

Pier Giorgio Serafini – architetto

***Progetto di riparazione e rafforzamento locale  
nella Chiesa di San Lorenzo Martire, San Lorenzo della Pioppa,  
frazione di San Prospero sul Secchia,  
a seguito del sisma 20 -29 maggio 2012***

**Relazione strutturale**



Arch. Pier Giorgio Serafini

Ing. Gianni Calanchini

NOVEMBRE 2014

**RELAZIONE STRUTTURALE DESCRITTIVA  
PER LA RIPARAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO  
DELLA CHIESA DI S. LORENZO MARTIRE UBICATA S.  
LORENZO DELLA PIOPPA , COMUNE DI SAN PROSPERO  
s/SECCHIA (MO )**

## Sommario

1.ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....	5
1.1 Premessa.....	5
1.2 Inquadramento storico e descrizione architettonica.....	7
1.3 Contesto edilizio ed ambientale .....	8
1.4 Descrizione generale della struttura.....	8
1.5 Normativa di riferimento .....	12
2.PROCESSO PROGETTUALE.....	13
2.1 Stato di danneggiamento post sisma .....	13
2.2 Analisi statica qualitativa ed individuazione delle principali vulnerabilità .....	18
2.3 Valutazione della probabile intensità sismica a cui è stata sottoposto il manufatto .....	20
2.4 Parametri sismici.....	23
2.5 Analisi statica quantitativa a supporto delle proposte di intervento .....	24
2.5.1 Proprietà dei materiali.....	24
2.5.2 Fattore di confidenza FC e resistenze di calcolo.....	26
2.5.3 Analisi dei carichi .....	26
2.5.4 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche.....	27
2.5.5 Stati limite e probabilità di superamento .....	27
2.5.6 Spettri di risposta elastici e di progetto.....	28
2.5.7 Combinazione dei carichi.....	28
2.5.8 Analisi e verifiche statiche del corpo emergente della navata centrale .....	29
2.5.9 Proposta di intervento di miglioramento sismico del corpo emergente della navata.....	43
2.5.10 Analisi e verifiche statiche dei pseudo-portali murari trasversali delle cappelle laterali...	44
2.5.11 Proposta di intervento di miglioramento sismico dei pseudo portali murari trasversali delle cappelle laterali .....	51
2.5.12 Analisi e verifiche statiche dei colonnati .....	52

2.5.13 Proposta di intervento di miglioramento sismico dei colonnati.....	58
2.5.14 Analisi e verifiche statiche della facciata.....	58
2.5.15 Proposta di intervento di miglioramento sismico della facciata .....	62
2.5.16 Analisi e verifiche statiche della volta della navata centrale .....	63
2.5.17 Analisi e verifica statica della volta del presbiterio .....	70
2.5.18 Calcoli di dimensionamento e proposta di intervento di miglioramento sismico delle volte.....	77
<b>3. MODIFICHE ED INTEGRAZIONI PROGETTUALI A SEGUITO DELLA NOTA PG 2014/0078016 DEL 20/03/2014 DEL SERVIZIO GEOLOGICO SISMICO E DEI SUOLI, REGIONE EMILIA-ROMAGNA, TRATTE DA “RELAZIONE STRUTTURALE DI APPROFONDIMENTO A SEGUITO DELLE OSSERVAZIONI DEL “SERVIZIO GEOLOGICO, SISMICO E DEI SUOLI” DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA”.</b>	<b>99</b>
3.0 ) Richiesta integrazione e chiarimenti Servizio Geologico Sismico e dei Suoli, Regione Emilia Romagna pg. 2014. 0078016 del 20/03/2014.....	100
3.1) Riferimento al punto 5 della nota PG 2014/0078016 del 20/03/2014 .....	104
3.2) Riferimento punto 6 della nota PG 2014/0078016 del 20/03/2014:.....	136
3.3) Riferimento punto 7 PG 2014/0078016 del 20/03/2014: .....	137
3.4) riferimento punto 8 pg 2014/0078016 del 20/03/2014:.....	137
3.5) Riferimento punto 9 pg 2014/0078016 del 20/03/2014:.....	137
<b>4. MODIFICHE ED INTEGRAZIONI PROGETTUALI A SEGUITO AUTORIZZAZIONE DELLA D.R.B.C.P.E.R., UNITÀ DI CRISI COORDINAMENTO REGIONALE, PROTOCOLLO 8365 CLAS. 34.16.11/3.13 DEL 11/06/201 E DI ULTERIORI APPROFONDIMENTI ISTRUTTORI COL SERVIZIO GEOLOGICO SISMICO E DEI SUOLI, REGIONE EMILIA-ROMAGNA .....</b>	<b>146</b>
4.0) Autorizzazione della D.R.B.C.P.E.R., Unità di Crisi Coordinamento Regionale, protocollo 8365 clas. 34.16.11/3.13 del 11/06/2014 .....	146
4.1) Riferimento ai punti 5-7 della mail 16/06/2014 .....	148
4.1.1 Analisi semplificata dei pseudo-portali murari trasversali .....	149
4.1.1.1 Proposta di intervento di miglioramento sismico dei pseudo-portali .....	163
4.1.2 Analisi semplificata colonnati e proposta di intervento .....	168
4.1.3 Maggiori approfondimenti sulla stabilità dei pseudo-portali esistenti a seguito dell'incontro del 23 ottobre 2014, h. 11,30.....	170
<b>5. SINTESI DELLE PROPOSTE DI INTERVENTO PER LA RIPARAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO .....</b>	<b>171</b>

6. MATERIALI UTILIZZATI.....	173
6.1 Premessa.....	173
6.2 Elenco dei materiali previsti e loro modalità di posa in opera.....	174
6.3 Valori di calcolo.....	175
7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA .....	176
8. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....	180
9. PIANO DEI CONTROLLI E MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE.....	181

## 1.ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

### 1.1 Premessa

---

L'intervento si propone di attuare la riparazione ed il miglioramento sismico della chiesa Di S. Lorenzo Martire ubicata a S.Lorenzo della Pioppa frazione del comune di S. Prospero in provincia di Modena.

La chiesa ha subito danni a seguito degli eventi sismici del 20-29 maggio 2012 ed è stata dichiarata temporaneamente inagibile con ordinanza sindacale n.529/2012 che ne ha subordinato la riapertura a seguito di interventi di riparazione. Ciò richiede l'elaborazione di un progetto che valuti il livello di sicurezza sismico attuale e quello raggiungibile mediante la realizzazione di interventi che è possibile implementare nel rispetto delle esigenze della tutela di cui al D.Lgs. 22-1-2004 n. 42 e delle disponibilità finanziarie disponibili.

Il fabbricato è censito al catasto urbano del comune di S. Prospero al foglio n. 36 ,particella A categoria E7 , rappresentato nelle seguente estratto di mappa:





Le Foto 1-2 tratte dal Google mostrano il sito dove è la collocata la chiesa.

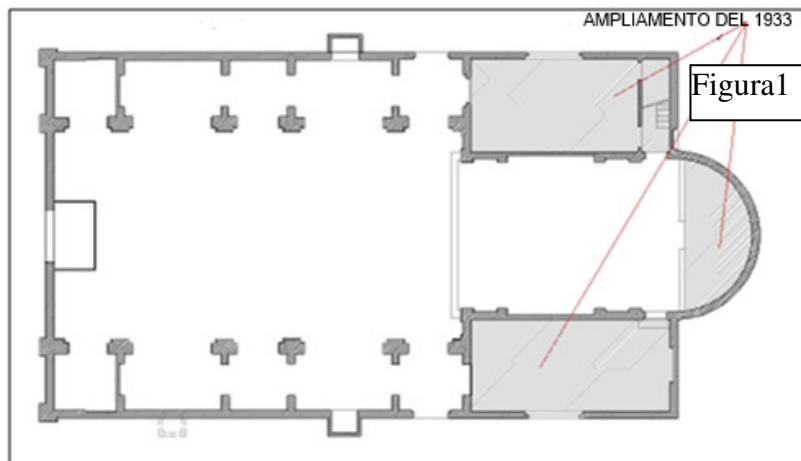
Il progetto è stato commissionato dal parroco pro tempore don Aldo Pellacani ,residente in via Chiesa di S. Prospero n.2, 41030 S. Prospero (MO) ai seguenti tecnici:

- per quanto attiene agli aspetti architettonici dall'arch. Pier Giorgio Serafini con studio in via Trignano n. 1844 b ,41021 fanano (MO) iscritto all'ordine degli Architetti della Provincia di Modena col n. 501 ;
- per quanto attiene agli aspetti strutturali dall'ing. Gianni Calanchini con studio in vicolo Bolognetti 15, 40125 Bologna, iscritto all'ordine degli Ingegneri della provincia di Bologna col n. 3073.

## 1.2 Inquadramento storico e descrizione architettonica

---

L'antica chiesa fu innalzata nel 1881 in un sito che già ospitava una precedente chiesa risalente



al 1090. Di tale chiesa è rimasto il solo campanile inglobato nella canonica, come mostrano le precedenti Foto 1-2.

L'attuale configurazione architettonica con l'aggiunta dei corpi di fabbrica di fabbrica a due piani delle sagrestie ed del coro absidato è l'ampliamento eseguito nel 1933 .

Il presbiterio è coperto da una volta a botte inter-secata da due lunette contrapposte per l'ubicazione di altrettante finestre ; la volta ,impostata a quota 7,8 m circa, prende avvio dall'arco trionfale ,con cui è in aderenza, e si prolunga fino a connettersi con la semicupola sferica del coro absidale.Il presbiterio con l'abside sono compresi in un volume con impronta planimetrica di 12,5 x6,9m ed altezza 11,6 m , in corrispondenza della quale è impostato il tetto in legno a doppia falda.

Dall'arco trionfale ,nella direzione opposta, si stacca la volta a botte della navata centrale intersecata da 4 lunette laterali in cui sono collocate altrettante finestre ; lateralmente su entrambi i lati sono collocati i corpi di fabbrica delle cappelle tra loro comunicanti . Le cappelle più piccole sono coperte con volte a crociera, mentre quelle più grandi con volte a botte.

Tutto l'impianto architettonico del manufatto è inscritto in un rettangolo lungo 30 m e largo 15 m circa, di cui la navata occupa una pianta di 17,5x 9,8 m ; la sovrastante volta a botte ha imposte a quota di 7,8 m circa e chiave a quota 12,30 m.

Il tetto in legno che copre il corpo di fabbrica della navata centrale è a doppia falda con quota di imposta a 13,0 m e quota di colmo a 14,7 m; è costituito da capriate,terzere e travetti in legno massiccio su cui appoggia l'assito in pianelle di laterizio " lambrecchie".



I tetti dei corpi di fabbrica delle cappelle laterali sono ad una sola falda ; costituiti da travetti che molto probabilmente appoggiano in mezzera su una trave principale che corre trasversalmente ad essi e appoggiata su muretti rompitratta. Essi sono impostati a quota di 6,8 m con linea di colmo a quota di 7,70 m circa. Simile costituzione strutturale ed identiche quote possono assumersi per i tetti in legno dei corpi di fabbrica delle due sagrestie.

I muri del corpo di fabbrica della navata centrale sono di tre teste per un spessore complessivo di 42 cm circa, mentre tutti gli altri sono a due teste per uno spessore di 29 cm.

Tutte le volte sono in mattoni posti di piatto con spessore di 5-6 cm circa, murati con malta di gesso.

### 1.3 Contesto edilizio ed ambientale

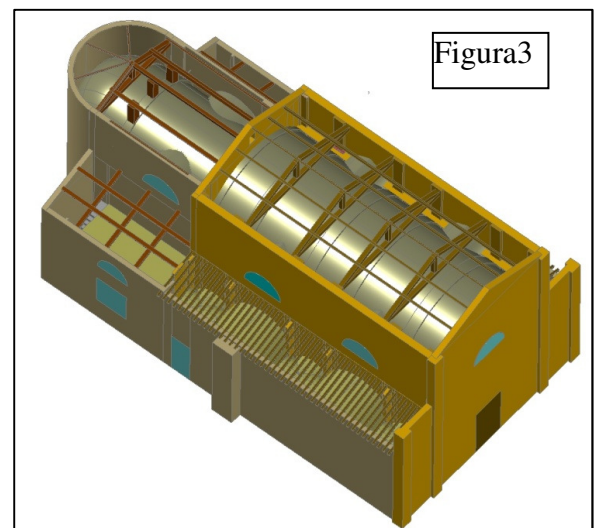
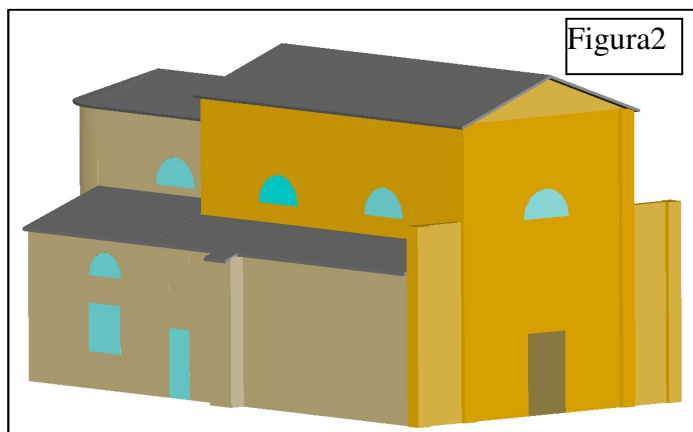
---

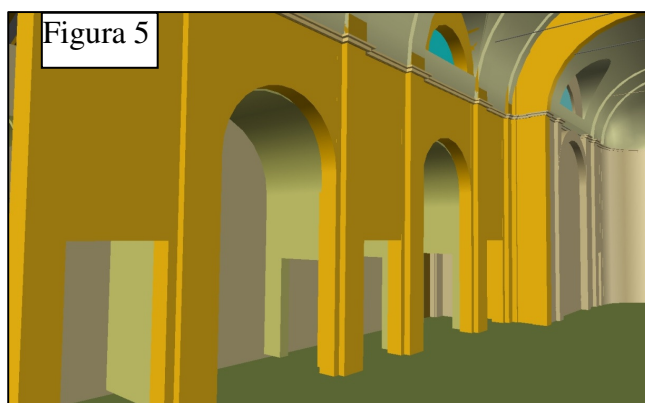
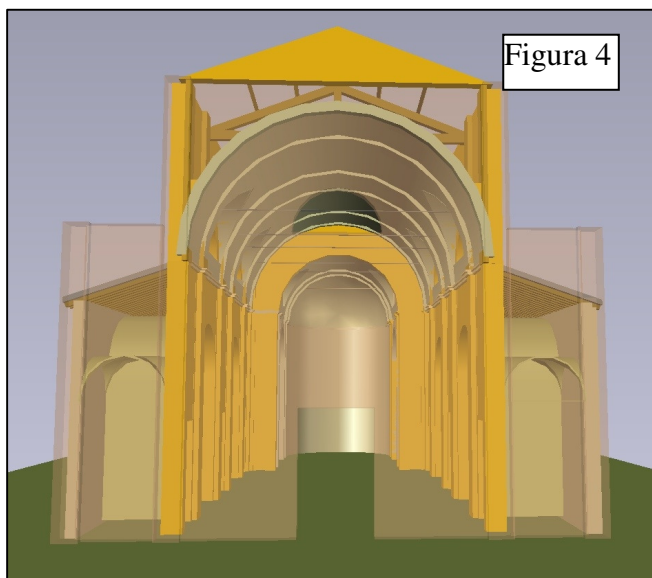
La chiesa come ben evidenziato nelle Foto 1-2 è situata in un territorio morfologicamente pianeggiante con vocazione agricola ; essa non essendo in aderenza ad altre costruzioni può considerarsi come un' unità strutturale.

L'esame visivo della struttura non ha messo in evidenza segni deformativi da correlare ad un'insufficienza del sistema di fondazione , pertanto non si sono ritenuti necessari indagini di approfondimento né sulla costituzione delle fondazioni né sulla natura del terreno . In relazione alle caratteristiche sismiche del sottosuolo si è ritenuto che l'assegnazione della categoria "C" fosse a riguardo abbastanza rappresentativa .

### 1.4 Descrizione generale della struttura

---





Le Figure 1-2-3-4 -5 descrivono in modo chiaro, seppure sinteticamente, la geometria plano-volumetrica del manufatto in cui appare evidente che la struttura architettonica coincida con l'architettura strutturale.

Pareti e colonne in muratura portante sono assiemate ed organizzate più per esigenze di ordine statico che per ragioni architettoniche e funzionali. E' infatti evidente come la parte emergente del corpo di fabbrica della navata centrale, al di sopra del tetto dei corpi di fabbrica delle cappelle laterali, desti qualche perplessità nei confronti della stabilità alle azioni sismiche. E' intuitivo che tale stabilità dipenda principalmente dalla buona ammortatura della muratura negli incroci delle pareti e dal grado di collegamento che la struttura del tetto riesce ad esercitare sull'insieme. La ricognizione visiva effettuata non ha permesso di rilevare e valutare quantitativamente la bontà di tali aspetti strutturali per i quali ci si è limitati ad esprimere un parere qualitativo nei seguenti termini :

- a) è probabile che le ammortature negli incroci siano state realizzate correttamente considerato che ultimi eventi sismici non abbiano prodotto distacchi della muratura;
- b) la struttura del tetto costituita da capriate,terzere ,correnti in legno e assito in piastrelle di cotto , di recente realizzazione, non è adeguatamente connessa alla sommità delle pareti perché sprovvista di un cordolo realizzato per lo scopo.

Le pareti alte 5,3 m circa, hanno spessore di 29 cm esprimendo una snellezza  $5,3/0,29=18,3$ , di poco inferiore al limite massimo, di 20, previsto dalla normativa vigente per le pareti murarie non armate delle nuove costruzioni.

Con riferimento alla parte bassa del corpo di fabbrica in esame, si rileva che essa è costituita dai due colonnati che delimitano la navata di cui si può ritenere adeguata la loro portanza ai carichi gravitazionali, nonché la resistenza e rigidità nel loro piano. Tali colonnati, infatti, si comportano nel loro piano come dei portali murari in cui la fascia muraria della trabeazione collabora con le colonne nella distribuzione delle forze sismiche.

Meno efficace è invece la loro risposta alla stabilità trasversale se venisse meno il funzionamento a portale del sistema strutturale costituito dal muro perimetrale delle cappelle laterali, irrigidito con lesene, dalla fascia muraria soprastante il passaggio fra le cappelle e dalle stesse colonne.

Gli eventi sismici hanno dimostrato che tale sistema di controvento ha funzionato evidenziandone però i suoi limiti di resistenza con la fessurazione prodotta nella fascia muraria.

Sui colonnati appoggia la volta a botte della navata, realizzata in muratura di mattoni posti di coltello e malta di gesso, dello spessore di 5-6 cm. La volta non esercita alcuna rilevante funzione strutturale nei confronti della stabilità trasversale dell'insieme, limitandosi a compensare parte dell'effetto della spinta da essa esercitata col proprio peso. Di converso però lo stesso peso esprime un'azione sismica che aggrava ulteriormente la stabilità dei colonnati ai quali è perciò affidata la stabilità della volta stessa..

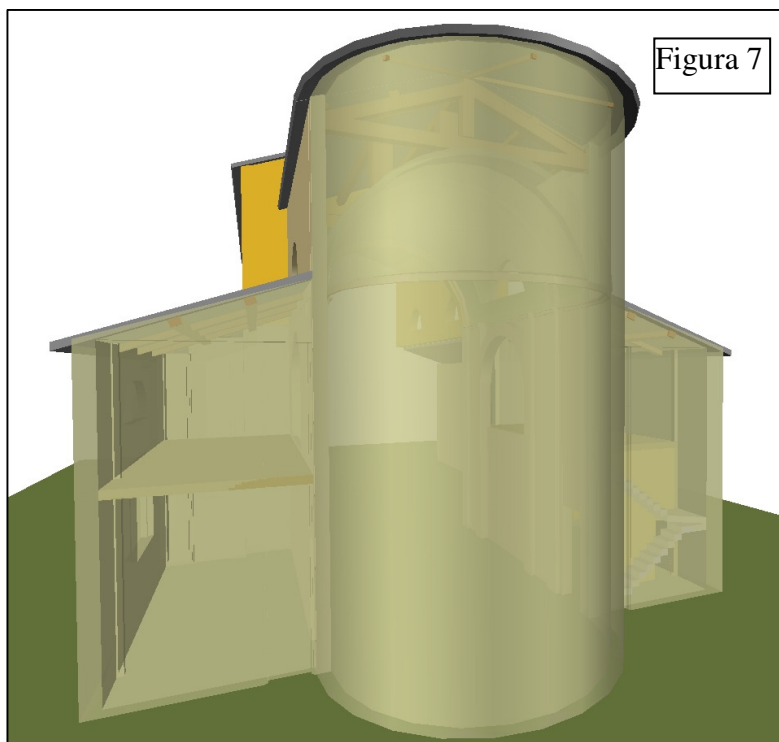
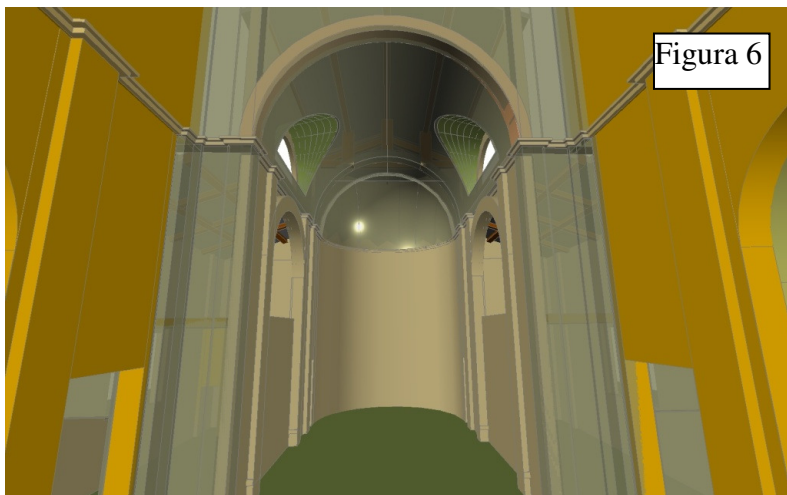
I corpi di fabbrica delle cappelle laterali dal punto di vista strutturale si identificano principalmente nella parete perimetrale esterna alta 6,6 m circa e spessore 29 cm, a cui corrisponde una snellezza di  $6,6/0,29=22,7$ . Tale parete è parte fondamentale dei portali di controvento dei colonnati sopra descritti, che devono garantire anche la sua stabilità trasversale. Sul sistema murario così composto appoggiano le volte in muratura di mattoni posti di coltello e malta di gesso dello spessore di 5-6 cm, con tipologia in parte a crociera e in parte a botte, e la struttura in legno del tetto.

Anche in questo contesto le volte non forniscono alcun contributo al comportamento strutturale d'insieme, ma rappresentano pesi portati che dal punto di vista sismico finiscono per aggravare lo stato di sollecitazione delle strutture portanti.

Tali corpi di fabbrica che non possono essere considerati disgiunti dai colonnati della navata con i quali collaborano per la stabilità globale dell'insieme strutturale, possono presentare significativi rischi di instabilità locale considerata la loro elevata snellezza.

Il presbiterio e il coro absidale, ben rappresentati nelle Figure 2-3-6-7, fanno parte di un unico corpo di fabbrica la cui struttura è caratterizzata dalla parete semicilindrica del coro, alta 11,6 m circa, spessore 29 cm e snellezza  $11,6/0,29=40$ . Tale parete si raccorda sui due lati con portali ad arco tamponati nella parte bassa al di sotto delle balconate con muratura di mattoni dello spessore di 15 cm, al di sopra dei quali la struttura si eleva con pareti forate per un'altezza di altezza di 3,8 m fino alla linea di gronda del tetto. Tali pareti di spessore 29 cm e bloccate al loro piede dalla linea di colmo dei tetti delle sagrestie laterali, hanno snellezza di  $3,8/0,29=13$ .

Sui portali ad arco appoggia la volta a botte del presbiterio in muratura di mattoni posti di coltello e malta di gesso dello spessore di 5-6 cm, intersecata da due lunette contrapposte.



I corpi di fabbrica delle due sagrestie laterali , schematizzati nella Figura 7, sono costituiti da pareti perimetrali di altezza 6,6 m circa e spessore 29 cm . I solai intermedi in legno posti a quota 3,8 m circa, seppure non dotati di rilevante rigidità nel loro piano , rappresentano comunque un valido vincolo contro gli spostamenti trasversali delle pareti riducendo la loro snellezza a  $3,8/0,29=13$ .

La struttura dei tetti composta da due ordini di travi, con soprastante pianellato in tavole di laterizio per l'appoggio del manto di tegole, non è ovviamente in grado di esibire un'adeguata rigidità nel piano su cui fare affidamento per la distribuzione delle azioni sismiche. Ciò nonostante costituisce un vincolamento puntuale nei confronti delle strutture murarie del presbiterio e delle stesse pareti dei corpi di fabbrica in esame in grado di dare a questi un contributo per la loro stabilità laterale. E' intuitivo dedurre , sempre con riferimento alla Figura 7, che i corpi di fabbrica delle due sagrestie esercitano un'azione di confinamento agli sbandamenti laterali del corpo di fabbrica del presbiterio.

## 1.5 Normativa di riferimento

---

Il progetto è stato redatto in conformità delle prescrizioni contenute nei seguenti documenti :

- [1]D.M. 14 gennaio 2008 (NTC/08) “Norme Tecniche per le costruzioni “;
- [2]L.R. 30 ottobre 2008, n.19 “Norme per la riduzione del rischio sismico”;
- [3]Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.”Circolare applicativa delle Norme Tecniche per le costruzioni”
- [4]D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380 , “Testo unico..... in materia edilizia”
- [5]D.G.R. 1373/2011 “Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico.....”
- [6]D.Lgs 22 gennaio 2004 n. 42 “Codice dei beni culturale e del paesaggio”;
- [7] DPCM 9 febbraio 2011 “Valutazione e riduzione del rischi sismico del patrimonio culturale.....”

## 2.PROCESSO PROGETTUALE

### 2.1 Stato di danneggiamento post sisma

---

Il sisma del 20-29 maggio 2012 ha prodotto severi danni al patrimonio culturale delle provincie di Modena e Ferrara. Anche le chiese del comune di S. Prospero non sono rimaste indenni dagli effetti di tale sisma nonostante l'intensità sismica in tale territorio non sia stata particolarmente elevata come dimostrano le registrazioni dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia .

Si riporta di seguito la documentazione fotografica che rappresenta lo stato di danno della chiesa di San Lorenzo Martire ubicata in località la Pioppa frazione del comune di S. Prospero.



**Foto 3:** vista d'insieme dell'interno con sfondo sulla controfacciata.

**Foto 4:** parziale crollo della volta della navata centrale localizzato in corrispondenza della controfacciata











Foto 9



Foto 10

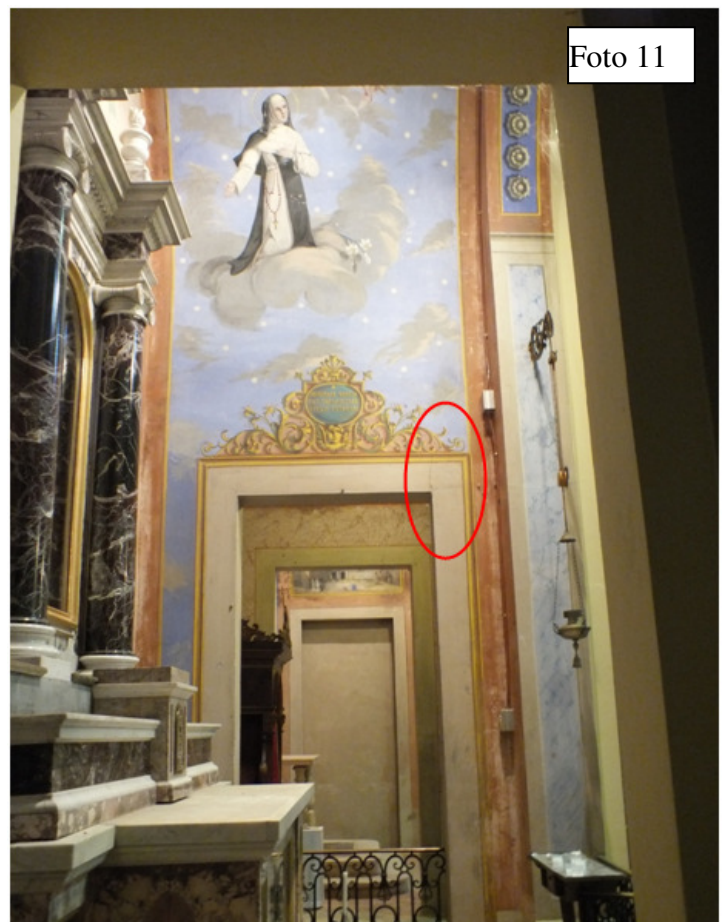
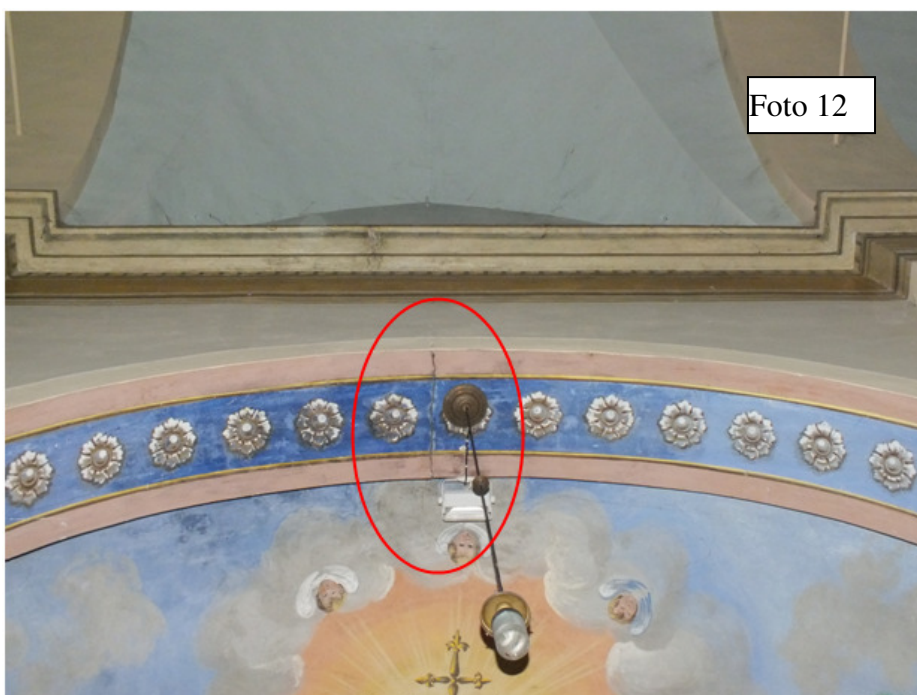


Foto 11

Le foto da 5 a 11 evidenziano lesioni verticali nei portali murari che delimitano i passaggi fra le cappelle laterali ed aventi l'importante funzione di controvento trasversale dell'intera struttura della chiesa. Essi sono l'unico presidio alla stabilità trasversale del corpo di fabbrica della navata centrale che appoggiandosi sopra i colonnati che delimitano le cappelle laterali si eleva fino al tetto. E' alla robustezza dei portali murari trasversali che si deve guardare se si vuole perseguire un effettivo miglioramento del comportamento sismico dell'intero manufatto.



**Foto 12:** lesione nell'arco sovrastante l'accesso ad una cappella laterale



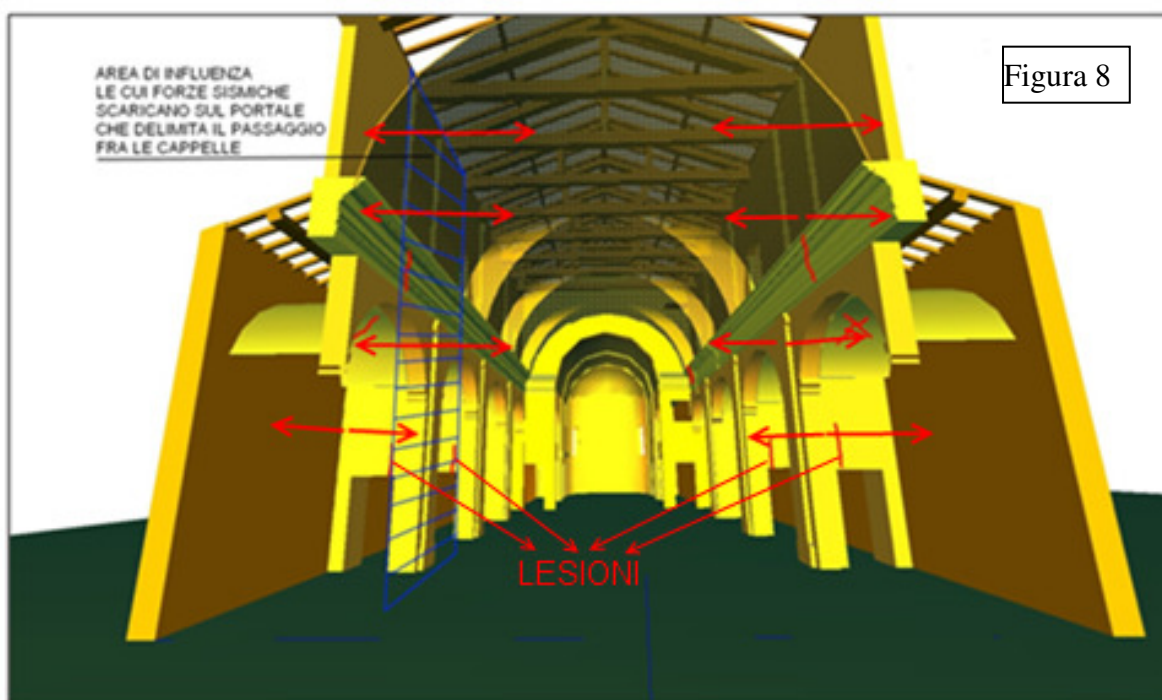
**Foto 13:** lesione nella muratura perimetrale del locale sagrestia posto sul lato destro della chiesa.

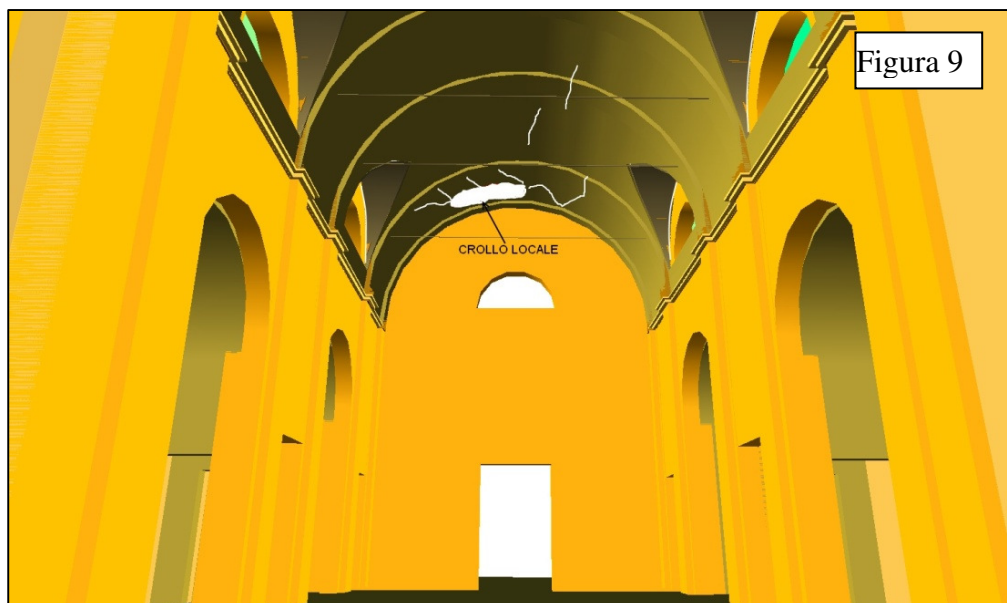
## 2.2 Analisi statica qualitativa ed individuazione delle principali vulnerabilità

---

Come mostrato dalla documentazione fotografica sopra riportata i segni lesivi più importanti che il manufatto presenta sono localizzati nella volta a botte a copertura della navata centrale interessata da un crollo parziale nella zona a ridosso della controfacciata (vedi Foto 4). Altre importanti lesioni sono localizzate nella fascia muraria ad architrave dei portali trasversali che delimitano i passaggi fra le cappelle come si può rilevare dalla sequenza di Foto da 5 a 11.

La seguente Figura 8 che schematizza la struttura del corpo di fabbrica della navata e delle cappelle laterali con lo scopo di evidenziare il ruolo strategico che giocano i portali trasversali per la sua stabilità dell'insieme. Le lesioni indicate sono la conseguenza dell'insufficiente resistenza flessionale dell'architrave murario in corrispondenza del nodo fra colonna e traverso affacciato verso la navata. Il nodo opposto ove il piedritto del portale è costituito dall'insieme della lesena e quota parte del muro perimetrale si è dimostrato più resistente.





**Figura 9:** crollo locale e quadro fessurativo della volta.

Sulla base di tale quadro fessurativo emerge chiaramente che la struttura muraria della chiesa presenta una importante vulnerabilità sismica nella debolezza dei portali trasversali che delimitano il passaggio fra le cappelle. Azioni sismiche più intense rispetto a quelle verificatesi negli ultimi eventi sismici avrebbero compromesso seriamente la stabilità dell'intera chiesa . Infatti come ben evidenziato nella Figura 8 su tali portali confluisce lo sforzo di taglio totale conseguente alle azioni sismiche che interessano l'intero corpo di fabbrica della navata e delle cappelle laterali.

A tale riguardo non è superfluo sottolineare che la stabilità della volta della navata è direttamente correlata alla robustezza di tali portali la cui risposta dinamica deve evitare che essi subiscano spostamenti eccessivi verso l'esterno a cui corrisponderebbero spostamenti delle imposte incompatibili per la stabilità della volta. Infatti ne conseguirebbe l'abbassamento della zona di chiave della volta con la fuori uscita della curva delle pressioni dalla sezione resistente e quindi il suo crollo .

Un'altra importante criticità statica è rappresentata dall'eccessivo sbandamento fuori piano a cui potrebbero essere soggette le pareti del corpo di fabbrica emergente della navata centrale; si veda lo schema riportato nella Figura 4.

Ciò è dovuto alla sensibile snellezza delle pareti, stimata in  $532/29=18,3$ , a cui corrisponde una eccessiva deformabilità , e all'incerto grado di vincolamento esercitato dalla struttura del tetto che porterebbe le pareti a comportarsi come mensole.

Con queste ipotesi un grossolano calcolo condurrebbe ai seguenti risultati.

Lo sforzo normale stimato per metro di fuga delle pareti è 2150 kg circa. Il massimo momento resistente che tale sforzo può esibire è  $M_s = 2150 \cdot 29/2 = 31175$  kgcm.

Rapportando tale momento al braccio di leva della forza sismica pensata applicata a metà altezza delle pareti pari a  $532/2 = 266$  cm porta a determinare l'ipotetico valore della forza che vale :  $31175/266 = 117$  kg. Se rapportiamo tale valore allo sforzo normale si ottiene l'accelerazione sismica  $a = 117/2150 = 0,054$  g che in prima approssimazione possiamo confrontare con l'accelerazione spettrale attesa per il sito in esame , pari a  $a_g = 0,156$  per le verifiche allo stato limite ultimo SLV, rilevando che essa è di gran lunga inferiore.

Uguali considerazioni si possono svolgere per le pareti del corpo di fabbrica del presbiterio e dell'abside dove però si ritiene che gli effetti degli sbandamenti fuori piani siano più contenuti considerata una configurazione strutturale d'insieme più compatta e rigida per il confinamento operato dai corpi di fabbrica delle due sagrestie laterali .

Non si può inoltre trascurare di esaminare la risposta dei colonnati lungo il loro piano. Questi in generale hanno risposto bene al sisma anche se un'arcata ha riportato una lesione nella zona di chiave ; si veda al riguardo la Foto 13. E' probabile che lesione sia stata la conseguenza dell'allontanamento delle imposte durante lo scuotimento sismico, non ostacolato da alcun vincolo essendo assente una catena di controspinta.

La facciata è un altro tipico elemento strutturale delle chiese a forte vulnerabilità soprattutto la parte elevata connessa con le pareti longitudinali del corpo di fabbrica della navata . Nel caso in esame si può ritenere che essa abbia risposto adeguatamente alle azioni sismiche che, si ricorda, però sono state di bassa intensità. Gli incroci murari non hanno subito distacchi e lesioni, segno questo che porta a ritenere che essi siano ben realizzati con efficaci ammorsature. Anche il vincolo opposto dalle terzere del tetto che appoggiano sulla sua sommità sembra che abbia contrastato efficacemente gli spostamenti traslazionali verso l'esterno .

### 2.3 Valutazione della probabile intensità sismica a cui è stata sottoposto il manufatto

---

Le coordinate geografiche che identificano la posizione della chiesa possono sono :

Long. =  $11,0039$  ( $11^\circ 0' 14,04''$ ) ; Lat=  $44,7614$  ( $44^\circ 45' 41,04''$ )

Dalle mappe di scuotimento sismico dell' istituto INGV , elaborate a seguito degli eventi sismici del 20-29 maggio 2012, da cui è estratta la sottostante tabella riferita ad una stazione accelerometrica con coordinate geografiche Long=11,0080 ( 11° 0' 28,8'') Lat=( 44° 45' 46,8'') molto prossime a quelle del sito in esame in cui ricade la chiesa, si possono svolgere le seguenti considerazioni

Long	Lat	PGA (%g)	PGV (cm/sec)	MMI	PSA- 0,3sec (%g) cm/sec <sup>2</sup>	PSA- 1sec (%g) cm/sec <sup>2</sup>	PSA- 3sec (%g) cm/sec <sup>2</sup>
11,0080	44,77630	7,33	6,08	5,2	15,5	4,84	0,8

I simboli e i corrispondenti valori della tabella hanno il seguente significato.

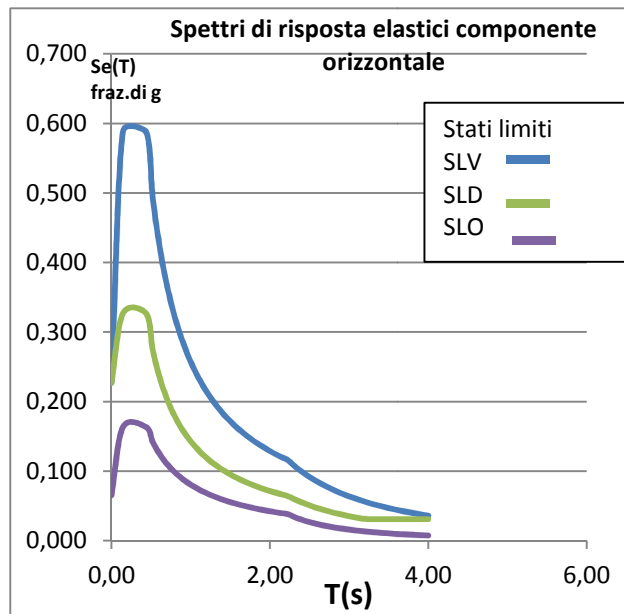
Le prime due colonne si riferiscono alle coordinate geografiche della stazione accelerometrica; la colonna del PGA rappresenta il picco di accelerazione che ha scosso il terreno espresso in termini percentuali dell'accelerazione di gravità (g) ; la colonna di PGV esprime lo scuotimento del terreno in termini di velocità assoluta; la quinta colonna esprime l'intensità del sisma secondo la scala Mercalli modificata; le altre tre colonne rappresentano il valore di piccolo spettrale dell'accelerazione in termini percentuali dell'accelerazione di gravità (g) . Si ricorda che la differenza fra accelerazione spettrale (PSA) e l'accelerazione di picco del terreno (PGA) risiede nell'amplificazione che l'accelerazione subisce passando dal terreno alle strutture appoggiate su di esso modellate come oscillatori semplici.

Si pone l'attenzione sulle pareti emergenti del corpo di fabbrica della navata .

Il periodo fondamentale di oscillazione di tali pareti ortogonalmente al loro piano nell'ipotesi di un comportamento dinamico a trave incernierata agli estremi, può stimarsi in 0,24 sec; mentre con un comportamento a mensola assumerebbe il valore di 0,69 sec. Se invece le pareti si considerano oscillanti come un pendolo fisico (anche detto pendolo inverso) ,cioè corpi solidi che ruotano con moto oscillante intorno ad uno spigolo della base in cui il peso esercita la reazione di richiamo verso la posizione di equilibrio, il periodo aumenta raggiungendo il valore di 3,78 sec.

In merito a quest'ultimo schema dinamico si deve osservare che esso può essere verosimile se al primo treno di onde sismiche che sollecitano le pareti consegue un momento ribaltante inferiore al momento stabilizzante prodotto dalla reazione di richiamo . In tal caso si può assumere che si inneschi il funzionamento a pendolo con frequenza di oscillazione più

bassa di quella delle vibrazioni sismiche e quindi minori effetti prodotti dai successivi treni di onde sismiche.



Lo spettro di risposta elastico per il sito in esame è riportato nella figura a lato. Come si può rilevare l'accelerazione spettrale con cui stabilire l'azione sismica agente presenta un'alta variazione nell'intervallo di variazione del periodo di oscillazione che va da 0 a 4 sec.

Nella verifica allo stato limite ultimo SLV in corrispondenza del periodo di oscillazione  $T=0,24$  sec corrisponde un'accelerazione spettrale  $Se(T)=0,59g$  ; mentre a  $T=0,69$  sec

corrisponde  $Se(T)=0,37g$ ; e a  $T=3,78$  sec corrisponde  $Se(T)=0,04g$ .

Come si può notare alta è la variabilità dell'azione sismica da assumere per le verifiche statiche e quindi alta è anche l'incertezza sulla loro significatività.

Ritornando alla tabella sopra riportata si può determinare quale sia stata la possibile accelerazione spettrale (PSA) che potrebbe avere sollecitato le pareti . In corrispondenza della colonna del PSA relativa al periodo di oscillazione di 0,3 sec confrontabile con il periodo delle pareti schematizzate a trave appoggiata si ricava che l'accelerazione eccitante vale  $15,5/100*9,81=1,52m/sec^2$ ; mentre con riferimento alla colonna PSA di periodo di 1 sec , confrontabile con quello delle pareti schematizzate a mensola , si ricava un'accelerazione di  $4,84/100*9,81= 0,47 m/sec^2$  ; invece con riferimento alla colonna PSA di periodo 3 sec, confrontabile al periodo delle pareti funzionanti a pendolo fisico si ricava un'accelerazione di  $0,8 /100 *9,81=0,078 m/sec^2$  .

E' evidente anche qui l'incertezza di stabilire la probabile accelerazione subita dalle pareti se rimane incerto il loro periodo di oscillazione .

Si ribadisce pertanto l'importanza di stabilire l'effettivo comportamento dinamico delle pareti per desumerne la loro capacità antisismiche , problematica di non facile soluzione neppure col supporto di campagne dinamiche sperimentali. Infatti da queste si ricavano le frequenze proprie, le forme modali di vibrazione e il coefficiente di smorzamento ( rapporto dello smorzamento effettivo a quello critico ) ma non lo schema meccanico che esse assumono sotto l'azione sismica.

Inoltre si deve osservare che le pareti sono caratterizzate da una sensibile snellezza fuori del loro piano a cui si correla una deformabilità che può attivare forme modali di oscillazione superiori a quella fondamentale con frequenze più alte a cui corrispondono azioni sismiche maggiori. Un siffatto comportamento dinamico molto realistico annullerebbe l'innescò di un loro ipotetico comportamento a pendolo fisico.

Pertanto a favore di sicurezza le verifiche numeriche di stabilità verranno svolte assumendo un comportamento dinamico espresso dagli altri due schemi: quello a trave appoggiata e quello meno conservativo amensola, a cui corrispondono periodi di oscillazione ,rispettivamente, di 0,24 sec e 0,69 sec.

## 2.4 Parametri sismici

---

L'accelerazione attesa nel sito in esame secondo la classificazione sismica nazionale vigente si ricava considerando i seguenti parametri geografici sismici per il sito in esame.

Longitudine: 11,0039 (11° 0' 14,04'')

Latitudine: 44,7614 (44° 45' 41,04'')

VN=50 anni ; Classe Uso=II; coefficiente d'uso CU= 1 ; periodo di riferimento per determinare l'azione sismica VR=VN\*CU=50 anni

Valori per il sito in esame considerato con morfologia orizzontale e sottosuolo rigido , per i vari stati limite sono riportati nella sottostante tabella.

StatoLimite	PVR=	TR	ag	Fo	TC*
SLO	81%	30	0,043	2,508	0,252
SLD	63%	50	0,055	2,516	0,268
SLV	10%	475	0,156	2,591	0,271
SLC	5%	975	0,208	2,528	0,278

Con riferimento allo stato limite SLV (salvaguardia della vita umana) l'accelerazione di progetto attesa per un periodo di oscillazione di 0,24 sec vale  $0,59 \cdot g = 0,59 \cdot 9,81 = 5,78 \text{ m/sec}^2$ . Confrontando tale valore quello misurato dalla stazione accelerometrica dell'INGV per un periodo di oscillazione di 0,3 sec confrontabile con quello dello schema statico a trave appoggiata, si ricava che lo scuotimento sismico subito dal manufatto in termini di



accelerazione è stato di 1,52m/sec<sup>2</sup> molto inferiore a quello atteso con una differenza percentuale del 74%.

Queste considerazioni permettono di sottolineare che il manufatto avrebbe potuto subire danni ben più gravi di quelli che si sono verificati se si fosse manifestata l'accelerazione sismica attesa prevista dalla normativa. L'affermazione è anche corroborata dal fatto che chiese con simile tipologia costruttiva poste nella zone più vicine all'epicentro hanno avuto maggiori danni fino a subire gravi crolli.

## 2.5 Analisi statica quantitativa a supporto delle proposte di intervento

---

### 2.5.1 Proprietà dei materiali

---

#### Legno della struttura del tetto

Le capriate sono costituite da legno massiccio che si assume della famiglia delle conifere specie legnosa abete appartenente alla classe C24 secondo le indicazioni della norma EN338, con le seguenti proprietà fisico-meccaniche

$f_{mk}=240 \text{ kg/cm}^2$

$f_{t0k}=140 \text{ kg/cm}^2$

$f_{t90k}=4 \text{ kg/cm}^2$

$f_{c0k}=210 \text{ kg/cm}^2$

$f_{c90k}=53 \text{ kg/cm}^2$

$f_{vk}=25 \text{ kg/cm}^2$

$E_{0m}=110000 \text{ kg/cm}^2$

$E_{05}=74000 \text{ kg/cm}^2$

$E_{90m}=3700 \text{ kg/cm}^2$

$G_m=6900 \text{ kg/cm}^2$

$\gamma_k=350 \text{ kg/mc}$

Tali proprietà vengono ridotte secondo la seguente formula

$$X_d = \frac{k_{mod} * X_k}{\gamma_M}$$

come indicato al p.to 4.4.6 delle NTC/2008; ove  $X_d$  è la generica proprietà di calcolo;  $X_k$  è la stessa proprietà al valore caratteristico;  $\gamma_M$  è un coefficiente di sicurezza che tiene conto dell'incertezza sul valore della proprietà che secondo la tab 4.4.III delle NTC/08 si assume pari

a  $\gamma_M=1,5$ ;  $k_{mod}$  ha il significato di seguito illustrato.

Alla proprietà di resistenza potrà essere applicato un ulteriore fattore di sicurezza rappresentato dal fattore di confidenza FC.

Classe durata del carico tab. 4.4.I delle NTC/08

per il peso strutturale e carico permanente non strutturale indicati rispettivamente con  $G_1$  e  $G_2$  si assume la classe di durata del carico più di 10 anni

per la neve ( $Q_{k1}$ ) si assume classe di durata breve;

Classe di servizio tab. 4.4.II delle NTC/08;

si assume la 3 avendo ipotizzato un temperatura ambiente minore di 20°C e un'umidità relativa dell'aria superiore all'85%.

Coefficiente correttivo delle proprietà del legno  $k_{mod}$  funzione della durata del carico e della classe di servizio, tab.4.4.IV delle NTC/08 ;

per i carichi  $G_{k1}; G_{k2}$ ,  $k_{mod}=0,5$

per il carico  $Q_{k1}$ ;  $k_{mod}=0,7$

L'azione sismica viene considerata di breve durata, ma poiché agisce con la condizione di carico contemporanea rappresentata dai carichi  $G_{k1}; G_{k2}$  per  $k_{mod}$  si assume la media fra i due valori sopra indicati ;  $k_{mod}=0,6$

$\gamma_M=$ 1,5		kmod		
		0,7	0,6	0,5
Proprietà Legno C24	Valori caratteristici	Valori caratteristici corretti		
f <sub>m</sub> k(kg/cm <sup>2</sup> )	240	112	96	80
f <sub>t0</sub> k(kg/cm <sup>2</sup> )	140	65	56	47
f <sub>t90</sub> k(kg/cm <sup>2</sup> )	4	2	2	1
f <sub>c0</sub> k(kg/cm <sup>2</sup> )	210	98	84	70
f <sub>c90</sub> k(kg/cm <sup>2</sup> )	53	25	21	18
f <sub>v</sub> k(kg/cm <sup>2</sup> )	25	12	10	8
E <sub>0</sub> m(kg/cm <sup>2</sup> )	110000	51333	44000	36667
E <sub>05</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	74000	34533	29600	24667
E <sub>90</sub> m(kg/cm <sup>2</sup> )	3700	1727	1480	1233
G <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	6900	3220	2760	2300
$\gamma_k$ (kg/mc)	350	350	350	350

TAB.1

### Muratura

In mancanza di indagini strumentali in sito e laboratorio le proprietà meccaniche della muratura sono state desunte dalla Tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP [3];

### Parametri meccanici della muratura esistente

	$F_m$ (kg/cmq)	$\tau_o$ (kg/cmq)	$E$ (kg/cmq)	$G$ (kg/cmq)	$W$ (kg/mc)
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	32	0,76	15000	5000	1800

### 2.5.2 Fattore di confidenza FC e resistenze di calcolo

---

Con riferimento alla tabella C8A.1.1 considerate le limitate verifiche sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali si assume un fattore di confidenza  $FC=1,35$

#### Parametri di calcolo assunti nell'analisi e nelle verifiche statiche

$\tau_{ok}$ (kg/cmq)	$F_{mk}$ (kg/cmq)	$\mu$	$\gamma_M$	FC	$F_d$ (kg/cmq)	$\tau_{od}$ (kg/cmq)	$E$ (kg/cmq)	$G$ (kg/cmq)	$W$ (kg/mc)
<b>muratura di mattoni</b>									
0,76	32	0,4	2 (3 per V.N.S)	1,35	11,8 (7,9)	0,28 (0,19)	15000	5000	1800

Nota V.N.S = verifiche non sismiche

Resistenza a taglio in presenza di sforzo normale  $\tau_d = (\tau_{OK} + 0,4 \cdot \sigma_n) / (\gamma_m \cdot FC)$  ove  $\sigma_n$  la tensione normale media a compressione agente sulla sezione compressa.

### 2.5.3 Analisi dei carichi

---

#### Carichi permanenti strutturali (G1)

Assito in tavole di laterizio 0,50 kN/mq  
 Capriate, terzere, travetti e travi in legno 0,50 kN/mq

Totale carichi permanenti strutturali:  $G1 = 1,00$  kN/m<sup>2</sup>  
 (proiezione in orizzontale)  $G1' = 1,07$  kN/m<sup>2</sup>

#### Sovraccarichi permanenti non strutturali (G2)

Manto di coppi in laterizio 0,60 kN/mq  
 Coibente\ guaina impermeabilizzante 0,20 kN/m<sup>2</sup>

Totale carichi permanenti non strutturali:  $G2 = 0,80$  kN/m<sup>2</sup>  
 (proiezione in orizzontale)  $G2' = 0,86$  kN/m<sup>2</sup>

## Sovraccarico variabile di esercizio (Q1)

Sovraccarico variabile (neve) **Q1** = 1,5 kN/mq

## Azione sismica

Longitudine: 11,0039 (11° 0' 14,04")

Latitudine: 44,7614 (44° 45' 41,04")

$V_N=50$  anni ; Classe Uso=II; coefficiente d'uso  $C_U=1$  ; periodo di riferimento per determinare l'azione sismica  $V_R=V_N*C_U=50$  anni

Valori per il sito in esame considerato, rigido e orizzontale, associati a ciascun stato limite per il periodo di riferimento

StatoLimite	PVR=	TR	ag	Fo	$T_C^*$
SLO	81%	30	0,043	2,508	0,252
SLD	63%	50	0,055	2,516	0,268
SLV	10%	475	0,156	2,591	0,271
SLC	5%	975	0,208	2,528	0,278

TAB.1

## 2.5.4 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

---

Non essendo la costruzione fondata su sottosuolo "rigido" (di categoria "A"), è necessario tenere conto delle condizioni topografiche del sito e delle condizioni stratigrafiche del sottosuolo.

Non avendo eseguito analisi specifiche finalizzate alla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, perché non ritenute necessarie in quanto la costruzione è di origine antica e priva di segni deformativi delle strutture che possano correlarsi a cattive caratteristiche del terreno, è assunto la categoria di sottosuolo C.

Il sito è inserito in una morfologia del terreno pianeggiante a circa 23 m s.l.m.

Sono pertanto risultati i seguenti valori :

coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1,0$  (vedi tab. 3.2.VI "NTC/08");

coefficiente di amplificazione stratigrafico  $S_S=1,457$  ( vedi tab. 3.2.V "NTC/08")

periodo di inizio del tratto dello spettro a velocità costante  $T_C=T_C^*C_C=0,44$  sec , con  $C_C=1,62$

periodo di inizio tratto a spostamento costante  $T_D=2,233$ sec .

## 2.5.5 Stati limite e probabilità di superamento

---

Le verifiche verranno condotte solo per lo stato limite SLV perché la normativa vigente permette di ricomprendere in esso le verifiche richieste nello stato SLD essendo paragonabili le deformazioni limiti in entrambi gli stati. La probabilità di superamento dell'azione sismica di progetto nel periodo di riferimento valutato in  $V_R=50$  anni è  $P_{VR}=10\%$  da cui il tempo di ritorno dell'azione sismica risulta di 475 anni come riportato nella soprastante TAB.1.

## 2.5.6 Spettri di risposta elastici e di progetto

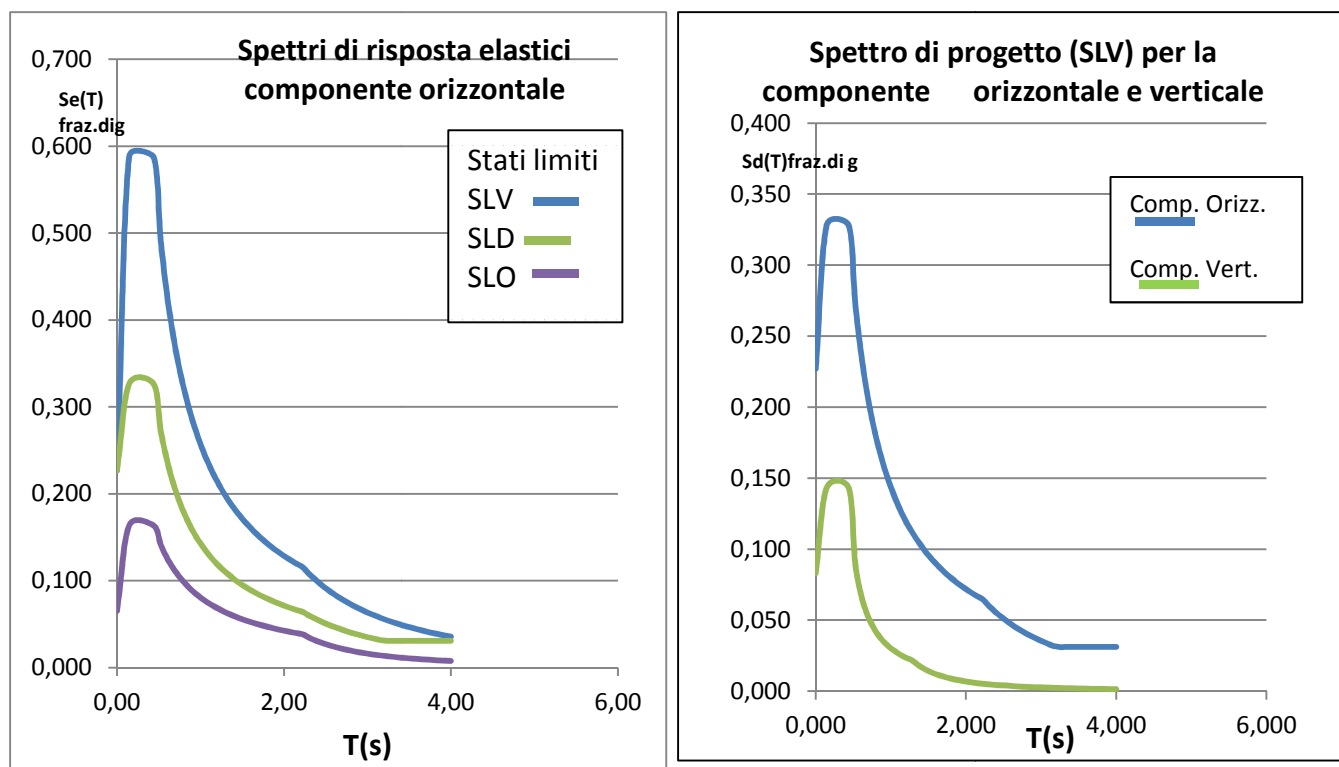
Il manufatto può considerarsi costituito da un corpo di fabbrica ad un piano di altezza 13 m circa; con pianta regolare ma irregolare in altezza considerato l'assenza di un diaframma rigido a quota 7,8 m ove si ha un restringimento della larghezza della pianta del 41% circa, e i setti murari sono discontinui dal piano delle fondazioni alla loro sommità; in conseguenza di ciò in via cautelativa si assume per il fattore di struttura  $q$  il seguente valore:

$$q = q_0 \cdot KR \quad \text{ove}$$

$KR = 0,8$  perché la costruzione è irregolare in altezza;

$$q_0 = 2 \cdot \alpha U / \alpha 1 = 2 \cdot 1,4 = 2,8 \quad (\text{vedi p.to 7.8.1.3 delle NTC/08})$$

per cui sostituendo i valori si ricava  $q = 2,24$



## 2.5.7 Combinazione dei carichi

Combinazione di carico fondamentale :  $\gamma_{Gi} \cdot G_{Ki} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{oi} \cdot Q_{Ki}$  (par. 2.5.3 delle NTC)

in cui  $\gamma_{Gi} = 1,3$  ;  $\gamma_{Qi} = 1,5$  da applicare ai primi due termini della relazione; il terzo termine è nullo non essendoci sovraccarichi oltre quello rappresentato dalla neve.

Combinazione di carico sismica  $E + G_{Ki} + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$

in cui E rappresenta l'azione sismica ;  $G_{K_i}$ ,  $Q_{K_i}$  i carichi e sovraccarichi sopra illustrati ,  $\Psi_{2i}$  coefficienti il cui valore è nullo come indicato nella seguente tabella estratta dalla tabella 2.5.I delle NTC/08.

Combinazione di carico frequente per gli stati limite di servizio reversibili  $\sum G_{K_i} + \Psi_{11} * Q_{K1} + \sum \Psi_{2i} * Q_{K_i}$  in cui i simboli hanno gli stessi significati sopra illustrati ; il carico  $Q_{K1}$  è assunto ciclicamente nell'insieme dei carichi variabili.

Non si prende in considerazione la combinazione di carico quasi permanente per le verifiche allo stato limite di servizio perché gli effetti a lungo termine si considerano praticamente esauriti in quanto le strutture in esame sono in servizio da moltissimo tempo.

La tabella seguente riporta i valori dei coefficienti moltiplicati che entrano nelle varie combinazioni per il solo sovraccarico di neve non essendo presenti altri tipi di carico variabile.

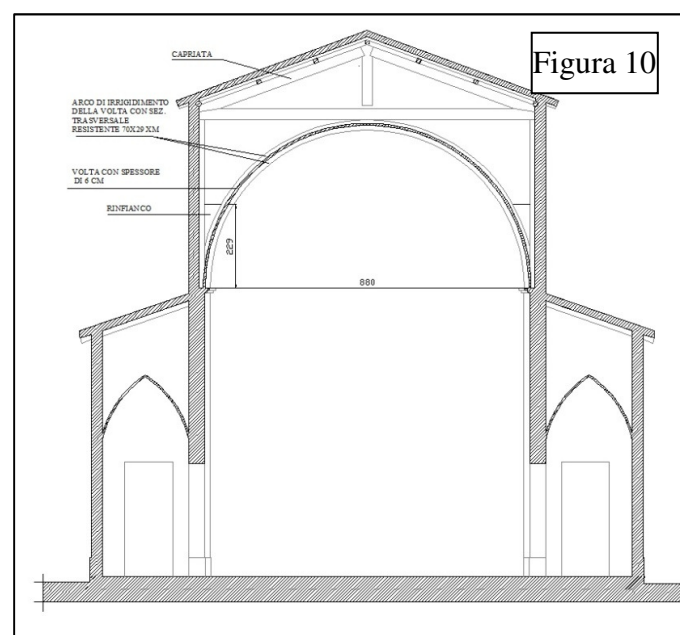
Categoria/Azione variabile	$\Psi_{oi}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
Neve (a quota < 1000 m s.l.m.)	0,	0,2	0,0

Non si prende in considerazione la combinazione di carico eccezionale dell'incendio perché ritenuta improbabile.

## 2.5.8 Analisi e verifiche statiche del corpo emergente della navata centrale

Si sviluppa un'analisi statico-sismica lineare della struttura per macro elementi considerato che la tipologia costruttiva in esame non si presta ad un'analisi globale di tipo scatolare .

L'analisi viene condotta con l'uso del solutore ALGOR SUPERSAP della Algor Interactive Systems, Inc. Pittsburgh, PA, USA implementato nel software Civilsoft della ASG srl di Piacenza .



**Figura 10:** sezione corrente dell'aula.

Si considera per semplicità, in un primo momento, una porzione della parte emergente del corpo di fabbrica della navata schematizzata nelle figure seguenti.

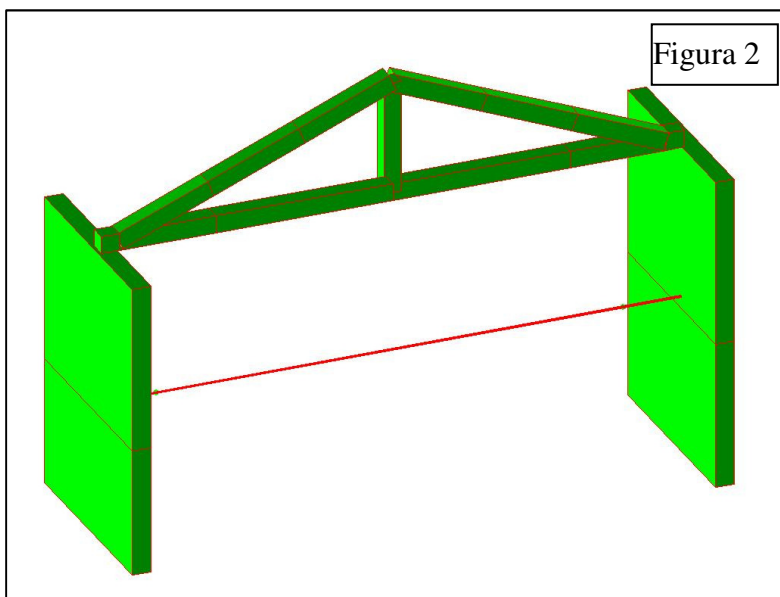


Figura 2

La Figura 2 rappresenta una porzione del corpo di fabbrica emergente ove si riconoscono le pareti murarie perimetrale ; la capriata della struttura del tetto appoggiata su di esse ; la catena di contropinta della volta della navata non rappresentata nello schema perché non contribuisce alla resistenza del sistema.

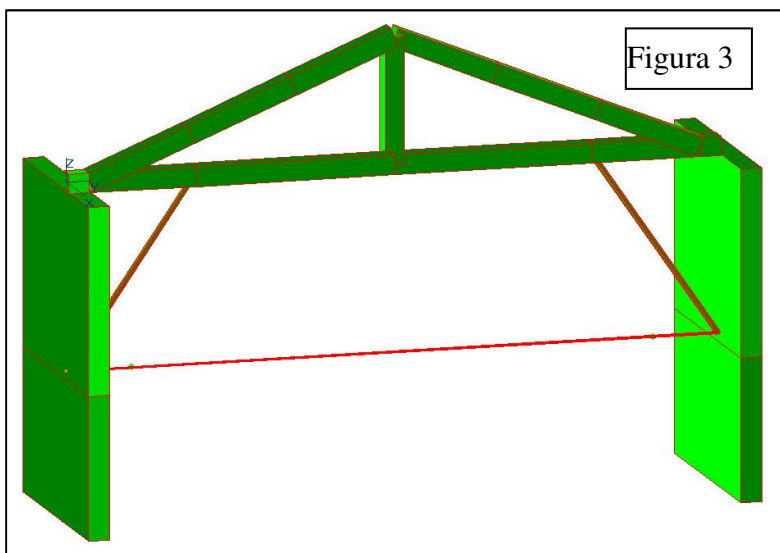


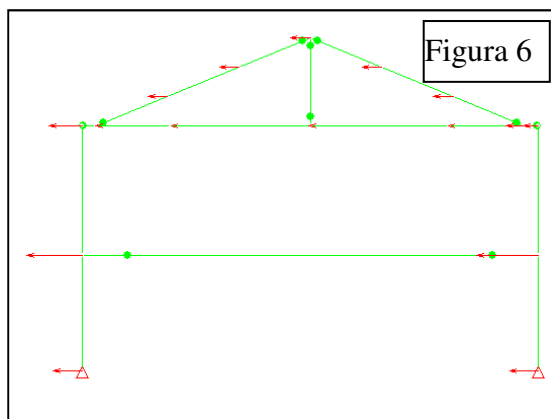
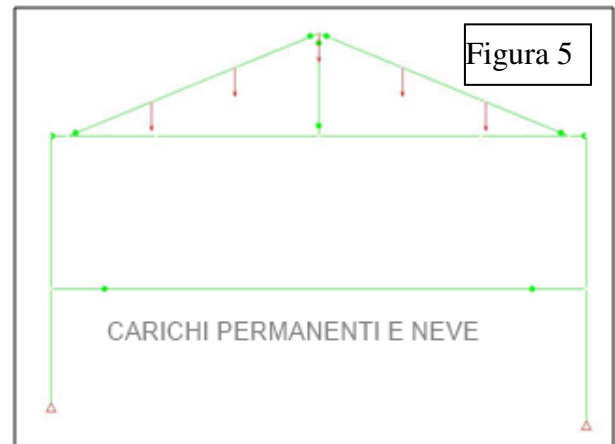
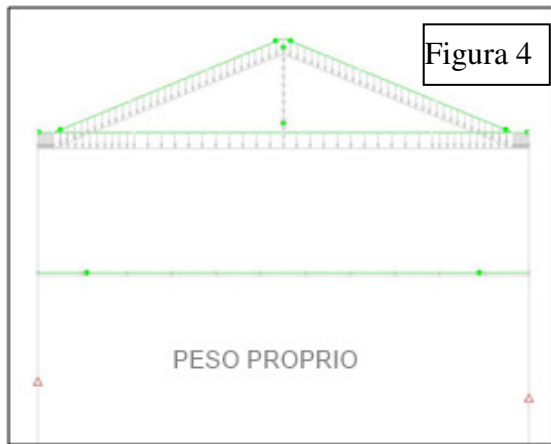
Figura 3

La Figura 3 rappresenta lo stesso sistema integrato con due aste inclinate, pensato con lo scopo di verificare se le pareti soggette alle azioni sismiche indotte dalla capriata ne traggono beneficio. In altre parole verificare se la modifica comporti un miglioramento allo stato di equilibrio dei piedritti soggetti a sbandamenti laterali

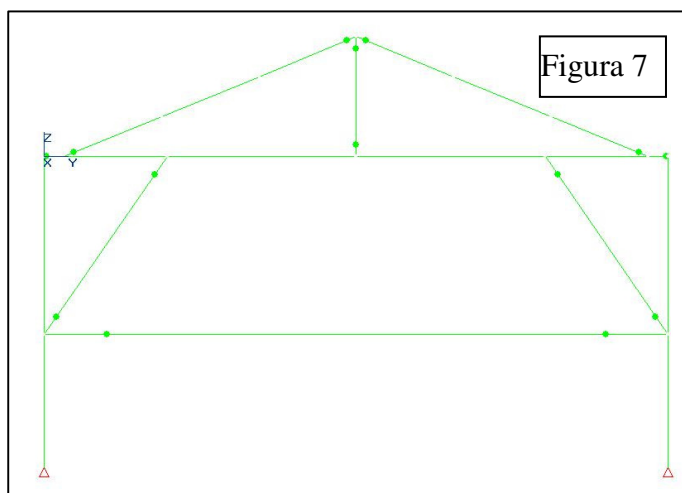
L'analisi viene sviluppata per le combinazioni di carico fondamentale e sismica.

