

# CALCOLO DEI MECCANISMI DI COLLASSO E ANALISI SISMICHE SU STRUTTURE IN MURATURA

Caso studio della Chiesa di Porporana  
(Ferrara)



POLITECNICO DI MILANO  
Facoltà di Architettura e Società  
Polo Territoriale di Mantova  
Corso di Laurea Magistrale in Architettura  
a.a. 2012-2013

Relatore  
Prof. Marco Valente

Correlatore  
Prof. Gabriele Milani

Laureanda  
Anna Campostrini  
n° Matricola: 786606

INDICE		Tecniche e materiali di costruzione	39
-ABSTRACT	1	-CAPITOLO 9 ANALISI SISMICHE RELATIVE ALLE CHIESE IN MURATURA Macroelementi, dal danno ai cinematismi di collasso	44 48
-CAPITOLO 1 INTRODUZIONE STORICA	2	-CAPITOLO 10 CALCOLO DEI MECCANISMI DI COLLASSO E DEL MOLTIPLICATORE DI COLLASSO RELATIVI ALLA CHIESA DI PORPORANA	56
-CAPITOLO 2 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA Introduzione della malta	8	Procedimenti di calcolo	57
		Macroelemento facciata	58
		Macroelemento arco trionfale	62
		Macroelemento abside	64
-CAPITOLO 3 CAUSE DI DEGRADO DELLA MURATURA Lettura del danno	10 12	Macroelemento cappella laterale	
		-CAPITOLO 11 IL TERREMOTO DEL 2012 IN EMILIA	68
-CAPITOLO 4 TECNICHE E OBIETTIVI DI ADEGUAMENTO SISMICO Sostitutivo Passivo Attivo	14 16 17 20	-CAPITOLO 12 MODELLAZIONE DELLA CHIESA DI PORPORANA ATTRAVERSO IL CODICE DI CALCOLO COMMERCIALE AD ELEMENTI FINITI STRAUS7	72
-CAPITOLO 5 PROBLEMATICHE LEGATE AL TERRENO DI FONDAZIONE	22	-CAPITOLO 13 ANALISI STATICA LINEARE	83
-CAPITOLO 6 CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI Fondazioni lineari Fondazioni profonde	23 25	-CAPITOLO 14 ANALISI MODALE	94
-CAPITOLO 7 INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DI ARCHI E VOLTE Tipologia di dissesto per volte in laterizio	27 29	-CAPITOLO 15 ANALISI DINAMICA LINEARE VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI:	100
		Pressoflessione nel piano	101
		Pressoflessione fuori dal piano	123
		Taglio	144
-CAPITOLO 8 CHIESA DELLA CONVERSIONE DI SAN PAOLO, PORPORANA (FE)	35		

-CAPITOLO 16	
DANNI RISCONTRATI DURANTE IL SOPRALLUOGO	168
Individuazione del nesso di causalità del danno sismico con riferimento ai meccanismi di collasso	203
-CAPITOLO 17	
CONFRONTO TRA LE ANALISI SVOLTE ATTRAVERSO IL PROGRAMMA DI CALCOLO STRAUS7 E I DANNI RISCONTRATI IN SEGUITO AL SISMA DEL 2012	213
-CONCLUSIONI	224
-BIBLIOGRAFIA	226
-RINGRAZIAMENTI	229

## INDICE DELLE IMMAGINI

Figura n°1: Abbasanta, Nuraghe Losa.	2
Figura n°2: Mura megalitiche della Toscana, Fiesole.	3
Figura n°3: Tecniche murarie romane.	4
Figura n°4: Lato interno degli archi in travertino al terzo ordine del Colosseo.	5
Figura n°5: Volta crollata del Pantheon di Roma, Arch. Apollodoro di Damasco.	9
Figura n°6: Effetti del terremoto su un edificio in muratura, Yurak Building, Tokyo, Japan earthquake 1 sett. 1923.	10
Figura n°7: Effetti del terremoto su un edificio in c.a. con tamponamenti in muratura, Blu Palace, Caracas, Venezuela earthquake 20 luglio 1967.	10
Figura n°8: L'azione trasversale del sisma provoca lesioni a 45°.	11
Figura n°9: Rigonfiamento della parete soggetta ad azioni perpendicolare al piano.	13
Figura 10: Lesioni a 45° in corrispondenza delle aperture.	13
Figura n°11: Tecnica di consolidamento "Cuci e Scuci".	16
Figura n°12: Tecnica di consolidamento con "Iniezioni di cemento".	17
Figura n°13: Tecnica di consolidamento ad Iniezioni chiodate.	18
Figura n°14: Tiratura di un piedritto.	20
Figura n°15: Ampliamento delle fondazioni nelle connessioni a croce.	23
Figura n°16: Ampliamento delle fondazioni nelle connessioni a T.	23
Figura n°17: Ampliamento delle fondazioni nelle connessioni ad angolo.	24
Figura n°18: Ampliamento delle fondazioni per sottomurazione.	24
Figura n°19: Sottofondazione con soletta in c.a.	25
Figura n°20: Martinetto idraulico.	26
Figura n°21: Nomenclatura dell'arco.	27
Figura n°22: Fotografia Pont du Gard.	28
Figura n°23: Volta con frenelli.	31
Figura n°24: Volta con Cappa armata.	32
Figura n°25: Archivio del Consorzio di Bonifica. I Circondario - Polesine di Ferrara, Catasto Cafara (1779), Polesine di Ferrara: Guardia di Casaglia, Villa di Porporana, Registro 10, Foglio di mappa 12, DVD-rom. Particolari.	40
Figura n°26: Archivio del Consorzio di Bonifica. I Circondario - Polesine di Ferrara, Catasto Cafara (1779), Polesine di Ferrara: Guardia di Casaglia, Villa di Porporana, Registro 10, Foglio di mappa 12, DVD-rom. Particolari.	40

Figura n°27: Archivio Storico Comunale di Ferrara, Repertorio del XIX secolo, Sanità – Cimiteri del Forese, Busta 15, Fasc. 3:Verbale sull'espurgo del Vecchio Cimitero di Porporana (1878). Particolare dello schizzo raffigurante l'antico Cimitero di Porporana adiacente il lato Nord della Chiesa.	41	Figura n°53: Prospetto della facciata principale.	73
Figura n°28: Archivio Storico Comunale di Ferrara, Rep. del XIX secolo, Religione - Parrocchie del Forese, Busta 41- Porporana: Pianta della Chiesa Parrocchiale di Porporana allegata al Piano esecutivo delle riparazioni da eseguirsi (8 luglio 1869).	41	Figura n°54: Sezione longitudinale.	74
Figura n°29-30: Archivio Storico Comunale di Ferrara, Rep. del XIX secolo, ReligioneParrocchie del Forese, Busta 41- Porporana: Pianta e Fronte della Chiesa allegato al Piano esecutivo delle riparazioni da eseguirsi(8Luglio 1869)	42	Figura n°55: Sezione Trasversale.	74
Figura n°31-32: Archivio Storico Comunale di Ferrara, Rep. del XIX secolo, Religione - Parrocchie del Forese, Busta 41- Porporana: Fronti della Chiesa allegati al Piano esecutivo delle riparazioni da eseguirsi (8 luglio1869).	42	Figura n°56-57: Modello 3D STRAUS7, Vista della facciata principale e dell'abside.	75
Figura n°33: Archivio Storico Comunale di Ferrara, Rep. del XIX secolo, Religione - Parrocchie del Forese, Busta 41- Porporana:Fronte della Chiesa parrocchiale di Porporana allegata all'Atto di collaudo dei lavori eseguiti in via d'appalto dal sig. Francesco Gulinelli nella Chiesa di Porporana (4 luglio 1870).	43	Figura n°58: Spettri di risposta SLV componente orizzontale e verticale.	79
Figura n°34: Una delle volte della Basilica di San Francesco durante il terremoto del 26 settembre 1997.	45	Figura n°59: Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite.	80
Figura n°35: Rappresentazione di un esploso e i suoi macroelementi.	51	Figura n°60: Modi di vibrare in X, componente orizzontale.	96
Figura n°36-37-38-39: Abaco dei meccanismi di danno della facciata e parete laterale.	52	Figura n°61: Modi di vibrare in Y, componente orizzontale.	98
Figura n°40: Esploso della chiesa di Porporana con i suoi macroelementi.	56	Figura n°62: Percorso sopralluogo.	167
Figura n°41: Ribaltamento globale della facciata.	58	Figura n°63: Facciata della chiesa di Bondeno prima del terremoto del 2012.	168
Figura n°42: Ribaltamento parziale della facciata.	58	Figura n°64: Uno dei cinque pinnacoli crollati durante il terremoto.	169
Figura n°43: Ribaltamento parziale della facciata.	60	Figura n°65:Opera di messa in sicurezza per il campanile.	170
Figura n°44: Ribaltamento del timpano.	60	Figura °66:Opera di messa in sicurezza per il distacco della facciata dal corpo centrale.	171
Figura n°45: Ribaltamento dell'arco trionfale.	62	Figura n°67: Chiesa di Vigarano Pieve in seguito al terremoto del 2012.	172
Figura n°46: Ribaltamento dell'arco trionfale.	62	Figura n°68: Fessura verticale che indica il distacco della facciata dal corpo principale.	173
Figura n°47: Ribaltamento dell'abside.	64	Figura n°69: Crollo della parte sommitale del campanile.	174
Figura n°48: Ribaltamento cappella laterale.	64	Figura n°70: Rigonfiamento del soffitto.	175
Figura n°49: Grafico moltiplicatori di collasso.	66	Figura n°71: Distacco dell'intonaco affrescato che lascia intravedere il controsoffitto in arelle.	176
Figura n°50: Terremoto in Emilia del 2012.	69	Figura n°72: Cedimento dell'arco di una delle cappelle laterali.	177
Figura n°51: Territorio colpito dal terremoto dell'Emilia.	70	Figura n°73: Facciata della chiesa di Ravalle.	178
Figura n°52: Sezione orizzontale piano terra.	73	Figura n°74: Opera di messa in sicurezza della facciata.	179
		Figura n°75: Chiesa della Conversione di San Paolo dopo il terremoto del 2012.	181
		Figura n°76: Campanile e parte del prospetto Nord.	182
		Figura n°77: Campanile e parte del prospetto Sud.	183
		Figura n°78: Lesione verticale lungo la facciata principale.	184
		Figura n°79: Lesione verticale della facciata principale, vista da basso.	185
		Figura n°80: Ribaltamento parziale della facciata dal corpo principale, prospetto nord.	186
		Figura n°81: Ribaltamento della facciata dal corpo principale, prospetto sud.	187
		Figura n°82: Ribaltamento globale di una delle cappelle laterali del prospetto sud.	188
		Figura n°83: Lesione sull'abside.	189

Figura n°84: Foto dall'altare della navata principale.	190
Figura n°85: Ribaltamento parziale della parte sommitale della facciata visto dall'interno.	191
Figura n°86: Fessura da dove entra luce dall'esterno.	191
Figura n°87: Ribaltamento globale della cappella laterale del prospetto sud.	192
Figura n°88: Fessura nella cappella laterale, prospetto sud.	193
Figura n°89: Lesione verticale in corrispondenza di una cappella laterale.	194
Figura n°90: Lesione verticale in corrispondenza di una cappella laterale.	195
Figura n°91: Lesione in corrispondenza di una cappella laterale.	196
Figura n°92: Lesione verticale in corrispondenza di una cappella laterale.	197
Figura n°93: Meccanismo di collasso dell'arco trionfale.	198
Figura n°94: Meccanismo di collasso dell'arco trionfale.	199
Figura n°95: Danni riscontrati sul soffitto.	200
Figura n°96: Danni riscontrati sul soffitto.	201
Figura n°97: Planimetria con coni ottici.	202
Figura n°98-99-100-101: Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese.	208

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella n°1: Tipologia di consolidamento da utilizzare in seguito all'analisi dello stato di fatto.	30
Tabella n°2: Valori dei moltiplicatori di collasso.	66
Tabella n°3: Dimensioni dei macroelementi presi in esame.	76
Tabella n°4: Valori spettro di risposta orizzontale per SLV.	78
Tabella n°5: Valori dei parametri $A_g$ , $F_o$ , $T_c$ , per i periodi di ritorno $T_r$ .	81
Tabella n°6: Valori dei parametri $A_g$ , $F_o$ , $T_c$ , per i periodi di ritorno $T_r$ .	81
Tabella n°7: Valori dei modi di vibrare in X.	96
Tabella n°8: Valori dei modi di vibrare in Y.	98

## ABSTRACT

Mi sono interessata alla sismica quando al primo anno di Magistrale ho scelto come corso opzionale quello di “*Strumenti e metodi per il progetto strutturale*” tenuto dal Professor Marco Valente e dalla Professoressa Sara Cattaneo.

Durante il corso abbiamo affrontato numerosi argomenti, tra questi la progettazione antisismica che mi ha affascinato moltissimo. L'attualità e l'importanza che oggi possiede questo tema mi ha spinto a scegliere la proprio la sismica come argomento cardine dal quale poter poi sviluppare la mia tesi.

Concluso il corso opzionale, ho chiesto al Porfessor Valente se avesse potuto seguirmi in questo mio lavoro da tesista e grazie a una sua positiva risposta abbiamo intrapreso assieme questa percorso.

Inizialmente l'argomento scelto è stato il calcestruzzo armato, che da sempre mi ha interessato, ho studiato le tecniche di consolidamento per le strutture in c.a colpite da un sisma e i principi fondamentali per una corretta progettazione antisismica.

Durante il corso svolto con il Professore si sono verificate alcune scosse sismiche nel territorio italiano, tra queste quelle che hanno colpito fortemente l'Emilia nel 2012. Le strutture in muratura, in particolare gli edifici storici e i luoghi di culto, hanno subito notevoli danni. Il territorio italiano ospita moltissimi edifici in muratura e le chiese rappresentano un numero piuttosto elevato tra questi.

Alla luce di questi eventi il Professore mi ha chiesto di sviluppare la stessa ricerca fatta per il c.a, anche per le strutture in muratura, in modo da avere un quadro più completo per quello che riguardano i metodi di consolidamento di strutture in c.a e in muratura.

Per quanto riguarda la muratura, ho analizzato il caso studio della Chiesa di Porporana a Ferrara. Per questa chiesa ho studiato come la struttura possa reagire alle forse orizzontali del sisma, individuando potenziali punti di debolezza.

Attraverso la modellazione 3D della chiesa ho ipotizzato alcuni meccanismi di collasso, che si possono generare in una struttura di una chiesa, e ho calcolato il loro moltiplicatore di collasso, che mi indica quanta probabilità ho che questo tipo di danno avvenga.

Sempre partendo da un modello 3D della chiesa ho sviluppato le analisi sismiche attraverso il programma di calcolo STRAUS7.

Gli obiettivi di questo lavoro sono quelli di riuscire a confrontare i danni di un edificio in muratura colpito dal sisma, in questo caso la chiesa di Porporana, con le analisi sviluppate e verificare se questo confronto può portare a un risultato comune.

## CAPITOLO 1 INTRODUZIONE STORICA

La trattazione delle tecniche di consolidamento non può trascurare un approfondimento sulla muratura, vista la sua diffusione all'interno del territorio nazionale. Con il termine MURATURA si intende l'unione di elementi in pietra naturale o elementi artificiali con o senza l'utilizzo della malta.

La muratura si è sviluppata con l'avvento delle grandi civiltà urbane e segna il passaggio da tecniche edilizie legate al legno, alla paglia, alle pelli per passare ad un periodo più maturo di edifici più duraturi e solidi.

Inizialmente il muro portante era realizzato a secco, semplicemente sistemando le pietre una sull'altra, cercando di incastrarle al meglio possibile, per raggiungere una buona stabilità e portanza.

Esempi di muri antichi realizzati con questa tecnica sono i nuraghi sardi, un tipo di costruzione megalitica di forma tronco conica presente con diversa densità su tutto il territorio della Sardegna.



Figura n°1: Abbasanta, Nuraghe Losa.

Le mura ciclopiche o mura megalitiche furono realizzate in epoca preistorica o protostorica con grandi blocchi irregolari, che venivano accostati compensandone le lacune con pietre più piccole, malte argillose o pietrame, cercando di colmare le cavità sulla superficie.

Il muro in pietra squadrata è molto resistente e molto stabile, ma è senza dubbio più complesso da realizzare vista la necessità di cavare e lavorare le pietre, oltre che di posizionarle.

Si trovano notevoli esempi di questi muri in America latina, in Grecia, in Egitto e in Giappone.

Esempi in Italia sono le mura megalitiche del Lazio (le mura poligonali di Anagni, Alatri, Ferentino e Segni), dell'Umbria (Amelia), dove accanto alla possente cinta poligonale è presente anche una cinta più interna di origine megalitica, e della Toscana (Fiesole), solo per citarne alcuni.



Figura n°2: Mura megalitiche della Toscana, Fiesole.

La compattezza del muro di un edificio aveva come scopo sia quello di creare un ambiente interno isolato da quello esterno, sia quello di distribuire in modo regolare le forze di compressione agenti sul muro stesso.

I romani svilupparono particolari tecniche murarie dette opus:

1. opus quadratum (pietre tagliate a parallelepipedo disposte in file orizzontali)
2. opus coementicium (pietrame e malta)
3. opus incertum (pietre con disposizione casuale nella malta, ma facce principali rivolte all'esterno)
4. opus reticulatum (pietre a base quadrata disposte in diagonale)
5. opus mixtum (opus reticulatum con spigoli in mattoni)
6. opus testaceum (o latericium, fatto da mattoni)

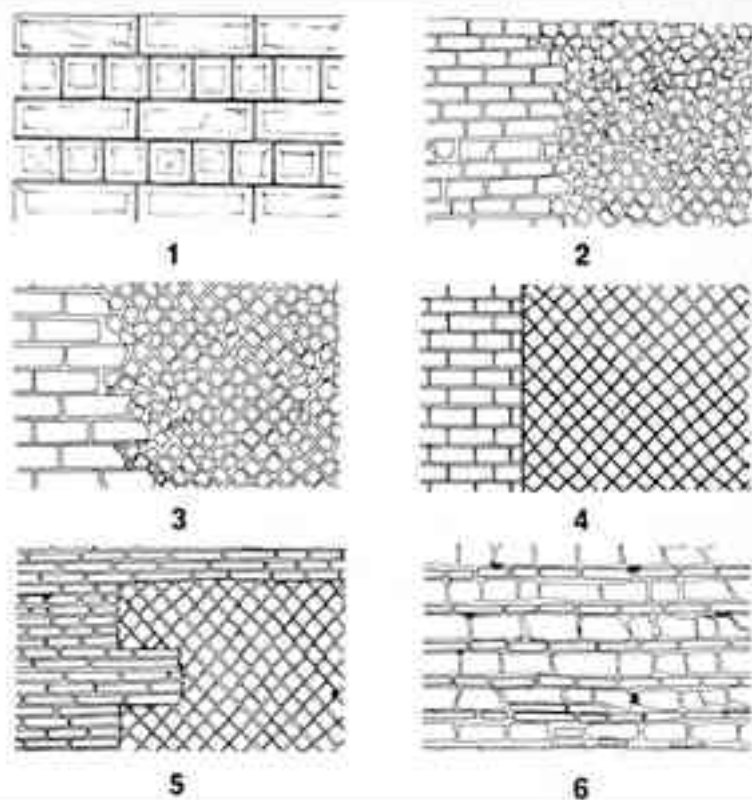


Figura n°3: Tecniche murarie romane.

Il muro di pietre squadrate di grandi dimensioni nel mondo romano e greco veniva rafforzato con delle grappe di piombo che venivano colate allo stato fuso in alloggiamenti ricavati appositamente sulle stesse pietre. Tale tecnica è stata utilizzata in molti templi dell'Acropoli di Atene e nel Colosseo, oltre che in tutte le altre importanti strutture del periodo. Il Colosseo, privato nel tempo di tali grappe di ancoraggio, tolte per ricavare il piombo che veniva fuso e riutilizzato, subì notevoli danni a causa del terremoto di Roma del XIII secolo.



Figura n°4: Lato interno degli archi in travertino al terzo ordine del Colosseo.

Parallelamente allo sviluppo del muro di pietre squadrate avanzano le tecniche del muro in mattoni. Inizialmente il mattoncino era realizzato con uno stampo riempito di terra e paglia, lasciato essiccare al sole. Questi mattoni venivano montati a secco e, con questa tecnica, veniva realizzato lo “ziggurat” al tempo della civiltà mesopotamica. La terra inconsapevolmente utilizzata era limo, argilla o altri sedimenti compatti, ma risultava estremamente friabile e poco affidabile nel tempo. Finché non si scoprì che, una volta cotta, acquistava tutt’altre proprietà, come ci racconta la storia delle “*Tavole di Elba*”: piani di argilla cruda incisi, che arrivano a noi solo grazie a un grande incendio che interessò la biblioteca che le accoglieva, cuocendo così l’argilla. Con la scoperta della calce, la muratura subì l’ultima grande svolta tecnica della sua evoluzione e nacque il muro allettato con calce. Tale tecnica consiste nel posizionare i mattoni l’uno sull’altro avendo cura di gettare uno strato di calce sulla fila di mattoni inferiore e tra un mattone e l’altro nella stessa fila. La calce, indurendosi, si lega ai mattoni cotti (che hanno una superficie scabra che favorisce la presa) e crea con essi un unico elemento strutturale molto più resistente del mattone crudo.

Dal punto di vista della resistenza, della durata e della qualità complessiva, il muro di pietre squadrate di grandi dimensioni rimase però la migliore soluzione possibile, e venne utilizzato in tutto il periodo classico e nel periodo gotico per la realizzazione degli edifici di maggiore pregio. Il costo della pietra squadrate di grandi dimensioni, cresciuto notevolmente nei secoli rispetto al muro di mattoni, contribuì all’abbandono della pietra a favore del mattone allettato già nel Rinascimento, ed a tale periodo appartengono le più antiche fornaci per calce o mattoni, come quelle di Pedras Serradas o di Ferentino. Rimase comunque in auge la tecnica del muro di pietre squadrate di piccole dimensioni, più vicina alla tecnica del muro di mattoni.

A livello normativo, fino a qualche tempo fa, esistevano solamente alcuni criteri empirici che non erano sufficienti a fornire una valutazione adeguata del grado di sicurezza di una struttura. Solo in seguito ai terremoti di Friuli e Irpinia si è iniziato uno studio delle strutture in muratura che ha portato all’omologazione dei sistemi in muratura portante e all’emanazione del primo decreto per la progettazione degli edifici per la progettazione degli edifici in muratura portante nel 1987.

Più recentemente è stata prodotta una normativa per le costruzioni in zona sismica, il D.M. del 16 gennaio 1996, in parte superata dall’ordinanza 3274 del 2003. Un’unificazione di queste due norme a livello europeo, è stata effettuata dall’Eurocodice 6<sup>1</sup>, “Progettazione delle strutture in muratura.”

1 EUROCODICE 6: Progettazione di strutture in muratura: EN 1996-1-1 (ottobre 2012).

Questa norma si riferisce solamente alle nuove costruzioni, per questo motivo la trattazione dei metodi di consolidamento farà riferimento in particolare al DECRETO MINISTERIALE 20 novembre 1987<sup>2</sup> “ Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento” (118), corredato dalla circolare LL.PP.30787 del 04/ 01/1989.

Questa breve introduzione sulla muratura sottolinea come questa tecnica di costruzione si può presentare in molteplici tipologie di aggregazione:

- pietra da taglio monolitica: accostamento di blocchi lapidei lavorati accuratamente su tutte le facce ed accostati
- di pietrame: elementi lapidei squadrate in maniera grossolana legati con malta
- a sacco: si riempie il cavo di fondazione con strati di pietrame alla rinfusa e allettamenti di malta
- a secco: per muri di sostegno di piccole dimensioni senza malta con pietrame distribuito in modo da limitare i vuoti
- di mattoni: le dimensioni del laterizio sono nella maggior parte dei casi di 5,5cm x 12 cm x 25 cm e hanno una resistenza variabile tra 1.5 e 60 MPa. Un singolo laterizio ha maggiore resistenza della muratura. In base al rapporto tra l’area complessiva dei fori e l’area del mattone, i laterizi possono essere suddivisi in:
  - laterizi pieni: se il rapporto è minore o uguale al 15 %
  - laterizi semipieni: se il rapporto è minore o uguale al 45%
  - laterizi forati: se il rapporto è minore o uguale al 55%

La scoperta della ghisa e dell’acciaio prima, e del cemento armato poi, portarono all’abbandono del muro in pietra a favore del solo muro in laterizio allettato con malta di calce o malta di cemento.

2 DECRETO MINISTERIALE: Norme tecniche per la progettazione degli edifici in muratura. Testo del DM LL. PP. del 20/11/87 relativo a Progettazione, Esecuzione, Collaudo e Consolidamento degli edifici in muratura.

Il testo del decreto del 1987 è richiamato dal DM 14-01-08 Norme tecniche per le costruzioni al punto 2.7 come riferimento per le verifiche alle tensioni ammissibili, metodo di verifica ammesso limitatamente ai siti ricadenti in Zona 4 per costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d’uso I e II.

Nel caso si decida di applicare tale possibilità, le azioni sismiche dovranno essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S come definito nel DM LL. PP. del 16/01/1996 con le relative modalità di calcolo specificate anche nella circolare applicativa LL PP 10-04-97 n.65.



