agente pari a:

$$T_{R,d} = \tau_{d,B} \times A_B = 0.095 \times 5400000 \times 10^{-3} = 513.00 \text{ kN} < T_B = 210.29 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta

Verifica a sfilamento delle barre di collegamento

Connessioni laterali

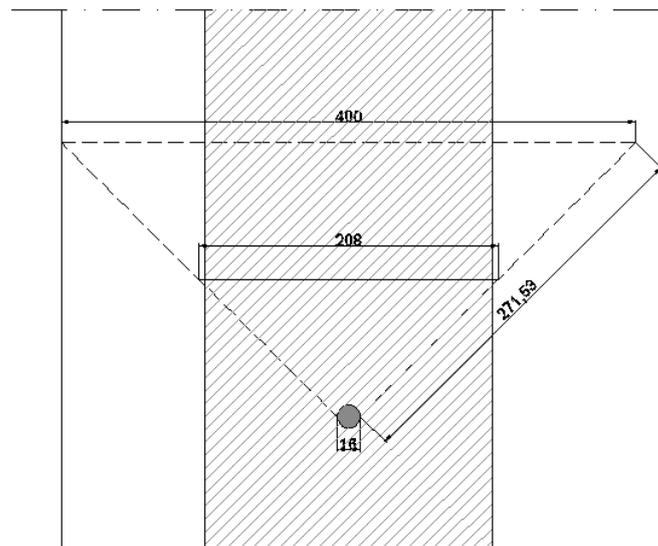
La disposizione delle barre verticali di collegamento si opporranno al ribaltamento della struttura campanaria.

Avendo disposto 4+4 ancoraggi disposti ad un interasse di 80 cm tra loro, su ogni tirante si avrà uno sforzo di trazione pari a:

$$T = M_{\max}/(4 \cdot i) = 1774.24/(4 \cdot 0.85) = 554.45 \text{ kN}$$

Lo sfilamento della barra sarà impedito dalle perforazioni orizzontali dei piatti della cerchiatura. Ad ogni barra verticale “corrispondono” circa 10 perfori orizzontali di diametro pari a 16 mm e lunghezza di 30 cm ciascuno.

Considerando una diffusione delle tensioni a 45°, per ogni perforo, considerando una larghezza media, si ha una tensione di compressione sulla muratura pari a:



$$S_b = (b+B)/2 = (16+400)/2 = 208 \text{ mm}^2$$

Considerando la lunghezza del perforo pari a 300 cm e il numero totale pari a 10 perfori di “influenza” per ogni piatto, corrisponde ad un’area complessiva di 624000 mm²

Considerando che la tensione di compressione per la muratura in laterizio è pari a:

$$f_{m,d} = 3.20/(FC \times \gamma_M) = 1.43 \text{ MPa}$$

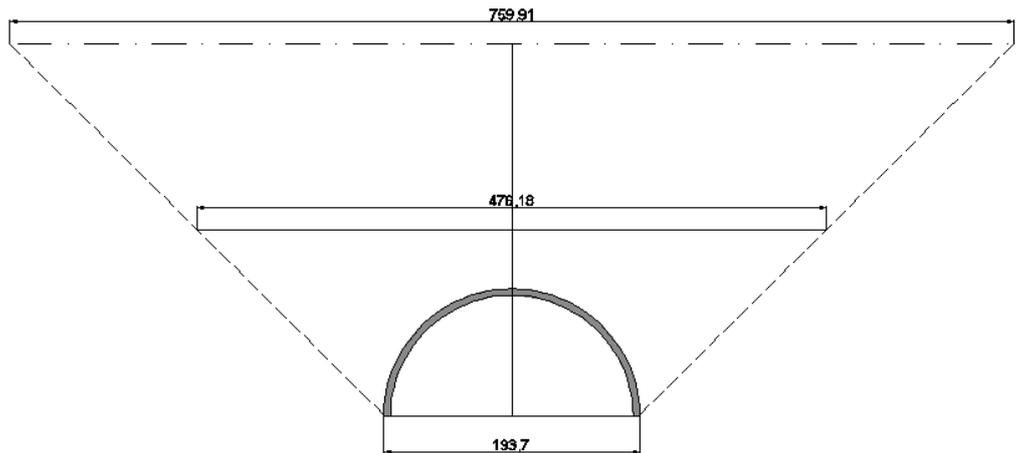
il massimo sforzo di trazione per ogni barra risulta essere pari a:

$$T_{\max} = f_{m,d} \cdot A_I = (1.43 \cdot 624000) \cdot 10^{-3} = 892.32 \text{ kN} > T = 554.45 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfattaCollegamento di base

Per la verifica delle connessioni trasversali alla base dei perfori verticali si considera una tensione di compressione in corrispondenza del mezzo tubolare. La superficie laterale, considerando una diffusione a 45° e la larghezza media e la lunghezza pari a metà dello spessore della parete, risulta essere pari a:

$$A_l = (b+B)/2 \cdot L = (193.7+769.91)/2 \cdot 600 \cdot 2 = 571416 \text{ mm}^2$$



Considerando che la tensione di compressione per la muratura in laterizio è pari a:

$$f_{m,d} = 3.20 / (FC \cdot \gamma_M) = 1.43 \text{ MPa}$$

il massimo sforzo di trazione per ogni collegamento trasversale risulta essere pari a:

$$T_{\max} = f_{m,d} \cdot A_l = (1.43 \cdot 571416) \cdot 10^{-3} = 817.12 \text{ kN} > T = 554.45 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta

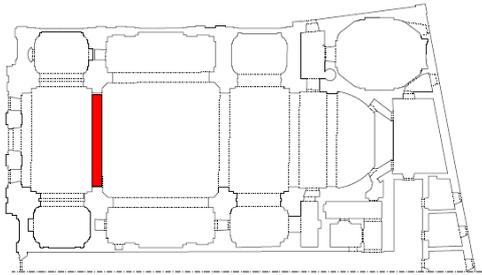
Per quanto riguarda la determinazione dell'indicatore di rischio nella configurazione di progetto, risultano già adeguato con $V_N = 50$ anni, ci si è limitati a dire che è superiore all'unità