Gli schemi di seguito riportati nelle Figure 4-5-6-7 mostrano gli schemi di carico considerati e le condizioni di vincolo interne ed esterne . I vincoli alla base dei piedritti sono considerati incastri ,mentre i pallini posti all'estremità delle membrature simulano cerniere.

I casi di carico sono il peso proprio della struttura (G1) , i carichi permanenti del tetto (G2) ,il carico accidentale per neve (Q1) ,le forze sismiche (E)



Gli stessi schemi di carico saranno considerati anche per lo schema statico modificato rappresentato nella seguente Figura 7.



Il materiale e le dimensioni delle membrature sono:

capriata in legno di luce 916 cm e sezione dei suoi elementi 27x27 cm;

pedritti murari, alti 492 cm e sezione resistente 330 x29 cm;

aste inclinate in tubo cavo di acciaio  $\phi=76,1 \times 3,1$  mm

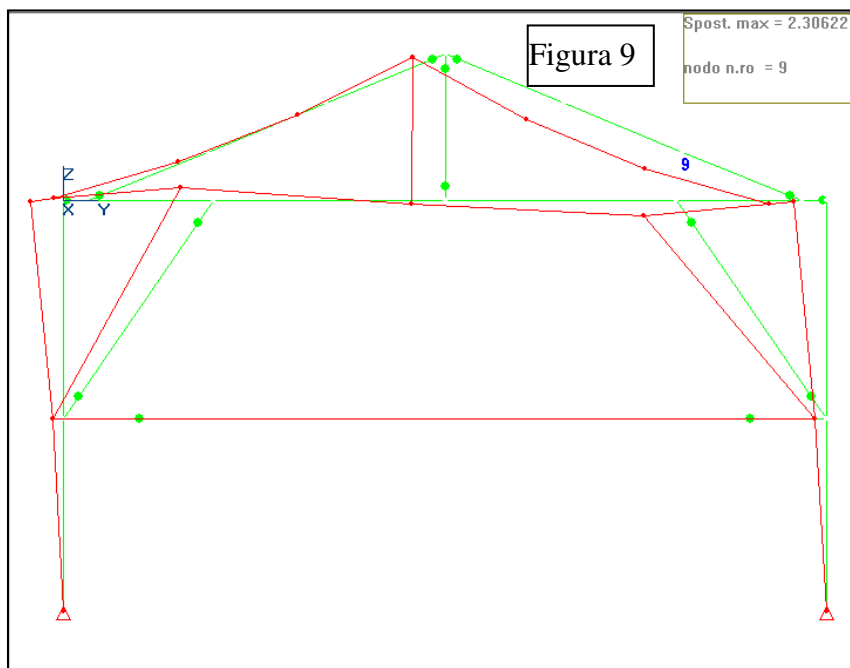
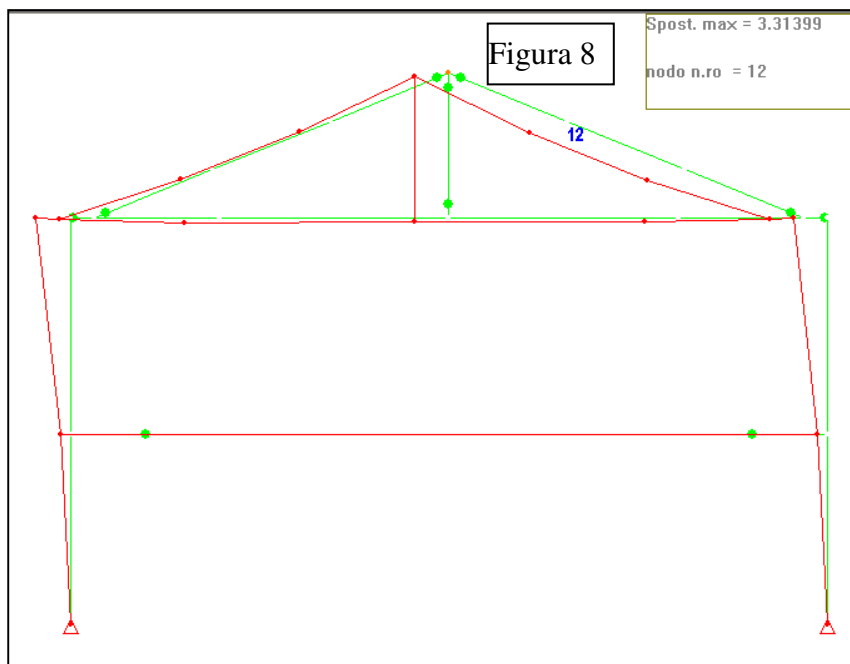
catena di controspinta della volta  $\phi=30$  mm

Su entrambi gli schemi è stata condotta un'analisi statica lineare mediante l'uso del software WinCivil della ASG s.r.l. di Piacenza. Con lo stesso software si è prima condotta un'analisi dinamica con lo scopo di determinare il periodo principale di oscillazione; si è trovato per lo schema originario che il primo periodo fondamentale di vibrazione vale  $T_1=0,51$  sec, mentre

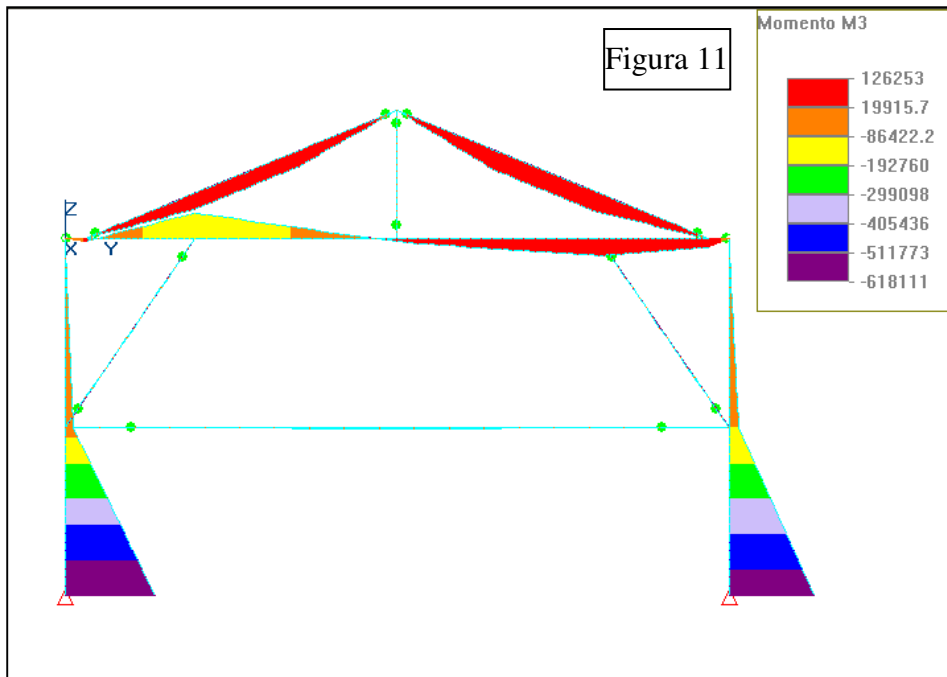
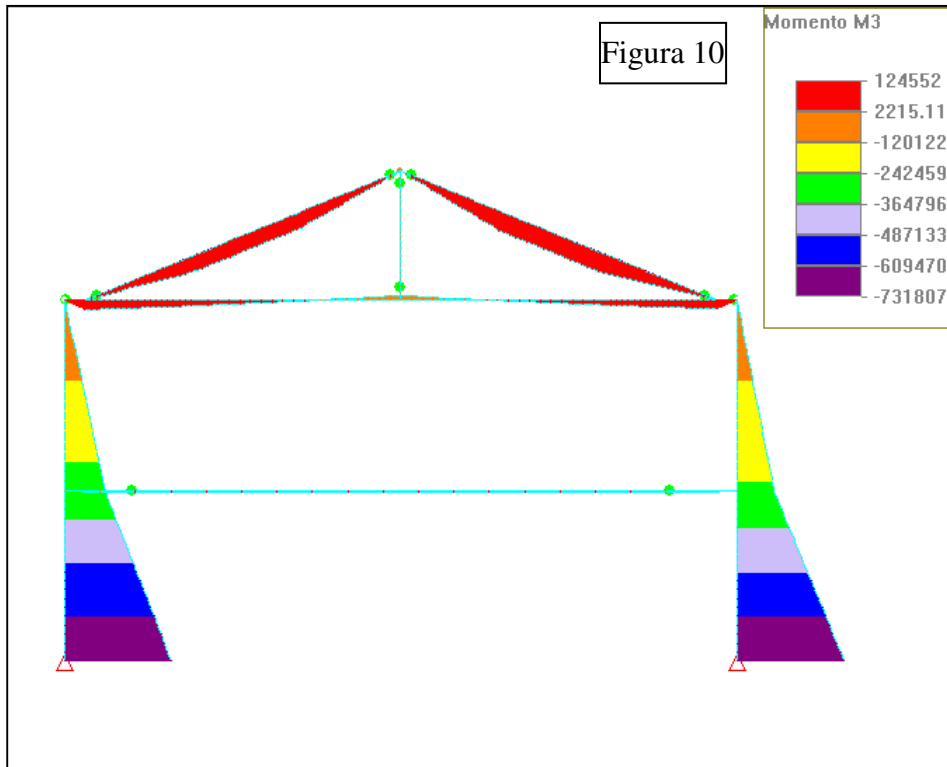


per quello modificato  $T_1 = 0,38$  sec. La differenza fra i due valori dimostra che le aste inclinate dello schema modificato irrigidiscono il sistema. Ciò si riflette in un aumento delle azioni sismiche di calcolo di circa il 15% come si può dedurre dagli spettri di progetto sopra riportati; infatti ad un periodo  $T=0,38$  sec l'accelerazione spettrale vale  $Se(T)=0,26$ ., mentre con  $T=0,51$  sec corrisponde un  $Se(T)=0,22$ .

Di seguito verranno riportati alcuni diagrammi che sintetizzano i risultati principali dell'analisi; per la combinazione di carico sismica, e sisma considerato nella direzione da destra verso sinistra, denominata +Y. E' sottinteso che le deformazioni e le sollecitazioni si ribaltano specularmente nel piano per un sisma in direzione -Y.



Le figure 8-9 rappresentano la deformata in centimetri dei rispettivi schemi. Nelle legende si può leggere che nello schema originario (Figura 8) lo spostamento massimo si manifesta nel nodo 12 e vale 3,3 cm; mentre nello schema modificato è il nodo 9 a subire il massimo spostamento di 2,3 cm. La diminuzione del 30% fra i due spostamenti conferma l'incremento di rigidità apportato dallo schema modificato.



Le Figure 10-11 rappresentano i diagrammi della sollecitazione di flessione.

A dalle legende si rileva con riferimento ai piedritti che la modifica dello schema statico originario diminuisce (circa del 15,5%) il momento flettente alla loro base che passa da 731.807 kgcm a 618.811 kgcm.

Si rileva inoltre che nella catena della capriata la distribuzione dei momenti subisce una variazione significativa che comporta un

aumento dello stato tensionale prodotto dalla sollecitazione composta di tenso-flessione passando da 24 kg/cm<sup>2</sup> a 55 kg/cm<sup>2</sup>, un aumento del 125%.

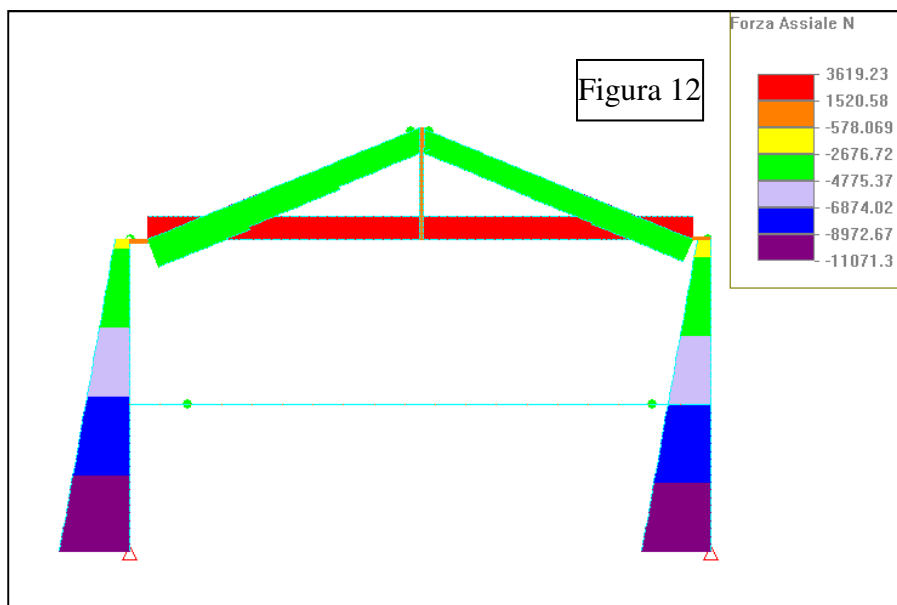


Figura 12

Le Figure 12-13 rappresentano i diagrammi dello sforzo normale .

Nello schema originario, di cui alla Figura 12, lo sforzo normale nel piedritto di sinistra vale 11071 kg, mentre in quello di destra 10862 . La modifica dello schema cambia la distribuzione e i valori di tale sforzo come si evince dalla Figura 13 , portando lo sforzo normale del piedritto di sinistra a 11643 kg , e 10326 kg in quello di destra.

Lo sforzo di trazione nella catena della capriata rimane pressoché invariato mantenendo il valore massimo fra i 3500-3600 kg Si ribadisce però che essa subisce un aumento dello stato tensionale perché soggetta alla sollecitazione composta di tensio-flessione.

La catena di contropinta della volta subisce un notevole aumento dello sforzo di trazione passando

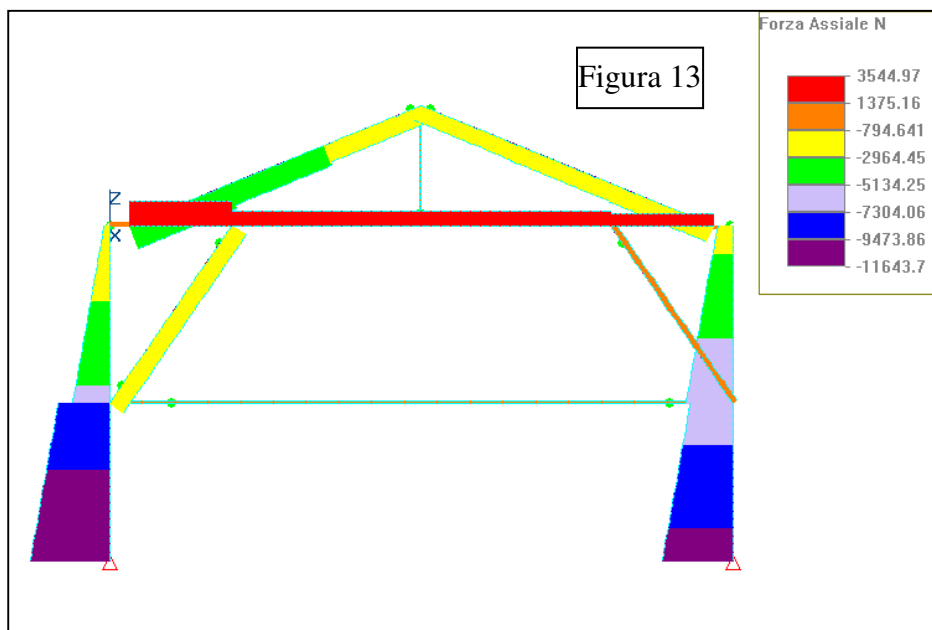
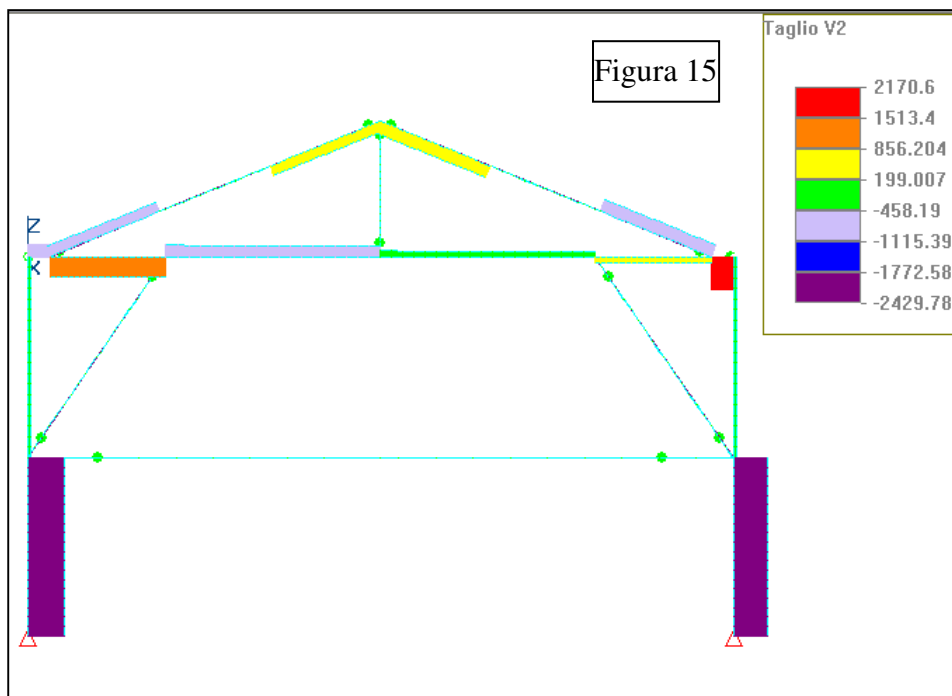
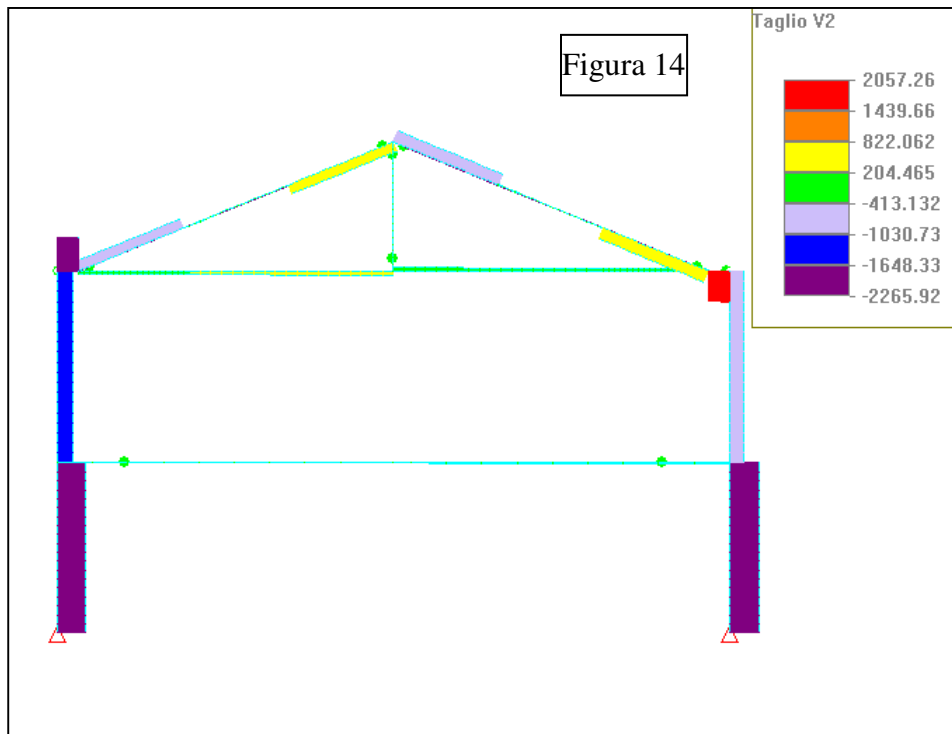


Figura 13

da 96 kg a 379 kg a cui si dovrà aggiungere anche la spinta esercitata dalla volta. Con riferimento ai puntoni della capriata si rileva che nello schema statico modificato il valore massimo dello sforzo normale è di 3667 kg contro 4695 kg che si ha nello schema originario , con riduzione percentuale del 22%.



Le Figure 14-15 rappresentano i diagrammi dello sforzo di taglio.

Esso non rappresenta una sollecitazione determinante per la stabilità delle membrature in entrambi gli schemi; pur tuttavia si deve rilevare che esso subisce un notevole aumento nella catena della capriata passando da 279 kg a 1310 kg, ed un incremento più contenuto nella sezione di base dei piedritti passando da 2265 kg a 2429 kg.

Verifica statica a presso-flessione dei piedritti murari

L'analisi ha permesso di determinare in maniera puntuale le sollecitazioni indotte nelle varie membrature, riportate nella tabella seguente per il piedritto maggiormente sollecitato con riferimento alla sua sezione resistente di base,

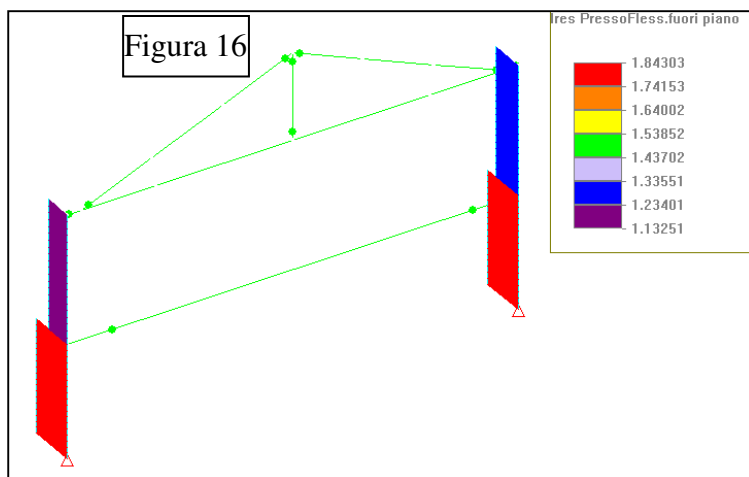
Comb.ne dei carichi	Schema statico originario			Schema statico modificato		
	N(kg)	M(kgcm)	Ecc (cm)	N(kg)	M(kgcm)	Ecc (cm)
Comb.ne Fondamentale con coeff. parziali dei carichi unitari perché si tratta di una verifica di equilibrio	-10966	2292	0,2	-10985	14567	1,3
Comb.ne Sismica ;	-10862	731807	67,4	-10326	588977	57

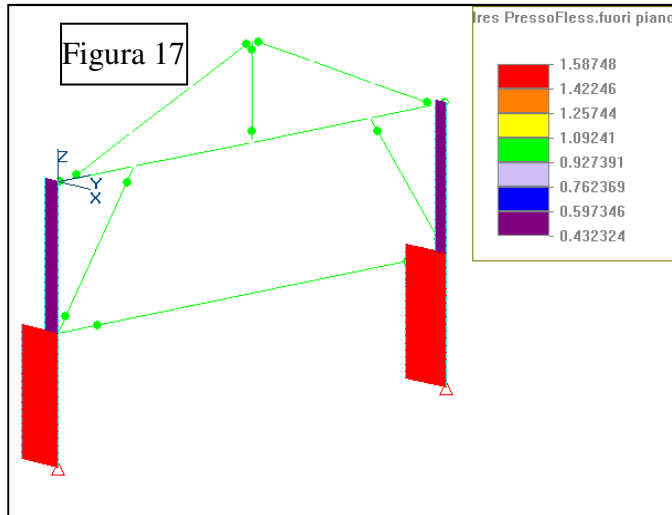
N è lo sforzo normale, negativo se di compressione; M è il momento flettente ; Ecc è l'eccentricità rispetto al baricentro della sezione resistente dello sforzo normale ottenuto dal rapporto fra M/N e considerato con segno positivo.

Si ricorda che lo spessore dei piedritti è di 29 cm.

Come si può rilevare dai valori dell'eccentricità, con la combinazione sismica dei carichi in entrambi gli schemi lo sforzo normale esce dalla sezione a significare che il piedritto collassa per ribaltamento. Si ricorda che la situazione limite in cui il piedritto può ancora considerarsi in equilibrio corrisponde ad un eccentricità massima di  $29/2=14,5$  cm .

Rielaborando l'analisi con un'accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,043$ , molto più bassa di quella relativa allo SLV si trova che il sistema modificato come sopra modellato non è ancora in grado di restare in equilibrio . Le Figura 16-17 sintetizzano tali risultato con un indice di presso-flessione fuori piano maggiore di 1.

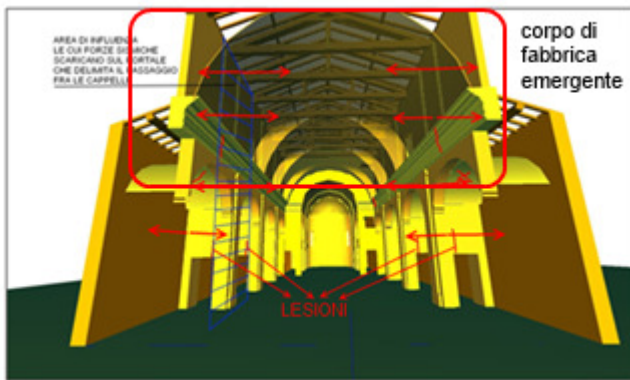




**Sulla base di questi risultati si può affermare che il sistema esaminato pur con la modifica introdotta allo schema originario non è assolutamente in grado di restare in equilibrio sotto l'azione delle azioni sismiche previste dalla normativa per le verifiche allo stato limite ultimo SLV caratterizzato da un' accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,156$  e di quelle conseguenti ad una condizione di carico sismica inferiore che assume un'accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,043g = 0,043*9,81=0,42 \text{ m/sec}^2$ .**

Riprendendo ,però, quanto detto al p.to 2.3 si sottolinea che l'accelerazione spettrale misurata dall'Istituto di Geofisica e Vulcanologia Nazionale (IGVN) per il sito in esame per periodi di oscillazione confrontabili con quelli assunti per i due schemi statici ipotizzati (0,38 sec-0,51 sec) può essere compresa nell'intervallo di  $1,52-0,47 \text{ m/sec}^2$ . Confrontando questo intervallo di valori con la minima accelerazione spettrale  $a_g=0,043g =0,42 \text{ m/sec}^2$  assunta nei calcoli viene il sospetto che la modellazione assunta non rifletta il reale comportamento sismico assunto dal sistema non avendo subito crolli .

Pertanto per una valutazione più attendibile della capacità antisismica della struttura su basi scientifiche è necessario approfondire la problematica assumendo un'altra modellazione. Si svolge quindi una nuova analisi statico-sismica lineare sulla struttura tridimensionale nella sua interezza del corpo di fabbrica emergente della navata rappresentata nelle figure seguenti.



La figura a lato indica il corpo di fabbrica emergente della navata.

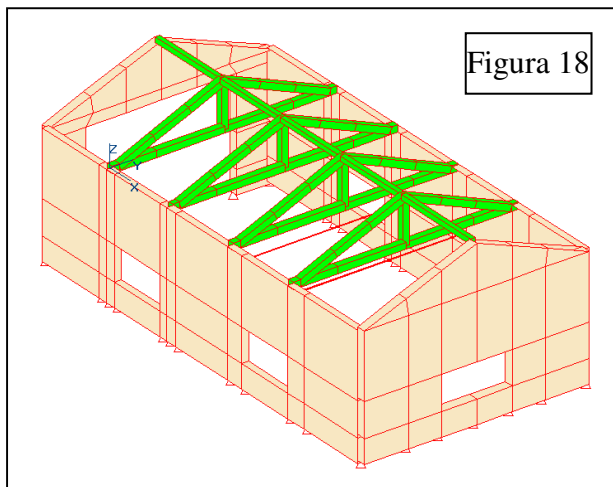


Figura 18

Le Figure 18-19 schematizzano l'intero corpo di fabbrica emergente della navata centrale ; le finestre come anche l'arco trionfale visibile sul fondo di ciascuna figura sono rappresentati come rettangoli per comodità di modellazione in quanto portare in conto la loro reale geometria non avrebbe aggiunto differenze significative sui risultati.

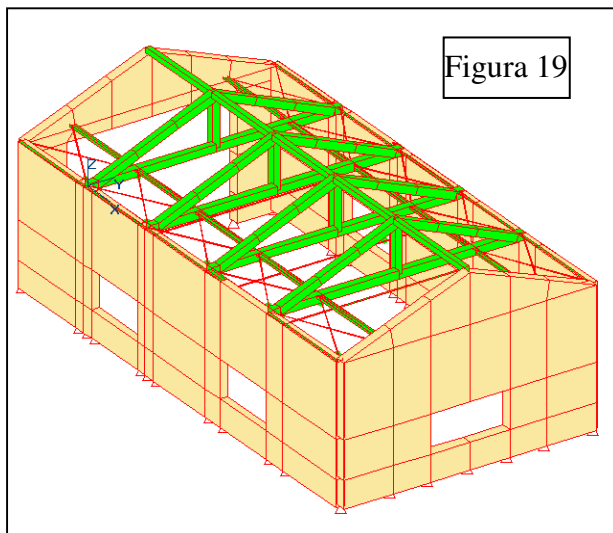
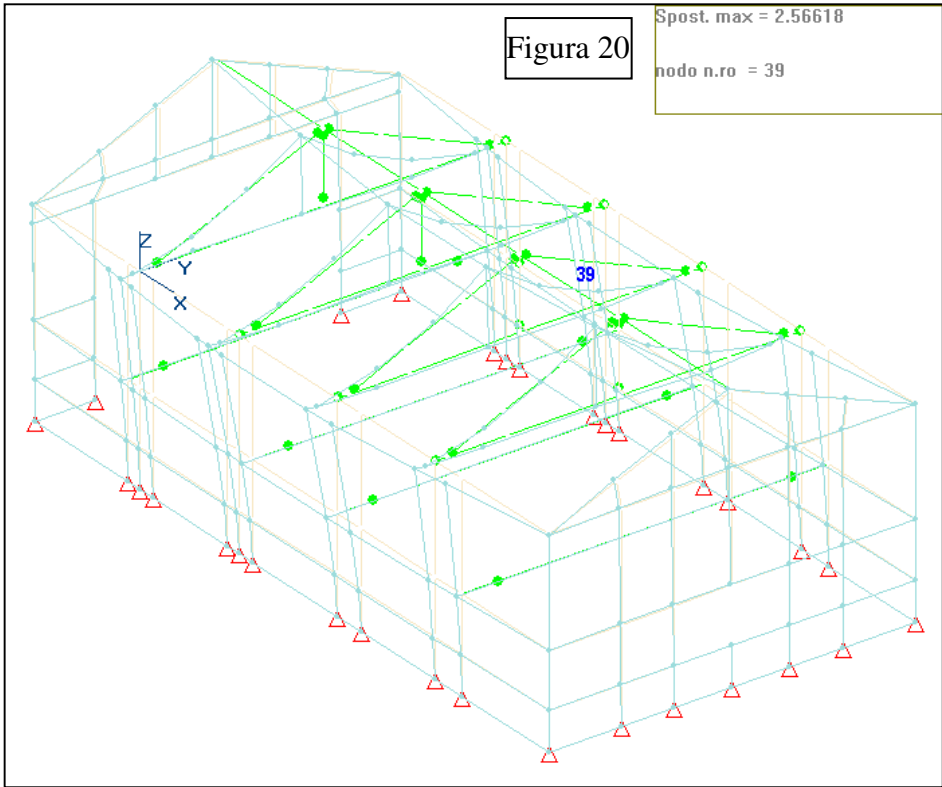
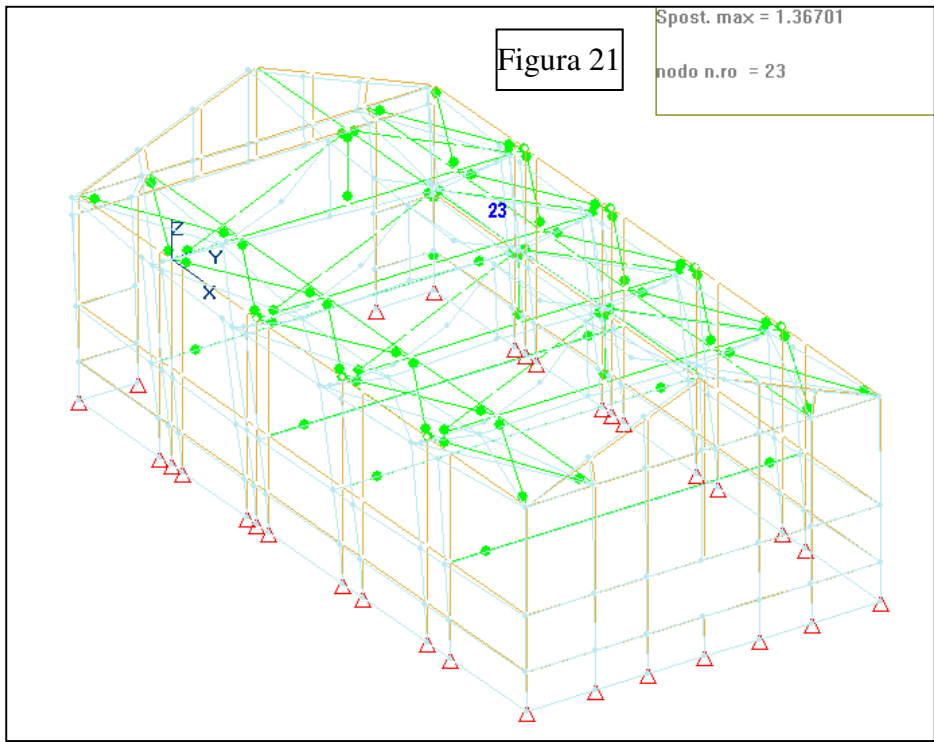


Figura 19

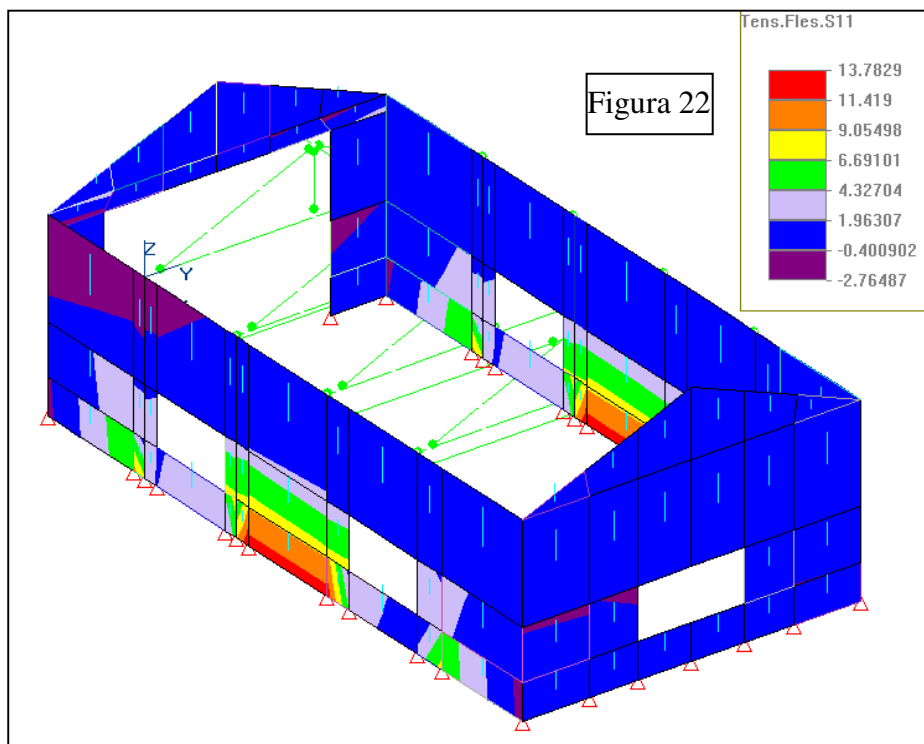
La differenza fra di esse sta nell'aggiunta della struttura reticolare di bordo lungo le pareti longitudinali, riportata nella Figura 19. con lo scopo di ridurre la deformabilità trasversale delle pareti longitudinali . L'analisi svolta ha trascurato l'ipotetica azione di irrigidimento che avrebbero potuto fornire le falde del tetto se fossero state realizzate con una tavolato rigido e resistente ben connesso con le sottostanti capriate strutturale.



Le Figure 20-21 mostrano la deformata trasversale della struttura nelle due modellazioni . Come si può rilevare da esse il massimo spostamento passa da 2,56 cm a 1,37 cm con una riduzione del 46%

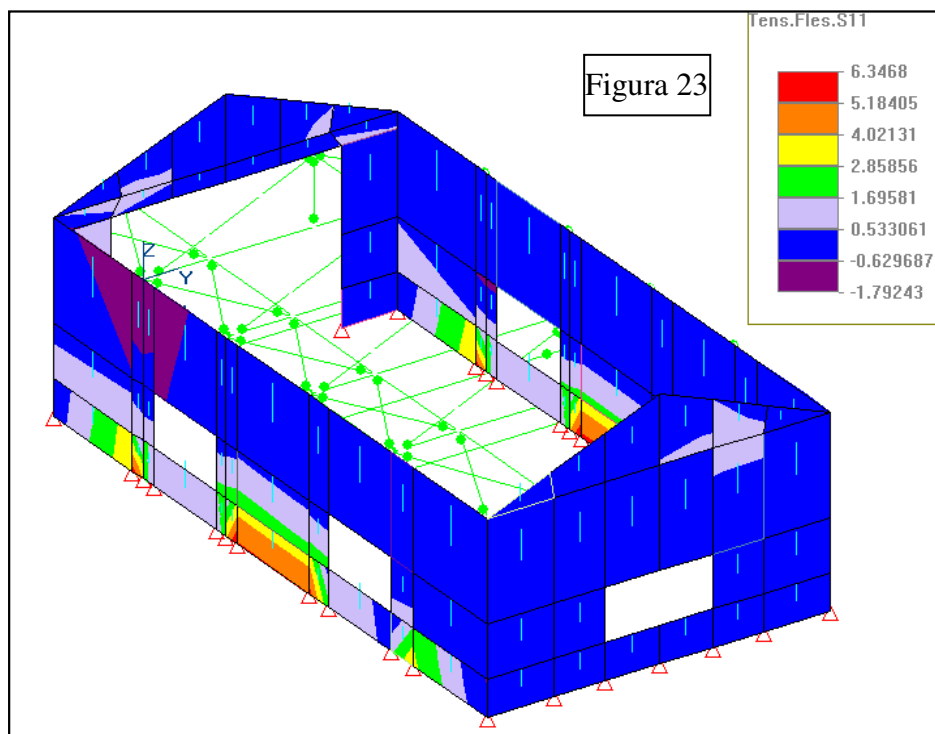


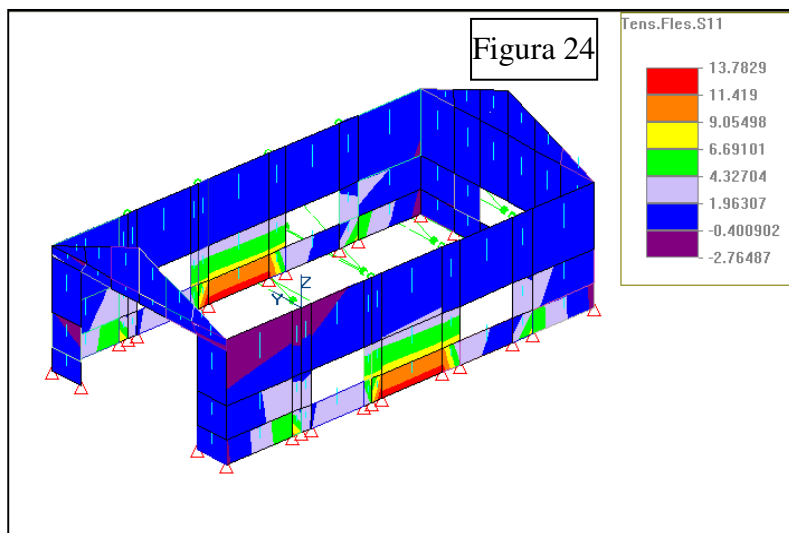




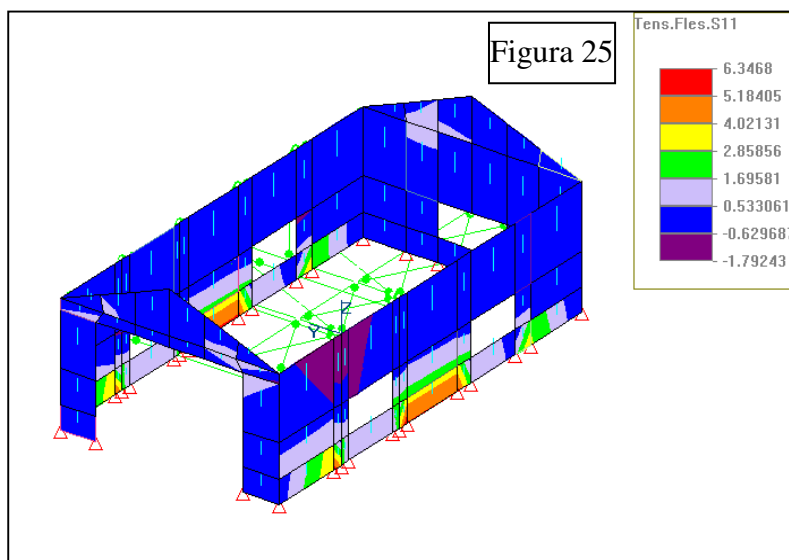
Le Figure 22- 23 rappresentano la distribuzione delle tensioni nelle pareti con direzione secondo i segmenti verticali riportati . Come si può rilevare l'irrigidimento trasversale apportato dalla struttura reticolare , riduce le tensioni del 50% . Tensioni positive significa trazione che la muratura non può sopportare . Come si può

rilevare la zona critica delle pareti è quella centrale lontana dagli effetti positivi di bordo indotti dalla parete trasversale del timpano di facciata e dai setti murari dell'arco trionfale di fond





Le Figure 24-25 mostrano gli stessi risultati delle figure precedenti con riferimento alla vista sull'arco trionfale.



In termini di sollecitazioni sono state trovate per la zona più critica della parete, di dimensioni 282x29 cm, i valori riportati nella sottostante tabella con i quali procedere alla verifica a presso-flessione. Si sottolinea che l'analisi è stata svolta tenendo conto dell'accelerazione spettrale di ancoraggio relativa alla SLV

	Schema statico originario			Schema statico con struttura reticolare di bordo		
	N(kg)	M(kgcm)	lEccl(cm)	N(kg)	M(kgcm)	lEccl(cm)
Comb.ne dei carichi	-9870	544542	55	-9870	250698	25,4
Comb.ne Sismica ;						

Come si può rilevare lo sforzo normale esce ancora dalla base di appoggio facendo collassare la parete.

Si procede ad una nuova elaborazione assumendo come accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,078g$ , si ricavano i seguenti valori

	Schema statico originario			Schema statico con struttura reticolare di bordo		
	N(kg)	M(kgcm)	lEccl(cm)	N(kg)	M(kgcm)	lEccl(cm)
Comb.ne Sismica ;	-9870	262260	26,5	-9870	125208	12,7

Come si può rilevare l'eccentricità dello sforzo normale nello schema irrigidito con la struttura reticolare di bordo è inferiore al semispessore della parete pari a  $29/2=14,5$  cm. la parete resta in equilibrio ; resta da verificare se le tensioni di compressioni indotte da questa configurazione statica sono inferiori alla resistenza a compressione della muratura.

La differenza  $14,5-12,7=1,8$  cm rappresenta la distanza dal bordo della sezione resistente dello sforzo normale. Nell'ipotesi che la si sezione plasticizzi si può assumere un diagramma delle tensioni di compressione rettangolare di larghezza  $2*1,8=3,6$  cm . La larghezza della sezione della parete che si sta esaminando è di 282 cm pertanto l'area totale compressa vale :  $3,6*282=1051$  cmq; la resistenza compressione massima di calcolo che si può assumere vale  $11,8$  kg/cmq, si veda il p.to 2.5.2 ;pertanto lo sforzo di compressione massimo supportabile dalla sezione è di  $1051*11,8=12401$  kg maggiore dello sforzo agente di 9870 kg: **la verifica può ritenersi soddisfatta.**

Si sottolinea che nello stato attuale senza l'aggiunta della travatura reticolare di bordo la struttura è in grado di supportare un'accelerazione spettrale di ancoraggio inferiore di  $a_g=0,043$ .

### Conclusioni

Dalle considerazioni sopra svolte si ricava che la struttura esaminata non è assolutamente in grado di sostenere le azioni sismiche previste dalla normativa vigente allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita umana SLV .

La modifica dello schema statico originario con l'aggiunta della struttura reticolare di irrigidimento posta lungo le pareti longitudinali permette di aumentare la capacità antisismica

delle pareti che riescono a sopportare un'accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,078$  superiore a quella sopportabile di  $a_g=0,043g$  nello stato attuale. Si sottolinea che avendo tali parametri natura probabilistica la prima accelerazione corrisponde ad una probabilità di occorrenza dell'39 % e tempo di ritorno di 101 anni nel tempo di riferimento assunto di  $VR=50$  anni. ; la seconda ha invece una probabilità di occorrenza dell'81% e tempo di ritorno 30 anni nello stesso tempo di riferimento  $VR=50$  anni.

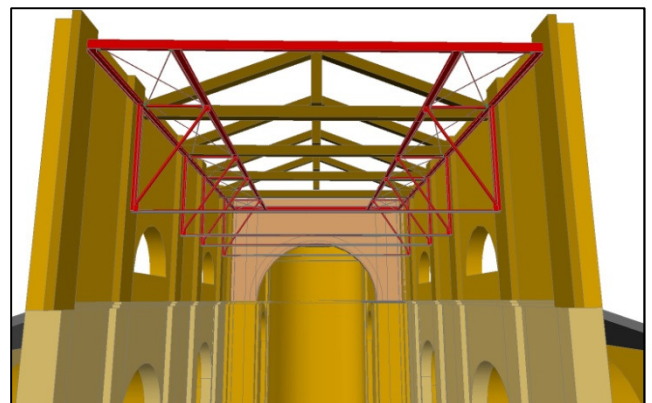
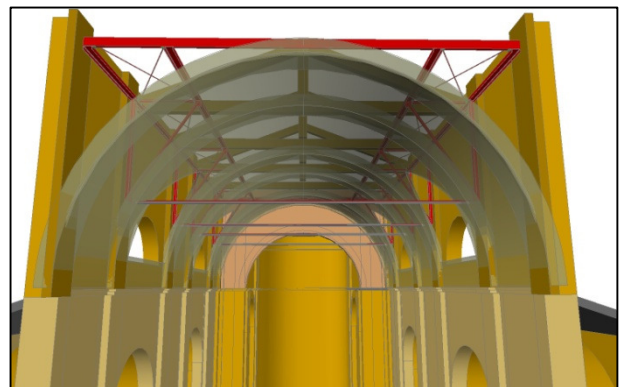
Volendo calcolare un indice di rischio sismico per esprimere quantitativamente il livello di sicurezza della struttura esaminata si devono rapportare l'accelerazione spettrale attesa nel sito per lo stato limite ultimo SLV pari a  $a_g=0,156g$  con quella sopportata dalla struttura prima e dopo l'intervento proposto.

**Si ricava che nello stato attuale : indice di rischio sismico  $I_{rs}= 0,043/0,156=0,27$  mentre nello stato modificato :  $I_{rs}=0,078/0,156=0,5$  apportando un miglioramento sismico dell'85%.**

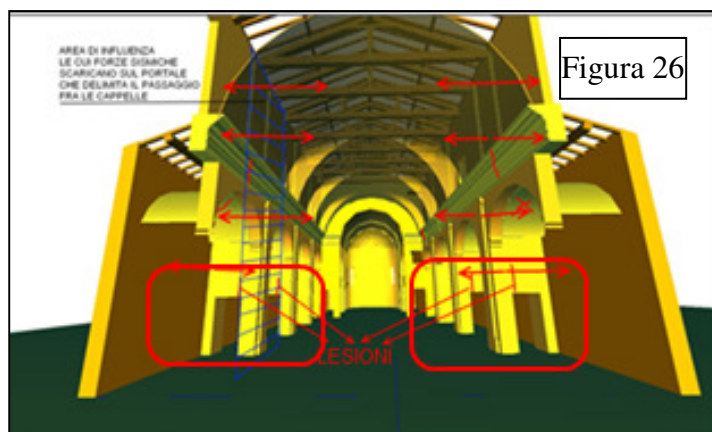
Si ricorda che un indice di rischio sismico unitario o maggiore di 1 significa raggiungere il livello di sicurezza antisismica che la normativa richiede per le nuove costruzioni.

### 2.5.9 Proposta di intervento di miglioramento sismico del corpo emergente della navata

Sulla base dei risultati delle simulazioni si è realizzata una struttura reticolare di bordo in corrispondenza della sommità delle pareti come riportato nelle Figure a lato. Tale travatura i cui dettagli costruttivi sono riportati nei disegni di progetto viene collegata alle catene delle capriate venendo a realizzare un piano orizzontale rigido e resistente capace di distribuire le azioni sismiche sulle pareti di timpano della facciata e dell'arco principale



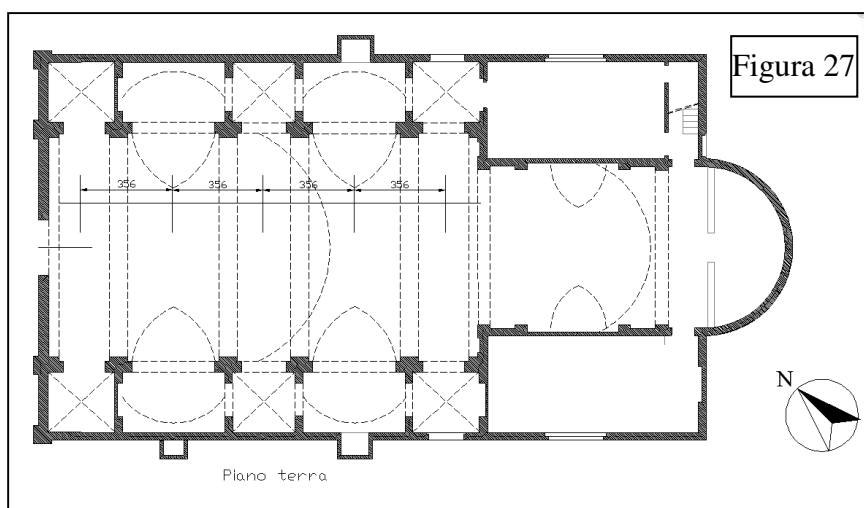
## 2.5.10 Analisi e verifiche statiche dei pseudo-portali murari trasversali delle cappelle laterali



Come estesamente commentato nell'analisi qualitativa (p.to 2.2.) alla resistenza di questi portali è legata la stabilità dell'intera chiesa.

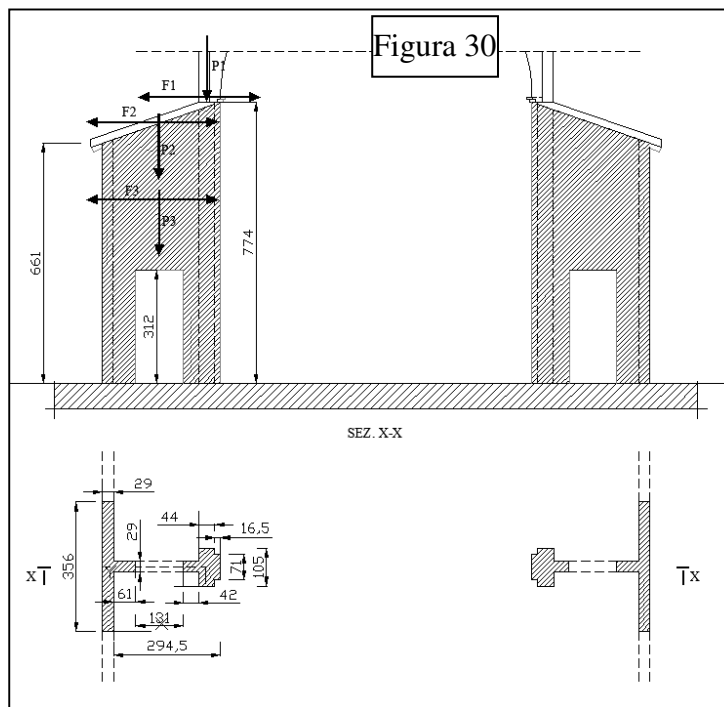
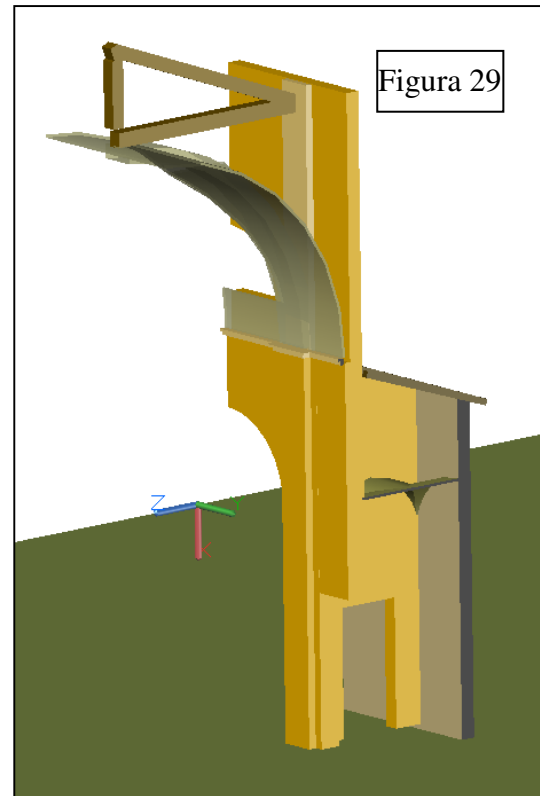
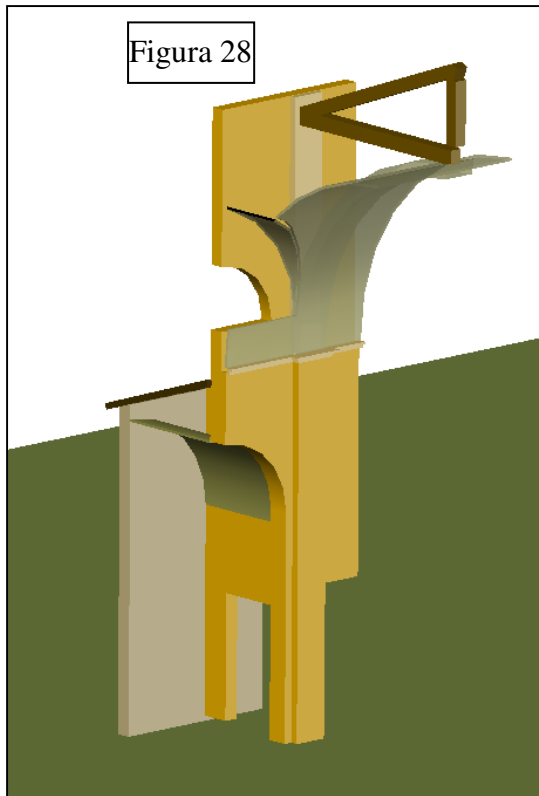
Si svolgerà un'analisi quantitativa statico-sismica lineare per verificare la necessita e l'entità del loro rinforzo in conseguenza del fatto

che essi si sono lesionati negli ultimi eventi sismici come indicato nella figura e rappresentato nella documentazine fotografica riportata nei punti precedenti.



Nella Figura 27 si può rilevare che i due portali a ridosso della controfacciata hanno il passaggio fra le cappelle tamponato con un muro di mattoni di spessore metà dello spessore dei portali. L'area di carico che compete a ciascun portale ha una larghezza di 3,56 m.

L'analisi viene dapprima sviluppata allo SLV prendendo in conto l'accelerazione spettrale di ancoraggio  $ag=0,156g$ . Le Figure 28-29 riportano lo spaccato della struttura in corrispondenza di un portale rappresentato da due punti di vista.



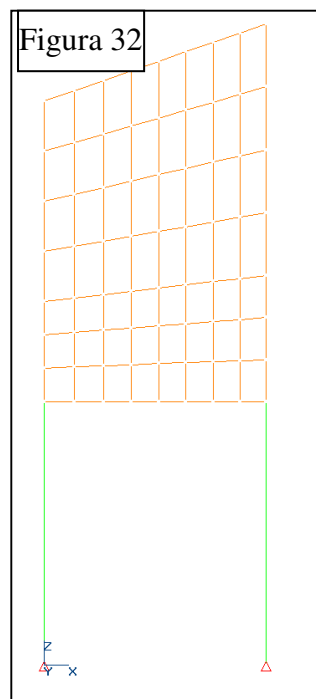
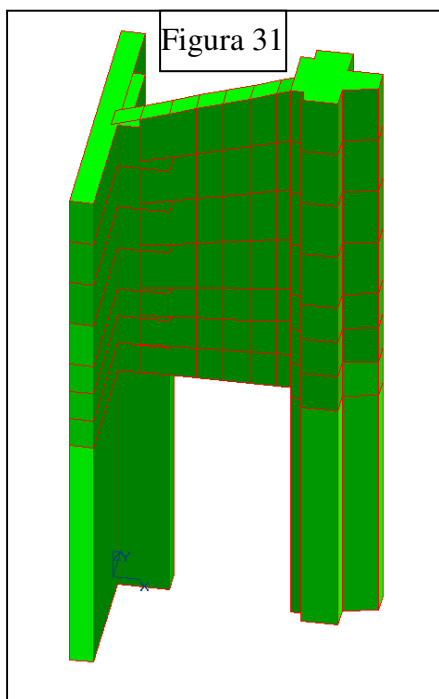
La Figura 30 rappresenta la sezione dell'aula in corrispondenza di due portali opposti delle cappelle laterali, di cui si riportano le dimensioni e i carichi che competono a ciascun portale di cui:

- P1 è il carico gravitazionale della porzione del corpo emergente della navata, compresa la porzione di volta della navata;
- P2 è il carico gravitazionale della porzione di tetto del corpo di fabbrica delle cappelle;
- P3 è il peso della porzione delle volte a soffitto delle cappelle

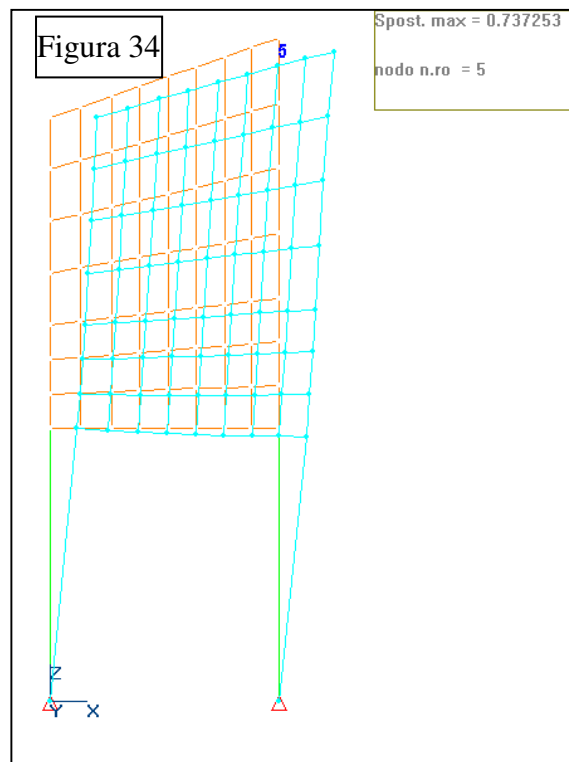
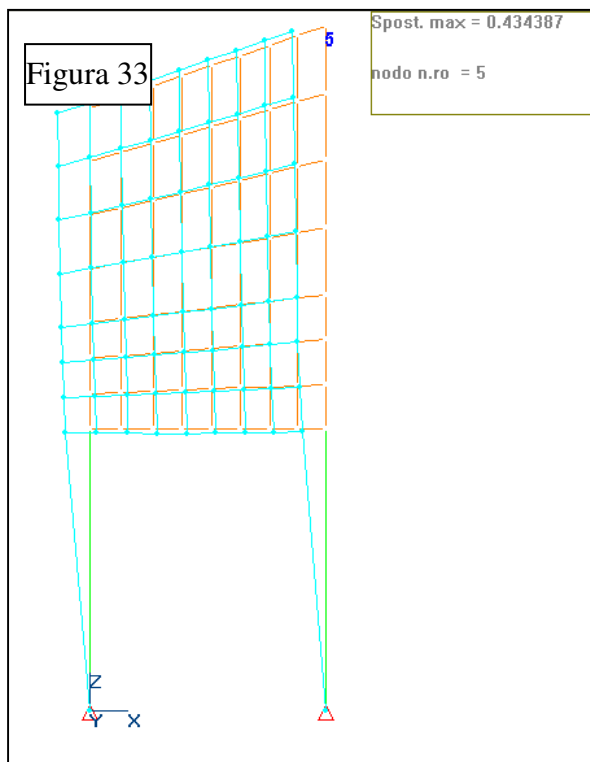
A questi carichi ovviamente andrà aggiunto il peso del portale.

Le forze  $F_i$  sono le azioni sismiche correlate ai carichi gravitazionali.

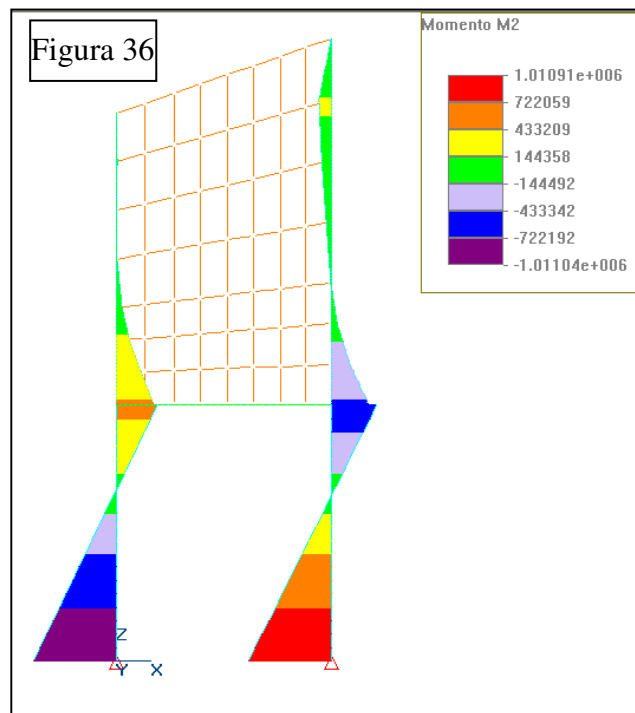
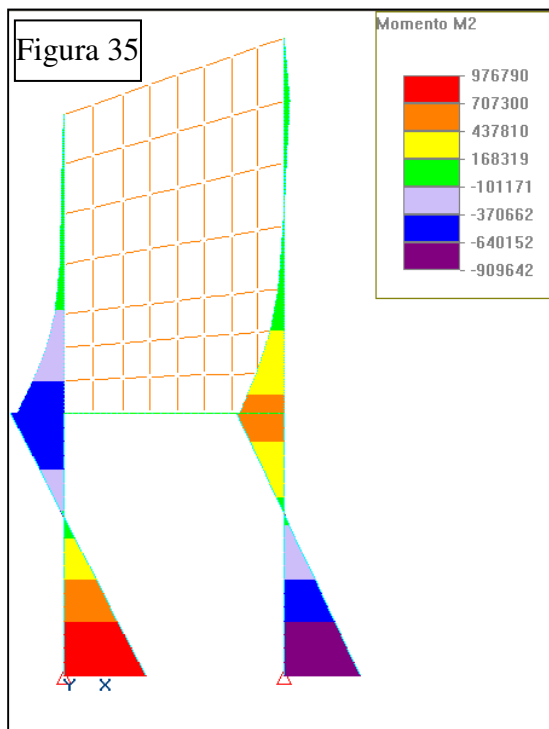
L'analisi viene condotta con l'uso del solutore ALGOR SUPERSAP della Algor Interactive Systems, Inc. Pittsburgh, PA, USA implementato nel software Civilsoft della ASG srl di Piacenza sul modello rappresentato nelle Figure 31-32.



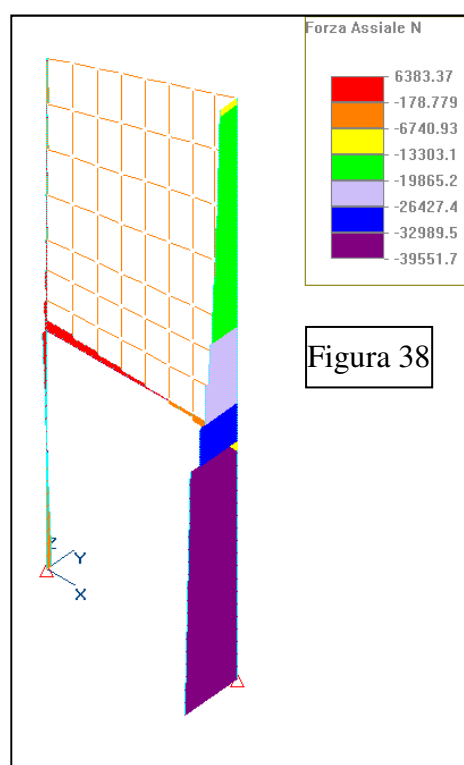
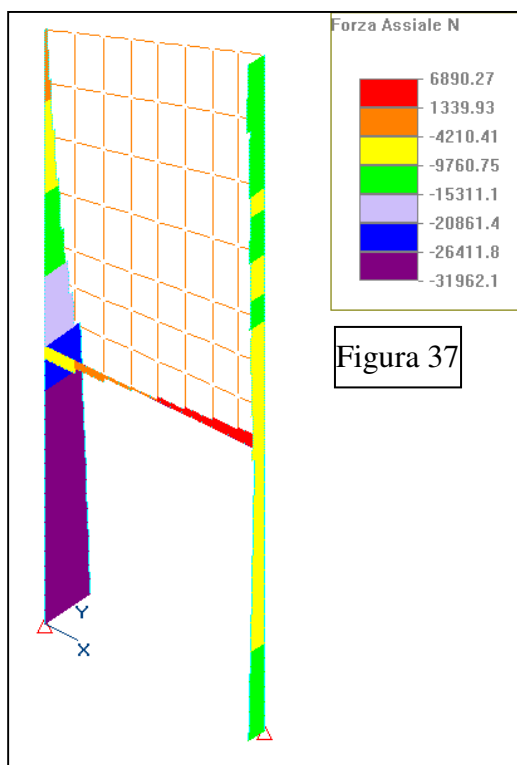
Di seguito vengono riportati i diagrammi dei principali risultati.



Le Figure 33-34 riportano le deformate del portale per il sisma agente in direzione  $-X$  con spostamento massimo di 0,43 cm e per il sisma in direzione  $+X$  con spostamento massimo di 0,74 cm. La maggiore deformabilità in direzione  $+X$  è alla base delle lesioni riportate dai portali in corrispondenza del nodo destro come rappresentato nella Figura 26.

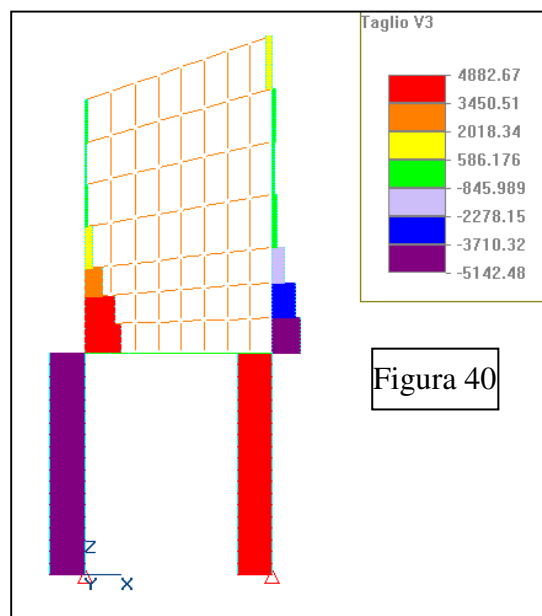
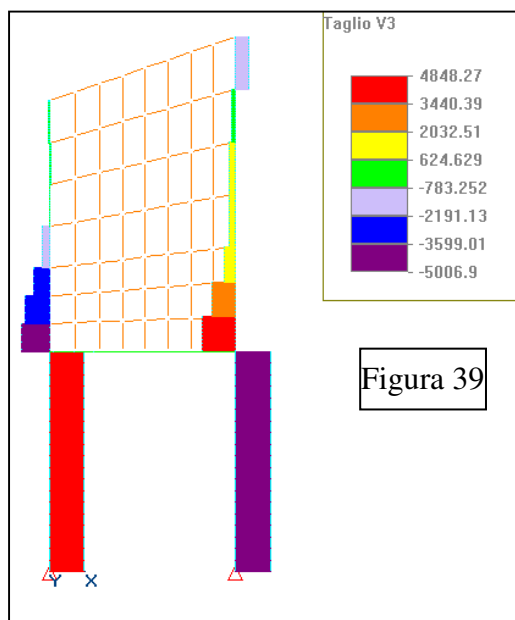


Le Figure 35-36 riportano i diagrammi del momento flettente col sisma agente in entrambe le direzioni  $\pm X$





Le Figure 37-38 riportano i diagrammi dello sforzo normale col sisma agente in entrambe le direzioni  $\pm X$ . Da notare l'alleggerimento che subisce il pilastro di sinistra col sisma che agisce in direzione  $+X$  che rimane ancora in compressione con uno sforzo di 3423 kg. Si deve sottolineare, con riferimento alla Figura 30, che il carico P1 scarica quasi totalmente sul pilastro destro per la ragione costruttiva che il setto murario rappresentato con un'altezza che arriva fino alla sua sommità in realtà è più basso sino alla sua metà. La ragione del suo rialzo è una proposta di progetto che persegue l'obiettivo di rendere il portale più rigido agli spostamenti trasversali.



Le Figure 39-40 riportano i diagrammi dello sforzo di taglio col sisma agente in entrambe le direzioni  $\pm X$ .