## CAPITOLO 2

### CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA:

La resistenza della muratura, dipende da vari fattori dovuti ai diversi componenti. Nell'EuroCodice 6 per la progettazione di strutture in muratura, vengono individuate come proprietà intrinseche della muratura:

- la resistenza a compressione
- la resistenza a taglio
- la resistenza a trazione diretta
- la resistenza a trazione per flessione
- la relazione sforzi-deformazione
- il modulo di elasticità
- modulo di elasticità tangenziale

Per quanto riguarda la resistenza a trazione e quella a compressione si può evidenziare come la muratura sia caratterizzata da:

- Scarsa resistenza a trazione
- Buona resistenza a compressione dovuta a:
  - resistenza della pietra o del mattone
  - geometria della pietra o del mattone (rapporto altezza/spessore)
  - resistenza della malta
  - caratteristiche deformative della pietra (o mattone) e della malta
  - spessore dei giunti
  - capacità di assorbimento dell'acqua e della pietra (o mattone)
  - capacità di ritenzione d'acqua della malta
  - aderenza malta-mattoni

### L'INTRODUZIONE DELLA MALTA

Le malte idrauliche come le malte "pozzolaniche" o malte "a cocchiopesto", erano note già ai tempi dei Fenici e vennero perfezionate dai Romani che con esse costruirono e resero impermeabili i sistemi di adduzione dell'acqua quali acquedotti e cisterne. Questa tecnologia è alla base della tecnica del muro a sacco e con essa è stato possibile realizzare la volta del Pantheon di Roma, che però tecnicamente è costituita da calcestruzzo, visto che oltre all'aggregato fine contiene anche un aggregato grossolano.

La malta è un conglomerato costituito da una miscela di legante (ad esempio ce-

mento e/o calce), acqua, inerti fini (ad esempio sabbia) ed eventuali additivi, il tutto in proporzioni tali da assicurare lavorabilità all'impasto bagnato e resistenza meccanica allo stato asciutto, dopo la presa e l'indurimento.

La malta possiede molteplici funzioni:

- Fornisce continuità alla muratura
- Ripartisce le pressioni tra gli elementi
- Riempie i vuoti che si formano tra gli elementi della muratura

A seconda del legante che viene utilizzato, si formano differenti tipologie di malta:

- Malta aerea:
  - la fase di indurimento non necessita di acqua
  - è soggetta ai danni causati dagli agenti atmosferici
- Malta idraulica:
  - la fase di indurimento necessita di acqua
  - possiede una buona resistenza
- Malta bastarda:
  - sono presenti più leganti
  - è la più durevole e resistente
- Malta cementizia:
  - sono utilizzate come legante, vari tipi di cemento
  - raggiunge una resistenza elevata in breve tempo



Figura n°5: Volta crollata del Pantheon di Roma, Arch. Apollodoro di Damasco.

## CAPITOLO 3

### CAUSE DI DEGRADO DELLA MURATURA:

L'utilizzo della muratura è così rilevante nel nostro paese che anche negli edifici moderni, costruiti con una struttura in cemento armato o in acciaio, sono presenti pareti di tamponamento in mattoni forati. Questa scelta costruttiva è dettata dal fatto che questa tecnica funge da buon isolante termico e acustico. Al contrario presenta però anche degli aspetti negativi a causa del loro comportamento rigido che evidenzia un non adeguato comportamento strutturale.

“Un esempio di quanto detto è rappresentato dalle due immagini successive in cui sono rappresentati due edifici colpiti da una scossa sismica, il primo è costruito con maschi murari portanti, il secondo possiede un'ossatura in cemento armato e tamponamenti in muratura.



Figura n°6: Effetti del terremoto su un edificio in muratura, Yurak Building, Tokyo, Japan earthquake 1 sett. 1923.



Figura n°7: Effetti del terremoto su un edificio in c.a. con tamponamenti in muratura, Blu Palace, Caracas, Venezuela earthquake 20 luglio 1967.

Anche se le soluzioni costruttive sono differenti, in entrambi i casi si leggono le lesioni a croce di S.Andrea nelle pareti di entrambi gli edifici.”<sup>1</sup>

La formazione di lesioni a X è dovuta al fatto che l'azione trasversale del sisma produce lesioni inclinate lungo la parte più debole della struttura in corrispondenza delle aperture. L'azione ciclica del sisma provoca una lesione simmetrica.

La muratura non resiste a trazione, se non in minima misura, a differenza del calcestruzzo armato. Non deve però stupire che stati fessurativi analoghi si possano riscontrare anche su pareti in c.a, poiché l'armatura, unico elemento resistente a trazione, si attiva solo a fessurazione avvenuta.

Le strutture in MURATURA possono subire dei danni in seguito a:

- Cause naturali: terremoti, frane, fenomeni di carattere geologico, fattori chimici ed atmosferici, ecc.
- Cause naturali riconducibili all'uomo: interventi sulla configurazione geologica del terreno o interventi che hanno danneggiato l'ambiente

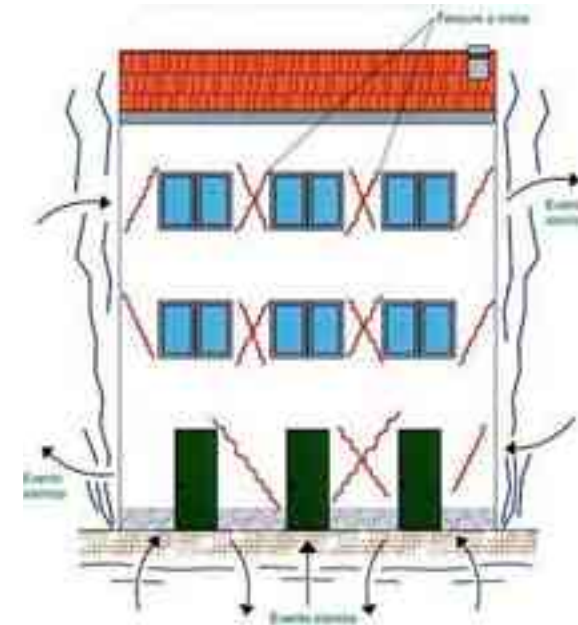


Figura n°8: L'azione trasversale del sisma provoca lesioni a 45°.

3 M.A.PISANI, Consolidamento delle strutture. Guida ai criteri, ai materiali e alle tecniche più utilizzate, HOELPI Editore 2008, Milano. Capitolo 2 p. 24.

- Fattori artificiali: carenza nella progettazione iniziale dell'edificio, usi che hanno comportato variazioni dalle condizioni iniziali del progetto, impiego di materiali non idonei, mancanza di manutenzione, vibrazioni dovute al posizionamento dell'edificio, fenomeni eccezionali

Per quanto riguarda i degradi causati da fattori artificiali, si può fare un'ulteriore classificazione in relazione alle cause dei dissesti:

- L'asimmetria di una struttura
- L'inadeguato collegamento delle pareti verticali
- L'insufficiente rigidezza di un solaio
- L'inadeguato collegamento solaio-parete
- La copertura o strutture murario spingenti
- La scarsa resistenza e la fragilità di una muratura
- La presenza di un cordolo non adeguatamente dimensionato
- Processi di trasformazione edilizia

Nel caso di un evento sismico che colpisce la struttura, se il periodo del terremoto è inferiore al periodo della struttura in muratura, l'edificio riesce ad assorbire le oscillazioni. Nel caso contrario in cui il periodo di un terremoto dovesse risultare maggiore del periodo della struttura in muratura, allora si potrebbe verificare un problema statico. Se entrambi i periodi dovessero coincidere, la struttura potrebbe subire un collasso.

#### LETTURA DEL DANNO:

A seconda delle cause si possono verificare differenti meccanismi di danno:

*MECCANISMI DI COLLASSO FUORI DAL PIANO:* questa tipologia di danno è causata da azioni sismiche che agiscono perpendicolarmente alla superficie muraria.

- RIBALTAMENTO, che avviene fuori dal suo piano, per una parete a doppia cortina semplicemente appoggiata a muro ortogonale.
- LESIONI DIAGONALI, che avvengono fuori dal piano per una parete connessa alla muratura ortogonale di cattiva fattura.

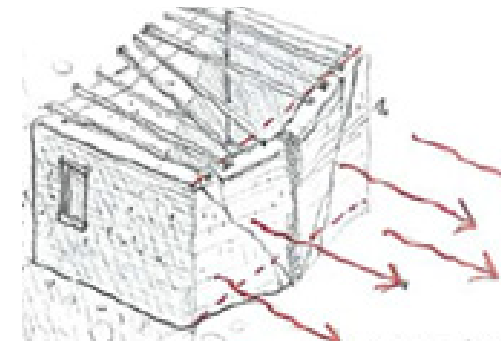


Figura n°9: Rigonfiamento della parete soggetta ad azioni perpendicolare al piano.

- RIGONFIAMENTO, che avviene fuori dal piano con una rottura a flessione di un pannello privo di aperture, la parete si spaccia a causa delle azioni sismiche perpendicolari.

*MECCANISMI DI COLLASSO NEL PIANO:* i meccanismi di danno che si formano su pareti murarie sollecitate da azioni sismiche che agiscono parallelamente rispetto al proprio piano, possono portare al collasso nel caso in cui la tessitura muraria possieda un normale ammorsamento trasversale e si trova nei punti di discontinuità con le aperture.

Le lesioni che si generano con questa tipologia di danno si formano a 45° lungo la parete. Alcuni di questi meccanismi sono per esempio:

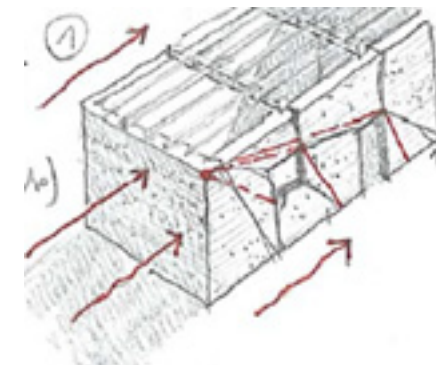


Figura 10: Lesioni a 45° in corrispondenza delle aperture.

I danni si concentrano in corrispondenza delle aperture deboli. I pannelli ruotano ma restano integri e le lesioni che si formano sono a 45°.

- Meccanismi di danno nel piano per pareti di edifici con solai di legno
- Meccanismi di danno nel piano per pareti di due ordini
- Collasso del piano con solai di diversa rigidezza
- Comportamento del voltato in edifici a schiera

“Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d’insieme. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall’assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l’intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

Per l’analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell’analisi limite dell’equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l’andamento dell’azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all’evolversi del meccanismo).

L’analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai, e all’efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali.

In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono non essere adeguati. Nell’analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l’unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

L’US dovrà avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da

prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza.

L’analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di solai sufficientemente rigidi può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l’analisi statica non lineare, analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell’edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all’effetto dell’azione sismica. Con l’esclusione di unità strutturali d’angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l’analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell’ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell’azione sismica. Nel caso invece di US d’angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purchè si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell’azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Qualora i solai dell’edificio siano flessibili si potrà procedere all’analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, ciascuna parete essendo soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.”<sup>1</sup>

L’obiettivo delle tecniche di intervento deve essere quello di ridurre il più possibile l’energia trasferita dal terreno alla struttura e migliorare la capacità della struttura di assorbire gli spostamenti causati dalle forze laterali dell’azione sismica. Alcuni possibili interventi possono essere i seguenti:

- Diminuire le masse e spostarle ai piani più bassi
- Operare sulla rigidità della struttura, accoppiando edifici contigui e progettando giunti per edifici con forma irregolare
- Operare sulla resistenza della struttura, sostituendo il materiale non idoneo e inserendo armature
- Operare contemporaneamente su resistenza e rigidità tramite ammorsamento delle pareti verticali, collegamenti tra le pareti verticali e solai, formazione di cordoli
- Tiranti verticali
- Tiranti orizzontali
- Iniezioni armate
- Cerchiature

Nelle strutture in muratura le lesioni tendono a seguire i giunti di malta. Se la malta

<sup>4</sup> Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/01/2008, capitolo 8.7.1

è scadente può avvenire un distacco degli elementi compositi, nelle murature a secco, il sistema di coesione è affidato unicamente all'attrito.

Le tecniche di consolidamento più moderne prevedono 3 tipologie di intervento:

1. CONSOLIDAMENTO SOSTITUTIVO: consiste nella sostituzione di una parte di muratura ammalorata o meno resistente rispetto a quella richiesta in origine.

-CUCI E SCUCI: questa tecnica si utilizza in caso di danno contenuto, con una zona confinante sana. Bisogna fare molta attenzione alla demolizione, evitando colpi e vibrazioni e se necessario puntellare. La sostituzione avviene tramite l'utilizzo di laterizi pieni e pietre e con malte cementizie. Il procedimento deve avvenire dal basso verso l'alto.

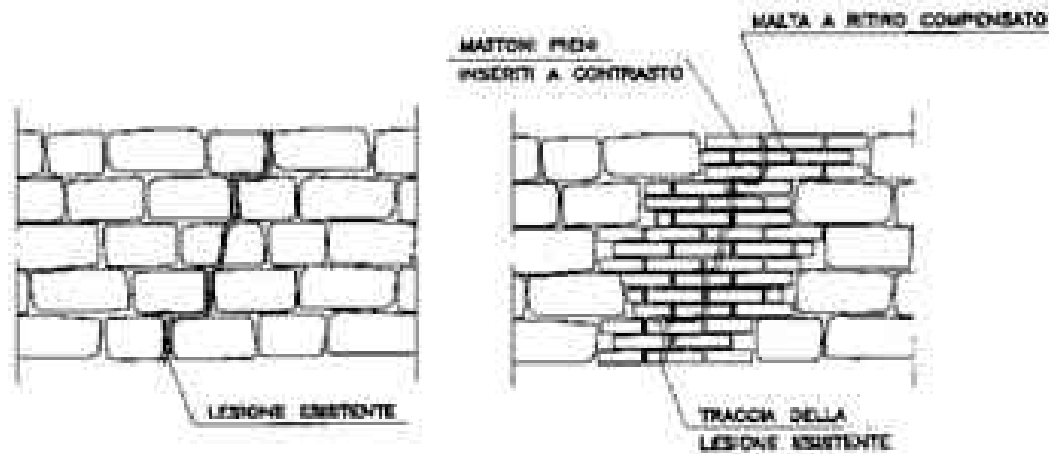


Figura n°11: Tecnica di consolidamento "Cuci e Scuci".

2. CONSOLIDAMENTO PASSIVO: avviene affiancando alle strutture mezzi per assorbire carichi maggiori o per incrementare le resistenze meccaniche delle parti insufficienti o creando nuove strutture da affiancare alle esistenti.

-INIEZIONI DI CEMENTO O CEMENTAZIONE DELLA MURATURA: Si inietta nella massa muraria della malta (con eventuali additivi) in pressione, che riempiendo le fratture e i vuoti, consolida la muratura sostituendosi alla malta originaria degradata.

Fasi della lavorazione:

- esecuzione di fori  $\Phi 30$   $\Phi 50$ mm con sonda a rotazione a distanza  $30 \Phi 50$ cm e introduzione dei bocchelli nei fori
- stuccatura delle eventuali lesioni per evitare la fuoriuscita della malta
- iniezione di acqua per evitare la disidratazione della malta
- iniezione della miscela

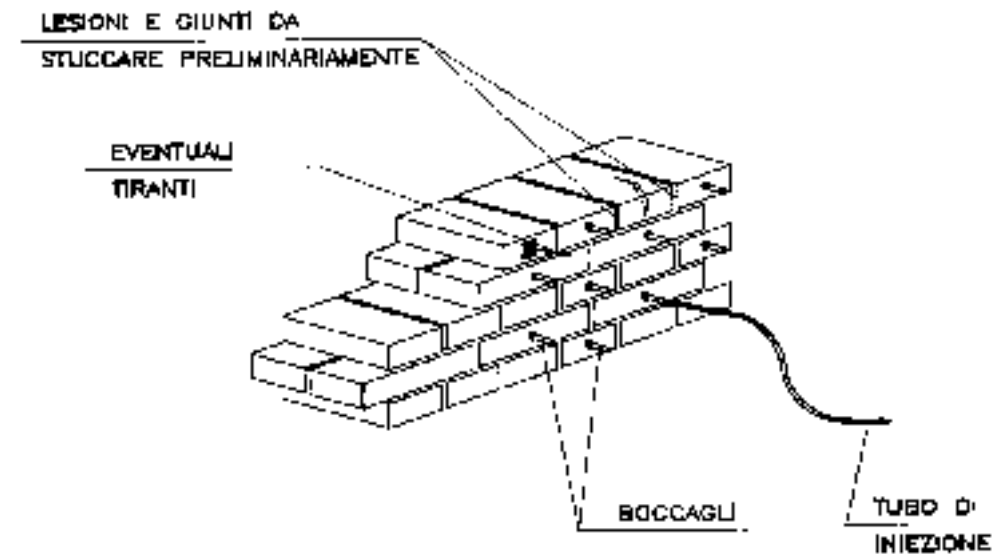


Figura n°12: Tecnica di consolidamento con "Iniezioni di cemento".



3. CONSOLIDAMENTO ATTIVO: esplicano la loro completa funzione strutturale all'atto della loro esecuzione, si devono pertanto imprimere delle coazioni. Aggiungono forze in esercizio che vanno a sommarsi a quelle esistenti, migliorando sia la situazione in esercizio che quella ultima. I fenomeni lenti (viscosità, cedimenti del terreno etc.), possono diminuire la loro efficacia.

-TIRANTI: catena ancorata nell'organismo strutturale, posta in trazione durante la messa in opera in modo da introdurre azioni coattive. Le operazioni di tesatura sono molto delicate.

I tiranti possono essere realizzati con barre post-tese in acciaio normale o in acciaio ad alto limite elastico. Sono collegati alle murature con piastre. Per essere efficaci devono:

- essere il più vicino possibile ai solai
- essere applicati (se possibile) su entrambe le facce dei muri

Modalità di posa in opera:

1. esecuzione dei fori passanti con trapani a rotazione, per evitare sconessioni
2. preparazione dell'area di appoggio delle piastre rendendola piana con malta cementizia
3. esecuzione di eventuali scanalature, o guaine per i tiranti
4. posa in trazione dei tiranti, a malta indurita

I tiranti vanno protetti dagli agenti atmosferici. Se la muratura è fatiscente, va preventivamente consolidata e la trazione dei tiranti deve essere modesta.

Gli effetti che si possono ottenere utilizzando tiranti sono:

- attenuazione dell'eccentricità degli sforzi sforzi normali
- ricentratura della curva delle pressioni negli archi
- assorbimento delle trazioni di tipo flessionale quali decompressioni
- realizzazione di travi-parete
- mutua cucitura di elementi strutturali tra loro sconnessi o scuciti

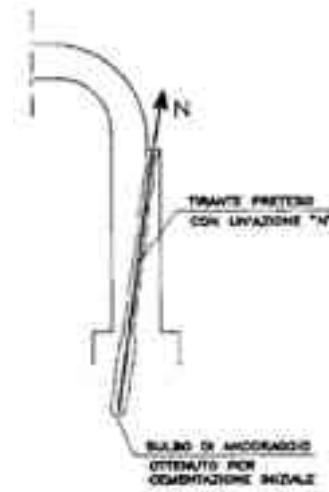


Figura n°14: Tiratura di un piedritto.

- risarcitura di lesione mediante cucitura con mutua compressione dei lembi
- assorbimento delle azioni spingenti che i reali percorsi di tensione vanno a determinare, andamenti che sono diversi da quelli nominali

-CERCHIATURE DI COLONNE E VOLTE: tiranti in acciaio completamente avvolgenti ad un elemento strutturale. In passato la coazione veniva impressa a caldo, mettendo in opera le cerchiature dopo averle preriscaldate, in modo che l'annullarsi delle deformazioni imprimesse la coazione.

## CAPITOLO 5

### PROBLEMATICHE LEGATE AL TERRENO DI FONDAZIONE:

Le cause di deformazione del terreno possono essere molteplici, come ad esempio l'aumento del carico dell'edificio sulle fondazioni, la modifica delle prestazioni nelle aree adiacenti all'edificio o la subsidenza, cioè l'abbassamento del livello della falda. La resistenza a taglio del terreno è proporzionale alla pressione degli elementi che compongono il terreno, più pressione hanno, maggiore è l'attrito e la resistenza a taglio.

Le vibrazioni compattano il terreno e ne aumentano la densità.

Prima di passare alla trattazione delle tecniche di consolidamento delle fondazioni è opportuno fare delle distinzioni sulle caratteristiche delle differenti tipologie di terreno:

- ROCCE:** generalmente si tratta di granito, porfido, tufo e marmi. La roccia è un buon terreno di fondazione, tuttavia può riscontrare alcune problematiche, come ad esempio la possibilità di fessurarsi, la presenza di vuoti o di cavità interne e l'erosione delle superfici più esposte agli agenti atmosferici.
- ROCCE SCIOLTE:** come ad esempio ghiaia, sabbia, limo e argilla. Possono avere diverse dimensioni, e si distinguono in terreni coesi e non coesi. Per quanto riguarda i primi, sono molto permeabili e possono essere composti da ghiaia e da sabbia più o meno compatta. I terreni coesi sono caratterizzati da grandi deformazioni differenti nel tempo.
- TORBE:** si intendono quei terreni composti da materiale organico. Non è un buon terreno di fondazione.
- MATERIALE DI RIporto:** terreni caotici, pessimi per le fondazioni. I terreni possono subire delle deformazioni, azioni indirette che possono produrre degli sforzi nelle fondazioni. Più la struttura è rigida, maggiori sono gli sforzi e di conseguenza i cedimenti.
- Deformazioni plastiche, senza riduzione di volume**
- Deformazioni con riduzione del volume, viene ridotto il volume degli spazi vuoti, compattazione, si riduce inoltre il volume dei grani**
- Deformazioni istantanee: generalmente si verificano durante la costruzione**
- Deformazioni differite: avvengono principalmente nei terreni coesi e sono legate alla presenza di acqua.**

## CAPITOLO 6

### CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI:

La scelta della tecnica di adeguamento per le fondazioni dipende dalla tipologia della fondazione stessa e dalla natura degli strati del terreno al di sotto del piano di fondazione esistente.

- FONDAZIONI LINEARI:** si estendono per tutta la lunghezza dei muri portanti e trasmettono i carichi della struttura direttamente al terreno sottostante.

#### -AMPLIAMENTO DELLE FONDAZIONI NELLE CONNESSIONI A CROCE



Figura n°15: Ampliamento delle fondazioni nelle connessioni a croce.

Nei muri  $m$  e  $m_1$  la fondazione originaria è stata allargata ad  $s$  e  $s_1$ . Il muro  $m_1$  deve essere adeguatamente allargato per resistere al carico compresso tra gli allineamenti  $AB$   $BC$ . Il muro  $m_1$  risulta privo dei due rettangoli indicati con le lettere  $AEHD$  e  $BFGC$ . Per ripristinare l'area complessiva si aggiungono quattro quadrati di uguali dimensioni con area  $W$  e lato  $X$ .

#### -AMPLIAMENTO DELLE FONDAZIONI NELLE CONNESSIONI A T

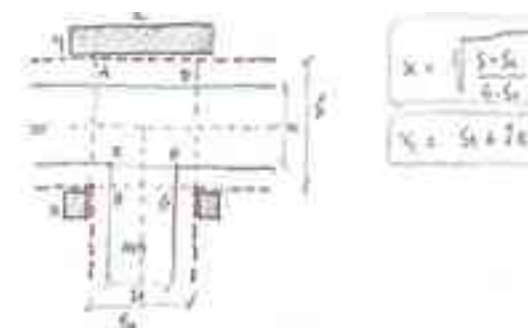
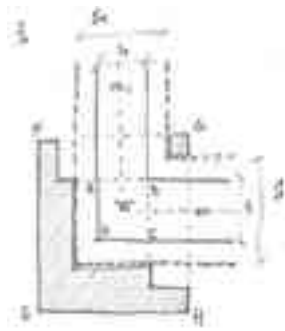


Figura n°16: Ampliamento delle fondazioni nelle connessioni a T.

Nei muri  $m$  e  $m_1$  la fondazione originaria è stata allargata ad  $s$  e  $s_1$ . Il muro  $m_1$  deve essere adeguatamente allargato per resistere al carico compresso tra gli allineamenti  $AB$  e  $CD$ . Il muro  $m_1$  risulta di conseguenza privato nei punti  $EFHG$ . Tale superficie va ripristinata con due quadrati interni di lato  $X$  e di un rettangolo di lati  $y$  e  $x_1$ .



#### -AMPLIAMENTO DELLE FONDAZIONI NELLE CONNESSIONI AD ANGOLO



$$A_{\text{esp.}} = \left( \frac{S-s}{2} \right) \cdot S$$

I muri  $m$  e  $m_1$  si possono considerare debitamente allargati quando raggiungono rispettivamente l'allineamento con i punti AB e BC sottraendo il quadrato di area  $w$  in cui si sovrappongono i due muri una volta allargati. Manca inoltre la base fondale relativa al quadrato d'angolo ABCD, che per essere debitamente allargato dovrà avere una base di superficie uguale al suo spessore  $s$  moltiplicato per la lunghezza  $S$  della fondazione.