$$IRS_{PGA,prog,min} > 1.00$$

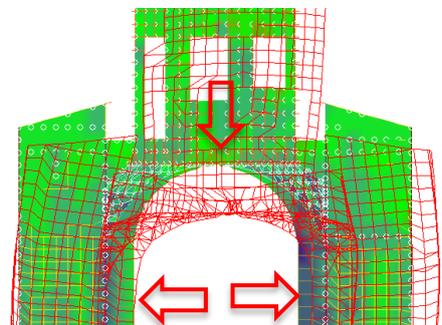
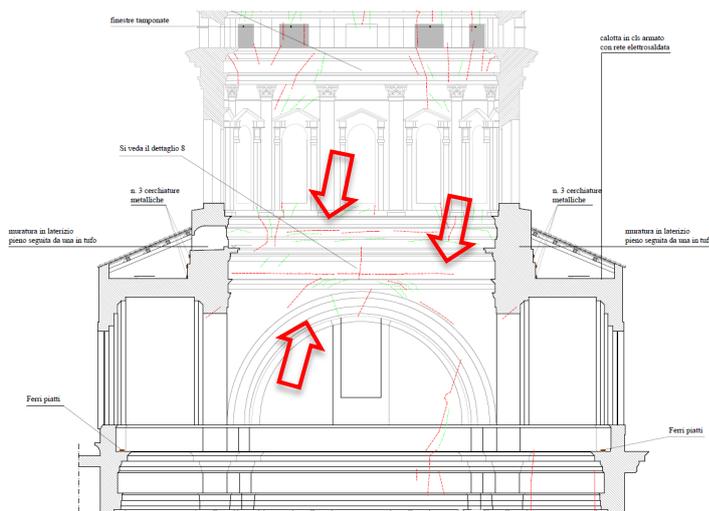
11. Gli arconi

11.1 Stato attuale

Gli arconi in corrispondenza del tamburo, costituiti da una muratura in laterizio, presentano un quadro fessurativo abbastanza evidente con lesioni prevalentemente in “chiave” dovute alla formazione di cerniere plastiche, come evidenziato da quanti riportato di seguito. Per “confronto” si riporta anche uno stralcio del modello di calcolo in cui si è messa in evidenza anche la deformazione degli archi dove si può notare l’effetto delle spinte orizzontali sugli archi e l’abbassamento in chiave.

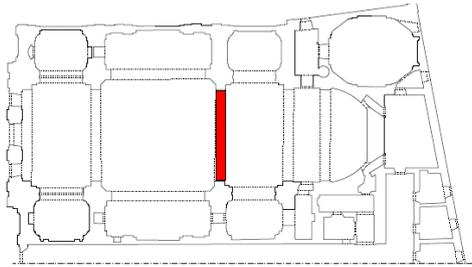


Individuazione dell’arco in oggetto

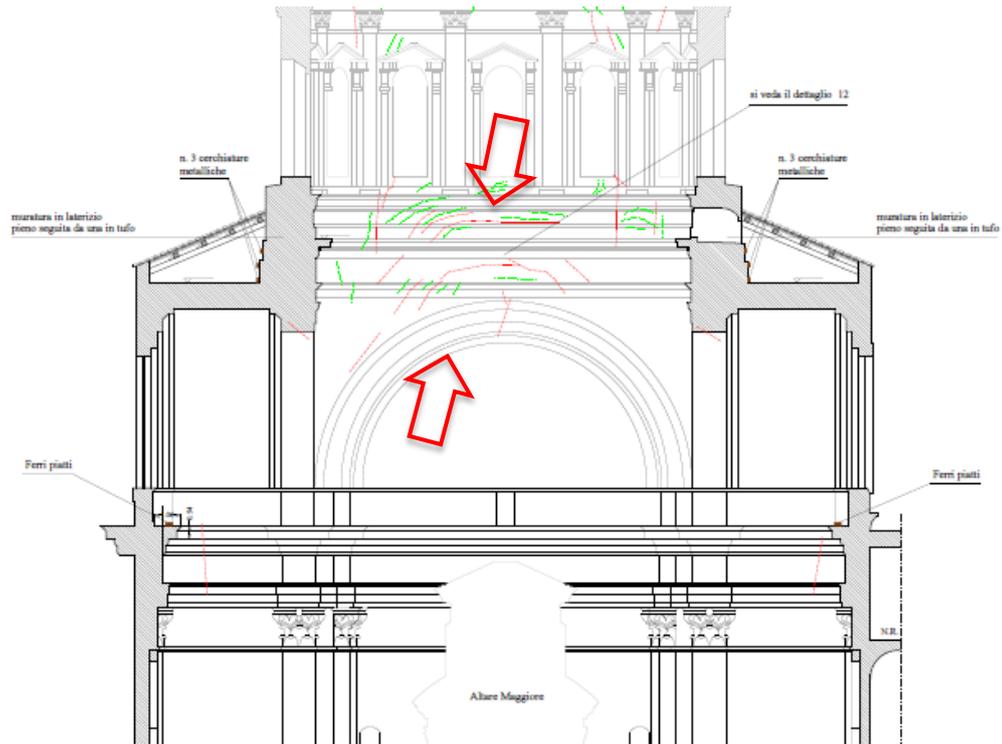


Estratto dal modello di calcolo con sovrapposta la deformata





Individuazione dell'arco in oggetto



L'intervento che si propone, è quello di "cucire" le lesioni con perforazioni armate subverticali in prossimità delle sole lesioni che andranno realizzate nelle zone in cui non sono presenti decori in modo da ripristinare la continuità della muratura, senza modificarne il comportamento strutturale; inoltre, come già descritto in precedenza, verranno inseriti i tiranti in corrispondenza della loro imposta, in modo da ridurre le spinte orizzontali.

12. Cinematismo 05: Paraste di rivestimento

Dall'analisi del monumento è emerso che alcune delle paraste di rivestimento dei pilastri centrali presentano dei distacchi dal supporto murario retrostante.

In questa parte di relazione, si provvederà alla valutazione della sicurezza di questi elementi di rivestimento.