La tabella seguente riporta le sollecitazioni alla base dei pilastri

	Pilastro Sx sez. di base				Pilastro Dx sez. di base			
	N(kg)	M(kgcm)	Ecc (cm)	Taglio	N(kg)	M(kgcm)	Ecc (cm)	Taglio
Comb.ne fondamentale dei carichi	-17692	17126	1	147	-25282	50633	2	147
Comb.ne Sismica dei carichi ; sisma dir. -X	-31962	976790	30,6	5142	-11012	909642	82,6	4713
Comb.ne Sismica dei carichi ; sisma dir. +X	-3423	1011042	295,4	4848	-39551	1010909	25,5	5006

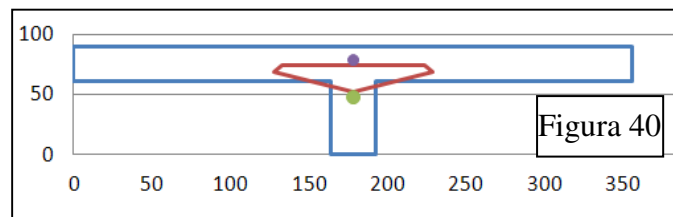
Come si può rilevare per il sisma in direzione -X il pilastro sinistro ha un' eccentricità che porta lo sforzo normale fuori dalla sua base di appoggio col conseguente suo collasso. Pertanto il portale non è in grado di sostenere le azioni sismiche allo SLV.

Si procede ad una nuova elaborazione assumendo come accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,043g$ , si ricavano i seguenti valori

	Pilastro Sx sez. di base				Pilastro Dx sez. di base			
	N(kg)	M(kgcm)	lEccl(cm)	Taglio	N(kg)	M(kgcm)	lEccl(cm)	Taglio
Comb.ne fondamentale dei carichi	-17692	17126	1	147	-25282	50633	2	147
Comb.ne Sismicadei carichi ; sisma dir. -X	-21609	-255879	11,8	1519	-21366	-213144	10	1187
Comb.ne Sismica dei carichi ; sisma dir +X	-13776	+290132	-21	1225	-29198	+314411	-10,7	1482

Verifica a presso-flessione.

La Figura 40 mostra la sezione resistente alla base del pilastro di sinistra con indicati il perimetro del nocciolo centrale di inerzia e le posizioni del centro di pressione col sisma agente in entrambe le direzioni.



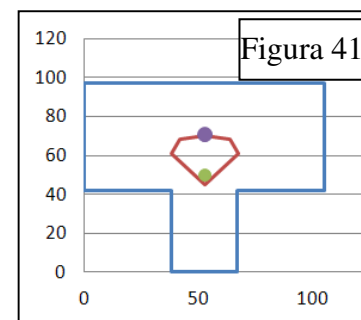
Come si può rilevare il centro di pressione è di poco fuori dal nocciolo ma nei calcoli che seguono si assumerà che sso sia sul perimetro cosicché la sezione sarà tutta compressa; il pallino in basso nella figura è il centro di pressione per sisma che agisce nella dir. +X, l'altro è il corrispondente per sisma che agisce nella direzione opposta.

Con queste ipotesi si calcola la tensione media a compressione,essendo l'area totale resistente 12093 cmq;

sisma in dir. -+X

$\sigma_n=N/A = -21609/12093=-1,79 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_n=-13776/12093=-1,14 \text{ kg/cm}^2$ ; valori inferiori alla resistenza di calcolo della muratura di 11,8 kg/cm<sup>2</sup> come valutata nel p.to 2.5.2.

La Figura 41 mostra la sezione resistente del pilastro di destra leggermente modificata nella geometria per approssimarla ad una sezione a T. Come si può rilevare il centro di pressione è sul frontiera del nocciolo centrale di inerzia per sisma in dir. -X, è invece dentro per il simsa nell'altro verso. La sezione risulta interamente compressa.



Con queste ipotesi si calcola la tensione media a compressione,essendo l'area totale resistente 6993 cmq;

sisma in dir. -+X

$\sigma_n=N/A = -21366/6993=-3,05 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_n=-29198/6993=-4,17 \text{ kg/cm}^2$

valori inferiori alla resistenza di calcolo della muratura di 11,8 kg/cm<sup>2</sup> come valutata nel p.to 2.5.2.

**Entrambi le verifiche sono soddisfatte**

### Verifica allo scorrimento

Il taglio al piede dei pilastri è riportato nella soprastante tabella.

Con riferimento alla sollecitazione di compressione inferiore si determina la torza di attrito che i due pilastri sono in grado di esibire.

Pilastro di sinistra :

sforzo norma  $N=13776$  kg sforzodi taglio  $V=1225$  kg :

rapportando il taglio allo sforzo normale si determina il coefficiente di attrito:

$K=1225/13776=0,09$  inferiore al coefficiente di attrito muratura su muratura che si può assumere 0,4 ;

Pilastro di destra

sforzo norma  $N=21366$  kg sforzodi taglio  $V=1187$  kg :

rapportando il taglio allo sforzo normale si determina il coefficiente di attrito:

$K=1187/21366=0,06$  inferiore al coefficiente di attrito muratura su muratura che si può assumere 0,4 ;

**Entrambi le verifiche sono soddisfatte**

### Verifiche a taglio

La resistenza a taglio dei pilastri si calcola tenendo conto che la tensione tangenziale di calcolo sopportabile dalla muratura vale  $\tau_d=(\tau_{OK}+0,4*\sigma_n)/(\gamma_m*FC)$  : ove  $\tau_{OK}$  è la tensione caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali ;  $\sigma_n$  la tensione normale media sopra determinata ;  $\gamma_m$  e  $FC$  sono il primo il coefficiente di sicurezza del materiale e  $FC$  il coefficiente di confidenza . A parte il valore della tensione normale gli altri parametri sono stati fissati al p.to 2.5.2. e valgono  $\tau_{OK}=0,76$  kg/cmq;  $\gamma_m=2$ ;  $FC=1,35$ .

Lo sforzo di taglio sopportabile dai pilastri si determina con la formula  $V_r=\tau_d*A$  , dove  $A$  è l'area della sezione dei pilastri considerata interamente compressa .

#### Pilastro di sinistra

$\sigma_{n\ min}=1,14$ kg/cmq  $\sigma_{n\ max}=1,79$  kg/cmq a cui corrispondono le seguenti tensioni tangenziali di calcolo:

$\tau_{d\ min}=(0,76+0,4*1,14)/(2*1,35)=0,45$  kg/cmq e quindi lo sforzo di taglio  $V_{R\ min}=0,45*12093=5441$  kg superiore allo sforzo di taglio agente di 1225 kg;

$\tau_{d\ max}=(0,76+0,4*1,79)/(2*1,35)=0,55$  kg/cmq e quindi lo sforzo di taglio  $V_{R\ min}=0,55*12093=6651$  kg superiore allo sforzo di taglio agente di 1519kg;

#### Pilastro di destra

$\sigma_{n\ min}=1,14$ kg/cmq  $\sigma_{n\ max}=1,79$  kg/cmq a cui corrispondono le seguenti tensioni tangenziali di calcolo:

$\tau_{d\ min}=(0,76+0,4*3,05)/(2*1,35)=0,73$ kg/cmq e quindi lo sforzo di taglio  $V_{R\ min}=0,73*6993=5105$  kg superiore allo sforzo di taglio agente di 11187 kg;

$\tau_{d\ max}=(0,76+0,4*4,17)/(2*1,35)=0,9$  kg/cmq e quindi lo sforzo di taglio  $V_{R\ min}=0,9*6993=6294$  kg superiore allo sforzo di taglio agente di 1482 kg;

**Entrambi le verifiche sono soddisfatte**

## Conclusioni

Dalle calcolazioni svolte si può affermare che il sistema struttura dei portali murari esaminato non è assolutamente in grado di sopportare l'accelerazione spettrale di ancoraggio prevista dalla normativa vigente per il sito in esame allo stato limite ultimo SLV  $a_g=0,156g$ .

Mentre riesce a sopportare l'accelerazione spettrale  $a_g=0,043g$  che corrisponde ad una probabilità di occorrenza dell'81% ed un tempo di ritorno di 30 anni, parametri probabilistici questi determinati in un tempo di riferimento  $VR=50$  anni.

Volendo calcolare un indice di rischio sismico per esprimere quantitativamente il livello di sicurezza della struttura esaminata si devono rapportare l'accelerazione spettrale attesa nel sito per lo stato limite ultimo SLV pari a  $a_g=0,156$  con quella sopportata dalla struttura

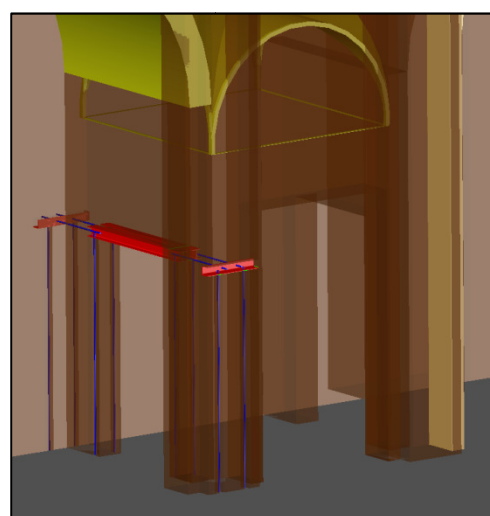
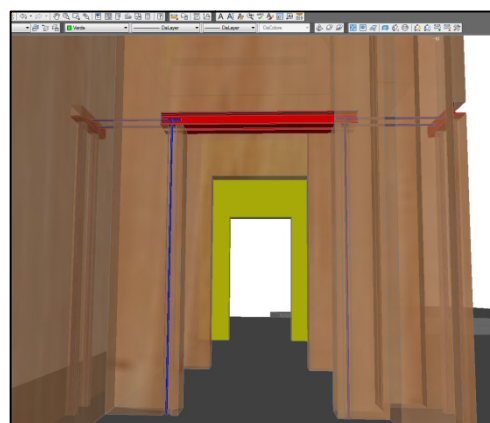
**Si ricava che l'indice di rischio sismico  $I_{rs}=0,043/0,156=0,27$**

Si ricorda che un indice di rischio sismico unitario o maggiore di 1 significa raggiungere il livello di sicurezza antisismica che la normativa richiede per le nuove costruzioni.

### 2.5.11 Proposta di intervento di miglioramento sismico dei pseudo portali murari trasversali delle cappelle laterali

Le simulazioni svolte hanno assunto che la muratura della fascia muraria ad architrave del portale sia dotata di adeguata resistenza a trazione per flessione in modo da garantire la continuità strutturale nei nodi evitando fessurazioni. Ciò non sembra realistico in quanto gli eventi sismici hanno lesionato la muratura come è stato abbondantemente illustrato nei punti precedenti.

Per tale motivo si propone l'intervento di rinforzare l'intero portale con le opere indicate nelle figure a lato. Questo consiste nell'inserire sottotraccia barre verticali di acciaio nei piedritti ancorate da un lato nella fondazione, dall'altro al sistema strutturale costituito da profilati e barre di acciaio che fornisce anche un'efficace resistenza flessionale e a taglio dell'architrave murario.



Si fa presente che a seguito delle integrazioni e chiarimenti richiesti dalla Struttura Commisariale Regionale, come documentato al successivo punto 3, l'intervento è stato sostituito con un'altra tipologia d'opera.

## 2.5.12 Analisi e verifiche statiche dei colonnati

In merito a tale analisi che vede coinvolte le stesse colonne analizzate nei pseudo-portali trasversali si sottolinea che essa è il completamento dell'analisi globale dell'intero corpo di fabbrica. Tale modo di procedere con due analisi indipendenti deve però tener conto degli eventuali effetti torsionali mancando un piano di simmetria trasversale all'aula.

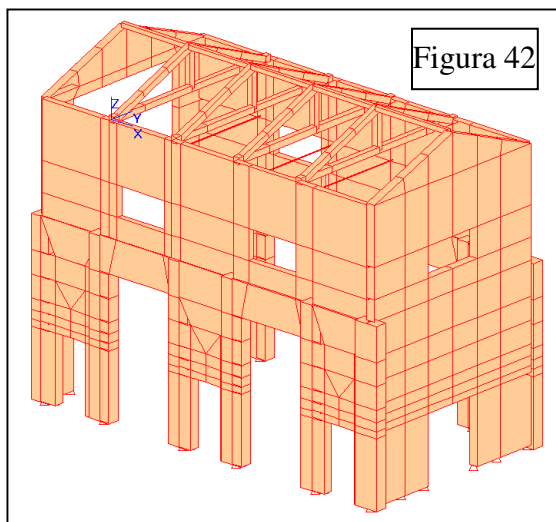


Figura 42

La Figura 42 rappresenta l'intero corpo di fabbrica della navata in cui si può notare che le arcate delle cappelle maggiori sono state linearizzate; tale approssimazione non ha riflessi negativi importanti sui risultati dell'analisi.

Viene condotta un'analisi dinamica modale che assume, in un primo momento, l'accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,156g$ . Di seguito si riportano i risultati principali.

Si deve innanzitutto notare che il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in direzione trasversale è risultato compreso nell'intervallo 0,34-0,51 sec a conferma di quello trovato per le pareti della parte emergente del corpo di fabbrica compreso nell'intervallo 0,24-0,69 sec, conseguenza dello schema statico assunto per esse, se a trave appoggiata o a mensola; si veda a riguardo il p.to 2.3. Mentre il periodo di vibrazione in direzione longitudinale è risultato di 0,24 sec, ciò dimostra come era ovvio attendersi che la struttura lungo tale direzione è più rigida. A riguardo si deve sottolineare che molto probabilmente tale periodo risulti più basso se venisse portato in conto il contrasto esercitato dai corpi di fabbrica delle sagrestie; si veda al riguardo la Figura 27.

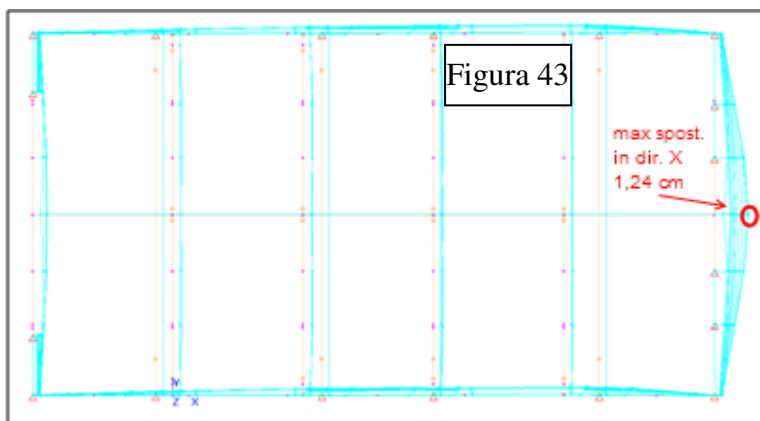


Figura 43

Le Figure 43-44 rappresentano le deformate risultanti dei 15 modi di vibrare considerati della struttura viste dall'alto nelle due direzioni di vibrazione X-Y. A riguardo si deve notare che esse sono la conseguenza di una simulazione che considera la muratura in grado di

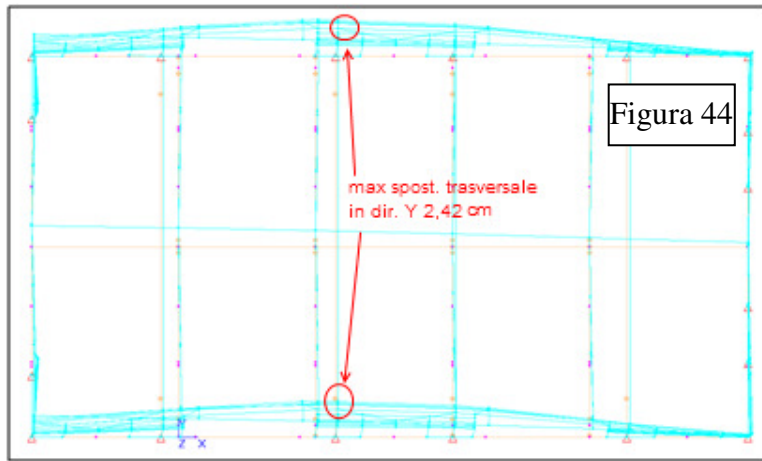


Figura 44

esibire capacità di resistenza a trazione e a taglio, e senza tener conto delle fessurazioni del materiale conseguenti al superamento di tali resistenze. Ciò come si vedrà dallo stato tensionale non è vero. Pertanto tali deformate sono significative non tanto nei valori assoluti degli spostamenti quanto in quelli relativi da cui dedurre il modo di deformarsi della struttura e il suo riflesso sullo stato di sollecitazione nelle varie sue parti. Nel caso in esame si vede, quindi, che la

parete di facciata e le parti centrali delle pareti longitudinali sono quelle che presentano uno stato di sollecitazione più critico.

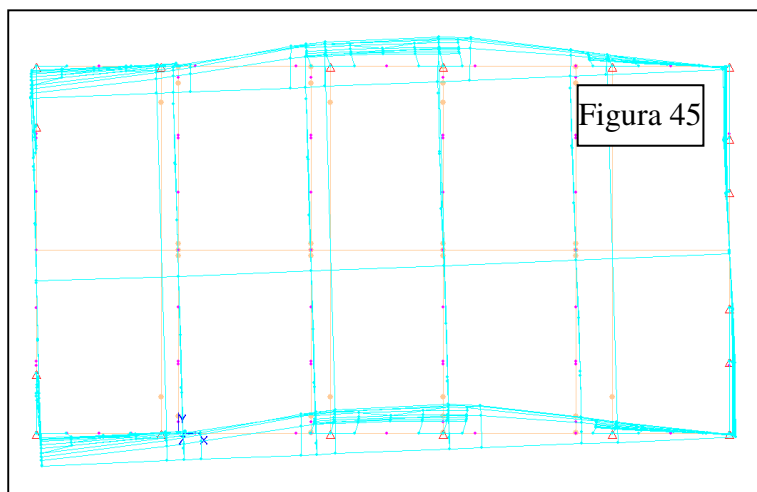


Figura 45

Interessante notare, nella Figura 45, come la struttura nel deformarsi trasversalmente ruoti facendo perno sulla parete di facciata più rigida rispetto alla struttura dell'arco trionfale, posta dalla parte opposta.

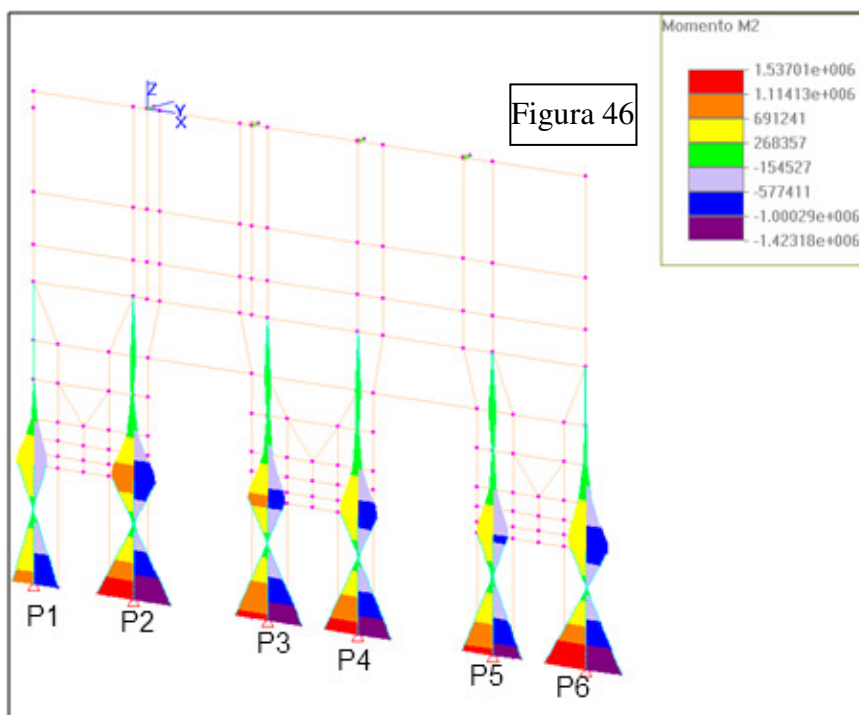
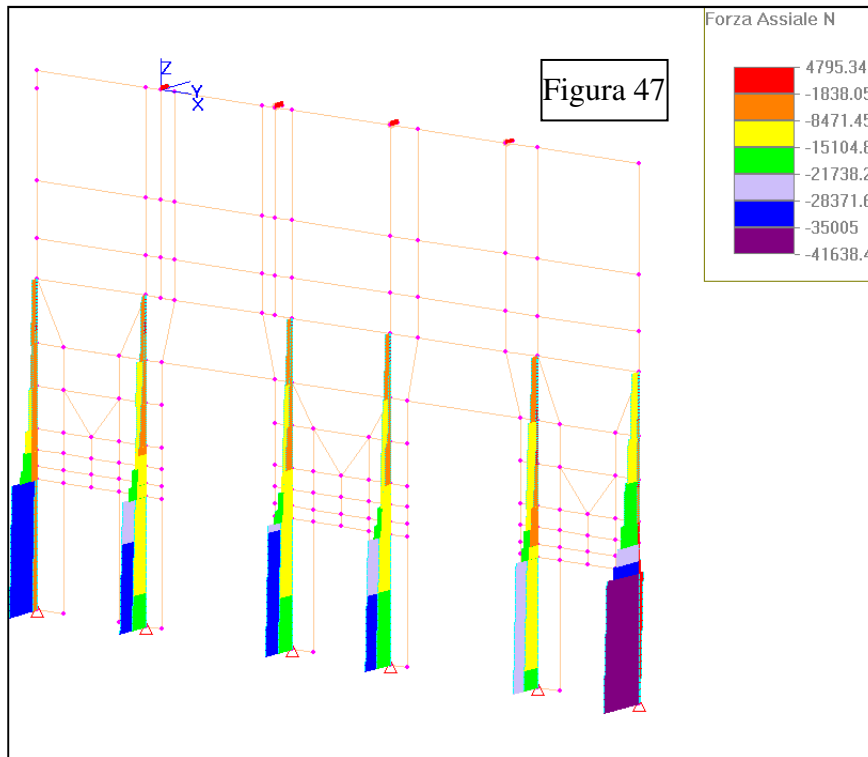
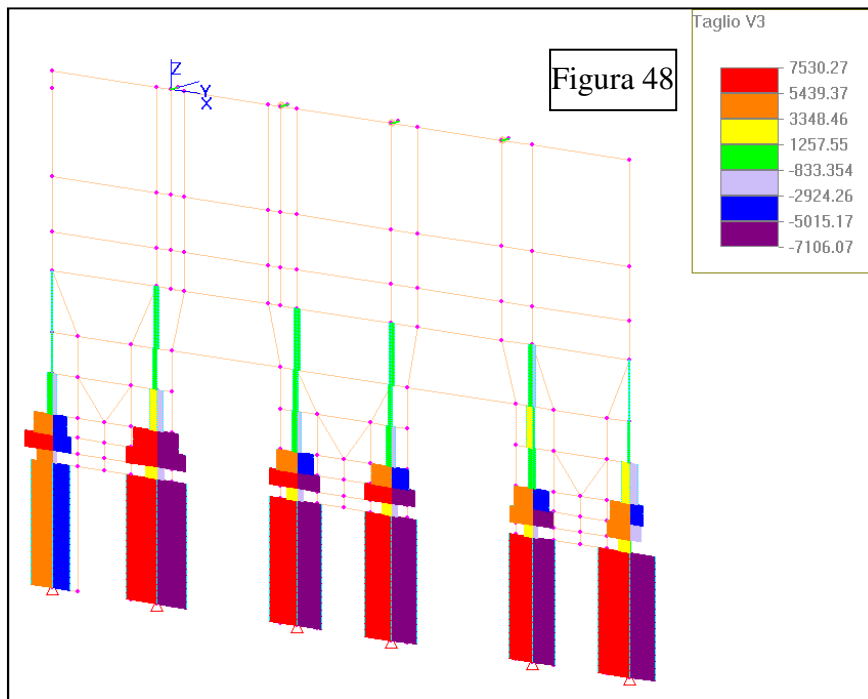


Figura 46

La Figura 46 mostra la distribuzione del momento flettente lungo le colonne per sisma nella direzione +-X. Da notare che la parte del diagramma al di sopra delle forature non ha significato perché qui la colonna si fonde col setto murario interposto fra le colonne.

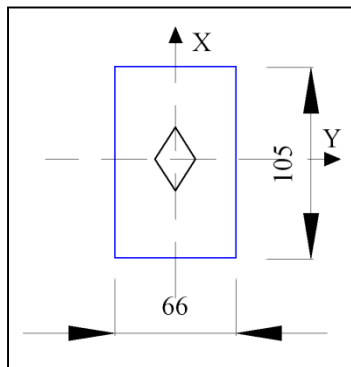


La Figura 47 mostra la distribuzione dello sforzo normale lungo le colonne per sisma nella direzione +-X. Vale anche qui la nota sopra fatta a proposito della significatività del diagramma al di sopra delle forature.



La Figura 48 mostra la distribuzione dello sforzo di taglio lungo le colonne per sisma nella direzione +-X. Vale anche qui la nota sopra fatta a proposito della significatività del diagramma al di sopra delle forature

COLONNE	COMBINAZIONE SISMICA DEI CARICHI								COMBINAZIONE FONDAMENTALE DEI CARICHI			
	N min kg	M kgcm	Ecc max cm	T kg	N max kg	M kgcm	Ecc min cm	T kg	N(kg)	M(kgcm)	Ecc(cm)	T
P1	-5379	808482	--150	5015	-32531	-947055	29	-4111	-18995	69286	-3,6	452
P2	-15798	1369574	-86,7	7250	-30489	-1423178	46,6	-7106	-23143	-26802	1,1	72
P3	-16449	1206286	-73,3	6585	-31402	-1300200	41,4	-5985	-23925	-46957	1,9	300
P4	-16907	1260965	-74,6	6395	-30106	-1244968	41,3	-6171	-23507	7998	-0,34	-111
P5	-15573	1130973	-72,6	5556	-28183	-1108179	39,3	-5474	-21878	11396	-052	-41
P6	1225	1537009	La colonna va in trazione	7530	-41638	-1351515	32,45	-6253	-20206	92746	-4,5	-638



La figura a lato è l'approssimazione della sezione resistente delle colonne rappresentata nella Figura 41, per comodità dei calcoli, che mantiene la stessa area. L'errore che si commette rientra nell'approssimazione intrinseca alle calcolazioni eseguite i cui risultati sono affetti dall'incertezza sulla modellazione del sistema strutturale reale sia in termini geometrici che di carico. Ciò è stato fatto per determinare più rapidamente il nocciolo centrale di inerzia.

Tenendo presente la dimensione della semidiagonale di nocciolo pari ad 1/6 della dimensione del lato più lungo del rettangolo pari a 17,5 cm e leggendo i valori delle eccentricità dello sforzo per le varie coppie M,N riportati nella tabella si fanno le seguenti considerazioni.

**Con riferimento alla colonna dell'Ecc max si nota che in tutte le colonne lo sforzo normale esce dalla base di appoggio determinando il collasso delle colonne per ribaltamento; in particolare la colonna P6 non rientra neanche in tale verifica perché risulta interamente in trazione.**

**Ciò permette di affermare che i colonnati non sono assolutamente in grado di sopportare le azioni sismiche previste dalla normativa allo stato SLV.**

**Si procede ad una nuova analisi assumendo l'accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,043$  g, si ottengono i risultati riportati nella seguente tabella.**

COLONNE	COMBINAZIONE SISMICA DEI CARICHI								COMBINAZIONE FONDAMENTALE DEI CARICHI			
	N min kg	M kgcm	Ecc max cm	T kg	N max kg	M kgcm	Ecc min cm	T kg	N(kg)	M(kgcm)	Ecc(cm)	T
P1	-15355	165901	-10,8	1674	-22555	-304474	13,49	-769	-18995	69286	-3,6	452
P2	-21213	346978	-16,3	1991	-25073	-400582	16,0	-1847	-23143	-26802	1,1	72
P3	-21914	291048	-13,28	1995	-25937	-348962	13,45	-1395	-23925	-46957	1,9	300
P4	-21737	345887	-15,91	1806	-25277	-329890	13,0	-1583	-23507	7998	-0,34	-111
P5	-20177	314866	-15,6	1537	-23579	-292072	12,4	-1455	-21878	11396	-052	-41
P6	-14585	483589	-33,1	2503	-25827	-298096	11,54	-1226	-20206	92746	-4,5	-638



Come si può rilevare dai valori delle eccentricità tutte le colonne eccetto la P6 hanno lo sforzo di compressione entro il perimetro di nocciolo, che significa avere la sezione resistente interamente compressa. Fa eccezione la colonna P6 che con l'eccentricità di 33,1 cm ha lo sforzo di compressione fuori dal nocciolo, cioè la sezione si parzializza; la sezione resistente assume il valore  $A_p = 3 \cdot u \cdot b = 3 \cdot (105/2 - 33,1) \cdot 66 = 3841$  cmq anziché 6993 cmq che rappresenta l'area totale della sezione.

Con questo nuovo valore dell'area resistente si eseguono le verifiche a compressione, scorrimento e taglio per tale colonna che risulta nelle condizioni statiche più critiche.

Verifica a compressione

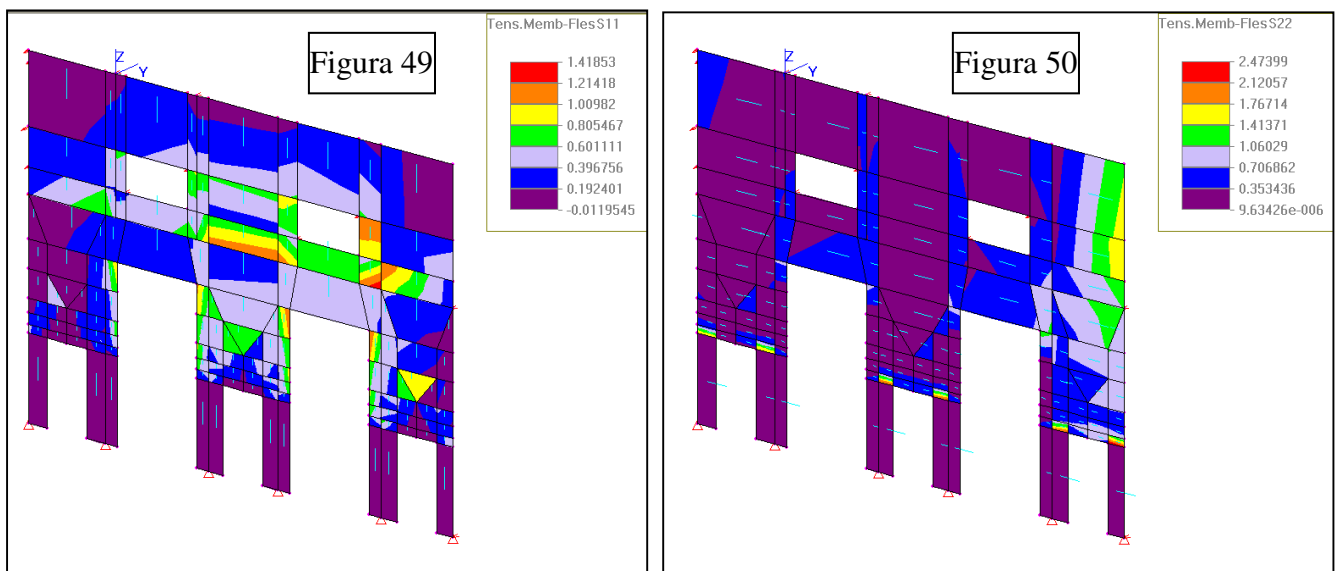
$\sigma_n = N/A = -14585/3841 = -3,8$  kg/cmq;  $\sigma_n = -29198/6993 = -4,17$  kg/cmq  
 \_valori inferiori alla resistenza di calcolo della muratura di 11,8 kg/cmq come valutata nel p.20 2.5.2 ; **la verifica è soddisfatta.**

Verifica allo scorrimento

Il taglio al piede della colonna vale 2503 kg.  
 sforzo norma  $N = 14585$  kg ;  
 rapportando il taglio allo sforzo normale si determina il coefficiente di attrito:  
 $K = 2503/14585 = 0,07$  inferiore al coefficiente di attrito muratura su muratura che si può assumere 0,4 ; **la verifica è soddisfatta.**

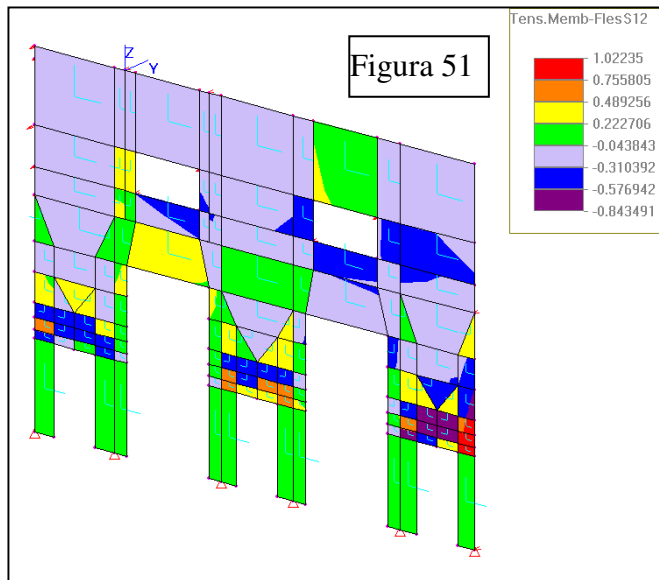
Verifiche a taglio

La resistenza a taglio della colonna applicando la seguente equazione  
 $\tau_d = (\tau_{OK} + 0,4 \cdot \sigma_n) / (\gamma_m \cdot FC)$  : i cui parametri hanno il significato sopra riportato vale  
 $\tau_d = (0,76 + 0,4 \cdot 3,8) / (2 \cdot 1,35) = 0,84$  kg/cmq e quindi lo sforzo di taglio  $V_R = 0,84 \cdot 3841 = 3226$  kg superiore allo sforzo di taglio agente di 2503 kg; **la verifica è soddisfatta.**



Le Figure 49-50- riportano la distribuzioni delle tensioni normali nei setti murari con cui si sono modellate le fasce murarie, che insieme alle colonne compongono il colonnato ; le

tensioni agenti sono riferite alle due direzioni ortogonali indicate dai segmenti posti all'interno degli elementi finiti. Come si può leggere nella legenda della Figura 49 il setto centrale è quello maggiormente sollecitato con uno stato tensionale di trazione che varia nell'intervallo 0,6-0,8 kg/cmq, valori non compatibili con la resistenza della muratura ma non eccessivi. La parete superiore che fa parte del corpo emergente della navata è stata già oggetto di verifica, si vedano le Figure da 22 a 25, pertanto qui non viene commentata. Nella Figura 50 lo stato tensionale di trazione con direzione orizzontale ha valori massimi più bassi: 0,3-0,7 kg/cmq.



La Figura 51 mostra la distribuzione delle tensioni tangenziali; come si può rilevare queste hanno valori bassi intorno a 0,22-0,49 kg/cmq valori sopportabili dalla resistenza a taglio della muratura.

### Conclusioni

Dalle calcolazioni svolte si può affermare che il sistema strutturale dei colonnati non è assolutamente in grado di sopportare l'accelerazione spettrale di ancoraggio prevista dalla normativa vigente per il sito in esame allo stato limite ultimo SLV  $a_g=0,156g$ .

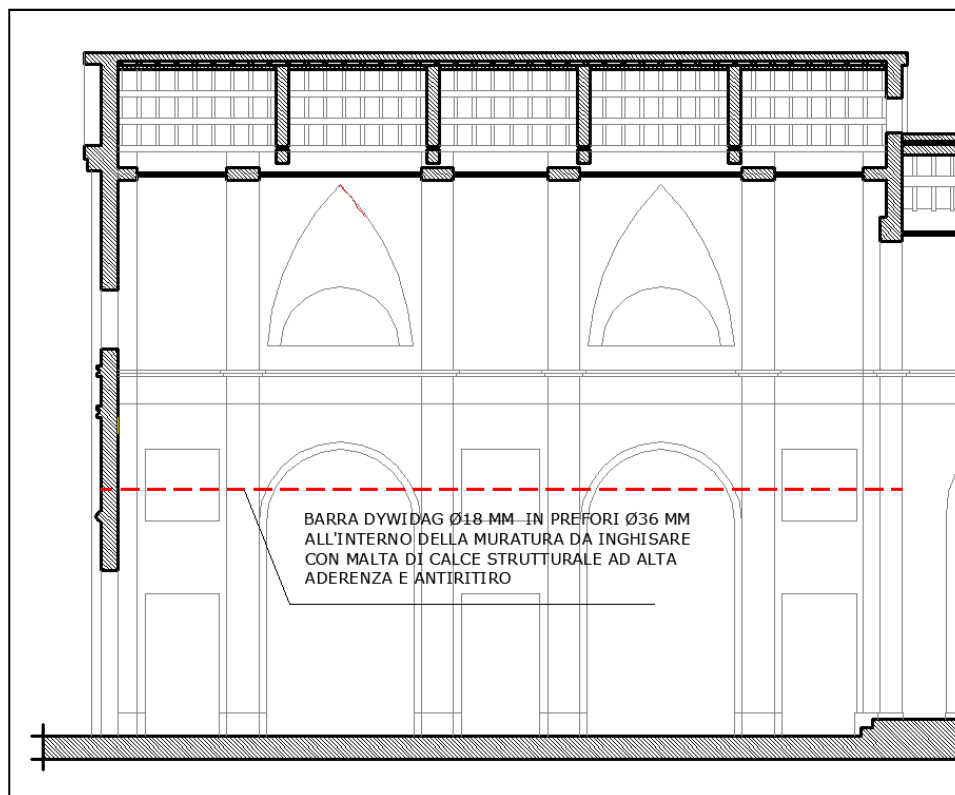
Mentre essa riesce a sopportare un livello di accelerazione spettrale di ancoraggio più basso pari ad  $a_g=0,043g$ , a cui corrisponde ad una probabilità di eccedenza dell'81% ed un tempo di ritorno di 30 anni; tali grandezze probabilistiche sono correlate ad un tempo di riferimento  $V_R=50$  anni.

Volendo calcolare un indice di rischio sismico per esprimere quantitativamente il livello di sicurezza della struttura esaminata si deve rapportare tale l'accelerazione spettrale con quella attesa nel sito allo stato limite ultimo SLV pari a  $a_g=0,156$  ottenendo:

$$\underline{I_s = 0,043/0,156 = 0,27}$$

### 2.5.13 Proposta di intervento di miglioramento sismico dei colonnati

---



Viene collocata una barra di acciaio da inghisare all'interno della muratura con malta di calce strutturale con funzione di tirante di contropinta delle arcate e rinforzo dell'intero sistema strutturale.

Al successivo punto 4 vengono approfonditi le ragioni statico-strutturali che giustificano l'intervento

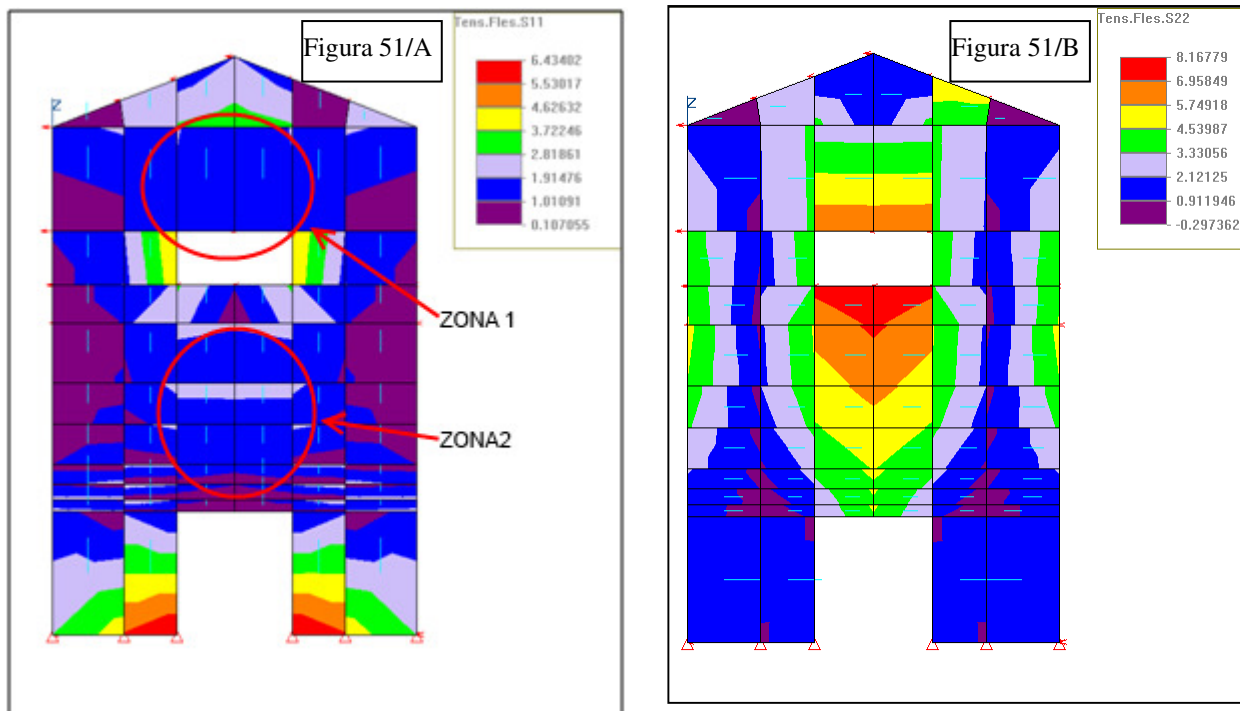
### 2.5.14 Analisi e verifiche statiche della facciata

---

Si riportano nelle figure seguenti i principali risultati dell'analisi dinamica condotta al p.to 2.5.12 relativamente alla facciata.

Si analizza in un primo momento la risposta della struttura per il sisma agente ortogonalmente al piano della facciata allo stato limite ultimo SLV, con accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,156g$ .

Si sottolinea inoltre che il modello statico ipotizzato è quello di una struttura vincolata lungo il suo perimetro e quindi anche alla sommità delle pareti attraverso la struttura del tetto.



Le Figure 51/A-51/B mostrano la distribuzione delle tensioni flessionali secondo le due direzioni verticale ed orizzontale indicate dai trattini interni agli elementi finiti. Come si può rilevare con riferimento alla Figura 51/B nella fascia centrale della struttura le tensioni di trazione per flessione sono comprese in un intervallo che varia da 3,3 a 8,1 kg/cm<sup>2</sup>, valore certamente non sopportabile dalla muratura.

Partendo dall'ipotesi che lo stato tensionale di cui alla Figura 51/B fessuri la muratura lungo linee verticali ortogonali allo stato di tensione si può allora verificare lo stato di equilibrio della parete soggetta a presso-flessione suddivisa in macroelementi.

Con riferimento al setto murario di cui alla zona 1, schematizzato come una trave appoggiata in forza del fatto che si è fatta l'ipotesi di vincolo bilatero al piede e alla sommità dello stesso, si ottengono le seguenti sollecitazioni.

assunta un'accelerazione di :

$$a = a_g \cdot F_o \cdot S / q \cdot (1 + 1,5 \cdot z/h) = 0,156 \cdot 2,516 \cdot 1,45 / 2,24 \cdot (1 + 1,5 \cdot 11,43 / 13,6) = 0,57g$$

il peso per unità di lunghezza del setto vale  $q = 2,9 \cdot 0,38 \cdot 1800 = 1984 \text{ kg/m}$ , pertanto la forza sismica correlata vale:  $F_s = 0,57 \cdot 1984 = 1131 \text{ kg/m}$ :

essendo l'altezza media del setto 3,8 m il momento flettente relativo vale:

$$M = 1/8 \cdot 3,8^2 \cdot 1131 = 2041 \text{ kgm}; \text{ il peso del setto a metà altezza ove si è calcolato il momento vale } P = q \cdot 3,8/2 = 1131 \cdot 3,8/2 = 2149 \text{ kg}.$$

lo sbandamento operato dal momento flettente comporta un'eccentricità del peso di :

$$Ecc = 2041 / 2149 = 0,94 \text{ m superiore alla metà dello spessore del setto di } 0,38/2 = 0,19 \text{ cm}; \text{ ciò significa che il setto collassa.}$$

Con riferimento al setto murario della zona 2, ripetendo i calcoli si ottiene:

$$a = a_g \cdot F_o \cdot S / q \cdot (1 + 1,5 \cdot z/h) = 0,156 \cdot 2,516 \cdot 1,45 / 2,24 \cdot (1 + 1,5 \cdot 6,3 / 13,6) = 0,43g$$

il peso per unità di lunghezza del setto vale  $q = 2,9 \cdot 0,38 \cdot 1800 = 1984 \text{ kg/m}$ , pertanto la forza sismica correlata vale:  $F_s = 0,43 \cdot 1984 = 853 \text{ kg/m}$ :

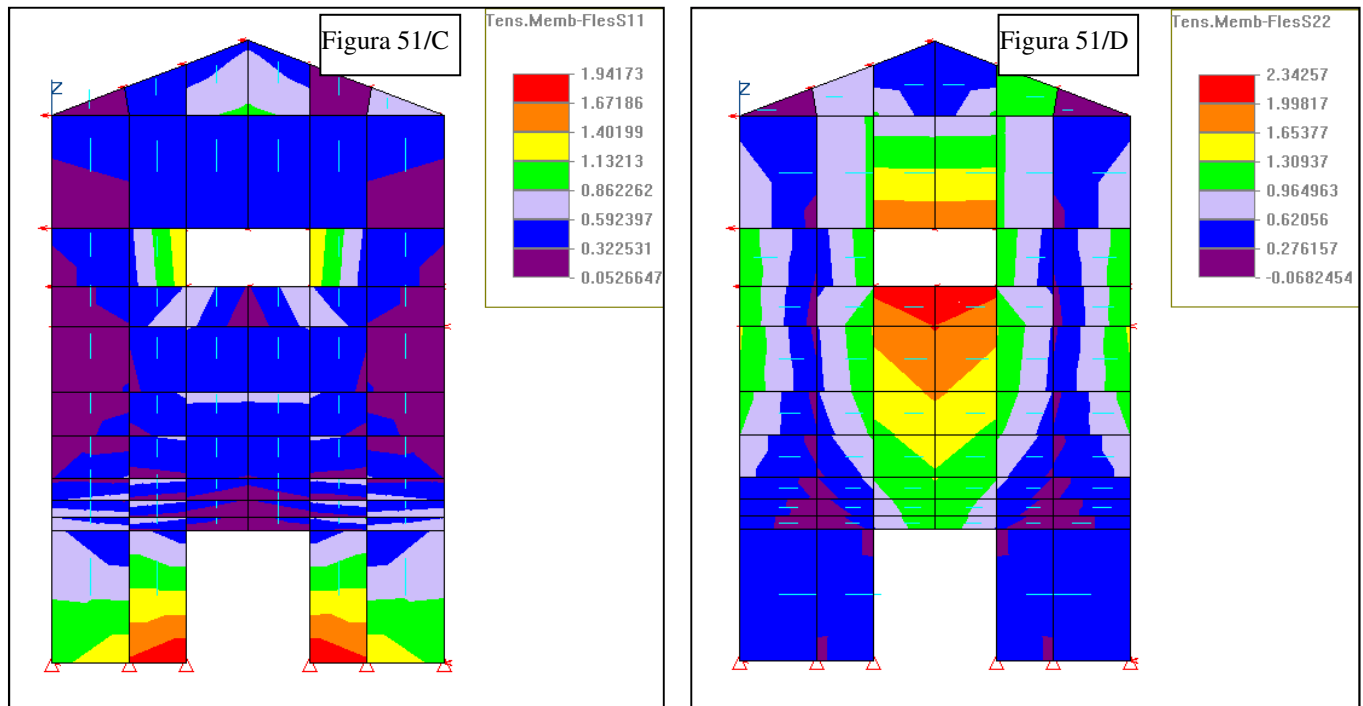
essendo l'altezza del setto 5,7 m il momento flettente relativo vale:

$M=1/8*5,7^2*853=3464$  kgm ; il peso del setto a metà altezza ove si è calcolato il momento flettente vale  $P =q*5,7/2=1131*5,7/2=3223$  kg.

lo sbandamento operato dal momento flettente comporta un'eccentricità del peso di :  $Ecc=3464/3223=1,07$  m superiore al demispessore del setto di  $0,38/2=0,19$  cm; ciò significa che il setto collassa.

Si può quindi concludere che l'eccentricità sviluppate dalle sollecitazioni flettenti sono troppo distanti da quella di potenziale stabilità che può assumersi intorno a 0,14-0,15 m.

*Si ripetono i calcoli per un'accelerazione spettrale di ancoraggio di  $a_g=0,043$ .*



Le Figure 51/C-51/D mostrano la distribuzione delle tensioni flessionali secondo le due direzioni verticale ed orizzontale indicate dai trattini interni agli elementi finiti. Come si può rilevare con riferimento alla Figura 51/D nella fascia centrale della struttura le tensioni di trazione per flessione sono comprese in un intervallo che varia da 0,96 a 2,42 kg/cm<sup>2</sup>, valore certamente non sopportabile dalla muratura.

Il confronto di questo intervallo di valori con quello delle precedenti Figure 51/A-51/B mostra chiaramente come si sa abbassato lo stato tensionale di un fattore 4. Ciò era da aspettarsi perché l'accelerazione spettrale di ancoraggio assunta in questa simulazione è inferiore di 3,6 volte.

Con riferimento alla figura 51/C si può assumere che lo stato di tensione compreso nell'intervallo 0,053-0,59 kg/cm<sup>2</sup> seppure in linea teorico-convenzionale non si può ammettere è sopportabile dalla muratura, infatti ripetendo i calcoli relativi all'equilibrio dei setti murari verticali in cui si può suddividere la facciata come indicato nella Figura 51/A si ottiene:

Partendo dall'ipotesi che lo stato tensionale di cui alla Figura 51/D fessuri la muratura lungo linee verticali ortogonali allo stato di tensione si può allora verificare lo stato di equilibrio della parete soggetta a presso-flessione suddivisa in macroelementi.

Con riferimento al setto murario di cui alla zona 1, schematizzato come una trave appoggiata in forza del fatto che si è fatta l'ipotesi di vincolo bilatero al piede e alla sommità dello stesso, si ottengono le seguenti sollecitazioni.

assunta un'accelerazione di :

$$a = a_g \cdot F_o \cdot S / q \cdot (1 + 1,5 \cdot z/h) = 0,043 \cdot 2,508 \cdot 1,45 / 2,24 \cdot (1 + 1,5 \cdot 11,43 / 13,6) = 0,155g$$

il peso per unità di lunghezza del setto vale  $q = 2,9 \cdot 0,38 \cdot 1800 = 1984 \text{ kg/m}$  , pertanto la forza sismica correlata vale:  $F_s = 0,155 \cdot 1984 = 307 \text{ kg/m}$ :

essendo l'altezza media del setto 3,8 m il momento flettente relativo vale:

$$M = 1/8 \cdot 3,8^2 \cdot 307 = 554 \text{ kgm} ; \text{ il peso del setto a metà altezza ove si è calcolato il momento vale } P = q \cdot 3,8/2 = 1131 \cdot 3,8/2 = 2149 \text{ kg.}$$

lo sbandamento operato dal momento flettente comporta un'eccentricità del peso di :

$$Ecc = 554 / 2149 = 0,26 \text{ m superiore al semispessore del setto di } 0,38/2 = 0,19 \text{ cm; ciò significa che il setto collassa.}$$

Con riferimento al setto murario della zona 2 , ripetendo i calcoli si ottiene:

$$a = a_g \cdot F_o \cdot S / q \cdot (1 + 1,5 \cdot z/h) = 0,043 \cdot 2,516 \cdot 1,45 / 2,24 \cdot (1 + 1,5 \cdot 6,3 / 13,6) = 0,12g$$

il peso per unità di lunghezza del setto vale  $q = 2,9 \cdot 0,38 \cdot 1800 = 1984 \text{ kg/m}$  , pertanto la forza sismica correlata vale:  $F_s = 0,12 \cdot 1984 = 238 \text{ kg/m}$ :

essendo l'altezza del setto 5,7 m il momento flettente relativo vale:

$$M = 1/8 \cdot 5,7^2 \cdot 238 = 966 \text{ kgm} ; \text{ il peso del setto a metà altezza ove si è calcolato il momento flettente vale } P = q \cdot 5,7/2 = 1131 \cdot 5,7/2 = 3223 \text{ kg.}$$

lo sbandamento operato dal momento flettente comporta un'eccentricità del peso di :

$$Ecc = 966 / 3223 = 0,29 \text{ m superiore al demispessore del setto di } 0,38/2 = 0,19 \text{ cm; ciò significa che il setto collassa.}$$

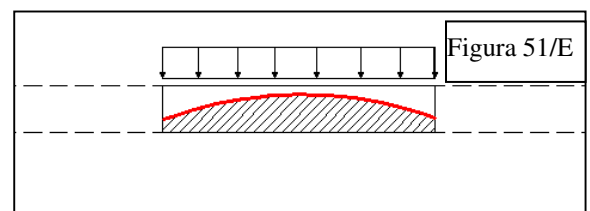
**Con questi valori di eccentricità superiori a quello ammissibile di 0,14-0,15 m, si può constatare che pur con un'accelerazione spettrale di ancoraggio bassa  $a_g = 0,043$ , paragonabile a quella subita dal manufatto negli ultimi eventi sismici, la facciata si troverebbe in condizioni critiche di stabilità.**

La realtà mostrata dagli ultimi eventi sismici è stata però diversa perché la parete non ha riportato fessurazioni e distacchi. Essa rende l'analista più critico sull'assunzione dei propri modelli di simulazione che comunque oltre un certo limite di affinamento fisico-matematico non possono essere spinti perché sarebbe difficile se non impossibile analizzarli in modo attendibile con gli strumenti attuali a disposizione.

Ritornando alle Figure 51/C e 51/D si può però trovare una ragionevole spiegazione a tale contraddizione. Si è detto che lo stato di tensione di cui alla Figura 51/D non è sopportabile dalla muratura che notoriamente si sa non ha questa capacità di resistenza. Quindi un possibile meccanismo resistivo dei setti murari può essere ricercato nella formazione di un arco interno al corpo della muratura che si oppone allo all'azione delle azioni sismiche come

schematizzato nella Figura 51/E che rappresenta la sezione orizzontale dei setti stessi. E' sottointeso che cambiando la direzione delle forze sismiche l'arco si riflette specularmente dalla parte opposta.

Il meccanismo può essere realistico se si tiene conto della maggiore rigidità flessionale dei setti murari adiacenti che essendo più vicini all'incrocio murario ne risentono maggiormente del grado di vincolamento.



## 2.5.15 Proposta di intervento di miglioramento sismico della facciata

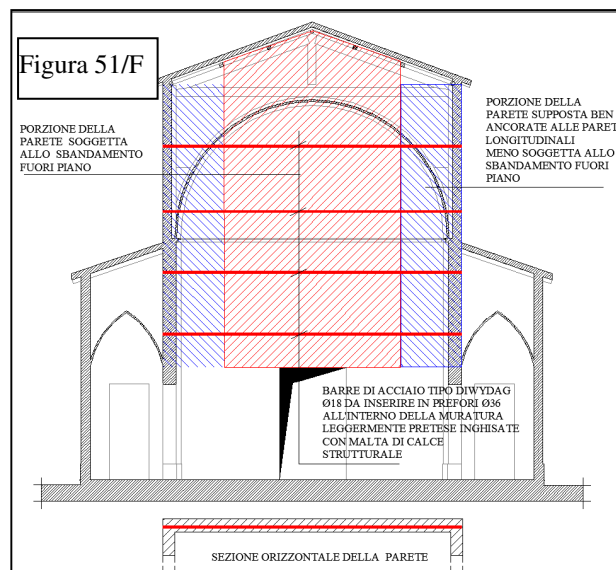
Come mostrato nella Figura 51/F che riproduce la sezione trasversale della chiesa con vista sulla controfacciata contro cui finisce per contatto la volta della navata, un possibile intervento di miglioramento sismico della parete può essere quello qui rappresentato.

Esso nasce dalla considerazione che il comportamento ad arco della parete innescato dalle azioni sismiche è maggiormente realistico se vengono inserite nella muratura delle barre di acciaio inghisate con malta di calce strutturale che

fanno da catena di contropinta all'arco; ed inoltre poiché esse vengono attestate su piastre di ancoraggio contribuiscono ad incrementare la connessione dell'incrocio murario avvalorando l'ipotesi della maggiore rigidità flessionale dei setti murari vicini all'incrocio.

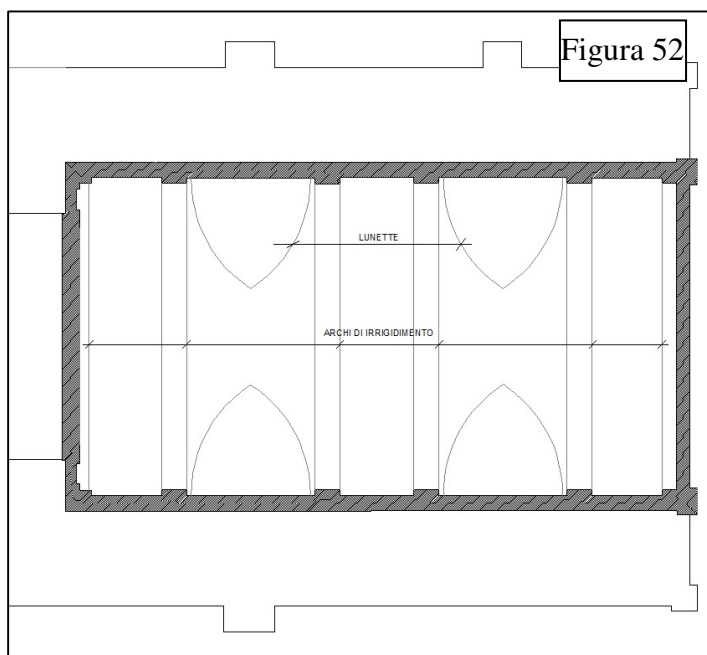
Altre soluzioni che potrebbero consistere nell'applicazione di tessuti di acciaio o in materiale composito annegato entro strati di malta strutturale o resina epossidica, con l'obiettivo di incrementare la resistenza flessionale per assorbire lo stato tensionale di cui alle Figure 51/A-51/B, mentre potrebbero essere compatibili con i vincoli di tutela della controfacciata che non sembra interessata da pitture e decorazioni, non lo sarebbero con quelli dell'architettura esterna della facciata rappresentata nella Foto 14, in cui si rileva un paramento di mattoni a vista.

Come spiegato al successivo punto 3 tale intervento viene abbandonato e sostituito con un'altra tipologia d'opera.

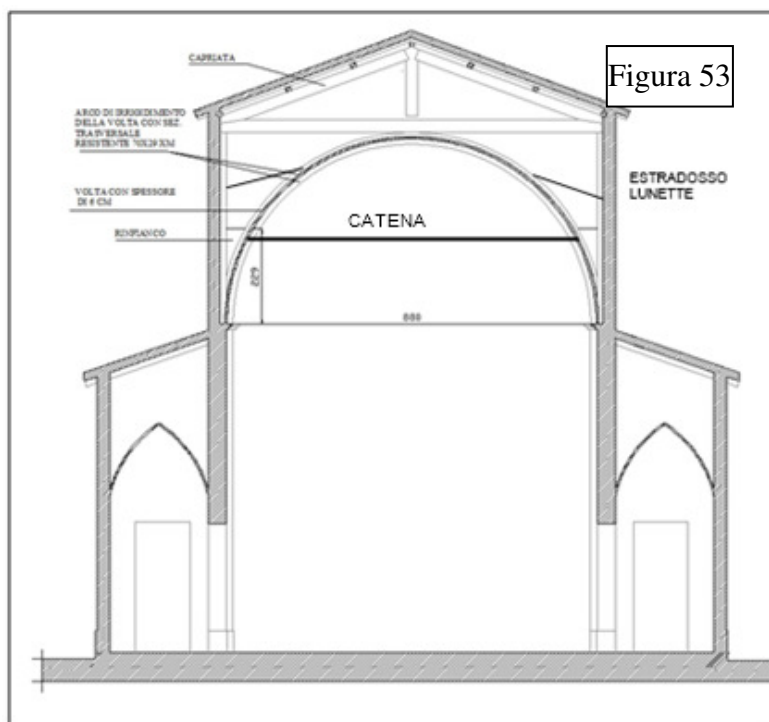


## 2.5.16 Analisi e verifiche statiche della volta della navata centrale

---



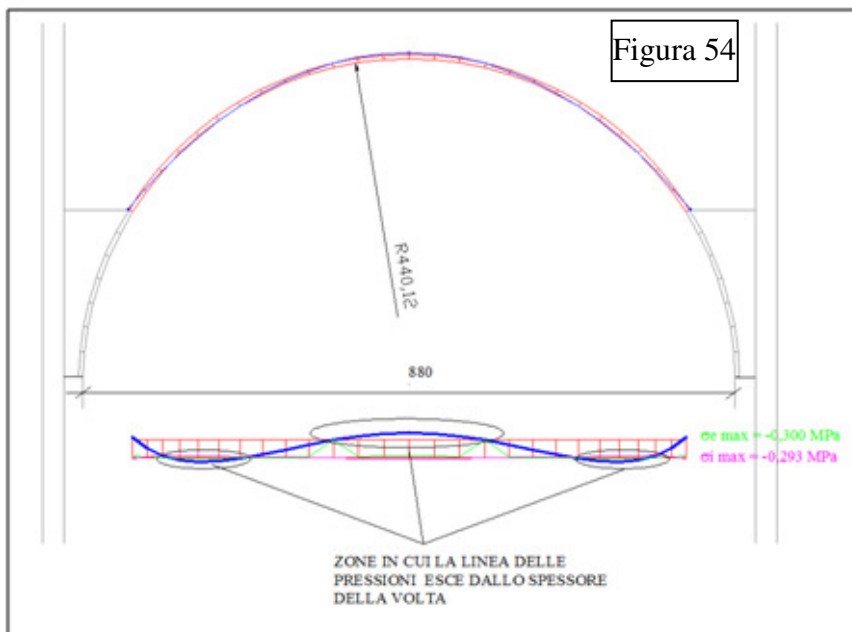
La Figura 52 indica la pianta del sottotetto in cui sono rappresentate le linee del profilo estradozzale della volta, che evidenziano le lunette e gli archi di irrigidimento.



La Figura 53 rappresenta la sezione trasversale corrente della volta .

Poiché negli eventi sismici del 20-29 maggio del 2012 la volta è stata soggetta a parziali crolli e all'innescò di un quadro fessurativo diffuso , si è ritenuto opportuno nell'ottica di individuare idonei e congruenti interventi di miglioramento sottoporla a verifica statico-sismica.





La verifica statica è consistita nel determinare la posizione della funicolare dei carichi (o linea delle pressioni) col metodo di “Mery” che interpreta ed applica il teorema statico; si ricorda che tale teorema può essere così enunciato: “una struttura è in grado di sopportare determinati carichi se si può dimostrare che può equilibrarli un regime di sforzi interni ammissibile per il materiale”. Per i calcoli ci si è avvalsi di un software messo a disposizione dall’ing. Piero Gelfi dell’Università di Brescia.

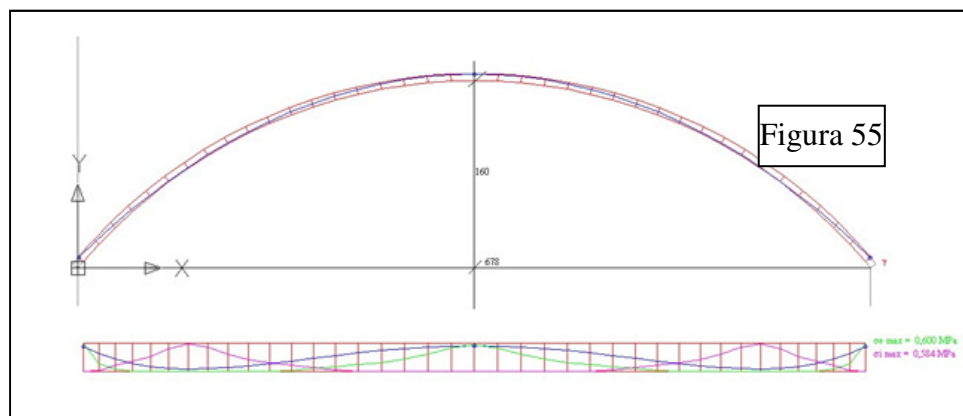
Lo schema statico adottato considera una striscia di volta larga 1 m e spessore di 6 cm, compresa fra le reni poste a circa 30° sull’orizzontale. Si ricorda che la volta è costituita da una muratura di mattoni posti in foglio.

I risultati dell’analisi sono riportati nella Figura 28, ove in basso è indicata la proiezione rettificata l’intradosso ed estradosso della volta a scala ingrandita; in blu la linea delle pressioni che come si può notare esce dallo spessore della volta sia in chiave che alle reni; ciò significa che in queste zone la sezione resistente della volta si parzializza in quanto i conci perdono il contatto fisico perché soggetti a tensione di trazione; l’algoritmo matematico del software fornisce una tensione convenzionale di trazione di 3 kg/cmq; con questo stato tensionale la volta collassa. Alle imposte le reazioni hanno componente orizzontale  $H=416$  kg e componente verticale  $V=448$  kg.

Questi risultati sono però smentiti da una realtà centenaria che dimostra l’esistenza di una volta in equilibrio, perfettamente stabile sotto l’azione del proprio peso.

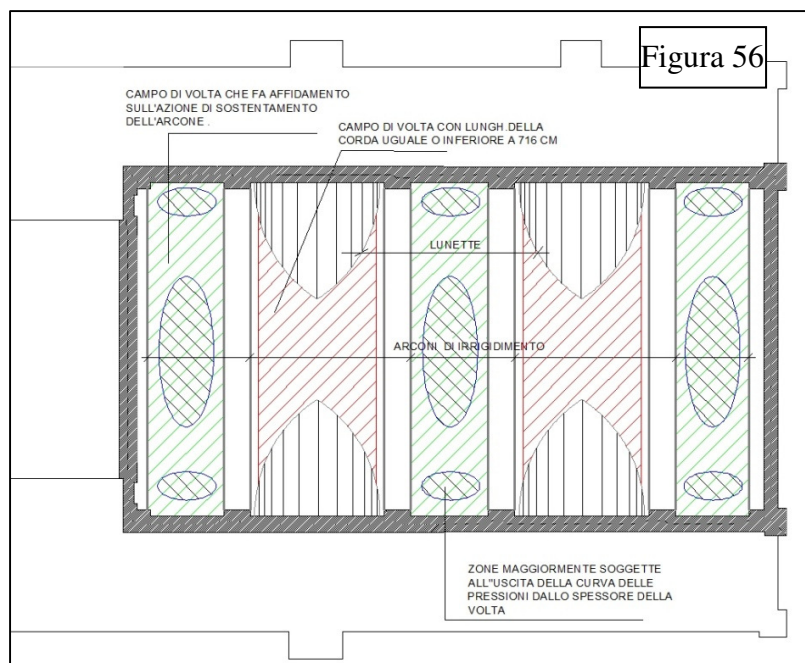
Le possibili spiegazioni a tale contraddizione possono essere ricercate guardando la Figura 26 in cui si rileva la presenza degli arconi di irrigidimento a cui i campi di volta sono connessi. Questi arconi collaborano con la volta al suo sostentamento in quanto associano al comportamento membranale dei campi di volta un comportamento a piastra.

Tale comportamento si esprime anche nei campi di volta che comprendono le lunette. Qui infatti le strisce di volta parallele alle generatrici appoggiandosi sulle volte delle lunette hanno lunghezze della corda e della freccia differenti. Si dimostra che per una striscia di volta come schematizzata nella seguente Figura 55 con una corda di 678 cm si ottiene una curva delle pressioni interna allo spessore della volta stessa.



La figura 55 riporta il risultato dell’analisi in cui la linea delle pressioni è dentro lo spessore della volta. Lo stato tensionale interno tutto di compressione è caratterizzato da valore

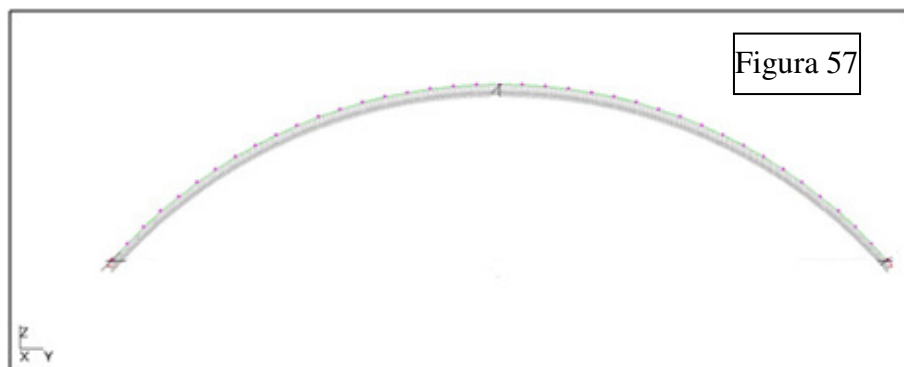
massimo di 6 kg/cmq assorbibile dalla resistenza della muratura con cui è costituita la volta.



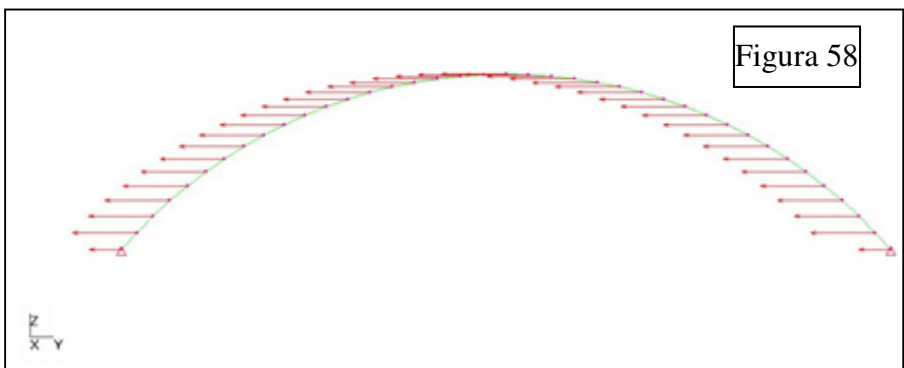
La Figura 56 evidenzia con tratteggio rosso le zone in cui l'equilibrio della volta può essere rappresentato dai risultati della Figura 55. Le zone con doppio tratteggio sono quelle in condizioni più gravose che ricadono nei risultati rappresentati dalla Figura 28. A tale proposito si fa notare come il crollo sia avvenuto nella zona di chiave del campo di volta posto sul lato destro della figura adiacente alla controfacciata.

### Verifica sismica

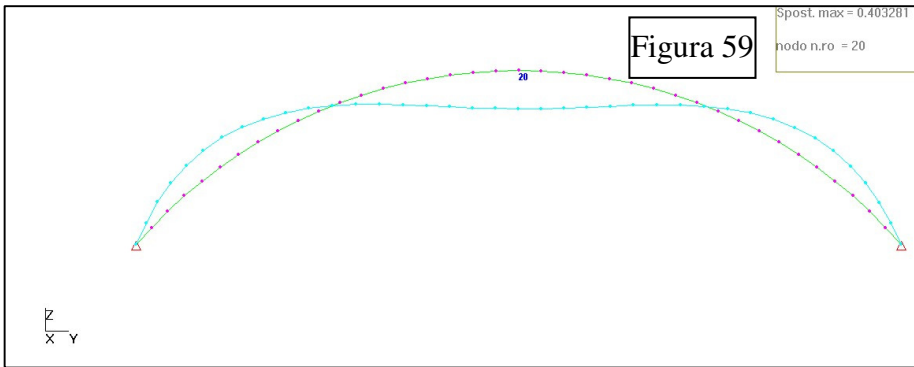
Appare del tutto evidente che allo stato attuale, eventuali incrementi di carico verticali per qualunque motivo non sono tollerati dalla struttura della volta, come anche non sono tollerate azioni orizzontali di natura sismica; ciò verrà dimostrato dall'analisi statica lineare condotta mediante l'uso del solutore ALGOR SUPERSAP della Algor Interactive Systems, Inc. Pittsburgh, PA, USA implementato nel software Civilsoft della softhouse ASG srl di Piacenza



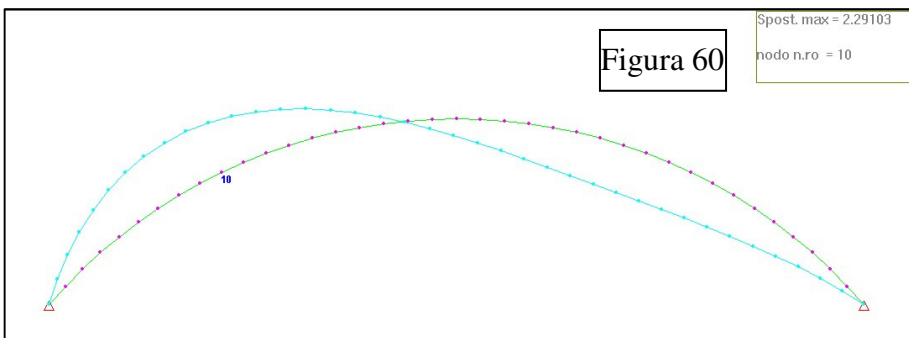
La Figura 57 rappresenta lo schema statico e di carico dovuto al peso proprio della striscia di volta larga 1 m considerata nella Figura 55. Si ricorda che essa a differenza della striscia di cui alla Figura 54 è stabile sotto l'azione del proprio peso indipendentemente dall'effetto piastra attivato dalle strisce ortogonali al suo profilo.