Figura n°17: Ampliamento delle fondazioni nelle connessioni ad angolo.

#### -AMPLIAMENTO DELLE FONDAZIONI PER SOTTOMURAZIONE



Figura n°18: Ampliamento delle fondazioni per sottomurazione.

Questa tecnica è valida per eseguire lavori di modesta profondità e con carichi poco elevati alla base delle fondazioni, quindi per fondazioni di pochi piani senza scantinati. Per prima cosa è necessario puntellare la struttura prima di effettuare gli scavi, in seguito si valuta l'inserimento di travi all'interno della struttura per sostenerla. Si esegue lo scavo sottofondale nelle zone corrispondenti ai vuoti. Gli scavi vanno eseguiti a debita distanza l'uno dall'altro, mentre le puntellature devono essere eseguite in corrispondenza dei pieni.

Il cantiere viene suddiviso in sottocantieri con larghezza non superiore a 1.5 m. Si rimuovono le terre sottofondali e si puntella opportunamente.

La muratura della nuova fondazione con mattoni e malta di cemento viene eseguita lasciando uno spazio corrispondente a una fila di mattoni, dalla vecchia fondazione, nel quale vengono inserite zeppe in legno, per tre/quattro giorni, per compensare il ritiro della muratura che verrà infine sostituito con un filare di mattoni spallato con malta.

#### -AMPLIAMENTO DELLE FONDAZIONI A MEZZO DI OPERE IN C.A.

Si possono realizzare travi in c.a. o solette, sullo stesso livello del vecchio piano di fondazione, ottenendo così dei minori costi in quanto non viene effettuato lo scavo.

#### -SOTTOFONDAZIONI CON SOLETTA IN C.A.



Figura n°19: Sottofondazione con soletta in c.a.

Per prima cosa viene puntellata la struttura, in seguito si valuta l'inserimento di travi all'interno della struttura per sostenerla. Si esegue lo scavo sottofondale nelle zone corrispondenti ai vuoti. Gli scavi vanno eseguiti a debita distanza l'uno dall'altro, mentre le puntellature devono essere eseguite in corrispondenza dei pieni. Il cantiere viene suddiviso in sottocantieri con larghezza non superiore

a 1.5 m. Si rimuovono le terre sottofondali e si puntella opportunamente.

In seguito si getta la soletta e dopo tre/quattro giorni dal getto si riempie lo spazio tra l'estradosso della soletta e il vecchio piano di fondazione con mattoni.

#### -SOTTOFONDAZIONI CON TRAVI ADERENTI IN C.A.

Vengono affiancate due travi aderenti in c.a. alla vecchia fondazione e collegate da traversi in c.a. e gettati in fori eseguiti nella vecchia fondazione. I traversi devono resistere a flessione e a taglio, trasmesso dalla muratura soprastante e ripartire il carico sulle travi longitudinali, che lo trasmettono al terreno.

Bisogna fare attenzione al problema del ritiro e a caricare il cls prima che abbia raggiunto la resistenza necessaria.

•**FONDAZIONI PROFONDE:** sono costituite per la maggior parte da grossi piloni posti in corrispondenza degli angoli, delle connessioni a T e dei maschi murari principali.

In passato i piloni venivano effettuati riempiendo dei pozzi precedentemente scavati, fino a raggiungere il terreno ritenuto idoneo. I piloni venivano poi collegati tra loro con archi in muratura usando come centina il terreno stesso tagliato a forma di arco.





Figura n°22: Fotografia Pont du Gard.

#### -ARCHITRAVI

Vengono realizzate delle vere e proprie travi sopra le aperture per resistere alle flessioni dovute a carichi.

L'estensione del concetto di arco alle 3 dimensioni dà luogo alla volta e alla cupola. Questi elementi strutturali sono spesso concentrati ai piani inferiori, il che è vantaggioso dal punto di vista statico dato che presentano azioni spingenti in senso orizzontale. Ne è un esempio la sede centrale del Politecnico di Milano, in cui tutti i piani interrati, nonché le aule più grandi, hanno soffitti costituiti da volte e cupole in muratura.

Molti edifici presentano finte volte esterne, realizzate mediante un'intelaiatura in legno a cui è appeso un controsoffitto di cannette intonacate. Bisogna per questo motivo non soffermarsi a una sola indagine visiva ma studiare a fondo quale sia lo schema statico dell'edificio. Attualmente volte e cupole vengono realizzate come soffitto di spazi con grandi luci e spesso la muratura viene sostituita dal calcestruzzo armato semplice o precompresso.

#### TIPOLOGIA DI DISSESTO PER VOLTE IN LATERIZIO

- Traslazione dell'imposta
- Apertura in chiave all'intradosso
- Distacco delle reni all'estradosso
- Cedimento delle fondazioni: bisogna intervenire in fondazione per aumentare la capacità portante, allargando la base d'appoggio

Gli interventi di consolidamento vengono eseguiti in seguito alle seguenti fasi di analisi:

##### 1.RILIEVO GEOMETRICO

##### 2.ANALISI STATICA:

- sicura, nessun intervento
- sicura, con cambio di destinazione d'uso, possibile necessità di intervento
- non sicura, necessità di intervento

##### 3.VALUTARE LA NECESSITA' DI OPERARE PROVVISORIALMENTE:

METODO DI CONSOLIDAMENTO PER VOLTE IN LATERIZIO:

	VOLTA NON DISSESTATA	VOLTA LEGGERMENTE LESIONATA	VOLTA CON CEDIMENTI E LESIONI	VOLTA GRAVEMENTE DISSESTATA
SOSTITUZIONE RINFIANCO E RIEMPIMENTO	SI	SI	SI	SI
INIEZIONI DI CEMENTO E MALTE EPOSSIDICHE	SI	SI	SI	SI
FRENELLI IN MURATURA E SOLAIO SUPERIORE	SI	SI	NO	NO
CAPPA ARMATA	NO	SI	SI	SI
PERFORAZIONI ARMATE	NO	NO	SI	SI
SOLAIO SEPARATO	NO	NO	NO	SI
SOLAIO PORTANTE LA VOLTA	NO	NO	NO	SI
CUCITURE ORIZZONTALI	NO	NO	SI	SI
TIRANTI DI IMPOSTA	NO	NO	SI	SI

Tabella n°1: Tipologia di consolidamento da utilizzare in seguito all'analisi dello stato di fatto.

Le spinte che agiscono sulle volte sono in funzione alla geometria e al carico della volta. Il carico è spesso costituito da materiale di riempimento che, in passato, veniva introdotto per formare il piano orizzontale di posa del pavimento. Per ridurre il carico bisogna rimuovere le masse di riempimento e sostituirle con sostegni discontinui.

I FRENELLI, detti anche speroni, sono costituiti da una muratura di spessore contenuto (di norma al massimo due teste di mattone), realizzato all'estradosso di un volta, con direzione normale alla generatrice, avente il profilo inferiore che segue l'andamento curvilineo della volta e il profilo superiore solitamente orizzontale.



Figura n°23: Volta con frenelli.

L'utilizzo dei frenelli, disposti con interasse regolare, contribuisce a stabilizzare la forma della volta, impedendo cinematismi; la distribuzione spaziale del materiale strutturale in corrispondenza dei frenelli determina una maggiore rigidità locale della volta e conseguentemente una via preferenziale per il trasferimento delle spinte laterali ai muri di piedritto.

Lo spazio compreso tra due frenelli adiacenti può essere riempito di materiale sfuso, come ad esempio calcinacci o frammenti di laterizio, o essere lasciato vuoto e coperto da voltine dette porcelle o da un tavolato ligneo poggiante su travetti, contribuendo così a ridurre il carico gravante sulle volte e quindi sui piedritti.

Nel caso di volte gravemente danneggiate, per incrementare il momento di inerzia,

viene utilizzata la CAPPÀ ARMATA. Questa tecnica consiste nella rimozione del materiale all'estradosso, e il fissaggio delle lesioni con malte additive antiritiro e resine epossidiche. Vengono poi inseriti dei chiodi di ancoraggio alla volta per collegare la rete elettrosaldata che verrà posizionata all'estradosso della volta e prosegue sulla parete verticale per 50cm. Infine viene gettato il calcestruzzo con piccoli aggregati e additivato con prodotti antiritiro.

La cappa armata è una tecnica di placcaggio della volta con getto di soletta in c.a all'estradosso, dopo aver disposto una rete elettrosaldata. Viene utilizzata per ricentrare la curva delle pressioni nel nocciolo d'inerzia.



Figura n°24: Volta con Cappa armata.

## RELAZIONE STORICA

La località di Porporana è molto antica ed è posta all'estremo limite occidentale del territorio comunale di Ferrara: quest'area, spesso ricordata come un ampio spazio interfluviale, costituiva una zona valliva e paludosa, occupata dall'acquitrino ed infestata

dalla malaria e, pertanto, bisognosa di continui lavori di bonifica per migliorare le condizioni di povertà ed arretratezza in cui versava il paese.

La Chiesa della Conversione di S. Paolo a Porporana è imprescindibile dalle vicende che hanno interessato non solo il complesso ecclesiastico, ma anche l'intero paese. Purtroppo, a causa del sisma del 2012, gli archivi sono tornati accessibili solo da poco tempo ad eccezione dell'Archivio Storico Comunale di Ferrara di cui si sono consultati i repertori otto-novecenteschi. Per quanto attiene le vicende precedenti il XIX secolo, nel redigere questa relazione ci si è basati soprattutto su pubblicazioni in formato cartaceo o digitale, su note o appunti già in possesso degli autori e, non ultimo, sull'osservazione diretta dell'edificio in esame, costituendo esso stesso un punto fondamentale per la sua conoscenza materiale.

Già in età medievale, questa parrocchia doveva trascinarsi in condizioni economiche modeste, come lasciano supporre le misere e saltuarie decime corrisposte alla pieve di Settepolesini, da cui dipendeva: anche per queste ragioni, durante il XIV secolo molti rettori non vi risiedevano, trascurando in tal modo le esigenze pastorali. Nel 1416 le comunità di Porporana, Salvatonica e San Biagio vengono incorporate in un'unica realtà demica e giuridica, a seguito dello spopolamento delle campagne dovuto ai ripetuti fenomeni di peste: in particolare, le prime due parrocchie vengono gestite da un unico rettore fino quasi alla fine del XVI secolo, quando esse riacquistano reciproca autonomia. Da note storiche in possesso dell'attuale parroco riguardanti le visite pastorali, si apprende che nel 1434 la residenza del rettore era a Porporana, ma nel 1449 la Canonica risultava in parte crollata forse a causa di una rotta del Po, mentre la Chiesa necessitava di riparazioni al tetto e nelle murature.

Nel 1590, forse anche a seguito dei danni subiti dal terremoto del 1570, di cui al momento non si conoscono i dettagli, si inizia la costruzione della Chiesa tuttora esistente attraverso un radicale rifacimento della precedente risalente probabilmente al Trecento.

Pare che l'opera si sia prolungata sino al 1622 e qualche traccia di questo intervento

è possibile intravedere solo nella facciata attuale. Tuttavia, un abbozzo della sua configurazione planimetrica è rinvenibile ancora a fine Settecento in un sommario disegno che si conserva nelle carte del Catasto Carafa, un campione dei terreni della Legazione di Ferrara risalente al 1779<sup>1</sup> e finalizzato alla riscossione delle tasse di scolo e dei lavori pubblici di bonifica nel comprensorio del Polesine di Ferrara, di San Giorgio e della Traspadana Veneta. È plausibile ritenere che i periti incaricati della rilevazione catastale si siano basati non solo su ricognizioni dirette, ma anche su mappe esistenti e ciò

spiegherebbe perché ancora alla fine del XVIII secolo la Chiesa di Porporana figurava rappresentata con uno sviluppo in pianta differente da quello assunto nel periodo compreso tra il 1717 ed il 1725, quando cioè il tempio viene abbellito ed ingrandito per volere dall'arcivescovo card. Tommaso Ruffo con l'aggiunta delle cappelle laterali, dell'ampia zona presbiteriale e del campanile, com'è ancor'oggi visibile. Pare che presso l'Archivio parrocchiale si conservi un rendiconto minuzioso delle spese sostenute all'epoca, nonché dei tempi e dei modi di tale fase costruttiva: tuttavia, al momento, non è stato possibile visionare la raccolta documentale.

Nel disegno d'archivio sopraccitato [vedi Fig. 25-26], l'edificio di culto appare con un'abside circolare molto più piccola dell'odierna, fiancheggiato da due differenti costruzioni solo sul lato Nord della sua navata: in realtà quella maggiore dovrebbe corrispondere all'area occupata dal Camposanto che qui sorgeva fino al 1877 circa, come si può osservare in uno schizzo [vedi Fig. 27] allegato al Verbale sull'espurgo del Vecchio Cimitero di Porporana (1878) conservato presso l'Archivio Storico Comunale di Ferrara<sup>2</sup>.

Non è insolito, infatti, che nel Catasto Carafa le zone dedicate alle sepolture vengano raffigurate con campiture simili a quelle dei fabbricati, probabilmente per indicare che si trattava di terreni non destinati a produrre reddito da coltura<sup>3</sup>.

5 Nel 1779 il Cardinale Francesco Carafa, Legato di Ferrara, ordina l'estimazione di tutti i terreni sottoposti alla Congregazione dei Lavorieri, istituzione creata nel 1752 allo scopo di affidare ai proprietari diretti interessati la gestione idraulica ed il controllo dei territori del Polesine di Ferrara, del Polesine di S. Giorgio e della Traspadana Veneta. La rilevazione dei terreni viene affidata a periti agrimensori che, villa per villa, procedono sia alla rappresentazione geometrico-particellare sia alla descrizione qualitativa dei terreni. Nel Polesine di Ferrara era compresa la Guardia di Casaglia che, tra le altre, comprendeva la villa di Porporana.

6 Il vecchio Cimitero di Porporana aveva una superficie di mq 309,71 ed occupava un'area recintata accanto al Sagrato: solo attorno al 1880 sarà annesso al piazzale della Chiesa come terreno prativo ancor oggi visibile. Nello schizzo, ai piedi del campanile, si nota un piccolo fabbricato, oggi non più esistente, al cui interno, all'epoca, trovava posto il "cesso", come si può osservare nella pianta del 1860, allegata allo Stato finale dei lavori. Per approfondimenti sul Cimitero di Porporana: vedi Archivio Storico Comunale di Ferrara, Repertorio del XIX secolo, Sanità - Cimiteri del Forese, Busta 15, Fasc. 3 (anno 1878).

7 Nel Catasto Carafa, infatti, analoga raffigurazione del Cimitero si registra anche per il complesso ecclesiale di Vigarano Pieve.

Nel disegno, inoltre, in corrispondenza dell'area ora occupata dalla Canonica, si osservano due costruzioni, di cui l'ultima si evince essere un fienile, dal momento che essa presenta un portico prospiciente l'aia. Questa planimetria, sebbene schematica, testimonia che all'epoca la casa del Parroco risultava molto più piccola dell'attuale e si è

provveduto alla sua trasformazione ed ampliamento solo in una fase successiva ai lavori che agli inizi del Settecento hanno interessato la Chiesa.

A seguito dei restauri del XVIII secolo, lungo le pareti laterali della navata vengono aperti quattro altari di legno marmorizzato: a destra, il primo è sormontato da una tela raffigurante la Conversione di San Paolo, cui la Chiesa è dedicata; il secondo, invece, conserva una statua di San Carlo Borromeo, segno della devozione diffusasi a Ferrara alla fine del Cinquecento grazie al vescovo Fontana, che, a Milano, era stato collaboratore del celebre arcivescovo. Sul lato opposto, il primo altare mostra un dipinto raffigurante il Transito di San Giuseppe, mentre quello accanto è dedicato alla Madonna del Rosario, la cui statua è cinta da formelle lignee che ne descrivono i Misteri.

Nello stesso periodo nella cantoria lignea sopra l'ingresso viene collocato l'organo, mentre nel presbiterio si realizza il nuovo Altare maggiore in legno marmorizzato: attualmente il catino absidale che vi si apre sopra risulta decorato da quattro medagliani

raffiguranti gli Evangelisti ed eseguiti probabilmente nel '900, quando pare si sia provveduto ad una generale opera di ripittura della Chiesa.

Per quanto attiene la facciata, essa termina a cuspide ed è divisa in due ordini verticali, scandita da lesene e nicchie che fiancheggiano, nella parte inferiore, il portale e, superiormente, si affiancano ad un finestrone tamponato che sovrasta la porta d'ingresso.

Presso l'Archivio Storico Comunale di Ferrara sono stati reperiti vari disegni quotati di questo prospetto e della pianta, utilizzati per contabilizzare le opere di riparazione eseguite tra il 1869-70 [vedi Fig. 28-29-30-31-32-33]: si tratta di lavori ritenuti necessari per rendere in stato decente la Chiesa, come si legge nel Piano esecutivo redatto l'8 luglio 1869. Il documento, infatti, informa che "I guasti maggiori si riscontrano internamente nelle pareti e soffitto ove l'intonaco è in gran parte screpolato; nel prospetto esterno ove la muratura nella parte inferiore è logora e mancante e nel resto è quasi priva d'intonaco e guasta per infiltrazioni d'acqua; nel tetto che in vari punti è ingombro di erba per cui l'acqua s'insinua e guasta i legnami ed il soffitto sottoposto specialmente nelle parti basse che è danneggiato dalle acque del

tetto superiore per mancanza di canali di latta; molte vetrate sono rese inservibili per vetustà e non hanno maglie di ferro per ripararle dalla grandine”.

Pertanto, gli interventi eseguiti all'epoca comportano: raschiatura dell'intonaco nelle pareti nel soffitto nell'interno ... fino a che sia levato lo strato di tinta; rimozione delle parti mancanti nei muri, nella volta e nelle membrature; otturamento delle fenditure con gesso e lavatura generale con acqua di calce; tinte diverse con fiore di calce e terre colorata in tutta l'anzidetta superficie; vernice ad olio color bardilio alle basi dei pilastri; riparazioni al muro del prospetto esterno levando le parti cadenti e rifacendo il piano esterno con rivestimento di uno spessore non minore di cm 15 con incassature (?) e tale lavoro con mattoni nuovi e cemento di calce bolognese; scrostatura dell'intonaco in tutto il prospetto e strato leggero d'intonaco con calce bolognese previa una spazzatura accurata e lavatura del muro; copertura (?) con embrici e coppi delle cornici delle due trabeazioni dei materiali esistenti con altri in aggiunta; copertura (?) con piombo sulle due ali individuare ai due lati del prospetto; tinte diverse con fiore di calce e terre colorate nell'anzidetta superficie del prospetto; vernice alla serranda della porta; stesso (?) allo stipite della medesima; spazzatura a pianetto dei tetti bassi a settentrione; restauro con embrici al piccolo coperto fra il Campanile e la Chiesa dovendo (?) togliere le filtrazioni causate dal distacco dei materiali; spazzatura

semplice dei canali nei tetti bassi a mezzodi; canali di latta sotto lo stillicidio del tetto superiore; tubi di latta per condurre l'acqua superiore in tracce dai coppi nel tetto inferiore; simile (?) riparazione al pavimento interno della Chiesa rinnovando i quadri logori e spezzati; vetrate da rinnovarsi n. 5 ed una semicircolare formando telari di legno larice con staggia della riquadratura di cm 10 e vetri grandi incastrati in guide dello stesso legno: le vetrate rettangolari con parte intermedia a saracinesca da aprirsi stando al basso fornite perciò delle debite funi (?), la semicircolare fissa completamente e tutte verniciate; maglia di filo di ferro su telari di verga pure di ferro da applicarsi nella luce delle finestre all'esterno di dette vetrate.<sup>4</sup>

Successivamente, tra il 1879 ed il 1894, si eseguono altre opere di manutenzione alla Chiesa, tra cui si segnala il restauro alla copertura e canniccio della Sagrestia.

L'ultimo intervento in ordine di tempo occorso alla facciata dell'edificio di culto, invece, è stato realizzato nel 2001<sup>5</sup>, con il recupero dell'aspetto tardo-cinquecentesco del prospetto principale: infatti, antecedentemente all'inizio lavori, i saggi effettuati hanno

rilevato che, alla fine del '500, la finitura superficiale era in cocciopesto con elementi aggettanti scialbati di bianco ad imitazione del marmo; mentre nel '700 il fronte presentava toni giallo cromo con lievi differenze tonali tra le stilature e gli sfondati.

8 Durante i lavori, è stata aumentata la quantità di intonaco del muro a timpano della facciata, volto a settentrione, che per ragione della sua esposizione era necessario a farsi per la conservazione del muro stesso; inoltre, poiché le cornici del prospetto si trovavano in cattivo stato e mancanti anche in qualche parte di stabilità, si è eseguito il necessario restauro, rinnovando le sagramature con calce mora di Bologna.

9 Per approfondimenti vedi: Pratica Prot. n. 10825 del 17/07/2001 per ottenimento di Nullaosta da parte della competente Soprintendenza ai Beni Architettonici e Paesaggistici.

## TECNICHE E MATERIALI DI COSTRUZIONE

La Chiesa della Conversione di San Paolo è un edificio ad un'unica aula con Cappelle laterali ed una piccola Cappella d'inverno e Sagrestia in adiacenza alla zona absidale, dal lato opposto rispetto a dove sorge il campanile.

Esternamente tutti i fronti risultano in mattoni faccia a vista, tranne il prospetto principale che è intonacato. Questa facciata termina a cuspide ed è divisa in due ordini verticali, scandita da lesene e nicchie che, nella parte inferiore, fiancheggiano il portale

ligneo, mentre, superiormente, si affiancano ad un finestrone tamponato che, internamente, è in corrispondenza dell'organo settecentesco. La copertura del corpo longitudinale è a due falde, mentre tetti ad un'unica falda coprono le Cappelle laterali, quella d'inverno e la Sagrestia che risultano essere tutte aggettanti rispetto al muro perimetrale della navata e dell'abside, poiché realizzate successivamente.

All'interno, l'aula principale è coperta da costolature e volte in canniccio che celano la struttura lignea del tetto, mentre volte a botte realizzate con mattoni in foglio chiudono le Cappelle laterali; la Cappella d'inverno, invece, è sormontata da una volta a padiglione inccanniciata che spicca da una cornice perimetrale e la Sagrestia presenta un soffitto arellato a travi fasciate. Anche la zona absidale presenta una copertura in arella. Le

semplici decorazioni pittoriche sui soffitti non paiono di grande pregio e potrebbero risalire ai primi del Novecento.

Le Cappelle laterali, quella d'inverno e la Sagrestia, come la parte absidale, risultano essere corpi aggiunti successivamente rispetto al resto della Chiesa: ciò giustifica la non

perfetta ammorsatura delle murature.

La cantoria sopra il portale d'accesso è in legno come tutti gli altari, sebbene in questo caso una finitura marmorizzata simuli una maggiore ricchezza del materiale usato.

Tale espediente cerca di mascherare la povertà di mezzi con cui sono state eseguite tutte le opere murarie sia in Chiesa che nell'attigua Canonica, poiché in ogni epoca la storia di questa Parrocchia è stata caratterizzata da una profonda situazione d'indigenza.



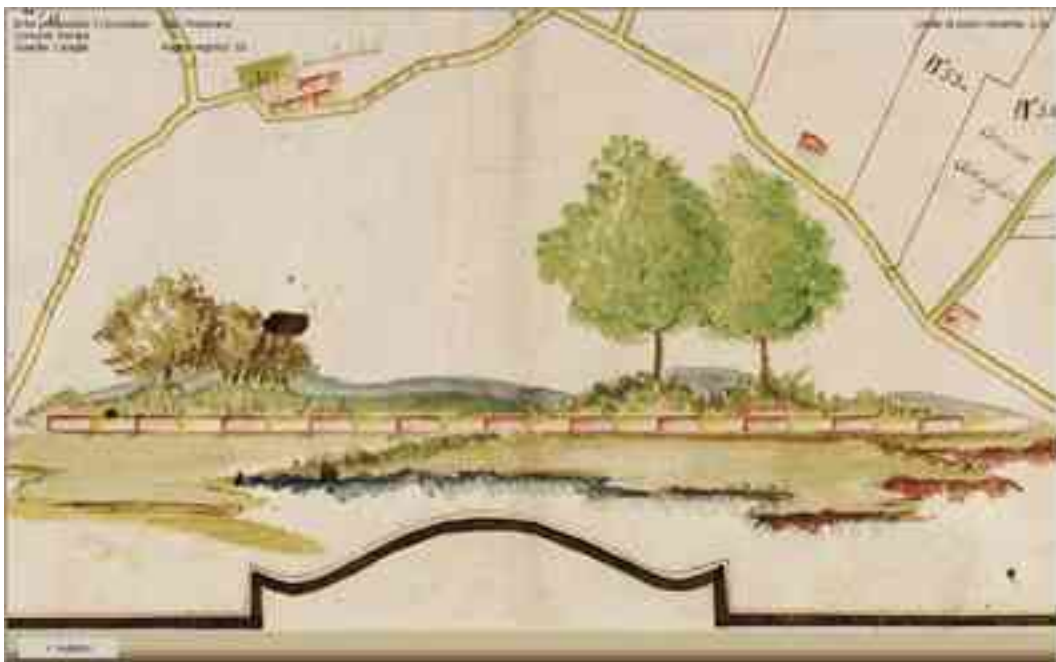


Figura n°25: Archivio del Consorzio di Bonifica. I Circondario - Polesine di Ferrara, Catasto Cafara (1779), Polesine di Ferrara: Guardia di Casaglia, Villa di Porporana, Registro 10, Foglio di mappa 12, DVD-rom. Particolari.