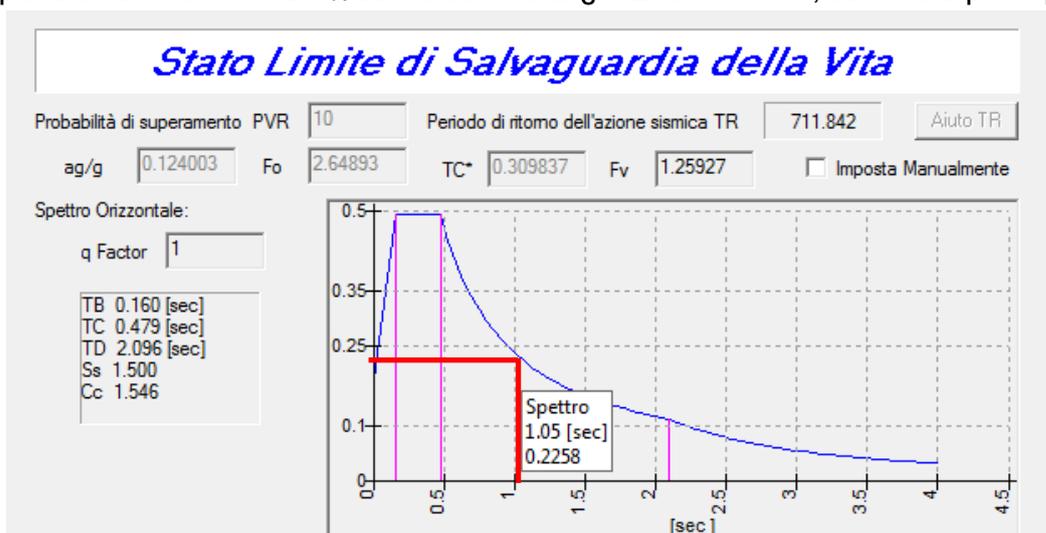
Innanzitutto, si procede alla valutazione dell'azione sismica a cui sono soggetti questi elementi.

Per un elemento isolato posto ad una certa quota altimetrica la verifica alla Stato Limite di salvaguardia della Vita, per la verifica bisogna tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Un'approssimazione consiste nel verificare, la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma$$

dove:

- $S_e(T_1) = 0.2258$ è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2. delle NTC, calcolato per il periodo T_1 ;



- $T_1 = 1.05 \text{ sec}$ è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(Z) = 1.10/25 = 0.044$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z) = Z/H$, dove $H = 25.00 \text{ m}$, è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione, in quanto, a favore di sicurezza, si verifica l'elemento posto ad una quota maggiore;
- $Z = 1.10 \text{ m}$ è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura, considerato che gli elementi hanno una altezza di circa 2.20 m ;
- $\gamma = 1.0$ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio);

nel caso in esame risulta:

$$a_0^* = 0.2258 \cdot 0.044 = 0.01$$

considerando che le lastre hanno dimensioni di 2.20x1.10x0.06 m e un peso specifico di 24 kN/mc, la forza sismica orizzontale per ogni lastra è pari a:

$$F_a = a_0^* \cdot W_a = 0.01 \times 2.2 \times 1.1 \times 0.06 \times 24 = 0.035 \text{ kN} = 35 \text{ N}$$

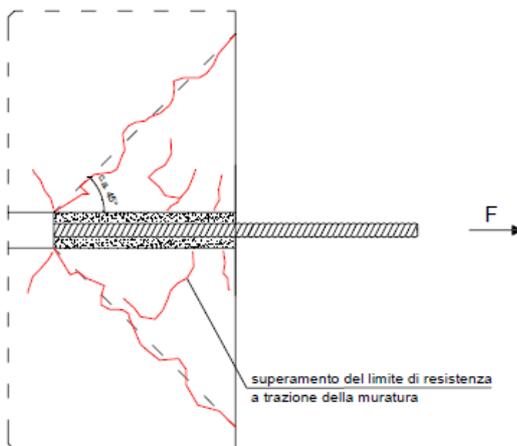
12.1 Verifica delle connessioni

Ipotizziamo un numero minimo di 6 connessioni per lastra in perfori $\phi 10$ di lunghezza pari a 20 cm e armati con barre M8.

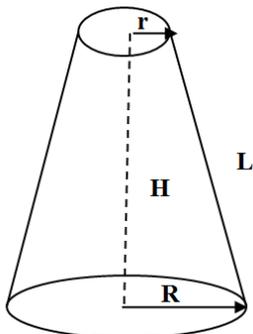
Nel caso di ancoraggi iniettati in murature, le possibili superfici di scorrimento sono due:

- ✓ all'interfaccia barra-resina epossidica;
- ✓ all'interfaccia del bulbo di ancoraggio con il substrato circostante.

La seconda appare essere, da sperimentazioni condotte, quella che determina prevalentemente la resistenza dell'ancoraggio per azioni di trazione. La verifica consiste nel valutare il valore della forza massima che porta al distacco, lungo la linea di rottura per taglio, della porzione di muratura aderente all'ancoraggio.



L'area della muratura interessata dal fenomeno è assimilabile ad un tronco di cono retto con vertice al limite dell'ancoraggio, di raggio minimo pari a quello del perforo e superficie laterale che si sviluppa con una inclinazione di 45° .



La superficie di rottura del singolo perforo risulta, nel caso specifico:

$$S_m = \pi \cdot (R + r) \cdot L = \pi \cdot (205 \text{ mm} + 5 \text{ mm}) \cdot 283 \text{ mm} = 186705 \text{ mm}^2$$

Dove:

- ✓ H è la lunghezza di ancoraggio pari a 200 mm;
- ✓ $L = \frac{H}{\cos 45^\circ}$ che nel caso in esame è pari a 283 mm;
- ✓ r raggio del perforo = 10/2 = 5 mm;
- ✓ $R = r + H = 5 + 200 = 205 \text{ mm}$.

La tensione tangenziale resistente della muratura, in assenza di sforzo normale, è la seguente:

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0,076}{1,20 \cdot 2} = 0,032 \text{ MPa}$$

Trascurando il contributo dato dall'attrito, si ottiene una resistenza all'estrazione dell'ancoraggio pari a:

$$T_{rd} = \tau_{0d} \cdot S_m = 0,032 \text{ MPa} \cdot 186705 \text{ mm}^2 = 5974.56 \text{ N} = 5.98 \text{ kN}$$

Risultando quindi:

$$T_{rd} = 5.98 \text{ kN} > F_a = 0.035 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta

13. Riepilogo dei risultati dei cinematismi

Per semplificare la lettura della presente relazione, si riportano i vari risultati per un confronto.