La Figura 58 rappresenta lo schema di carico delle forze sismiche calcolate alla stato limite ultimo SLV, che agiscono in direzione -Y; le stesse azioni sismiche agiranno anche in direzione +Y.



La Figura 59 mostra la deformata indotta dall'azione del peso proprio



La Figura 60 mostra la deformata prodotta dalle azioni sismiche che agiscono nella direzione -Y

Si riportano i diagrammi di sollecitazione associati all'azioni sismiche agenti in dir. -Y calcolate nello stato limite ultimo SLV.

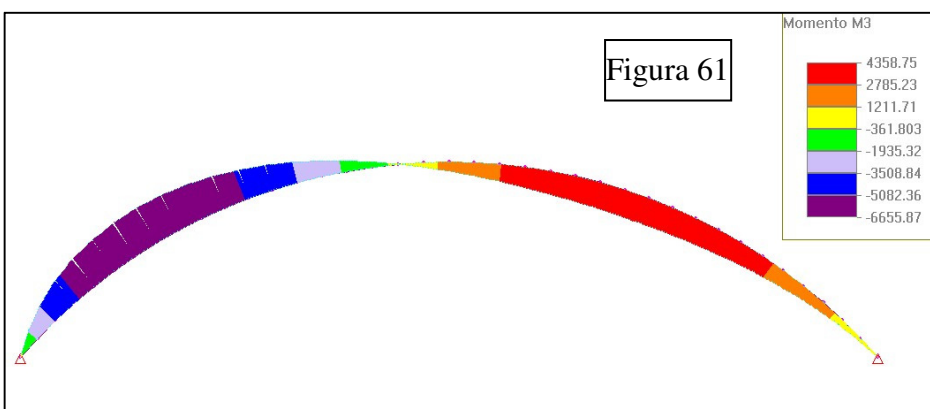


Figura 61: diagramma del momento flettente in kgcm. Come si può rilevare la parte sinistra del diagramma mostra una sollecitazione di flessione che tende le fibre superiori; mentre la parte di destra le fibre tese sono quelle inferiori.

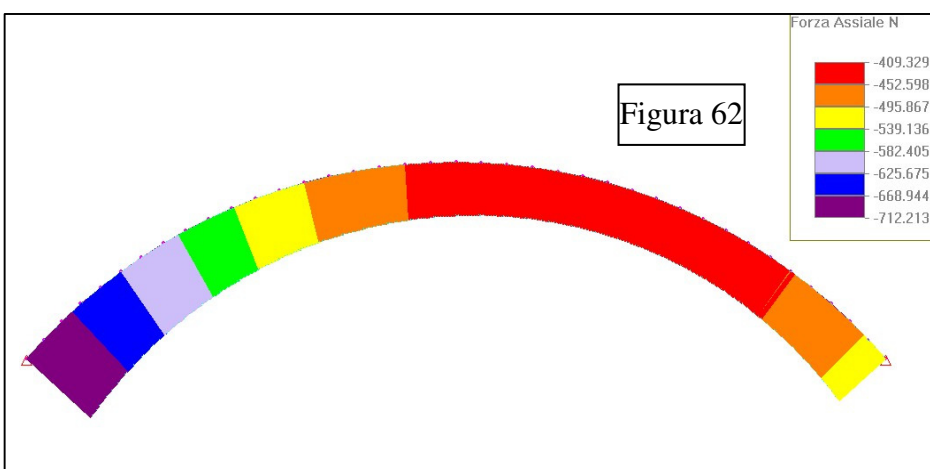


Figura 62: diagramma dello sforzo normale in kg.

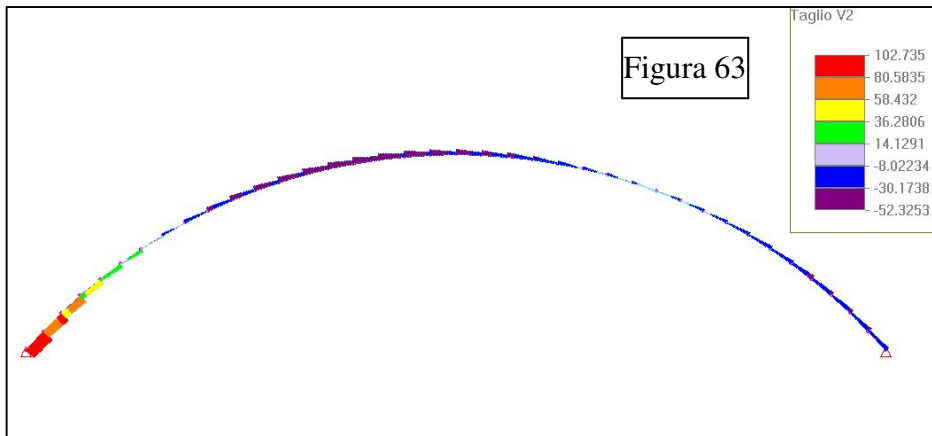


Figura 53: diagramma dello sforzo di taglio in kg.

Con riferimento alle Figure 62 e 63 si calcola l'eccentricità dello sforzo normale  $N$  rispetto al baricentro

della sezione resistente prodotta dall'azione del momento flettente; si fa riferimento alle sezione più sollecitate sia della parte sinistra che destra dei diagrammi ,si ottiene:

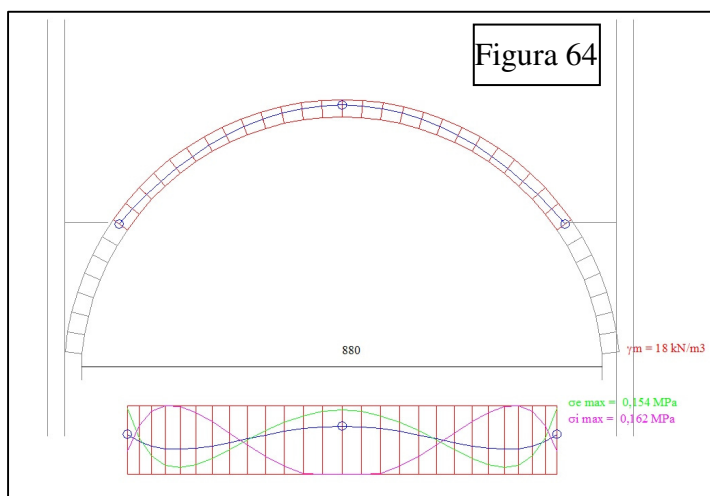
- parte sinistra  $Eccs=M3/N=6655/549=12,12$  cm , valore maggiore del semispessore della sezione pari a 3 cm; questo significa che lo sforzo normale esce dallo spessore producendo il collasso della volta;
- parte destra  $Eccd=M3/N=4358/409=10,65$  cm valore maggiore del semispessore della sezione pari a 3 cm; questo significa che lo sforzo normale esce dallo spessore producendo il collasso della volta;

### Conclusioni analisi statico-sismica volta

I risultati dell'analisi permettono di affermare che la volta non è in grado di sopportare le azioni sismiche previste dalla normativa NTC/08 allo stato limite ultimo SLV. Bisogna però ricordare che l'analisi ha considerato una striscia di volta larga 1 m isolata dal resto della struttura che come sopra sottolineato ha un comportamento meccanico più complesso in cui interviene la rigidità flessionale e tagliante delle strisce adiacenti . L'esemplificazione dello schema statico è a favore della sicurezza.

Considerato che le sollecitazioni indotte dal peso proprio pongono la volta già in uno stato di equilibrio limite non ci sono margini di resistenza nei confronti di pur piccole azioni sismiche ; sarà quindi necessario implementare dei rinforzi per dotare la volta di una capacità resistente seppure minima nei loro confronti. Il livello di tale capacità sarà correlato all'efficacia dei rinforzi che si potranno realizzare compatibilmente con le risorse di resistenza della struttura esistente e nel rispetto dei vincoli di tutela del bene.

### Verifica statica degli arconi di irrigidimento della volta



Per quanto riguarda gli arconi ,sollecitati dal solo peso proprio, la verifica statica non manifesta alcuna criticità come mostrato nella Figura 64, in cui è evidente che la curva delle pressioni è interna allo spessore dell'arcone e lo stato tensionale è intorno a 1,5-1,6 kg/cmq. Per lo scopo ci si è avvalsi di un software messo a disposizione dall'ing. Piero Gelfi dell'Università di Brescia. La sezione trasversale dell'arcone è 70x29 cm.

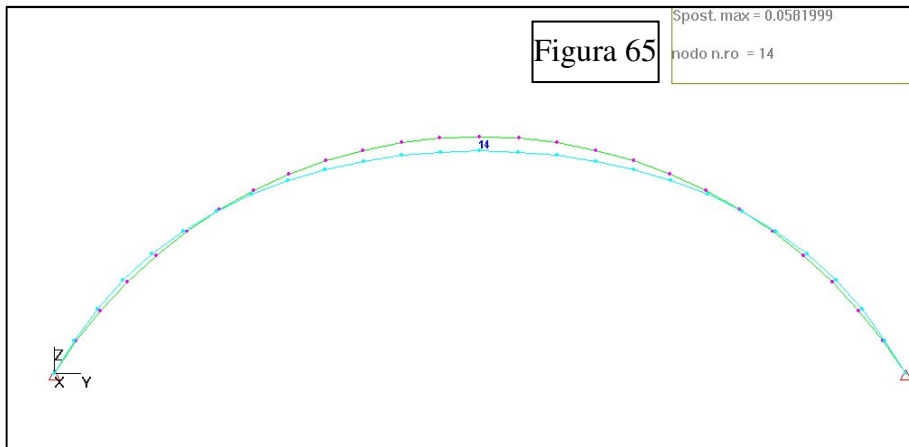


Figura 65; deformata prodotta dal peso proprio; il massimo spostamento in chiave è di 0,06 cm.

### Verifica sismica degli arconi di irrigidimento della volta

Si sviluppa un'analisi statica lineare mediante l'uso del solutore ALGOR SUPERSAP della Algor Interactive Systems, Inc. Pittsburgh, PA, USA implementato nel software Civilsoft della ASG srl di Piacenza, di cui si riportano i risultati sotto forma di grafici e diagrammi. Si fa notare che gli schemi utilizzati sostituiscono il vincolo interno realizzato dalla catena metallica con due vincoli a cerniera esterni. La sostituzione non inficia minimamente lo stato di sollecitazione dell'arcone.

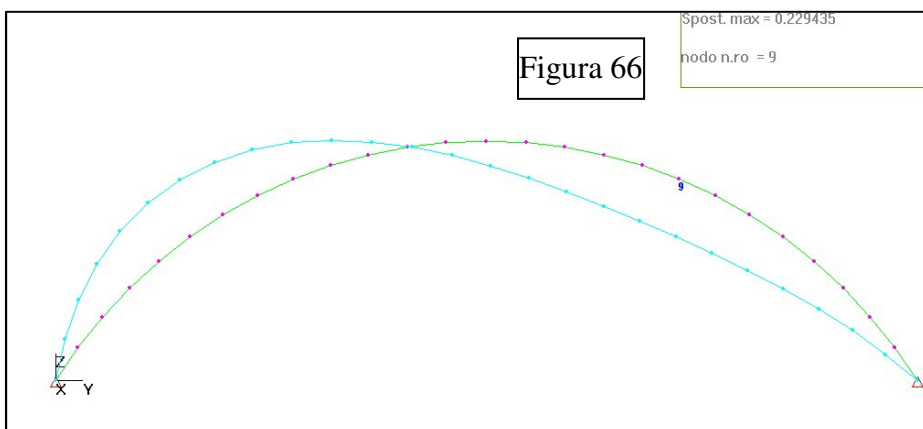


Figura 66: deformata dell'arcone prodotta dalle azioni sismiche agenti in dir. -Y ; le azioni sismiche sono quelle che competono allo SLV .

E' sottointeso che tale risultato come quelli riportato nelle figure seguenti devono intendersi ribaltati specularmente per le azioni sismiche dirette nel vero opposto +Y.

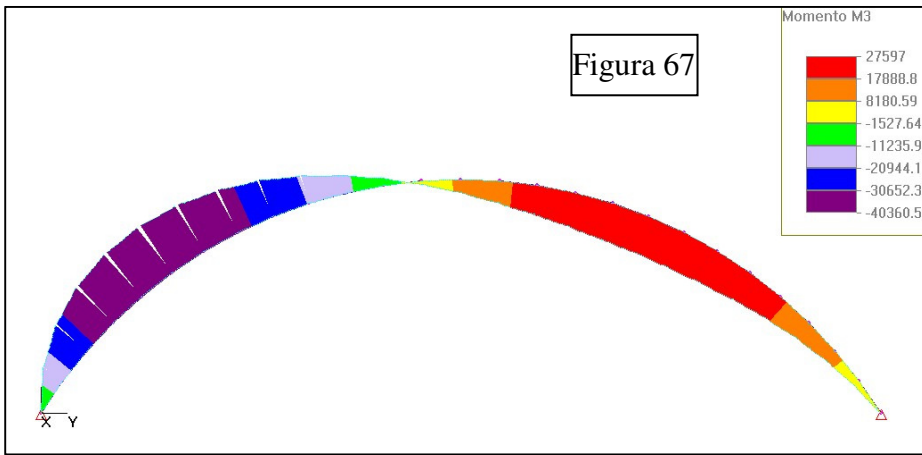


Figura 67: diagramma dei momenti flettenti indotto dalla combinazione sismica dei carichi ;come si rileva la parte sinistra mostra che le fibres tese sono quelle all'estradosso, mentre nella parte destre le fibres tese sono quelle all'intradosso.

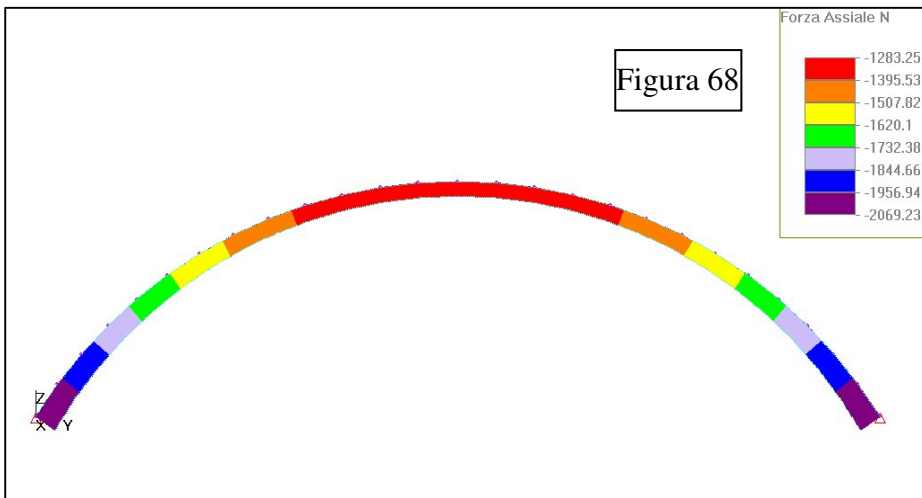


Figura 68 ; diagramma dello sforzo normale.

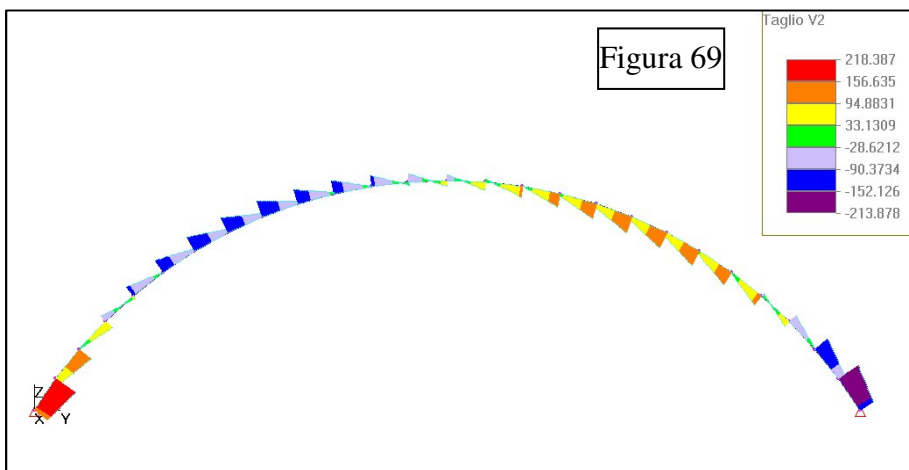


Figura 69: diagramma dello sforzo di taglio

Con riferimento alle Figure 40 e 41 si calcola l'eccentricità dello sforzo normale N rispetto al baricentro della sezione resistente prodotta dall'azione del momento flettente; si fa riferimento alle sezione più sollecitate sia della parte sinistra che destra dei diagrammi ,si ottiene:

- parte sinistra  $E_{ccs} = M_3/N = 40360/2069 = 19,5$  cm , valore maggiore del semispessore della sezione resistente pari a 14,5 cm; questo significa che lo sforzo normale esce dallo spessore producendo il collasso dell'arcone;
- parte destra  $E_{ccd} = M_3/N = 27597/1283 = 21,5$  cm valore maggiore del semispessore della sezione resistente pari a 14,5 cm; questo significa che lo sforzo normale esce dallo spessore producendo il collasso dell'arcone;

### Conclusioni analisi statico-sismica degli arconi di irrigidimento della volta

I risultati della verifica statica evidenziano un'adeguata robustezza degli arconi in grado di sostenere ulteriori carichi gravitazionali di circa 180 kg/m .

La verifica sismica condotta con le azioni allo SLV , invece, mostra la sua insufficiente resistenza , esponendo la struttura ad un alto rischio di collasso.

Si può dimostrare che esso è in grado di sostenere un sisma con un'accelerazione spettrale di ancoraggio di  $a_g = 0,065$  inferiore a quella prevista allo SLV di  $a_g = 0,156$  ; il rapporto fra le due accelerazioni si può assumere come indice di sicurezza esistente nei confronti del rischio sismico pari a  $I_s = 0,065/0,156 = 0,42$ .

In un'ottica di interventi finalizzati al miglioramento sismico si potrà pensare di implementare dei rinforzi in grado di conferire alla muratura una maggiore resistenza a flessione che permetterà di elevare l'attuale indice di sicurezza sismico .

## 2.5.17 Analisi e verifica statica della volta del presbiterio

### Verifica statica dell'arcone a sostegno del tetto

Tale arcone presenta la peculiarità di sostenere il tetto a copertura del presbiterio attraverso tre pilastri in muratura che trasferiscono su di esso le reazioni di appoggio delle travi principali del tetto. Nell'analisi tale carico concentrato è stato assimilato ad un carico ripartito a risultante invariata.

Per lo scopo ci si è avvalsi di un software dedicato alla individuazione della linea delle pressioni messo a disposizione dall'ing. Piero Gelfi dell'Università di Brescia.

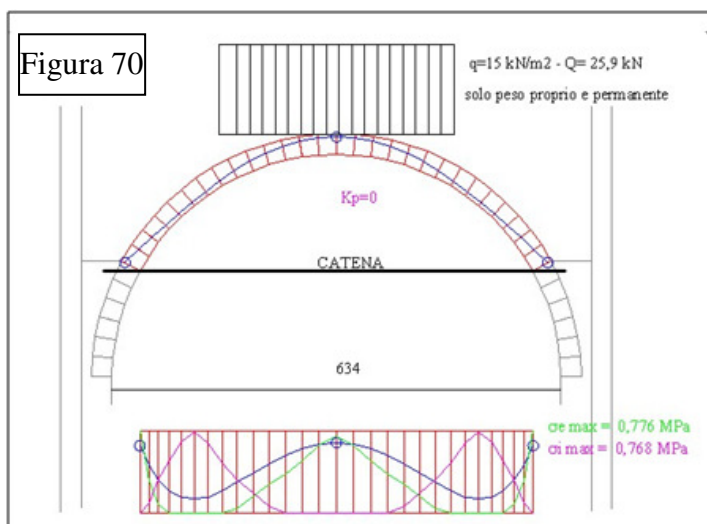


Figura 70: risultati dell'analisi statica mediante la ricerca della linea delle pressioni, indotta dai soli carichi permanenti affetti da coefficienti moltiplicativi dei carichi unitari. Lo stato tensionale è completamente di compressione con valore massimo di 8 kg/cmq.

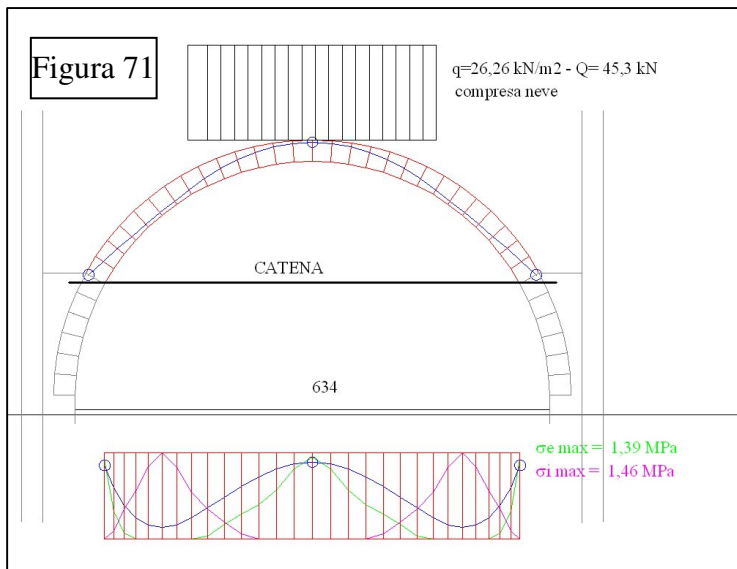


Figura 71: risultati dell'analisi statica mediante la ricerca della linea delle pressioni, indotta dai carichi permanenti e dal sovraccarico per neve affetti da coefficienti moltiplicativi dei carichi unitari. Lo stato tensionale è completamente di compressione con valore massimo di 15 kg/cmq.

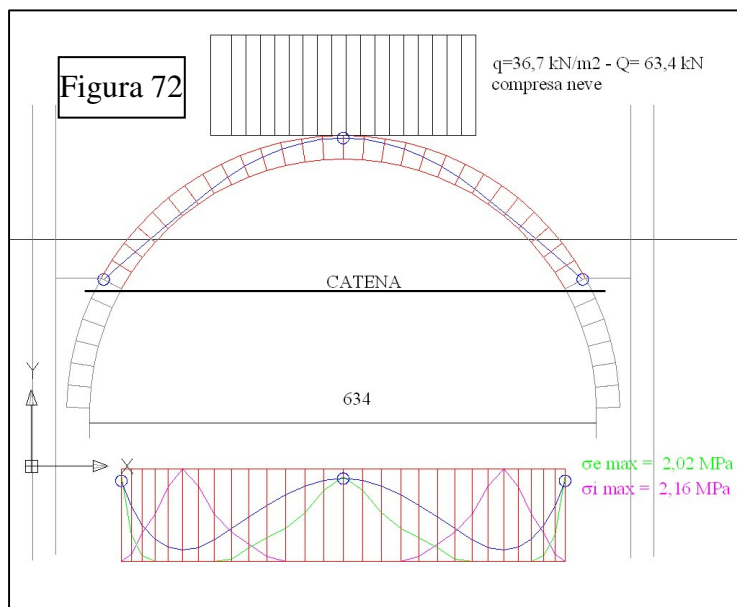


Figura 72: risultati dell'analisi con l'utilizzo dei coefficienti moltiplicativi dei carichi maggiori dell'unità come previsti dalla normativa vigente (NTC/08). Come si può rilevare lo stato tensionale rimane ancora di sola compressione, non c'è parzializzazione della sezione resistente ma il valore massimo raggiunge i 22 kg/cmq.; valore superiore a quello di calcolo ammissibili per la muratura in questione.

### Verifica sismica dell'arcone a sostegno del tetto

Si sviluppa un'analisi statica lineare mediante l'uso del solutore ALGOR SUPERSAP della Algor Interactive Systems, Inc. Pittsburgh, PA, USA implementato nel software Civilsoft della ASG srl di Piacenza, di cui si riportano i risultati sotto forma di grafici e diagrammi. Le azioni sismiche considerate sono correlate ad un'accelerazione spettrale di ancoraggio di 0,065g molto inferiore a quella prevista dalla normativa NTC/08 allo stato limite ultimo SLV.

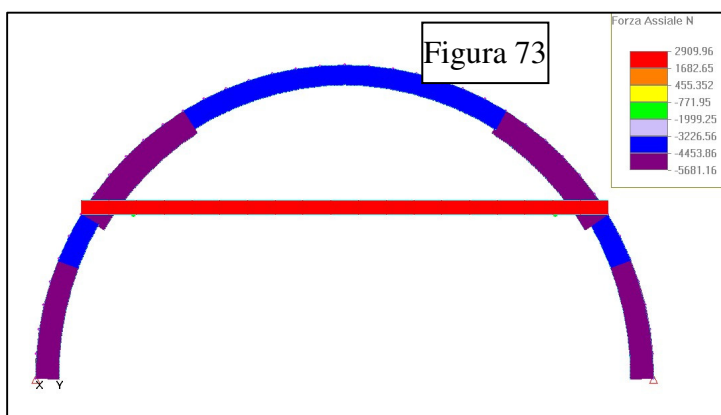


Figura 73: diagramma dello sforzo normale N indotto dalla combinazione fondamentale affetta dai coefficienti moltiplicativi dei carichi come prescritto dalla normativa NTC/08. Interessante notare che il massimo sforzo di trazione a cui viene sottoposta la catena è di 2910 kg.



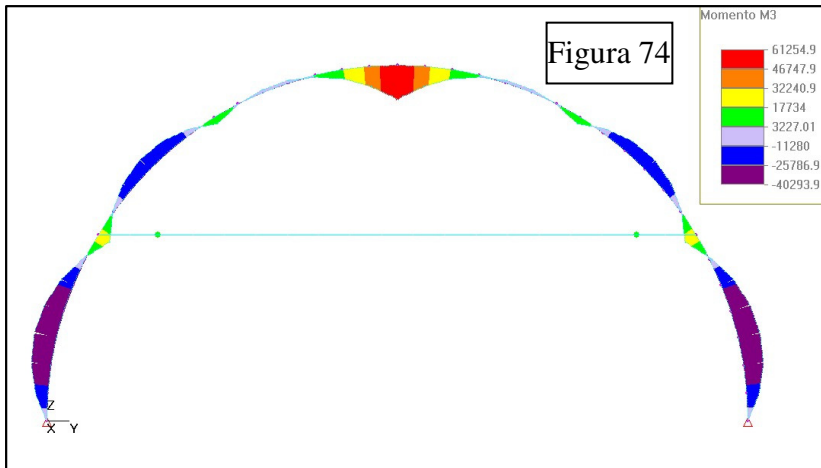


Figura 74

Figura 74: diagramma del momento flettente indotto dalla combinazione fondamentale affetta dai coefficienti moltiplicativi dei carichi come prescritto dalla normativa NTC/08

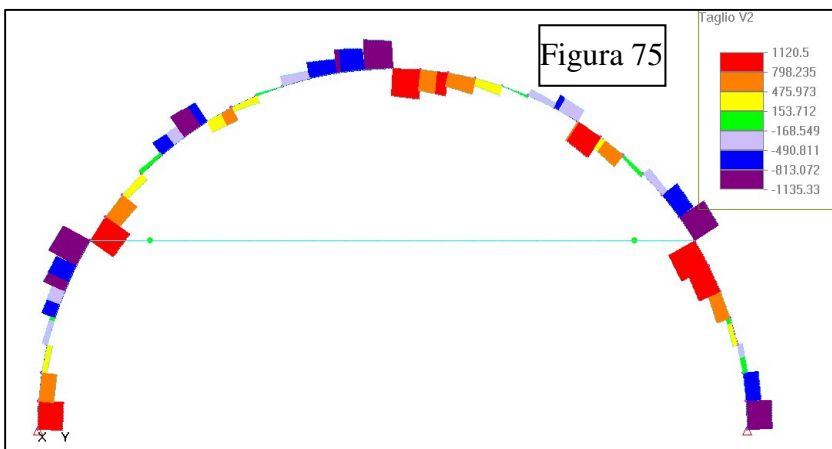


Figura 75

Figura 75: diagramma del taglio indotto dalla combinazione fondamentale affetta dai coefficienti moltiplicativi dei carichi come prescritto dalla normativa NTC/08

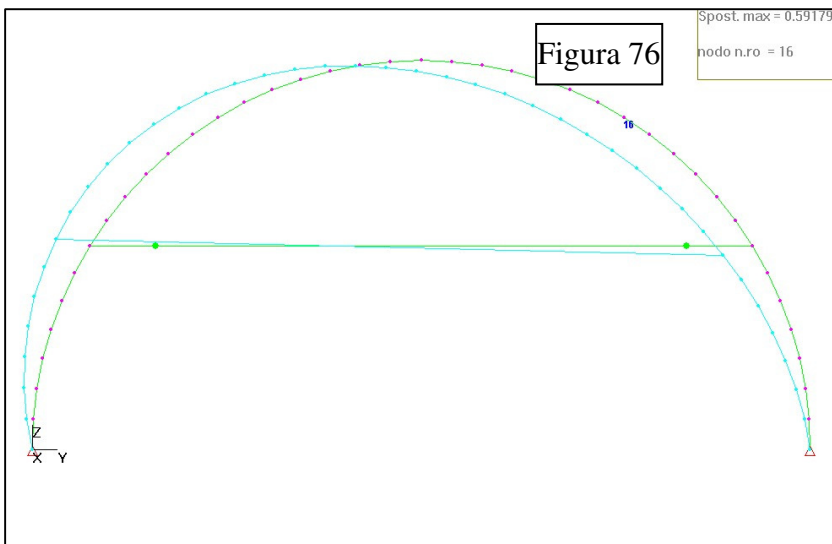


Figura 76

Figura 76: deformata dell'arcone prodotta dalle azioni sismiche dirette nella direz. -Y

A controprova dei risultati riportati nella Figura 45, ottenuti col metodo di calcolo di Mery, si calcola l'eccentricità dello sforzo normale nelle sezioni di chiave e alle reni;

- sezione di chiave  $Ecc = M3/N = 61255/4454 = 13,7$  cm , valore minore del semispessore della sezione resistente pari a 14,5 cm; questo significa che lo sforzo normale è dentro lo spessore dell'arco mantenendo la sezione in equilibrio pure se fortemente sollecitata a compressione ;
- sezione alle reni  $Ecc = M3/N = 25786/5681 = 4,54$  cm valore minore del semispessore della sezione resistente pari a 14,5 cm; questo significa che lo sforzo normale non esce dallo spessore dell'arco mantenendo la sezione in equilibrio.

Si può quindi concludere che i risultati delle due analisi svolte con metodi diversi concordano.

Per quanto riguarda gli effetti della sollecitazione di taglio si può eseguire una verifica a scorrimento dei mattoni rapportando il taglio con lo sforzo normale , confrontando quindi il rapporto col coefficiente di attrito fra i mattoni che può assumersi  $f=0,4$ ;

- sezione di chiave  $T/N = 1135/4453 = 0,25$  , valore inferiore a 0,4: la sezione è in equilibrio;
- sezione alle reni  $T/N = 1135/5681 = 0,20$  , valore inferiore a 0,4: la sezione è in equilibrio.

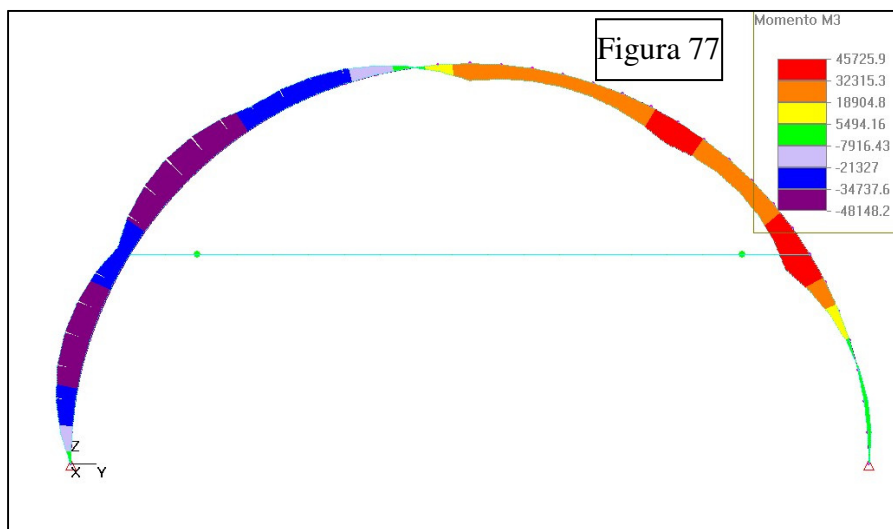


Figura 77: diagramma del momento flettente indotto dalla combinazione sismica dei carichi come prevista dalla NTC/08.

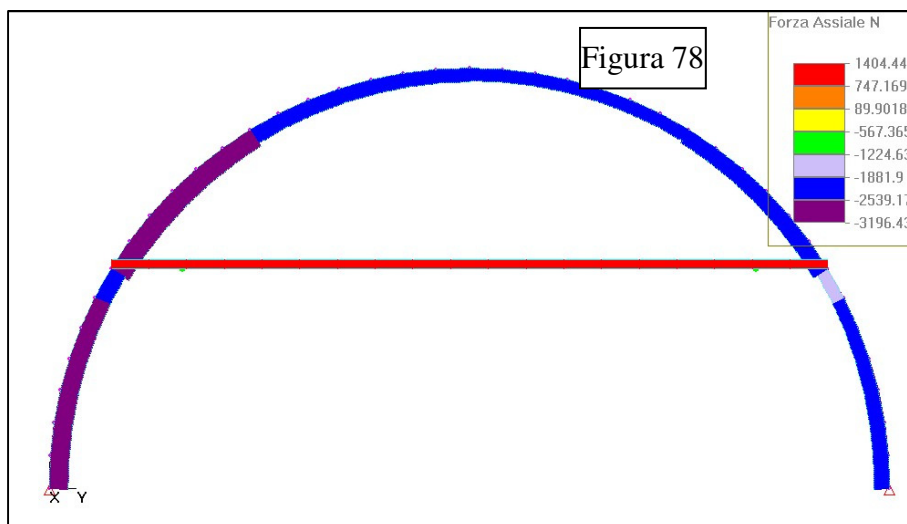


Figura 78: diagramma dello sforzo normale indotto dalla combinazione sismica dei carichi come prevista dalla NTC/08.

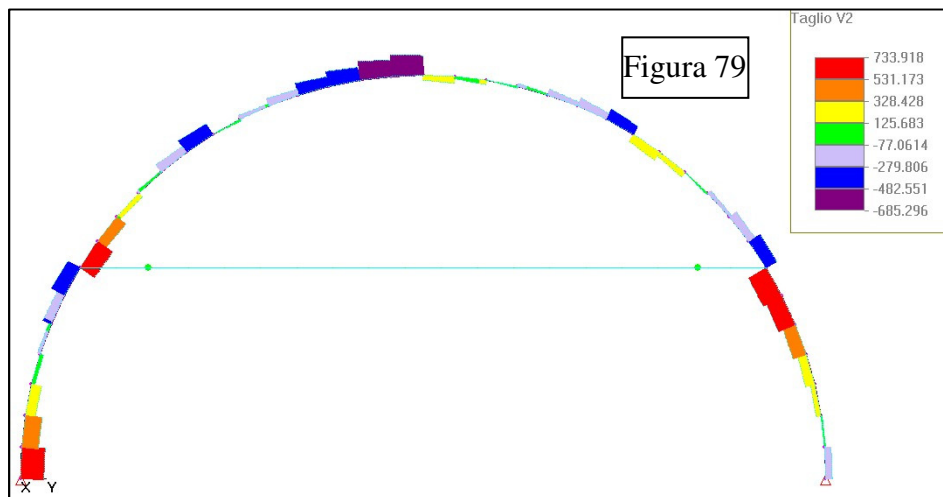


Figura 79: diagramma dello sforzo di taglio indotto dalla combinazione sismica dei carichi come prevista dalla NTC/08.

Calcolo dell'eccentricità dello sforzo normale nelle sezioni maggiormente sollecitate.

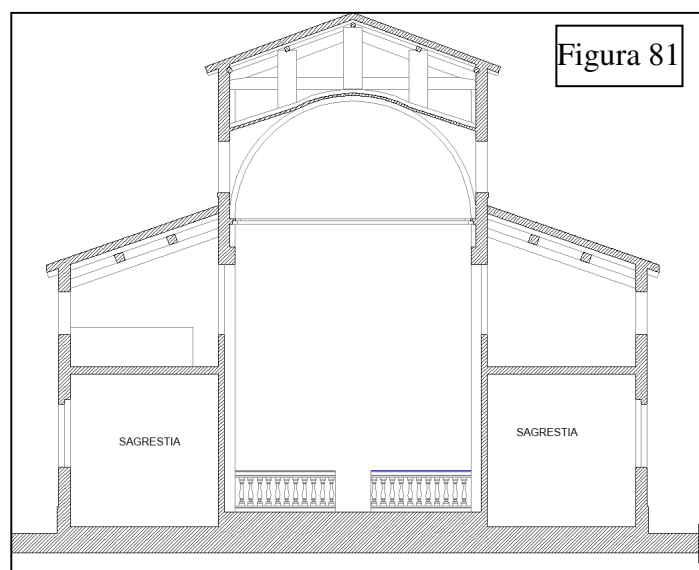
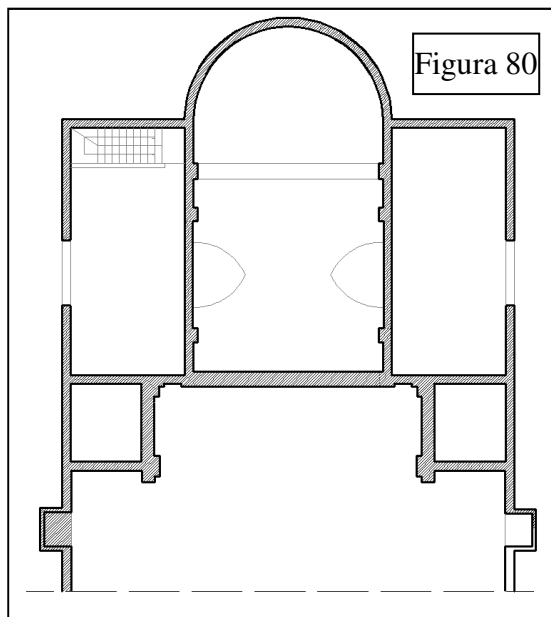
- zona sinistra  $Ecc = M3/N = 48148/3196 = 15$  cm, valore maggiore del semispessore della sezione resistente pari a 14,5 cm; questo significa che lo sforzo normale esce dallo spessore, la sezione resistente è soggetta a trazione ad opera del momento flettente a cui non può fare fronte perché la muratura non ha resistenza a trazione; si verifica quindi il collasso dell'arco;
- zona destra  $Ecc = M3/N = 45725/2539 = 18$  cm valore maggiore del semispessore della sezione resistente pari a 14,5 cm; questo significa che lo sforzo normale esce dallo spessore, la sezione resistente è soggetta a trazione ad opera del momento flettente a cui non può fare fronte perché la muratura non ha resistenza a trazione; si verifica quindi il collasso dell'arco;

### Conclusioni analisi statico-sismica dell'arcone a sostegno del tetto del presbiterio

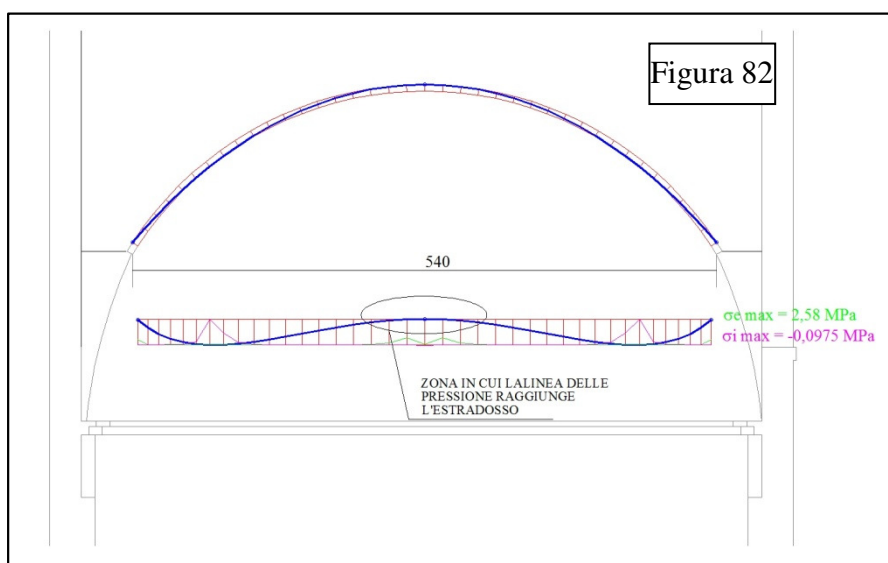
I risultati della verifica statica evidenziano che anche per la combinazione fondamentale dei carichi la geometria dell'arco è tale da mantenersi in condizioni di stabilità, seppure con livelli tensionali elevati, circa 22 kg/cmq, al limite della resistenza media teorica che può ipotizzarsi per la muratura con cui è realizzato l'arco. Tali livelli si riducono a 15 kg/cmq se si assumono coefficienti moltiplicativi dei carichi unitari, ammettendo con ciò che i carichi considerati sono quelli massimi non soggetti ad incrementi imprevisti; tale assunzione è ragionevole se si pensa che il manufatto a cui ci si riferisce ha un'età ultracentenaria.

La configurazione geometrica-dimensionale non è, invece, sufficiente per assorbire lo stato di sollecitazione indotto dalle azioni sismiche correlate ad un'accelerazione di ancoraggio di 0,065g molto inferiore a quella prevista dalla normativa allo stato limite ultimo SLV pari a  $ag=0,156g$ . Si può dimostrare che l'accelerazione di ancoraggio sopportabile dall'attuale struttura è di 0,054g da cui consegue che l'indice di sicurezza attuale risulta  $I_s=0,054/0,156=0,34$ .

## Verifica statica della volta del presbiterio



Le Figure 80-81 rappresentano la pianta e la sezione di una porzione della chiesa in cui sono ubicato il presbiterio e le sagrestie.



La Figura 82 riporta i risultati dell'analisi statica sviluppata col metodo di "Mery". Per i calcoli ci si è avvalsi di un software messo a disposizione dall'ing. Piero Gelfi dell'Univer-sità di Brescia.

E' stata considerata una striscia di volta larga 1 m costituita da muratura in mattoni dello spessore di 6 cm circa soggetta al proprio peso non incrementato dal coefficiente moltiplicativo 1,3 previsto dalla normativa. I segni grafici in basso nella figura rappresentano in rosso

l'estradosso e l'intradosso della volta. In blu la linea delle pressioni che come evidenziato nella figura raggiunge l'estradosso della volta, con la conseguenza che le tensioni di compressione valgono 25,8 kg/cm<sup>2</sup> e la tensione di trazione 0,97 kg/cm<sup>2</sup>. Quest'ultimo valore ha un significato puramente convenzionale in quanto la muratura non può esibire una resistenza a trazione. Esso indica che la sezione è parzializzata in condizioni critiche in quanto lo sforzo normale di compressione essendo sul bordo di estradosso può uscire dallo spessore della volta innescando una rotazione plastica della sezione irreversibile con collasso della volta stessa.

## Verifica sismica della volta del presbiterio

Da quanto è emerso dalla verifica statica la volta si trova al limite delle sue capacità di resistenza sotto l'azione del proprio peso e non è quindi in grado di sopportare ulteriori carichi sia gravitazionali sia sismici.

A dimostrazione di ciò si sviluppa un'analisi statico-sismica lineare mediante l'uso del solutore ALGOR SUPERSAP della Algor Interactive Systems, Inc. Pittsburgh, PA, USA implementato nel software Civilsoft della ASG srl di Piacenza, di cui si riportano i risultati sotto forma di grafici e diagrammi. Si è considerata un'accelerazione spettrale di ancoraggio di  $a_g=0,065g$ .

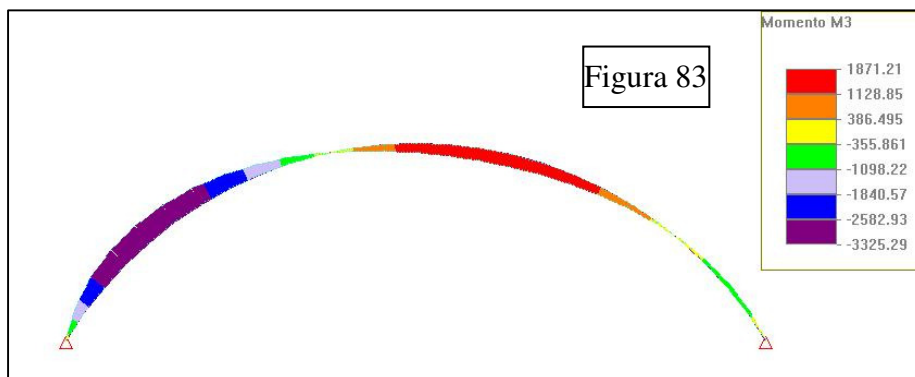


Figura 83: diagramma dei momenti flettenti .

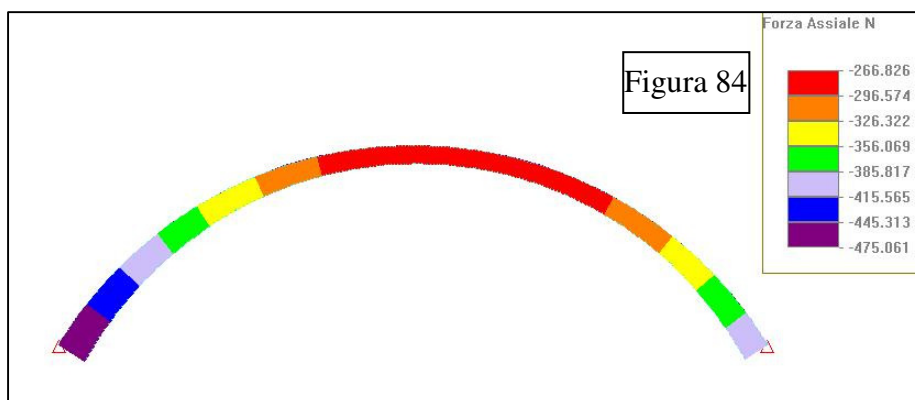


Figura 84: diagramma dello sforzo normale.

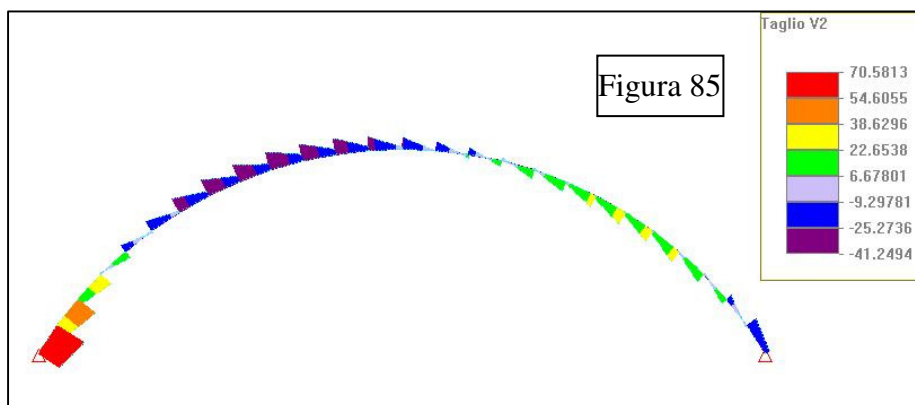


Figura 85: diagramma dello sforzo di taglio.

Calcolo dell'eccentricità dello sforzo normale nelle sezioni maggiormente sollecitate.

- zona sinistra  $Ecc = M3/N = 3325/475 = 7$  cm, valore maggiore del semispessore della sezione resistente pari a 3 cm; questo significa che lo sforzo normale esce dallo spessore, la sezione resistente è soggetta a trazione ad opera del momento flettente a cui non può fare fronte perché la muratura non ha resistenza a trazione; si verifica quindi il collasso della volta;
- zona destra  $Ecc = M3/N = 1871/267 = 7$  cm valore maggiore del semispessore della sezione resistente pari a 3 cm; questo significa che lo sforzo normale esce dallo spessore, la sezione resistente è soggetta a trazione ad opera del momento flettente a cui non può fare fronte perché la muratura non ha resistenza a trazione; si verifica quindi il collasso della volta.

#### Conclusioni analisi statico-sismica della volta del presbiterio

Come sopra evidenziato dalla verifica statica la volta sotto l'azione del proprio peso si trova in uno stato di equilibrio limite, non è pertanto in grado di sopportare ulteriori carichi sia gravitazionali sia sismici. La verifica sismica conferma l'inidoneità della volta di sopportare le azioni sismiche correlate ad un'accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g = 0,065g$ ; ulteriori calcoli hanno dimostrato che la volta mantiene tale inidoneità strutturale anche per il livello più basso dell'accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g = 0,043g$ .

#### 2.5.18 Calcoli di dimensionamento e proposta di intervento di miglioramento sismico delle volte

---

**Nello stato attuale l'inidoneità strutturale che presentano gli elementi a volta ed arco nei confronti della azioni sismiche è in primo luogo rappresentata dalla mancanza di resistenza a trazione della muratura sollecitata da azioni flettenti che inducono il centro di pressione dello sforzo normale ad uscire dal loro spessore. A ciò contribuisce in maniera significativa anche l'insufficiente spessore della sezione resistente che per le volte è di 5,5-6 cm.**

**Distinguendo fra loro i due elementi strutturali si sottolinea però che gli arconi di irrigidimento della volta della navata centrale riescono a sopportare un'accelerazione spettrale di ancoraggio di  $a_g = 0,066g$ , a cui si può correlare un indice di sicurezza sismico  $I_s = 0,42$ ; mentre l'arcone di sostegno del tetto di copertura del presbiterio sopporta un'accelerazione spettrale di ancoraggio più bassa  $a_g = 0,054$  esprimendo un indice di sicurezza sismico  $I_s = 0,34$ .**

**Entrambe le volte della navata centrale e del presbiterio, come dimostrano i calcoli di verifica svolti su schemi statici semplificati, non possiedono risorse strutturali sufficienti per fronteggiare le pur minime azioni sismiche previste dalla normativa vigente.**

Si ritiene che di fronte a tali criticità strutturali, anche in considerazione della sismicità del sito in cui ricade il manufatto, sia opportuno intervenire conferendo agli elementi analizzati un incremento di capacità resistente.

L'approccio progettuale che in generale si segue in casi simili a quelli in esame si ispira principalmente ai seguenti due criteri.

L'uno prevede l'incremento dello spessore della sezione resistente con l'obiettivo di mantenere la linea delle pressioni entro la sezione resistente senza attingere alla resistenza a trazione per flessione, con la conseguenza però di incrementare il peso e quindi le azioni sismiche. L'obiettivo può essere perseguito con un getto sull'estradosso dell'elemento voltato di un massetto di malta di calce strutturale dello spessore di 4-5 cm armato con le tradizionali reti di acciaio, che in accoppiamento con l'esistente crea un nuovo guscio più rigido e resistente.

L'altro criterio fa uso dei materiali così detti compositi, gli FRP, che perseguono l'obiettivo di aumentare la sola resistenza a flessione senza un apporto significativo di materiale che incida sulla rigidezza flessionale e tagliante della sezione resistente originaria. La tecnica è molto performante ma la sua implementazione richiede più cura e personale specializzato rispetto alla tecnica precedente; inoltre la sua efficacia è subordinata alle condizioni ambientali considerando che la matrice epossidica è suscettibile di subire degrading delle sue caratteristiche meccaniche ad opera dell'umidità.

A tale riguardo giova ricordare che il riferimento teorico-tecnico per il suo utilizzo sono le "istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati" edite dal Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) nel 2004 con la sigla CNR-DT 200/2004, successivamente revisionate ed aggiornate con l'emissione delle CNR-DT 200 R1/2012.

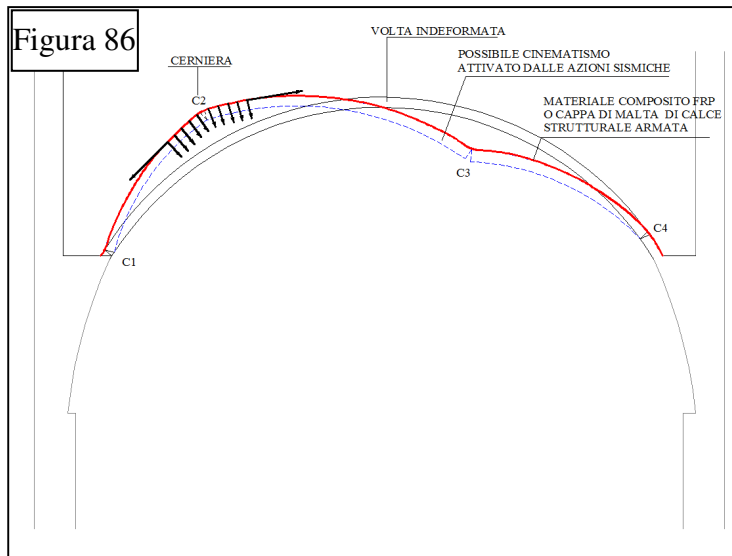
In tali documenti si evidenzia l'alta specializzazione che devono possedere i soggetti che utilizzano tale tecnologia in considerazione del fatto che essa si presenta come uno strumento dalle alte potenzialità prestazionali. Essa richiede una specifica caratterizzazione chimico-fisico-meccanica del substrato murario su cui il composito verrà incollato; la preparazione della superficie con lavorazioni di pulizia, decontaminazione e primerizzazione; la scelta adeguata dell'adesivo e della fibra che comporranno il composito a cui è affidato il compito di surrogare il deficit di resistenza dell'elemento strutturale da rinforzare; misure di protezione nei confronti di eccessive variazioni di temperatura e umidità, intagli e urti volontari o involontari per non pregiudicarne la sua efficacia nel tempo. E' importante sottolineare che l'applicazione di un materiale composito teme molto l'umidità.

Per sottolineare tale concetto si richiama il p.to 6.4 delle CNR-DT 200 R1/2012, ove viene evidenziato "che per l'esigua disponibilità di dati relativi al comportamento a lungo termine dei materiali compositi si consiglia, in situazioni di particolare rilevanza (con riferimento alla destinazione d'uso manufatto della struttura sulla quale si è intervenuti, al numero di elementi rinforzati e all'entità de-gli incrementi di resistenza conseguiti), un adeguato monitoraggio delle applicazioni. Esso potrà consistere nell'esecuzione periodica di prove sia non distruttive che semi-distruttive, o di prove mediante sensori incorporati. Lo scopo è quello tenere sotto controllo i seguenti parametri o solo alcuni di essi":

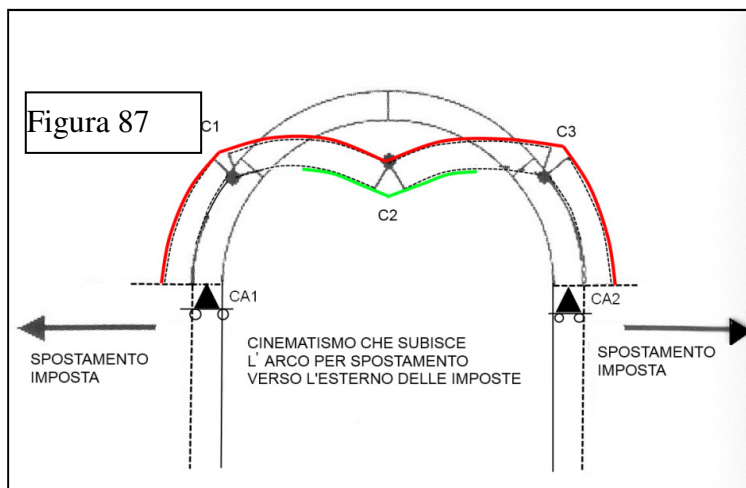
- temperatura del rinforzo;
- umidità dell'ambiente;
- andamento di spostamenti e deformazioni;
- continuità e livello di danneggiamento delle fibre;
- estensione dei difetti di incollaggio

Come ben evidenziato da uno qualunque dei diagrammi del momento flettente indotto dalle azioni sismiche, rappresentati nelle figure sopra riportate, le sezioni più sollecitate sono

impegnate nei confronti della sollecitazione flessionale sia all'intradosso che all'estradosso. Questo richiederebbe che il rinforzo venisse realizzato su entrambi i lati.

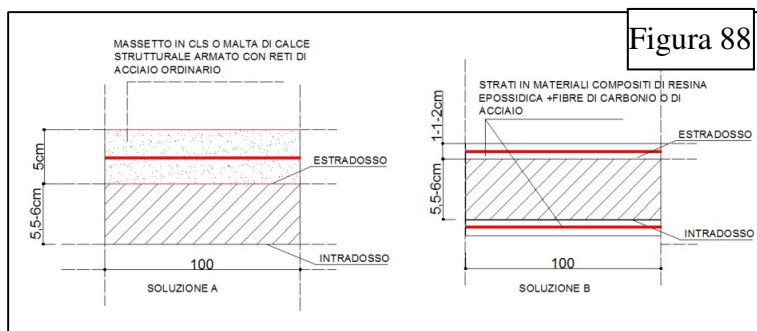


La Figura 86 schematizza un possibile cinema-tismo attivato dalle azioni sismiche . Il rinforzo posto sul solo estradosso, persegue l'obiettivo di contrastare la formazione di tale cinematismo evitando che si formi la cerniera C2. Infatti il rinforzo reagisce con un sistema di forze che contrasta il sollevamento della volta impedendo nel contempo la formazione delle altre cerniere C1-C3-C4



La Figura 87 mostra un possibile cinematismo che potrebbe invece attivarsi se le imposte subissero uno spostamento verso l'esterno . Si intuisce dalla figura che impedendo la formazione della cerniera C2 mediante l'applicazione di un rinforzo sull'intra-dosso , il rinforzo sull'estradosso continuerebbe ad esplicare la sua funzione di contrastare la formazione delle cerniere C1-C3. Con entrambi i

rinforzi si trasformerebbe il comportamento ad arco dell'elemento rinforzato in un comporta-mento a trave capace di mantenere l'equilibrio anche in presenza dei suddetti spostamenti.



La Figura 88 mostra le ipotesi di rafforzamento della sezione trasversale di una striscia di volta di larghezza unitaria rinforzata secondo gli approcci progettuali sopra descritti.

Il massetto di malta strutturale armata dello spessore medio di 5 cm steso su tutta la superficie estradosso realizza un aumento uniforme della rigidità flessionale e tagliante favorendo anche un comportamento a piastra vantaggioso per la resistenza d'insieme della volta. La tecnica degli FRP non è adatta per un tale utilizzo perché il basso modulo



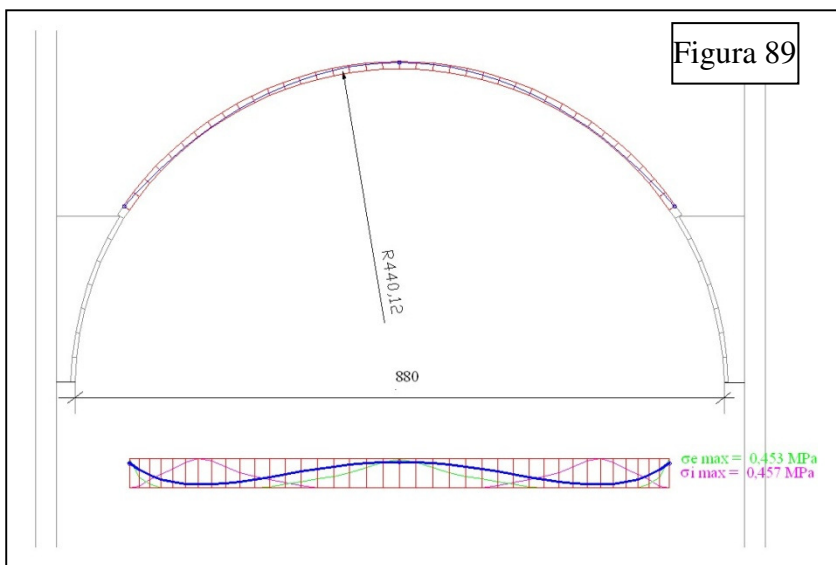
elastico e il comportamento viscoso della resina epossidica renderebbe vano il tentativo di perseguire lo scopo. Inoltre la resina epossidica è per sua natura un materiale impermeabile,

quindi coprire estese superfici con essa significa impedire all'ambiente sottostante di traspirare con le ovvie conseguenze che ciò comporterebbe, inconveniente che può ritenersi trascurabile con l'applicazione di un massetto di malta di calce strutturale.

L'esperienza maturata fino ad oggi in materia di rafforzamento di strutture voltate mostra che entrambe le tecniche sono utilizzate. Più precisamente la tecnica del massetto è stata utilizzata molto in passato, oggi si predilige l'utilizzo degli FRP anche se qualche riserva viene ancora mantenuta sulla durabilità delle loro prestazioni suscettibili a subire degrading in condizioni ambientali caratterizzate da un tasso elevato di umidità o di temperature estreme.

#### Analisi statico-sismica nell'ipotesi che la volta della navata venga rinforzata col massetto di malta di calce strutturale armato.

Si ripete l'analisi statica secondo lo schema di cui alla Figura 28 tenendo conto che con l'incremento dello spessore di 5 cm la sezione trasversale della volta diventa di 10,5 cm.



La Figura 89 riporta i risultati dell'analisi statica della volta soggetta al proprio peso sviluppata col metodo di Mery o della linea delle pressioni.

Il raffronto dei risultati con quelli della Figura 28 mette in evidenza che nella nuova configurazione dimensionale la linea delle pressioni è sempre interna allo spessore e che lo stato di sollecitazione sui contorni dello spessore, a differenza di quello della Figura 28, è di compressione col valore massimo di 4,5 kg/cmq: la sezione non si

#### parzializza.

Le reazioni alle imposte passano per la componente orizzontale (spinta) da 416 kg a 702 kg, e la componente verticale da 448 kg a 789 kg. Ai fini dell'equilibrio del piedritto la situazione statica non si modifica rimanendo quasi inalterato il rapporto fra le componenti e i bracci di leva nei confronti dei momenti ribaltanti e stabilizzanti.

L'incremento di carico sul piano delle fondazioni, tenuto conto di uno scarico complessivo ante rinforzo di circa 8820 kg, è di  $(789-448)/8820\%=3,8\%$ , ininfluenza sugli effetti negativi che tale incremento può produrre nel terreno sottostante le fondazioni.

L'analisi sismica sviluppata col software Civilsoft adottando un'accelerazione spettrale di ancoraggio di 0,054 g di gran lunga inferiore a quella prevista allo stato limite ultimo SLV di 0,156 g, fornisce i seguenti risultati

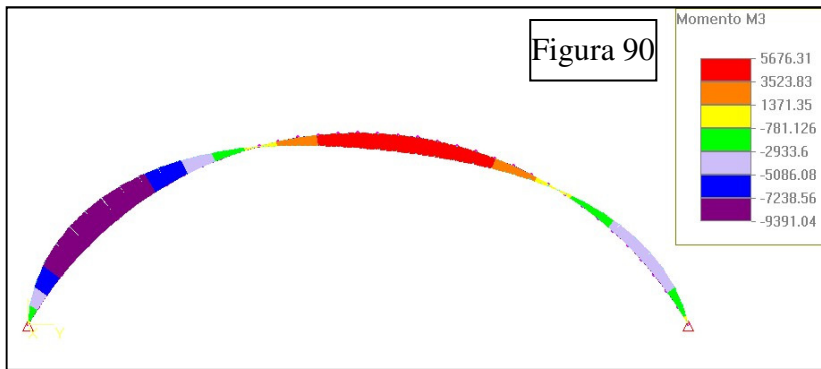


Figura 90: distribuzione del momento flettente indotto dalle azioni sismiche

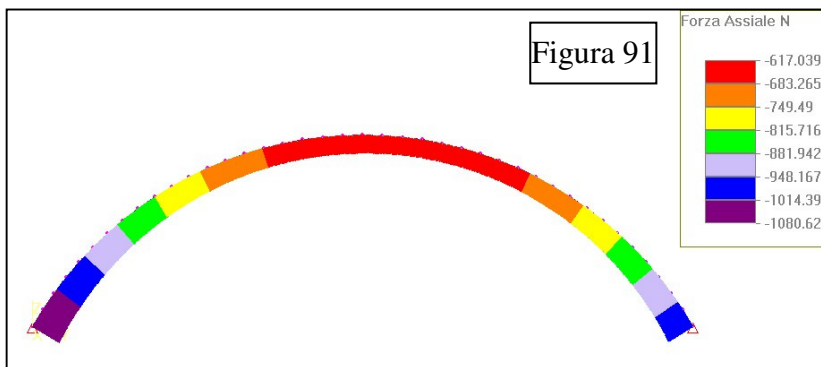


Figura 91: distribuzione dello sforzo normale indotto dalle azioni sismiche

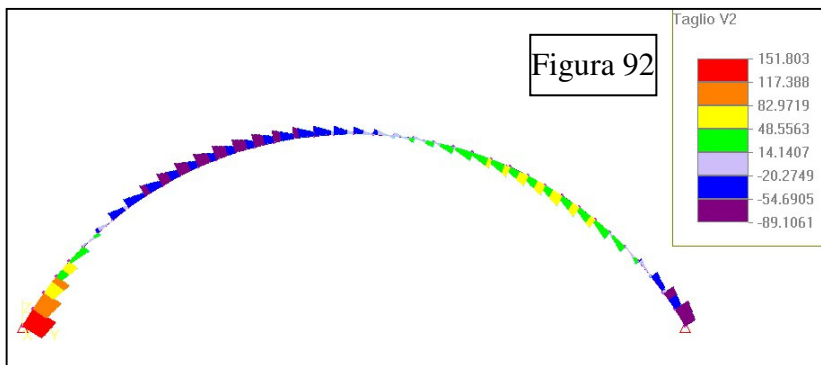


Figura 92: distribuzione dello sforzo di taglio indotto dalle azioni sismiche

Con riferimento alle Figure 62 e 63 si calcola l'eccentricità dello sforzo normale N rispetto al baricentro della sezione resistente prodotta dall'azione del momento flettente; si fa riferimento alle sezioni più sollecitate sia della parte sinistra che destra dei diagrammi, si ottiene:

- parte sinistra  $Eccs = M3/N = 9391/1080 = 8,7$  cm, valore maggiore del semispessore della sezione pari a 5 cm; questo significa che lo sforzo normale esce dallo spessore producendo il collasso della volta;
- parte destra  $Eccd = M3/N = 5676/617 = 9,2$  cm valore maggiore del semispessore della sezione pari a 5 cm; questo significa che lo sforzo normale esce dallo spessore producendo il collasso della volta;

Come si può desumere l'incremento dello spessore della volta non apporta nessun beneficio nei confronti delle azioni sismiche ; la stabilità della volta può essere garantita solo con l'intervento di un armatura resistente a trazione .

Si abbandona l' ipotesi di rafforzare la volta con tale tecnica scegliendo la tecnica degli FRP.

Le sollecitazioni con cui dimensionare gli FRP sono quelle diagrammate nelle Figure 90-91 i calcoli di dimensionamento sono svolti come suggerito dai documenti tecnici del CNR/DT2004- 2012 .