Figura n°26: Archivio del Consorzio di Bonifica. I Circondario - Polesine di Ferrara, Catasto Cafara (1779), Polesine di Ferrara: Guardia di Casaglia, Villa di Porporana, Registro 10, Foglio di mappa 12, DVD-rom. Particolari.

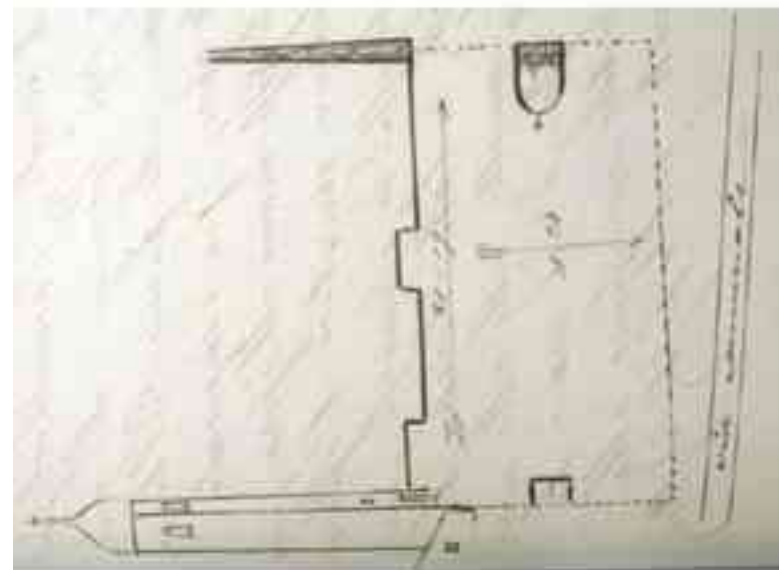


Figura n°27: Archivio Storico Comunale di Ferrara, Repertorio del XIX secolo, Sanità - Cimiteri del Forese, Busta 15, Fasc. 3: Verbale sull'espurgo del Vecchio Cimitero di Porporana (1878). Particolare dello schizzo raffigurante l'antico Cimitero di Porporana adiacente il lato Nord della Chiesa.



Figura n°28: Archivio Storico Comunale di Ferrara, Rep. del XIX secolo, Religione - Parrocchie del Forese, Busta 41 - Porporana: Pianta della Chiesa Parrocchiale di Porporana allegata al Piano esecutivo delle riparazioni da eseguirsi (8 luglio 1869).



Figura n°29-30: Archivio Storico Comunale di Ferrara, Rep. del XIX secolo, Religione Parrocchie del Forese, Busta 41- Porporana: Pianta e Fronte della Chiesa allegato al Piano esecutivo delle riparazioni da eseguirsi (8 Luglio 1869).

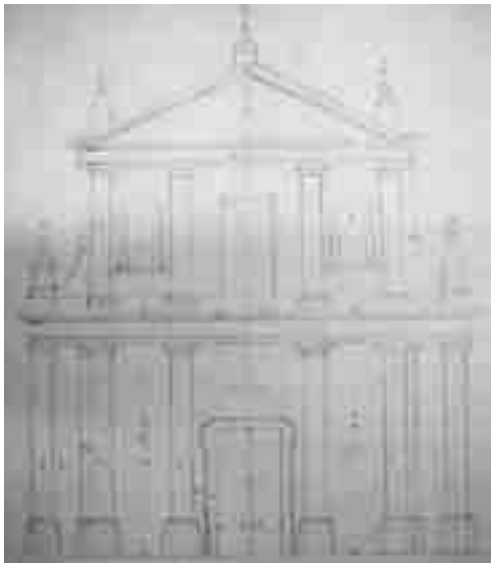
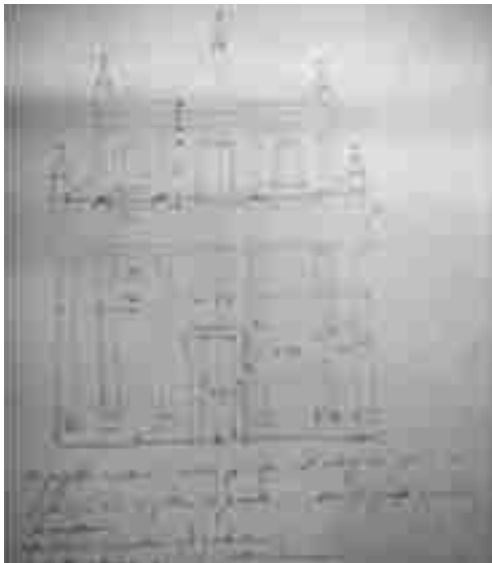


Figura n°31-32: Archivio Storico Comunale di Ferrara, Rep. del XIX secolo, Religione - Parrocchie del Forese, Busta 41- Porporana: Fronti della Chiesa allegati al Piano esecutivo delle riparazioni da eseguirsi (8 luglio 1869)



Figura n°33: Archivio Storico Comunale di Ferrara, Rep. del XIX secolo, Religione - Parrocchie del Forese, Busta 41- Porporana: Fronte della Chiesa parrocchiale di Porporana allegata all'Atto di collaudo dei lavori eseguiti in via d'appalto dal sig. Francesco Gulinelli nella Chiesa di Porporana (4 luglio 1870).

## CAPITOLO 9 ANALISI SISMICHE RELATIVE ALLE CHIESE IN MURATURA

L'Italia è conosciuta e riconosciuta come uno dei più bei paesi al mondo per la sua natura, la sua cultura e la sua arte.

Le chiese in Italia sono parte fondante del patrimonio culturale, sociale e religioso. In aggiunta gli edifici di culto possono essere identificati come il centro cittadino e sono state, per molti secoli, simbolo di ricchezza, fama e potere delle città: la grandezza di una città era paragonabile alla grandezza e magnificenza che il suo edificio di culto esibiva.

Quest'ultimo aspetto oggi si è un po' perso nella frenesia e nel caos che vive con noi nelle metropoli, ma le chiese rimangono comunque un simbolo, un "landmark" di tutti quei grandi centri che sono nati e si sono sviluppati nella storia; per i piccoli centri, invece, la chiesa è rimasta un elemento distintivo. Per questo motivo, sono sempre stati chiamati i migliori studiosi, architetti e artisti per rendere onore a questi edifici simbolo.

Per far sì che questi simboli, però, non svaniscano nella frenesia globale, bisogna prendersene cura, conservarli al meglio delle nostre possibilità: sono testimonianze di storia e cultura che devono essere preservate da tutto ciò che potrebbe danneggiarle o addirittura distruggerle; uno di questi fattori distruttivi (e forse il più distruttivo) è certamente il terremoto.

Nonostante le peculiari caratteristiche dei manufatti storici in muratura garantiscono un buon livello di sicurezza ai normali agenti distruttivi, in caso di eventi sismici questa sicurezza viene meno a causa delle caratteristiche stesse della struttura: grosse aule senza muri di spina, pareti snelle e alte, elementi spingenti (archi, volte, cupole,...) e del materiale di costruzione in quanto la muratura non resiste a trazione. Tutte questi elementi in sé fanno sì che le chiese abbiano bassa resistenza alle spinte orizzontali generate durante un evento sismico.

Fino al XIX secolo, la progettazione e la costruzione delle chiese era affidate alle cooperazioni e alle maestranze che nella maggior parte dei casi erano locali e si tramandavano oralmente metodi e tecniche costruttive. I danni e le lesioni provocate dai sismi agli edifici erano note ai costruttori che nella loro vita avevano vissuto un terremoto, ma le precauzioni da prendere, in fase di progetto e di "messa in sicurezza" successiva, venivano però perse dalle maestranze nel corso di due o tre generazioni di costruttori. Nei secoli successivi il processo scientifico – analitico diventa la consuetudine per le tecniche costruttive ma, nonostante i numerosi progressi com-

piuti, conservazione e recupero degli edifici storici sono argomenti complessi e di difficile delineazione.

Proprio per preservare i manufatti di carattere storico del nostro paese, è stata recentemente redatta una normativa detta "Linee Guida (DPCM 9/2/2011)" nella quale viene affermata l'importanza della prevenzione e la difficoltà di attuazione:

"Nel caso dei manufatti architettonici appartenenti al patrimonio culturale, esistono oggettive difficoltà a definire procedure di verifica dei requisiti di sicurezza analoghe a quelle applicate per gli edifici ordinari, in quanto la loro varietà tipologica e singolarità costruttiva (anche dovuta alle trasformazioni subite nel corso della storia dall'edificio e allo stato di conservazione) non consentono di indicare una strategia univoca ed affidabile di modellazione dell'analisi"<sup>1</sup>.

Prima dell'emanazione de "Linee Guida (DPMC 9/2/2011) gli edifici che appartenevano al patrimonio culturale, e in particolare le chiese, erano raramente sottoposti ad analisi sismiche così che i terremoti hanno causato gravissimi danni a queste opere d'arte.



Figura n°34: Una delle volte della Basilica di San Francesco durante il terremoto del 26 settembre 1997.

A riguardo è possibile ricordare il terremoto del 26 settembre 1997 nel quale due scosse telluriche e le conseguenti scosse di assestamento, colpirono le regioni di Umbria e Marche arrivando a causare la morte di undici persone. Durante questo evento, il complesso francescano di Assisi fu uno dei monumenti più famosi gravemente lesionato: gravi danni si ebbero nella Basilica Superiore dove gli affreschi del Cimabue vennero in gran parte persi per il crollo del soffitto affrescato.

Esempio ancora precedente è riconducibile al 9 aprile 2009 in Abruzzo (soprattutto nella provincia de L'Aquila) nel quale persero la vita oltre trecento persone e gravi danni si ebbero al patrimonio culturale locale: 899 edifici storici completamente inagibili. Questo consentì di confermare la particolare vulnerabilità degli edifici di culto e storici.

In seguito a questi eventi sono state emanate leggi per la difesa e tutela del patrimonio culturale ma a causa degli elevati costi, l'analisi sismica degli edifici storici è stata molto spesso trascurata.

Il 20 maggio 2012 alle ore 02:03:53 (UTC) l'Emilia Romagna fu colpita da un violento terremoto di magnitudo  $M = 5,9$  (epicentro: lat 44.890 long 11.230, profondità ipocentro: 6,3 km). Nei giorni seguenti furono rilevate diverse scosse di assestamento, di magnitudo  $4,8 \leq M \leq 5,1$ .

Il 29 Maggio 2012 un altro forte sisma si abbatté su questa zona, già duramente provata dalla precedente. Questa volta la magnitudo registrata fu  $M = 5,8$  e con epicentro a 12 km da quello del 20 Maggio (lat 44.85, long 11.09, profondità ipocentro 9,6 km).

La muratura caratterizza i manufatti storici così come le chiese, anche quelle monumentali. Questo materiale garantisce buona durabilità nel tempo; come materiale da costruzione le sue prestazioni di sicurezza in condizioni standard sono sufficienti mentre è poco resistente agli stati di trazione. L'evento sismico, invece, è uno dei fattori di maggior pericolo per il patrimonio artistico – architettonico, in particolar modo per gli edifici di culto.

Esiste quindi per questi manufatti un problema di sicurezza, ovvero occorre garantire alla struttura una capacità di resistere all'azione sismica confrontabile con quella che viene richiesta alle nuove costruzioni. Questa esigenza è legata alla salvaguardia dell'incolumità pubblica.

Dall'analisi sistemica dei danni (studio iniziato con il terremoto in Friuli del 1976 e condotto fino agli eventi sismici più recenti di Piemonte, Molise e Salò) è risultato

che il comportamento sismico di questa tipologia di manufatti può essere spiegato attraverso la scomposizione di questi ultimi in porzioni architettoniche (macroelementi) accomunati da una risposta autonoma rispetto all'intera chiesa presa in esame.

“Per macroelemento s'intende una parte costruttivamente riconoscibile e compiuta del manufatto che può coincidere, ma non necessariamente coincide, con una parte identificabile anche sotto l'aspetto architettonico e funzionale (es. facciata, abside, cappelle); è di norma estesa ad un'intera parete o ad un orizzontamento, ma solitamente è formata da più pareti ed elementi orizzontali connessi tra loro a costituire una parete costruttivamente unitaria e, in alcuni casi, volumetricamente definita, pur se in genere collegata e non indipendente dal complesso della costruzione”<sup>2</sup>

## MACROELEMENTI, DAL DANNO AI CINEMATISMI DI COLLASSO

Con il termine danno si indicano le evidenze fisiche attraverso le quali si constata l'allontanamento del manufatto da una condizione iniziale e/o precedente il verificarsi del dissesto, di cui il danno costituisce l'effetto; il danno è perciò descritto per differenza rispetto ad una situazione reale, precedente e documentata, registrando tutte le forme di modificazione della conformazione e della materia presenti e osservabili in un dato momento, che non si riscontrano nella condizione precedente.

Con tipo di danno si indicano le caratteristiche di insieme (in particolare forma e disposizione dei danni della costruzione) alle quali è riconducibile schematicamente una data rottura; ciò allo scopo di formarne un quadro riconoscibile e comparabile con altri: il riconoscimento del tipo di danno tende a consentire le correlazioni tra la conformazione dell'oggetto e i meccanismi di dissesto.

Per modo di danno si intende, invece, il particolare manifestarsi del danno sui materiali propri della costruzione, ed è perciò maggiormente correlabile ai caratteri costruttivi dell'oggetto danneggiato.

Con il termine dissesto si indica l'allontanamento o la perdita (parziale o totale) di una condizione di stabilità precedente. Il processo di dissesto descrive la dinamica temporale di tale allontanamento.

Il meccanismo, infine, rappresenta la ricostruzione schematica del cinematismo costituito dal procedere delle discretizzazioni di parti del macroelemento e degli spostamenti relativi, connessi a vettori di spostamento, riconoscibili nell'arco di tutto il processo di dissesto; può interessare un macroelemento nel suo insieme (meccanismo principale) oppure una parte di esso (meccanismo secondario).

Il meccanismo è unitario (o semplice) se l'intero processo è legato all'evoluzione di un solo meccanismo; è composito se costituito da un meccanismo principale, ossia da un solo meccanismo che interessa la struttura nel suo insieme, e da uno o più meccanismi secondari, che coinvolgono parti limitate di un macroelemento.

Il meccanismo complesso è il risultato della sovrapposizione ed interazione di più meccanismi che interessano la struttura nel suo insieme, anche attivati in tempi diversi.

Il concetto stesso di meccanismo tende a rappresentare il comportamento sismico delle parti di manufatto in analogia a quello di blocchi rigidi.

In realtà, una simile risposta è riscontrabile solo in alcuni tipi di muratura, ad alta coesione propria, in cui il danno è costituito da un numero limitato di lesioni di grande dimensione e tende ad allontanarsi da tale condizione al ridursi delle ca-

ratteristiche coesive dei pannelli murari, per andare verso un quadro che facilita deformazioni e danni diffusi (Doglioni et al. 1994).

A seguito degli eventi sismici che periodicamente si sono succeduti nel nostro paese, è stata sempre raccolta l'ampia documentazione riassuntiva i danni, i dissesti e i crolli che hanno investito ogni tipo di manufatto e quindi, anche le chiese.

Conseguentemente alla raccolta di queste documentazioni, sono state sempre individuate le modalità di danno che hanno coinvolto i vari elementi strutturali. Ciò ha reso possibile effettuare delle analisi statistiche che hanno consentito di poter associare ogni elemento strutturale costituente un edificio ecclesiastico con i dissesti e i meccanismi da cui è interessato in caso di un terremoto, ritenendo che questi siano gli stessi che si verificheranno con una certa probabilità sufficientemente alta in macroelementi dello stesso tipo.

I singoli elementi vengono estrapolati dal contesto globale isolando, a seguito dei fenomeni che si verificano a causa di un terremoto, le zone entro le quali sono rappresentabili compiutamente i meccanismi di danno, con le relative fasce di sovrapposizione.

Delle considerazioni di carattere generale, relative ai modi di danno, sono applicabili a tutti i macroelementi, sempre se essi sono realizzati con la stessa tipologia di muratura.

In caso di murature realizzate con pietrame di piccole dimensioni, ciottoli e malta di scarsa qualità la tendenza constatata è quella al lesionamento diffuso che interessa vaste porzioni dei pannelli murari, per cui si ha la perdita di coesione della muratura e difficilmente è possibile osservare delle lesioni chiaramente leggibili.

Viceversa, in presenza di una muratura di buone caratteristiche meccaniche (es. pietre squadrate, blocchi di tufo), il meccanismo più frequente è caratterizzato dalla formazione di blocchi rigidi con poche lesioni isolate ben distinguibili che suddividono gli elementi murari in parti anche di notevoli dimensioni, che mantengono la loro integrità.

Di seguito sono brevemente spiegati i macroelementi usati per lo studio dei principali meccanismi di collasso, i quali sono illustrati immediatamente dopo.

Facciata: è costituita da un pannello murario ed ha come zone di sovrapposizione una parte delle pareti laterali, in caso di chiese ad aula unica, ed anche parte delle pareti della navata centrale in caso di chiese a più navate.

L'elemento di facciata varia notevolmente da una chiesa all'altra, e questa differenza influenza ovviamente anche i meccanismi di danno e la distribuzione delle

lesioni all'interno del macroelemento.

**Macroelemento trasversale:** come ad esempio le paraste o le colonne con funzione strutturale, come l'essere d'appoggio per la copertura a capriate (a vista o con volte incannucciate); oppure gli arconi di irrigidimento delle volte; infine, un'altra frequente tipologia è quella in cui sono assenti le capriate ed è la muratura stessa, al di sopra dell'arco, ad essere l'appoggio per i terzi della copertura.

**Parete laterale:** in genere collegata alla facciata, all'arco trionfale e alla copertura (spesso, negli edifici ecclesiastici storici, realizzata con capriate in legno).

Le fasce di sovrapposizione sui lati sono da individuarsi in metà facciata da un lato, e metà arco trionfale dall'altro, stessa cosa per le coperture e le volte. Nel caso di chiese a tre navate si può fare il medesimo ragionamento con la parete della navata centrale che ha una parte inferiore con ampie aperture e una parte superiore con pochi e piccoli fori. Anche qui è possibile redigere un lungo elenco delle diverse tipologie di parete.

**Arco trionfale:** è costituito dal pannello murario opposto alla facciata e che divide il presbiterio dall'abside. Le fasce di sovrapposizione riguardano sia le pareti laterali che il presbiterio e sono fissate in parti di larghezza pari alla metà dell'altezza sia per la parete laterale che per il presbiterio. La lesione in corrispondenza dell'attacco fra arco e parete laterale è poco evidente e solo nella parte alta del pannello perché le azioni fuori dal suo piano sono contrastate da entrambi i lati.

**Abside e cappelle laterali:** l'abside è solitamente presente anche in chiese semplici; nel caso più campate, la prima parte prende il nome di presbiterio. È possibile individuare quattro diverse tipologie di abside (rettangolare, poligonale, circolare, circolare con presbiterio). Le cappelle laterali funzionano in modo molto simile all'abside.

**Campanile:** spesso le torri hanno al loro interno delle volte (o impalcati lignei). Esistono due tipologie di campanili, quello in continuità con la facciata e la torre campanaria isolata.

Quest'ultima è suddivisibile due macroelementi: la torre e la cella campanaria.

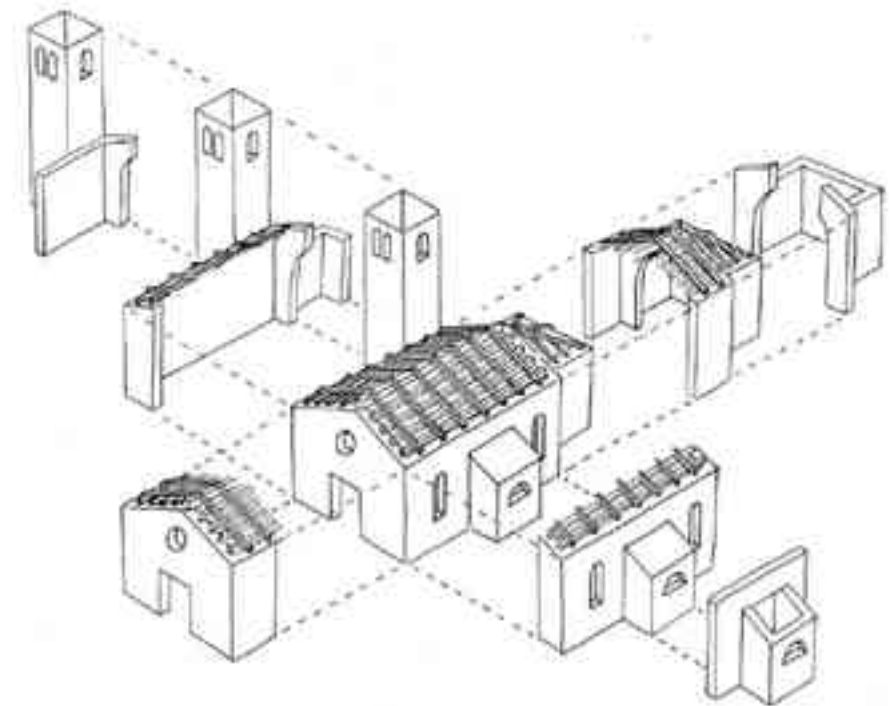


Figura n°35: Rappresentazione di un esploso e i suoi macroelementi.


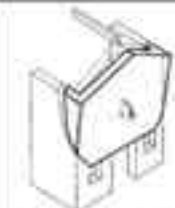



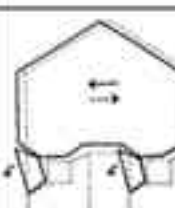
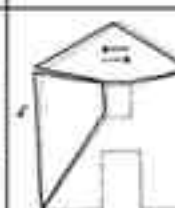








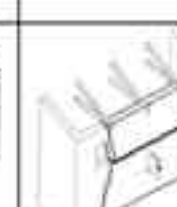
ABACO DEI MECCANISMI DI DANNO					
M.1 FACCIATA					
	M.1.1 Rotazione fuori piano della facciata con formazione di camera cilindrica alla base	M.1.2 Rotazione fuori piano della facciata con formazione di camera cilindrica orizzontale nella fascia bassa	M.1.3 Rotazione fuori piano della facciata con formazione di camera cilindrica obliqua nella fascia alta	M.1.4 Rotazione fuori piano del fregio con formazione di camera cilindrica orizzontale	
					
	M.1.5 Articolazione della parte sommitale della facciata con formazione di camera cilindrica obliqua	M.1.5.a Rottura a taglio della facciata	M.1.5.b Rottura a taglio della facciata	M.1.5.c Rottura a taglio della facciata	
					
	M.1.6 Rottura a taglio della facciata e soffitti nelle fasce laterali	M.1.7 Espulsione dell'angolare della facciata	M.1.8 Separazione della facciata in aree	M.1.9 Interazione tra torre campanaria e facciata	
M.2 PARETE LATERALE					
	M.2.1 Rotazione fuori piano della parete laterale con formazione di camera cilindrica orizzontale alla base	M.2.2 Rotazione fuori piano della parete laterale libera in sommità e vincolata efficacemente su due lati con formazione di camera cilindrica obliqua	M.2.3 Rotazione fuori piano della parete laterale libera in sommità e vincolata efficacemente su tre lati con formazione di una camera cilindrica orizzontale e due oblique	M.2.4 Rotazione fuori piano della parete laterale vincolata efficacemente su quattro lati con formazione di una e due camere cilindriche orizzontali	

Figura n°36: Abaco dei meccanismi di danno della facciata e parete laterale.










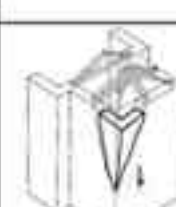
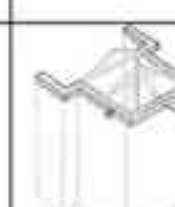
ABACO DEI MECCANISMI DI DANNO				
M.2 PARETE LATERALE				
	M.2.5 Rottura a taglio della parete laterale	M.2.6 Espulsione dell'angolare della parete laterale	M.2.7 Scorrimento tra copertura e parete laterale	
M.3 PARETE DI NAVATA				
	M.3.1 Espulsione verso l'esterno della parte terminale della parete di navata			
M.4 ABSIDE				
	M.4.1 Retrostrazione della parete di estromito dell'abside	M.4.2 Retrostrazione o trazione della parte superiore dell'abside con distacco lungo un piano inclinato	M.4.3 Rotazione o controstrazione fuori piano delle angolate o di fasce verticali dell'abside	M.4.4 Rottura a taglio dell'abside
				
	M.4.5 Rottura a taglio dell'abside	M.4.6 Espulsione dell'angolare dell'abside	M.4.7 Scorrimento tra copertura e abside	

Figura n°37: Abaco dei meccanismi di danno della parete laterale, navata e abside.