a. Ribaltamento facciata principale – Attuale 50 anni

Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di fatto con $V_N = 50$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della facciata principale	$IRS_{PGA,1} = 0.611$
Cinematismo 02: Ribaltamento della prima porzione della facciata	$IRS_{PGA,2} = 1.511$
Cinematismo 03: Ribaltamento del timpano	$IRS_{PGA,3} = 2.744$
Cinematismo 04: Flessione di parete vincolata ai bordi	$IRS_{PGA,4} = 0.000$

b. Ribaltamento facciata principale – Attuale 15 anni

Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di fatto con $V_N = 15$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della facciata principale	$IRS_{PGA,1} = 0.894$
Cinematismo 02: Ribaltamento della prima porzione della facciata	$IRS_{PGA,2} = 2.244$
Cinematismo 03: Ribaltamento del timpano	$IRS_{PGA,3} = 4.016$
Cinematismo 04: Flessione di parete vincolata ai bordi	$IRS_{PGA,4} = 0.000$

c. Ribaltamento facciata principale – Progetto 50 anni

Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di intervento $V_N = 50$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della facciata principale	$IRS_{PGA,1} = 1,220$
Cinematismo 02: Ribaltamento della porzione superiore della facciata	$IRS_{PGA,2} = 1,339$
Cinematismo 03: Ribaltamento del timpano	$IRS_{PGA,3} = 1,339$
Cinematismo 04: Flessione di parete vincolata ai bordi	$IRS_{PGA,4} = 0,938$

d. Ribaltamento facciata principale – Progetto 40 anni

Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di intervento $V_N = 40$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della facciata principale	$IRS_{PGA,1} = 1,299$
Cinematismo 02: Ribaltamento della porzione superiore della facciata	$IRS_{PGA,2} = 1,432$
Cinematismo 03: Ribaltamento del timpano	$IRS_{PGA,3} = 1,432$
Cinematismo 04: Flessione di parete vincolata ai bordi	$IRS_{PGA,4} = 1,003$

Dai risultati ottenuti, si può riassumere che nello stato attuale, anche con vita nominale pari a 15 anni, il cinematismo risulta essere non verificato, di conseguenza necessita di essere rinforzato. L'intervento proposto consente un "adeguamento" del cinematismo per una vita nominale pari a 40 anni, con la conseguenza che entro questa durata, in assenza di scosse sismiche, dovranno essere ripetute le verifiche per verificarne l'efficacia del cinematismo.

a. Ribaltamento parete laterale – Attuale 50 anni

Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di fatto con $V_N = 50$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della parete laterale	$IRS_{PGA,1} = 0.472$
Cinematismo 02: Ribaltamento della prima porzione della parete laterale	$IRS_{PGA,2} = 1.024$

b. Ribaltamento parete laterale – Attuale 15 anni

Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di fatto con $V_N = 15$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della parete laterale	$IRS_{PGA,1} = 0.690$
Cinematismo 02: Ribaltamento della prima porzione della parete laterale	$IRS_{PGA,2} = 1.482$

c. Ribaltamento parete laterale – Progetto 50 anni

Indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione – stato di intervento con $V_N = 50$ anni	
Cinematismo 01: Ribaltamento globale della parete laterale	$IRS_{PGA,1} = 1,046$
Cinematismo 02: Ribaltamento della porzione superiore della parete laterale	$IRS_{PGA,2} = 1,024$

Dai risultati ottenuti per questo secondo cinematismo, si può riassumere che nello stato attuale, anche con vita nominale pari a 15 anni, il cinematismo risulta essere non verificato, di conseguenza necessita di essere rinforzato. L'intervento proposto consente un "adeguamento" del cinematismo già per una vita nominale conforme alla normativa vigente, cioè pari a 50 anni. In questo caso, come già spiegato in precedenza, non è possibile ridurre il coefficiente di sicurezza, riducendo la vita nominale, in quanto vorrebbe dire ridurre, o il diametro dei tiranti o le dimensioni delle piastre, con conseguente superamento dei limiti delle tensioni dei materiali.

a. Cappelle laterali – Attuale 50 anni

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU		Verifica NON Soddisfatta			
Confronto fra Capacità e Domanda					
PGA,DLV = 0.123 g - TR,DLV = 712 anni					
Indicatori di Rischio Sismico					
	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^{1/2}
+ X	0.036	20	0.293	0.028	0.231
- X	0.037	23	0.301	0.032	0.244
Minimo	0.036	20	0.293	0.028	0.231

b. Cappelle laterali – Attuale 15 anni

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU		Verifica NON Soddisfatta			
Confronto fra Capacità e Domanda					
PGA,DLV = 0.098 g - TR,DLV = 332 anni					
Indicatori di Rischio Sismico					
	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^{1/2}
+ X	0.035	20	0.357	0.060	0.316
- X	0.036	23	0.367	0.069	0.334
Minimo	0.035	20	0.357	0.060	0.316

d. Cappelle laterali – Progetto 50 anni

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU
Confronto fra Capacità e Domanda
 PGA,DLV = 0.123 g - TR,DLV = 712 anni

Verifica Soddisfatta

Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X	0.169	2200	1.374	3.090	1.588
- X	0.123	713	1.000	1.001	1.000
Minimo	0.123	713	1.000	1.001	1.000

OK

Dai risultati ottenuti per questo ulteriore cinematicismo, si può riassumere che nello stato attuale, anche con vita nominale pari a 15 anni, il cinematicismo risulta essere non verificato, di conseguenza necessita di essere rinforzato. L'intervento proposto consente un "adeguamento" del cinematicismo già per una vita nominale conforme alla normativa vigente, cioè pari a 50 anni. In questo caso, come già spiegato in precedenza, non è possibile ridurre il coefficiente di sicurezza, riducendo la vita nominale, in quanto vorrebbe dire ridurre, o il diametro dei tiranti o le dimensioni delle piastre, con conseguente superamento dei limiti delle tensioni dei materiali. Una ulteriore verifica è stata quella di provare ad eliminare la catena all'intradosso e impostare una vita nomina di soli 15 anni, ma la verifica, come riportato di seguito continua ad essere non soddisfatta, quindi quello progettato è ritenuto il minimo intervento possibile.

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU
Confronto fra Capacità e Domanda
 PGA,DLV = 0.098 g - TR,DLV = 332 anni

Verifica NON Soddisfatta

Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X	0.038	25	0.388	0.075	0.346
- X	0.041	29	0.418	0.087	0.367
Minimo	0.038	25	0.388	0.075	0.346