Si considera la coppia di sollecitazione più gravosa che agisce all'estradosso della volta :  
Msd=6682 kgcm/m, Nsd=549 kg/m.

		s=spessore della volta	s	60	mm
$b_f = \frac{b_{1f}}{i_f}$	bf= larghezza della fibra per unità di profondità della volta b1f= larghezza della fibra if= interasse fra le fibre	b1f if bf		150 0,50 300	mm m mm/m
$A_f = t_f b_f$	Af= area resistente fibra per unità di profondità della volta tf= spessore fibra	Af tf		51 0,17	mm^2/m mm
Energia specifica di frattura per delaminazione					
$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b k_G}{FC} \sqrt{f_{bm} f_{btm}}$	fbm=resistenza media compressione muratura fbtm resistenza a trazione muratura= 0,1*fbm FC: fattore di confidenza	fbm fbtm FC		3,2 0,32 1,3	MPa MPa
$k_G = 0,031$		$k_b = \sqrt{\frac{3 - \frac{b_{1f}}{b}}{1 + \frac{b_{1f}}{b}}}$	kG kB ΓFd	0,031 1 24,13	J/m
	b=larghezza del supporto in cui si diffonde la forza trasmessa dal rinforzo		b	150	mm
$l_{ed} = \min \left( \frac{1}{\gamma_{Rd} f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f \Gamma_{Fd}}{2}}; 150 \text{ mm} \right)$	lunghezza ottimale di ancoraggio		γ Rd su fbd led	1,5 0,4 0,121 150	mm mm Mpa mm
$\gamma_{Rd} = 1,25 + 1,5$	coefficiente di sicurezza del modello ,1,5 per muratura di mattoni				
$f_{bd} = \frac{2\Gamma_{Fd}}{s_u}$	tensione tangenziale di aderenza				
	su= scorrimento ultimo fra FRP e supporto; vale 0,4mm per murature di mattoni				

$$\epsilon_{fRd} = \eta_a \frac{\epsilon_{fk}}{\gamma_f}$$

$\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza della muratura  
 $\gamma_{fd}$  = coefficiente parziale relativo alla delaminazione  
 $E_f$  = modulo elastico fibra  
 $\epsilon_{fk}$ : deformazione a rottura della fibra

$\gamma_M$	2	
$\gamma_{fd}$	1,2	
E	240	Gpa
$\epsilon_{fk}$	0,015	
$\gamma_f$	1,1	
$\eta_a$	0,95	
$\epsilon_{fRd}$	0,013	

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fd}}{t_f}}$$

$\gamma_f$ : coefficiente di sicurezza della fibra  
 $\eta_a$ : coefficiente di conversione ambientale  
 deformazione a rottura di calcolo della fibra

massima tensione nel rinforzo  $f_{fd}$  217,52 Mpa

$$f_{fpd} = f_{fd} \frac{f_{mtd} R_i}{f_{mtd} R_i + f_{fd} t_f}$$

riduzione della tensione massima per effetto delle spinte passive indotte dalla curvatura; valore da adottare per rinforzi intradossali

$f_{mtd}$	0,16	Mpa
$R_i$	0	mm
$f_{fpd}$	0	Mpa

$R_i$  = raggio volta

$$f_{mtd} = \frac{f_{mtm}}{\gamma_M}$$

$$\epsilon_{fd} = \frac{f_{fd}}{E_{Mf}}$$

tensione di trazione di calcolo della muratura

dilatazione FRP per delaminazione  $\epsilon_{fd}$  0,00091

Assumere il valore minimo a questo valore si correla la resistenza di calcolo del rinforzo.

$$\min(\epsilon_{fRd}; \epsilon_{fd}) = 0,00091$$

### Calcolo momento resistente per delaminazione di estremità

$$\alpha \beta f_{md} x = \epsilon_{fd} E_f A_f + N_{sd}$$

equazione di equilibrio traslazione considerando la massima tensione di calcolo a compressione della muratura  
 $f_{md} = f_{mk} / \gamma_M$   
 **$N_{sd}$  sforzo normale agente di calcolo**

$\alpha$	0,85	
$\beta$	0,8	
$f_{md}$	1,6	
<b><math>N_{sd}</math></b>	<b>5,49</b>	<b>kN/m</b>
x	15,2	mm

dall'equazione si ricava x : posizione dell'asse neutro dal lembo compresso

$$\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \frac{x}{s-x}$$

si calcola la deformazione di compressione della muratura che consegue dalla posizione dell'asse neutro stabilita dalla deformazione del rinforzo assunta (conservazione delle sez. piane)  
 s= spessore calotta volta  
 $\varepsilon_{mu}$ =deformazione a rottura per compressione della muratura  
 confronto  $\varepsilon_m$  e  $\varepsilon_{mu}$  se il primo è inferiore al secondo vuol dire che l'ipotesi sulla configurazione del diagramma delle deformazioni è corretta

$\varepsilon_m$	0,000309	
s	60	mm
$\varepsilon_{mu}$	0,0035	
Verifica	$\varepsilon_m < \varepsilon_{mu}$	

col valore della posizione dell'asse neutro trovata si calcola il momento resistente dalla relativa equazione di equilibrio

$$M_{Rd} = \frac{\alpha \beta f_{md} x}{2} (s - \beta x) + \varepsilon_{fd} E_f A_f \frac{s}{2}$$

**Momento resistente**  
**Mrd**  
**Momento sollecitante**  
**Msd**

<b>Mrd</b>	<b>0,70</b>	<b>kNm/m</b>
<b>Msd</b>	<b>0,67</b>	<b>kNm/m</b>
<b>VERIFICA</b>	<b>OK;</b>	

**Calcolo momento resistente per delaminazione intermedia**; questa modalità di rottura della fibra è meno severa di quella di estremità, ciò permette di assumere un valore maggiore per la tensione di rottura del rinforzo

$$f_{dam} = k_{cr} f_{fd}$$

Nuovo valore della tensione nel rinforzo  
 valore ridotto per curvatura  
 nuovo valore di deformazione del rinforzo per delaminazione

Kcr	1,5	
f <sub>dam</sub>	326,28	Mpa
f <sub>dd</sub>	0	Mpa
$\varepsilon_{fd}$	0,001359	

ricalcolo posizione asse neutro:  
 ricalcolo deformazione muratura compressa

x	20,34	mm
$\varepsilon_m$	0,000697	
Verifica	$\varepsilon_m < \varepsilon_{mu}$	

Ricalcolo del momento flettente resistente MRd

<b>M<sub>Rd</sub></b>	<b>0,98</b>	<b>kNm/m</b>
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	

Si considera la coppia di sollecitazione più gravosa che agisce all'intradosso Msd=3718 kgcm/m, Nsd=374 kg/m.

$$b_f = \frac{b_{1f}}{i_f}$$

s=spessore della volta  
 bf= larghezza della fibra per unità di profondità della volta  
 b1f= larghezza della fibra

s	60	mm
b1f	150	mm
i <sub>f</sub>	0,50	m

if= interasse fra le fibre

bf 300 mm/m

$$A_f = t_f b_f$$

Af= area resistente fibra per unità di profondità della volta

Af 51 mm<sup>2</sup>/m

t<sub>f</sub>= spessore fibra

t<sub>f</sub> 0,17 mm

Energia specifica di frattura per delaminazione

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b k_G}{FC} \sqrt{f_{bm} f_{btm}}$$

f<sub>bm</sub>=resistenza media compressione muratura

f<sub>bm</sub> 3,2 MPa

f<sub>btm</sub> resistenza a trazione muratura= 0,1\*f<sub>bm</sub>

f<sub>btm</sub> 0,32 MPa

FC: fattore di confidenza

FC 1,3

$$k_G = 0,031$$

$$k_b = \sqrt{\frac{3 - \frac{b_{1f}}{b}}{1 + \frac{b_{1f}}{b}}}$$

k<sub>G</sub> 0,031

k<sub>B</sub> 1

Γ<sub>Fd</sub> 24,13 J/m

b 150 mm

b=larghezza del supporto in cui si diffonde la forza trasmessa dal rinforzo

$$l_{ed} = \min\left(\frac{1}{\gamma_{Rd} f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f \Gamma_{Fd}}{2}}; 150 \text{ mm}\right)$$

lunghezza ottimale di ancoraggio

γ<sub>Rd</sub> 1,5

S<sub>u</sub> 0,4 mm

f<sub>bd</sub> 0,121 Mpa

$$\gamma_{Rd} = 1,25 + 1,5$$

coefficiente di sicurezza del modello ,1,5 per muratura di mattoni

led 150 mm

$$f_{bd} = \frac{2\Gamma_{Fd}}{S_u}$$

tensione tangenziale di aderenza

s<sub>u</sub>= scorrimento ultimo fra FRP e supporto; 0,4 mm per murature di mattoni

γ<sub>M</sub>= coefficiente parziale di sicurezza della muratura

γ<sub>M</sub> 2

γ<sub>fd</sub>= coefficiente parziale relativo alla delaminazione

γ<sub>fd</sub> 1,2

E<sub>f</sub>=modulo elastico fibra

E 240 Gpa

ε<sub>fk</sub>: deformazione a rottura della fibra

ε<sub>fk</sub> 0,015

$$\varepsilon_{fRd} = \eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}$$

γ<sub>f</sub>:coefficiente di sicurezza della fibra

γ<sub>f</sub> 1,1

η<sub>a</sub>:coefficiente di conversione ambientale

η<sub>a</sub> 0,95

deformazione a rottura di calcolo della fibra

ε<sub>fRd</sub> 0,013

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fd}}{t_f}}$$

massima tensione nel rinforzo

f<sub>fd</sub> 217,52 Mpa

$$f_{fpa} = f_{fa} \frac{f_{mtd} R_i}{f_{mtd} R_i + f_{fa} t_f}$$

riduzione della tensione massima per effetto delle spinte passive indotte dalla curvatura; valore da assumere per rinforzi

f<sub>mtd</sub> 0,16 Mpa

intradossali

Ri	4400	mm
ffpd	206,7	Mpa

Ri= raggio volta

$$f_{mtd} = \frac{f_{mtm}}{\gamma_M}$$

$$\epsilon_{fd} = \frac{f_{fd}}{E_{Mf}}$$

tensione di trazione di calcolo della muratura

dilatazione FRP per delaminazione	$\epsilon_{fd}$	0,00086
-----------------------------------	-----------------	---------

$$\min(\epsilon_{FRd}; \epsilon_{fd})$$

Confronto fra le deformazioni di rottura; assumere 0,00086

a questo valore si correla la resistenza di calcolo del rinforzo che dovrà essere confermato dal valore della deformazione della muratura se

si trova che la sua deformazione è minore a 0,0035

**Calcolo momento resistente per delaminazione di estremità**

$$\alpha\beta f_{md}x = \epsilon_{fd}E_fA_f + N_{sd}$$

equazione di equilibrio traslazione considerando la massima tensione di calcolo a compressione della muratura  
 $f_{md}=f_{mk}/\gamma_M$

$\alpha$	0,85	
$\beta$	0,8	
fmd	1,6	
<b>Nsd</b>	<b>3,74</b>	<b>kN/m</b>
x	13,1	mm

**Nsd sforzo normale agente di calcolo**

dall'equazione si ricava x :posizione dell'asse neutro dal lembo compresso

$$\epsilon_m = \epsilon_{fd} \frac{x}{s-x}$$

si calcola la deformazione di compressione della muratura che consegue dalla posizione dell'asse neutro stabilita dalla deformazione del rinforzo assunta (conservaz. delle sez. piane)  
 s= spessore calotta volta  
 $\epsilon_{mu}$ =deformazione a rottura per compressione della muratura  
 confronto  $\epsilon_m$  e  $\epsilon_{mu}$  se il primo è inferiore al secondo vuol dire che l'ipotesi sulla configurazione del diagramma delle deformazioni è corretta

$\epsilon_m$	0,00024	
s	60	mm
$\epsilon_{mu}$	0,0035	

Verifica  $\epsilon_m < \epsilon_{mu}$

col valore della posizione dell'asse neutro trovata si calcola il momento resistente dalla relativa equazione di equilibrio.

$$M_{Rd} = \frac{\alpha\beta f_{md}x}{2} (s - \beta x) + \epsilon_{fd} E_f A_f \frac{s}{2}$$

<b>Momento resistente MRd</b>	<b>MRd</b>	<b>0,65</b>	<b>kNm/m</b>
<b>Momento sollecitante Msd</b>	<b>Msd</b>	<b>0,37</b>	<b>kNm/m</b>
	<b>VERIFICA</b>	<b>OK;</b>	

**Calcolo momento resistente per delaminazione intermedia** ;questa modalità di rottura della fibra è meno severa di quella di estremità, ciò permette di assumere un valore maggiore per la tensione di rottura del

rinforzo			
$f_{fdm} = k_{cr} f_{fd}$	Nuovo valore della tensione nel rinforzo	Kcr	1,5
	valore ridotto per curvatura	ffdm	326,28 Mpa
		ffdd	302,45 Mpa
	nuovo valore di deformazione del rinforzo per delaminazione	$\epsilon_{fd}$	0,00126
	ricalcolo posizione asse neutro:	x	17,61 mm
	ricalcolo deformazione muratura compressa	$\epsilon_m$	0,00052
		Verifica	$\epsilon_m < \epsilon_{mu}$
	Ricalcolo del momento flettente resistente MRd	<b>M<sub>Rd</sub></b>	<b>0,90 kNm/m</b>
		<b>Verifica</b>	<b>OK</b>

**Come si evince dai calcoli l'utilizzo del materiale composito in strisce larghe 150 mm poste ad interasse di 50 cm sia all'estradosso che all'intradosso fornisce una idonea resistenza alla volta da farle assorbire le sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche previste dalla normativa vigente allo SLV.**

Calcolo degli FRP per il rafforzamento degli arconi di irrigidimento.

con riferimento ai diagrammi delle Figure 40-41 si considera la coppia di sollecitazione più gravosa agente all'estradosso dell'arcone : MSd=40202 kgcm; NSd=2016 kg;

	s=spessore arco	s	290	mm
$b_f = \frac{b_{1f}}{i_f}$	bf= larghezza della fibra per unità di profondità della volta	b1f	150	mm
	b1f= larghezza della fibra	if	1	m
	if= interasse fra le fibre	bf	150	mm
$A_f = t_f b_f$	Af= area resistente fibra per unità di profondità della volta	Af	25,5	mm <sup>2</sup>
	tf= spessore fibra	tf	0,17	mm
Energia specifica di frattura per delaminazione				
$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b k_G}{FC} \sqrt{f_{bm} f_{btm}}$	fbm=resistenza media compressione muratura	fbm	3,2	MPa
	fbtm resistenza a trazione muratura= 0,1*fbm	fbtm	0,32	MPa
	FC: fattore di confidenza	FC	1,3	
$k_G = 0,031$	$k_b = \sqrt{\frac{3 - \frac{b_{1f}}{b}}{1 + \frac{b_{1f}}{b}}}$	k <sub>G</sub>	0,031	
		k <sub>B</sub>	1	
		$\Gamma_{Fd}$	24,13	J/m
	b=larghezza del supporto in cui si diffonde la forza trasmessa dal rinforzo	b	150	mm



$$l_{ad} = \min \left( \frac{1}{\gamma_{Rd} f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f \Gamma_{Fd}}{2}}, 150 \text{ mm} \right)$$

lunghezza ottimale di ancoraggio

$\gamma_{Rd}$	1,5	
$s_u$	0,4	mm
$f_{bd}$	0,121	Mpa
led	150	mm

$$\gamma_{Rd} = 1,25 + 1,5$$

coefficiente di sicurezza del modello ,1,5 per muratura di mattoni

$$f_{bd} = \frac{2\Gamma_{Fd}}{s_u}$$

tensione tangenziale di aderenza

su= scorrimento ultimo fra FRP e supporto; 0,4 mm per murature di mattoni

$\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza della muratura

$\gamma_M$	2
------------	---

$\gamma_{fd}$  = coefficiente parziale relativo alla delaminazione

$\gamma_{fd}$	1,2
---------------	-----

$E_f$  = modulo elastico fibra

$E$	240	Gpa
-----	-----	-----

$\epsilon_{fk}$ : deformazione a rottura della fibra

$\epsilon_{fk}$	0,015
-----------------	-------

$$\epsilon_{fRd} = \eta_a \frac{\epsilon_{fk}}{\gamma_f}$$

$\gamma_f$ : coefficiente di sicurezza della fibra

$\gamma_f$	1,1
------------	-----

$\eta_a$ : coefficiente di conversione ambientale

$\eta_a$	0,95
----------	------

deformazione a rottura di calcolo della fibra

$\epsilon_{fRd}$	0,013
------------------	-------

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fd}}{t_f}}$$

massima tensione nel rinforzo

$f_{fd}$	217,52	Mpa
----------	--------	-----

$$f_{fpa} = f_{fd} \frac{f_{mtd} R_i}{f_{mtd} R_i + f_{fd} t_f}$$

riduzione della tensione massima per effetto delle spinte passive indotte dalla curvatura; valore da assumere per rinforzi intradossali

$f_{mtd}$	0,16	Mpa
-----------	------	-----

$R_i$	0	mm
-------	---	----

$R_i$  = raggio volta

$f_{fpd}$	0	Mpa
-----------	---	-----

$$f_{mtd} = \frac{f_{mtm}}{\gamma_M}$$

$$\epsilon_{fd} = \frac{f_{fd}}{E_{Mf}}$$

tensione di trazione di calcolo della muratura

dilatazione FRP per delaminazione

$\epsilon_{fd}$	0,00091
-----------------	---------

Confronto fra le deformazioni di rottura; assumere

$$\min(\epsilon_{fRd}, \epsilon_{fd})$$

0,00091

a questo valore si correla la resistenza di calcolo del rinforzo. che dovrà essere confermato dal valore della deformazione della muratura se

si trova che la sua deformazione è minore a 0,0035

**Calcolo momento resistente per delaminazione di estremità**

$$\alpha\beta f_{md}x = \varepsilon_{fd}E_fA_f + N_{sd}$$

equazione di equilibrio traslazione considerando la massima tensione di calcolo a compressione della muratura  
 $f_{md}=f_{mk}/\gamma_M$   
**N<sub>sd</sub> sforzo normale agente di calcolo**

B	0,7	m
$\alpha$	0,85	
$\beta$	0,8	
f <sub>md</sub>	1,6	
<b>N<sub>sd</sub></b>	<b>20,16</b>	<b>kN</b>
x	33,8	mm

dall'equazione si ricava x :posizione dell'asse neutro dal lembo compresso

$$\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \frac{x}{s-x}$$

si calcola la deformazione di compressione della muratura che consegue dalla posizione dell'asse neutro stabilita dalla deformazione del rinforzo assunta (conservaz. delle sez. piane)  
s= spessore calotta volta  
 $\varepsilon_{mu}$ =deformazione a rottura per compressione della muratura  
confronto  $\varepsilon_m$  e  $\varepsilon_{mu}$  se il primo è inferiore al secondo vuol dire che l'ipotesi sulla configurazione del diagramma delle deformazioni è corretta

$\varepsilon_m$	0,000119	
s	290	mm
$\varepsilon_{mu}$	0,0035	
Verifica	$\varepsilon_m < \varepsilon_{mu}$	

col valore della posizione dell'asse neutro trovata si calcola il momento resistente dalla relativa equazione di equilibrio.

$$M_{Rd} = \frac{\alpha\beta f_{md}x}{2}(s - \beta x) + \varepsilon_{fd}E_fA_f \frac{s}{2}$$

**Momento resistente M<sub>sd</sub>**  
**Momento sollecitante M<sub>sd</sub>**

<b>M<sub>Rd</sub></b>	<b>4,10</b>	<b>kNm</b>
<b>M<sub>sd</sub></b>	<b>4,02</b>	<b>kNm</b>
<b>VERIFICA</b>	<b>OK;</b>	

**Calcolo momento resistente per delaminazione intermedia** ;questa modalità di rottura della fibra è meno severa di quella di estremità, ciò permette di assumere un valore maggiore per la tensione di rottura del rinforzo

$$f_{dam} = k_{cr}f_{fd}$$

Nuovo valore della tensione nel rinforzo valore ridotto per curvatura  
nuovo valore di deformazione del rinforzo per delaminazione

K <sub>cr</sub>	1,5	
f <sub>fdm</sub>	326,28	Mpa
f <sub> added</sub>	0	Mpa
$\varepsilon_{fd}$	0,001359	

ricalcolo posizione asse neutro:  
ricalcolo deformazione muratura compressa

x	37,4	mm
$\varepsilon_m$	0,000201	
Verifica	$\varepsilon_m < \varepsilon_{mu}$	

Ricalcolo del momento flettente resistente MR<sub>d</sub>

<b>M<sub>Rd</sub></b>	<b>4,91</b>	<b>kNm</b>
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	

con riferimento ai diagrammi delle Figure 40-41 si considera la coppia di sollecitazione più gravosa agente all'intradosso dell'arcone : M<sub>sd</sub>=27276 kgcm; N<sub>sd</sub>=1147 kg;

		s=spessore arco	s	290	mm
$b_f = \frac{b_{1f}}{i_f}$	bf= larghezza della fibra per unità di profondità della volta b1f= larghezza della fibra if= interasse fra le fibre		b1f	150	mm
			if	1	m
			bf	150	mm
$A_f = t_f b_f$	Af= area resistente fibra per unità di profondità della volta tf= spessore fibra		Af	25,5	mm <sup>2</sup>
			tf	0,17	mm
Energia specifica di frattura per delaminazione					
$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b k_G}{FC} \sqrt{f_{bm} f_{btm}}$	f <sub>bm</sub> =resistenza media compressione muratura f <sub>btm</sub> resistenza a trazione muratura= 0,1*f <sub>bm</sub> FC: fattore di confidenza		f <sub>bm</sub>	3,2	MPa
			f <sub>btm</sub>	0,32	MPa
			FC	1,3	
$k_G = 0,031$			k <sub>G</sub>	0,031	
			k <sub>B</sub>	1	
			Γ <sub>Fd</sub>	24,13	J/m
			b	150	mm
		$k_b = \sqrt{\frac{3 - \frac{b_{1f}}{b}}{1 + \frac{b_{1f}}{b}}}$			
	b=larghezza del supporto in cui si diffonde la forza trasmessa dal rinforzo				
$l_{ed} = \min\left(\frac{1}{\gamma_{Rd} f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f \Gamma_{Fd}}{2}}; 150 \text{ mm}\right)$	lunghezza ottimale di ancoraggio		γ <sub>Rd</sub>	1,5	
			s <sub>u</sub>	0,4	mm
			f <sub>bd</sub>	0,121	Mpa
$\gamma_{Rd} = 1,25 + 1,5$	coefficiente di sicurezza del modello ,1,5 per muratura di mattoni		led	150	mm
$f_{bd} = \frac{2\Gamma_{Fd}}{s_u}$	tensione tangenziale di aderenza				
	su= scorrimento ultimo fra FRP e supporto; 0,4 mm per murature di mattoni				
		γ <sub>M</sub> = coefficiente parziale di sicurezza della muratura	γ <sub>M</sub>	2	
		γ <sub>fd</sub> = coefficiente parziale relativo alla delaminazione	γ <sub>fd</sub>	1,2	
		Ef=modulo elastico fibra	E	240	Gpa
		ε <sub>fk</sub> : deformazione a rottura della fibra	ε <sub>fk</sub>	0,015	
$\epsilon_{fRd} = \eta_a \frac{\epsilon_{fk}}{\gamma_f}$	γ <sub>f</sub> :coefficiente di sicurezza della fibra η <sub>a</sub> :coefficiente di conversione ambientale		γ <sub>f</sub>	1,1	
	deformazione a rottura di calcolo della fibra		η <sub>a</sub>	0,95	
			ε <sub>fRd</sub>	0,013	
$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fd}}{t_f}}$					

massima tensione nel rinforzo	ffd	217,52	Mpa
-------------------------------	-----	--------	-----

$$f_{fpd} = f_{fd} \frac{f_{mtd} R_i}{f_{mtd} R_i + f_{fd} t_f}$$

riduzione della tensione massima per effetto delle spinte passive indotte dalla curvatura; valore da assumere per rinforzi intradossali

f_mtd	0,16	Mpa
Ri	4400	mm
ffd	206,7	Mpa

Ri= raggio volta

$$f_{mtd} = \frac{f_{mcm}}{\gamma_M}$$

$$\epsilon_{fd} = \frac{f_{fd}}{E_{Mf}}$$

tensione di trazione di calcolo della muratura

dilatazione FRP per delaminazione	$\epsilon_{fd}$	0,00086	
-----------------------------------	-----------------	---------	--

Confronto fra le deformazioni di rottura; assumere a questo valore si correla la resistenza di calcolo del rinforzo che dovrà essere confermato dal valore della deformazione della muratura se

$$\min(\epsilon_{FRd}; \epsilon_{fd})$$

si trova che la sua deformazione è minore a 0,0035

**Calcolo momento resistente per delaminazione di estremità**

$$\alpha \beta f_{md} x = \epsilon_{fd} E_f A_f + N_{sd}$$

equazione di equilibrio traslazione considerando la massima tensione di calcolo a compressione della muratura

B	0,7	m
$\alpha$	0,85	
$\beta$	0,8	
f <sub>md</sub> =f <sub>mk</sub> /γ <sub>M</sub>	1,6	

**N<sub>sd</sub> sforzo normale agente di calcolo**

<b>N<sub>sd</sub></b>	<b>11,47</b>	<b>kN</b>
-----------------------	--------------	-----------

dall'equazione si ricava x :posizione dell'asse neutro dal lembo compresso

x	22	mm
---	----	----

$$\epsilon_m = \epsilon_{fd} \frac{x}{s - x}$$

si calcola la deformazione di compressione della muratura che consegue dalla posizione dell'asse neutro stabilita dalla deformazione del rinforzo assunta (conservaz. delle sez. piane)

$\epsilon_m$	0,000071	
--------------	----------	--

s= spessore calotta volta  
 $\epsilon_{mu}$ =deformazione a rottura per compressione della muratura

s	290	mm
$\epsilon_{mu}$	0,0035	

confronto  $\epsilon_m$  e  $\epsilon_{mu}$  se il primo è inferiore al secondo vuol dire che l'ipotesi sulla configurazione del diagramma delle deformazioni è corretta

Verifica	$\epsilon_m < \epsilon_{mu}$	
----------	------------------------------	--

col valore della posizione dell'asse neutro trovata si

calcola il momento resistente dalla relativa equazione di equilibrio.

$$M_{Rd} = \frac{\alpha \beta f_{md} x}{2} (s - \beta x) + \varepsilon_{fa} E_f A_f \frac{s}{2}$$

<b>Momento resistente</b>	<b>MRd</b>	<b>3,01</b>	<b>kNm</b>
<b>Msd</b>			
<b>Momento sollecitante</b>	<b>Msd</b>	<b>2,72</b>	<b>kNm</b>
<b>Msd</b>	<b>VERIFICA</b>	<b>OK;</b>	

**Calcolo momento resistente per delaminazione intermedia** ; questa modalità di rottura della fibra è meno severa di quella di estremità, ciò permette di assumere un valore maggiore per la tensione di rottura del rinforzo

$f_{dam} = k_{cr} f_{fa}$	Nuovo valore della tensione nel rinforzo	Kcr	1,5	
	valore ridotto per curvatura	f <sub>dm</sub>	326,28	Mpa
		f <sub>dd</sub>	302,45	Mpa
	nuovo valore di deformazione del rinforzo per delaminazione	ε <sub>fd</sub>	0,00126	
	ricalcolo posizione asse neutro:	x	25,19	mm
	ricalcolo deformazione muratura compressa	ε <sub>m</sub>	0,00012	
		Verifica	em < em <sub>u</sub>	
	Ricalcolo del momento flettente resistente MRd	<b>M<sub>Rd</sub></b>	<b>3,71</b>	<b>kNm</b>
		<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	

**Si può concludere che l'applicazione di materiale composito FRP all'estradosso e all'intradosso degli arconi gli fornisce un adeguata resistenza per assorbire le sollecitazioni prodotte dalle azioni sismiche nello stato limite ultimo SLV.**

Calcolo degli FRP per il rafforzamento dell'arcone di sostegno del tetto del presbiterio

I diagrammi delle Figure 50-51 sono prodotti da azioni sismiche con accelerazione spettrale di ancoraggio di  $a_g=0,065$  ; il rafforzamento viene dimensionato per azioni sismiche con accelerazione spettrale di ancoraggio allo SLV di  $a_g=0,156$  ;  
pertanto la coppia di sollecitazione più gravosa agente all'estradosso è : MSd=69251kgcm; NSd=3262kg;

	s=spessore arco	s	290	mm
$b_f = \frac{b_{1f}}{i_f}$	bf= larghezza della fibra per unità di profondità della volta	b1f	450	mm
	b1f= larghezza della fibra	if	1	m
	if= interasse fra le fibre	bf	450	mm
$A_f = t_f b_f$	Af= area resistente fibra per unità di profondità della volta	Af	76,5	mm <sup>2</sup>
	tf= spessore fibra	tf	0,17	mm
	Energia specifica di frattura per delaminazione			
$\Gamma_{Fa} = \frac{k_b k_G}{FC} \sqrt{f_{bm} f_{bmm}}$	f <sub>bm</sub> =resistenza media compressione muratura	f <sub>bm</sub>	3,2	MPa

fbtm resistenza a trazione muratura=  
0,1\*fbm  
FC: fattore di  
confidenza

$$k_G = 0,031$$

$$k_b = \sqrt{\frac{3 - \frac{b_{1f}}{b}}{1 + \frac{b_{1f}}{b}}}$$

b=larghezza del supporto in cui si diffonde la forza trasmessa dal rinforzo

$$l_{ed} = \min\left(\frac{1}{\gamma_{Rd} f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f \Gamma_{Fd}}{2}}; 150 \text{ mm}\right)$$

lunghezza ottimale di ancoraggio

$$\gamma_{Rd} = 1,25 \div 1,5$$

coefficiente di sicurezza del modello ,1,5 per muratura di mattoni

$$f_{bd} = \frac{2\Gamma_{Fd}}{s_u}$$

tensione tangenziale di aderenza

su= scorrimento ultimo fra FRP e supporto; 0,4 mm per murature di mattoni

$\gamma_M$  = coefficiente parziale di sicurezza della muratura

$\gamma_{fd}$  = coefficiente parziale relativo alla delaminazione

Ef=modulo elastico fibra

$\epsilon_{fk}$ : deformazione a rottura della fibra

$$\epsilon_{fRd} = \eta_a \frac{\epsilon_{fk}}{\gamma_f}$$

$\gamma_f$ :coefficiente di sicurezza della fibra

$\eta_a$ :coefficiente di conversione ambientale

deformazione a rottura di calcolo della fibra

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fd}}{t_f}}$$

massima tensione nel rinforzo

$$f_{fpd} = f_{fd} \frac{f_{mtd} R_i}{f_{mtd} R_i + f_{fd} t_f}$$

riduzione della tensione massima per effetto delle spinte passive indotte dalla curvatura; valore da assumere per rinforzi intradossali

Ri= raggio volta

$$f_{mtd} = \frac{f_{mtm}}{\gamma_M}$$

$$\epsilon_{fd} = \frac{f_{fd}}{E_{Mf}}$$

tensione di trazione di calcolo della muratura

fbtm	0,32	MPa
FC	1,3	
k <sub>G</sub>	0,031	
k <sub>B</sub>	1	
Γ <sub>Fd</sub>	24,13	J/m
b	150	mm
γ <sub>Rd</sub>	1,5	
s <sub>u</sub>	0,4	mm
f <sub>bd</sub>	0,121	Mpa
l <sub>ed</sub>	150	mm
γ <sub>M</sub>	2	
γ <sub>fd</sub>	1,2	
E	240	Gpa
ε <sub>fk</sub>	0,015	
γ <sub>f</sub>	1,1	
η <sub>a</sub>	0,95	
ε <sub>fRd</sub>	0,013	
f <sub>fd</sub>	217,52	Mpa
f <sub>mtd</sub>	0,16	Mpa
R <sub>i</sub>	0	mm
f <sub>fpd</sub>	0	Mpa

dilatazione FRP per delaminazione  $\epsilon_{fd}$  0,00091

Confronto fra le deformazioni di rottura; assumere a questo valore si correla la resistenza di calcolo del rinforzo. che dovrà essere confermato dal valore della deformazione della muratura se si trova che la sua deformazione è minore a 0,0035

$$\min(\epsilon_{FRd}; \epsilon_{fd}) = 0,00091$$

**Calcolo momento resistente per delaminazione di estremità**

$$\alpha\beta f_{md} x = \epsilon_{fd} E_f A_f + N_{sd}$$

equazione di equilibrio traslazione considerando la massima tensione di calcolo a compressione della muratura	B	0,505	m
fmd=fmk/γ M	α	0,85	
	β	0,8	
	fmd	1,6	
<b>Nsd sforzo normale agente di calcolo</b>	<b>Nsd</b>	<b>32,62</b>	<b>kN</b>
dall'equazione si ricava x :posizione dell'asse neutro dal lembo compresso	x	89,7	mm

$$\epsilon_m = \epsilon_{fd} \frac{x}{s-x}$$

si calcola la deformazione di compressione della muratura che consegue dalla posizione dell'asse neutro stabilita dalla deformazione del rinforzo assunta (conservaz. delle sez. piane)  
 s= spessore calotta volta  
 ε mu=deformazione a rottura per compressione della muratura  
 confronto ε m e ε mu se il primo è inferiore al secondo vuol dire che l'ipotesi sulla configurazione del diagramma delle deformazioni è corretta

	ε m	0,000406	
	s	290	mm
	ε mu	0,0035	
	Verifica	em < emu	

col valore della posizione dell'asse neutro trovata si

calcola il momento resistente dalla relativa equazione di equilibrio.

$$M_{Rd} = \frac{\alpha\beta f_{md} x}{2} (s - \beta x) + \epsilon_{fd} E_f A_f \frac{s}{2}$$

<b>Momento resistente Msd</b>	<b>MRd</b>	<b>7,35</b>	<b>kNm</b>
<b>Momento sollecitante Msd</b>	<b>Msd</b>	<b>6,925</b>	<b>kNm</b>
	<b>VERIFICA</b>	<b>OK;</b>	

**Calcolo momento resistente per delaminazione intermedia** ;questa modalità di rottura della fibra è meno severa di quella di estremità, ciò permette di assumere un valore maggiore per la tensione di rottura del rinforzo

$$f_{dam} = k_{cr} f_{fd}$$

Nuovo valore della tensione nel rinforzo  
 valore ridotto per curvatura

nuovo valore di deformazione del rinforzo per delaminazione

	Kcr	1,5	
	f <sub>dm</sub>	326,28	Mpa
	f <sub>dd</sub>	302,45	Mpa
	ε fd	0,00126	

ricalcolo posizione asse neutro:	x	25,19	mm
ricalcolo deformazione muratura compressa	$\epsilon_m$	0,00012	
	Verifica	$\epsilon_m < \epsilon_{mu}$	
Ricalcolo del momento flettente resistente MRd	<b>M<sub>Rd</sub></b>	<b>9,55</b>	<b>kNm</b>
	<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	

Si calcola FRP all'intradosso dell'arcone in cui la coppia di sollecitazione più gravosa è : MSd=58257kgcm; NSd=1859kg

	s=spessore arco	s	290	mm
$b_f = \frac{b_{1f}}{i_f}$	bf= larghezza della fibra per unità di profondità della volta b1f= larghezza della fibra if= interasse fra le fibre	b1f if bf	450 1 450	mm m mm
$A_f = t_f b_f$	Af= area resistente fibra per unità di profondità della volta tf= spessore fibra	Af tf	76,5 0,17	mm <sup>2</sup> mm
Energia specifica di frattura per delaminazione				
$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b k_G}{FC} \sqrt{f_{bm} f_{btm}}$	f <sub>bm</sub> =resistenza media compressione muratura f <sub>btm</sub> resistenza a trazione muratura= 0,1*f <sub>bm</sub> FC: fattore di confidenza	f <sub>bm</sub> f <sub>btm</sub> FC	3,2 0,32 1,3	MPa MPa
$k_G = 0,031$		$k_b = \sqrt{\frac{3 - \frac{b_{1f}}{b}}{1 + \frac{b_{1f}}{b}}}$	k <sub>G</sub> k <sub>B</sub> Γ <sub>Fd</sub>	0,031 1 24,13
	b=larghezza del supporto in cui si diffonde la forza trasmessa dal rinforzo	Γ <sub>Fd</sub> b	24,13 150	J/m mm
$l_{ed} = \min\left(\frac{1}{\gamma_{Rd} f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f \Gamma_{Fd}}{2}}, 150 \text{ mm}\right)$	lunghezza ottimale di ancoraggio	γ <sub>Rd</sub> s <sub>u</sub> f <sub>bd</sub> l <sub>ed</sub>	1,5 0,4 0,121 150	 mm Mpa mm
$\gamma_{Rd} = 1,25 + 1,5$	coefficiente di sicurezza del modello ,1,5 per muratura di mattoni			
$f_{bd} = \frac{2\Gamma_{Fd}}{s_u}$	tensione tangenziale di aderenza			
	su= scorrimento ultimo fra FRP e supporto; 0,4 mm per murature di mattoni			
	γ <sub>M</sub> = coefficiente parziale di sicurezza della muratura	γ <sub>M</sub>	2	
	γ <sub>fd</sub> = coefficiente parziale relativo alla delaminazione	γ <sub>fd</sub>	1,2	



Ef=modulo elastico fibra E 240 Gpa

εfk: deformazione a rottura della fibra ε fk 0,015

$$\epsilon_{fRd} = \eta_a \frac{\epsilon_{fk}}{\gamma_f}$$

γ f:coefficiente di sicurezza della fibra γ f 1,1

ηa:coefficiente di conversione ambientale η a 0,95

deformazione a rottura di calcolo della fibra ε fRd 0,013

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{2E_f \Gamma_{Fd}}{t_f}}$$

massima tensione nel rinforzo ffd 217,52 Mpa

$$f_{fpd} = f_{fd} \frac{f_{mtd} R_i}{f_{mtd} R_i + f_{fd} t_f}$$

riduzione della tensione massima per effetto delle spinte passive indotte dalla curvatura; valore da assumere per rinforzi intradossali

f mtd 0,16 Mpa

Ri 3120 mm

Ri= raggio volta

f fpd 202,5 Mpa

$$f_{mtd} = \frac{f_{mtm}}{\gamma_M}$$

tensione di trazione di calcolo della muratura

$$\epsilon_{fd} = \frac{f_{fd}}{E_{Mf}}$$

dilatazione FRP per delaminazione ε fd 0,00084

Confronto fra le deformazioni di rottura; assumere  $\min(\epsilon_{fRd}, \epsilon_{fd})$  0,00084  
a questo valore si correla la resistenza di calcolo del rinforzo.  
che dovrà essere confermato dal valore della deformazione della muratura se  
si trova che la sua deformazione è minore a 0,0035

**Calcolo momento resistente per delaminazione di estremità**

$$\alpha \beta f_{md} x = \epsilon_{fd} E_f A_f + N_{sd}$$

equazione di equilibrio traslazione B 0,505 m

considerando la massima tensione di calcolo α 0,85

a compressione della muratura β 0,8

fmd=fmk/γ M fmd 1,6

**Nsd sforzo normale agente di calcolo Nsd 18,59 kN**

dall'equazione si ricava x :posizione dell'asse neutro dal lembo compresso x 62 mm

$$\epsilon_m = \epsilon_{fd} \frac{x}{s-x}$$

si calcola la deformazione di compressione della muratura ε m 0,000230  
che consegue dalla posizione dell'asse neutro stabilita dalla  
deformazione del rinforzo assunta(conservaz.delle sez. piane)

s 290 mm

s= spessore calotta volta  
 $\epsilon_{mu}$ =deformazione a rottura per compressione della muratura  
 confronto  $\epsilon_m$  e  $\epsilon_{mu}$  se il primo è inferiore al secondo vuol dire che l'ipotesi sulla configurazione del diagramma delle deformazioni è corretta

$\epsilon_{mu}$  0,0035

Verifica  $\epsilon_m < \epsilon_{mu}$

col valore della posizione dell'asse neutro trovata si

calcola il momento resistente dalla relativa equazione di equilibrio.

$$M_{Rd} = \frac{\alpha \beta f_{max} x}{2} (s - \beta x) + s f_{fd} E_f A_f \frac{s}{2}$$

<b>Momento resistente Msd</b>	<b>MRd</b>	<b>6,13</b>	<b>kNm</b>
<b>Momento sollecitante Msd</b>	<b>Msd</b>	<b>5,83</b>	<b>kNm</b>
	<b>VERIFICA</b>	<b>OK;</b>	

**Calcolo momento resistente per delaminazione intermedia** ;questa modalità di rottura della fibra è meno severa di quella di estremità, ciò permette di assumere un valore maggiore per la tensione di rottura del rinforzo

$$f_{fdm} = k_{cr} f_{fd}$$

Nuovo valore della tensione nel rinforzo  
 valore ridotto per curvatura

Kcr	1,5	
f <sub>fdm</sub>	326,28	Mpa
f <sub> added</sub>	293,65	Mpa

nuovo valore di deformazione del rinforzo per delaminazione

$\epsilon_{fd}$  0,001224

ricalcolo posizione asse neutro:  
 ricalcolo deformazione muratura compressa

x	74,72	mm
$\epsilon_m$	0,00042	
Verifica	$\epsilon_m < \epsilon_{mu}$	

Ricalcolo del momento flettente resistente MRd

<b>MRd</b>	<b>7,98</b>	<b>kNm</b>
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	

Si fa presente che a seguito delle integrazioni e chiarimenti richiesti dalla Struttura Comisariale Regionale, come documentato al successivo punto 3 , l' intervento prevede l'applicazione delle fasce solo all'estradosso delle volte .

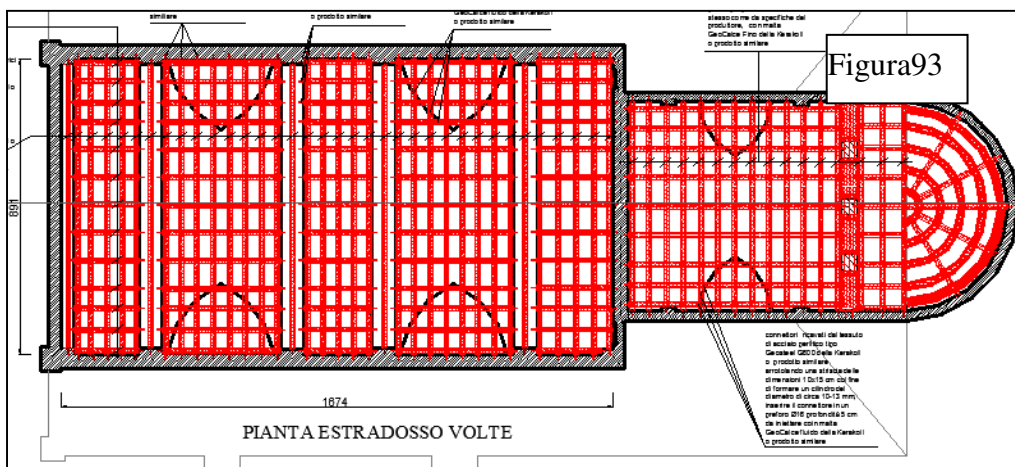


Figura 93: disposizione delle fasce in tessuto di fibra di acciaio perlitico all'estradosso delle volte.

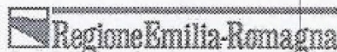


### **3. MODIFICHE ED INTEGRAZIONI PROGETTUALI A SEGUITO DELLA NOTA PG 2014/0078016 DEL 20/03/2014 DELLA STRUTTURA COMMISSARIALE REGIONALE**

Si sottolinea che i punti dell'Allegato A qui richiamati sono stati adattati al contesto delle scelte progettuali finali ; le linee punteggiate stanno a significare degli omissis della versione originale della relazione strutturale di approfondimento a seguito delle osservazione del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della regione Emilia Romagna a cui si rimanda per la lettura integrale.

### 3.0 Richiesta integrazione e chiarimenti Servizio Geologico Sismico e dei Suoli, Regione Emilia - Romagna pg. 2014. 0078016 del 20/03/2014

Direzione Generale Ambiente e  
Difesa del Suolo e della Costa



Servizio, Geologico, Sismico e dei Suoli

il Responsabile

Raffaele Pignone

REGIONE EMILIA-ROMAGNA: GIUNTA  
PG.2014. 0078016  
del 20/03/2014



**SPEDITO**

21 MAR 2014

Raccomandata A/R  
**ALL'ARCIDIOCESI DI MODENA NONANTOLA**  
Ufficio Diocesano Beni Culturali e Arte Sacra  
Via S. Eufemia, 13 - 41100 Modena (MO)

- p.c. **Struttura Tecnica del Commissario delegato**  
Viale Aldo Moro n.64 - 40127 Bologna
- e, p.c. **MIBAC – Ministero per i Beni e le Attività Culturali**  
Direzione Regionale per i Beni Culturali e  
Paesaggistici dell'Emilia-Romagna  
UCR – Unità Crisi Coordinamento Regionale Sisma2012  
Strada Maggiore, 80 - 40125 Bologna (BO)
- e, p.c. **Alla Conferenza Episcopale dell'Emilia-Romagna**  
Ufficio Regionale Beni Culturali Ecclesiastici  
c/o Curia Arcivescovile di Bologna  
Via Altabella, 6 - 40126 Bologna (BO)  
c.a. Don Mirko Corsini

**Programma delle opere pubbliche e dei beni culturali**

articolo 4 del D.L. 74/2012, convertito nella legge 122/2012

articolo 11 della legge regionale 21 dicembre 2012, n. 16

**D.G.R. 192/2014 e Ordinanza Commissariale n° 14/2013 – Piani annuali 2013-2014**

<b>Tipo di intervento</b>			
Rafforzamento locale <input checked="" type="checkbox"/>	Miglioramento sismico <input type="checkbox"/>	Demolizioni e ricostruzioni o nuove costruzioni <input type="checkbox"/>	Rimborso interventi iniziati o ultimati <input type="checkbox"/>
		Edifici a proprietà mista pubblico-privato <input type="checkbox"/>	
<b>Livello di progettazione</b>			
Perizia per demolizione e ricostruzione <input type="checkbox"/>	Preliminare <input type="checkbox"/>	Definitivo per ripristino in caso di ricostruzione <input type="checkbox"/>	Definitivo <input type="checkbox"/>
			Esecutivo <input checked="" type="checkbox"/>
<b>Edificio sottoposto alla tutela del D.Lgs. 42/2004</b> <input checked="" type="checkbox"/>			
<b>Pratica n. 106</b>	<b>prot. gen. CR.2014.0007687</b>		in data 25/02/2014
<b>Committente:</b>	Arcidiocesi di Modena Nonantola		
<b>Denominazione:</b>	Chiesa parrocchiale di S. Lorenzo		
<b>Comune di:</b>	Modena	<b>Provincia di:</b>	Modena
<b>Località:</b>		<b>Indirizzo:</b>	San Lorenzo della Pioppa
<b>Foglio:</b>		<b>Mappale/fi:</b>	
<b>Importo Programma:</b>	250,000.00 €	<b>N° ord. DGR 192/2014:</b>	2.242
<b>Importo a Piano:</b>	250,000.00 €	<b>Importo richiesto:</b>	250,000.00 €

Viale della Fiera 8 tel 051.527.4752  
40127 Bologna fax 051.527.4208

EMAIL: SEGRGECL@REGIONE.EMILIA-ROMAGNA.IT  
PEC: SEGRGEDL@POSTACERT.REGIONE.EMILIA-ROMAGNA.IT

INDICE LIV. 1 LIV. 2 LIV. 3 LIV. 4 LIV. 5 2012 3

## Richiesta di integrazioni/chiarimenti

Con riferimento alla pratica in oggetto specificata

si comunica

che, è stato svolto, ai sensi dell'Allegato E "Regolamento" (dei piani annuali 2013-2014 Opere Pubbliche - Beni Culturali - Edilizia scolastica Università) alla D.G.R. 192/2014, e del paragrafo B.3. "precisazioni in merito alle modalità di controllo del progetto" dell'Allegato B alla DGR 1373/2011, il controllo di:

- completezza e regolarità formale del progetto,
- conformità del progetto alle norme tecniche per le costruzioni.

Ad esito di tale controllo si rileva:

- l'irregolarità della pratica** in oggetto in quanto presenta la seguente:
  - incompletezza della documentazione amministrativa
    - 1) Ai sensi dell'art. 3 comma 11 è necessario specificare la presenza o meno di una assicurazione inerente i danni da sisma, nonché l'eventuale rimborso assicurativo;
    - 2) Risulta assente la necessaria modulistica regionale: istanza di autorizzazione, e asseverazione di congruità (MUR A.2 e MUR A.3);
  - irregolarità formale della documentazione amministrativa
    - 3) Non risultano ammissibili a finanziamento i dispositivi di protezione individuale, in quanto solitamente rientrano nelle spese generali del prezzo unitario considerato per ciascuna lavorazione;
    - 4) In linea generale non risulta finanziabile la realizzazione di tracce per i tiranti, ad eccezione di rare situazioni eventualmente correlate alle esigenze di tutela del bene;
  - incompletezza degli elaborati del progetto
    - 5) Risulta carente la restituzione grafica e fotografica del quadro fessurativo rilevato, che deve indirizzare gli interventi che prioritariamente dovranno avere la finalità di ridurre e/o eliminare le vulnerabilità che hanno causato il citato quadro fessurativo. A tal proposito si osserva che nella "relazione strutturale" le scelte progettuali sono presentate come stretta conseguenza di analisi numeriche non soddisfatte. Si ritiene tale approccio scarsamente appropriato considerando che, come documentato dal progettista a pag 60 di 109 della "relazione strutturale", si possono avere verifiche locali ampiamente non soddisfatte, in assenza di lesioni sul fabbricato malgrado l'evento sismico di importante intensità che ha interessato il Comune di San Prospero. Tali circostanze risultano presumibilmente correlate alle difficoltà nell'approssimare il reale comportamento del fabbricato attraverso le valutazioni numeriche condotte. Di conseguenza, ai sensi del § 10.2 delle NTC 2008, si ritiene necessario effettuare una validazione delle analisi redatte e delle conseguenti scelte progettuali, conducendo verifiche semplificate dei pilastri/setti murari, per esempio di tipo LV1 ai sensi dei § 5.3 e 5.4 della "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la

valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni" (di seguito Direttiva);

- irregolarità formale degli elaborati del progetto
- la necessità di fornire integrazioni e/o chiarimenti** alla documentazione allegata al progetto esecutivo riguardante le strutture, come di seguito indicato:
  - completezza e adeguatezza del progetto a rappresentare gli interventi strutturali
  - congruità del progetto architettonico con il progetto strutturale
  - corrispondenza tra le risultanze delle indagini geologica e geotecnica con il progetto strutturale
  - completezza della relazione illustrativa sintetica e analisi dei contenuti della stessa
  - accuratezza della progettazione dei particolari esecutivi (limitatamente alle parti strutturali e ai collegamenti ritenuti più importanti)**
- 6) In merito al rinforzo di volte esistenti con "fibra di acciaio galvanizzato" e dei relativi connettori, occorre motivare la necessità di intervenire sia dall'intradosso che dall'estradosso. Occorre inoltre allegare particolari costruttivi ed eventualmente una scheda tecnica da correlare all'analisi dei prezzi proposta;
- 7) In merito all'intervento di rinforzo dei "portali murari fra le cappelle laterali" (tavola S1), si evidenzia che introduce una rilevante discontinuità nel fabbricato che potrebbe pregiudicare l'efficacia. Si suggerisce la valutazione di scelte progettuali alternative, oppure si richiede una dettagliata valutazione locale delle tensioni indotte sulla muratura dagli elementi metallici introdotti, nonché dei possibili effetti peggiorativi che la brusca variazione di rigidità e resistenza introdotta nei "portali murari" per i quali, sopra all'architrave metallico, si prevede anche di "inghisare" nelle murature delle barre metalliche ad aderenza migliorata;
- 8) Nell'elaborato relazione tecnica viene descritto l'inserimento di 4 barre diwidag nel fronte principale previa perforazione armata. Si evidenzia che tale scelta progettuale è sconsigliata sia dal § C8A.5.1 della Circolare n. 617/2009, sia dal §6.3.2 della Direttiva. Le citate norme precisano che "tale tecnica deve essere limitata ai casi in cui non siano percorribili altre soluzioni, per la notevole invasività di tali elementi e la dubbia efficacia". Di conseguenza occorre valutare scelte progettuali alternative, oppure eseguire opportune ed accurate analisi locali e globali che valutino l'efficacia e l'invasività dell'intervento anche in relazione alle tensioni che si possono generare nella muratura. Analoga richiesta è da considerarsi valida anche per l'inserimento della barra diwidag che si prevede di "inghisare" nella parete muraria del "colonnato centrale" adiacente la navata;
- 9) In merito all'intervento di irrigidimento del sottotetto si richiedono verifiche locali delle porzioni di muratura alle quali si prevede di vincolare i profili UPN metallici. Occorre inoltre fornire una verifica e un dettaglio costruttivo dei nodi fra gli elementi metallici che compongono il citato irrigidimento, nonché delle relative azioni trasmesse alle adiacenti pareti murarie. A tal proposito si richiede di motivare il previsto rinforzo con "fasce di tessuto di acciaio perlitico", da considerare solo al netto della lunghezza di ancoraggio delle fasce

stesse. Qualora si ritenga opportuno, potrebbe essere presa in considerazione la posa di una fascia esterna a livello dell'imposta delle volte;

adeguatezza e completezza del rilievo geometrico - strutturale per le costruzioni esistenti

10) Fornire idoneo rilievo della copertura, finalizzato ad evidenziare, o ad escludere, eventuali problematiche strutturali e/o di collegamento, per gli elementi resistenti del coperto.

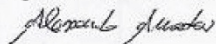
Per consentire il completamento dell'istruttoria, si invita a produrre la suddetta documentazione integrativa, con opportuni elaborati in 2 copie, presso la Struttura Tecnica del Commissario Delegato, che provvederà ad inoltrarla allo scrivente Servizio, al fine di assicurare la tempestiva conclusione del procedimento, con conseguente trasmissione del parere finale all'Ente attuatore e per conoscenza alla Struttura Tecnica del Commissario Delegato.

I previsti termini del procedimento risulteranno sospesi fino all'integrazione della pratica (art. 3 comma 14 del Regolamento). Si ricorda che per interventi di riparazione con rafforzamento locale l'art. 3 comma 14 del Regolamento prevede che gli Enti attuatori provvedano ad inviare le integrazioni documentali, in duplice copia, entro 20 giorni dal ricevimento della richiesta.

Si informa che il funzionario della scrivente struttura tecnica, Ing. Alessandro Amadori, incaricato dell'istruttoria della pratica sismica in oggetto, riceve il pubblico previo appuntamento telefonico al n. 051/5276038 o per e-mail all'indirizzo [amadori@regione.emilia-romagna.it](mailto:amadori@regione.emilia-romagna.it).

IL TECNICO ISTRUTTORE

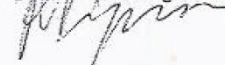
Ing. Alessandro Amadori



AA/VP  
OP

IL RESPONSABILE DEL SERVIZIO

Dot. Raffaele Pignone





5.a) “Risulta carente la restituzione fotografica del quadro fessurativo rilevato .....”

a tal proposito si fa notare che .....

5.b)“ a tal proposito si osserva che nella “relazione strutturale” le scelte progettuali .....” “

Si concorda in generale col significato che assume il quadro fessurativo nell’indirizzare gli interventi , non si è invece d’accordo col senso negativo che si vuole assegnare alle analisi numeriche che secondo l’affermazione riportata nella nota “ .....le scelte progettuali sono presentate come stretta conseguenza di analisi numeriche” , sembra significare che esse siano state sviluppate ad arte per giustificare le proposte di progetto. Si vuole con l’occasione ricordare che sia la normativa tecnica vigente NTC/08 che la Direttiva del Ministero dei Beni Culturali di cui DPCM 9 febbraio 2011 in tema di valutazione della sicurezza indicano nell’analisi strutturale uno strumento imprescindibile per tradurre in termini meccanici e quantitativi il comportamento accertato della costruzione. E’ con questo spirito che si sono sviluppate le numerose analisi numeriche, pur coscienti delle incertezze che esse si portano dietro in materia di schematizzazione statica e scelta dei parametri meccanici; ma ciò non toglie che esse abbiano una grande importanza per poter esprimere razionalmente una misura della sicurezza.

Una lettura attenta della relazione strutturale fa capire che l’approccio progettuale seguito prende proprio avvio dall’analisi del quadro fessurativo, interpretandolo alla luce dei possibili schemi statici in cui si può suddividere la struttura ed evidenziando le principali vulnerabilità; ciò è quanto si è cercato di fare al p.to 2.2 .....

.....

E’ ovvio che l’analisi qualitativa qui condotta ha permesso di prefigurare i presupposti per un’analisi quantitativa mirata , basata su analisi numeriche che potessero cogliere ,giustificandole, le criticità evidenziate.

E’ fuor di dubbio ,considerando anche il carattere innovativo e sperimentale dell’analisi teorica a cui si sottopongono le strutture murarie utilizzando metodi di calcolo più consoni per materiali omogenei con accertati legami costitutivi, quali sono le strutture di acciaio, di cemento armato, di legno ecc, che le analisi numeriche a volte diano luogo a risultati non troppo corrispondenti con la risposta reale della costruzione in muratura, ciò

però non significa che siano meno significative delle valutazioni qualitative e da trascurare .

Si ritiene che escluso il metodo empirico di riprodurre terremoti artificiali per le ovvie ragioni economiche e per l' elevato rischio di crollo del manufatto in cui si può incorrere,per cause di risonanza, lo strumento delle analisi numeriche mette al riparo il progettista, che deve pronunciarsi sulla sicurezza della costruzione, da colpe per negligenza ed imperizia.

.....  
.....  
Data la difficoltà di schematizzare il reale comportamento della struttura si propone di utilizzare analisi semplificate di tipo LV1 come suggerisce la Direttiva , dimenticando che esse sono state proposte per esprimere una valutazione di primo livello sul rischio sismico del patrimonio culturale su scala territoriale, permettendo al Ministero dei BB.CC. di creare una data base , organizzato per tipologia costruttiva e secondo una scala di priorità sismica al fine di programmare gli ulteriori interventi finalizzati a migliorare le capacità di risposta antisismica. Fatto questo primo screening la progettazione degli interventi è demandata a livelli di progettazione più approfondita di tipo LV2-LV3 a seconda che essa interessi singoli macroelementi con comportamento autonomo dal resto della struttura , o persegua la valutazione complessiva dell'intera struttura.per lo scopo ,in entrambi i livelli si utilizzano i metodi classici della scienza e tecnica delle costruzioni.

L'approccio progettuale seguito nel progetto in esame,pur con i limiti sopra richiamati, rientra sicuramente nel livello LV2, avendo analizzato gli elementi più importanti facciata,volte, pareti longitudinali emergenti sui colonnati, i colonnati ; con connotati pertinenti al livello LV3 perché affronta la sicurezza complessiva trasversale del'aula da cui dipende la sopravvivenza dell'intero manufatto.

Comunque seguendo il suggerimento di analizzare qualitativamente il livello di rischio sismico del manufatto nel suo complesso mediante l'approccio di tipo LV1 ; di seguito vengono riportati i risultati che si ottengono applicando la metodologia di cui al punto 5.4.3 della Direttiva del Ministero BB.CC.

$$i_v = \frac{1}{6} \frac{\sum_{k=1}^{28} p_k (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=1}^{28} p_k} + \frac{1}{2}$$

con questa formula si valuta Il comportamento sismico dell'intero edificio rappresentato, su base statistica, da un indice di vulnerabilità, variabile tra 0 e 1, definito come media pesata del comportamento dei diversi macro-elementi in cui si può caratterizzare la struttura della

chiesa. Si è visto che ognuno di essi sotto l'azione sismica è potenzialmente soggetto ad un dato meccanismo di danno. I meccanismi individuati dalla Direttiva sono 28, ma non è detto che debbano essere tutti considerati nel caso in esame.

Il k-esimo meccanismo viene caratterizzato con indicatori di vulnerabilità e presidi antisismici a cui si associano dei punteggi  $v_{ki}$  (per le vulnerabilità) e  $v_{kp}$  (presidi antisismici) in funzione del tipo e numero. I punteggi si ricavano dalla Tabella 5.1 indicata dalla Direttiva;  $p_k$  è il peso attribuito al meccanismo, esso vale 0 per i meccanismi che non si sarebbero potuti attivare nella chiesa, per la mancanza del macroelemento, mentre è compreso tra 0.5 e 1 negli altri casi).

La metodologia considera 28 meccanismi di danno, elencati nell'allegato C della Direttiva associati ai diversi macroelementi che possono essere presenti in una chiesa. Attraverso il modello sintetizzato nella formula sopra riportata si valuta l'indice di vulnerabilità e quindi l'indice di sicurezza sismica della chiesa con le seguenti formule:

$I_{s,SLV} = \frac{T_{R,SLV}}{T_{s,SLV}}$  qui l'indice è espresso in termini di tempo ritorno dell'accelerazione sismica sopportata dal manufatto in rapporto a quella prevista dalla normativa allo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

$f_{a,SLV} = \frac{a_{s,SLV}}{a_{g,SLV}}$  qui l'indice, chiamato anche fattore di accelerazione, è espresso in termini di accelerazione sismica sopportata dal manufatto in rapporto a quella prevista dalla normativa allo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Per i macroelementi non sono presenti nel manufatto in esame, o per quei meccanismi che non si potrebbero verificare nella chiesa si assegna peso  $p_k=0$ ; agli altri si attribuisce valore  $p_k=1$ , ad eccezione dei meccanismi 4 e 15 a cui si assegna  $p_k=0,5$  e ai meccanismi

(10, 11, 12, 18, 20, 22, 23, 24, 25, 26), si dovrà scegliere un valore  $0,5 < p_k < 1$ , in relazione all'importanza dell'elemento nel contesto della costruzione.

Per ogni meccanismo vengono suggeriti i possibili elementi di presidio antisismico e gli indicatori di vulnerabilità; a queste liste possono essere aggiunti altri elementi che dovessero emergere, a seguito di una specifica conoscenza della costruzione, come significativi per la valutazione del comportamento sismico della chiesa. A ciascun presidio o indicatore di vulnerabilità rilevato deve essere attribuito, rispettivamente, un grado di efficacia o di gravità, con un punteggio da 1 a 3.

Attraverso la tabella 5.1 è possibile ricavare i valori di  $v_{ki}$  e  $v_{kp}$  da utilizzare per il calcolo.

Tabella 5.1. Valutazione del punteggio di vulnerabilità per ogni meccanismo di danno.

Numero degli indicatori di vulnerabilità o dei presidi antisismici	Giudizio dell'efficacia	$v_k$
almeno 1	3	3
almeno 2	2	
1	2	2
almeno 2	1	
1	1	1
Nessuno	0	0

N.meccanismo	$\rho$	$V_{ki}$	$V_{kp}$
1	1	0	1
2	1	0	2
3	1	2	0
4	0	0	0
5	1	3	2
6	1	1	1
7	1	0	1
8	1	3	2
9	1	2	0
10	0	0	0
11	0	0	0
12	0	0	0
13	1	0	2
14	0	0	0
15	0	0	0
16	0	2	0
17	0,8	0	1
18	0,8	3	1
19	1	0	1
20	0	0	0
21	1	1	0
22	0,5	0	1
23	0,5	0	1
24	0,8	1	0
25	0	0	0
26	0	0	0
27	0	0	0
28	0	0	0

Per il  
meccanismi si  
Direttiva del  
Lo sviluppo  
determinare  
 $i_v=0,528$ ;  
Con tale valore  
l'accelerazione  
manufatto  
formula:  
 $a_{SLV}S =$   
in cui S è il  
essere stimato  
supposto la  
sottuolo "C";  
ottiene  
Se si divide

significato dei  
veda l'allegato C alla  
Ministero BB.CC.  
della formula porta a  
l'indice con valore  
si calcola  
soportabile dal  
mediante la seguente  
 $0,025 * 1,8^{5,1-3,44*i_v}$   
fattore suolo che può  
pari a  $S=1,46$  avendo  
categoria di del  
sostituendo i valori si  
 $a_{SLV}S=0,172g$   
tale valore per S si

ottiene l'accelerazione del suolo supposto rigido, cioè di categoria "A" che vale  
 $a_{gSLV}=0,172/1,46=0,117g$  ; tale valore dovrà essere ulteriormente diviso per il fattore di

confidenza che è stato assunto pari a  $FC=1,35$  come indicato al p.to 2.5.2 della relazione strutturale dando luogo al valore di  $a_{gSLV} = 0,117g/1,35=0,087g$  ; per la normativa sismica vigente la  $a_{gSLV}$  attesa nel sito vale:  $a_{gSLV}=0,156$  si veda a riguardo il punto 2.4 della relazione strutturale ; pertanto l'indice di sicurezza sismica espresso tramite il fattore di accelerazione vale:

$$f_{aSLV}=0,087/0,156=0,56$$

Se si vuole esprimere l'indice di sicurezza in termini di tempo di ritorno dell'accelerazione lo si calcolerà con la seguente formula tratta dalla Direttiva del Ministero BB.CC:

$$T_{SLV} = T_{R1} * 10^{\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) * \log\left(\frac{a_{ALV}}{a_1}\right) / \log\left(\frac{a_2}{a_1}\right)}$$

$T_{R2}$  e  $T_{R1}$  sono i tempi di ritorno a cui sono associate le accelerazione del suolo  $a_1$  e  $a_2$  ricavate dalla griglia di valori della zonizzazione sismica allegata alla normativa NTC/08 per il sito in esame , per un tempo di riferimento  $V_R=50$  anni come indicato i al punto 2.4 della relazione strutturale in cui sono stati riportati in tabella tali parametri sismici per quattro stati limite ivi indicati . Si può integrare tale tabella con un intervallo di valori più vicini a cavallo dell'accelerazione  $a_{gSLV}=0,087g$  , che sono  $a_1=0,078g$  con tempo di ritorno  $T_{R1}=101$  anni , e  $a_2=0,092$  con tempo di ritorno  $T_{R2}=140$  anni ; sviluppando la formula si trova che il tempo di ritorno dell'accelerazione  $a_{gSLV}$  risulta pari a  $T_{SLV}=120$  anni.

Pertanto l'indice di sicurezza sismico in termini di tempo di ritorno , assumendo pari a 475 anni quello previsto per l'accelerazione attesa nel sto allo stato limite SLV  $a_{gSLV}=0,156$  , risulta :

$$I_s=120/475=0,25$$

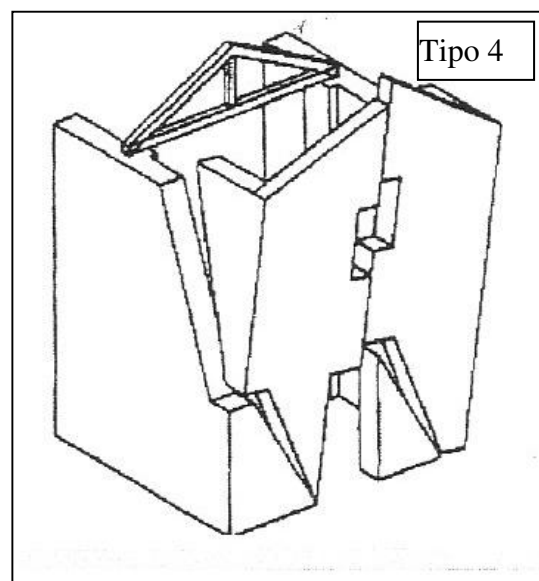
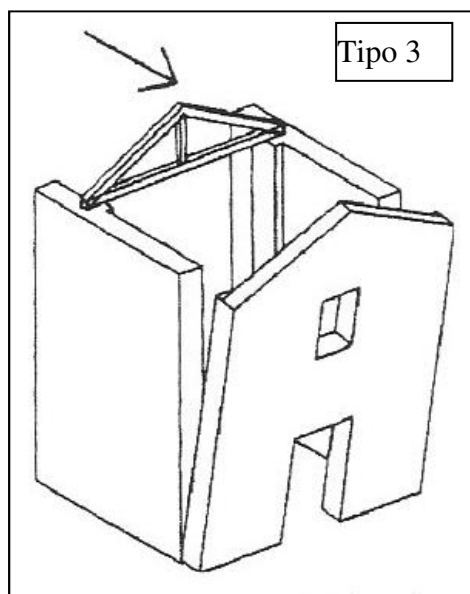
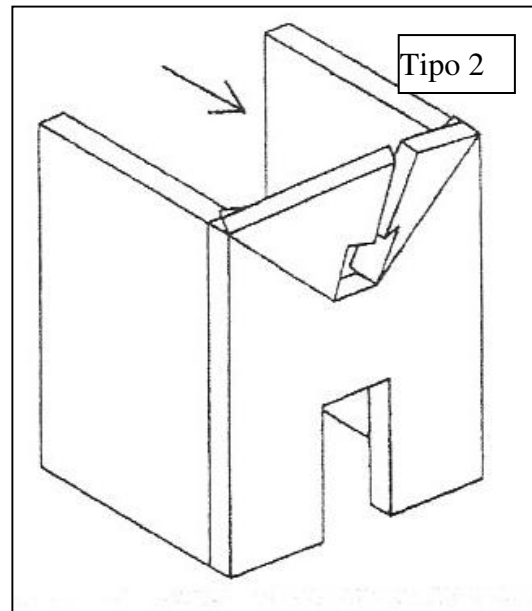
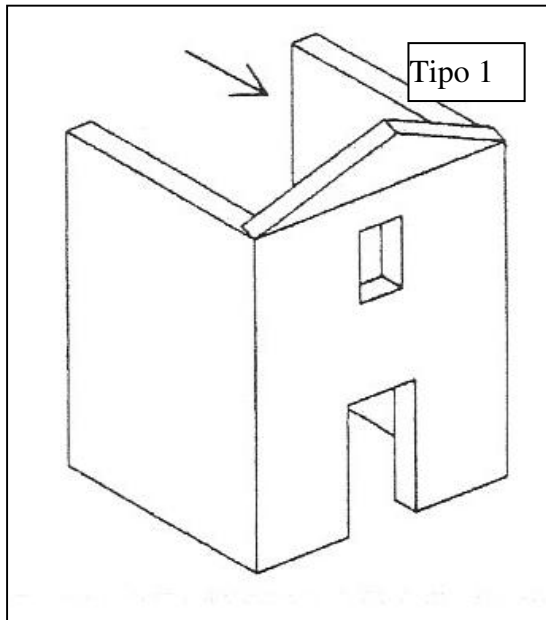
Come si può constatare i due indici si discostano per più del 100% a dimostrazione che la misura del livello di sicurezza sismico si presenta molto variabile.

Come di consueto nella progettazione strutturale , di fronte a due o più valori che esprimono la sicurezza è opportuno riferirsi sempre a quello minore , che nel caso in esame è  $I_s=0,25$ .

.....  
 .....  
 .....  
 ..

Dando seguito alla richiesta di integrazione della nota si sviluppano calcoli più semplici facendo riferimento ai meccanismi di danno schematizzati nell'allegato C alla Direttiva del Ministero dei BB.CC.

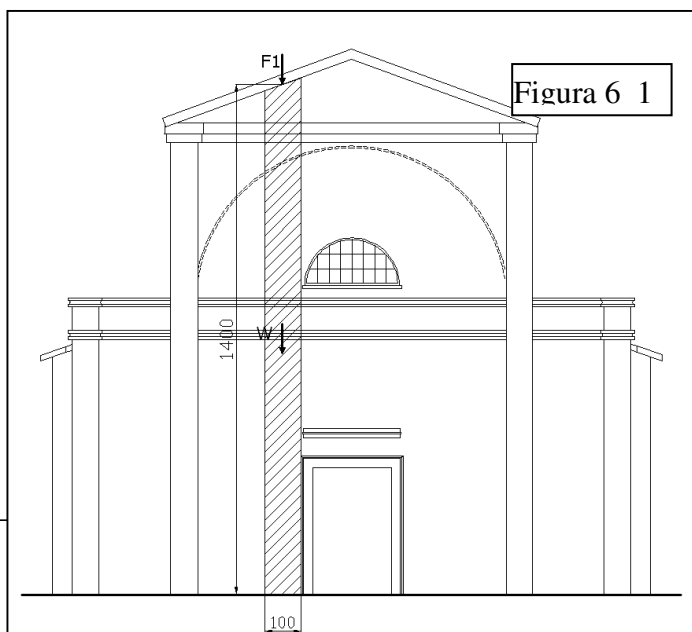
Parete di facciata



Le figure sopra riportate mostrano le tipologie di danno a cui è maggiormente soggetta la parete di facciata di chiese simili a quella in esame. E' parere di chi scrive che solo gli schemi di meccanismo raffigurati nei Tipi 1-3 si prestano ad un'analisi quantitativa semplice e manuale utilizzando, ad esempio, il metodo dell'analisi limite dell'equilibrio; il tipo 2 potrebbe essere analizzato assumendo la formazione di un arco naturale interno alla muratura che scarica sulle imposte; il tipo 4 che si riferisce a sollecitazioni di taglio nel piano risulterebbe più complesso e di difficile schematizzazione dovendo fare rientrare nell'analisi parametri meccanici di resistenza e deformabilità, per rendere significativa l'analisi.

.....  
 .....  
 .....  
 .....  
 .....  
 .....  
 .....  
 .....

*Per il meccanismo di danno Tipo 3 si sviluppa l'analisi limite dell'equilibrio utilizzando l'analisi cinematica.*



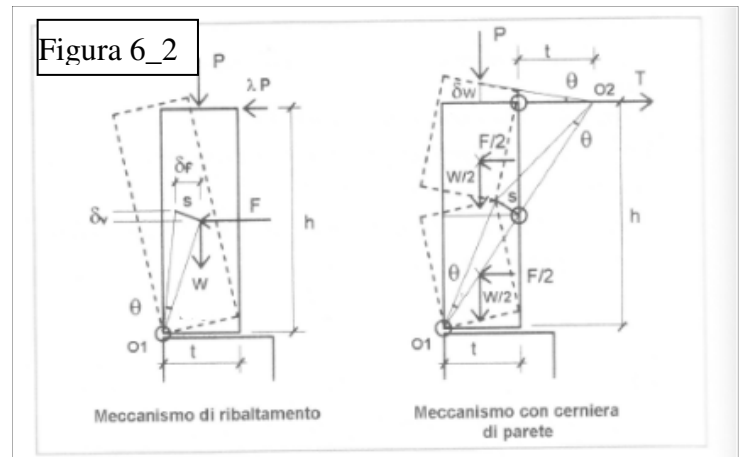
La Figura 6.1 mostra il prospetto della chiesa; in essa si è tratteggiata un'area di larghezza unitaria che lontana dall'incrocio murario può considerarsi indipendente nell'oscillazione ortogonale al suo piano.

La Figura 6.2 mostra gli schemi statici che verranno sottoposti all'analisi cinematica.