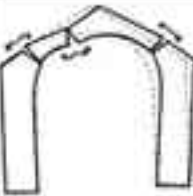
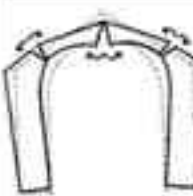

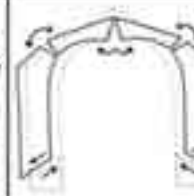


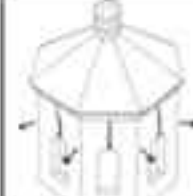


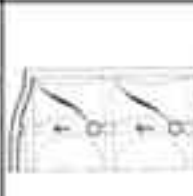

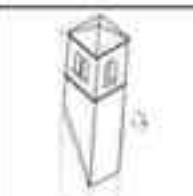

ABACO DEI MECCANISMI DI DANNO			
<b>M.5 ARCO TRASVERSALE</b>			
	M.5.1 Rotazione meridiana nel piano di una spalla dell'arco trasversale	M.5.2 Rotazione laterale semplice nel piano delle spalle dell'arco trasversale	M.5.3 Rotazione concomitante nel piano delle spalle dell'arco trasversale
			
			M.5.4 Rottura a taglio bilaterale simmetrico nelle spalle dell'arco trasversale
<b>M.6 CUPOLA E TAMBURO</b>			
	M.6.1 Separazione fra i meridiani della cupola	M.6.2 Retrazione e traslazione della parte superiore della cupola con distacco lungo un piano inclinato	M.6.3 Rotazione e retrazione fuori piano delle angolate e di fasce verticali del tamburo
<b>M.7 VOLTA</b>			
	M.7.1 Distacco fra gli archi elementari della volta	M.7.2 Rottura degli archi elementari della volta	M.7.3 Rottura a taglio della volta
			M.7.4 Rottura localizzata per allentamento di un punto d'appoggio della volta
<b>M.8 TORRE CAMPANARIA</b>			
	M.8.1 Espulsione di una o più angolate della torre campanaria	M.8.2 Retrazione della torre campanaria con cilindro ad asse orizzontale e camera sterita in corrispondenza di una spigole	M.8.3 Traslazione della parte superiore della torre campanaria

Figura n°38: Abaco dei meccanismi di danno dell'arco trionfale, cupola, volta e campanile.


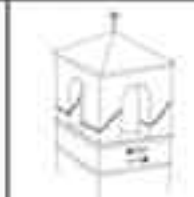


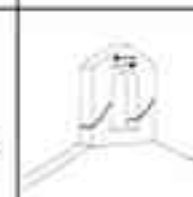
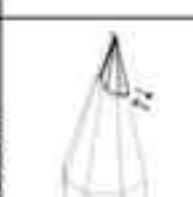
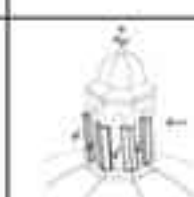
ABACO DEI MECCANISMI DI DANNO			
<b>M.9 CELLA CAMPANARIA</b>			
	M.9.1 Traslazione e retrazione dei ritte della cella campanaria	M.9.2 Traslazione con rottura e taglio nei ritte della cella campanaria	
<b>M.10 VELA CAMPANARIA</b>			
	M.10.1 Rotazione fuori piano della vela campanaria con formazione di cerniere cilindrica orizzontale alla base	M.10.2 Traslazione e retrazione nel piano di uno o più ritte della vela campanaria	M.10.3 Rottura a taglio della vela campanaria
<b>M.11 AGGETTI</b>			
	M.11.1 Retrazione e traslazione della parte superiore della guglia con distacco lungo un piano inclinato	M.11.2 Rotazione dei ritte della lanterna	

Figura n°39: Abaco dei meccanismi di danno della cella campanaria, vela campanaria e aggetti.



CAPITOLO 10  
CALCOLO DEI MECCANISMI DI COLLASSO E DEL MOLTIPLICATORE DI  
COLLASSO RELATIVI ALLA CHIESA DI PORPORANA

MECCANISMI DI COLLASSO LOCALE PER LA CHIESA DI PORPORANA

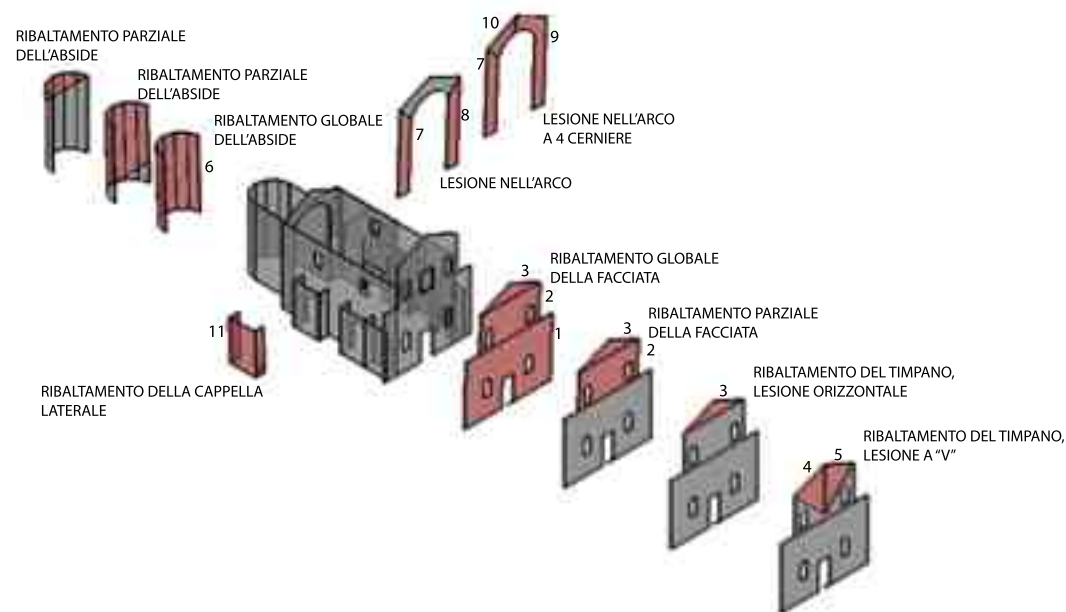


Figura n°40: Esplosione della chiesa di Porporana con i suoi macroelementi.

PROCEDIMENTO DI CALCOLO

Il calcolo dei meccanismi di collasso e del moltiplicatore è stato svolto attraverso il principio dei lavori virtuali, uguagliando il lavoro interno con il lavoro esterno.

$$L_i = L_e$$

I calcoli, per ogni meccanismo di collasso analizzato per il caso della chiesa di Porporana, sono stati svolti a mano e ogni procedimento è stato riportato nelle tabelle all'interno di ogni singola scheda di analisi.

I macroelementi e le loro porzioni sono stati numerati e evidenziati in rosso, come si vede nell'esplosione qui affianco riportata. Ogni macroelemento ha una scheda dove è presente il modello 3D con la vista della porzione in esame e la porzione è ulteriormente messa in evidenza tramite l'utilizzo del colore rosso e l'esplosione della singola parte.

Di ogni macroelemento è stato riportato la lunghezza e l'altezza per poter calcolare il volume dell'elemento in analisi, il peso proprio in relazione al peso specifico della muratura utilizzata per la chiesa di Porporana. Inoltre sono stati indicati il baricentro in X, Y e Z e i relativi baricentri traslati in X, Y e Z. I baricentri dei singoli macroelementi sono stati calcolati tramite l'utilizzo di AUTOCA2013.

Dalla posizione del baricentro originario a quello del baricentro traslato si è potuto calcolare lo spostamento che il baricentro ha subito in seguito a una rotazione del macroelemento pari a 1°.

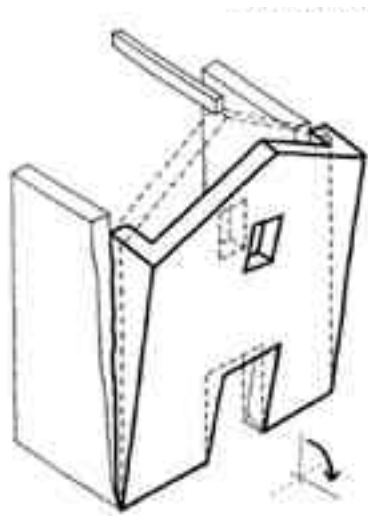
Dagli spostamenti calcolati si è potuto calcolare il lavoro esterno e il lavoro interno. In questo modo è stato possibile ottenere il MOLTIPLICATORE DI COLLASSO che non è altro che il rapporto tra  $L_i/L_e$ . Più questo rapporto si avvicina a 1, più è improbabile che avvengano meccanismi di collasso, più il rapporto si allontana dal valore 1, più le probabilità che avvenga un meccanismo di collasso in seguito a un sisma aumentano.

Ogni scheda di ciascun macroelemento riporta il valore ottenuto dal rapporto  $L_i/L_e$ , nelle tabelle è riportato con  $ag/g$ .

Tutti i risultati ottenuti, indicano un'alta probabilità che i meccanismi di collasso ottenuti avvengano. In conclusione di questo capitolo è riportato un grafico con tutti i valori dei meccanismi di collasso messi a confronto.

Nel capitolo relativo ai danni riscontrati durante il sopralluogo, sono indicati i meccanismi di collasso che sono realmente avvenuti in seguito al sisma del 2012.

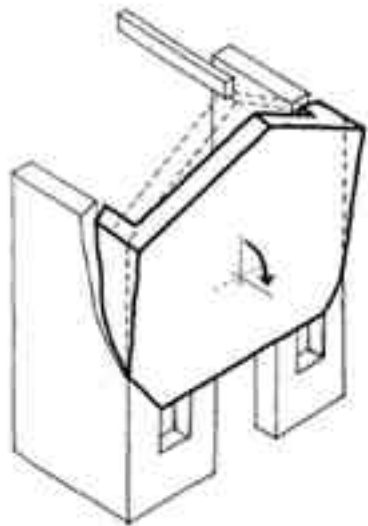
## MACROELEMENTO FACCIATA



### 1.1 Meccanismo di rotazione fuori piano della facciata con formazione di cerniera cilindrica alla base.

La formazione del meccanismo presuppone lo scollegamento della facciata dalla copertura e dal corpo dell'aula che può manifestarsi o con la rottura delle murature nella fascia di sovrapposizione con le pareti laterali o con il distacco lungo lo spigolo verticale provocato da un ammortamento inefficace e/o dalla presenza di discontinuità fra le parti. L'andamento delle lesioni caratteristiche, che generalmente nel primo caso sono inclinate e nel secondo pressoché verticali, può essere condizionato in modo significativo dalla presenza di forature in corrispondenza delle fasce di sovrapposizione o da presidi per l'ancoraggio della facciata che interessano solo una fascia limitata di parete laterale.

Figura n°41: Ribaltamento globale della facciata.

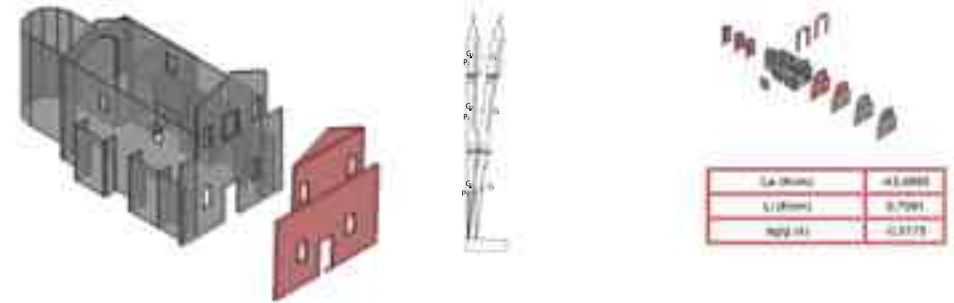


### 1.2 Meccanismo di rotazione fuori piano della facciata con formazione di cerniera cilindrica orizzontale nella fascia bassa.

La fascia muraria bassa della facciata costituisce una sezione preferenziale per la formazione di cerniera di rotazione quando è indebolita per la presenza di aperture ravvicinate. Come nel caso del meccanismo 1.1 vengono coinvolte le fasce di sovrapposizione con le pareti laterali che risultano lesionate. Un fattore che influenza negativamente l'evoluzione del meccanismo è rappresentato dall'altezza del pannello murario superiore in rapporto alle sezioni resistenti fra i fori.

Figura n°42: Ribaltamento parziale della facciata.

## RIBALTAMENTO GLOBALE DELLA FACCIATA

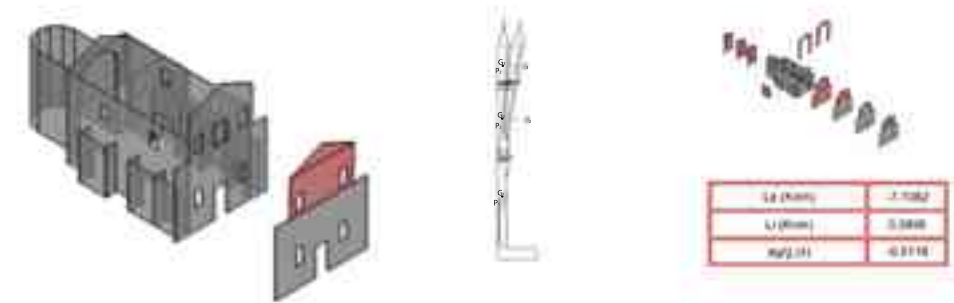


PORZIONE DI FACCIATA	altezza (cm)	altezza (cm)
1	1417,0000	302,4011
2	1027,0000	930,5499
3	1017,0000	311,3598

altezza (cm)	volume (cm³)	volume (cm³)	Peso specifico muratura (kN/m³)	P
42,0000	47710000,2756	4771000	18,0000	858,8744
42,0000	31918415,8100	3191844	18,0000	569,5300
42,0000	4079124,2046	407911	18,0000	738,3423

caricamento S	caricamento gravato S	spostamento in X (cm)	spostamento in Y (cm)	caricamento Z	caricamento gravato Z	spostamento in Z (cm)	spostamento in Z (cm)
54751,0198	54192,3128	-15,4829	-0,2179	301,2847	305,2847	0,3084	0,3083
54751,0198	54174,7100	-4,1880	-0,3437	139,1487	139,1286	0,3027	0,3004
54751,0198	54198,9317	-20,0242	0,1949	1444,1543	1443,1534	0,3915	0,3912

## RIBALTAMENTO PARZIALE DELLA FACCIATA

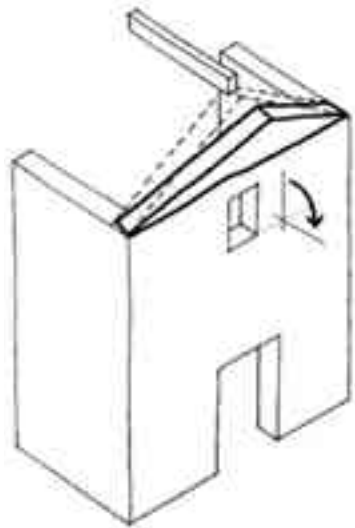


PORZIONE DI FACCIATA	altezza (cm)	altezza (cm)
1	1017,0000	436,8499
2	1017,0000	311,3598

altezza (cm)	volume (cm³)	volume (cm³)	Peso specifico muratura (kN/m³)	P
42,0000	31918415,8100	3191844	18,0000	569,5300
42,0000	4079124,2046	407911	18,0000	738,3423

caricamento S	caricamento gravato S	spostamento in X (cm)	spostamento in Y (cm)	caricamento Z	caricamento gravato Z	spostamento in Z (cm)	spostamento in Z (cm)
57421,8882	57412,3569	-10,1867	-0,3100	1251,2887	1251,7188	0,1179	0,0002
57421,8882	57423,6680	-23,1468	-0,2321	1944,1249	1943,1581	0,3884	0,0004

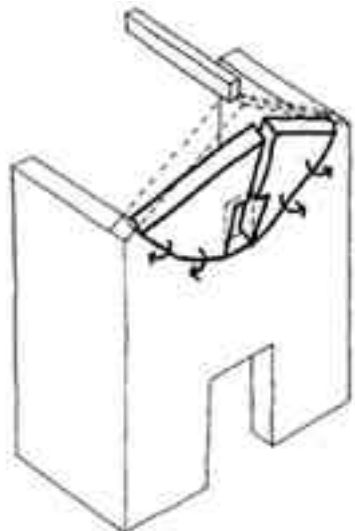
## MACROELEMENTO FACCIATA



### 1.4 Meccanismo di rotazione fuori piano del timpano con formazione di cerniera cilindrica orizzontale.

Il meccanismo si presenta prevalentemente nei casi in cui il timpano è realizzato in discontinuità con il corpo della facciata o è di spessore ridotto rispetto a quest'ultimo. Una copertura non controventata può esercitare sul timpano delle spinte localizzate determinanti per l'attivazione del meccanismo.

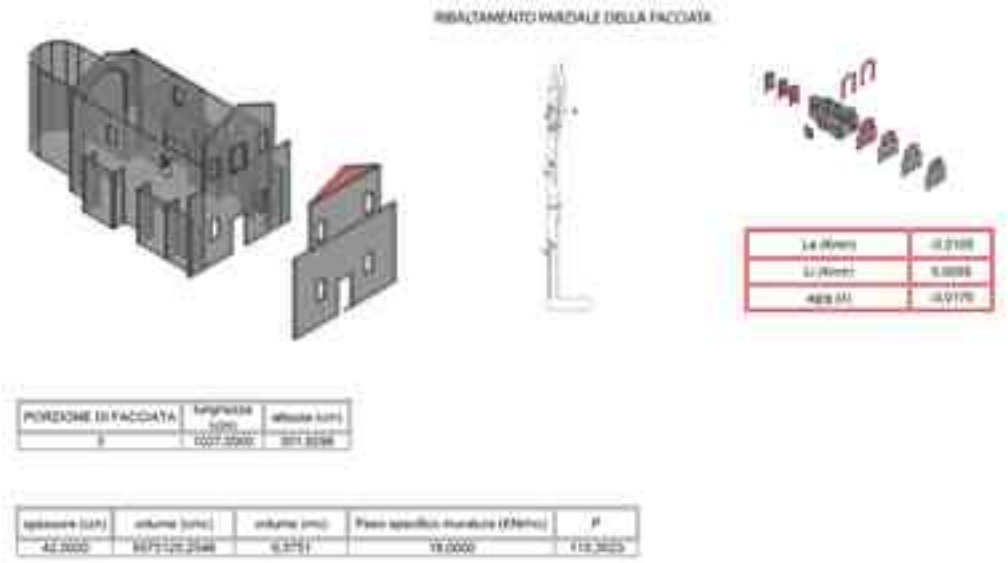
Figura n°43: Ribaltamento parziale della facciata.



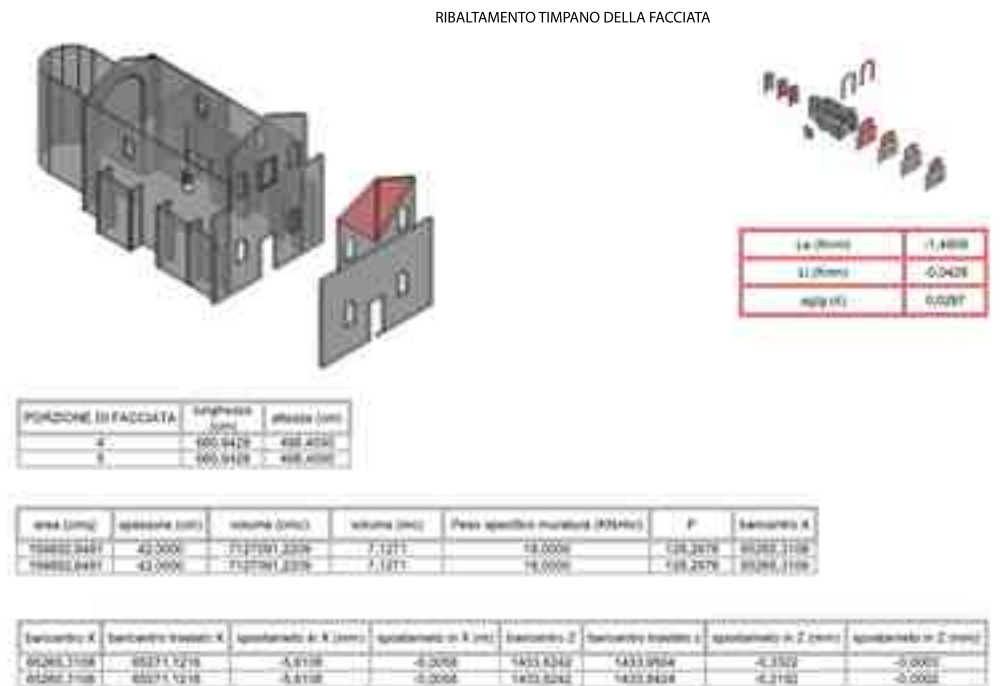
### 1.3 Meccanismo di rotazione fuori piano della facciata con formazione di cerniere cilindriche oblique nella fascia alta.

L'insorgenza del meccanismo è determinata dalla presenza di una foratura, aperta o tamponata, nella parte centrale della facciata. Le lesioni tipiche che ne evidenziano l'attivazione sono simmetriche rispetto all'asse centrale della facciata e l'andamento è tale da unire i punti sommitali dei bordi del macroelemento con la parte bassa della foratura. Nella progressione del cinematismo si possono formare cerniere oblique secondarie che coinvolgono anche la parte compresa tra il foro centrale e il portale.

Figura n°44: Ribaltamento del timpano.



Baricentro X	Baricentro trasverso X	spostamento in X (cm)	spostamento in X (cm)	Baricentro Z	Baricentro trasverso Z	spostamento in Z (cm)	spostamento in Z (cm)
60720.9814	60719.5852	2.6238	-0.0000	1944.1348	1944.1352	0.0002	0.000000



**5.2 Meccanismo di rotazione bilaterale simmetrica nel piano delle spalle dell'arco trasversale.**

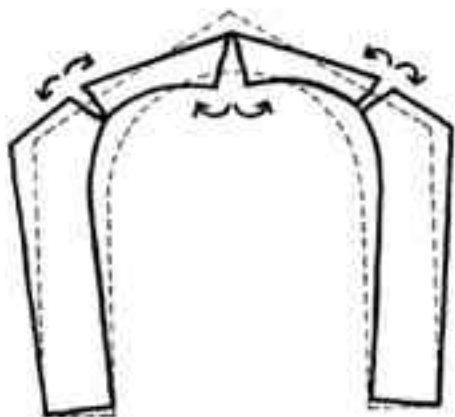


Figura n°45: Ribaltamento dell'arco trionfale.

Il meccanismo si può verificare quando l'arco e i piedritti hanno una sezione resistente confrontabile. Il meccanismo è simmetrico e prevede che entrambi i piedritti subiscano una rotazione verso l'esterno. Questo meccanismo di collasso è tipico dell'arco anche in condizioni statiche, per cui è possibile una sua attivazione anche per effetto dei soli carichi verticali. In fase sismica il meccanismo tende a progredire secondo un cinematismo predefinito.

**5.1 Meccanismo di rotazione monolatera nel piano di una spalla dell'arco trasversale.**

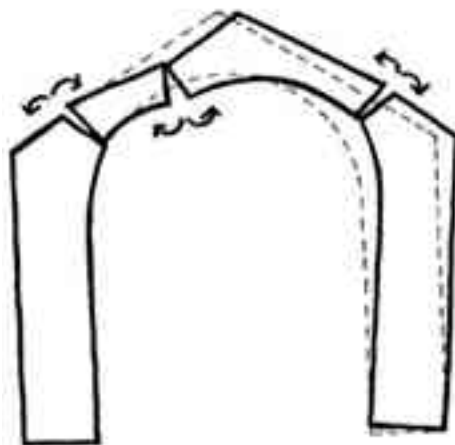
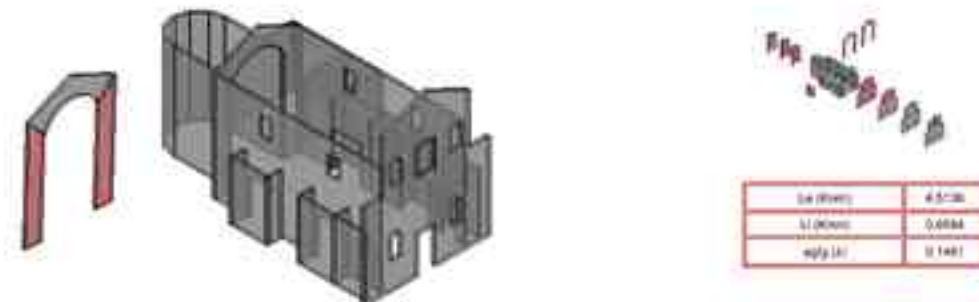


Figura n°46: Ribaltamento dell'arco trionfale.

La rototraslazione verso l'esterno di uno dei due piedritti comporta la modifica della geometria dell'arco con la formazione di cerniere in cui si concentrano le rotazioni. Le modalità con cui si manifestano le rotazioni dipendono sia dall'altezza della parte muraria alta sia dal materiale costituente la ghiera che influisce sulla capacità dell'arco di subire delle deformazioni continue (come nel caso degli archi in mattoni) o di avere un'articolazione in blocchi rigidi. Le cerniere tendono a formarsi nei punti di minore sezione resistente dell'arco con la conseguente diversità di comportamento fra le varie tipologie di arco.