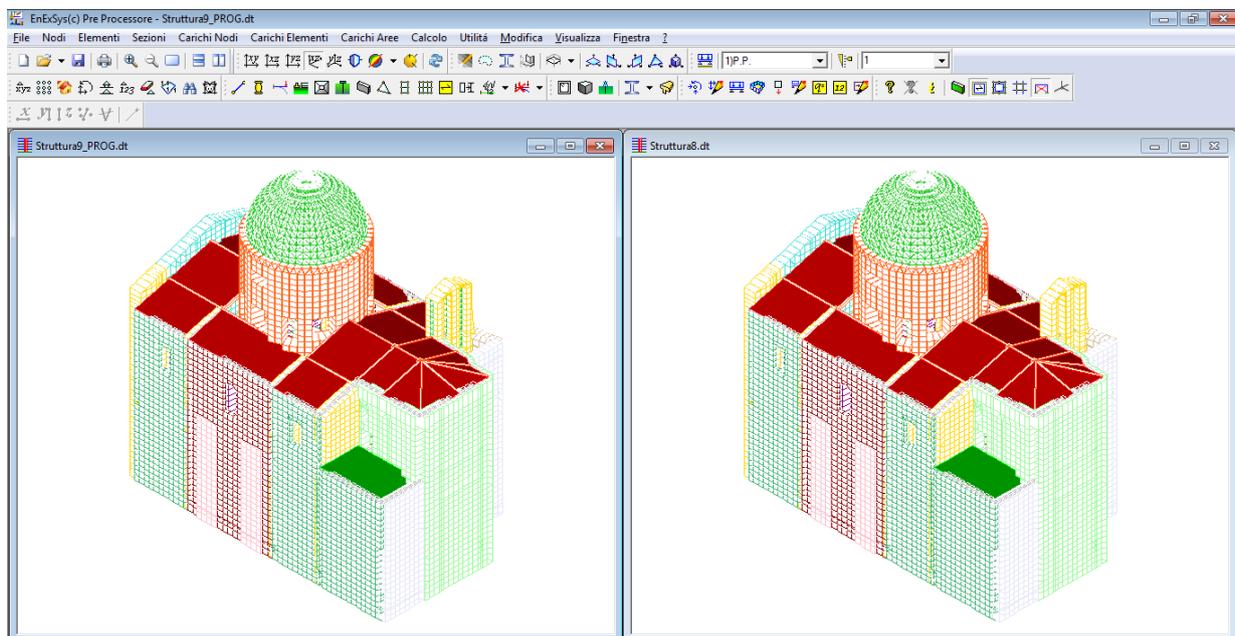
Configurazione di progetto senza catena con $V_N = 15$ anni

14. Modello FEM

Si è data la massima importanza all'analisi cinematica, sicuramente più calzante di una analisi elastica lineare per un edificio storico in muratura, ma va detto che non poche volte questa è stata guidata, o semplicemente supportata, dai risultati dello studio sul modello di calcolo agli elementi finiti. Ciò appare con evidenza notando come, con l'attenta osservazione dei risultati della modellazione (modi di vibrare, distribuzione delle tensioni, configurazioni deformate) possa rivelare alcuni punti deboli della struttura, che poi possono essere approfonditi o modellati con l'analisi dei cinatismi. Il modello di calcolo agli elementi finiti è stato costruito impiegando il software Enexsys; si sono utilizzati i seguenti elementi finiti:

- ✓ Elementi piani (shell) a quattro nodi;
- ✓ Elementi piani (shell) a tre nodi;

Ogni elemento è stato caratterizzato a livello materico e dimensionale, in base a quanto rilevato in situ. Si segnala che le rigidzze degli elementi in muratura sono state dimezzate, dividendo per due il modulo elastico dei materiali, così da considerarli fessurati. Per la definizione dettagliata e completa dei dati di input della modellazione si rimanda ai tabulati. Si sottolinea che con il modello globale così creato, si sono eseguite analisi statiche lineari, così come anche analisi dinamiche modali, con spettro di risposta. Di seguito si riportano i due modelli creati: a sinistra il modello dello stato attuale, a destra quello dello stato post operam.



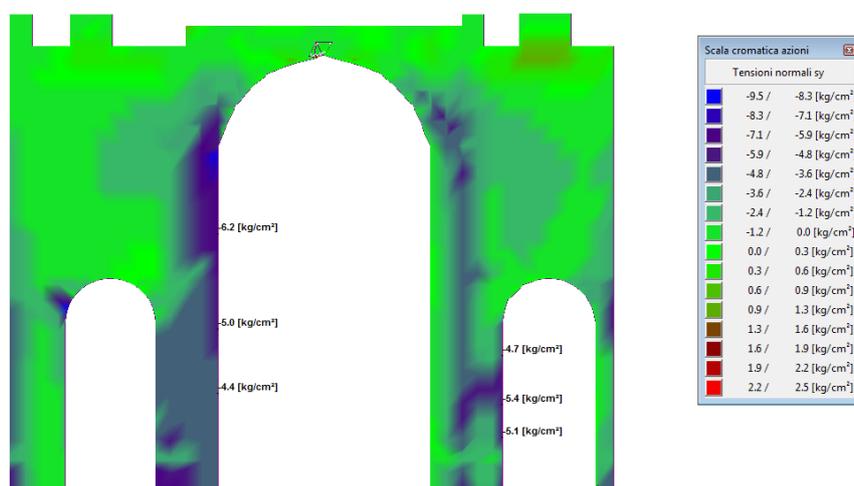
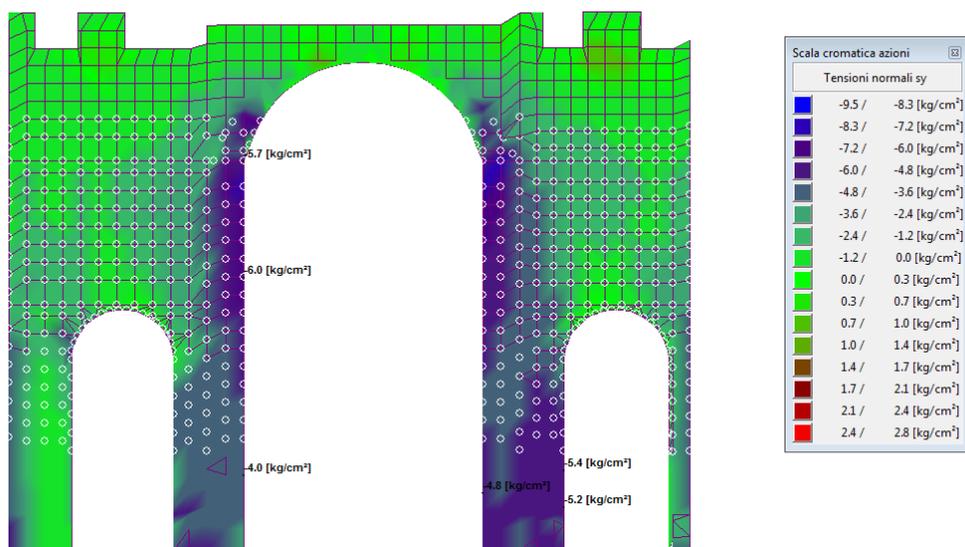
14.1 Analisi tensionale

Un grande strumento è stata la possibilità di leggere l'andamento ed il valore delle tensioni negli elementi. Ciò ha permesso di individuare zone critiche, o semplicemente aiuta a capire il percorso secondo il quale i carichi arrivano in fondazione. In particolare, si sono curate le tensioni in tre aree della struttura:

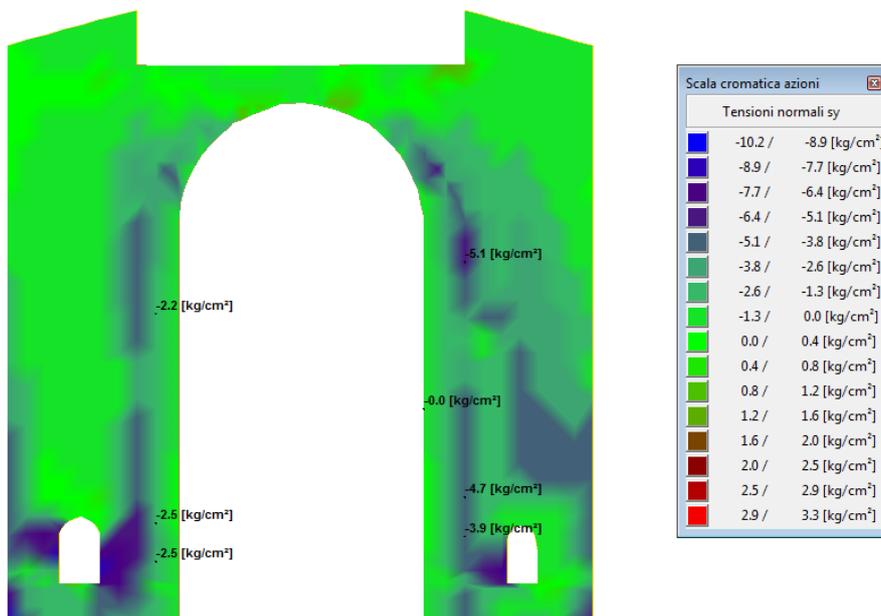
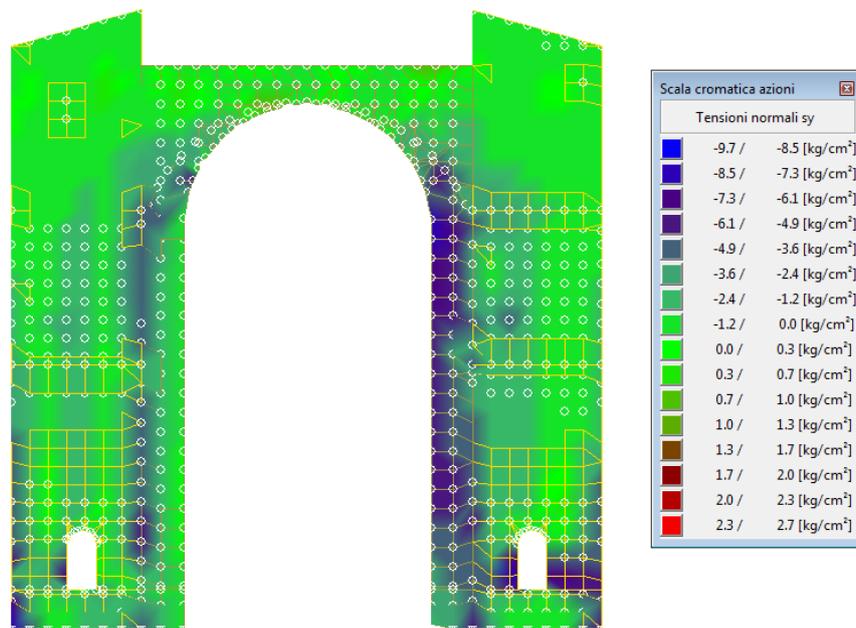
- 1) pilastri navata centrale;
- 2) tamburo e cupola;

Compressione nei pilastri centrali

Si è voluto indagare il tasso di lavoro dei pilastri centrali che reggono i pinnacoli e il tamburo, nonché la cupola della navata centrale. La modellazione fornisce dei valori di tensione verticale, in combinazione SLU (Stato Limite Ultimo) che arrivano a valori medi, a parte qualche picco localizzato, a circa 0.55 MPa. Visto che i pilastri sono stati definiti con elementi in direzione X e Y, si riportano le mappe delle tensioni σ_y per le due pareti longitudinali interne, in entrambe le direzioni, allo stato attuale.



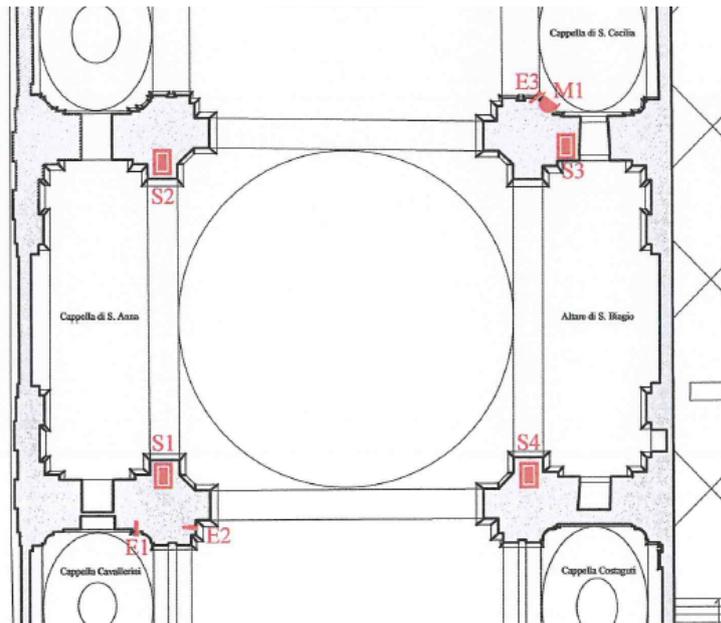
Tensioni sui pilastri centrali in direzione X



Tensioni sui pilastri centrali in direzione Y

In una campagna di indagini effettuata nel 2006, vennero effettuate alcune prove con martinetti piatti, di cui una in corrispondenza di un pilastro. Il risultato della tensione registrata fu di 0.49 MPa come di seguito riportato, pressoché quanto registrato nella modellazione.