Le formule utilizzate sono

$$\alpha_0^* \geq \frac{\alpha_g * S}{q} \left(1 + 1,5 * \frac{Z}{H}\right)$$

che esprime l'accelerazione spettrale impressa alla parete dal sisma di progetto.



$$\lambda = \frac{t}{h} \left( \frac{W + P}{W + 2P} \right) \quad \text{che esprime il moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo con cerniera alla base}$$

$$\lambda = \frac{t}{h} \left( \frac{4W + 6P}{W} \right) \quad \text{che esprime il moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo con cerniera a metà della parete}$$

$$T = \frac{1}{2} \lambda W + \lambda P \quad \text{il tiro che fornisce il vincolo a cerniera superiore}$$

Si effettua la verifica allo stato limite SLV;

Input			Output		
ag	0,156g	accelerazione di ancoraggio alla SLV	$\alpha_0^*$	0,20g	Accelerazione spettrale : domanda sismica
S	1,45	Fattore suolo,avendo assunto la categoria C	$\lambda$	0,024g	Risposta sismica del setto: meccanismo con cerniera alla base del setto
q	2	fattore di struttura come suggerito al p.to C8A.4.2.3 Circ.617 □	$\lambda$	0,11g	Risposta sismica del setto: meccanismo con cerniera alla mezzera del setto
h(m)	14	Altezza setto	T( $\kappa\gamma$ )	514	Tiro per garantire il meccanismo con cerniera di parete



t(m)	0,35	Spessore setto	La verifica è positiva se $\lambda \geq \alpha_0^*$ <b>Come si può rilevare la verifica è negativa con entrambi gli schemi statici.</b>
B(m)	1	Larghezza setto	
$\gamma M$ (kg/mc)	1800	Peso specifico muratura	
W(kg)	8820	Peso setto	
P(kg)	400	Scarico tetto; solo carichi permanenti	
Z(m)	7	Quota baricentro setto	
H(m)	14	Altezza manufatto alla gronda	

Ripetendo i calcoli con un'accelerazione di ancoraggio più bassa  $a_g=0,078g$  si ricavano i seguenti risultati

Input			Output		
$a_g$	0,078g	accelerazione di ancoraggio alla SLV	$\alpha_0^*$	0,10g	Accelerazione spettrale : domanda sismica
S	1,45	Fattore suolo,avendo assunto la categoria C	$\lambda$	0,024g	Risposta sismica del setto: meccanismo con cerniera alla base del setto
q	2	fattore di struttura come suggerito al p.to C8A.4.2.3 Circ.617□	$\lambda$	0,11g	Risposta sismica del setto: meccanismo con cerniera alla mezzeria del setto
h(m)	14	Altezza setto	T(kg)	514	Tiro per garantire il meccanismo con cerniera di parete
t(m)	0,35	Spessore setto	La verifica è positiva se $\lambda \geq \alpha_0^*$ <b>Come si può constatare lo schema con cerniera alla mezzeria del setto supera la verifica essendo <math>0,11g &gt; 0,10g</math></b>		
B(m)	1	Larghezza setto			
$\gamma M$ (kg/mc)	1800	Peso specifico muratura			
W(kg)	8820	Peso setto			
P(kg)	400	Scarico tetto; solo carichi permanenti			
Z(m)	7	Quota baricentro setto			

H(m)	14	Altezza manufatto alla gronda	
------	----	-------------------------------	--

Ma un calcolo più approfondito che considera la variazione della posizione della cerniera secondo lo schema statico rappresentato nella seguente Figura 6.3, suggerito nel “repertorio dei meccanismi di danno ,delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura” proposto nell’ambito di una Convenzione tra Regione

Marche,Università degli Studi dell’Aquila e CNR-IT edito nel 2006 , fornisce dei risultati più conservativi;

L’equazione del moltiplicatore dei carichi è la seguente

$$\lambda = 2 \frac{(\mu - 1)(N d + P_s a + F_v d_r - F_H h_r) + s(W + N + P_s + F_v)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2 F_v h_r)}$$

in cui il simbolo  $\mu = h/h_2$  deve essere maggiore di 1 altrimenti l’equazione diventa indeterminata ;  $h_2$  è l’altezza del concio superiore.

L’equazione è valida per piccoli spostamenti verticali tali da poterli assumere uguali per i due blocchi.

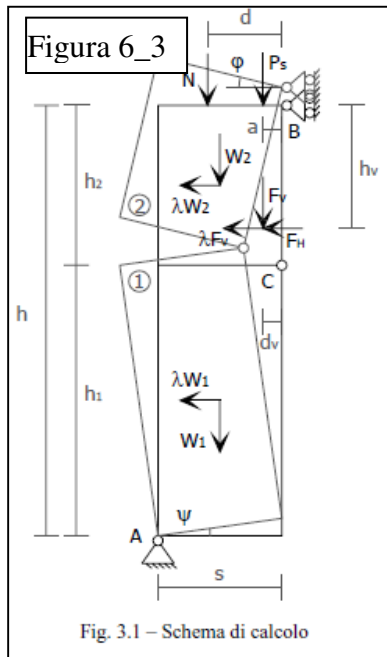


Fig. 3.1 – Schema di calcolo

Facendo variare la posizione della cerniera si ricava

$\lambda_{Min} = 0,068$  , corrispondente alla posizione della cerniera collocata a 12,2 m dalla base.

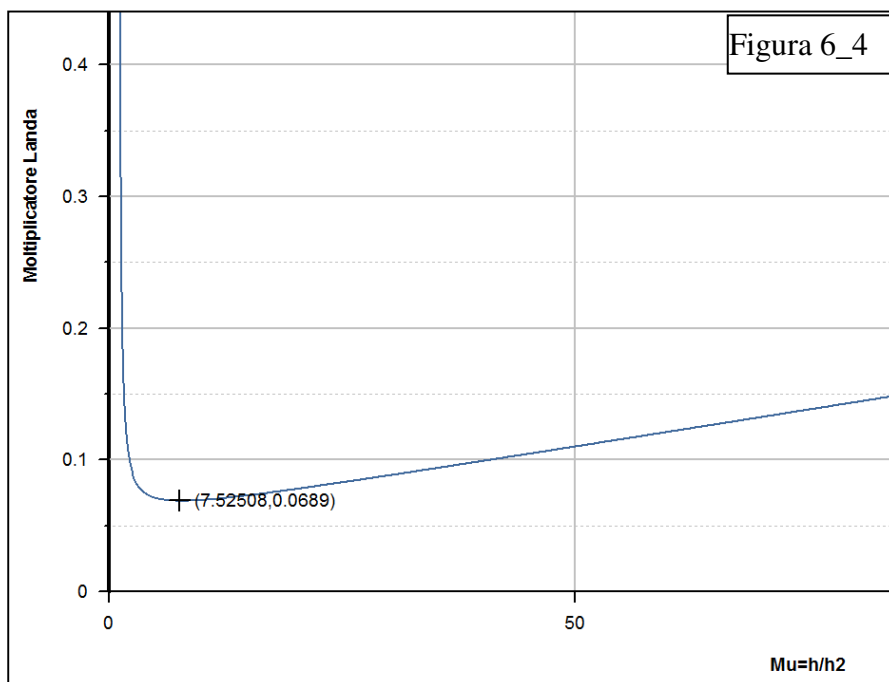


Figura 6\_4

La Figura 6.4 mostra il grafico dell’equazione con l’ evidenza del moltiplicatore minimo dei carichi; Il ramo sub verticale assume il significato fisico che con  $\mu$  prossimo ad 1, cioè con  $h_2 = h$  , il moltiplicatore aumenta. Ciò si può dimostrare considerando che l’abbassamento della cerniera

comporta uno spostamento orizzontale dei baricentri dei due blocchi più piccola e quindi un lavoro delle forze sismiche orizzontale più piccolo  $i$ . Poiché tale lavoro compare al denominatore dell'equazione il rapporto, cioè il moltiplicatore  $\lambda$ , è maggiore.

$$a_0^* \geq \frac{a_g * S}{q} \left(1 + 1,5 * \frac{Z}{H}\right)$$

**da questa formula si può ricavare l'accelerazione spettrale di ancoraggio, cioè la massima accelerazione del terreno, sostituendo ad  $a_0^*$  il valore di  $\lambda_{Min}$ , ad  $S$  (fattore suolo) il valore 1,45, a  $q$  (fattore di struttura) il valore 2, a  $Z$  (quota del baricentro del setto) il valore di 7 e ad  $H$  (altezza del setto) il valore 14;**  
**si ricava  $a_g=0,054g$ .**

**Rapportando tale valore con l'accelerazione spettrale di ancoraggio attesa allo stato limite SLV pari a  $a_g=0,156g$  si ricava l'indice di sicurezza sismico (o fattore di accelerazione) vale  $I_s=0,054/0,156=0,35$**  .....

### *Verifica a presso-flessione*

Il superamento con esito positivo dell'analisi limite significa rispetto dell'equilibrio statico del setto murario scomposto in un cinematismo di due blocchi considerati come corpi rigidi; ma nulla dice in merito al superamento o meno del limite di resistenza meccanica del materiale, se si tiene conto che nella zona di formazione della cerniera le tensioni di compressione possono diventare molto grandi.

Per verificare ciò si deve procedere ad una verifica a presso-flessione che permette di determinare l'eccentricità dello sforzo normale e quindi dell'effettiva zona compressa della muratura da cui dedurre le tensioni di compressione.

Si procede quindi alla determinazione delle caratteristiche della sollecitazione in termini di sforzo normale e momento flettente.

Per lo scopo si fa riferimento alla striscia di parete schematizzata in Figura 6\_1, assumendo come schema statico quello della trave appoggiata con cerniere agli estremi, di luce  $L=1200$  cm, inferiore a quella indicata nella figura per le ragioni che verranno chiarite in seguito.

L'azione sismica ortogonale alla striscia e distribuita lungo la striscia vale  $F_a = S_a \gamma_1 W_a / q_a$  come indicato al punto 7.2.3 delle NTC/08 ;

con  $\gamma_1$  =fattore di importanza dell'elemento strutturale a cui appartiene la striscia che nel caso in esame si assume pari a 1;

$q_a$ =fattore di struttura che le NTC/08 al punto 7.8.1.5.2 prescrivono pari a 3,;

$W_a$ =peso della striscia , a cui aggiungere eventuali carichi dovuti ad orizzontamenti , tetti o altro;

$S_a$  =l'accelerazione massima nel baricentro della massa , espressa dalla seguente equazione , come indicato al p.to 7.2.3 delle NTC/08;

$$S_a = \alpha * S * \left( \frac{3 * \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)} - 0,5 \right) ; \text{ in cui } \alpha = a_g / g \text{ con } a_g \text{ accelerazione spettrale e } g$$

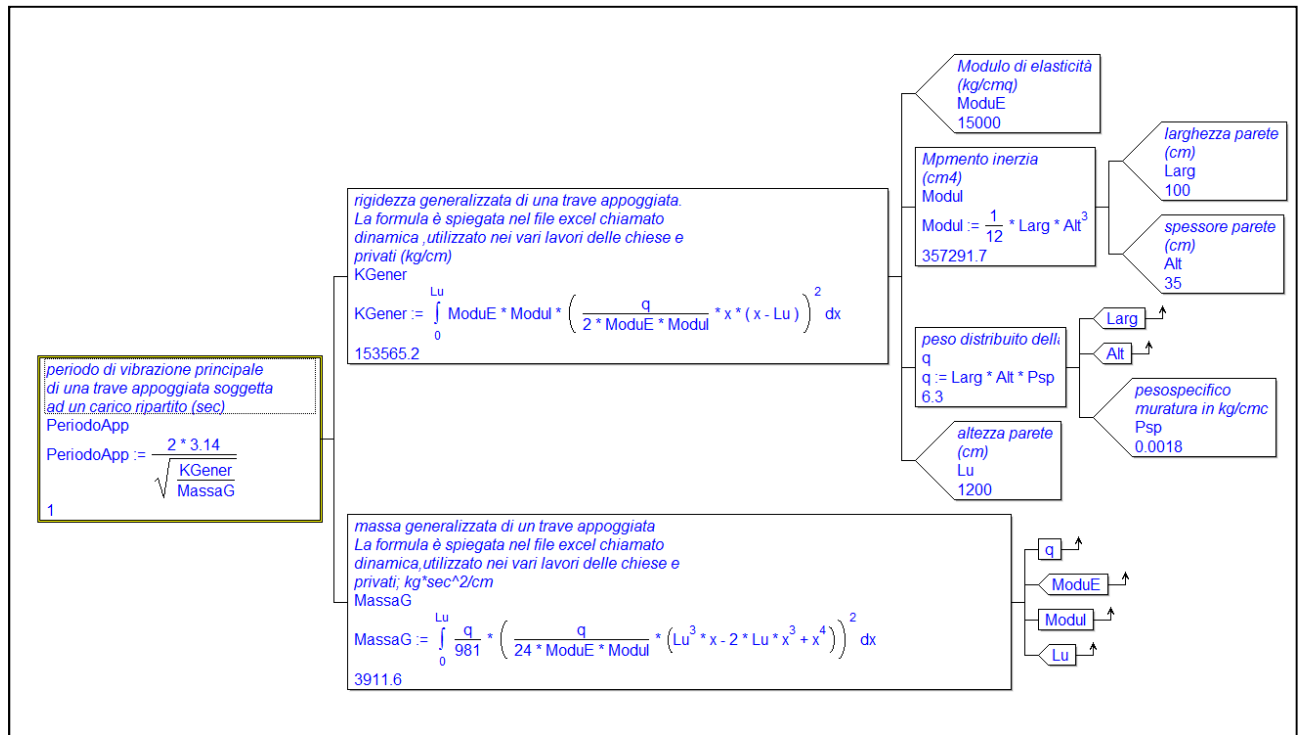
accelerazione di gravità;

S ,Z,H col significato riportato nelle tabelle precedenti;

$T_1=0,27$  sec : periodo principale di oscillazione del manufatto nella direzione ortogonale al setto calcolato con un'analisi dinamica condotta sull'intera struttura della chiesa;

$T_a=1$ sec periodo di oscillazione del setto murario schematizzato come trave appoggiata calcolato con le formule riportate nel diagramma di flusso dell'algorithmo utilizzato di cui alla Figura 6\_5.

Figura 6\_5



Periodo di oscillazione della striscia pensata appartenente all'intera parete della facciata che si suppone si comporti come una piastra appoggiata sui quattro lati; le formula utilizzate per tale calcolo sono:

$$T_a = \frac{1}{2} * \pi * \left( \frac{1}{H^2} + \frac{1}{D^2} \right) * \sqrt{\left( \frac{K * G}{\gamma * t} \right)}$$

$$K = \frac{E * t^3}{12 * (1 - \nu^2)}$$

dove D=9m è la larghezza complessiva della parete; G=9,81 m/sec<sup>2</sup> è l'accelerazione digravità; γ=1800 kg/mc è il peso specifico della muratura; H=12m è l'altezza considerata per la parete; ν=0,2 coefficiente di Poisson;

sostituendo tali valori si ottiene Ta=0,35 sec.

La differenza fra i vari valori di Ta dà luogo a sensibile differenze dell'accelerazione spettrale Sa, e quindi della forza sismica Fa come si può constata e nella seguente tabella:

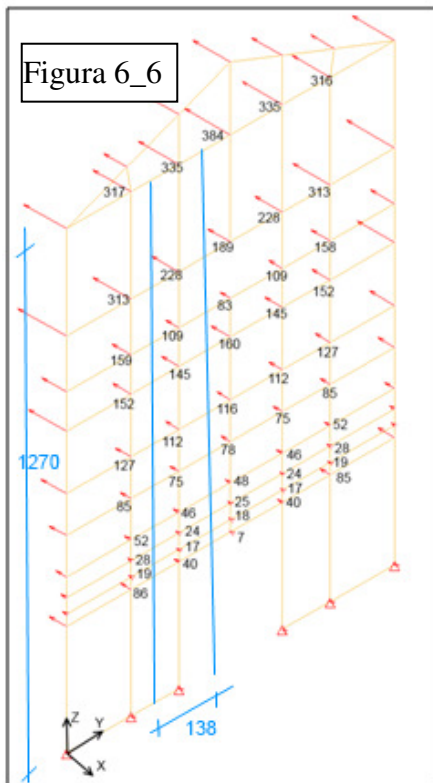
T1=0,26 sec ;Ta= 1sec			T1=0,26 sec ;Ta= 0,35sec		
α=	Sa	Fa	Sa	Fa	
ag/g		(kg/m)		(kg/m)	
0,043/g	0,0026/g	0,55	0,228	48	
0,054/g	0,0032/g	0,69	0,286	60,21	
0,066/g	0,004/g	0,84	0,35	73,59	
0,078/g	0,0047/g	0,99	0,41	86,97	
<b>0,092/g</b>	<b>0,0056/g</b>	<b>1,17</b>	<b>0,488</b>	<b>102,5</b>	

0,108/g	0,0065/g	1,37	0,57	120,43	
0,156/g	0,0095/g	2	0,82	174	

TAB.0

In sostanza con un periodo di oscillazione della parete  $T_a=1$  sec , l'azione sismica praticamente è irrilevante.

Nella Figura 6-6 sono indicate le forze sismiche nodali determinate con l'analisi lineare condotta sull'intera struttura soggetta ad un 'accelerazione di ancoraggio  $a_g=0,066g$  e assumendo un fattore di struttura  $q=2,24$  .

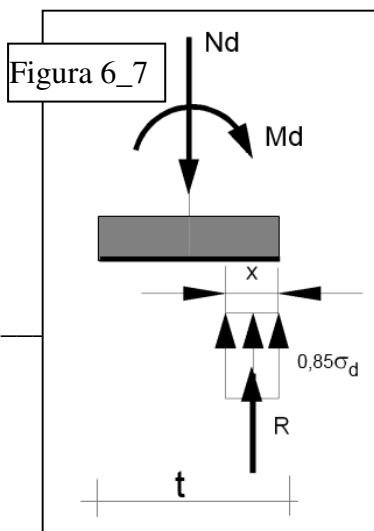


la somma delle forze delimitate dalle due rette che individuano l'area di influenza larga 1,38 m ed alta 12,7m , dà come 1 risultante di  $R=1131$  kg; se tale forza viene distribuita uniformemente sull'altezza per una larghezza unitaria di parete si ottiene un carico distribuito di

$$q = 1131 / (1,38 * 12,7) = 85,5 \text{ kg/mq}$$

Tale valore normalizzato sul fattore di struttura  $q=3$  utilizzato per ricavare la forza sismica  $F_a$  distribuita sull'altezza della striscia di larghezza unitaria riportata nella soprastante TAB.0 , dà luogo al seguente carico  $q_1 = 85,5 * 3 / 2,25 = 114 \text{ kg/mq}$  , confrontabile con i carichi relativi alle accelerazioni di ancoraggio  $a_g=0,092g$  e  $a_g=0,108g$  per la parete

che vibra col periodo  $T_a=0,35$  sec.



La Figura 6\_7 schematizza il profilo della sezione trasversale della sezione resistente della striscia di parete sottoposta a verifica di presso-flessione.

In essa sono indicate

Md e Nd: le caratteristiche della sollecitazione;  
in cui Nd = 4410 kg pari allo sforzo normale in mezzeria della striscia di parete;  
 $\sigma_d=11,8$  kg/cmq , la resistenza a compressione massima di calcolo della muratura distribuita secondo un diagramma rettangolare come indicato al punto 7.8.2.2.3 delle NTC/08;

x : posizione dell'asse neutro dal bordo compresso.

t=29 cm , spessore della striscia di parete;

B =100 cm lunghezza della striscia di parete

L'equilibrio alla traslazione impone che R=Nd da cui

$$x=R/(0,85\sigma_d*B)= 4410/(0,85*11,8*100)=4,4 \text{ cm}$$

L'equilibrio alla rotazione impone che Md= R\*(t/2-x/2) sostituendo i valori si ottiene;

$$Md=4410*(29/2-4,4/2)=54243 \text{ kgcm,}$$

ma Md= 1/8\*q\*L^2 da cui

$$q= 8*Md/L^2= 8*54243/(1200^2)=0,3 \text{ kg/cm}= 30 \text{ kg/m}$$

Se si confronta tale valore con i carichi riportati nella tabella TAB.0 e si fa riferimento alla colonna degli "Fa" per un periodo di oscillazione della parete Ta=0,35 sec si constata che il carico sopportabile dalla striscia di parete sarebbe inferiore anche al carico corrispondente all'accelerazione di ancoraggio ag=0,043g .

.....  
.....  
.....

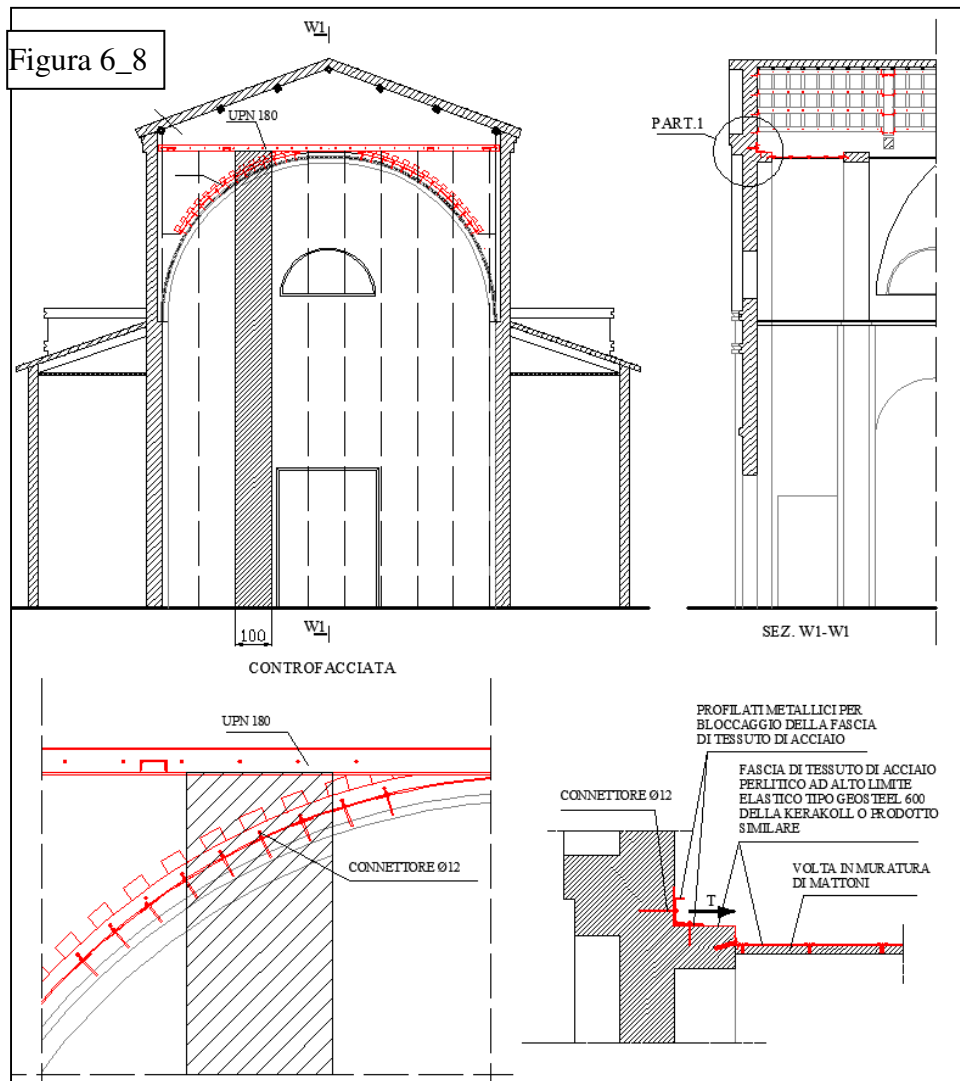
I dati riportati nella tabella TAB0. evidenziano però che se la parete avesse effettivamente un periodo di oscillazione Ta=1 sec , valore desunto applicando i procedimenti classici della dinamica per un elemento strutturale assimilabile ad un a trave

appoggiata soggetta ad un carico uniformemente distribuito, sarebbe soggetta ad un'azione sismica talmente bassa ,anche se sollecitata dall'accelerazione di ancoraggio allo stato limite SLV di ag=0,156g , da non destare preoccupazione per la sua stabilità.

Solo prove dinamiche potrebbero accertare l'effettivo valore del periodo di oscillazione della parete.

Allo stato attuale della progettazione con i dati e le informazioni acquisite si ritiene comunque opportuno garantire un'efficace ancoraggio della parete al corpo di fabbrica, per evitare per quanto possibile un meccanismo di danno di Tipo2 .

Allo scopo si propone di realizzare il collegamento della parete con la volta come schematizzato nella Figura 6\_8.



Nella Figura 6\_8 è rappresentato il paramento della controfacciata e l'intervento che si intende realizzare per il collegamento della parete alla volta della navata, addossata ad essa, realizzando un efficace vincolo bilatero come richiesto dallo schema di Figura 6-1 in cui

si è sottoposta ad analisi cinematica una striscia di parete di larghezza unitaria, alta 14 m. Tale vincolo ha permesso di condurre una verifica a presso-flessione con un'altezza inferiore della striscia pari a 12m

Si ritiene che il collegamento possa essere realizzato in forza del fatto che la volta verrà rinforzata con un generalizzato intervento di placcaggio sull'estradosso mediante l'applicazione di fasce in tessuto di fibre di acciaio perlitico inglobate in uno strato di malta di calce strutturale.

Come si può rilevare dalla figura il tessuto di acciaio viene connesso strutturalmente alla parete mediante connettori di acciaio che avranno il compito di trasferire il tiro  $T_c$ ,



originato per reazione alle azioni sismiche, al tessuto in fibra ; questo a sua volta scaricherà il tiro per aderenza, eventualmente integrata con connettori resistenti a taglio , alla muratura della volta che sarà sollecitata da un regime tensionale membranale compatibile con la sua resistenza . Nella figura si può rilevare che per una striscia larga 1 m i 3 connettori previsti dovranno assorbire il un tiro massimo di 514 kg , ciascuno dei quali sopporterà uno sforzo specifico di  $T_c=T/3=514/3=171$  kg.

Le tensioni tangenziali di aderenza fra connettore e muratura risulteranno allora:

$\tau=T/S_l=T/(\pi*D*25)=171/(3,14*1,2*25)=1,81$  kg/cmq , valore compatibile con la resistenza della resina di inghisaggio e del supporto murario .

Superata questa interfaccia lo sforzo  $T_c$  passerà al tessuto in strisce larghe 150 mm con area resistente di 0,13 cmq; essendo la tensione di snervamento di  $\sigma=29000$  kg/cmq , si avrà come resistenza a rottura del la striscia :  $R=0,13*29000=3770$  kg di gran lunga superiore allo sforzo  $T_c=171$  kg.

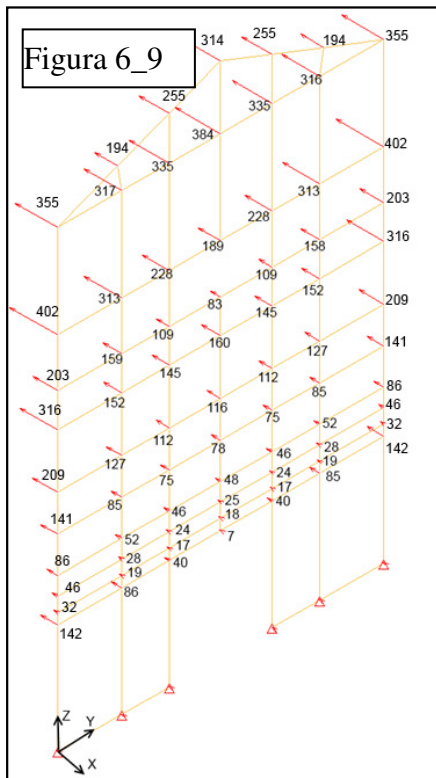
Come si rileva dalla figura il tessuto prima di arrivare sull'estradosso della volta deve eseguire un percorso a pieghe , dove per evitare che le spinte a vuoto possano menomarne la sua efficacia di trasferimento dello sforzo, viene trattenuto contro la muratura da profilati metallici .

Arrivato sull'estradosso della volta trasferirà ad essa lo sforzo per aderenza. La massima aderenza esplicabile fra tessuto e muratura può assumersi in di  $\tau=2,9$  kg/cmq; per tanto la lunghezza minima dia ncoraggio del tessuto risulta :

$L=T_c/(B*\tau)=176/(15*2,9)= 4$  cm ; valore inaccettabile secondo le prescrizioni del documento tecnico del CNR DT200\_R1\_2012 ,sull'uso dei materiali compositi fibrorinforzati, che impone una lunghezza minima di ancoraggio di almeno 20 cm.

.....  
.....

*Verifiche a taglio e a pressoflessione ne piano della parete*



Per completezza di analisi si riportano le verifiche nel piano della parete secondo le indicazioni dei punti 7.8.2.2.1 e 7.8.2.2.2 delle NTC/98.

Si ricorda che le forze sismiche indicate nella Figura 6\_9 sono state calcolate con l'analisi lineare sviluppata nella relazione strutturale per un'accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,066g$ . La verifica viene condotta con riferimento alla sezione di base dei due setti murari in cui l'apertura suddivide la parete. Poiché vi è nella parete un'altra apertura sulla verticale di quella precedente che indebolisce la resistenza della fascia muraria che collega i due setti, a favore di sicurezza si considerano i due setti indipendenti e si assegna a ciascuno di loro la metà della forza sismica totale.

Tale forza pari a  $F_s=11119$  kg è collocata nel baricentro delle masse a 5,7m dalla base; tale forza è stata dedotta da una massa sismica totale espressa in un'unità di forza  $M_s=107851$ kg; Il rapporto fra queste due grandezze fornisce l'accelerazione spettrale  $S_e(T)=11119/107851=0,1g$ ; a riguardo si fa notare l'aumento dell'accelerazione di ancoraggio  $a_g$  che la parete subisce in forza della deformazione che subisce lungo la sua altezza.

In queste condizioni la verifica viene svolta su un solo setto essendo geometricamente uguali ed uguale è il cemento statico a cui sono sottoposti:

le formule utilizzate per la verifica sono:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d) \quad V_t = l' t f_{vd}$$

dove  $\sigma_0=Nd/At$ : tensione di compressione media calcolata sull'intera area (At) della sezione del setto;

$f_d$ =resistenza a compressione di calcolo della muratura;

$l'$ = lunghezza dell'area compressa della sezione del setto

$t$ =spessore del setto

$f_{vd}$ =resistenza di calcolo a taglio della muratura data dalla seguente formula:

$$f_{vd} = (f_{vk0} + 0,4 * \sigma_n) / (\gamma_M * F_C) \quad \text{in cui}$$

$f_{vk0}$ =resistenza taglio puro in assenza della tensione  $\sigma_n$

$\gamma_M$ =coefficiente di sicurezza sulla resistenza della muratura

$F_c$ =coefficiente di confidenza

Nd(kg)	53925	
Md(kgcm)	3168915	
Td(kg)	5559,5	
Ecc	58,7	
l (cm)	314	
T (cm)	38	
l'(cm)	98	
$\sigma_n$ (kg/cmq)	14,4	
$f_{vd}$ (kg/cmq)	2,42	
$V_t$ (kg)	9040	<b><math>V_t &gt; Nd</math> Verifica Positiva)</b>
$F_d$ (kg)	11,8	
$\sigma_o$ (kg/cmq)	4,52	
Mu(kgcm)	4651485	<b><math>Mu &gt; Md</math> Verifica Positiva</b>

### Conclusioni delle analisi relative al rinforzo della parete di facciata

.....  
.....

Le calcolazioni eseguite sui vari schemi statici ipotizzati sia nell'analisi cinematica relativa all'equilibrio limite che in quella di resistenza a presso-flessione, con riferimento ad un sistema di carico orizzontale agente ortogonalmente alla parete, hanno dimostrato che essa non è in grado di sopportare un'accelerazione spettrale di ancoraggio superiore a  $a_g=0,043g$ . Tale valore riflette con buona approssimazione il livello di accelerazione del suolo registrato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) nelle stazioni accelerometriche vicine al sito dove ricade il manufatto in esame. Ciò permette con tutte le riserve del caso di confermare l'attendibilità dei risultati delle suddette calcolazioni.

E' stato però anche osservato che il grado di incertezza sull'effettivo periodo di oscillazione della parete ( $T_a$ ) condiziona moltissimo il livello di carico sismico da assumere, riflettendosi ciò sugli esiti delle calcolazioni stesse. A riguardo si è sottolineato che un periodo di vibrazione  $T_a=1$ sec, valore desunto da una formulazione analitica proposta dalla dinamica teorica per una trave sollecitata da un carico dinamico uniformemente distribuito, schema

a cui si può assimilare la parete se vincolata a cerniera ai suoi estremi, darebbe luogo a valori così bassi di tale carico da essere ininfluenti per la stabilità della parete .

L'attendibilità di tale valutazione dovrebbe però essere confermata da prove dinamiche sperimentali che nella stesura del progetto non è stato possibile eseguire.

Pertanto pur in presenza di una buona risposta strutturale dimostrata dalla parete nei recenti eventi sismici, ma come sopra detto di bassa intensità, in un contesto di progettazione razionale non si può che fare riferimento alle calcolazioni numeriche dettata da criteri e metodi scientifici indicati dalla scienza delle costruzioni e dalla normativa tecnica vigente.

**Per tale ragioni si ritiene che un ragionevole riferimento il livello di accelerazione spettrale sopportabile dalla parete sia il valore di  $a_g=0,043\text{ g}$ , da cui consegue che l'indice di sicurezza sismica da assumere sia nella situazione ante che post intervento il valore di  $I_s=0,043\text{g}/0,156\text{g}=0,27$ .**

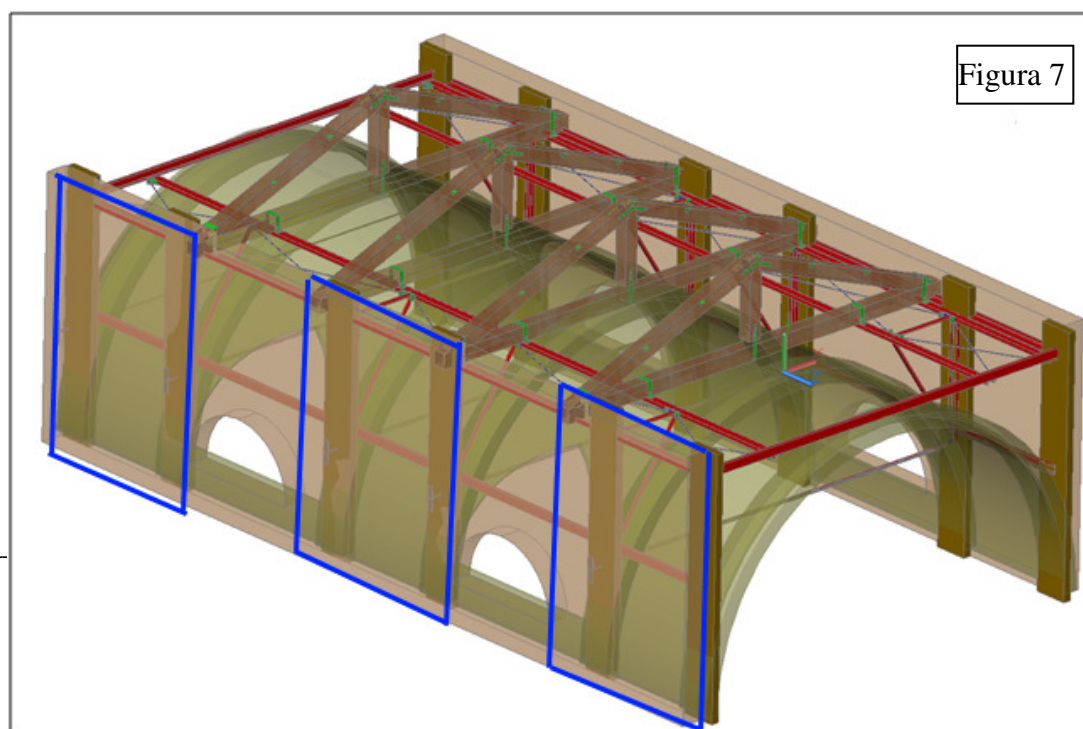
**Ciò però non deve essere interpretato che l'intervento proposto sia inutile, quanto che da esso non ci si può aspettare un miglioramento sismico significativo rispetto alla situazione esistente**

.....  
.....  
.....

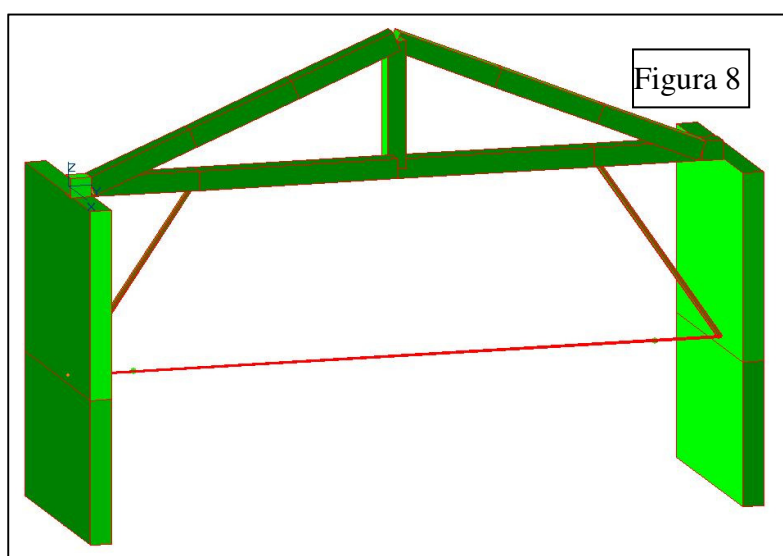
5.c)“ Di conseguenza ,ai sensi del i 10.2 delle NTC 2008.....”

.....  
.....  
.....

La seguente Figura 7 rappresenta la struttura del corpo emergente della navata centrale.



L'approccio iniziale dell'analisi elastica è stato quello di estrarre dalla struttura complessiva una porzione strutturale come esemplificata nella Figura 8, in cui alla situazione esistente sono state aggiunte le due saette laterali, cioè nell'intento di scaricare più in basso la spinta sismica competente alla capriata che allo stato attuale induce un significativo momento flettente alla base del piedritto.



I calcoli sviluppati inizialmente allo stato limite ultimo SLV con un'accelerazione di ancoraggio  $a_g=0,156g$  hanno rilevato rispetto alla situazione esistente un aumento di circa il 15% della rigidità trasversale da cui è conseguita una riduzione della deformabilità laterale di circa il 30% a beneficio di un minore rischio dei

fenomeni di instabilità laterale, e una riduzione del momento flettente alla base del piedritto di circa 15,5%.

Le verifiche a presso-flessione dei piedritti hanno ancora dato esito negativo. Si sono, allora, ripetuti i calcoli per un'accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,043g$  rilevando che anche per tale accelerazione le verifiche risultavano negative.

Di fronte a tali risultati le prime conclusioni sono state quelle di rilevare che nello schema esemplificato assunto, pur con l'aggiunta delle saette laterali, non si otteneva comunque un netto miglioramento sismico rispetto alla situazione esistente.

Inoltre si constatava una contraddizione fra l'accelerazione spettrale di ancoraggio assunta nei calcoli  $a_g=0,043g$  e quella che il manufatto aveva subito negli eventi sismici del 20-29 maggio 2012, stimata dello stesso ordine di grandezza, senza riportare significativi danni. La stima dell'accelerazione indotta dagli eventi sismici è stata fatta sulla base delle registrazioni dell'Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)

Ciò portava ad eseguire un'analisi dinamica sul comportamento complessivo della struttura, da cui la porzione era stata estratta, i cui risultati sono riportati nelle precedenti Figure 22-23-24-25. Tale analisi è stata condotta per il livello di accelerazione spettrale  $a_g=0,156g$  relativa allo SLV sia nella situazione esistente che in quella di progetto che prevedeva l'inserimento di una struttura reticolare con funzione di collegamento ed irrigidimento della sommità delle pareti lungo il loro perimetro. Infatti l'analisi evidenziava un migliore comportamento dell'insieme contrastando gli sbandamenti fuori piano delle pareti che nella nuova configurazione strutturale possono fare affidamento su un comportamento a trave appoggiata con significativa riduzione delle sollecitazioni di flessione. Le verifiche a presso-flessione sono risultate però ancora negative; per renderle positive è stato necessario ridurre l'accelerazione spettrale di ancoraggio a  $a_g=0,078g$  Per facilitare il confronto con i risultati delle verifiche semplificate che verranno svolte di seguito si riportano due figure che diagrammano le caratteristiche della sollecitazione di momento flettente e sforzo normale interpretazione ottenute con l'accelerazione di ancoraggio  $a_g=0,078g$ .

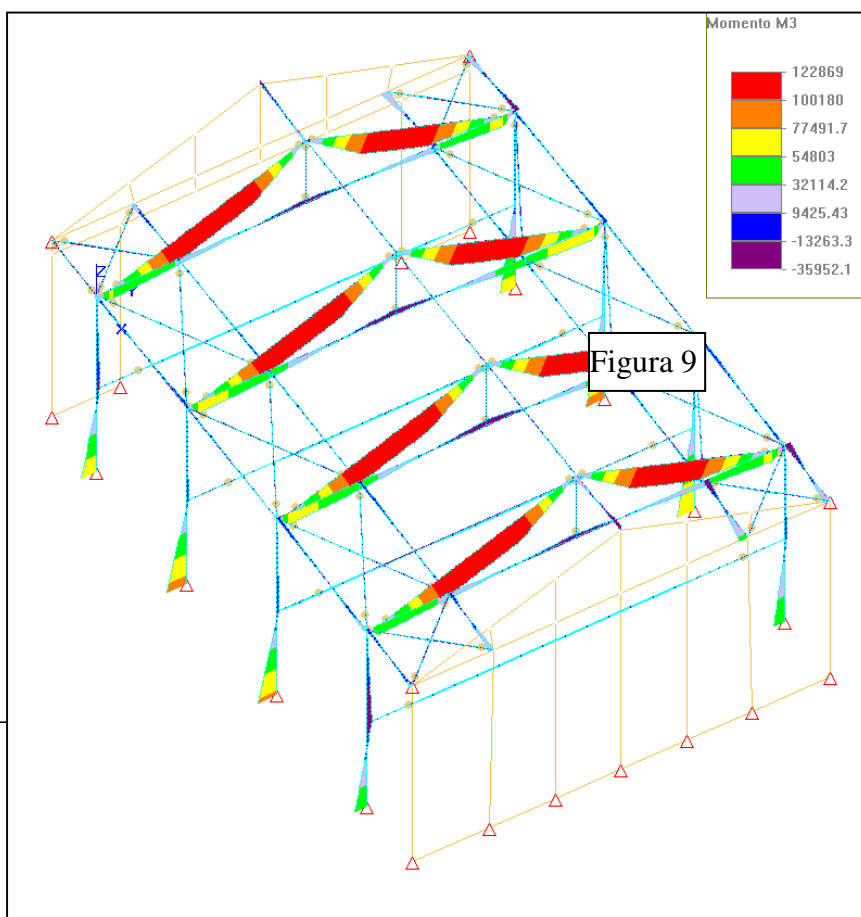
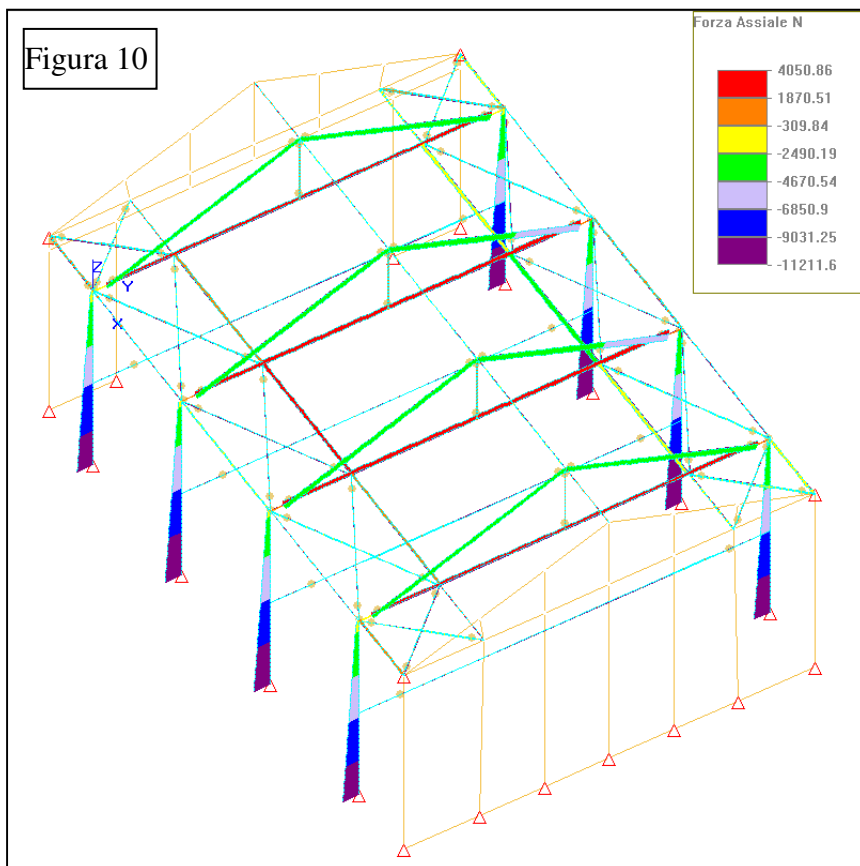


Figura9: diagramma dei momenti flettenti per la combinazione sismica con  $a_g=0,078g$

Figura 10 : diagramma degli sforzi normali per la combinazione sismica con  $a_g=0,078g$ .

Le sollecitazioni che determinano la peggiore eccentricità dello sforzo normale risultano:



$M=87097 \text{ kgcm}$

$N=11033 \text{ kg}$ ;

$Ecc=M/N=87097/11033=8 \text{ cm}$

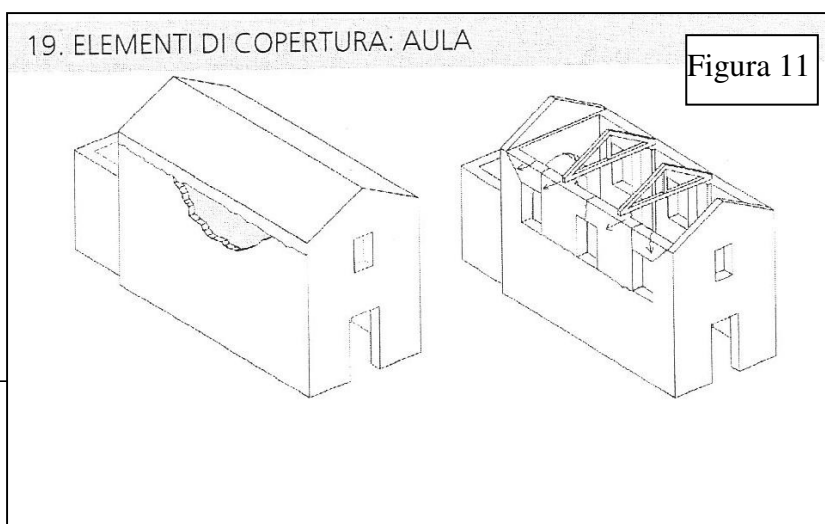
la sezione resistente del piedritto ha uno spessore di 28 cm , da cui consegue un semilati di nocciolo pari a  $28/6=4,7 \text{ cm}$ ; questo significa che il centro di pressione è fuori il nocciolo ma dentro la sezione . La parete mantiene l'equilibrio e reagisce con uno stato tensionale di compressione che in campo elastico assume il valore massimo di :

$\sigma=2*N/(3* u*B)$ ; dove u è la distanza dell'asse neutro dal bordo compresso che risulta :

$u=t/2-Ecc=28/2-8=6 \text{ cm}$  ,  $B=330 \text{ cm}$ ; sostituendo

valori si ottiene:

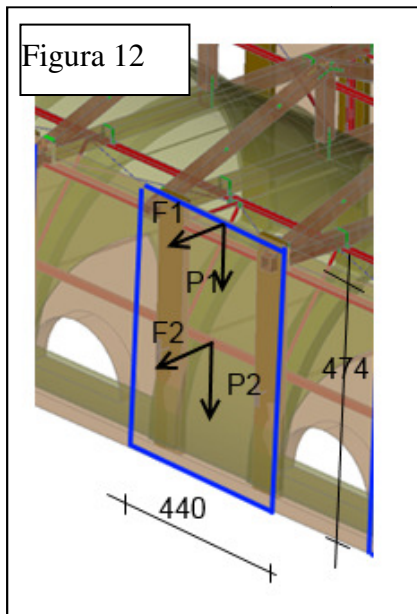
$\sigma=2*11033/(3*6*330)=3,7\text{kg/cm}^2$  , inferiore alla resistenza a compressione di calcolo della muratura di  $f_{md}=11,8 \text{ kg/cm}^2$



La Figura 11 mostra i tipici meccanismi di collasso indicati dalla Direttiva DPCM 9 febbraio 2011, a cui ci si può riferire per

analogia con la parte strutturale che si sta esaminando con lo scopo di eseguire verifiche semplificate .

Si esamina l'equilibrio al ribaltamento fuori piano del setto murario centrale di cui alla Figura 12 ,quello maggiormente sollecitato, nell'ipotesi che la struttura del tetto non fornisca un efficace vincolo bilatero contro gli spostamenti trasversali.



Le forze F1 e P1 sono rispettivamente lo scarico sismico e quello gravitazionale che competono alle due capriate; F2 e P2 sono la forza sismica e il peso che competono al setto murario ; le prime due forze sono collocate rispetto al livello del terreno a quota 12,6 m; mentre le altre due a quota 10,20.

Si svolge l'analisi cinematica per determinare il moltiplicatore dei carichi orizzontali

Il setto ha dimensioni B=440 cm; H=474 cm; S=28 cm, mentre si carichi verticali ,sulla base dell'analisi dei carichi , hanno i seguenti valori

$$P1=1867 \text{ kg} ; P2=10423 \text{ kg}$$

Le formule utilizzate sono

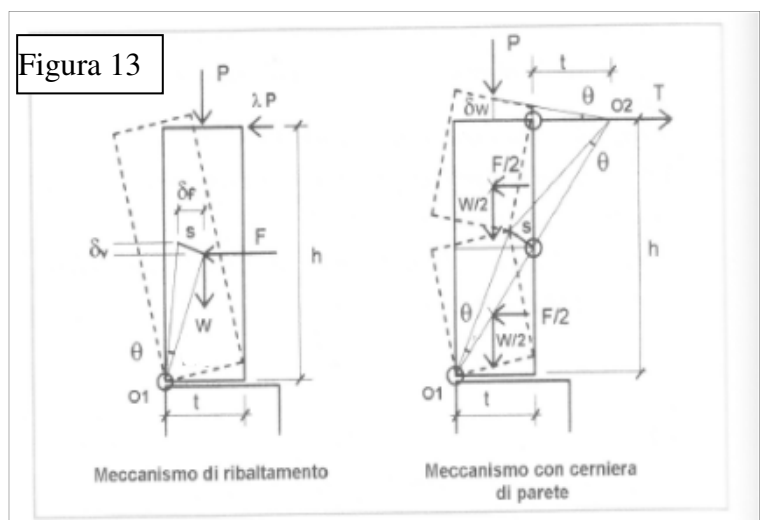
$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g * S}{q} \left( 1 + 1,5 * \frac{Z}{H} \right)$$

che esprime l'accelerazione spettrale impressa alla parete dal sisma di progetto.

$$\lambda = \frac{t}{h} \left( \frac{W + P}{W + 2P} \right) \text{ che esprime il moltiplicatore dei}$$

carichi che attiva il meccanismo con cerniera alla base

$$\lambda = \frac{t}{h} \left( \frac{4W + 6P}{W} \right) \text{ che esprime il moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo con}$$





cerniera a metà della parete

$$T = \frac{1}{2} \lambda W + \lambda P \quad \text{il tiro che fornisce il vincolo di cerniera superiore.}$$

Input			Output		
ag	0,156g	accelerazione di ancoraggio alla SLV	$\alpha_0^*$	0,25g	Accelerazione spettrale : domanda sismica
S	1,45	Fattore suolo,avendo assunto la categoria C	$\lambda$	0,048g	<u>Risposta sismica del setto: meccanismo con cerniera alla base del setto</u>
q	2	fattore di struttura come suggerito al p.to C8A.4.2.3 Circ.617	$\lambda$	0,35g	<u>Risposta sismica del setto: meccanismo con cerniera alla mezzera del setto</u>
h(m)	4,7	Altezza setto	T(kg)	3031	Tiro per garantire il meccanismo con cerniera di parete
t(m)	0,28	Spessore setto	La verifica è positiva se $\lambda \geq \alpha_0^*$		
B(m)	4,4	Larghezza setto			
$\gamma M$ (kg/mc)	1800	Peso specifico muratura			
W(kg)	10423	Peso setto			
P(kg)	1867	Scarico tetto; solo carichi permanenti			
Z(m)	10,2	Quota baricentro setto			
H(m)	12,6	Altezza manufatto alla gronda			

TAB.1

Come si può constatare dai risultati riportati in tabella il meccanismo con cerniera di parete supera la verifica allo SLV perché ha un  $\lambda > \alpha_0^*$ ; ciò però deve essere messo in relazione alla reale possibilità della struttura di fornire il tiro T schematizzato nella Figuar 13 . Il manufatto è una struttura tridimensionale, come rappresentato nella Figura8 , in cui alle pareti murarie trasversali di timpano è demandato tale compito se la struttura del tetto fosse in grado di trasferire ad esse le reazioni di sommità delle pareti. In mancanza di un siffatto sistema strutturale di trasferimento risposta del complesso

sarebbe simile a quella di un oscillatore semplice in cui le pareti si comporterebbero come delle semplici mensole

In queste condizioni si attiverebbe il meccanismo con cerniera alla base; si può allora dimostrare che anche con un'accelerazione spettrale di ancoraggio di  $a_g=0,043\text{ g}$ , a cui corrisponde un'accelerazione sollecitamente le pareti di  $\alpha_0^*=0,07\text{ g}$ , il meccanismo continua a fornire un moltiplicatore dei carichi  $\lambda=0,048\text{ g}$  inferiore a  $\alpha_0^*$ ; la verifica risulterebbe negativa confermando quanto trovato con l'analisi elastica

Si ripetono i calcoli per il setto di destra, di cui alla Figura 8, più corto e con lo scarico di una sola capriata i cui risultati sono riportati nella seguente, di cui alla TAB.2, che confermano quanto trovato per il setto precedente.

Input			Output		
ag	0,156g	accelerazione di ancoraggio alla SLV	$\alpha_0^*$	0,25g	Accelerazione spettrale : domanda sismica
S	1,45	Fattore suolo, avendo assunto la categoria C	$\lambda$	0,054g	<u>Risposta sismica del setto: meccanismo con cerniera alla base del setto</u>
q	2	fattore di struttura come suggerito al p.to C8A.4.2.3 Circ.617	$\lambda$	0,28g	<u>Risposta sismica del setto: meccanismo con cerniera di parete del setto</u>
h(m)	4,7	Altezza setto	T(kg)	1442	Tiro per garantire il meccanismo con cerniera di parete
t(m)	0,28	Spessore setto	La verifica è positiva se $\lambda \geq \alpha_0^*$		
B(m)	3,6	Larghezza setto			
$\gamma M(\text{kg}/\text{mc})$	1800	Peso specifico muratura			
W(kg)	8528	Peso setto			
P(kg)	933	Scarico tetto; solo carichi permanenti			
Z(m)	10,2	Quota baricentro setto			
H(m)	12,6	Altezza manufatto alla			

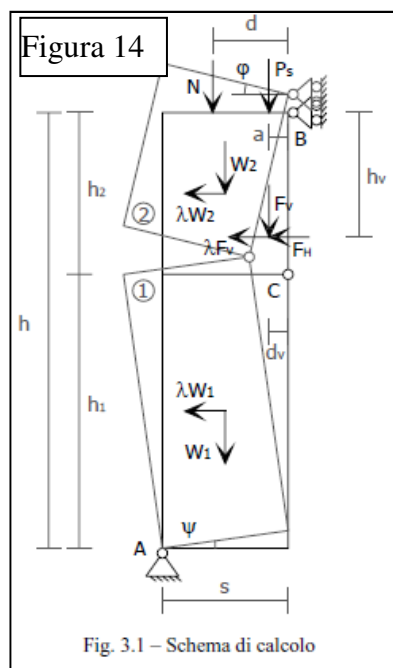
TAB.2

I calcoli svolti che confermano l'efficacia della risposta delle pareti se sono funzionano a trave appoggiata con formazione della cerniera di meccanismo in mezzeria sono però smentiti se si analizza la risposta facendo variare la posizione della cerniera.

Ciò viene eseguito facendo riferimento ad una formulazione del meccanismo suggerito nel "repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura" proposto nell'ambito di una Convenzione tra Regione Marche, Università degli Studi dell'Aquila e CNR-IT edito nel 2006

Con riferimento alla Figura 14 l'equazione del moltiplicatore dei carichi è la seguente

$$\lambda = 2 \frac{(\mu - 1)(N d + P_s a + F_v d_v - F_H h_v) + s(W + N + P_s + F_v)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2 F_v h_v)}$$



Facendo variare la posizione della cerniera si ricava  $\lambda_{\text{Min}}=0,19$ , corrispondente alla posizione della cerniera collocata a 3,9 m dalla base, evidenziando che la condizione più severa non è quella con cerniera alla mezzeria del setto murario come supposto nello schema di cui alla Figura 6.2. Pertanto è questo il valore da prendere in conto per la valutazione dell'equilibrio del cinematismo e non quello risultato in TAB.2

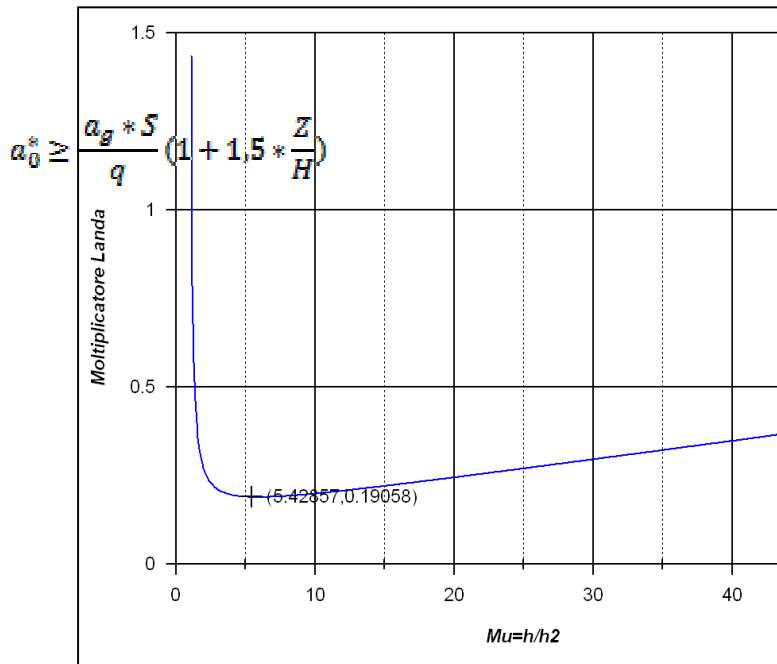


Figura 15

da questa formula si può ricavare l'accelerazione spettrale di ancoraggio, cioè la massima accelerazione del terreno, sostituendo ad  $a_0^*$  il valore di  $\lambda_{Min}$ , ad S (fattore suolo) il valore 1,45, a q (fattore di struttura) il valore 2, a Z (quota del baricentro del setto) il valore di 10,2 m e ad H (altezza

del setto) il valore 4,7 m; si ricava  $a_g=0,061g$  inferiore all'accelerazione di ancoraggio considerata in TAB.2 pari a  $a_g=0,156g$ .

**Rapportando tale valore con l'accelerazione spettrale di ancoraggio attesa allo stato limite SLV pari a  $a_g=0,156g$  si ricava l'indice di sicurezza sismico (o fattore di accelerazione) vale  $I_s=0,061/0,156=0,39$  inferiore a quello ottenuto con l'analisi elastica che forniva il seguente risultato  $I_s=0,078/156=0,5g$**

**Ciò nonostante si può confermare che l'inserimento della cordolatura di perimetro in sommità delle pareti comporta un significativo miglioramento della sicurezza sismica con indice che passa da  $I_s=0,27$  della situazione esistente a  $I_s=0,39$  10,5.**

#### *Verifica a presso-flessione*

Il superamento con esito positivo dell'equilibrio limite rispetto ad un dato valore dell'accelerazione spettrale di ancoraggio nulla dice in merito al superamento o meno del limite di resistenza meccanica del materiale, se si tiene conto che nella zona di formazione della cerniera le tensioni di compressione possono diventare infinitamente grandi.

Per verificare ciò si deve procedere ad una verifica a presso-flessione che permette di determinare l'eccentricità dello sforzo normale e quindi l'effettiva zona compressa della muratura da cui dedurre le tensioni di compressione.

Si procede quindi alla determinazione delle caratteristiche della sollecitazione in termini di sforzo normale e momento flettente.

Le caratteristiche geometriche del setto sono riportate in TAB.2 ; si ricorda che il setto si considera come una trave appoggiata agli estremi con luce di flessione  $L=470\text{cm}$ .

L'azione sismica ortogonale alla striscia è distribuita lungo la striscia vale  $F_a = S_a \gamma_1 * W_a / q_a$  come indicato al punto 7.2.3 delle NTC/08 ;

con  $\gamma_1$  =fattore di importanza dell'elemento strutturale a cui appartiene la striscia che nel caso in esame si assume pari a 1;

$q_a$ =fattore di struttura che le NTC/08 al punto 7.8.1.5.2 prescrivono pari a 3,;

$W_a$ =peso della striscia , a cui aggiungere eventuali carichi dovuti ad orizzontamenti , tetti o altro;

$S_a$  =l'accelerazione massima nel baricentro della massa , espressa dalla seguente equazione , come indicato al p.to 7.2.3 delle NTC/08;

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g * S}{q} \left( 1 + 1,5 * \frac{Z}{H} \right)$$

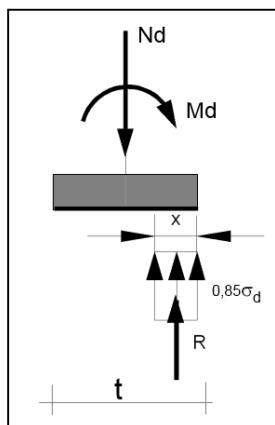
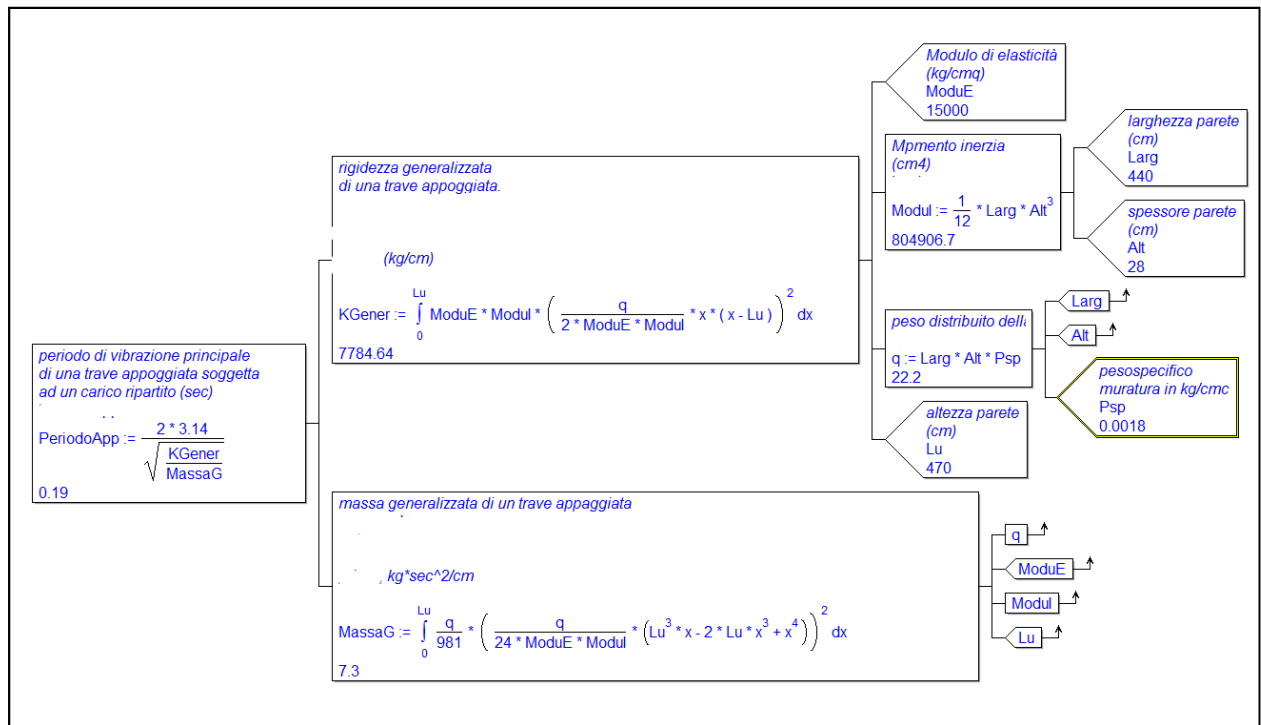
in cui  $\alpha = a_g / g$  con  $a_g$  accelerazione spettrale di ancoraggio ; e  $g$  accelerazione di gravità;

$S, Z, H$  col significato riportato nelle tabelle precedenti;

$T_1=0,51$  sec : periodo principale di oscillazione del manufatto nella direzione ortogonale al setto calcolato con un'analisi dinamica condotta sull'intera struttura della chiesa;

$T_a=0,19$  sec periodo di oscillazione del setto murario schematizzato come trave appoggiata calcolato con le formule riportate nel diagramma di flusso dell'algoritmo utilizzato di cui alla Figura 16 .

Figura 16



I calcoli di verifica a presso-flessione sono svolti imponendo l'equilibrio della sezione del setto secondo lo schema a lato;

Nella successiva TAB.3 si riportano i risultati dei calcoli per un'accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,156g$ ;

Input			Output		
$\alpha=a_g/g$	0,156	$a_g$ =accelerazione di ancoraggio allo SLV	Md (kgcm)	224600	Momento flettente agente in mezzeria del setto
WaParete(kg/m)	2217,6	Peso distribuito del setto	N (kg)	7077	Sforzo normale in mezzeria del setto
WaCarichi (kg)	1866	Scarichi del tetto	Ecc (cm)	32	Eccentricità sforzo normale
qa	3	Fattore struttura	t/2 (cm)	14	Semis spessore del setto
Z (m)	10,2	Quota baricentro setto	t/6 (cm)	5	Semilato nocciolo centrale di inerzia del setto
H (m)	12,6	Altezza manufatto alla gronda	$x=N/(0,85\sigma_d*B)$ (cm)	1,96	Posizione asse neutro;lato corto della sezione
Ta (sec)	0,19	Periodo setto	B (cm)	360	Lato lungo sezione compressa
T1 (sec)	0,51	Periodo manufatto	$0,85*\sigma_d$ (kg/cmq)	10	Tensione di compressione
S	1,45	Fattore suolo,avendo assunto la categoria C	fmd (kg/cmq)	11,8	Resistenza a compressione di calcolo della muratura
Sa	0,641	Accelerazione spettrale	$Mu=N(t/2-x/2)$ (kgcm)	92142	Momento flettente massimo sopportabile dalla sezione
"Fa" carico sismico (kg/m)	474	Azione sismica da peso del setto	<p>La verifica è positiva se;</p> <p><math>Ecc &lt; t/2</math> e <math>Mu &gt; Md</math></p> <p>Sostituendo i valori si trova</p> <p><math>Ecc=32</math> è maggiore di <math>t/2=14</math> e</p> <p><math>Mu=92142</math> kgcm è minore di <math>Md =224600</math> kgcm;</p> <p><b>Verifica Negativa</b></p>		
"Fa" Scarichi del tetto	399	Azione sismica da carichi concentrati			
h (m)	4,7	Altezza setto			
T (m)	0,28	Spessore setto			

TAB.3

Si ripetono i calcoli per un valore di accelerazione di ancoraggio inferiore  $a_g=0,061g$

Input			Output		
$\alpha=a_g/g$	0,061	$a_g$ =accelerazione di ancoraggio allo SLV	Md (kgcm)	87854	Momento flettente agente in mezzeria del setto
WaParete (kg/m)	2217,6	Peso distribuito del setto	N (kg)	7077	Sforzo normale in mezzeria del setto
WaCarichi (kg)	1866	Scarichi del tetto	Ecc (cm)	13	Eccentricità sforzo normale
qa	3	Fattore struttura	t/2 (cm)	14	Semispessore del setto
Z (m)	10,2	Quota baricentro setto	t/6 (cm)	5	Semilato nocciolo centrale di inerzia del setto
H (m)	12,6	Altezza manufatto alla gronda	$x=N/(0,85\sigma_d*B)$ (cm)	1,96	Posizione asse neutro;lato corto della sezione
Ta (sec)	0,19	Periodo setto	B (cm)	360	Lato lungo sezione compressa
T1 (sec)	0,51	Periodo manufatto	$0,85*\sigma_d$ (kg/cmq)	10	Tensione di compressione
S	1,45	Fattore suolo,avendo assunto la categoria C	fmd (kg/cmq)	11,8	Resistenza a compressione di calcolo della muratura
Sa	0,271	Accelerazione spettrale	$Mu=N(t/2-x/2)$ (kgcm)	92142	Momento flettente massimo sopportabile dalla sezione
FaParete (kg/m)	201	Azione sismica da peso del setto	La verifica è positiva se; Ecc<t/2 e Mu>Md Sostituendo i valori si trova Ecc=13 è minore di t/2=14 e Mu=92142 kgcm è minore di Md =87854 kgcm; <b>Verifica Positiva</b>		
FaScarichi (kg)	169	Azione sismica da carichi concentrati			
h (m)	4,7	Altezza setto			
t (m)	0,28	Spessore setto			

TAB.4

**Conclusioni sulle analisi relative al rinforzo delle pareti del corpo emergente della navata**



Confrontando i risultati delle TABB. 1-4, di cui le prime due riferite all'analisi cinematica le altre due alla verifica a presso-flessione , a cui si aggiunge il grafico della Figura 15 si può rilevare quanto segue:

**la verifica cinematica risultata positiva con un'accelerazione di ancoraggio di  $a_g=0,156g$  allo stato limite ultimo SLV , nell'ipotesi di posizione della cerniera in mezzeria del setto è stata smentita dall'analisi cinematica che considera una posizione della cerniera più in alto a cui si associa un'accelerazione di ancoraggio di  $a_g=0,061g$  ;con questa accelerazione risulta positiva anche la verifica a presso-flessione.**

Tale accelerazione risulta inferiore a quella trovata nell'analisi elastica risultata di  $a_g=0,078g$ . Ciò si deve attribuire al differente modo con cui nelle due metodologie di calcolo si riflette l'accelerazione di ancoraggio dalla base della struttura al baricentro della massa dei setti e ai diversi fattori di struttura che si sono assunti .

Infatti nell'analisi elastica le forze sismiche sono state calcolate automaticamente dal software sulla base della forma modale principale di tipo triangolare ed assumendo un fattore di struttura  $q= 2,24$ ; mentre le analisi sopra sviluppate, come suggerito ai punti 7.8.1.5.2 e 7.2.3 delle NTC/08, utilizzano la seguente formula con un fattore di struttura  $q=3$

$$S_a = \alpha * S * \left( \frac{3 * \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)} - 0,5 \right)$$

La differenza fra i due risultati non è trascurabile risultando di circa il 29%; si può concludere che la verifica semplificata è risultata più conservativa.

### 3.2) Riferimento punto 6 della nota PG 2014/0078016 del 20/03/2014:

---

*“in merito al rinforzo di volte esistenti.....”*

al punto 2.5.18 si è cercato di dimostrare l'esigenza di armare con il tessuto in fibra di acciaio anche l'intradosso delle volte ( si veda a riguardo la Figura 87) fornendo ad esse la resistenza flessionale necessaria se si verificasse un allontanamento delle imposte.

Ciò è ipotizzabile anche in forza della critica robustezza dei pseudo portali che delimitano i passaggi delle cappelle laterali messa in evidenza nell'analisi sviluppata nella relazione e per i quali si è proposto un loro rafforzamento.

.....  
.....