PORTONE	B (cm)	S (cm)	H (cm)	area (cm²)
1	1216,4236	1073,2075	181,8881	20000,3088
2	1216,4236	1073,2075	181,8881	20000,3088

spessore (cm)	volume (cm³)	volume (m³)	Peso specifico muratura (KN/m³)	P	centro di G
32	644490,1860	0,44400019	18	118,35	6444,376
32	644490,1860	0,44400019	18	118,35	7208,074

centro di G Y	centro di G X	spostamento in Y (cm)	spostamento in Y (m)	centro di G Z	centro di G X	spostamento in Z (cm)	spostamento in Z (m)
6444,376	6827,1577	-22,8183	-0,228183	687,2022	554,3872	2,885	-0,0287
7208,074	7220,1004	-15,8738	-0,158738	687,2022	554,3872	2,885	-0,0287



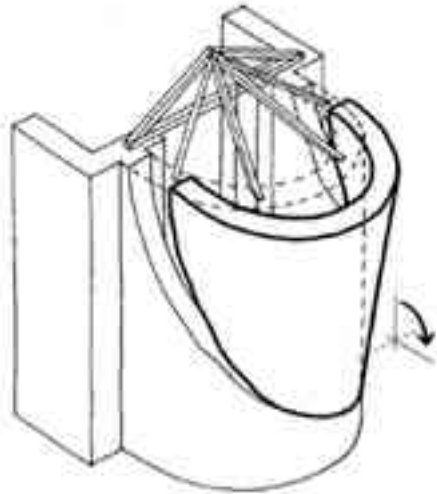
PORTONE	B (cm)	S (cm)	H (cm)	area (cm²)	spessore (cm)
1	1216,4236	1073,2075	181,8881	20000,3088	32
2	1216,4236	1073,2075	181,8881	20000,3088	32
3	608,2118	536,6037	90,9440	10000,1544	32

spessore (cm)	volume (cm³)	volume (m³)	Peso specifico muratura (KN/m³)	P
32	644490,1860	0,44400019	18	118,35
32	644490,1860	0,44400019	18	118,35
32	100001,5440	0,07000110	18	19,80

centro di G Y	centro di G X	spostamento in Y (cm)	spostamento in Y (m)	centro di G Z	centro di G X	spostamento in Z (cm)	spostamento in Z (m)
10761,5882	11992,328	-21,8428	-0,218428	628,0722	528,2229	1,2885	-0,0128
7207,7227	7326,461	-48,2493	-0,482493	1708,0721	1079,2587	-1,2195	-0,0121
11488,83	11487,2284	-10,3984	-0,103984	730,3817	748,6141	-8,2324	-0,0823

## MACROELEMENTO ABSIDE

### 4.2 Meccanismo di rototraslazione o traslazione della parte superiore dell'abside con distacco lungo un piano inclinato.

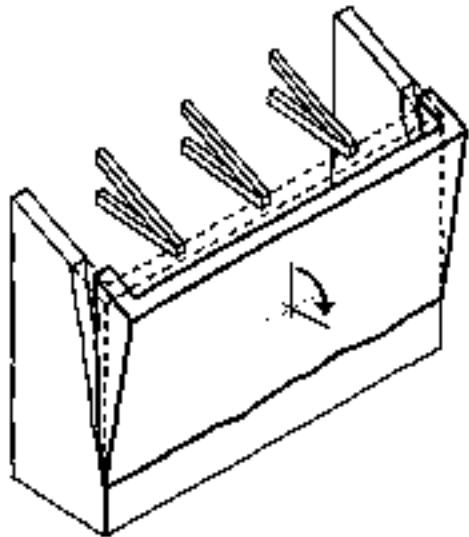


Il meccanismo si sviluppa con il distacco della parte alta dell'abside (generalmente circolare) e la formazione di lesioni inclinate a chiudere verso il basso. Le coperture, nella maggior parte dei casi, esercitano spinte non compensate sui bordi dell'abside che favoriscono l'attivazione del meccanismo.

Figura n°47: Ribaltamento dell'abside.

## MACROELEMENTO CAPPELLE LATERALI

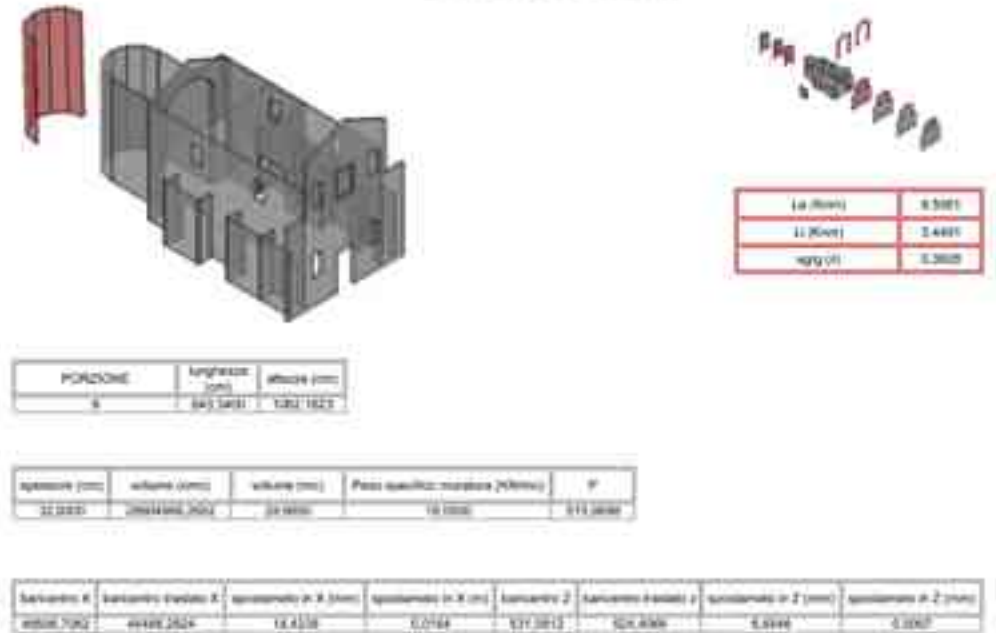
### 2.1 Meccanismo di rotazione fuori piano della parete laterale con formazione di cerniera cilindrica orizzontale alla base.



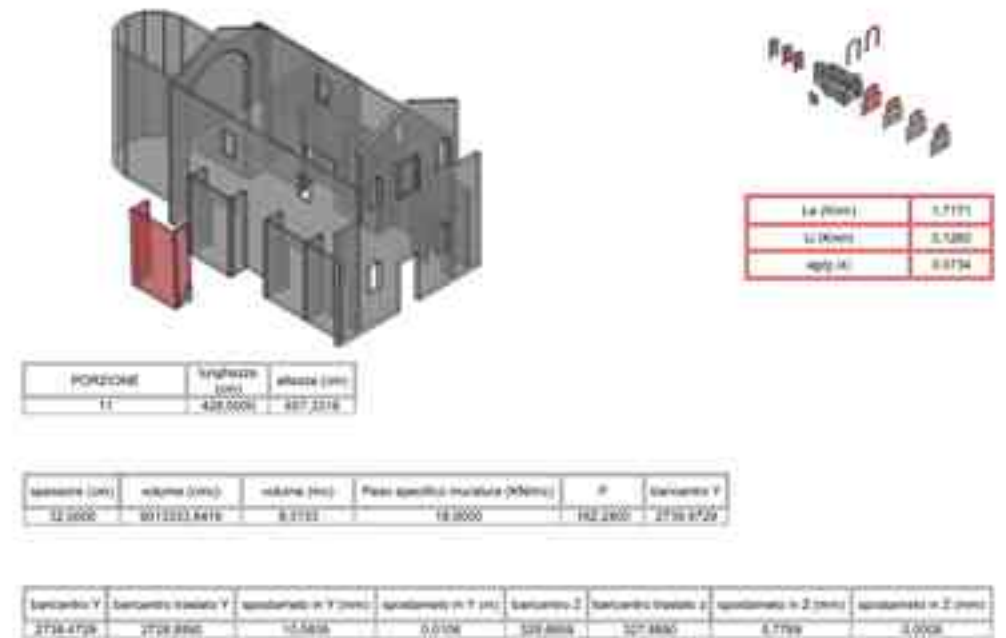
Il meccanismo si sviluppa in modo analogo a quello del ribaltamento di facciata: la parete si comporta come una mensola incastrata alla base; per effetto del meccanismo si formano delle lesioni in corrispondenza delle fasce di sovrapposizione laterali con andamento inclinato e/o verticale nel caso di discontinuità tra le parti. L'attivazione del meccanismo è fortemente influenzata dalla eventuale presenza nell'aula di una volta che esercita una spinta orizzontale sull'intera lunghezza della parete.

Figura n°48: Ribaltamento cappella laterale.

### RIBALTAMENTO GLOBALE DELL'ABSIDE



### RIBALTAMENTO CAPPELLE LATERALI



MOLTIPLICATORE DI COLLASSO	$\lambda$
RIBALTAMENTO GLOBALE DELLA FACCIATA	0,0175
RIBALTAMENTO PARZIALMENTE DELLA FACCIATA	0,0116
RIBALTAMENTO PARZIALMENTE DELLA FACCIATA	0,0176
RIBALTAMENTO DEL TIMPANO DELLA FACCIATA	0,0287
RIBALTAMENTO GLOBALE DELL'ABSIDE	0,3628
ARCO TRIONFALE	0,1461
ARCO TRIONFALE	0,0819
RIBALTAMENTO CAPPELLA LATERALE	0,0734

Tabella n°2: Valori dei moltiplicatori di collasso.

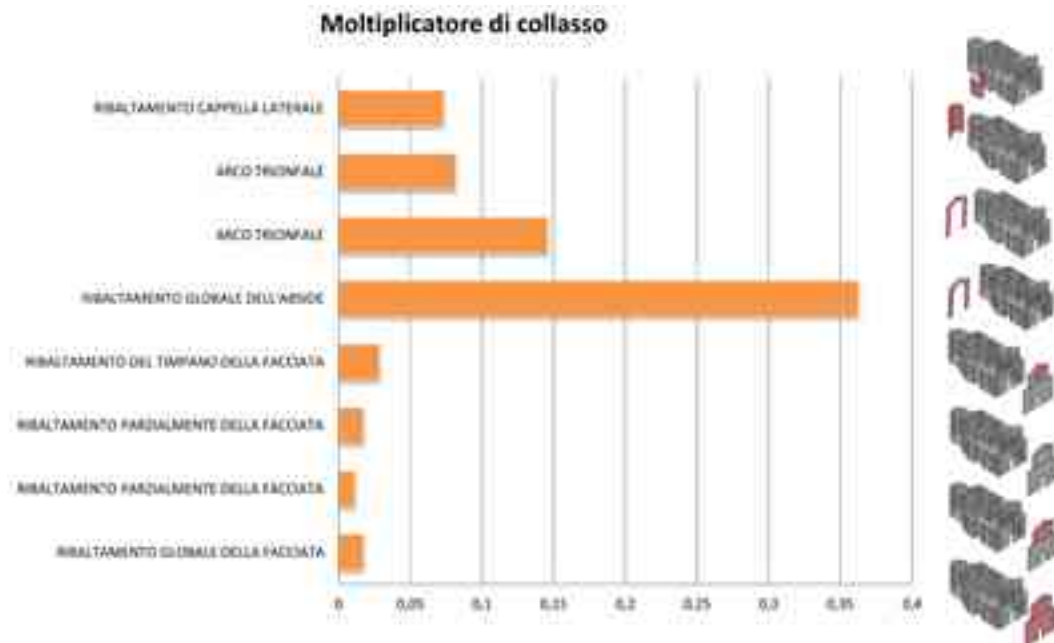


Figura n°49: Grafico moltiplicatori di collasso.

CAPITOLO 11  
IL TERREMOTO DEL 2012 IN EMILIA

La sequenza sismica che ha interessato l'Emilia nel maggio-giugno 2012 ha avuto un rilevante impatto sociale, culturale, emotivo ed economico. Gli eventi sismici hanno causato numerose vittime, feriti e importanti danni in molte località colpendo sia i centri storici che le aree rurali e industriali.

La sequenza sismica è stata caratterizzata da due scosse principali (il 20 e il 29 maggio), di magnitudo Richter 5.9 e 5.8, e da 5 terremoti di magnitudo superiore a Ml 5.0, oltre a migliaia di eventi minori che continuano ancora oggi. Le stime della magnitudo (Ml<sup>1</sup> e Mw<sup>2</sup>) per i terremoti più forti della sequenza sono riportate nella tabella, dove si vede che al variare del metodo e dei dati usati si possono ottenere stime che variano di circa 0.3.

In quest'area geografica nel passato sono avvenuti diversi terremoti storici: il più importante è l'evento del 1570 nell'area di Finale Emilia-Bondeno (chiamato terremoto di Ferrara) di magnitudo stimata 5.5.

Guardando il Catalogo Parametrico dei Terremoti in Italia<sup>3</sup>, si nota che altri eventi di magnitudo simile sono stati risentiti a Ferrara (1234, 1285, 1346, 1411, 1796) e nelle aree di Finale Emilia-Bondeno (oltre che nel 1570, anche nel 1908 e nel 1986). Recentemente è stato individuato un altro evento sismico accaduto nel 1639 a Finale Emilia di intensità pari al VII-VIII grado MCS<sup>4</sup>.

Da un punto di vista scientifico, questa sequenza sismica ha rappresentato un importante caso di studio, in quanto ha portato all'effettuazione di rilievi geologici, macrosismici, geochimici e alla collocazione di stazioni supplementari sismiche oltre che di GPS per misurare in dettaglio la sismicità, le deformazioni del suolo e gli impatti ambientali.

La zona colpita dai terremoti, che sin dai primi giorni aveva un andamento este-

12 Magnitudo Richter, è l'energia liberata e si misura a partire dallo spostamento del terreno registrato dai sismografi poi comparato allo spostamento prodotto da un terremoto campione.

13 Magnitudo del momento sismico, si esprime in scala logaritmica a partire dal momento sismico (cioè il prodotto dell'area della frattura x spostamento della faglia x resistenza massima alla rottura della roccia).

14 <http://emidius.mi.ingv.it>

15 Mercalli-Cancani-Sieberg, questa scala si basa sugli effetti macroscopici sulle cose e sul territorio e dai fenomeni avvertiti dalle persone.

so per circa 50 km in direzione est-ovest, non si è ulteriormente estesa nei mesi successivi. Questa sequenza ha quindi confermato una caratteristica della sismicità italiana, quella di manifestarsi spesso con la rottura di diversi segmenti di faglia adiacenti, che si attivano con scosse successive nelle ore e nei giorni (talvolta nei mesi) dopo una scossa principale.<sup>5</sup>

Le ragioni dell'esteso danneggiamento sono essenzialmente: il fatto che le zone colpite siano state classificate come sismiche solo a partire dal 2003 e il cumulo delle sollecitazioni prodotte dalle diverse scosse più energetiche della sequenza.<sup>6</sup>

Il numero di località danneggiate ammonta a 190, esse sono appartenenti a 87 Comuni distribuiti in 6 Province dell'Emilia Romagna, Lombardia e Veneto, ed in par-

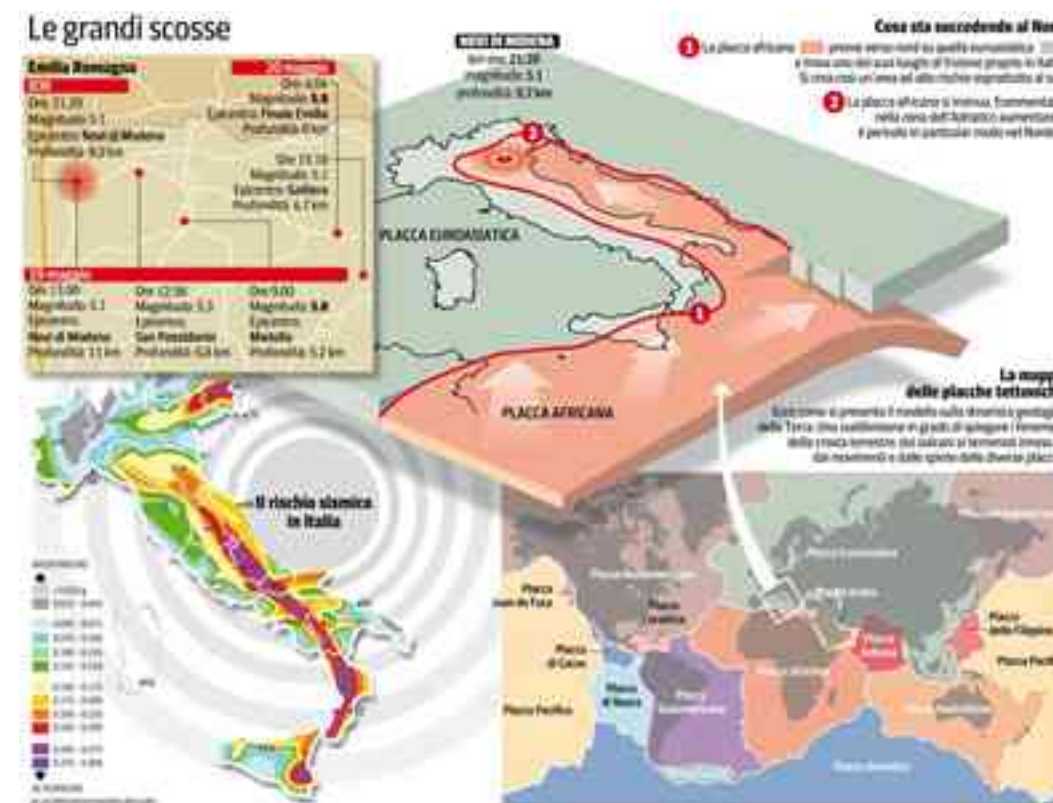


Figura n°50: Terremoto in Emilia del 2012.

16 INGVTERREMOTI, Un anno dopo il terremoto in Emilia, 20 maggio 2013, <http://ingvterremoti.ordpress.com>

17 11 AA. VV., I terremoti del maggio 2012 e la pericolosità sismica dell'area: che cosa è stato sottostimato?, in Progettazione Sismica, v.4, n.3 del 2012, IUSS Press

ticolare a quelle di Modena (52 località), Ferrara (32), Bologna (22), Reggio Emilia (14), Mantova (53) e Rovigo (11).

Molte chiese sono state colpite, solo nella provincia di Ferrara 113 luoghi di culto sono stati resi inagibili a causa dei danni provocati 12 (Zanella, 2012) e tuttora 89 risultano inaccessibili per ragioni di sicurezza strutturale.

Di queste 89, sono già 13 le chiese inserite nella prima ordinanza regionale per la riapertura delle chiese (Ordinanza n°83 del 5 Dicembre 2012); si stanno iniziando i lavori e si spera che entro la primavera si possano riaprire.

Altre 21, invece, sono inserite nel Piano di ricostruzione della regione Emilia Romagna e per queste si spera che i lavori possano iniziare nel settembre del 2014.

<http://quakeback.delegno.it/#43.50075243569041,7.3828125|45.729191061299936,14.886474609375|2|20/05/2012|15/06/2012|5000>

Da questo link è possibile accedere ad un sito internet nel quale si può vedere tutto lo sciami sismico che ha interessato il territorio di Ferrara, grazie ad un video che segnala tutte le scosse, da quello più deboli a quelle con magnitudo più elevate.



Figura n°51: Territorio colpito dal terremoto dell'Emilia.



## CAPITOLO 12 MODELLAZIONE ATTRAVERSO IL CODICE D CALCOLO COMMERCIALE AD ELEMENTI FINITI STRAUS7

La modellazione geometrica delle strutture è una fase fondamentale, che influenza ovviamente i risultati delle analisi che verranno eseguite.

È fondamentale comprendere quali porzioni degli edifici vadano riprodotte fedelmente e quali possano essere trascurate.

La struttura in muratura da modellare è la chiesa di Porporana, un paese in provincia di Ferrara, questa riproduzione è particolarmente importante in quanto non è facile, come per le costruzioni in calcestruzzo armato, capire l'effettiva valenza strutturale di determinati elementi, come ad esempio paraste e lesene.

In primo luogo è stato necessario effettuare un sopralluogo durante il quale sono state eseguite tutte le foto presenti in questo capitolo.

Il materiale a mia disposizione erano dei file .dwg con la pianta piano terra, la pianta della copertura, la facciata principale e la sezione longitudinale e trasversale della Chiesa di Porporana. Le sezioni e i rimanenti prospetti sono stati ricavati tramite le misure eseguite durante il sopralluogo.

Una volta ricavato il ridisegno dell'intera chiesa è stato possibile ricreare il modello tridimensionale dell'edificio utilizzando il codice di calcolo commerciale ad elementi finiti STRAUS7. Principalmente sono stati utilizzati elementi finiti quadrangolari, la cui dimensione dei lati è stata mediamente di 50 cm, in modo da garantire un'adeguata accuratezza ai modelli. Dove non era possibile impiegare elementi a quattro nodi sufficientemente regolari si è optato per elementi triangolari a 3 nodi. Non essendo disponibili informazioni riguardanti le opere di fondazione dei due edifici, in entrambi i casi, ai nodi alla base sono stati applicati vincoli "a cerniera", in modo da bloccare le traslazioni nelle tre direzioni, lasciando libere le rotazioni.

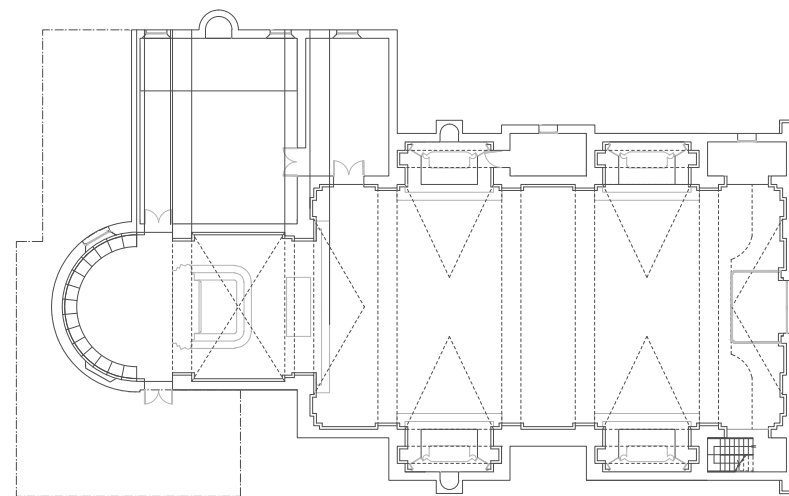


Figura n°52: Sezione orizzontale piano terra.



Figura n°53: Prospetto della facciata principale.



Figura n°54: Sezione longitudinale.

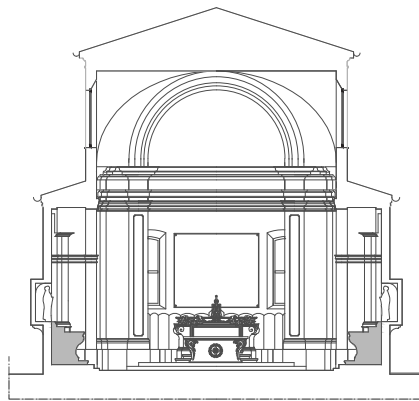


Figura n°55: Sezione Trasversale.

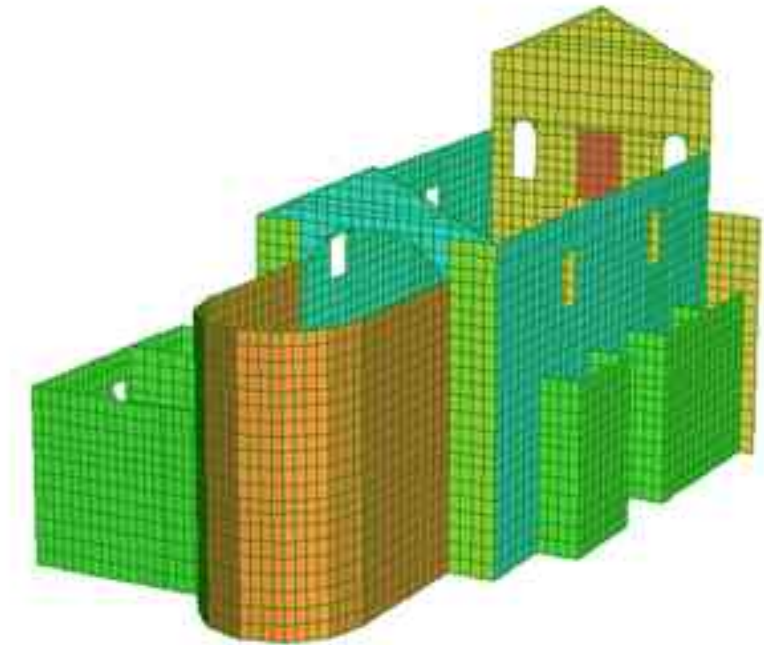
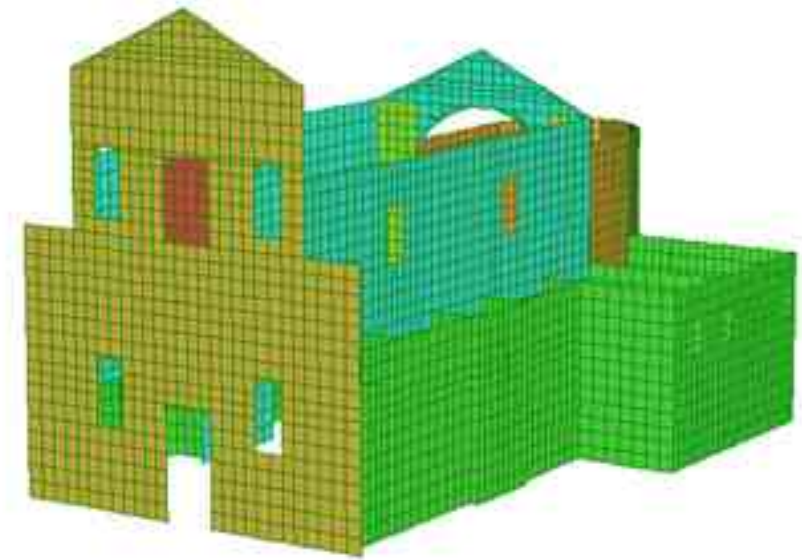


Figura n°56-57: Modello 3D STRAUS7, Vista della facciata principale e dell'abside.

	larghezza (m)	altezza (m)	spessore (m)
FACCIATA	14,04	17,43	0,42
ABSIDE	6,45	10,90	0,40
CAPPELLA LATERALE	4,60	6,39	0,32
PARETE LATERALE SINISTRA	18,60	14,60	0,64
PARETE LATERALE DESTRA	18,60	14,60	0,64
ARCO TRIONFALE	5,20	11,14	0,73

Tabella n°3: Dimensioni dei macroelementi presi in esame.