<i>PROVA</i>	<i>TENSIONE DI ESERCIZIO</i> σ_e (MPa)	<i>TENSIONE DI ROTTURA</i> σ_r (MPa)
<i>M1</i>	<i>0,49</i>	<i>1,80</i>
<i>M2</i>	<i>0,29</i>	<i>1,80</i>



Stralcio della planimetria con l'individuazione delle prove

Considerando i valori della normativa riportati nella Tab. C8A2.1, impiegando il fattore di sicurezza tipico della muratura ($\gamma_M = 3$) e un fattore di confidenza preso pari a 1,12, la verifica a compressione si può scrivere come:

$$\sigma_{ad} = 0.55 \text{ MPa} < \frac{2.4}{3 \cdot 1.12} = 0.714 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Un altro tipo di valutazione, è stata effettuata in termini di spostamenti relativi, in cui si sono controllati quelli massimi che, come riportato al punto 7.3.7.2 punto d), per edifici in muratura ordinaria, debbono risultare:

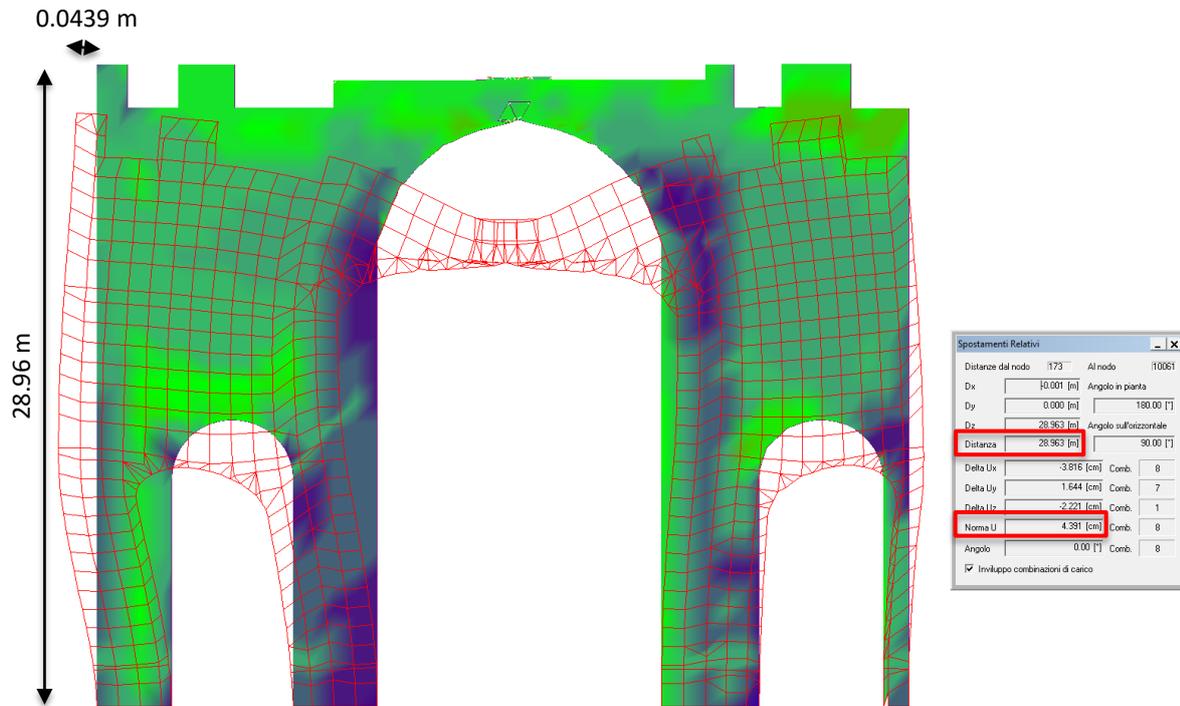
$$d_r < 0.003 h$$

in cui:

d_r è la differenza tra gli spostamenti dei vari livelli

h è l'altezza del livello in oggetto

nel caso in esame risulta:

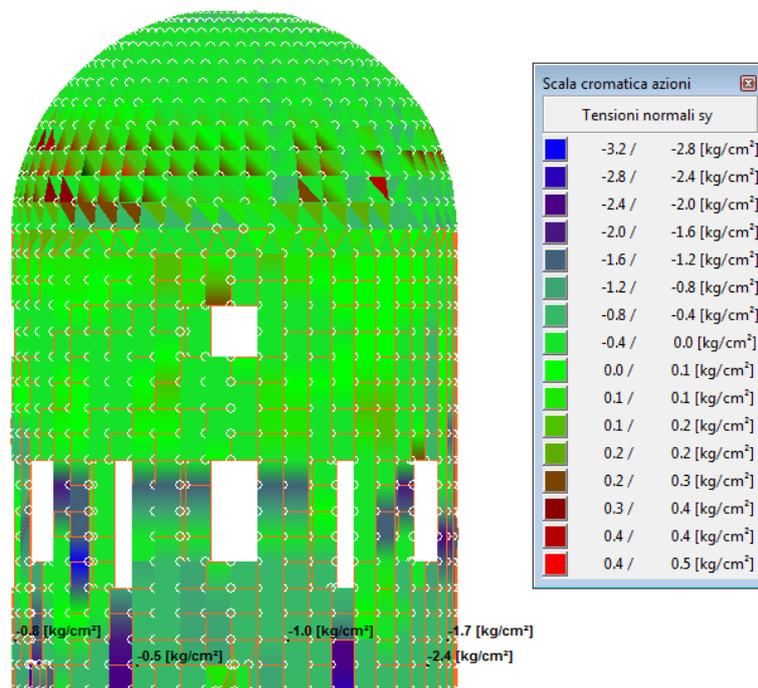


$d_r = 0.0439 < 0.003 h = 0.086 \text{ m}$

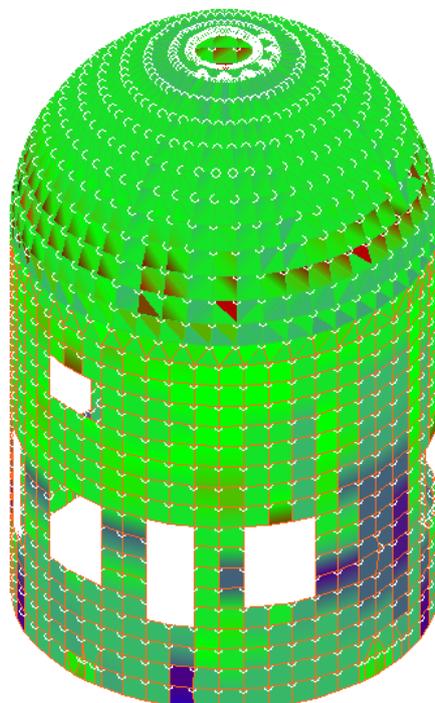
La verifica risulta soddisfatta

Compressione nella muratura del tamburo e cupola

Osservando la mappa della distribuzione delle tensioni di compressione verticale, si vede che tutto sommato sono abbastanza limitate.