3.3) Riferimento punto 7 PG 2014/0078016 del 20/03/2014:

---

*“ in merito all’intervento di rinforzo dei “ portali murari fra le cappelle laterali (tavolaS1) si evidenzia che introduce una rilevante discontinuità nel fabbricato che potrebbe pregiudicarne l’efficacia””*

.....

.....

.....

3.4) riferimento punto 8 pg 2014/0078016 del 20/03/2014:

---

.....

.....

.....

Per quanto riguarda la barra da collocare nel piano dei colonnati all’altezza delle reni degli archi , e contrastata contro la parete della facciata e quella opposta dell’arco trionfale mediante bolzoni in vista , si sottolinea che essa ,qui, assume funzioni diverse. Quella di rafforzare l’ammorsamento del martelli murari in corrispondenza dell’estremità dei colonnati ; e quella di costituire il tirante al sistema strutturale cosiddetto “puntone-tirante” che si sviluppa quando il colonnato è sollecitato nel suo piano,in cui il puntone o meglio i puntoni si formano all’interno della fascia muraria soprastante i colonnati stessi. Il sistema dovrebbe garantire il comportamento d’insieme del colonnato con conseguente minore cimento per le colonne. Non si ritiene che vi siano soluzioni alternative a tale intervento meno invasive dal punto di vista strutturale.

3.5) Riferimento punto 9 pg 2014/0078016 del 20/03/2014:

---

Le verifiche locali della muratura hanno come base le caratteristiche della sollecitazione ricavate dall’analisi elastica che dapprima prende in considerazione una porzione della struttura modellandola come un sistema a telaio formato dalle pareti che assumo funzione di pilastri collegati dalle capriate che svolgono la funzione di traverso .

Successivamente l'analisi si amplia considerando l'insieme strutturale tridimensionale modellando le pareti con elementi finiti a piastra e determinando il regime tensionale membranale e flessionale.

In termini di caratteristiche della sollecitazione di sforzo normale e momenti flettente le due modellazioni non danno risultati significativamente diversi.

.....  
.....  
Nelle verifiche ,comunque, non compare il contributo né degli UPN né delle fasce di tessuto esterne. Ciò però non inficia le verifiche stesse perché in campo plastico nel quale esse vengono svolte ogni aggiunta di materiale che collabori con la sezione originaria potrebbe non apportare alcun vantaggio ma sicuramente non comporta nessun peggioramento della resistenza. Questo è un principio alla base del calcolo allo stato limite ultimo ( una volta chiamato a rottura) in cui la resistenza della sezione resistente si manifesta con campi di tensioni uniformemente distribuite tanto più estesi quanto più estesa è la superficie della sezione collaborante.

Gli UPN sono stati inseriti nell'intervento di progetto non tanto come elementi di rinforzo della muratura quanto come complemento al sistema reticolare in cui le saette ( cioè le aste inclinate) sono state inserite con lo scopo di riportare le spinte sismiche del tetto più in basso. A ciò si aggiunge che tali saette, costituite da tubi circolari del diametro esterno di 76 mm, non possono appoggiare direttamente contro la muratura ma hanno bisogno di piastre di acciaio di ripartizione . Secondo questo ragionamento è sembrato logico pensare che tale elemento di ripartizione potesse prolungarsi per costituire con l'asta di parete della cordolatura di sommità la maglia triangolare apportando un ulteriore irrigidimento alle pareti stesse .

Le fasce di tessuto applicate esternamente in corrispondenza della proiezione delle lesene esistenti di irrigidimento della parete su cui si attestano gli archi di irrigidimento della volta della navata ,come schematizzato nella seguente Figura 17 , ha lo scopo di rinforzare la zona dell'imposta dell'arco se le fasce di tessuto vengono poste anche sull'intradosso dell'arco stesso . Non è stato svolto un calcolo specifico di dimensionamento delle fasce perché quanto previsto nasce anche da un aspetto costruttivo di razionale accoppiamento con le fasce poste sull'intradosso dell'arco. Le elevate prestazioni meccaniche delle fasce

forniscono sicuramente una resistenza adeguata per opporsi alla presso-flessione che solleciterà tale zona.

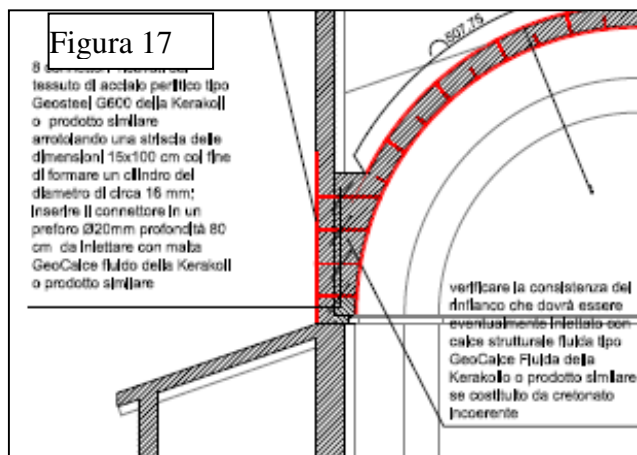
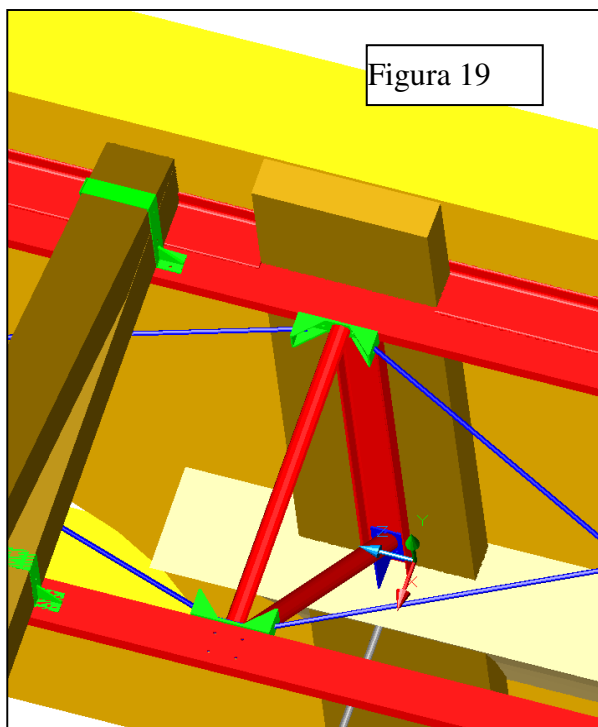
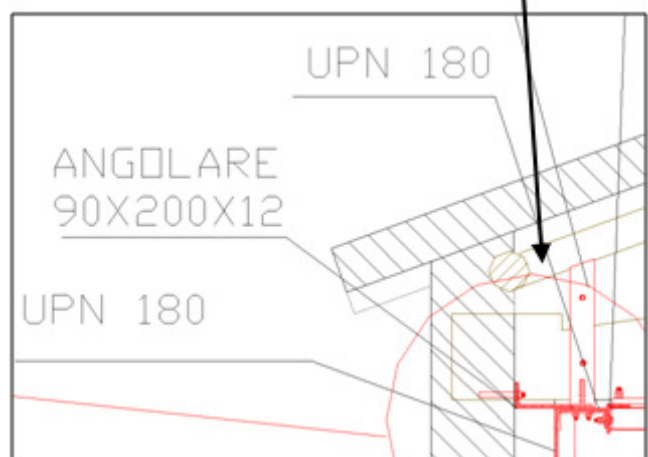
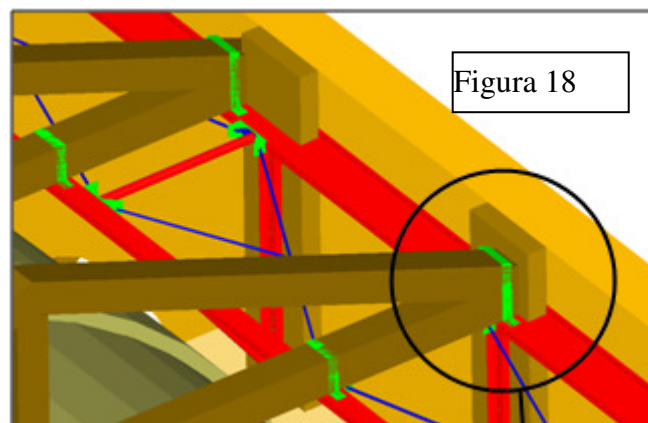
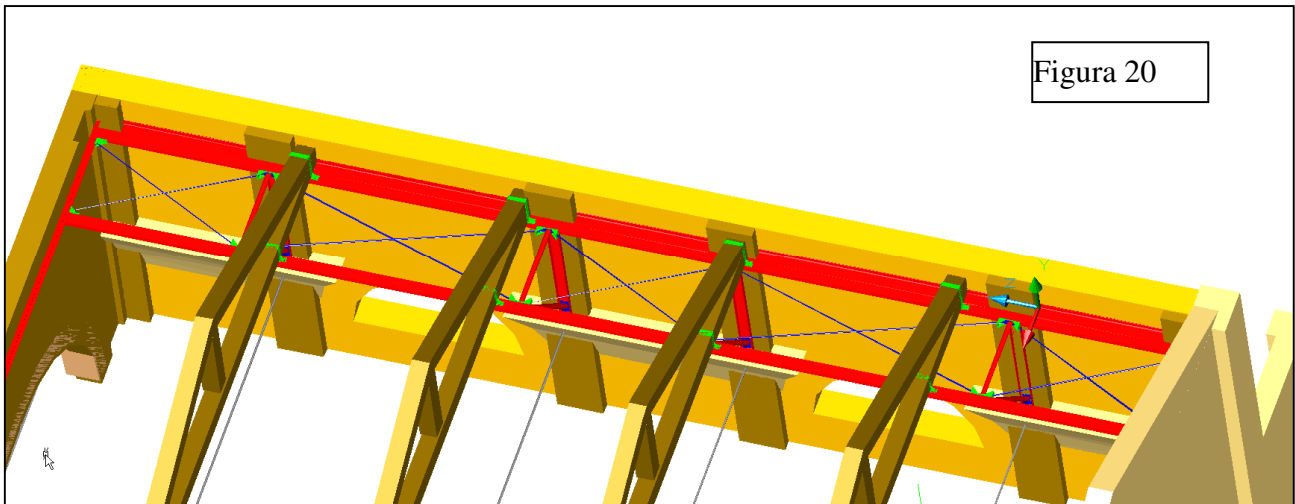


Figura 17 sezione in corrispondenza dell'arco di irrigidimento della volta.

I dettagli costruttivi dei nodi appartenenti alla struttura reticolare nelle simulazioni tridimensionali riportate nelle Figure -18-19-20 che vanno ad integrarsi con le simulazioni riportate nella tavola S3 del progetto.

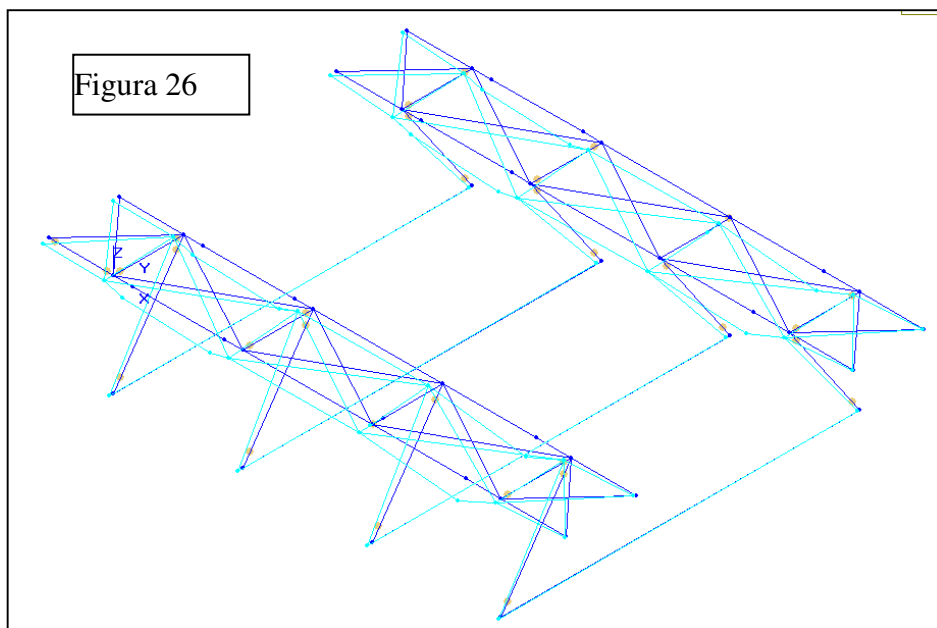




Verifica della struttura reticolare di irrigidimento

Si svolge un'analisi non lineare considerando attivi i soli tiranti in trazione escludendo quelli che vanno in instabilità per compressione. **Il calcolo delle azioni sismiche si basa su un'accelerazione di ancoraggio  $a_g=0,078g$ .**

La struttura è costituita da correnti con profilati UPN 200, tiranti dei campi della travatura con tondi di diametro D.20mm, puntoni inclinati con tubi del diametro D 76,1 mm e spessore 3,2 mm. Le catene hanno diametro D.=30mm; Acciaio di classe S275.



La Figura 26 mostra la deformata della struttura soggetta all'azioni sismiche dirette in direzione -Y. il massimo spostamento trasversale è risultato di 3,5 mm

Figura 27

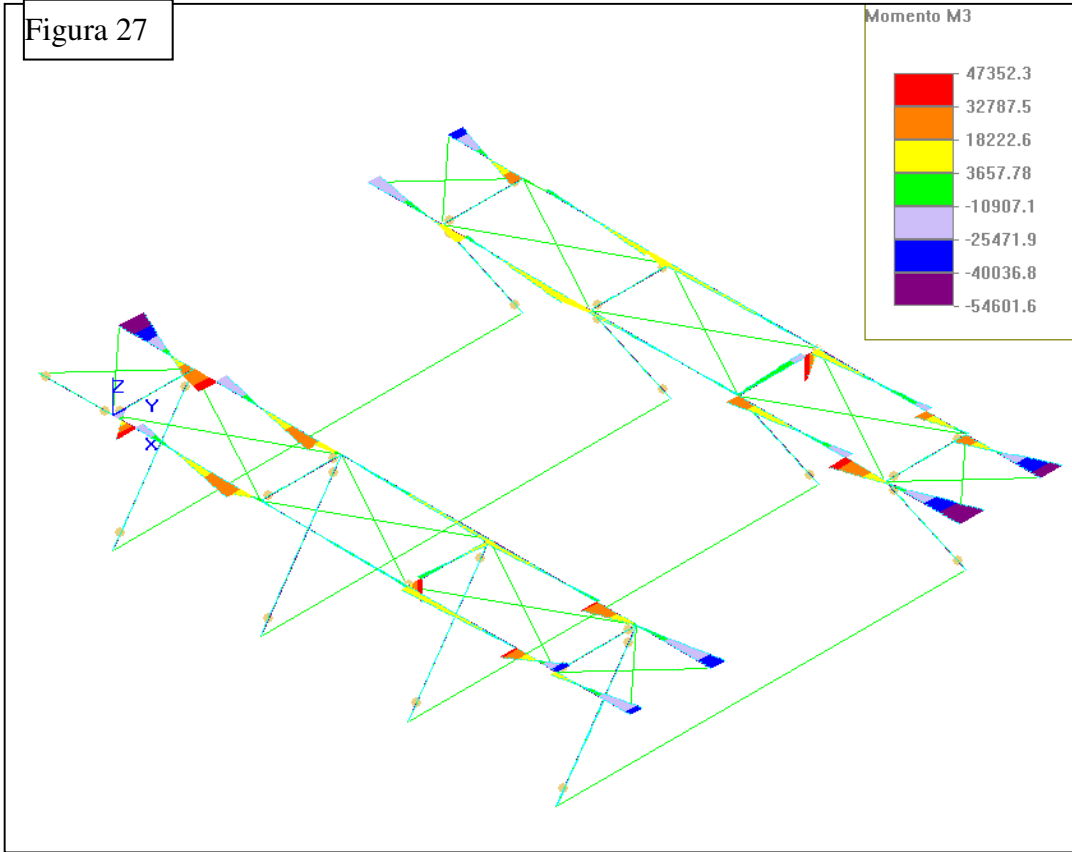


Figura 28

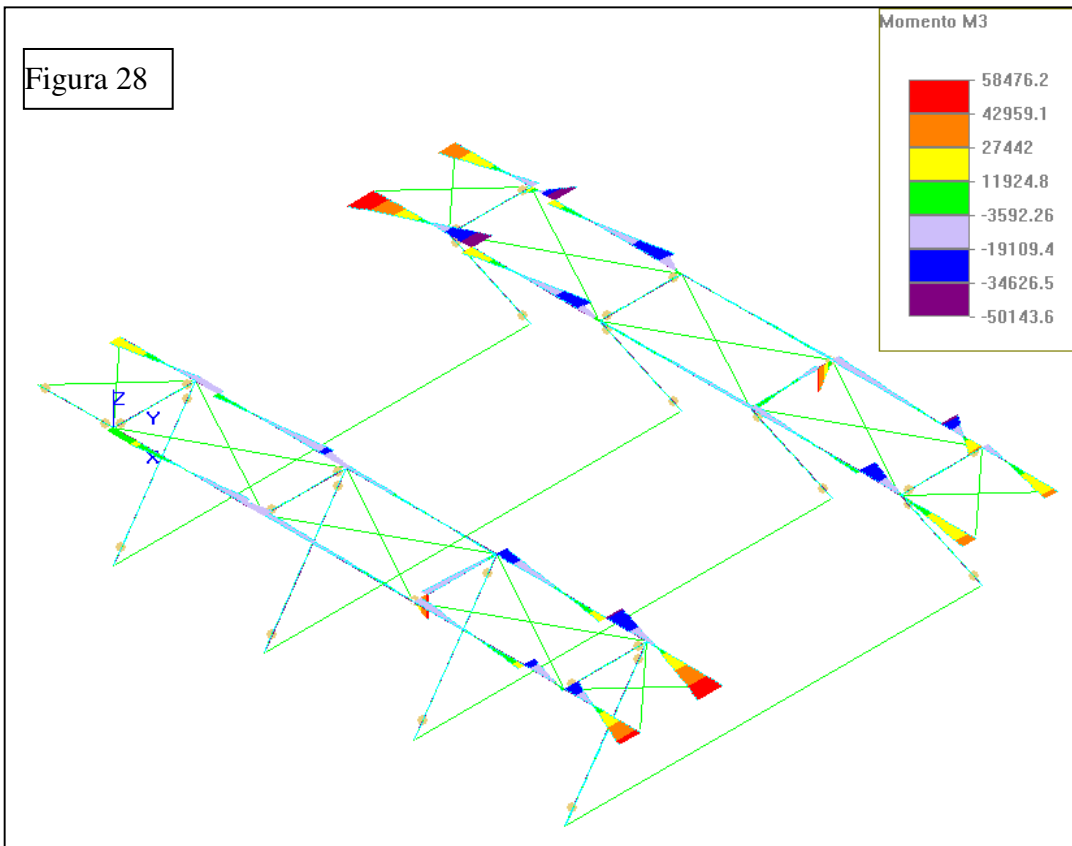


Figura 29

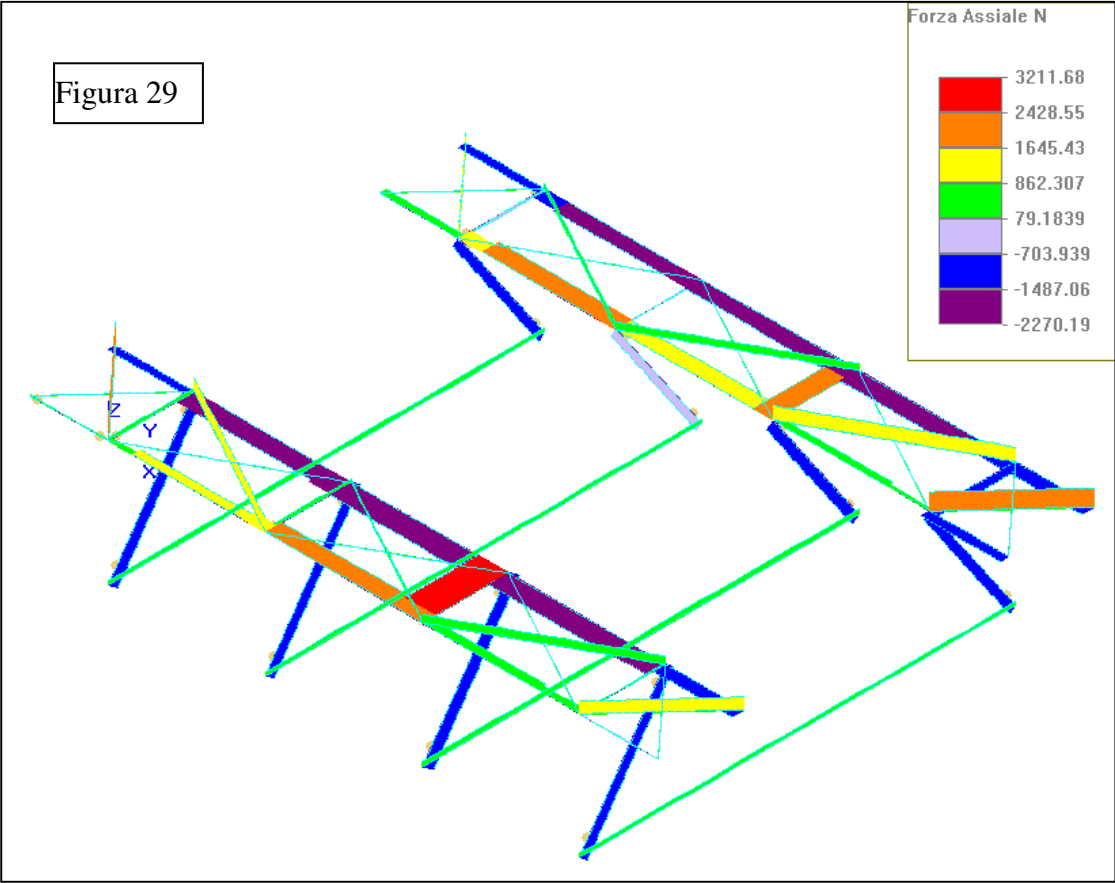
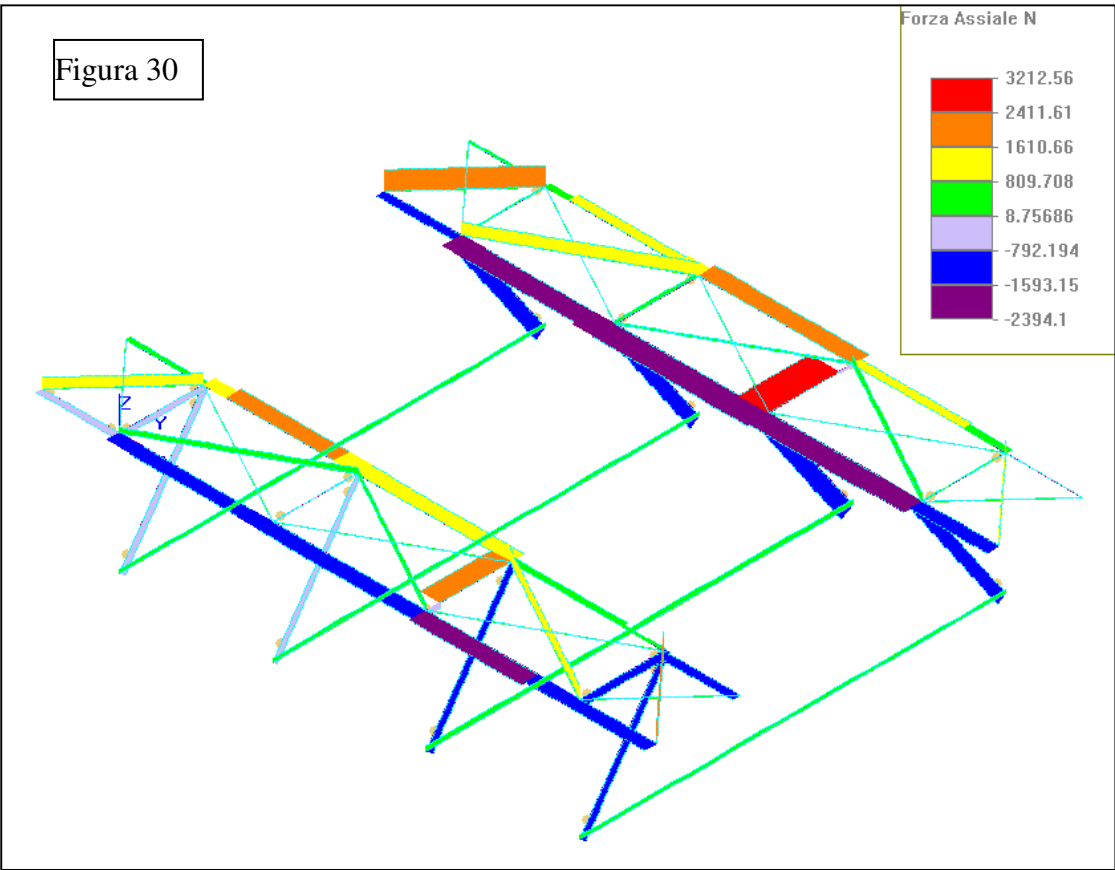
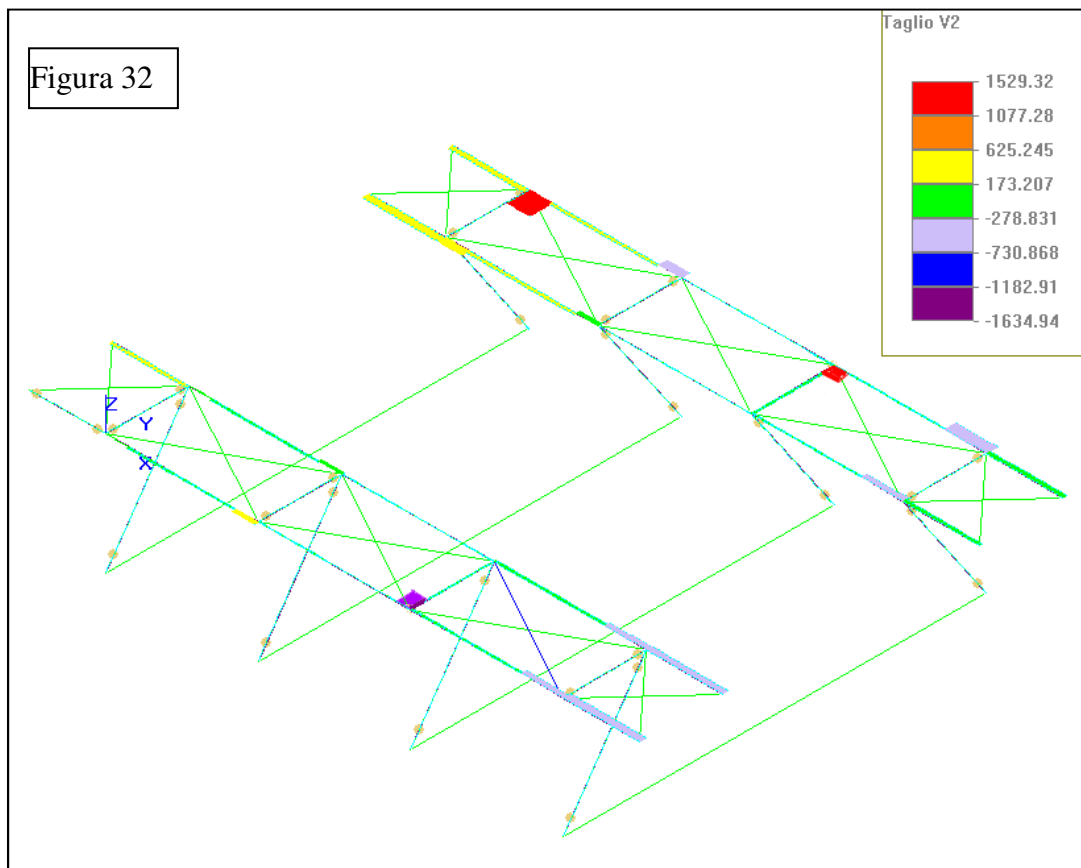
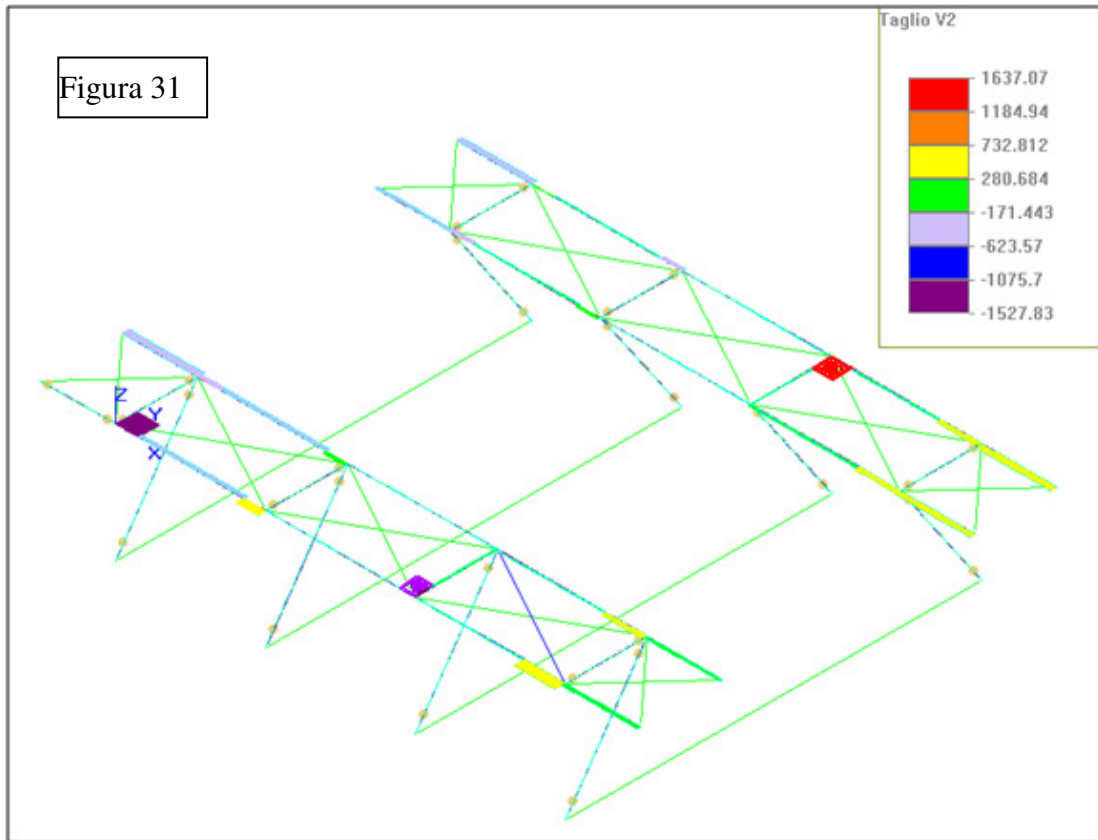


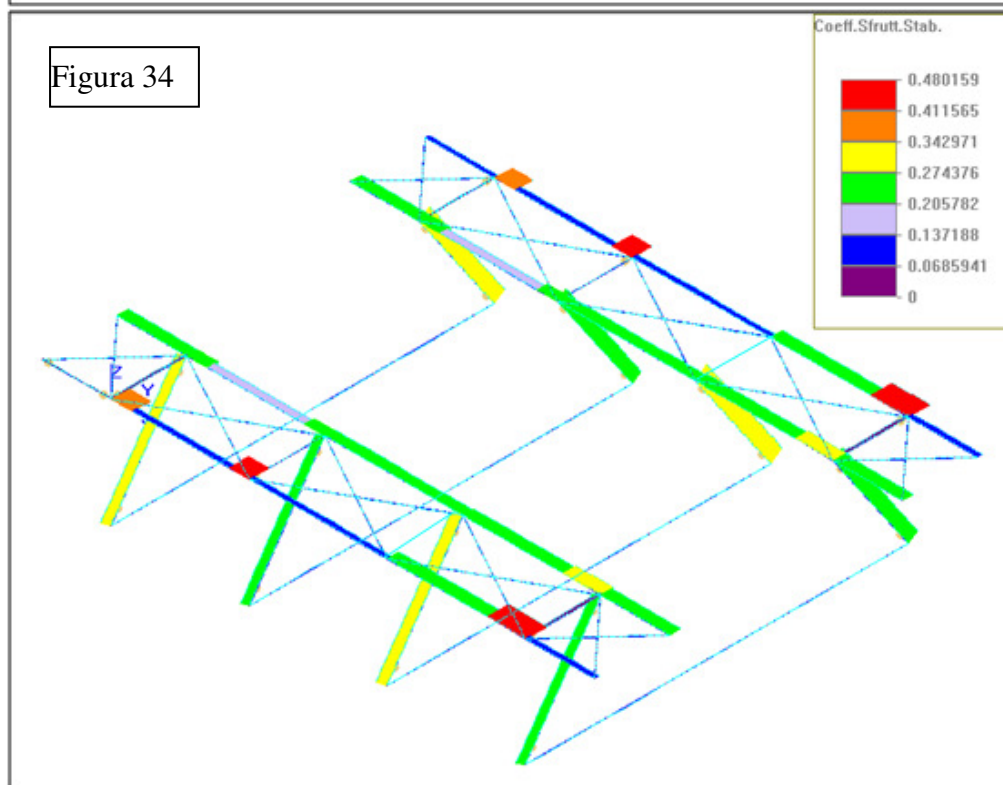
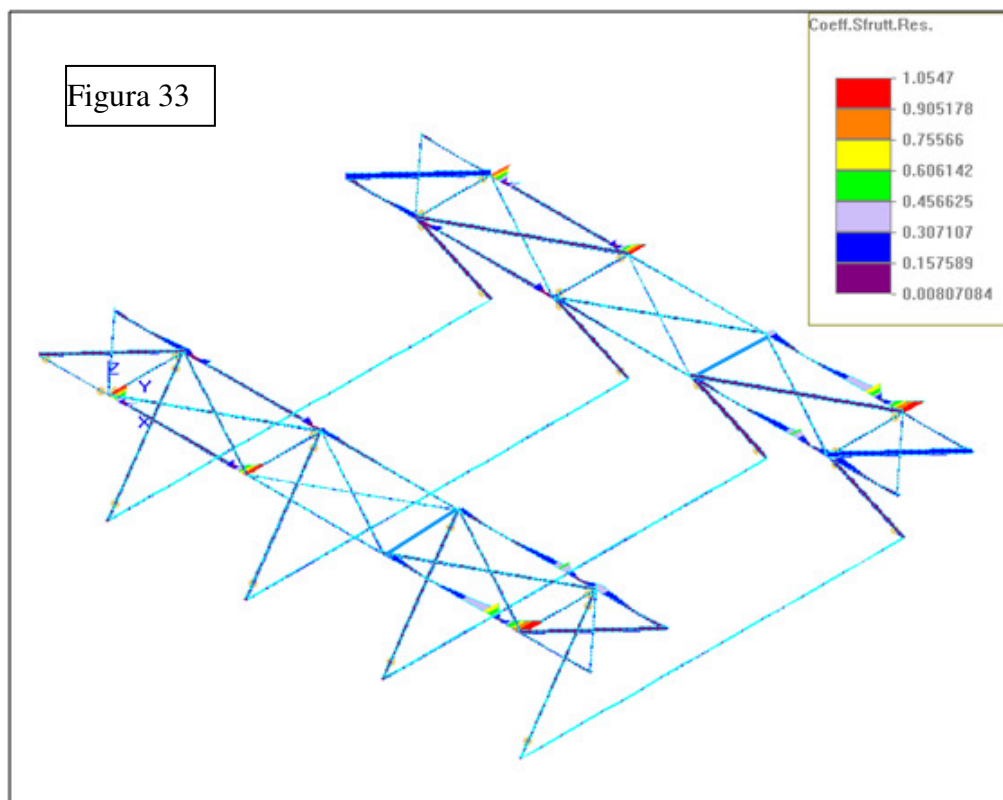
Figura 30







Le Figure da 26 a 32 rappresentano i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazioni (Md,Nd,Vd) considerando agente il sisma in entrambi i versi della direzione trasversale alla travatura reticolare (+-Y);



Le Figure 33-33 rappresentano i diagrammi del coefficiente di resistenza e quello di stabilità; un valore maggiore di 1 significa che l'elemento strutturale è sollecitato oltre la sua capacità di resistenza e stabilità dell'equilibrio.

Si può concludere che la struttura è correttamente dimensionata nella geometria e nelle sezioni resistenti.

**Concludendo si può affermare che la struttura reticolare ,così come concepita nella geometria e nelle sezioni delle varie membrature risulta ben dimensionata per l'accelerazione spettrale di ancoraggio di  $a_g=0,078g$**

## 4. MODIFICHE ED INTEGRAZIONI PROGETTUALI A SEGUITO DELLA MAIL 16/06/2014 DELL'ING. A. AMADORI PER LA STRUTTURA COMMISSARIALE REGIONALE

### 4.0 Autorizzazione della D.R.B.C.P.E.R., Unità di Crisi Coordinamento Regionale, protocollo 8365 clas. 34.16.11/3.13 del 11/06/2014



*Ministero dei Beni e delle Attività Culturali  
e del Turismo*

DIREZIONE REGIONALE PER I BENI CULTURALI E PAESAGGISTICI  
DELL'EMILIA-ROMAGNA – BOLOGNA  
UCR – Unità di Crisi Coordinamento Regionale

BOLOGNA, 11/06/2014

ALL' ARCIDIOCESI DI MODENA - NONANTOLA  
Ufficio Diocesano Beni Culturali e  
Arte Sacra  
ufficiotecnico@modena.chiesacattolica.it

E p.c.

ALLA SOPRINTENDENZA PER I BENI ARCHITETTONICI E  
PAESAGGISTICI PER LE PROVINCE DI BOLOGNA,  
MODENA E REGGIO EMILIA  
mail: [sbap-bo@beniculturali.it](mailto:sbap-bo@beniculturali.it)

Alla Conferenza Episcopale Emilia Romagna  
c.a. don Mirko Corsini  
Via Altabella 6  
BOLOGNA  
[bcceer@bologna.chiesacattolica.it](mailto:bcceer@bologna.chiesacattolica.it)  
(nel caso di edificio di proprietà ecclesiastica)

Alla REGIONE EMILIA-ROMAGNA  
Struttura Tecnica del Commissario Delegato per la ricostruzione  
Regione Emilia-Romagna  
Solo email: [stcd@regione.emilia-romagna.it](mailto:stcd@regione.emilia-romagna.it)

PROT. 8365

CLASS. 34.16.11/3.13

Rif. Ns. prot. N. 2999 del 28/02/2014  
Rif. Ns. prot. N. 7380 del 23/05/2014

**OGGETTO:** San Prospero sulla Secchia (MO), loc. San Lorenzo della Pioppa – Chiesa di San Lorenzo della Pioppa

Proprietà: Parrocchia di San Lorenzo della Pioppa

Richiedente: Arcidiocesi di Modena – Nonantola

Lavori di: riparazione e rinforzamento locale

Importo dei lavori previsto: Euro 250.000,00

**Autorizzazione parziale ai sensi dell'art. 21 c. 4 del D.Lgs. 42/2004 e s.m.i. e richiesta d'integrazione.**

Visto il D.D.R. n. 303 del 24/09/2012;  
esaminata la documentazione pervenuta in data 28/02/2014 e le relative integrazioni del 23/05/2014 relativa all'immobile in oggetto;  
pur constatando che sono state recepite solo parzialmente le prescrizioni impartite nella precedente comunicazione;  
questa Direzione autorizza l'intervento ai sensi dell'art. 21 del D.Lgs. 42/2004 con le seguenti prescrizioni:

- l'intervento di rinforzo dei portali di collegamento delle cappelle sia realizzato con tecniche d'intervento meno invasive rispetto alla soluzione proposta nel rispetto delle caratteristiche del bene, quali ad esempio i profili metallici nell'imbotte dei vani porta;
- l'intervento di consolidamento delle volte con fasce di tessuto in acciaio perlitico sia realizzato solo all'estradosso mentre all'intradosso sia limitato agli arconi trasversali che scandiscono le campate dell'aula;
- prima della lavorazione inerente il cordolo nel sottotetto siano inviati i dettagli esecutivi già richiesti dal S.G.S.S. della Regione Emilia - Romagna;
- gli interventi di finitura interna, quali la tinteggiatura delle parti compromesse, siano campionati e sottoposti all'approvazione del funzionario incaricato.

Si chiede di comunicare tramite posta elettronica all'indirizzo del coordinatore UCR per la provincia di Modena ([graziella.polidori@beniculturali.it](mailto:graziella.polidori@beniculturali.it)) la data di inizio dei lavori con un anticipo di almeno 10 giorni, indicando altresì il nominativo del tecnico incaricato per la Direzione dei lavori ai sensi del R.D. 2537/1925.

Sarà cura della Direzione Lavori mantenere contatti con i funzionari responsabili dell'istruttoria, in particolare durante le fasi salienti, onde consentire una corretta sorveglianza e definire dettagli e modalità esecutive.

Si specifica che eventuali varianti all'attuale progetto dovranno essere preventivamente sottoposte ad autorizzazione.

Si chiede inoltre, a conclusione dell'intervento autorizzato, di far pervenire una relazione descrittiva e fotografica, attestante i lavori realizzati.

Non si restituisce copia vistata e timbrata del progetto in attesa del materiale integrativo e/o sostitutivo attestante il recepimento delle prescrizioni impartite.

IL DIRETTORE REGIONALE  
Arch. Carla Di Francesco



Coordinatore U.C.R. per la Provincia di Modena Arch. Graziella Polidori. – [graziella.polidori@beniculturali.it](mailto:graziella.polidori@beniculturali.it)  
Responsabile dell'istruttoria: Arch. Paola Ruggieri – [paola.ruggieri@beniculturali.it](mailto:paola.ruggieri@beniculturali.it)

Strada Maggiore, 80 Tel. 051.4298211 - Fax 051.4298277 email [dr-ero@beniculturali.it](mailto:dr-ero@beniculturali.it) pec: [mbac-dr-ero@mailcert.beniculturali.it](mailto:mbac-dr-ero@mailcert.beniculturali.it)

Viene ribadita la richiesta della struttura commissariale della Regione (SCR) di avvalersi di analisi semplificate per analizzare lo stato di equilibrio e di resistenza dei macroelementi soprattutto con riferimento all'aula intesa come l'insieme della navata e delle cappelle laterali.

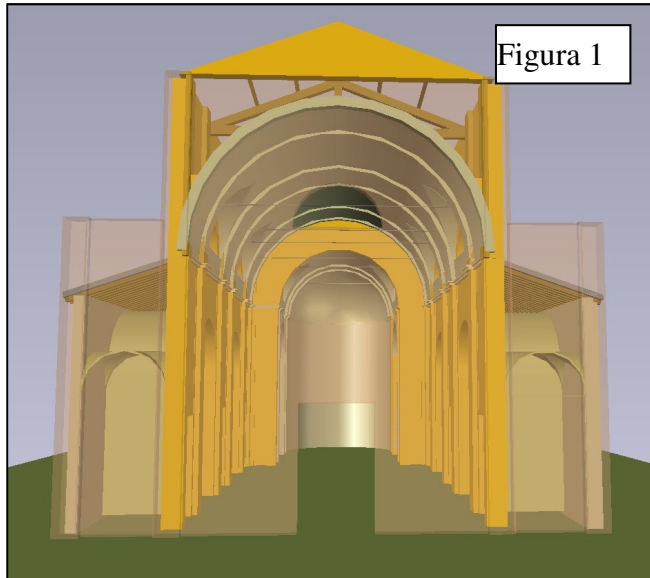


Figura 1 : schematizzazione della struttura dell'aula ; in essa si possono individuare i colonnati su cui appoggiano la volta a botte e le pareti che si elevano fino alla gronda del tetto; lateralmente ai colonnati vi sono i corpi di fabbrica delle cappelle

Figura 2: schematizzazione della configurazione architettonica e strutturale di uno dei due colonnati che delimitano la navata dalle cappelle laterali ; la figura permette di intuire il sistema strutturale che svolge la funzione di controvento trasversale dell'aula.

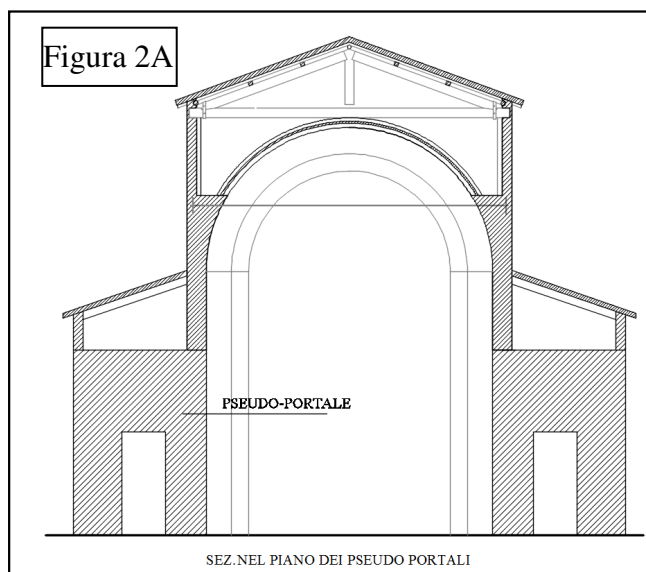
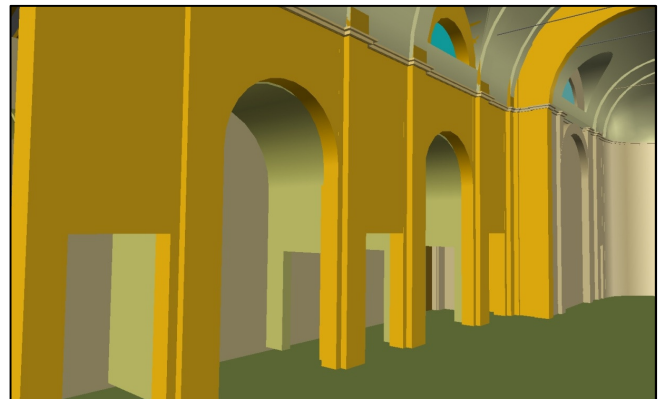


Figura 2A: sezione trasversale in corrispondenza del piano dei pseudo-portali di passaggio fra le cappelle. Lo schema statico complessivo che logicamente si può estrarre , vede i piedritti e la fascia muraria di collegamento quale sistema principale che si oppone alle azioni sismiche . Su di esso si scaricano le forze

verticali ed orizzontali indotte dai tetti delle cappelle e il corpo di fabbrica emergente della navata.

Questo sistema è stato ampiamente analizzato anche a seguito delle integrazioni richieste dalla Struttura Commissariale Regionale (SCR), di cui al punto 3 precedente .

L' esemplificazione statica della struttura da sottoporre ad analisi statico-sismiche semplificate deve essere ragionevolmente credibile nei confronti del suo realistico comportamento meccanico evitando schemi troppo conservativi dell'equilibrio né troppo penalizzanti nei confronti delle realistiche risorse di resistenza che la struttura può esibire. Premesso che la normativa tecnica vigente permette di esaminare le strutture che presentano due assi ortogonali principali ,secondo i quali si può presupporre avvenga la risposta statico-dinamica della struttura nel suo insieme, considerando il sisma di progetto non agente contemporaneamente lungo di essi , la struttura può essere analizzata scomponendola nei seguenti macroelementi:

- a) colonnati e pareti perimetrali longitudinali delle cappelle per far fronte al sisma agente lungo il loro piano;
- b) pseudo-portali murari o setti murari trasversali, questi laddove non c'è il passaggio fra le cappelle, per far fronte al sisma agente in direzione trasversale.

Questa esemplificazione non significa che tali sistemi rimangano passivi al sisma che li investe ortogonalmente al loro piano, ma si dovrà tener conto adeguatamente della loro interazione lungo le linee di vincolo quando si analizza lo sbandamento fuori piano .

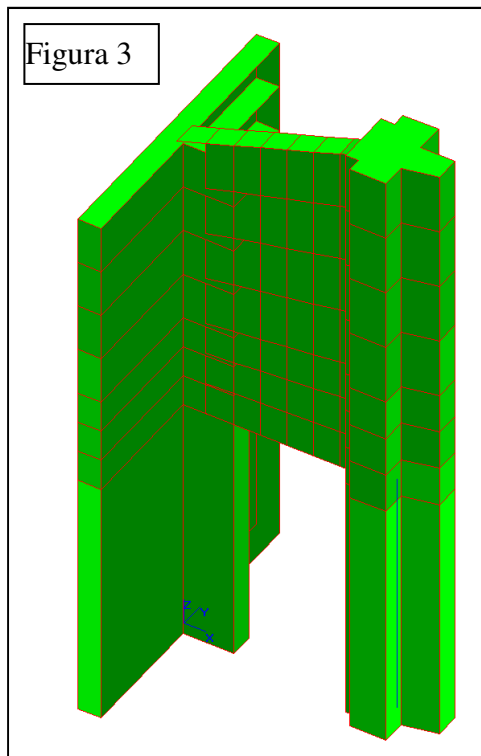
Esempio evidente di questa interazione si può evincere dalle precedenti Figure 1-2, in cui i pilastri dei colonnati partecipano giocoforza alla risposta dinamica qualunque sia la direzione del sisma .

#### 4.1.1 Analisi semplificata dei pseudo-portali murari trasversali

---

Si considera il macroelemento denominato pseudo-portale , riportato nella Figura 3, che si ritiene l'elemento più importante per la stabilità trasversale del'aula. Si ricorda che tale macroelemento è stato ampiamente analizzato nella relazione strutturale e nell'integrazione che ne è seguita. Un'analisi semplificata rispetto a quella ipotizzata in tali documenti può

considerare i piedritti come semplici aste incerniate agli estremi o aste appoggiate alla base.



La Figura 3 mostra lo schema in rappresentazione solida del pseudo-portale.

Figura 4

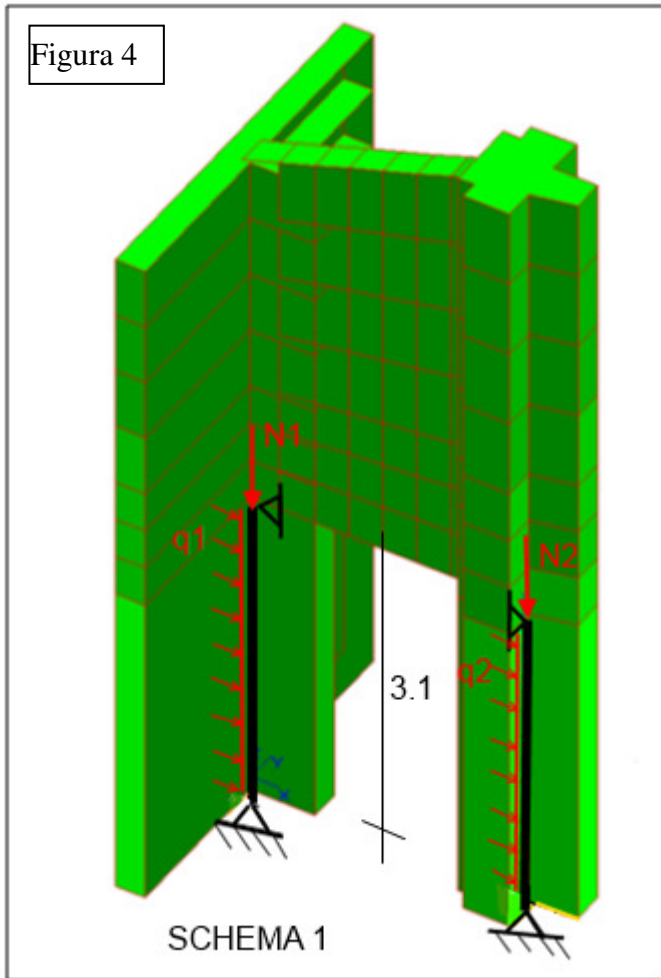
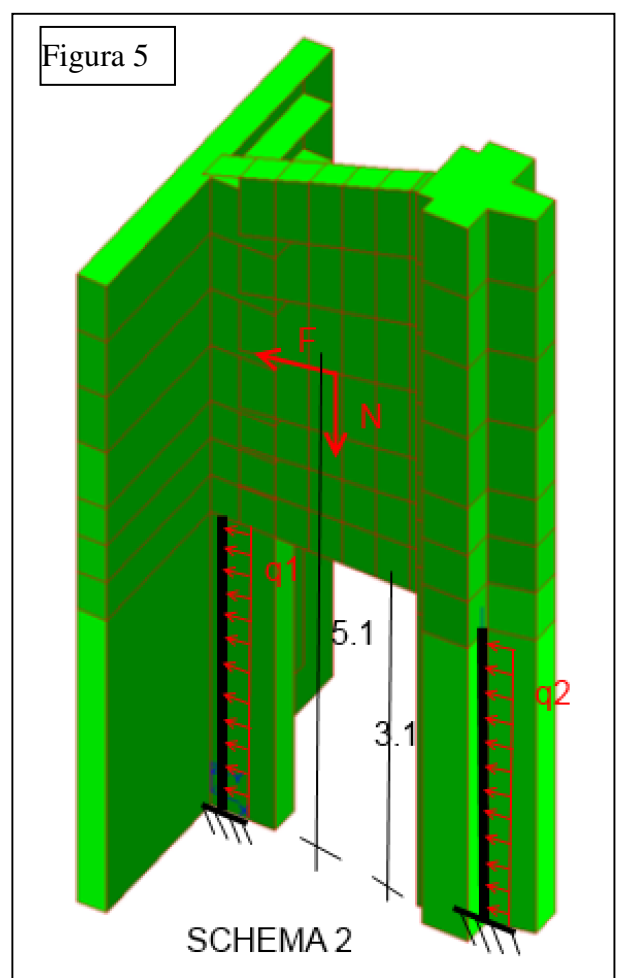


Figura 5



Le Figure 4-5 mostrano gli schemi statici elementari che è possibile considerare per i piedritti ,ove si è indicato con  $q_1$  e  $q_2$  i carichi sismici distribuiti lungo i piedritti dovuti alla propria massa;  $N$  lo sforzo normale che la parte superiore della struttura trasmette ad essi scomponendosi nelle aliquote  $N_1$  e  $N_2$  ;  $F$  la forza sismica associata alla massa dello sforzo  $N$ .

I valori di tali azioni sono:

$N_1=10829$  kg ;  $N_2=21227$  kg ; le masse associate  $m_1= 1105$  kgsec<sup>2</sup>/m;  $m_2=2166$  kgsce<sup>2</sup>/m;

il peso del piedritto di sinistra  $P_1=6860$  kg a cui è associata la massa distribuita per unità di lunghezza di 224 kgsec<sup>2</sup>/m;

il peso del piedritto di destra  $P_2=4071$  kg a cui è associata la massa distribuita per unità di lunghezza di 133 kgsec<sup>2</sup>/m.

I carichi sismici si calcolano tenendo conto dell'accelerazione spettrale di ancoraggio allo stato SLV previsto dalla normativa per il sito in esame:  $a_g=0,156g$ , ipotizzando il fattore suolo



$S=1,46$  e il fattore di struttura  $q=3$  ; con questi dati risulta che l'accelerazione spettrale di picco di attivazione delle masse vale  $a=1,93 \text{ m/sec}^2$  ; pertanto moltiplicando le masse per l'accelerazione si ottiene:

$$q_1 = 224 * 1,93 = 432 \text{ kg/m};$$

$$q_2 = 133 * 1,93 = 257 \text{ kg/m};$$

$$F_1 = 1105 * 1,93 = 2133 \text{ kg};$$

$$F_2 = 2166 * 1,93 = 4180 \text{ kg}$$

Con riferimento agli schemi statici 1 e 2 riportati nelle Figure 4-5 si ottengono le seguenti caratteristiche della sollecitazione all'interno dei piedritti;

Schema 1		Nd (kg)	Md(kgcm)	Vd(kg)	Ecc(cm)
piedritto di sinistra	Sez. mezzeria	17689	$1/8 * 3,1^2 * 432 = 51894$	$432 * 3,1/2 = 670$	2,9
piedritto di destra	Sez. mezzeria	21227	$1/8 * 3,1^2 * 257 = 30872$	$257 * 3,1/2 = 398$	1,45
Schema 2					
piedritto di sinistra	Sez. alla base	17689	$1/2 * 3,1^2 * 432 + 2133 * 3,1 = 868800$	3472	49
piedritto di destra	Sez. alla base	21227	$1/2 * 3,1^2 * 257 + 4180 * 3,1 = 1419300$	4977	67

TAB 1

I risultati in termini di equilibrio al ribaltamento dei piedritti espressi dai valori dell'eccentricità dello sforzo normale mostrano che con lo schema 1 il sistema non presenta criticità per la stabilità dell'equilibrio; infatti l'eccentricità si mantiene abbondantemente bassa da mantenere lo sforzo normale vicino al baricentro della sezione resistente. le Figure 6-7 riportano gli schemi delle sezioni dei due piedritti : la prima con riferimento al piedritto di sinistra , la seconda per quello di destra.

Con lo schema 2 le condizioni di equilibrio peggiorano significativamente ,con alti valori dell'eccentricità, che, come mostrato nelle Figure 6-7 , portano i centri di pressione degli sforzi fuori della sezione per sisma che agisce in entrambi i versi.

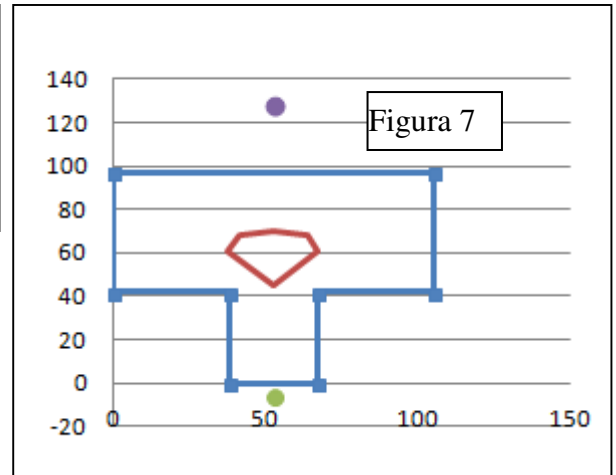
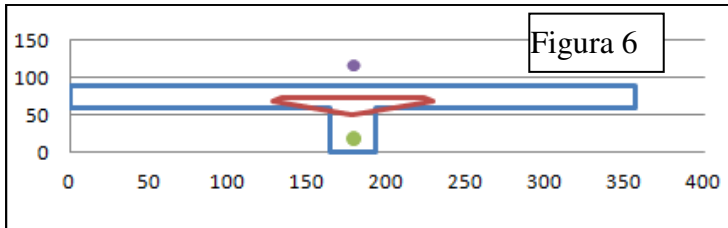


Figura 6 sezione resistente del piedritto di sinistra ;  
 Figura 7 sezione resistente del piedritto di destra.  
 Nelle sezioni sono indicati i noccioli centrali di inerzia ; mentre i pallini indicano la posizione del centro di pressione con riferimento allo schema 2.

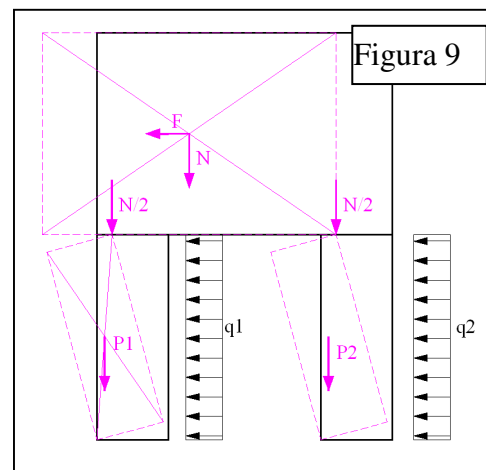
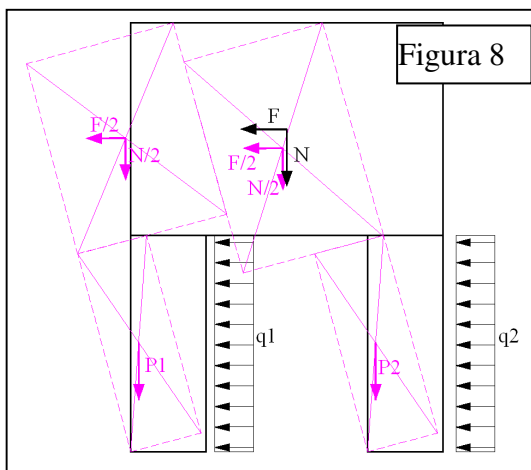
Lo schema 1 è quello più conservativo dell'equilibrio ma si ritiene meno realistico ; esso è stato esaminato con lo scopo di indagare le varie ipotesi sul comportamento delle strutture murarie non accertabile a priori , evidenziando che lo schema dell'articolazione ,cioè con cerniere agli estremi, è quello da perseguire se possibile per apportare un miglioramento sismico alla tipologia strutturale in esame. Per convincersi della sua irrealtà basta osservare la precedente Figura 2A da cui si può dedurre che anche considerando un ipotetico comportamento d'insieme della struttura non esiste la possibilità di formazione di cerniere all'estremità superiore dei piedritti che ne blocchino gli spostamenti trasversali , non essendoci catene né la possibilità di inserirle..

Pertanto lo schema 2 è quello più credibile , di riferimento per la valutazione della stabilità del sistema , i cui risultati non sconfessano quanto già trovato nell'analisi elastica (pagg. da 47 a 50 ) ; cioè il sistema non è in grado di sopportare l'accelerazione spettrale di ancoraggio allo SLV prevista dalla normativa per il sito in esame.

L'analisi semplificata svolta, però, seppure non fornisce il reale comportamento meccanico del sistema fin tanto esso rimane in campo elastico, comportamento su cui si è basata l'analisi elastica sviluppata nella relazione strutturale, mostra un aspetto statico interessante in campo plastico cioè quando esso si trasforma in un cinematismo . A tale proposito si vuole richiamare l'attenzione sul fatto che nell'analisi elastica si è portata in conto nelle verifiche a presso-flessione dei piedritti la variazione degli sforzi normali a cui essi sono soggetti in forza della continuità strutturale interna ipotizzata fra piedritti e la fascia muraria . Ciò ha comportato un incremento sensibile dell'eccentricità degli sforzi, si veda a riguardo la tabella riportata a pag. 47 , ove si leggono eccentricità massime di 295 cm contro la

massima eccentricità di 67 cm riportata nella soprastante TAB.1. E' sotto inteso che ciò non differenzia minimamente gli effetti finali dei due diversi risultati risultando comunque instabile l'equilibrio alla rotazione dei piedritti in entrambi i casi.

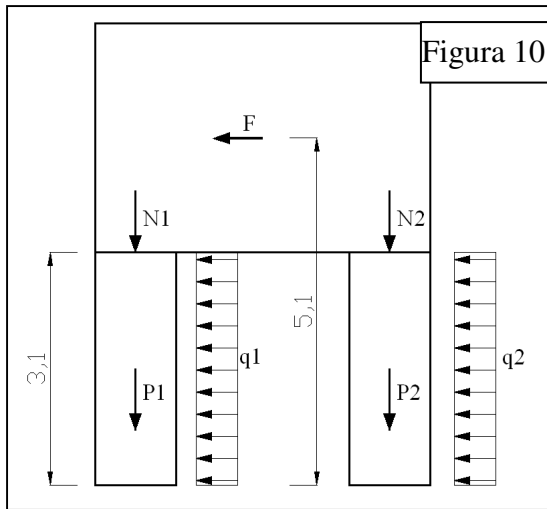
In campo plastico è pertanto più realistico pensare ad un comportamento a mensola dei due piedritti tra loro indipendenti, se la fascia muraria che li collega si lesiona suddividendo il sistema in due parti, o pur con una diversa configurazione cinematica se si formano cerniere cilindriche nei nodi di incrocio fra piedritti e la fascia.



Le Figure 8-9 schematizzano i due possibili cinematismi associati allo schema 2; come è possibile notare la Figura 8 riproduce il cinematismo associato a lesioni nella fascia muraria prodotte per scorrimento ad opera del taglio; la lesione che nello schema è stata proposta in mezzeria della fascia può manifestarsi in una qualunque posizione nella fascia. E' sotto inteso che qui si sono supposti più resistenti e rigidi i nodi all'incrocio fra piedritti e fascia muraria. La Figura 9 mostra il cinematismo che invece si può avere nel caso che la fascia muraria abbia una maggiore resistenza a taglio in rapporto a quella flessionale dei nodi; in tal caso, nell'ipotesi di monoliticità dei piedritti, la traslazione è accompagnata dalla formazione di cerniere cilindriche nei nodi.

Appare evidente seppure qualitativamente che lo schema della Figura 9 mostra un comportamento meccanico meno penalizzante per la stabilità se si considera che la linea d'azione degli sforzi  $N_1$  e  $N_2$  a parità di spostamento trasversale si mantiene dentro la base di appoggio dei piedritti.

Gli effetti dell'ultimo sisma del 20-29 maggio 2012 hanno messo in evidenza che il sistema è suscettibile ad avere un comportamento meccanico che si avvicina di più allo schema 1 seppure la lesione che la fascia muraria ha subito sembra non sia stata accompagnata da scorrimenti evidenti delle due parti contrapposte.

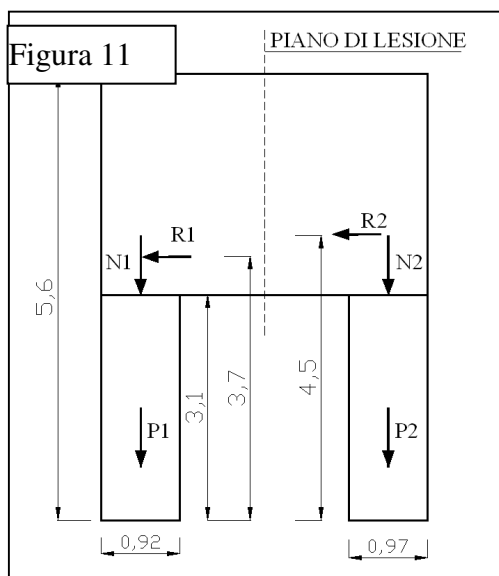


L'analisi condotta ha tenuto conto di tale differenza di comportamento. La Figura 10 esplicita il sistema delle forze considerato indicando le grandezze geometriche che permettono di calcolare le risultanti e i bracci di leva. Gli sforzi  $N1$  e  $N2$  sono le aliquote gravitazionali dello sforzo  $N$  complessivo agente nella fascia muraria; si è considerata la configurazione statica indeformata, cioè assumendo in prima istanza che la struttura rimanga nel campo lineare dei piccoli spostamenti come richiesto

dall'analisi lineare.

analisi cinematica

Si determina il moltiplicatore dei carichi orizzontali  $\alpha_0$  che porta all'attivazione del cinematismo per entrambi gli schemi di cui alle Figure 8-9. Non inficiando i risultati finali, si considera al posto dei carichi sismici distribuiti lungo i piedritti  $q1$  e  $q2$  le loro



risultanti applicate nel baricentro dei piedritti, componendo successivamente ciascuna di esse con l'aliquota della forza  $F$  che dalla fascia proviene a ciascun piedritto; si trova così la risultante  $Ri$  che si sostituisce al sistema delle due forze.

La Figura 11 mostra il nuovo schema delle forze equivalente a quello rappresentato in Figura 10. Si fa riferimento

al cinematismo di cui alla Figura 8;

$R1$  e  $R2$  sono le forze sismiche incognite capaci di

attivare il cinematismo;

$N1=10829$  kg;  $N2=21227$  kg; sforzi normali che competono alla fascia muraria;

$P1=6860$  kg ; $P2=4071$ kg pesi dei piedritti

Si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto all'angolo sinistro di ciascun piedritto;

con riferimento al piedritto sinistro:

$R1 * 3,7 - (N1 + P1) * 0,92 / 2 = 0$  da cui si ricava :

$$R1 = 2199 \text{ kg}$$

rapportando tale valore alla massa attivata M1 pari a:

$$M1 = (N1 + P1) / g = (10829 + 6860) / 9,8 = 1805 \text{ kgsec}^2 / \text{m}$$

rapportando R1 alla massa M1 si ricava l'accelerazione di attivazione:  $a_{ga} = 2199 / 1805 = 1,22 \text{ m/sec}^2$  tale valore che incorpora il fattore del suolo  $S = 1,46$  il fattore di confidenza  $FC = 1,35$ , e il fattore di struttura  $q = 2$ , nonché la posizione del baricentro di applicazione della R1 rispetto alla base del piedritto, deve essere confrontata con l'accelerazione spettrale di ancoraggio compatibile con la stabilità della struttura  $a_{gc}$ : cioè

$$a_{gc} = a_{ga} * q / ((S * FC) * (1 + 1,5 * z / H)) , \text{ con } z = 3,7 \text{ m e } H = 5,6 \text{ m};$$

sostituendo i valori si trova:  $a_{gc} = 1,22 * 2 / ((1,46 * 1,35) * (1 + 1,5 * 3,7 / 5,6)) = 0,62 \text{ m/sec}^2$  che rapportata **all'accelerazione di gravità  $g = 9,81$  da luogo al valore normalizzato**

$$\mathbf{a_{gc} = 0,62 / 9,81 = 0,062g;}$$

con riferimento al piedritto destro :

R2 è la forza sismica incognita capace di attivare il cinematismo;

$$N2 = 21227 \text{ kg};$$

$$P2 = 4071 \text{ kg}$$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'angolo sinistro del piedritto si ricava:

$R2 * 4,5 - (N2 + P2) * 0,97 / 2 = 0$  da cui si ricava :

$$R2 = 2726 \text{ kg}$$

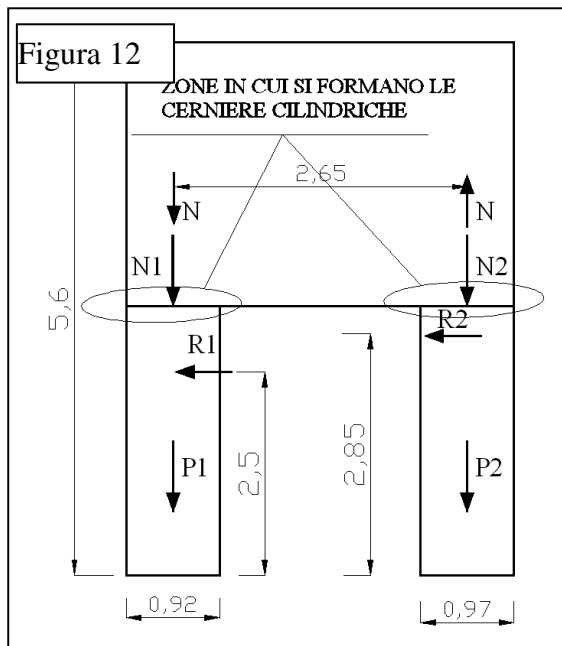
rapportando tale valore alla massa attivata M2 pari a:

$$M2 = (N2 + P2) / g = (21227 + 4071) / 9,8 = 2579 \text{ kgsec}^2 / \text{m}$$

rapportando R2 alla massa M2 si ricava l'accelerazione di attivazione:  $a_{ga} = 2726 / 2579 = 1,06 \text{ m/sec}^2$  tale valore che incorpora il fattore del suolo  $S = 1,46$  il fattore di confidenza  $FC = 1,35$ , e il fattore di struttura  $q = 2$  nonché la posizione del baricentro di applicazione della R2 rispetto alla base del piedritto deve essere confrontata con l'accelerazione spettrale di ancoraggio compatibile con la stabilità della struttura  $a_{gc}$ : cioè

$$a_{gc} = a_{ga} * q / ((S * FC) * (1 + 1,5 * z / H)) , \text{ con } z = 4,5 \text{ m e } H = 5,6 \text{ m};$$

sostituendo i valori si trova:  $a_{gc}=1,06*2/((1,46*1,35)*(1+1,5*4,5/5,6))=0,49 \text{ m/sec}^2$  che rapportata **all'accelerazione di gravità  $g=9,81$  da luogo al valore normalizzato  $a_{gcn}=0,49/9,81=0,05g$** ;



Si fa ora riferimento al cinematismo della Figura 9.