Una volta sviluppata la modellazione tridimensionale della chiesa, ho assegnato le proprietà a tutti gli elementi di ciascuna superficie, la tipologia del materiale e lo spessore delle pareti.

Per l'esecuzione delle varie analisi sono stati adottati gli spettri di risposta elastici e di progetto allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), prescritti dalla normativa (D.M. 14 Gennaio 2008).

Tale stato limite garantisce che, a seguito di un terremoto, la costruzione possa subire rotture o crolli dei componenti non strutturali e danni significativi degli elementi strutturali, con conseguente perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali. La struttura tuttavia, conserva una parte della resistenza ad azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Lo spettro di progetto è stato definito scalando quello elastico di un fattore di struttura  $q=2,25$ , necessario per tenere in conto la capacità dissipativa della struttura. Bisogna sottolineare però che la scelta del valore di tale fattore è ancora oggetto di un "dibattito scientifico", come riportato anche da (Brandonisio, et al., 2013). La normativa italiana e, in particolare le Linee guida (Linee Guida, 2006) impongono che il fattore di riduzione sia compreso tra  $1,5 \leq q \leq 3$  per strutture aventi le seguenti caratteristiche:

- edificio esistente;
- non regolarità in pianta;
- non regolarità in altezza;

- classe di duttilità bassa;
- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano.

Riassumendo, i parametri introdotti per la costruzione degli spettri sono i seguenti:

LOCALITA': FERRARA

VITA NOMINALE: 50 ANNI

CLASSE D'USO: III

STATO LIMITE: SLV

CATEGORIA TERRENO: E

CATEGORIA TOPOGRAFICA: T1

FATTORE DI STRUTTURA: 2,25

REGOLARITA' IN ALTEZZA: NO

Le Linee guida al punto §2.4 suggeriscono di considerare per edifici con un'importante valenza storica una vita nominale di 50 anni. Infatti, la valutazione della sicurezza di un edificio per eventi sismici con elevato tempo di ritorno potrebbe comportare, in fase di progetto, la realizzazione di una serie di interventi troppo invasivi, con il rischio di alterare la bellezza e la storia dell'edificio stesso. In questo modo si valuta la sicurezza della struttura per sismi caratterizzati da magnitudine limitata, con l'idea che negli anni a venire saranno escogitati metodi di consolidamento poco invasivi.

La particolare classe d'uso degli edifici in questione (classe d'uso III) fa in modo che il coefficiente  $c_u$ , necessario ad ampliare la vita nominale  $V_n$  per ottenere il periodo di riferimento  $V_r$ , sia pari a  $c_u = 1,5$ . Ne risulta un periodo di riferimento:

$V_n=75$  anni

Allo stato limite di salvaguardia della vita si considera una probabilità di superamento, nel periodo di riferimento, del 10%. Così facendo, si ricava un tempo di ritorno del sisma di 712 anni. Per entrambe le chiese si riportano, come viene fatto in normativa, i parametri di definizione delle forme spettrali:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima del sito considerato;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in

accelerazione orizzontale;

$T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in

accelerazione orizzontale.

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,162 g
$F_o$	2,567
$T_C$	0,276 s
$S_s$	1,543
$C_c$	1,924
$S_T$	1,000
$q$	1,800

**Parametri dipendenti**

$S$	1,543
$\eta$	0,556
$T_B$	0,177 s
$T_C$	0,531 s
$T_D$	2,248 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

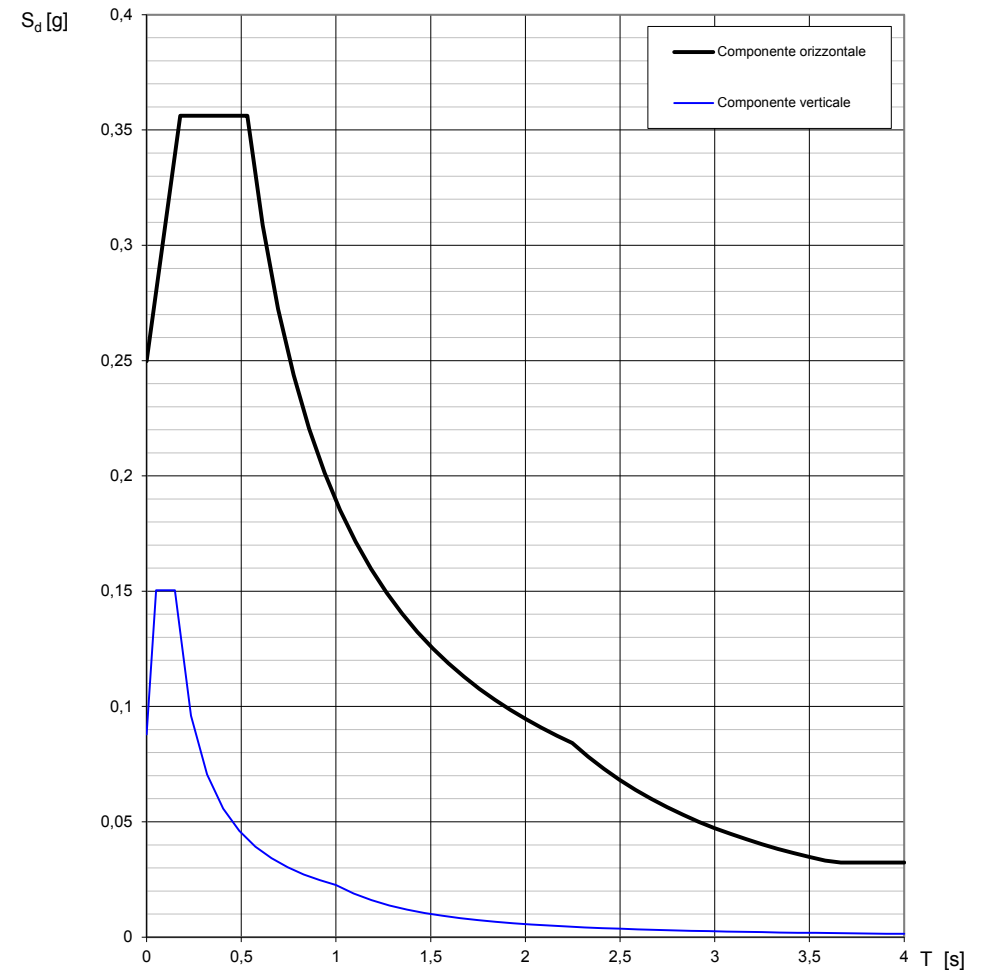
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,250
$T_B$ ←	0,177	0,356
$T_C$ ←	0,531	0,356
	0,613	0,309
	0,695	0,272
	0,776	0,244
	0,858	0,220
	0,940	0,201
	1,022	0,185
	1,103	0,172
	1,185	0,160
	1,267	0,149
	1,349	0,140
	1,430	0,132
	1,512	0,125
	1,594	0,119
	1,675	0,113
	1,757	0,108
	1,839	0,103
	1,921	0,099
	2,002	0,095
	2,084	0,091
	2,166	0,087
$T_D$ ←	2,248	0,084
	2,331	0,078
	2,414	0,073
	2,498	0,068
	2,581	0,064
	2,665	0,060
	2,748	0,056
	2,832	0,053
	2,915	0,050
	2,999	0,047
	3,082	0,045
	3,165	0,042
	3,249	0,040
	3,332	0,038
	3,416	0,036
	3,499	0,035
	3,583	0,033
	3,666	0,032
	3,750	0,032
	3,833	0,032
	3,917	0,032
	4,000	0,032

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



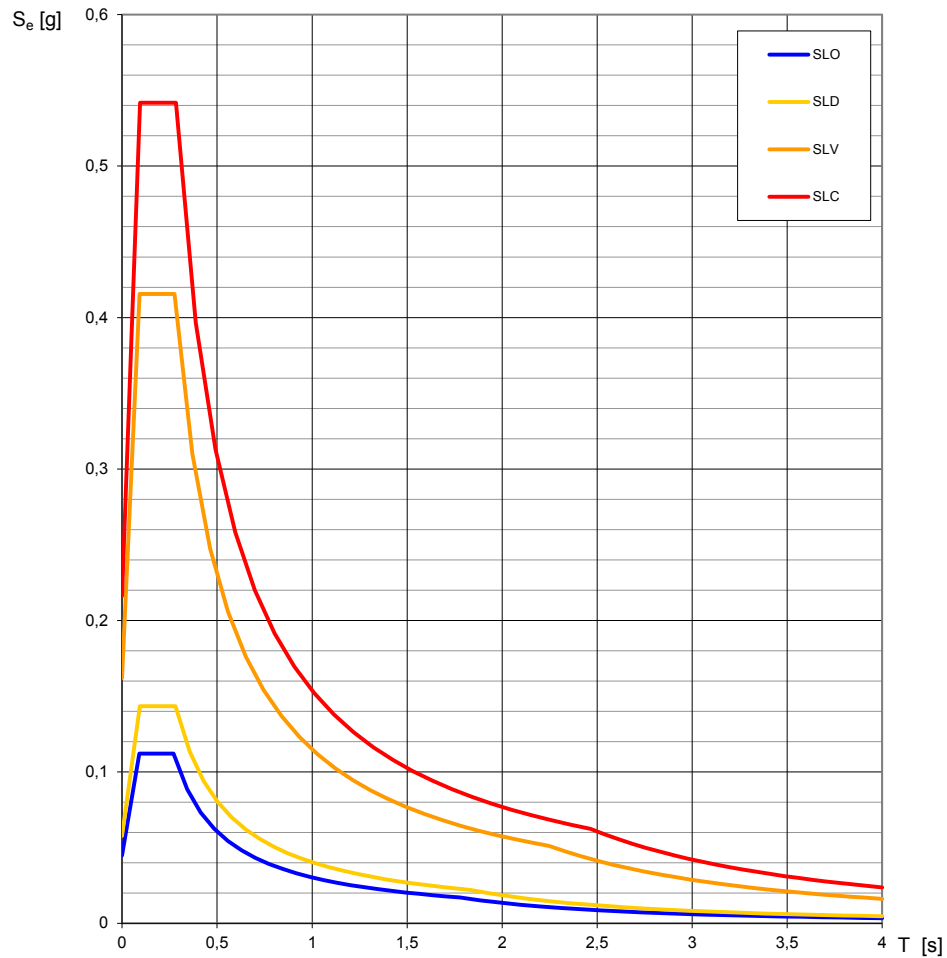
La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Figura n°58: Spettri di risposta SLV componente orizzontale e verticale.

La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dell' ...

Tabella n°4: Valori spettro di risposta orizzontale per SLV.

**Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite**



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Figura n°59: Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite.

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,037	2,548	0,253
50	0,047	2,496	0,275
72	0,056	2,483	0,281
101	0,067	2,500	0,281
140	0,078	2,572	0,272
201	0,094	2,576	0,272
475	0,137	2,594	0,273
975	0,184	2,546	0,279
2475	0,265	2,459	0,290

La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Tabella n°5: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c$ , per i periodi di ritorno  $T_R$ .

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno  $\xi$**

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,045	2,507	0,270
SLD	75	0,058	2,485	0,281
SLV	712	0,162	2,567	0,276
SLC	1462	0,216	2,508	0,284

La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Tabella n°6: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c$ , per i periodi di ritorno  $T_R$ .

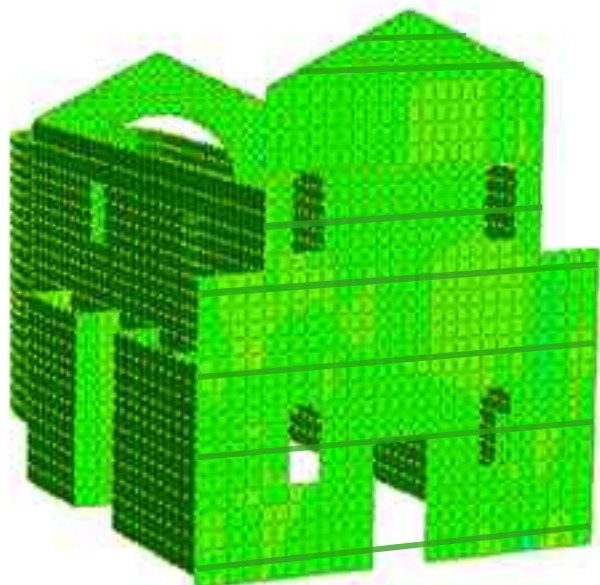
## CAPITOLO 13

### ANALISI STATICA LINEARE

Per prima cosa, dopo aver realizzato il modello tridimensionale con il programma di calcolo STRAUS7, è stata effettuata un'analisi statica lineare della chiesa. In questo modo si è verificato che le tensioni presenti in tutti gli elementi strutturali, soggetti solamente al peso proprio e ai carichi permanenti in copertura, rispettassero i limiti di resistenza dei materiali assegnati.

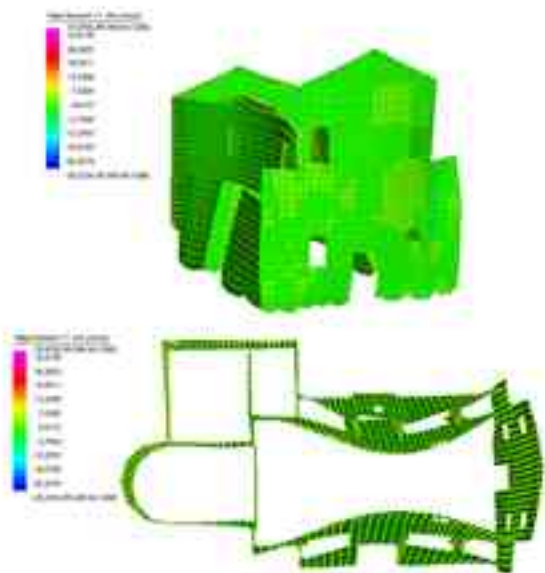
Dalle seguenti schede di analisi, si può notare come alcune parti dei macroelementi non siano verificate, indicate con il colore ROSSO, mentre alcune risultano verificate, colore VERDE.

In ciascuna scheda di analisi sono riportati i calcoli effettuati e le formule per ottenere i risultati indicati nelle tabelle. Inoltre, in basso a sinistra sono state inserite due immagini del modello 3D deformato secondo le azioni che agiscono sulla chiesa.



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## FACCIATA

### PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO, LINEAR STATIC

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{bu} = N \cdot \left( \frac{l}{2} - 0.5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_u < M_{bu}$

#### ANALISI STATICA LINEARE:

Si è verificato che le tensioni presenti in tutti gli elementi strutturali, soggetti solamente al peso proprio e ai carichi permanenti in copertura, rispettassero i limiti di resistenza dei materiali assegnati.

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{bu}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
1300170,15	14,04	0,42	0,09	214015,20	548,93	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{bu}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
1088265,99	14,04	0,42	0,08	186917,96	818,90	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{bu}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
1088265,99	14,04	0,42	0,08	186917,96	818,90	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{bu}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
478286,28	14,04	0,42	0,03	92453,21	891,74	VERO

Quinto corso

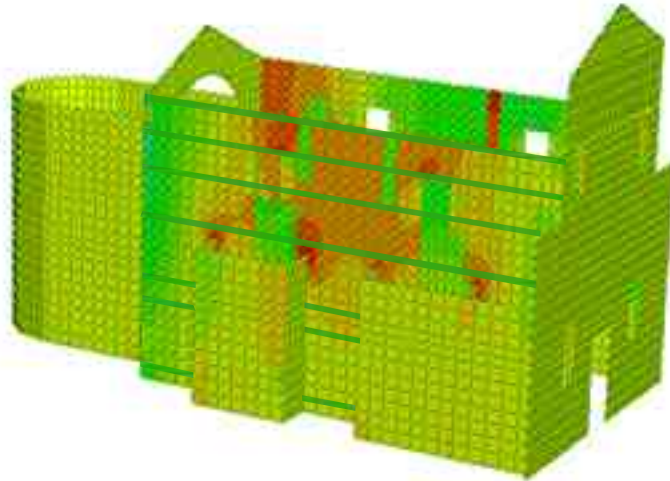
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{bu}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
409379,15	9,65	0,42	0,04	77438,75	492,60	VERO

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{bu}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
208518,77	9,63	0,42	0,02	41575,38	1029,95	VERO

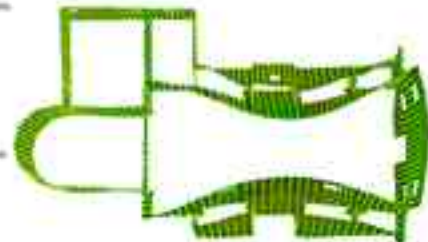
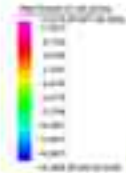
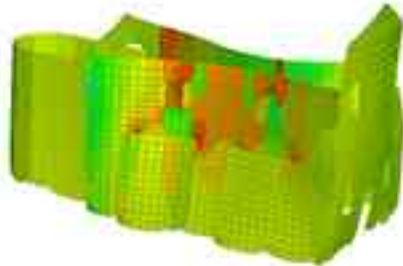
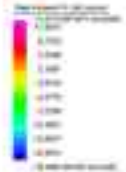
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{bu}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
5995,32	1,90	0,42	0,00	1248,74	89,46	VERO



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## PARETE LATERALE SINISTRA PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO, LINEAR STATIC

$F_d$  = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{lim} = N \cdot \left( \frac{l}{2} - 0.5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_u < M_{lim}$

### ANALISI STATICA LINEARE:

Si è verificato che le tensioni presenti in tutti gli elementi strutturali, soggetti solamente al peso proprio e ai carichi permanenti in copertura, rispettassero i limiti di resistenza dei materiali assegnati.

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{lim}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
1437143,78	18,70	0,64	0,08	405744,71	1760,04	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{lim}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
1548984,74	18,70	0,64	0,08	432779,19	2015,62	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{lim}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
1354583,27	18,70	0,64	0,07	385367,25	10796,28	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{lim}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
1029594,65	18,70	0,64	0,05	301682,06	264,35	VERO

Quinto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{lim}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
540644,16	18,70	0,64	0,03	165343,97	1453,62	VERO

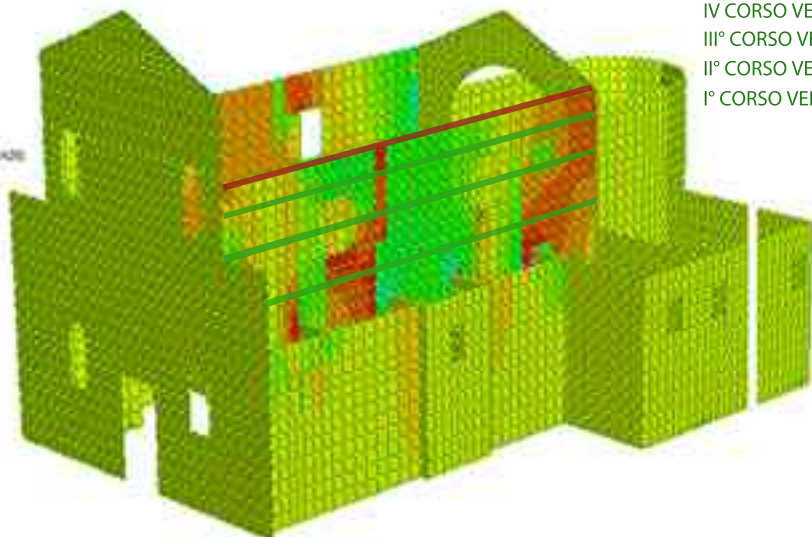
Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{lim}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
185621,31	18,70	0,64	0,01	58495,62	15480,75	VERO

Settimo corso

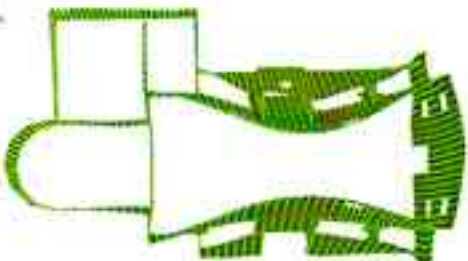
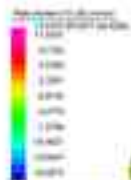
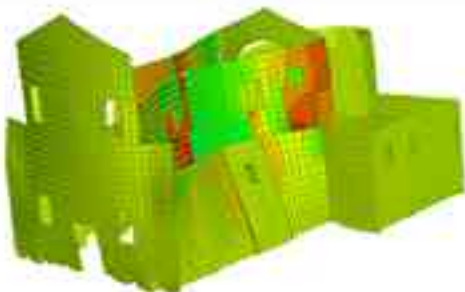
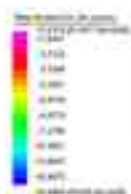
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{lim}$ [N*m]	$M_u$ Linear Static [N*m]	verifica
76315,27	18,70	0,64	0,00	24268,22	16556,93	VERO





VII CORSO NON VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## PARETE LATERALE DESTRA PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO, LINEAR STATIC

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa 1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0,85 \cdot f_d \cdot t}$$

$$M_{ed} = N \cdot \left(\frac{l}{2} - 0,5 \cdot x\right)$$

Verificare che  $M_{ed} < M_{ed,lim}$

### ANALISI STATICA LINEARE:

Si è verificato che le tensioni presenti in tutti gli elementi strutturali, soggetti solamente al peso proprio e ai carichi permanenti in copertura, rispettassero i limiti di resistenza dei materiali assegnati.

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ed}$ [N*m]	$M_{ed}$ Linear Static [N*m]	verifica
2075400,92	18,70	0,64	0,11	551218,34	4694,90	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ed}$ [N*m]	$M_{ed}$ Linear Static [N*m]	verifica
1476156,54	18,70	0,64	0,08	415249,45	3511,24	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ed}$ [N*m]	$M_{ed}$ Linear Static [N*m]	verifica
1310853,41	18,70	0,64	0,07	374429,14	488,50	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ed}$ [N*m]	$M_{ed}$ Linear Static [N*m]	verifica
1117831,62	18,70	0,64	0,06	330168,28	515,40	VERO

Quinto corso

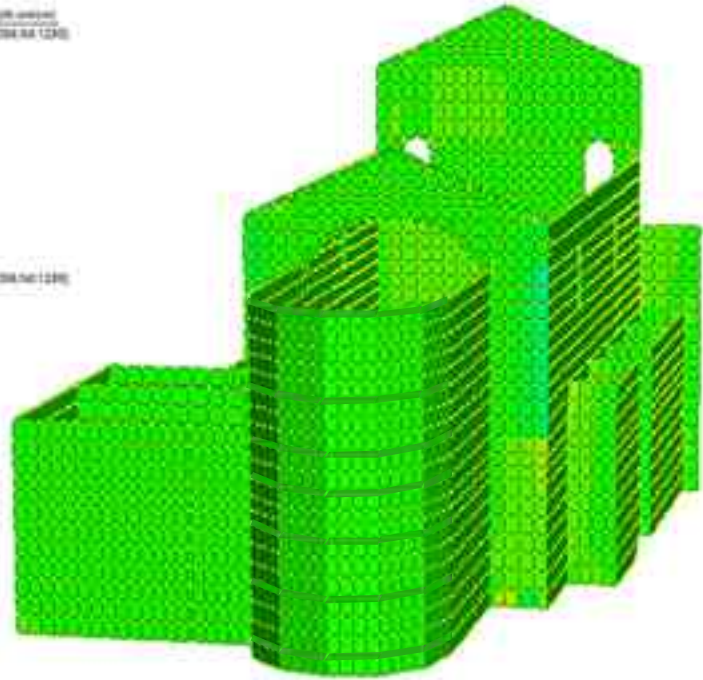
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ed}$ [N*m]	$M_{ed}$ Linear Static [N*m]	verifica
561020,86	18,70	0,64	0,03	171276,06	9997,77	VERO

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ed}$ [N*m]	$M_{ed}$ Linear Static [N*m]	verifica
245608,00	18,70	0,64	0,01	77013,26	28886,06	VERO

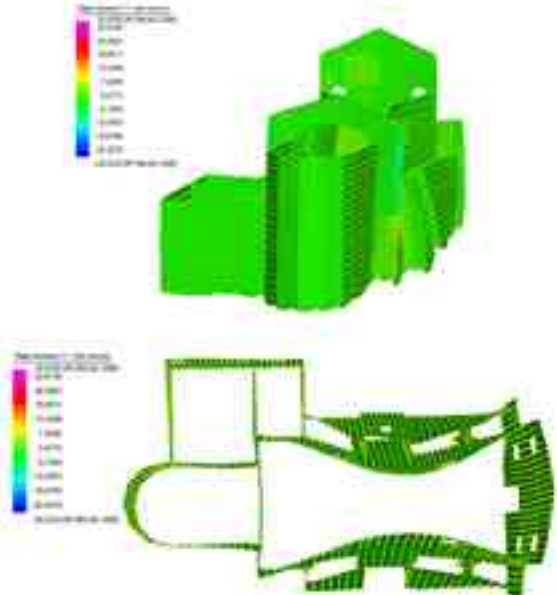
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ed}$ [N*m]	$M_{ed}$ Linear Static [N*m]	verifica	$M_{ed}$ [N*m] / $M_{ed,lim}$ [N*m]
53427,56	18,70	0,64	0,00	17021,99	28796,04	FALSO	1,691696021



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



# ABSIDE

## PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO, LINEAR STATIC

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0,85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{bu} = N \cdot \left( \frac{l}{2} - 0,5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_o < M_{ou}$

### ANALISI STATICA LINEARE:

Si è verificato che le tensioni presenti in tutti gli elementi strutturali, soggetti solamente al peso proprio e ai carichi permanenti in copertura, rispettassero i limiti di resistenza dei materiali assegnati.