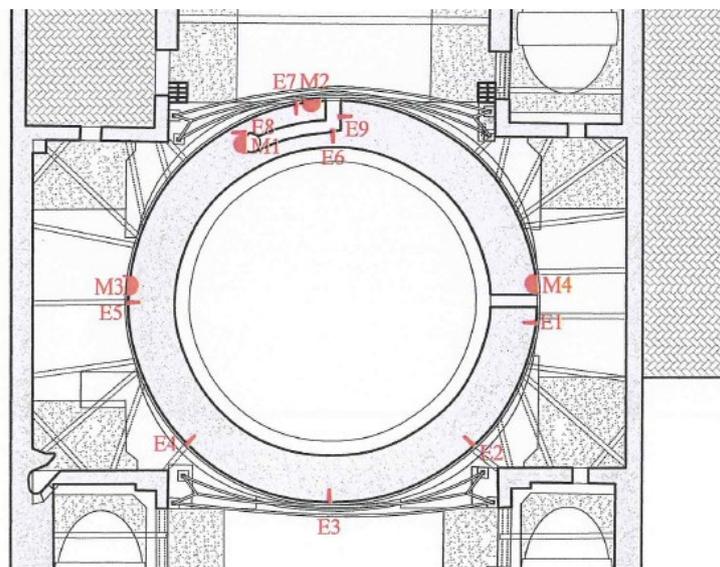


Andando a controllare le tensioni di compressione alla base del tamburo, a parte qualche punto critico, si riscontrano valori medi all'incirca pari a 0.15-0.2 MPa.



Anche in questo caso, nella campagna di indagini del 2006, vennero effettuate delle prove con martinetti piatti in corrispondenza della base del tamburo dove si riscontrarono le seguenti tensioni di seguito riportate

<i>PROVA</i>	<i>TENSIONE DI ESERCIZIO</i> σ_e (MPa)	<i>TENSIONE DI ROTTURA</i> σ_r (MPa)	<i>MODULO ELASTICO</i> E (MPa)
<i>M1</i>	<i>0,16</i>	<i>1,80</i>	<i>510</i>
<i>M2</i>	<i>0,08</i>	<i>3,40</i>	
<i>M3</i>	<i>0,19</i>	<i>3,40</i>	
<i>M4</i>	<i>0,21</i>	<i>3,40</i>	



Stralcio della planimetria con l'individuazione delle prove

I risultati che si ottennero, a parte la M2, sono comunque in linea con quanto riscontrato dalla modellazione numerica, cioè con valori compresi tra 0.16 e 0.21 MPa.

Le massime tensioni che si riscontrano comunque, come normale che fosse, sono in corrispondenza delle murature tra le varie aperture presenti, cioè laddove le murature subisce una riduzione di sezione.

I massimi valori sono pari a circa 0.3 MPa, che commisurate con i valori riportati nella tabella della circolare 617 del 2009, risultano:

$$f_m = \frac{2,40+4,00}{2} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{f_m}{3 \cdot 1,12} = 0,952 \text{ MPa} > 0,3 \text{ MPa} = \sigma_{ad}$$

La verifica è soddisfatta.

Anche in questo caso, è stata effettuata una verifica in termini di spostamenti relativi, in cui si sono controllati quelli massimi che, come riportato al punto 7.3.7.2 punto d), per edifici in muratura ordinaria, debbono risultare:

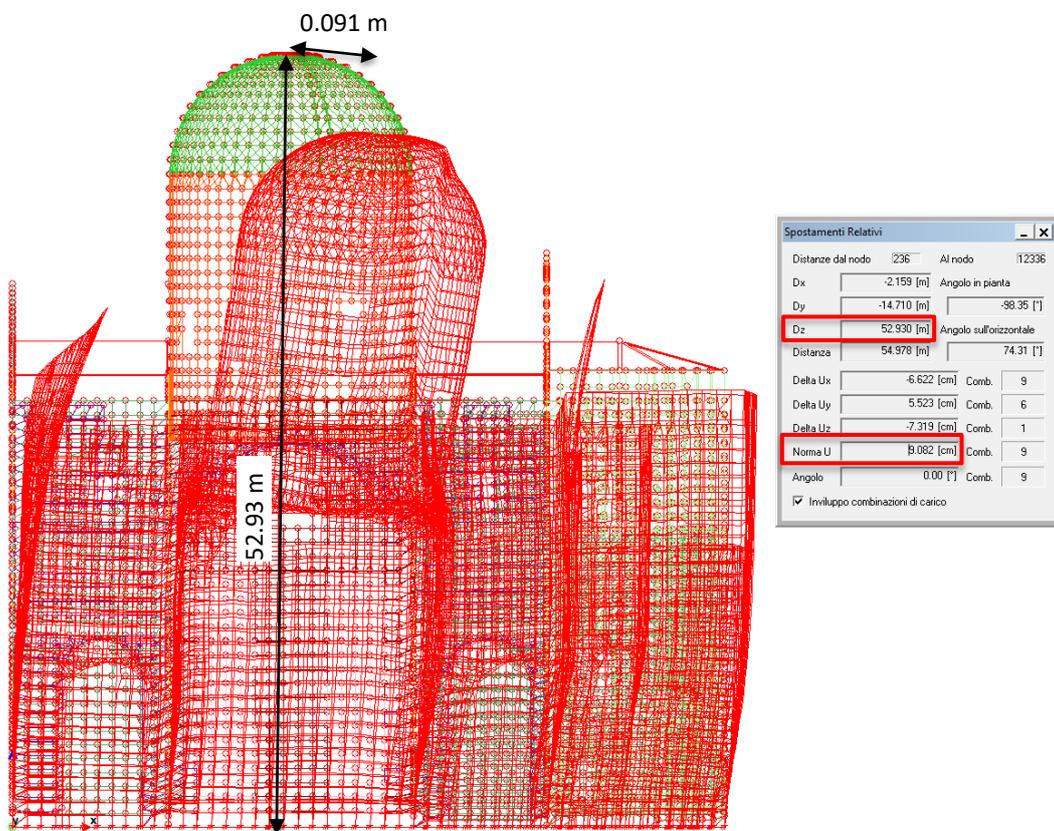
$$d_r < 0.003 h$$

in cui:

d_r è la differenza tra gli spostamenti dei vari livelli

h è l'altezza del livello in oggetto

nel caso in esame risulta:



$$d_r = 0.09082 < 0.003 h = 0.159 \text{ m}$$

La verifica risulta soddisfatta