La Figura 12 mostra lo schema delle forze considerato.

Le forze hanno lo stesso significato e valore indicati nella Figura 11. L'analisi non tiene conto in prima fase del momento di trasporto prodotto dalla forza F, indicata in Figura 10, rispetto all'estremità superiore dei piedritti e quindi della coppia di forze N che è il suo effetto sui piedritti

con riferimento al piedritto sinistro:

$R1*2,5-(N1+P1)*0,92/2=0$  da cui si ricava :

$$R1=3255 \text{ kg}$$

rapportando tale valore alla massa attivata M1 pari a:

$$M1=(N1+P1)/g=(10829+6860)/9,8=1805 \text{ kgsec}^2/\text{m}$$

rapportando R1 alla massa M1 si ricava l'accelerazione di attivazione:  $a_{ga}=3255/1805=1,8$

$\text{m/sec}^2$  tale valore che incorpora il fattore del suolo  $S=1,46$  il fattore di confidenza  $FC=1,35$ , e il fattore di struttura  $q=2$ , nonché la posizione del baricentro di applicazione della R1 rispetto alla base del piedritto, deve essere confrontata con l'accelerazione spettrale di ancoraggio compatibile con la stabilità della struttura  $a_{gc}$ : cioè

$$a_{gc}=a_{ga}*q/((S*FC)*(1+1,5*z/H)) \text{ , con } z=2,5 \text{ m e } H=5,6 \text{ m};$$

sostituendo i valori si trova:  $a_{gc}=1,8*2/((1,46*1,35)*(1+1,5*2,5/5,6))=1,1 \text{ m/sec}^2$  che rapportata

**all'accelerazione di gravità  $g=9,81$  da luogo al valore normalizzato  $a_{gcn}=1,1/9,81=0,11g$** ;

Con questo livello di accelerazione si determina il valore della forza F, indicata cui nella Figura 10, e quindi il momento flettente da essa rispetto all'estremità superiore dei piedritti; dividendo tale momento per il braccio della coppia di forze N si determina il loro valore che a

seconda del verso della forza va a sommarsi o a sottrarsi alla forza N1. Si analizza il caso più gravoso che è quello in cui la N si sottrae alla N1. Il momento prodotto dalla forza F vale:  
 $M=(N1+N2)/g*a_{gc}*(5,6-3,1)=(10829+21227)/9,81*1,26*(5,6-3,1)=10293 \text{ kgm.};$   
rapportando tale momento per il braccio della coppia si ricava  $N= 10293/2,65=3884 \text{ kg};$

Si ripete il calcolo per determinare la forza R1:

$R1*2,5-(N1-N+P1)*0,92/2=0$  da cui si ricava :

$$R1=2540\text{kg}$$

rapportando tale valore alla massa attivata pari a:

$$M1=(N1+P1)/g=(10829+6860)/9,8=1805 \text{ kgsec}^2/\text{m}$$

rapportando R1 alla massa M1 si ricava l'accelerazione di attivazione:  $a_{ga}=2540/1805=1,41 \text{ m/sec}^2$  tale valore che incorpora il fattore del suolo  $S=1,46$  il fattore di confidenza  $FC=1,35$ , e il fattore di struttura  $q=2$ , nonché la posizione del baricentro di applicazione della R1 rispetto alla base del piedritto, deve essere confrontata con l'accelerazione spettrale di ancoraggio compatibile con la stabilità della struttura  $a_{gc}$ : cioè

$$a_{gc}= a_{ga} * q / ((S*FC)*(1+1,5*z/H)) , \text{ con } z=2,5 \text{ m e } H=5,6 \text{ m};$$

sostituendo i valori si trova:  $a_{gc}=1,41 * 2 / ((1,46*1,35)*(1+1,5*2,5/5,6))=0,86 \text{ m/sec}^2$  che rapportata **all'accelerazione di gravità  $g=9,81$  da luogo al valore normalizzato**

$$\mathbf{a_{gcn}=0,86/9,81=0,09g;}$$

come si può notare il valore ottenuto è inferiore a quello precedente in cui non si considera l'effetto della forza N con un abbattimento del 21%;

Procedendo ad una nuova iterazione si ricava che il processo converge risultando confermato il valore di  **$a_{gcn}=0,86/9,81=0,09g;$**

con riferimento al piedritto destro :

R2 è la forza sismica incognita capace di attivare il cinematismo;

$$N2=21227 \text{ kg};$$

$$P2=4071 \text{ kg}$$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'angolo sinistro del piedritto si ricava:

$$R2*2,85-(N2+P2)*0,97/2=0 \text{ da cui si ricava :}$$

$$R2=4305 \text{ kg}$$

rapportando tale valore alla massa attivata pari a:

$$M2=(N2+P2)/g=(21227+4071)/9,8=2579 \text{ kgsec}^2/\text{m}$$

rapportando R2 alla massa M2 si ricava l'accelerazione di attivazione:  $a_{ga}=4305/2579=1,67$  m/sec<sup>2</sup> tale valore che incorpora il fattore del suolo S=1,46 il fattore di confidenza FC=1,35, e il fattore di struttura q=2 nonché la posizione del baricentro di applicazione della R2 rispetto alla base del piedritto deve essere confrontata con l'accelerazione spettrale di ancoraggio compatibile con la stabilità della struttura  $a_{gc}$ : cioè

$$a_{gc} = a_{ga} * q / ((S * FC) * (1 + 1,5 * z / H)) , \text{ con } z = 2,85 \text{ m e } H = 5,6 \text{ m};$$

sostituendo i valori si trova:  $a_{gc} = 1,67 * 2 / ((1,46 * 1,35) * (1 + 1,5 * 2,85 / 5,6)) = 0,96$  m/sec<sup>2</sup> che rapportata **all'accelerazione di gravità g=9,81 da luogo al valore normalizzato**

$$\mathbf{a_{gcN} = 0,96 / 9,81 = 0,1g;}$$

Anche qui si procede a determinare il nuovo valore R2 portando in conto la detrazione di N sulla forza N2:

$$R2 * 2,85 - (N2 - N + P2) * 0,97 / 2 = 0 \text{ da cui si ricava :}$$

$$R2 = 3452 \text{ kg}$$

rapportando tale valore alla massa M2 si ottiene  $a_{ga} = 3452 / 2579 = 1,33$  da cui

$$a_{gc} = 1,33 * 2 / ((1,46 * 1,35) * (1 + 1,5 * 2,85 / 5,6)) = 0,77 \text{ m/sec}^2 \text{ che rapportata } \mathbf{\underline{\underline{all'accelerazione di gravità g=9,81 da luogo al valore normalizzato a_{gcN} = 0,77 / 9,81 = 0,08g;}}}$$

come si può notare il valore ottenuto è inferiore a quello precedente in cui non si considera l'effetto della forza N con un abbattimento del 21%;

Procedendo ad una nuova iterazione si ricava che il processo converge risultando confermato il valore di  **$a_{gcN} = 0,77 / 9,81 = 0,08g$** ;

### **Sintesi dei risultati dell'analisi cinematica e confronto con i risultati dell'analisi elastica**

E' evidente che il cinematismo di cui alla Figura 9 è quello che esprime una maggiore capacità resistente ; con esso si arriva , tenendo conto anche della variazione degli sforzi N1 e N2 indotta dal momento flettente della forza F , indicata nella Figura 10, ad un' accelerazione spettrale di ancoraggio del cinematismo di  $a_{gcN} = 0,08g$  .

Il confronto di tale valore con quello assunto nell'analisi elastica, si veda pag. 48, pari ad  $a_g = 0,043g$  non deve indurre a pensare che l'analisi elastica sia troppo conservativa.

Al riguardo si evidenzia che l'analisi elastica volutamente non è stata spinta oltre tale valore di accelerazione per mantenere gli obiettivi della verifica entro ampi margini di



sicurezza sia per l'equilibrio sia per la resistenza della muratura, tenuto conto delle tante incertezze sulla modellazione. Infatti basta osservare le Figure 40-41 per rilevare che i centri di pressioni si mantengono abbondantemente entro le sezioni resistenti dei due pilastri e la stima delle tensioni di compressione evidenziano ampi margini dalla resistenza ultima della muratura.

L'analisi cinematica indaga il solo equilibrio dei corpi considerati rigidi ed infinitamente resistenti non curandosi di valutare i livelli tensionali a cui il materiale è soggetto, ciò ovviamente è demandato alle successive verifiche di resistenza. Si ricorda che l'analisi cinematica è un'analisi limite basata sul criterio energetico finalizzato a ricercare l'uguaglianza del lavoro fatto dalle forze attive con quello fatto dalle forze reattive.

Ai fini della stabilità del sistema si deve quindi affrontare il problema della resistenza del materiale.

Per lo scopo si fa riferimento ai risultati del piedritto destro quello in peggiori condizioni di sollecitazione.

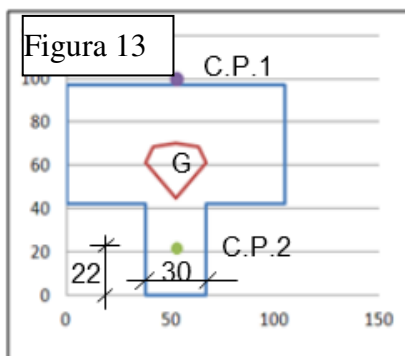
Per esso si è trovato che la forza sismica massima compatibile con l'incipiente rotazione del piedritto è di  $R_2=3452$  kg; tale forza ha punto di applicazione a 2,85m dalla base come si può rilevare dalla Figura 12;

il momento flettente prodotto da tale forza con riferimento alla sezione di base vale  $M_d=3452*285=983820$  kgcm;

Lo sforzo normale complessivo agente nella sezione di base vale  $N_2+P_2=25298$  kg;

nel contesto dell'analisi elastica l'eccentricità di tale sforzo vale  $E_{cc}=983820/25298=39$  cm, i

cui centri di pressione sono indicati nella Figura 13 per il sisma agente in entrambi i versi. Come si può dedurre il C.P.1 stando sul margine della sezione comporta condizioni di equilibrio limite come d'altra parte persegue l'analisi cinematica; ciò però dà luogo a tensioni di compressione con valore infinitamente grande, non sopportabili dalla muratura del piedritto.

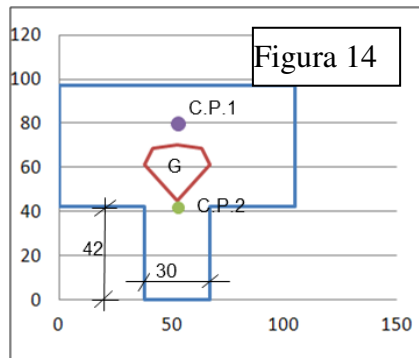


Il C.P.2 è dentro la sezione senza pregiudicare l'equilibrio, ma le

tensioni di compressione indotte nella muratura, considerando che la sezione compressa si può stimare in  $30*(2*22)=1320$  cmq e considerando una loro distribuzione rettangolare, valgono  $\sigma=25298/1320=19$  kg/cmq superiore alla resistenza della muratura ipotizzata di 11,2 kg/cmq.

Si ritiene pertanto che l'accelerazione spettrale  $a_{gn}=0,08g$  risultante dall'analisi cinematica non è sopportabile dal sistema strutturale.

Ripetendo i calcoli con un'accelerazione spettrale più bassa  $a_{gcn}=0,066g$  a cui corrisponde una forza sismica  $R2=2059$  kg; si ricavano così la posizione dei centri di pressione come indicato nella seguente Figura 14 ,compatibile con la capacità resistente della sezione



Ripetendo i calcoli per il piedritto di sinistra ,che come riportato in Figura 6 ha una sezione resistente diversa ,si ottengono i seguenti risultati.

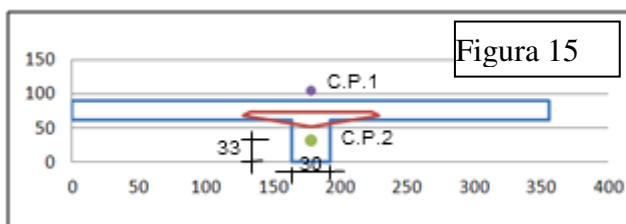
Per esso è trovato che la forza sismica massima compatibile con l'incipiente rotazione del piedritto è di  $R1=2540$  kg ; tale forza ha punto di applicazione a 2,5 m dalla base come si può rilevare dalla Figura 12;

il momento flettente prodotto da tale forza con riferimento alla sezione di base vale

$$Md=2540*250=635000 \text{ kgcm ;}$$

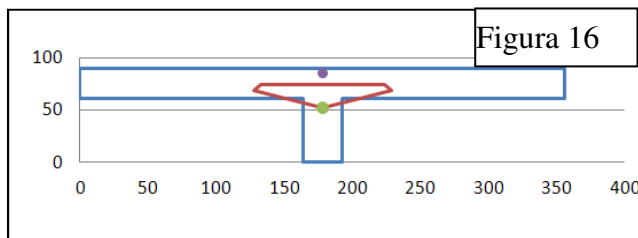
Lo sforzo normale complessivo agente nella sezione di base vale  $N1+P1=17689$  kg;

nel contesto di un'analisi elastica l'eccentricità di tale sforzo vale  $Ecc=63500/17689=36$  cm , i cui centri di pressione sono indicati nella Figura15 per il sisma agente in entrambi i versi .



Come si può vedere il C.P.1 esce dalla sezione e quindi il piedritto non è stabile, ciò è in contraddizione con l'analisi cinematica per il fatto che lì si è considerata per semplicità una

sezione resistente rettangolare con un baricentro geometrico più basso, mentre in realtà la sezione è a T, come mostrato nella Figura 15. Pertanto si deve escludere che il piedritto possa sopportare  $a_{gcn} = 0,09g$ . Si ripetono i calcoli assumendo un'accelerazione spettrale più bassa  $a_{gcn}=0,066g$  a cui corrisponde una forza sismica  $R1=1167$  kg; si ricavano così la posizione dei centri di pressione come indicato nella seguente Figura 16 ,compatibile con la capacità resistente della sezione .



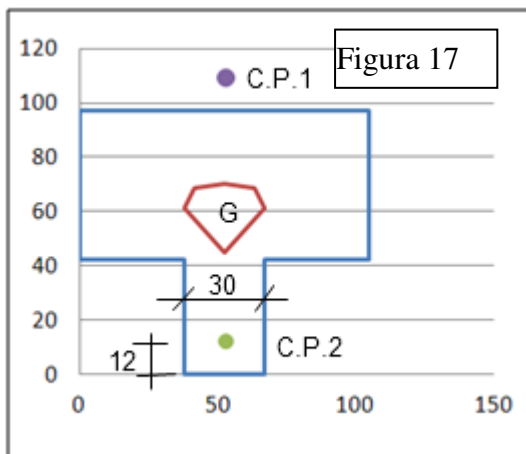
Si sottolinea che le considerazioni e valutazioni relative al cinematismo di cui alla Figura 9 hanno un significato attendibile se la fascia muraria rimane compatta senza lesionarsi, condizione smentita dagli ultimi effetti sismici.

Ed è per questo che nello stato lesionato della fascia muraria si ritiene più significativo il cinematismo rappresentato nella Figura 8, che dai calcoli svolti ha una stabilità compatibile per un'accelerazione spettrale  $a_{gcn}=0,05g$ .

Per esso si è trovato che la forza sismica massima compatibile con l'incipiente rotazione del piedritto è di  $R_2=2726$  kg; tale forza ha punto di applicazione a 4,5m dalla base come si può rilevare dalla Figura 11;

il momento flettente prodotto da tale forza con riferimento alla sezione di base vale  $M_d=2726*450=1226700$  kgcm;

Lo sforzo normale complessivo agente nella sezione di base vale  $N_2+P_2=25298$  kg; nel contesto dell'analisi elastica l'eccentricità di tale sforzo vale  $Ecc=1226700/25298=48$  cm, i cui centri di pressione sono indicati nella Figura 17 per il sisma agente in entrambi i versi. Come si può dedurre il C.P.1 esce dalla sezione comportando l'instabilità del piedritto. La contraddizione con l'analisi cinematica che ha imposto la posizione di tale centro sul bordo



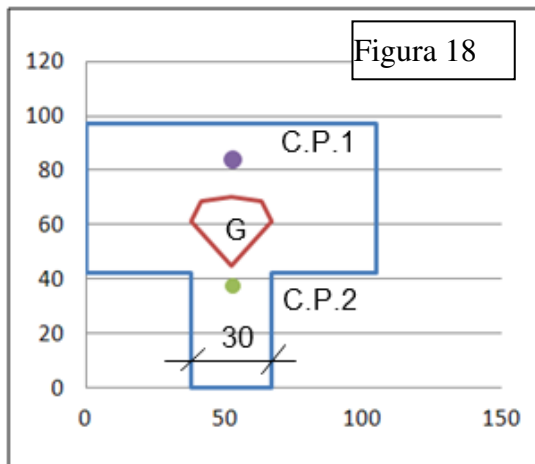
della sezione sta nel fatto che lì si è supposta per semplicità una sezione rettangolare con un baricentro geometrico più basso rispetto a alla reale sezione a T.

Il C.P.2 è dentro la sezione mantenendo impregiudicato l'equilibrio, ma con tensioni di compressione nella muratura, considerando la sezione compressa in  $30*(2*12)=720$  cmq e si considerando una loro distribuzione rettangolare,

pari a  $\sigma=25298/720=35$ kg/cmq superiori alla resistenza della muratura ipotizzata di 11,2 kg/cmq

Si ritiene pertanto che l'accelerazione spettrale  $a_{gcn}=0,05g$  risultante dall'analisi cinematica non è sopportabile dal sistema strutturale.

Ripetendo i calcoli con un'accelerazione spettrale più bassa  $a_g=0,043g$  si ricava invece la posizione dei centri di pressione come indicato nella seguente Figura 18, compatibile con la capacità resistente della sezione.

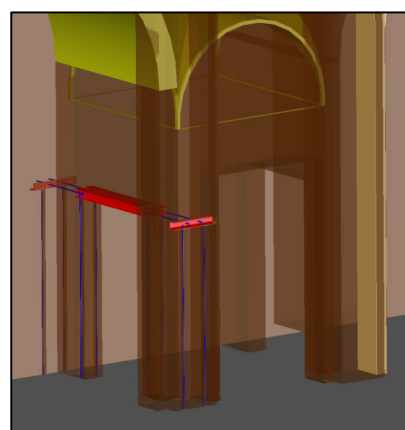
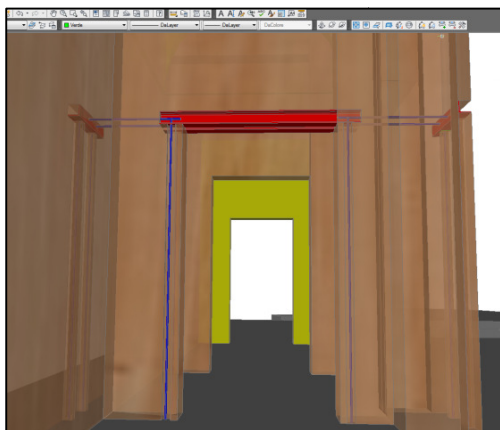


**Concludendo si può assumere che l'analisi cinematica integrata dalla verifica della resistenza a compressione della muratura evidenzia un'accelerazione spettrale di ancoraggio sopportabile dal sistema di  $a_g=0,043g$ , confermando quanto trovato con l'analisi elastica.**

**Se si rapporta tale valore con quello allo stato limite ultimo SLV per il sito in esame pari ad  $a_g=0,156g$  si ricava un indice di sicurezza sismico di :  $I_s=0,043g/0,156g=0,27$ .**

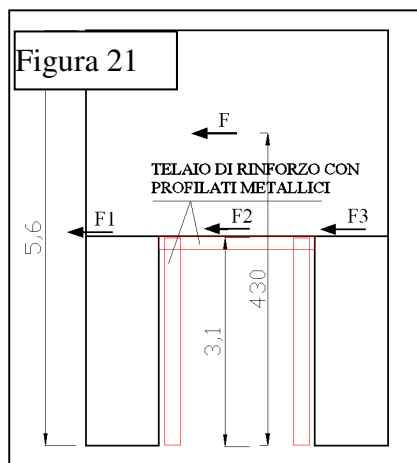
#### 4.1.1.1 Proposta di intervento di miglioramento sismico dei pseudo-portali

Nell'integrazione alla relazione strutturale, a seguito della nota della SCR, era stato dimostrato che l'intervento proposto come rappresentato nelle seguenti Figure



apportava un miglioramento dell'indice di sicurezza sismico da quello esistente  $I_s=0,27$  a  $I_s=0,43$ .

Gli Organi di controllo in disaccordo con la tipologia dell'intervento suggerivano di sostituirlo con altra tipologia di che prevedesse l'installazione di profilati metallici intorno all'imbotte dei varchi di passaggio realizzando i classici portali di rinforzo utilizzati di norma per incrementare la resistenza nel piano di una parete muraria forata.



La Figura 21 schematizza tale proposta.

**La forza sismica  $F$  viene calcolata assumendo un'accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,066g$ , da cui l'accelerazione che attiva la massa associata ad  $F$  risulta:**

$a = a_g * (1 + 1,5 * z/H)$  ; sostituendo i valori si ottiene

$$a = 0,066 * 9,81 * (1 + 1,5 * 4,3/5,6) = 1,4 \text{ m/sec}^2$$

La massa associata ad  $F$  è data dallo sforzo normale

complessivo che agisce sulla fascia muraria pari a  $N = 32056 \text{ kg}$ , per cui la massa

$$M = N/g = 32056/9,81 = 3267 \text{ kgsec}^2/\text{m};$$

**pertanto la forza  $F$  vale :  $F = 3267 * 1,4 = 4574 \text{ kg}$ .**

Tale forza sarà ripartita fra l'esistente pseudo-portale murario e il nuovo telaio in profilati di acciaio.

Con lo scopo di rendere l'intervento il meno invasivo possibile nei confronti della struttura esistente, senza però perdere di vista l'obiettivo di realizzare un rinforzo efficace, i due sistemi si considerano sul piano statico fra loro in aderenza cosicché l'interazione meccanica risente solo dello spostamento nel loro piano indotto dalla forza  $F$ . In altre parole i due sistemi non essendo solidarizzati lungo il piano di interfaccia non abbisognano di idonei dispositivi resistenti alle azioni di taglio che si ingenererebbero nella congruente deformazione flessionale. Il nuovo telaio avrà i pilastri incastrati alla base, fissati alla muratura mediante connettori di acciaio con bassa rigidità a flessione e a taglio in grado solo per bloccare gli spostamenti del telaio nella direzione ortogonale al proprio piano. Il traverso superiore di collegamento non viene connesso con un vincolo di continuità ai due pilastri, potendo così assumere vincoli di cerniera alle sue estremità; anch'esso verrà fissato all'architrave in muratura con connettori di acciaio per poter assicurare la sua posizione nel piano del telaio. Pertanto ai fini del dimensionamento dei pilastri il telaio sarà considerato incastrato alla base ed incernierato

alla sommità dei pilastri , questi quindi si comporteranno come semplici aste incastrate alla base.

Con riferimento alla Figura 21, la ripartizione della forza F fra i pilastri in funzione della sola rigidità flessionale valutata dal prodotto  $E \cdot I$  , dove E è il modulo elastico ed I il momento di inerzia; tale criterio è accettabile perché i pilastri hanno la stessa altezza e si trovano nelle stesse condizioni di vincolo .

Si assume per il modulo  $E_m$  della muratura il valore  $E_m=15000 \text{ kg/cm}^2$  e per quello della acciaio  $E_a=2100000 \text{ kg/cm}^2$ ;

I momenti di inerzia e le rigidità flessionali dei vari pilastri sono:

pilastro murario sinistro  $I_{ms}=5452531 \text{ cm}^4$ ;  $R_{ms}=E_m \cdot I_{ms}=15000 \cdot 5452531=8,17 \cdot 10^{10} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$

pilastro murario destro  $I_{md}=4148985 \text{ cm}^4$ ;  $R_{md}=E_m \cdot I_{md}=15000 \cdot 4148985=6,22 \cdot 10^{10} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$

Si propone di installare una coppia di profilati HEB 160 per pilastro ; mentre per il traverso di collegamento si adottano profilati HEA 140 ;

i profilati sono in acciaio della classe S235;

il momento di inerzia di ciascun profilato HEB 160 vale  $I=2492 \text{ cm}^4$  , pertanto ciascun pilastro di acciaio avrà momento di inerzia complessivo  $I_{pa}=2 \cdot 2492=4984 \text{ cm}^4$  ;

la rigidità flessionale di ciascun pilastro di acciaio sarà  $R_{pa}=4984 \cdot 2100000=1,04 \cdot 10^{10} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$

La rigidità flessionale complessiva risulta :  $R= R_{ms}+ R_{md}+ 2 \cdot R_{pa} = 8,17 \cdot 10^{10} + 6,22 \cdot 10^{10} + 2 \cdot 1,04 \cdot 10^{10} = 1,65 \cdot 10^{11} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$

#### Ripartizione elastica della forza F fra i 4 pilastri

pilastro murario sinistro:  $F1= F \cdot R_{ms}/R=4574 \cdot 8,17 \cdot 10^{10}/1,65 \cdot 10^{11}=2268 \text{ kg}$

pilastro murario destro :  $F3= F \cdot R_{md}/R=4574 \cdot 6,22 \cdot 10^{10}/1,65 \cdot 10^{11}=1725 \text{ kg}$

ciascuno dei pilastro acciaio :  $F2/2= F \cdot R_{pa}/R=4574 \cdot 1,04 \cdot 10^{10}/1,65 \cdot 10^{11}= 290,2 \text{ kg}$

Come si può rilevare in campo elastico i pilastri di acciaio assorbirebbero una bassissima aliquota della forza F da non giustificare l'intervento di rinforzo.

Si entra pertanto in campo plastico cioè in quella fase in cui i pilastri murari mantengono la capacità di sopportare le forze sopra determinate anche se devono subire sensibili spostamenti che però non compromettono il loro equilibrio . Ciò permette chiamare in causa i pilastri di acciaio che in campo elastico, data la loro bassa rigidità rispetto a quella dei pilastri murari, non riescono ad attrarre su di esse quote significative della forza F. In campo plastico si trascura la congruenza degli spostamenti fra i due sistemi ma si tiene conto solo dell'equilibrio compatibile con la resistenza dei materiali.

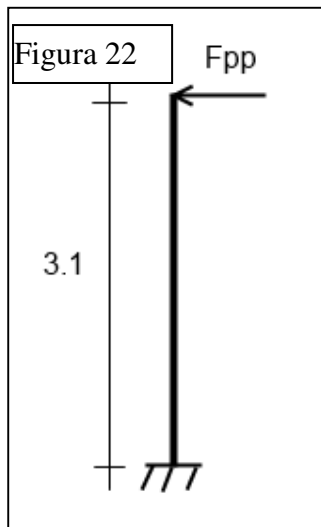
Implementando tale sistema di rinforzo si dovrà fare in modo che il sistema strutturale complessivo abbia un comportamento statico secondo lo schema di Figura 12. Pertanto si farà riferimento ai risultati delle calcolazioni sopra svolte, da cui si può rilevare che:

il pilastro murario di sinistra può sopportare la forza simica di  $R1=1167$  kg;

il pilastro murario di destra può sopportare la forza simica di  $R2=2057$  kg;

sottraendo dalla forza simica  $F=4574$  la somma di tali forze pari a  $3224$  kg si ricava la forza che andrà ad agire sui due pilastri di acciaio, che vale  $F_p=4574-3224=1350$  kg.

Su ciascun pilastro di acciaio incastrato alla base agirà la forza  $F_{pp}=F_p/2=1350/2=675$  kg, come schematizzato nella Figura 22



Il momento flettente alla base  $M_d=F_{pp} \cdot H=675 \cdot 310=209250$  kgcm;

il pilastro è formato da due profili HEB 160 con  $I_{xx}=2 \cdot 2492=4984$  cm<sup>4</sup>;

il modulo di resistenza in campo elastico  $W_{xx}=I_{xx}/h/2=4984/8=623$  cm<sup>3</sup>;

il modulo di resistenza in campo plastico  $W_{xxp}=708$  cm<sup>3</sup>;

adottando un acciaio di classe S235 con tensione di calcolo a snervamento

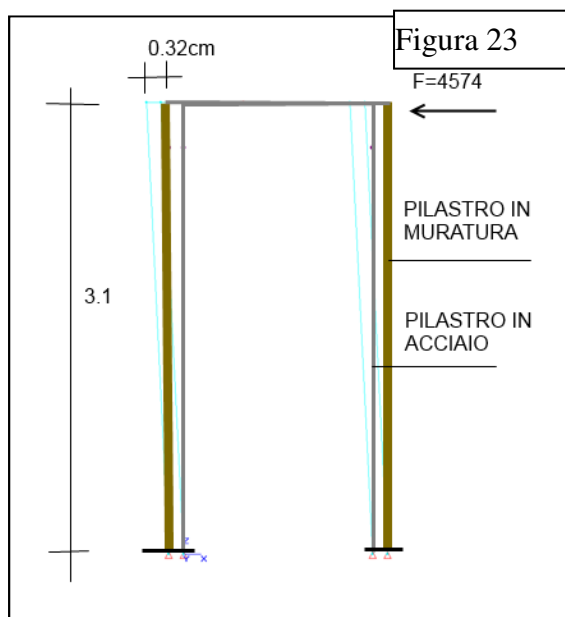
pari  $f_{yd}=2350/1,05=2238$  kg/cm<sup>2</sup> si ricava un momento ultimo alla stato limite SLV di:

$M_u=f_{yd} \cdot W_{xxp}=708 \cdot 2238=1584504$  kgcm superiore al momento

agente  $M_d=209250$ ;

Si calcola lo spostamento trasversale in sommità:

$$\delta_p = 1/3 \cdot F_{pp} \cdot 310^3 / (E_a \cdot I_{xx}) = 1/3 \cdot 675 \cdot 310^3 / (2100000 \cdot 4984) = 0,64 \text{ cm}$$



La Figura 23 schematizza il sistema strutturale complessivo annotando lo spostamento trasversale che esso subisce sotto l'azione della forza  $F$ , pari a  $\delta=0,32$  cm. Come sopra sottolineato in campo elastico i pilastri hanno poca influenza nel contrasto alla forza  $F$  avendo una rigidezza flessionale circa 6 volte più bassa di quella dei pilastri in muratura. E' stato dimostrato che i pilastri in muratura non sopportano le forze che si sviluppano in questa fase, pertanto dovranno cedere l'eccesso ai pilastri di acciaio. Si è calcolato che perché i pilastri possano caricarsi di tale

eccesso devo deformarsi di  $\delta_p=0,64$  , cioè subire uno spostamento doppio rispetto a quello del sistema murario

Con riferimento al p.to 7.82.2.2.1 delle NTC/08 , considerato che la stabilità dei pilastri in muratura è affidata principalmente alla resistenza a presso-flessione , ed avendo svolto un'analisi in campo non lineare si può assumere che lo spostamento ultimo esibibile dal pilastro in muratura sia 0,8% della sua altezza; sostituendo i valori si ottiene  $\delta_u=0,008*310=2,48$  cm di gran lunga superiore a 0,64cm ; con ciò si evidenzia che prima che i pilastri di muratura collassino entrano in gioco quelli di acciaio , dimostrando l'efficacia del sistema.

**Concludendo si può affermare che l'intervento di rinforzo sia in grado di fare sopportare al sistema strutturale complessivo un'accelerazione di ancoraggio spettrale di  $a_g=0,066g$  ; rapportando tale valore con quello previsto dalla normativa allo SLV di 0,156g si ottiene un indice di sicurezza sismico  $I_s=0,066/0,156=0,42$  . Confrontando tale valore con quello che possiede l'attuale situazione strutturale di 0,27 si evince che il rinforzo comporta un miglioramento sismico di  $(0,42-0,27)/0,27=0,55=55\%$**

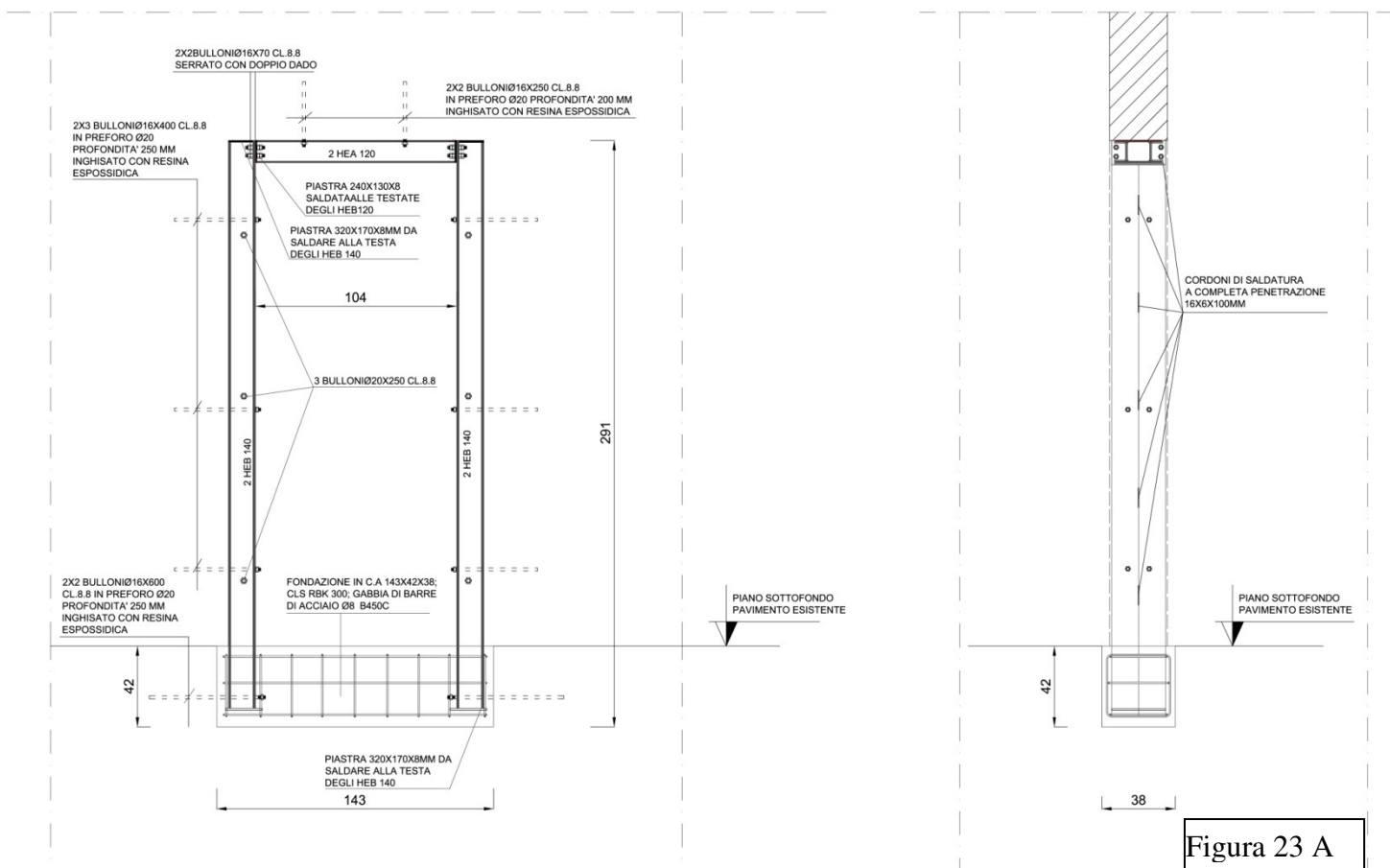


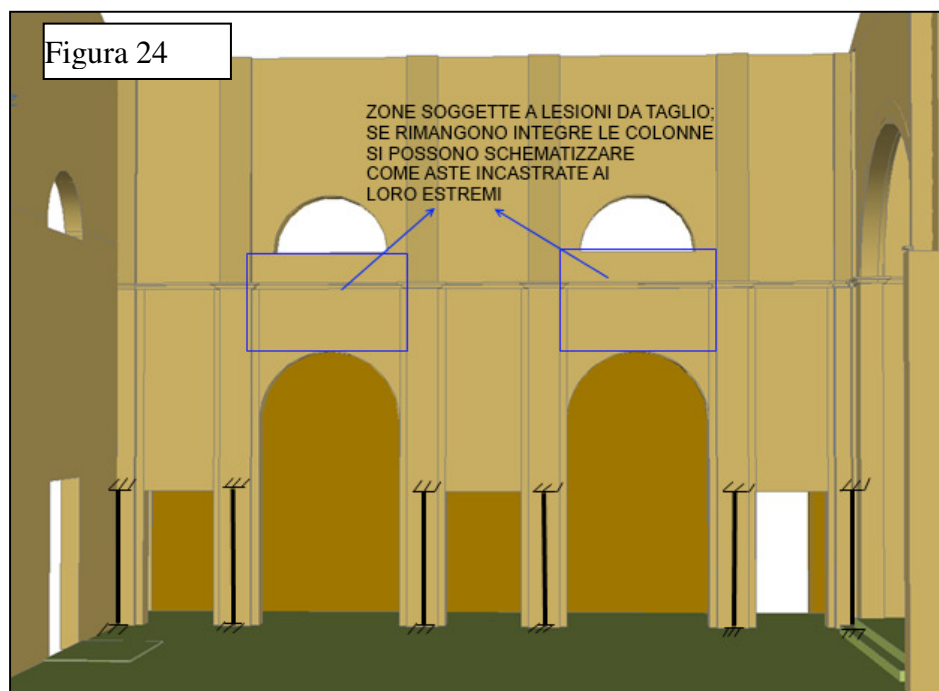
Figura 23 A

La Figura 23A è il disegno esecutivo che mostra l'intervento che si intende realizzare .



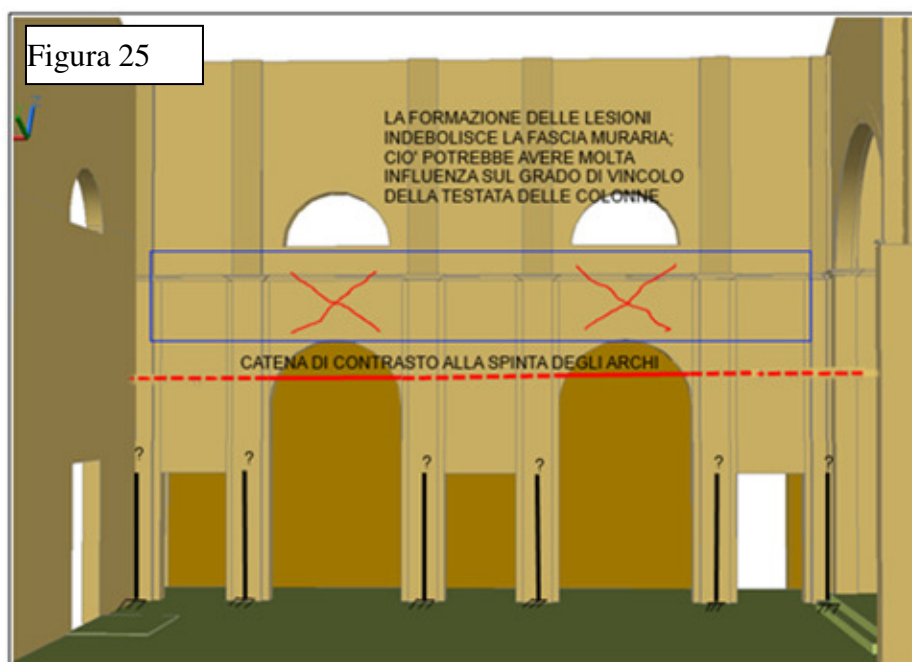
#### 4.1.2 Analisi semplificata colonnati e proposta di intervento

La struttura dei colonnati si presenta come schematizzato nella Figura 24 . Volendo approntare un'analisi semplificata si può assumere che le colonne si comportino come aste incastrate agli estremi se le zone della fascia muraria al di sopra dell'arcate, come individuate nella figura, non si lesionano.



Se al contrario tali zone si lesionano come indicato nella successiva Figura 25 , il vincolo di incastro nell'estremità superiore potrebbe venire meno , trasformandosi in vincolo a cerniera ragionevolmente ipotizzabile per sismi di bassa intensità, mentre non

sarebbe più sostenibile per sismi violenti. In altre parole le colonne si comporterebbero come aste semplicemente incastrate alla base come considerato nell'analisi semplificata sopra svolta per ipseudo-portali trasversali.



Ritenuta accettabile questa analogia tutte le considerazioni e i risultati trovati per i pseudo-portali trasversali possono trasferirsi al sistema strutturale dei colonnati, mantenendosi uguali i valori

delle forze verticali, le orizzontali

sismiche e i loro bracci di leva . Anzi si può affermare che qui la risposta delle colonne è ancora più efficace perché esse reagiscono con una maggiore sezione resistente; come si può rilevare nelle Figure 6-7 o in qualsiasi altra figura che le rappresenti.

**Con altre parole si può assumere che l'accelerazione spettrale di ancoraggio  $a_g=0,066g$  raggiungibile dai pseudo-portali trasversali rinforzati ,può essere raggiunta anche nei piani dei colonnati se si implementano i seguenti interventi:**

- tirante metallico del diametro di 20 mm posizionata come rappresentato nella Figura 25, con la funzione di contribuire a mantenere compatto l'intero sistema strutturale ,garanzia di un comportamento d'insieme a telaio che permetterebbe di ipotizzare un comportamento delle colonne come aste doppiamente incastrate e quindi sollecitazioni di pressoflessioni ancora più basse di quelle sopra ipotizzate. Non è superfluo sottolineare che un sistema strutturale compatto sarebbe meno esposto a distacchi con scivolamento verso il basso di blocchi di muratura che si creano con le lesioni della fascia muraria .

### 4.1.3 Maggiori approfondimenti sulla stabilità dei pseudo-portali esistenti a seguito dell'incontro del 23 ottobre 2014, h. 11,30

Alla luce del rigetto da parte degli organi di controllo del progetto di rinforzo dei portali per un loro miglioramento sismico , si approfondisce l'analisi della loro stabilità nello stato esistente .

Nei punti precedenti si è dimostrato , pur con tutti i limiti che i calcoli svolti si portano dietro sulla modellazione del sistema strutturale basata su ipotesi che non è stato possibile verificare a priori, che l'accelerazione spettrale di ancoraggio sopportabile risulta di  $a_g=0,043g$ .

Tale valore confrontato con quello allo stato limite ultimo SLV per il sito in esame pari ad  $a_g=0,156g$  fornisce un indice di sicurezza sismico di :  $I_S=0,043g/0,156g=0,27$ .

A questo risultato si è giunti sia con un'analisi elastica che con l'analisi cinematica.

Si ricorda che l'analisi elastica,svolta mediante l'ausilio di un software agli elementi finiti , modella il sistema strutturale assumendo efficaci i vincoli di continuità interna fra pilastri e fascia muraria e ipotizzando vincoli di incastro alla base. Nei confronti di tale modellazione si può osservare che mentre i vincoli di incastro è un'ipotesi verosimile fin tanto gli sforzi di compressione, sbandati dai momenti flettenti, rimangono entro la base di appoggio mentre i vincoli di incastro ; i vincoli di continuità interna in assenza di un'adeguata resistenza a trazione della muratura della fascia muraria rappresentano un'ipotesi non verosimile sul piano teorico se si assume, come suggerito dalla normativa vigente, che la resistenza a trazione della muratura è nulla . Si sa che nella realtà non è così, ma considerato il carattere aleatorio di tale caratteristica per motivi di disomogeneità costruttiva sia nei materiali (mattoni e malta) che nella loro apparecchiatura la normativa, a favore di sicurezza, impone di considerarla assente nella reazione resistente della muratura .

Pertanto l'analisi elastica se non accompagnata da proposte di rinforzo della muratura assume un significato più teorico di indagine sul comportamento meccanico di prima fase ,quando ancora non sono sopraggiunte le fessurazioni , e di indirizzo per formulare ipotesi di intervento migliorative , piuttosto che di certezza sulle reali capacità strutturali del sistema in esame.

Proprio per tali limiti , difficilmente superabili anche con ampie campagne di indagini sperimentali, essa viene coadiuvata da analisi semplificate come l'analisi cinematica che analizza il comportamento meccanico, si può dire, di seconda fase con le fessurazioni della muratura in atto che delineano i possibili cinematismi che di conseguenza si innescano, e rispetto ai quali si svolgono le verifiche di equilibrio del sistema. Si ricorda che se il sistema

*non è in grado di garantire l'equilibrio sotto l'azione dei carichi ipotizzati, non ha senso sottoporlo alle ulteriori verifiche di resistenza che è necessario condurre per esprimere giudizi di merito conclusivi sulla sua stabilità. Si può affermare che in questi termini l'analisi cinematica, nei confronti di specifici sistemi strutturali, può considerarsi più significativa dell'analisi elastica come generalmente viene intesa.*

*Con tali premesse, se si riprendono le considerazioni e i calcoli sopra svolti a partire dagli schemi statici rappresentati nelle Figure 8-9, con cui si è cercato di dimostrare la loro attendibilità nei confronti di realistici i comportamenti che il sistema strutturale dei pseudo-portali può assumere, e si eccipiscono le conclusioni lì assunte, perché molto conservative, si può qui assumere che non è fuorviante ipotizzare che nella realtà il sistema strutturale assuma un comportamento intermedio fra i due rappresentati nelle richiamate figure.*

**Questo comporterebbe di affermare che l'accelerazione spettrale sopportabile dal sistema è intermedia fra  $a_g=0,043g$  con riferimento allo schema di Figura 8 e  $a_g=0,066g$  con riferimento alla Figura 9, risultando ad esempio  $a_g=(0,066g+0,043g)/2=0,054g$ , da cui l'indice di sicurezza calcolato con riferimento all'accelerazione prevista dalla normativa per il sito  $a_g=0,156g$ , risulta  $I_s=0,054g/0,156g=0,34$**

## **5. SINTESI DELLE PROPOSTE DI INTERVENTO PER LA RIPARAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO**

*A) Considerato il parziale crollo subito dalla volta a botte della navata centrale si rende necessario, per ragioni di sicurezza e tutela delle maestranze, provvedere a misure di protezione contro la caduta di distacchi di materiale. A riguardo si provvederà a realizzare una struttura metallica (tipo ponteggio) da utilizzarsi anche come servizio per portarsi in quota e in grado di fornire una funzione di puntellamento della volta medesima.*

*Anche le volte del presbiterio e dell'abside interessate da interventi finalizzati al loro miglioramento sismico saranno opportunamente puntellate per permettere l'esecuzione in sicurezza di tali interventi previsti sull'estradosso.*

**Gli interventi, oltre a ripristinare la muratura in mattoni laddove si sono verificati i crolli, prevedono l'applicazione di fasce in tessuto di fibra di acciaio perlitico ad alto limite elastico annegati in uno strato di malta di calce strutturale ad alta resistenza ed aderenza compatibile con la muratura esistente ispirandosi alla tecnica proposta dalla Kerakoll, ma che può essere sostituita con altra equivalente messa sul mercato da altri produttori. Si prevede l'applicazione di tali fasce anche sull'intradosso degli archi di irrigidimento delle volte. Ciò richiederà l'asportazione dello strato di**

finitura esistente sul supporto murario per raggiungere la superficie viva dei mattoni , operazione non in contrasto con i vincoli di tutela dell'intonaco di origine non antica, privo di pitture e decorazioni anche nel substrato.

Comunque prima della lavorazione verranno eseguiti dei saggi per confermare l'assenza di tali caratteristiche di storicità ,allo stato dedotta da informazioni storiche di archivio .

Tale intervento non comporterà incrementi significativi delle masse,e quindi delle azioni sismiche, considerato che lo strato di malta da apporre avrà uno spessore massimo di 2 cm.

**B) Riparazione delle lesioni nei portali murari che delimitano il passaggio fra le cappelle laterali mediante intasatura con iniezioni di miscela fluida a base di calce con basso grado di ritiro e buona aderenza alla muratura.**

Inserimento di catene di acciaio del diametro  $d= 20\text{mm}$  per il rinforzo della fascia muraria di collegamento dei due piedritti.

**C) Realizzazione di una struttura metallica di ancoraggio ed irrigidimento della sommità delle pareti del corpo di fabbrica emergente della navata collocata nel sottotetto che persegue i seguenti obiettivi:**

**C.1** costituire una sorta di piano orizzontale rigido connesso con le capriate e con la sommità delle pareti così che esse possano fare affidamento su un vincolo certo bilaterale con cui è possibile ipotizzare un loro funzionamento attraverso appoggiata anziché a mensola . Ci permette di migliorare il comportamento delle pareti contro il loro sbandamento fuori piano;

**C.2** contribuire a trasferire parte delle azioni sismiche che competono al tetto verso i timpani murari di facciata e dell'arco trionfale. Le aste inclinate connesse alla travatura reticolare e ai profilati verticali ancorati alle pareti conferiranno una maggiore duttilità all'intero corpo di fabbrica.

**D) Installazione di una catena nel piano dei colonnati da ancorare mediante paletti capochiave che contrasti le spinte esercitate dalle arcate.**

**E) Installazione di dispositivi meccanici (piastre ,viti .vitoniecc.) in corrispondenza di**

**tutti i nodi interni della struttura lignea del tetto con lo scopo di rendere la struttura più rigida e resistente , meno soggetta alla disarticolazione delle membrature per eccesso di deformabilità.**

## **6.MATERIALI UTILIZZATI**

### **6.1 Premessa**

---

*I materiali previsti sono la conseguenza delle scelte tecnologiche che tengono conto della tipologia architettonica del manufatto, della sua natura quale bene storico culturale, delle esigenze statico-strutturali e dell'innovazione tecnologica .*

*Essi in quanto finalizzati all' uso strutturale devono rispondere ai requisiti indicati nel seguito e comunque alle prescrizioni riportate nelle norme tecniche vigenti NTC/08, e comunque devono essere:*

- identificati univocamente a cura del produttore, secondo le procedure applicabili;*
- qualificati sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure applicabili;*
- accettati dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.*

*In particolare, per quanto attiene l'identificazione e la qualificazione, possono configurarsi i*

*seguenti casi:*

*A) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato su GUUE. Al termine del periodo di coesistenza il loro impiego nelle opere è possibile soltanto se in possesso della Marcatura CE, prevista dalla Direttiva 89/106/CEE "Prodotti da costruzione" (CPD), recepita in Italia dal DPR 21/04/1993, n.246, così come modificato dal DPR 10/12/1997, n. 499;*

*B) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali non sia disponibile una norma armonizzata ovvero la stessa ricada nel periodo di coesistenza, per i quali sia invece prevista la qualificazione con le modalità e le procedure indicate nelle presenti norme. E' fatto salvo il caso in cui, nel periodo di coesistenza della specifica norma armonizzata, il produttore abbia volontariamente optato per la Marcatura CE;*

*C) materiali e prodotti per uso strutturale innovativi o comunque non citati nel presente capitolo e non ricadenti in una delle tipologie A) o B). In tali casi il produttore potrà pervenire alla Marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei (ETA), ovvero, in*

*alternativa, dovrà essere in possesso di un Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.*

## 6.2 Elenco dei materiali previsti e loro modalità di posa in opera

---

- A) Acciaio da carpenteria in profilati e piatti sarà conforme alle norme UNI EN 10025 recanti la marcatura CE, della classe non inferiore S275 . IL rapporto fra tensione di rottura(nominale) e tensione di snervamento (nominale) deve essere maggiore di 1,2 e l'allungamento a rottura A5 deve essere bob inferiore al 20% .*
- L'acciaio dovrà essere protetto mediante zincatura a caldo e a freddo ove soggetto a processi di saldatura in opera , a cui si potrà sovrapporre un rivestimento di vernice a base epossidica/poliammidica ad alto contenuto di zinco metallico. Gli elementi o parte di essi destinati ad essere incorporati in getti di calcestruzzo non devono essere verniciati possono essere invece zincati.*
- B) L'acciaio per i dispositivi di connessione( tipo bulloni,spinotti,viti ecc) fra elementi strutturali sia metallici che legnosi sarà di qualità ad alta resistenza appartenenti alla classe 8.8 come da norma UNI EN ISO 898-1:2001.*
- C) L'acciaio per le connessioni (tipo bulloni, chiodi ecc) di membrature metalliche, in legno o in calcestruzzo con la struttura muraria se non diversamente indicato nei disegni esecutivi sarà della qualità appartenente alla classe 5.6 di cui alla norma UNI EN ISO 898-1:2001.*
- D) Gli elettrodi per la saldatura elettrica dovranno corrispondere a quanto indicato nelle specifiche dei procedimenti di saldatura e comunque dovranno essere omologati conformemente alle prescrizioni della norma UNI 5132 : 1974. come previsto dal punto 4.2.1.2 delle Norme Tecniche Per le Costruzioni o a quelle della norma AWS/ASME Section II Parte C.*
- E) Sarà consentito l'utilizzo di saldatura manuale ad arco con elettrodi a rivestimento basico codificato secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. La ripresa al rovescio viene eliminata nella preparazione dei lembi a piena penetrazione senza piatto di sostegno, nel caso in cui si utilizza saldatura manuale ad arco con elettrodi a rivestimento cellulosico del tipo E6010 per la prima passata e saldatura manuale ad arco con elettrodi a rivestimento basico del tipo E7018 per le passate di riempimento.*

- F) *Muratura in mattoni , simile a quella esistente , da mettere in opera per lavori di cuci e scuci con malta di calce idraulica strutturale quest'ultima conforme alle prescrizioni della norma UNI EN 998-2. La miscela non deve contenere sostanze organiche ,terrose o argillose. Le Prestazioni meccaniche della malta non devono essere inferiori a quelle della classe M5 indicata nella tab. 11.10.III delle NTC/2008.*
- G) *Malta da iniezione a base di calce idraulica naturale ed inerti selezionati , antiritiro, iperfluida, resistente ai sali solfatici : norme di riferimento UNI EN 459-1, UNI EN 998-1. La malta dovrà essere iniettata a bassa pressione in funzione della tipologia dell'applicazione,della porosità e consistenza della muratura. La malta potrà essere utilizzata anche per l'intasamento delle guaine dei tiranti.*
- H) *Tessuto unidirezionale in fibra di acciaio perlitico ad alta resistenza ,28000 MPa,formato da micro-trefoli di area equivalente 0,6 mmq, fissati su una microrete in fibra di vetro; spessore equivalente del tessuto 0,084 mmq/cm.*
- I) *Geo-malta naturale strutturale traspirante ,eco-compatibile, a base di calce naturale NHL 3.5 e geo-legante minerale,classe di resistenza a compressione M15 secondo EN 998-2, classe IV secondo EN-998-1 e R1 secondo EN 1504-3*

### 6.3 Valori di calcolo

#### *Muratura esistente*

$\tau_{ok}$ (kg/cmq)	$F_{mk}$ (kg/cmq)	$\mu$	$\gamma_M$	FC	$F_d$ (kg/cmq)	$\tau_{od}$ (kg/cmq)	E (kg/cmq)	G (kg/cmq)	W (kg/mc)
<i>muratura di mattoni</i>									
0,76	32	0,4	2 (3 per V.N.S)	1,35	11,8 (7,9)	0,28 (0,19)	15000	5000	1800

- *Acciaio da cemento armatosaldabileB450C  $f_{yk} \geq 450$  N/mmq;  $f_{tk} \geq 540$  N/mmq;  $1,15 \leq (f_t/f_y)k \leq 1,35$  ; coefficiente di sicurezza  $\gamma_s = 1,15$*
- *Acciaio armonico per barre  $f_{ypk} \geq 1000$  N/mmq ; acciaio armonico per trefoli  $f_{ypk} \geq 1860$  N/mmq; per entrambi gli acciai il coefficiente di sicurezza  $\gamma_s = 1,15$*
- *Acciaio da carpenteria S275  $f_{yk} = 275$  N/mmq;  $f_{tk} = 430$  N/mmq; coefficiente di sicurezza  $\gamma_s = 1,05$*



- Bulloni classe 8.8 ; coefficiente di sicurezza  $\gamma_s=1,25$

- malta di calce strutturale resistenza a compressione  $\geq M15$  ; aderenza 00 N/mm<sup>2</sup>

## **7.VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

*Considerata l'ordinanza sindacale n.529/2012 che ha dichiarato temporaneamente inagibile il manufatto ;*

*considerato quanto previsto dalla normativa vigente D.M. 14 gennaio 2008 (NTC/08) "Norme Tecniche per le costruzioni " , al punto 8.3 ,*

*poiché il manufatto ha subito una evidente riduzione della capacità resistente in alcuni elementi strutturali fondamentali per la sua stabilità, esso è stato sottoposto a valutazione della sicurezza ,come dimostrato nel punto 2 della presente relazione, mediante modellazione strutturale, analisi e verifiche statiche alla stato limite di salvaguardia della vita SLV .*

*In tale processo analitico si è tenuto conto che:*

- *la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;*
- *non si sono evidenziati palesi difetti di impostazione e di realizzazione;*
- *la costruzione non presenta effetti di azioni eccezionali o non che non siano quelli connessi con gli eventi sismici del 20-29 maggio 2012;*
- *non si sono rilevati fenomeni di degrado e modificazioni significative rispetto alla situazione originaria assunta a partire dal 1933 anno in cui il manufatto fu ristrutturato con l'ampliamento dell'aula e dell'abside.*

*La definizione della modellazione strutturale ha tenuto conto:*

- *della geometria esistente senza approfondimenti sui dettagli costruttivi relativi alla tessitura muraria negli incroci e nei martelli murari, nèsul grado di connessione fra i vari sottosistemi strutturali;*
- *delle proprietà meccaniche dei materiali desunte dalla tab. C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP." escludendo incertezze legate alla produzione e alla loro posa in opera ma tenendo conto di eventuali disomogeneità all'interno della*

costruzione. Non avendo eseguito indagini conoscitive approfondite si sono ridotte tali proprietà oltre che con i consueti coefficienti di sicurezza prevista dalla normativa anche con un fattore di confidenza  $FC=1,35$ .

I risultati dell'analisi hanno evidenziato che il manufatto non è assolutamente in grado di raggiungere il livello di sicurezza richiesto dalla normativa per le nuove costruzioni sia nella situazione ante che post intervento. La normativa prevede per il sito in esame un'accelerazione

spettrale di ancoraggio da assumere nelle verifiche di stabilità di  $a_g=0,156g$  allo stato limite ultimo SLV..

Il livello di sicurezza sismico è espresso dal rapporto fra l'accelerazione spettrale di ancoraggio sopportabile dal manufatto e il valore sopra indicato. Ciò verrà calcolato per i macroelementi principali che costituiscono la struttura del manufatto .

**A. Pareti emergenti del corpo di fabbrica della navata;**

nello stato attuale;

accelerazione spettrale sopportata  $a_g=0,043g$  ,indice di sicurezza sismico

$I_s=0,043g/0,156g=0,27$ ;

probabilità di eccedenza dell'evento sismico legato a tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR=50$  anni , 81% e tempo di ritorno 30 anni;

**nello stato di progetto**

accelerazione spettrale sopportata  $a_g=0,066g$  ,indice di sicurezza sismico varia fra  $I_s=0,066/0,156=0,42$ ; con un aumento percentuale di  $(0,042-0,027)/0,027=0,56=56\%$ .

probabilità di eccedenza dell'evento sismico legato a tale accelerazione nel periodo di riferimento  $VR=50$  anni ,44%,e tempo di ritorno 86 anni;

**B. portali murari trasversali delle cappelle laterali;**

nello stato attuale;

accelerazione spettrale sopportata  $a_g=0,054g$  ,indice di sicurezza sismico

$I_s=0,054/0,156=0,34$ ;

probabilità di eccedenza dell'evento sismico legato a tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR=50$  anni , 81% e tempo di ritorno 30 anni;

**nello stato di progetto**

accelerazione spettrale sopportata  $a_g=0,054g$  indice di sicurezza sismico

$I_s=0,054g/0,156g=0,34$  con probabilità di eccedenza dell'evento sismico legato a tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR=50$  anni , 44%, e tempo di ritorno 30 anni.

**C. colonnati**

nello stato attuale

accelerazione sopportata  $a_g=0,043g$  ,indice di sicurezza sismico

$I_s=0,043/0,156=0,27$ ;

probabilità di eccedenza dell'evento sismico legato a tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR=50$  anni , 81% e tempo di ritorno 30 anni;

**nello stato di progetto**

accelerazione spettrale sopportata  $a_g=0,066g$  indice di sicurezza sismico

$I_s=0,066g/0,156g=0,42$  con un aumento percentuale di  $(0,042-0,027)/0,027=;0,055=55\%$ ;

probabilità di di eccedenza dell'evento sismico legato a tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR=50$  anni , 50%, e tempo di ritorno 72 anni;

**D. parete di facciata**

nello stato attuale

a favore di sicurezza è stato spiegato, in particolare al p.to 3 con riferimento a tale elemento strutturale, che l' accelerazione ritenuta sopportabile dalla parete sia di  $a_g=0,043g$ , dedotta assumendo per la parete un periodo di oscillazione di  $T_a=0,35sec$ . Tale valutazione , visto il buon comportamento esibito dalla parete negli eventi sismici del 20-29 maggio del 2012, è da ritenersi sicuramente molto conservativo .

Infatti è stato osservato che assumendo un periodo di vibrazione  $T_a=1sec$  ,valore desunto con una formulazione analitica proposta in letteratura per un elemento strutturale assimilato ad una trave appoggiata al cui comportamento si può riportare quello della parete , il carico sismico che si attiva su di essa sarebbe così basso da risultare ininfluente per la stabilità della parete .

Si è anche sottolineato che la discriminazione fra i due valori del periodo potrebbe essere accertata da prove dinamiche sperimentali .

*Non potendo procedere a tali prove si ritiene troppo azzardato assumere una posizione meno cautelativa nei confronti delle capacità di resistenza della parete. Pertanto l'indice di sicurezza sismico con riferimento all'accelerazione spettrale attesa nel sito in esame allo stato limite ultimo SLV risulta  $I_s=0,043/0,156=0,27$ ; con probabilità di eccedenza dell'evento sismico legato a tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR=50$  anni , 81% e tempo di ritorno 30 anni;*

### **nello stato di progetto**

*La proposta di progetto prevede l'ancoraggio della parete alla volta mediante un dispositivo rappresentato nei disegni di progetto.*

*Si ritiene però che tale valutazione basata soprattutto sull'analisi cinematica di una striscia di larghezza unitaria appoggiata agli estremi sconta l'approssimazione che l'analisi si porta dietro non considerando il comportamento di insieme della parete che presenta un comportamento a piastra molto più realistico e resistente .*

*Ciò permette di affermare che l'intervento proposto comporta sicuramente un miglioramento sismico.*

*Pertanto ,sempre a favore di sicurezza, si ritiene di mantenere come livello di accelerazione sopportabile  $a_g=0,0485g$  , molto vicino a quello attuale ,per cui il valore dell'indice di sicurezza sismico  $I_s=0,0485/0,156=0,33$ ; con un aumento percentuale di  $(0,033-0,027)/0,27 = 0,22 = 22%$  , con probabilità di eccedenza dell'evento sismico legato a tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR=50$  anni , 44% e tempo di ritorno 39 anni.;*

### **Conclusioni**

*Se si dovesse esprimere un unico indice di sicurezza per l'intero manufatto il criterio che generalmente si ritiene da adottare convenzionalmente è quello che fa riferimento di al valore più piccolo fra quelli sopra calcolati per ciascun macroelemento . Ciò penalizzerebbe quasi ad annullarlo l'obiettivo del miglioramento sismico che il progetto invece perseguedimostrato dagli incrementi che subiscono gli indici di sicurezza sismica, e laddove ciò non è stato possibile dimostrarlo numericamente valgono le considerazioni fornite per averne la chiave di lettura.*

*E' parere di chi scrive che nel caso in esame non si deve seguire acriticamente il criterio del valore più basso ma è ragionevole discriminare i vari macroelementi assegnandogli un peso in funzione dell'intensità degli effetti dannosi ad essi associati col superamento della loro*

stabilità ed una probabilità di occorrenza , seguendo il noto criterio che misura il livello di rischio dal prodotto di queste due grandezze.

Supponendo che l'intensità del danno vari nell'intervallo da 1 a 3 , come anche il livello del rischio , si può costruire la seguente tabella:

<b>Intensità danno</b>			
<b>Probabilità di occorrenza</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
<b>1</b>			<b>C</b>
<b>2</b>			
<b>3</b>	<b>D</b>		<b>A; B</b>

**Pertanto i pesi sono :**

$$A=3*3=9$$

$$B=3*3=9$$

$$C=1*3=3;$$

$$D=3*1=3$$

calcolando l'indice di sicurezza sismica come media pesata nella situazione ante e post intervento si ottiene:

$$\text{situazione ante } I_s = (0,27*9+0,34*9+0,27*3+0,27*3)/(9+9+3+3)=0,29$$

$$\text{situazione post } I_s = (0,42*9+0,34*9+0,42*3+0,33*3)/(9+9+3+3)=0,38$$

In conclusione l'indice di sicurezza complessivo ante intervento può stimarsi in  $I_s= 0,29$ , mentre quello post interventi in  $I_s= 0,38$  con un incremento del 32%.

## 8. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

*La sicurezza delle strutture ,in generale, viene determinata seguendo un processo logico-razionale che su base scientifica evidenzi le loro criticità in termini di equilibrio , resistenza e deformabilità.*

*E' ovvio che senza avere prima garantito l'equilibrio non ha senso parlare né di resistenza né di deformabilità , come è anche ovvio che fissati a priori opportuni limiti di deformabilità e di*

*resistenza e non oltrepassati è garantito l'equilibrio.*

*Il processo analitico seguito è stato quello di dimostrare il soddisfacimento delle tre condizioni seguendo entrambi i criteri. Si è sviluppata dapprima un'analisi statico-dinamica che dimostrasse il non superamento dei limiti di deformabilità e di resistenza che quindi implicitamente soddisfaceva anche l'equilibrio, per percorrere successivamente la strada inversa, su richiesta degli Organi di controllo, di analizzare l'equilibri con l'analisi cinematica e verificare che fosse soddisfatto il non superamento dei limiti.*

*Nel procedere secondo l'analisi statico-dinamica agli elementi finiti svolta con programmi software accreditati si è suddivisa dapprima la struttura in sub sistemi semplici piani che non tenessero conto delle interazioni alle loro interfacce ciò al fine di avere una prima misura della distanza dai limiti di resistenza e deformabilità fissati, per poi analizzare l'insieme tridimensionale di tali sub sistemi per valutare l'incidenza della loro collaborazione. Tale analisi ha permesso di valutare le capacità antisismiche sia nella situazione ante che post gli interventi proposti.*

*Coscienti che l'analisi si basava su modelli geometrici-statici ideali per le strutture murarie che costituiscono il manufatto in esame (ipotesi di materiale omogeneo ed elastico con certa legge costitutiva, vincoli di continuità all'interfaccia fra i vari elementi finiti, vincoli esterni a 6 gradi di libertà ecc) si sono confrontati i risultati da essa ottenuti con l'analisi cinematica per evidenziare situazioni di criticità dell'equilibrio in funzione del livello di carico che di volta in volta si considerava.*

*L'intersezione dei risultati ottenuti con i due approcci ha permesso di esprimere con cognizione di causa i la capacità limite di stabilità del manufatto ante e post gli interventi proposti.*

*E' per questa architettura analitica in cui si è scomposta l'esame della sicurezza sismica supportata da valutazioni qualitative fornite dagli effetti del sisma del 20-29 maggio 2012 che si ritengono attendibili risultati rappresentati.*

## **9. PIANO DEI CONTROLLI E MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE**

### *STRUTTURE LIGNEE*

*Il legno è un materiale attaccabile dagli organismi xilofagi quali: funghi da carie, insetti viventi nel legno secco (coleotteri e isotteri), organismi marini.*

*Le strutture del tetto potrebbero essere soggette a condizioni di umidità temporanea maggiore del 20% e quindi soggette al rischio biologico primario costituito da carie e rischio secondario costituito da insetti, muffe ed azzurramento.*

*Il legname da mettere in opera sarà trattato con preservante contro funghi ed insetti al fine di garantire che esso per un certo numero di anni, nelle condizioni ambientali dichiarate dal produttore del prodotto preservante, non avrà bisogno di trattamenti curativi.*

*Al fine di preservare le caratteristiche meccaniche durante la durata di vita presunta, assunta in 50 anni, è necessario procedere per i primi cinque anni con cadenza annuale ad un'ispezione visiva del materiale ed eseguendo misure di umidità ambientale e dell'umidità contenuta nel legname. Successivamente se non si rilevano condizioni ambientali sfavorevoli e segni degradanti nel materiale i controlli potranno essere eseguiti con cadenza biennale. All'apparire dei primi segnali deformativi e di attacco di funghi ed insetti si dovrà procedere ad indagini più approfondite ed intervenire immediatamente con misure di bonifica ambientale, trattamenti curativi del legname fino al suo rafforzamento strutturale. I controlli dovranno essere indirizzati anche per accertare lo stato di conservazione degli elementi metallici di connessione e il grado di serraggio dei bulloni. Tali controlli riguarderanno anche i tiranti metallici collocati per il controventamento delle capriate a copertura del corpo di fabbrica della navata centrale di cui si dovrà constatarne un loro eventuale allentamento.*

*Molta attenzione dovrà porsi alla presenza di umidità comunque prodotta, soprattutto a quella di origine piovana causata dalla perdita di impermeabilizzazione della guaina bituminosa e dall'eventuale scomposizione o rotture del soprastante manto di tegole. Il controllo dovrà riguardare anche per le testate delle capriate e delle travi in genere nascoste dalla muratura.*

*In via indicativa gli interventi potranno consistere nel miglioramento del microclima esistente nel sottotetto favorendo la ventilazione dell'aria, nell'impregnazione del legname con prodotti antisettici, nel verniciare le parti metalliche che presentano segni di corrosione, nel ripristinare le caratteristiche di impermeabilità dello strato di protezione dall'infiltrazioni dell'acqua piovana.*

### STRUTTURE METALLICHE

*Ci si riferisce ai profilati metallici con funzione di cordolatura in corrispondenza della sommità delle pareti murarie e delle catene di controspinta in corrispondenza di volte ed archi. Con la stessa frequenza indicata per le strutture lignee si procederà a controlli visivi*

*del loro stato di conservazione e in particolare con riferimento alle catene si controllerà con cadenza quinquennale il loro grado di tiro da riportare con la spinta che devono equilibrare.*

*In via indicativa gli interventi potranno consistere nel riverniciatura delle parti che presentano segni di corrosione.*

### *STRUTTURE MURARIE*

*Con riferimento a questa tipologia strutturale i controlli dovranno essere finalizzati al rilevamento di fessurazioni, dell' allentamento dell'apparecchiatura muraria con apertura dei giunti e del degrado della loro stuccatura. Considerata l'architettura del manufatto con paramento murario a vista gli ultimi due aspetti potranno essere facilmente rilevati nelle parti basse in qualsiasi momento; è sottointeso che tale controllo va esteso anche alle parti alte per le quali si consiglia un controllo ravvicinato con frequenza quinquennale a meno che eventi ambientali dannosi ne consigliano un immediato controllo.*

### *PLACCAGGI CON TESSUTI DI ACCIAIO O IN FIBRA DI CARBONIO*

*Controlli visivi per rilevare eventuali distacchi del tessuto dal sottostante supporto murario , nonché lacerazioni, screpolature fessurazione dello strato di malta di ricoprimento. Tali controlli dovranno avere frequenza biennale e subito dopo eventi sismici .*

*Controlli strumentali mediante l'uso della termografica o altri strumenti di indagine finalizzati a rilevare i distacchi del tessuto dovrebbero essere effettuati con frequenza quinquennale.*

*Non sono previste lavorazioni di manutenzione ma solo di riparazione laddove si verificassero distacchi o rotture del tessuto da condurre seguendo le specifiche tecniche di applicazione fornite dal produttore del tessuto e della matrice di malta*

*IL TECNICO*

*Ing. Gianni Calanchini*