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
1404683,37	21,53	0,40	0,06	236012,23	2268,11	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
1404683,37	21,53	0,40	0,06	236012,23	2268,11	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
1035973,94	21,53	0,40	0,05	182759,18	1695,23	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
727633,69	21,53	0,40	0,03	133472,18	629,96	VERO

Quinto corso

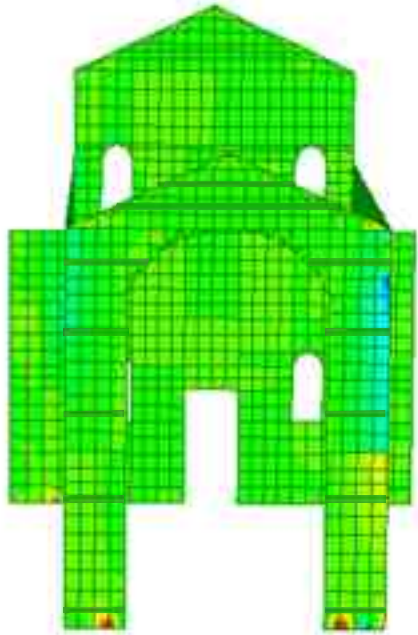
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
478221,45	21,53	0,40	0,02	90437,33	1080,48	VERO

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
220905,09	21,53	0,40	0,01	43069,96	682,34	VERO

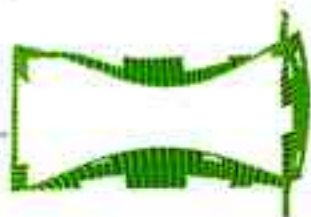
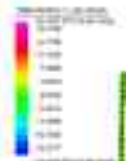
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
56992,24	21,53	0,30	0,00	8474,88	469,23	VERO



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## ARCO TRIONFALE PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO, LINEAR STATIC

$f_d$  = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa 1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{res} = N \cdot \left( \frac{l}{2} - 0.5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_o < M_{res}$

### ANALISI STATICA LINEARE:

Si è verificato che le tensioni presenti in tutti gli elementi strutturali, soggetti solamente al peso proprio e ai carichi permanenti in copertura, rispettassero i limiti di resistenza dei materiali assegnati.

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{res}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
1763901,09	8,71	0,48	0,20	248230,62	13092,62	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{res}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
631849,03	8,71	0,48	0,07	129175,05	4562,40	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{res}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
376256,84	8,71	0,48	0,04	82334,17	31708,31	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{res}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
535305,96	8,71	0,48	0,06	112346,35	16973,68	VERO

Quinto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{res}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
70392,67	7,79	0,48	0,01	16582,43	3184,86	VERO

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{res}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
70392,67	7,79	0,48	0,01	16582,43	3184,86	VERO

Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{res}$ [N*m]	$M_o$ Linear Static [N*m]	verifica
3234,16	1,90	0,48	0,00	773,50	60,11	VERO

L'analisi modale può essere utilizzata per stimare i modi principali di vibrazione della struttura nelle due direzioni e le corrispondenti masse partecipanti.

Secondo quanto descritto al §7.3.3.1 della normativa (D.M. 14 Gennaio 2008)<sup>1</sup> l'analisi modale consiste nell'integrazione delle equazioni del moto relative alla struttura in questione e nella conseguente individuazione di particolari configurazioni deformate che rappresentano i modi di vibrare dell'edificio stesso.

Tali deformate modali sono una caratteristica intrinseca della struttura; ad ogni modo è associata una percentuale di massa partecipante e un periodo proprio di oscillazione.

La normativa sostiene che sia necessario considerare un numero di modi vibrare in modo che la massa partecipante totale considerata sia superiore all'85%.

Ad ogni modo di vibrare della chiesa di Porporana è associata una massa partecipante molto ridotta pertanto, per poter descrivere in maniera ottimale il comportamento delle strutture, è necessario tenere in considerazione i primi duecento modi. Si escludono dalle analisi i modi di vibrare in direzione verticale.

Analizzando i primi 200 modi di vibrare si ottiene una massa partecipante pari al 91,33% e 91,00% del totale rispettivamente in direzione X (trasversale) e Y (longitudinale).

Tuttavia si sottolinea il fatto che a quasi tutti i modi di vibrare è associata una percentuale molto bassa, inferiore al 5%.

Si riportano nella seguente tabella i modi di vibrare ai quali è associata una massa partecipante maggiore dell'5%:

Il comportamento dinamico della chiesa viene riassunto nelle figure messe in relazione allo spettro di risposta registrato nella stazione di Ferrara. In tali figure si evidenzia la distribuzione dei modi di vibrazione in direzione longitudinale e trasversale. E' possibile notare come quasi tutti i modi di vibrare posseggano una massa partecipante inferiore al 10%.

Ciò significa che la risposta dinamica della chiesa è fortemente influenzata dai comportamenti locali dei macroelementi.

Come conclusione generale è possibile constatare che, a differenza degli edifici ordinari per i quali la massa partecipante dei primi tre modi supera l'85% del totale, per le chiese in muratura è necessario tenerne in considerazione un numero molto più

elevato per poter rispettare le prescrizioni date da normativa.

Per le analisi svolte per la chiesa di Porporana è possibile osservare che i modi di vibrare associati ad un fattore di partecipazione maggiore possiedono un periodo compreso tra 0,3 e 0,6 secondi. Dal confronto con gli spettri di risposta reali si osserva che le strutture con periodi propri compresi in questo intervallo hanno subito, nel corso dell'evento sismico del 20 Maggio 2012, le accelerazioni maggiori, sia in direzione trasversale sia longitudinale.

Il software Straus7 esegue una classica analisi modale, il cui procedimento impone le seguenti operazioni:

- risoluzione statica della struttura (Linear Static);
- si analizzano i modi propri di vibrare della struttura imponendo le condizioni iniziali come il carico verticale agente (Natural Frequency Analysis);

La normativa impone che si devono prendere in considerazione, per la verifica degli elementi strutturali, un numero di modi fino a raggiungere almeno l'85% della massa partecipante per i moti orizzontali.

Per quanto riguarda la chiesa di santa Bianca, per poter descrivere in maniera ottimale il comportamento delle strutture, è necessario tenere in considerazione i primi 103 modi.

Si riportano i risultati riguardanti i modi propri di vibrare della struttura in direzione x e y.

19 D.M. 14 Gennaio 2008

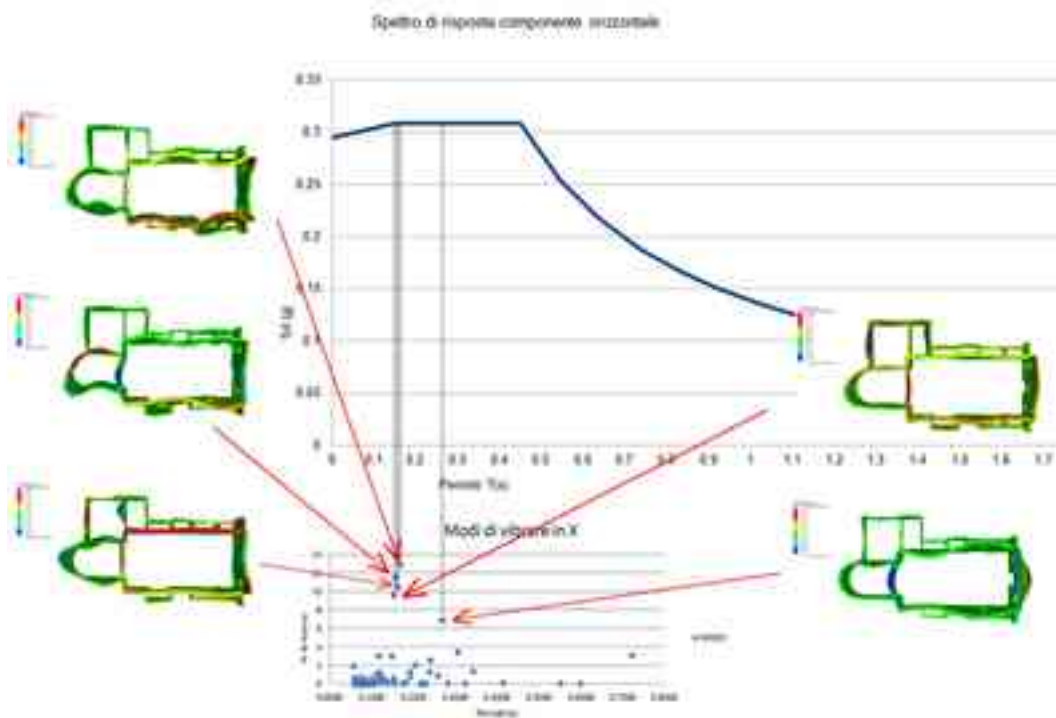


Figura n°60: Modi di vibrare in X, componente orizzontale.

### MODI DI VIBRARE IN X

modo	periodo	% di massa	frequenza
21	0,167954316	12,85	5,954
24	0,156176792	11,513	6,403
22	0,160952841	10,456	6,213
9	0,268096515	6,85	3,73

Tabella n°7: Valori dei modi di vibrare in X.

Per normativa la massa di partecipazione deve essere superiore all'80%.  
 Con i primi 103 modi di vibrare in direzione x si raggiunge il 93,38% di massa partecipante e i modi di vibrare che coinvolgono più massa (>5%) sono:

- modo numero 21 con periodo di 0,167954316 secondi e percentuale di massa del 14.801%
- modo numero 24 con periodo di 0.156176792 secondi e percentuale di massa dell' 11,513%
- modo numero 22 con periodo di 0.160952841 secondi e percentuale di massa del 10,456%
- modo numero 9 con periodo di 0.268096515 secondi e percentuale di massa del 6.85%

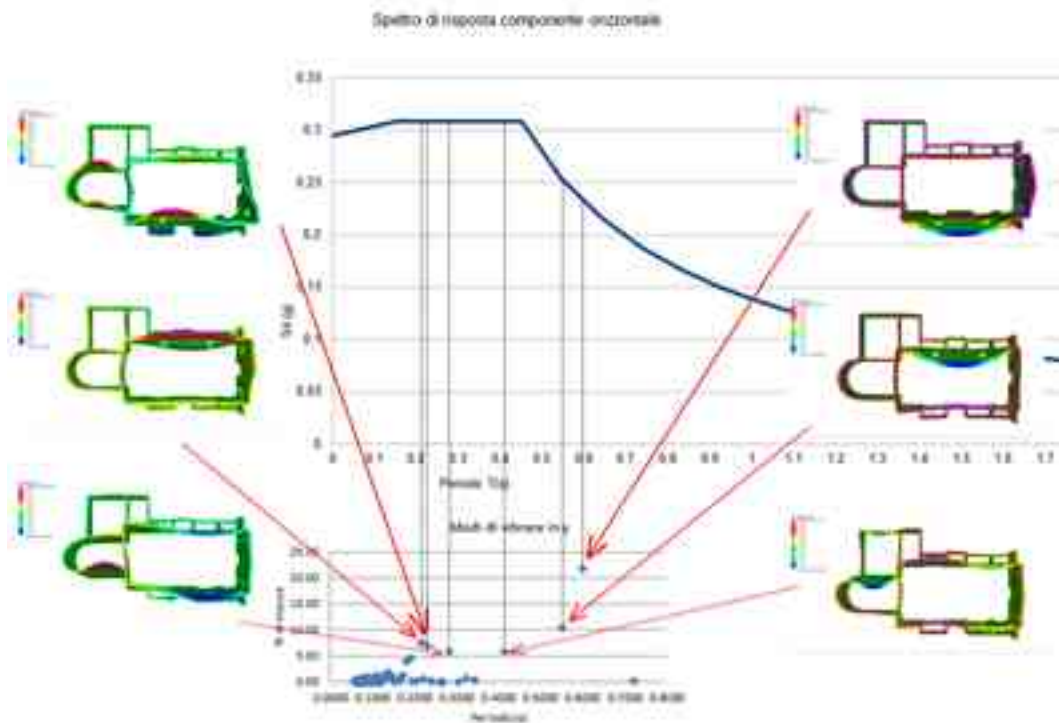


Figura n°61: Modi di vibrare in Y, componente orizzontale.

### MODI DI VIBRARE IN Y

modo	periodo	% di massa	frequenza
2	0,599161174	21,824	1,669
3	0,55187638	10,416	1,812
15	0,216966804	7,586	4,609
13	0,145369967	4,338	6,879
4	0,413907285	5,828	2,416
8	0,282645562	5,774	3,538

Tabella n°8: Valori dei modi di vibrare in Y.

Per normativa la massa di partecipazione deve essere superiore all'80%.  
 Con i primi 103 modi di vibrare in direzione y si raggiunge l'88,36% di massa partecipante e i modi di vibrare che coinvolgono più massa (>5%) sono:

- modo numero 2 con periodo di 0,699161174 secondi e percentuale di massa del 21,824%
- modo numero 3 con periodo di 0,55187638secondi e percentuale di massa dell' 10,416%
- modo numero 15 con periodo di 0.216966804 secondi e percentuale di massa del 7,586%
- modo numero 13 con periodo di 0.145369967 secondi e percentuale di massa del 6.85%
- modo numero 4 con periodo di 0.413907285 secondi e percentuale di massa del 5,828%
- modo numero 8 con periodo di 0.282645562 secondi e percentuale di massa del 5,774%

## CAPITOLO 15 ANALISI DINAMICA LINEARE

L'analisi dinamica lineare consiste nel calcolo degli effetti dell'azione sismica combinando opportunamente ai 103 modi propri di vibrare della struttura, ottenuti mediante analisi modale.

Il software Straus7 esegue una classica analisi dinamica lineare, il cui procedimento impone le seguenti operazioni:

- si associano i modi di vibrare calcolati in precedenza, con gli spettri di progetto precedentemente inseriti, considerando un'accelerazione alla base come tipo di carico, uno smorzamento del 5% e i risultati combinati con il metodo SRSS (Spectral Responce Analysis);
- si impostano le condizioni di carico relative all'azione sismica (Combination load cases);
- si risolve staticamente la struttura comprendendo le combinazioni di calcolo sismiche (Linear static).

## CAPITOLO 16 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le Norme Tecniche, relativamente alla verifica sismica delle costruzioni in muratura, prendono in considerazione tre modalità di collasso dei maschi murari:

### Pressoflessione nel piano

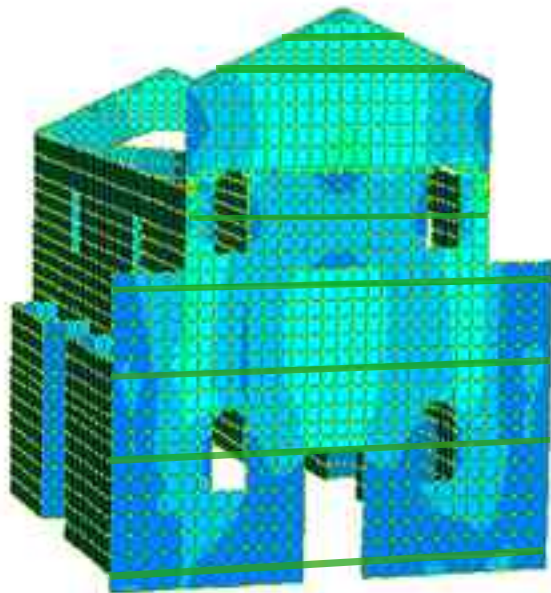
La verifica per pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale viene eseguita confrontando il momento sollecitante con il momento resistente ultimo calcolato considerando la muratura non reagente a trazione. Nel caso di una sezione rettangolare il momento ultimo ( $M_u$ ) può essere calcolato come:

$$M_{pu} = \frac{l^2 + t + \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d}\right)$$

Dove:

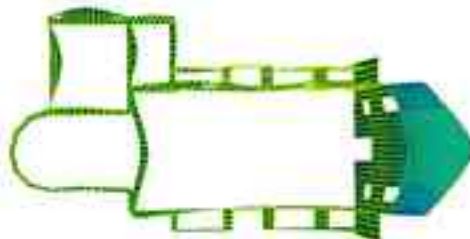
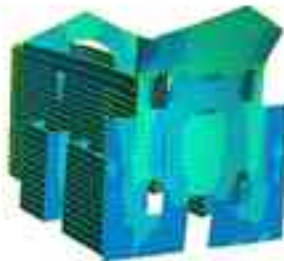
- $l$  è la lunghezza totale della parete, inclusa la zona tesa;
- $t$  è lo spessore della zona compressa della parete;
- $\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione =  $N / It$
- $f_d$  è la resistenza a compressione della muratura = 1,2 MPa

Verificare che  $M_p < M_{pu}$



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## FACCIATA PRESSOFLESSIONE NEL PIANO SRSS x

$F_d$  = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$\sigma_0$  = Tensione normale riferita all'area della sezione  $\frac{N}{l \cdot t}$

$$M_{pu} = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right)$$

Verificare che  $M_p < M_{pu}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
1172328,71	14,04	0,42	232724,31	2435701,23	306267,73	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
1298538,40	14,04	0,42	220210,69	2147716,72	9927,36	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
946594,75	14,04	0,42	140866,02	5608911,06	8041,02	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
475183,49	14,04	0,42	80583,28	3072250,11	26698,71	VERO

Quinto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
475183,49	14,04	0,42	80583,28	3072250,11	26698,71	VERO

Sesto corso

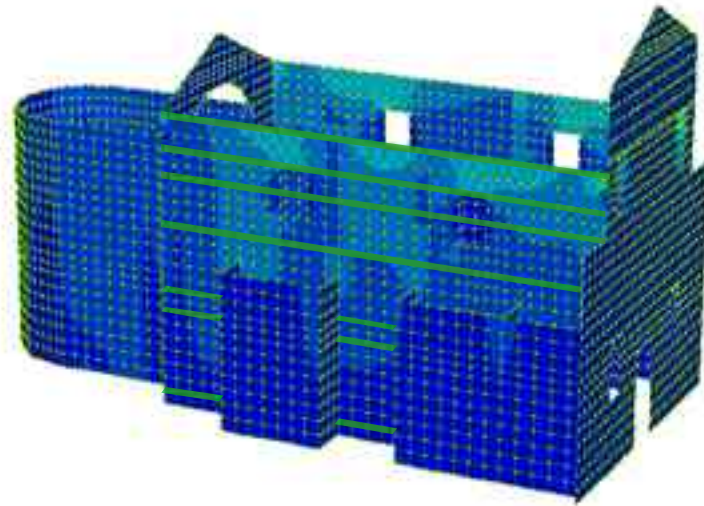
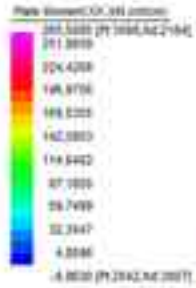
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
340204,54	9,63	0,42	64088,55	1502599,74	9224,29	VERO

Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
270491,13	9,63	0,42	66877,10	1217020,93	10842,63	VERO

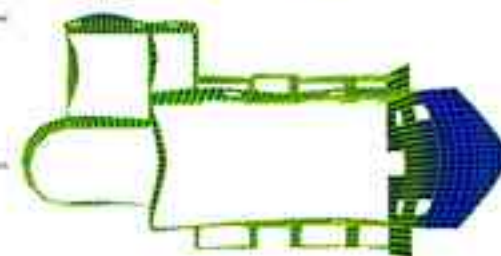
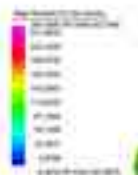
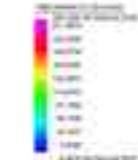






VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## PARETE LATERALE SX PRESSOFLESSIONE NEL PIANO SRSS x

$f_d$  = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$\sigma_0$  = Tensione normale riferita all'area della sezione  $\frac{N}{l \cdot t}$

$$M_{pu} = \frac{t^2 \cdot \sigma_c}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right)$$

Verificare che  $M_p < M_{pu}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
1375461,29	18,70	0,64	114928,25	11411502,30	817178,31	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
1821086,30	18,70	0,64	152162,96	14487056,32	627196,91	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
1187368,52	18,70	0,64	99211,54	10022051,89	46208,67	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
1104307,37	18,70	0,64	92271,67	9391224,60	686509,39	VERO

Quinto corso

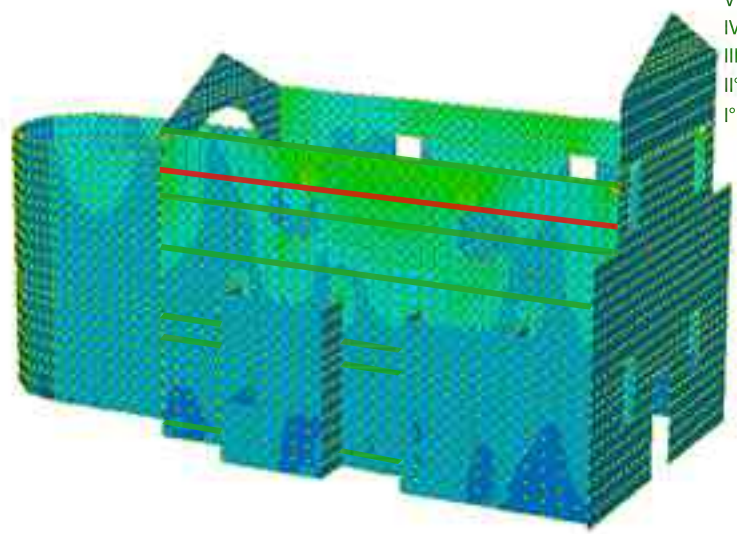
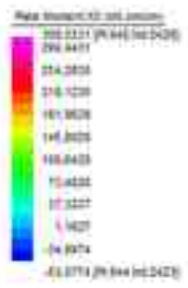
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
512211,61	18,70	0,64	42798,43	4588228,23	655593,02	VERO

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
49079,29	18,70	0,64	4100,88	457046,42	34715,70	VERO

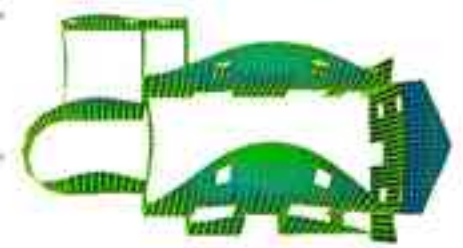
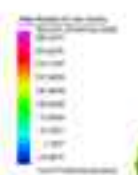
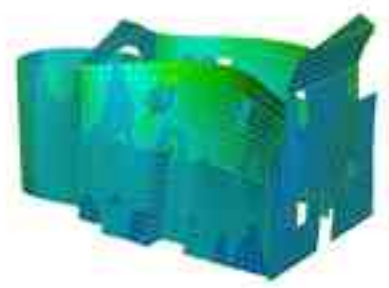
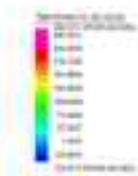
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
118981,33	18,70	0,64	9941,62	1101632,45	302528,95	VERO



VII CORSO VERIFICATO  
**VI CORSO NON VERIFICATO**  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## PARETE LATERALE SX PRESSOFLESSIONE NEL PIANO SRSS y

$F_d =$  Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$\sigma_0 =$  Tensione normale riferita all'area della sezione  $\frac{N}{l \cdot t}$

$$M_{pu} = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d}\right)$$

Verificare che  $M_p < M_{pu}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS Y [N*m]	verifica
166682,90	18,70	0,64	13927,38	1537205,10	-825133,79	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-717951,82	18,70	0,64	59989,29	6318046,51	-1384761,42	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS Y [N*m]	verifica
-587350,02	18,70	0,64	49076,71	5227491,62	-1443990,74	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS Y [N*m]	verifica
-801769,61	18,70	0,64	66992,78	7004178,74	1363497,06	VERO

Quinto corso

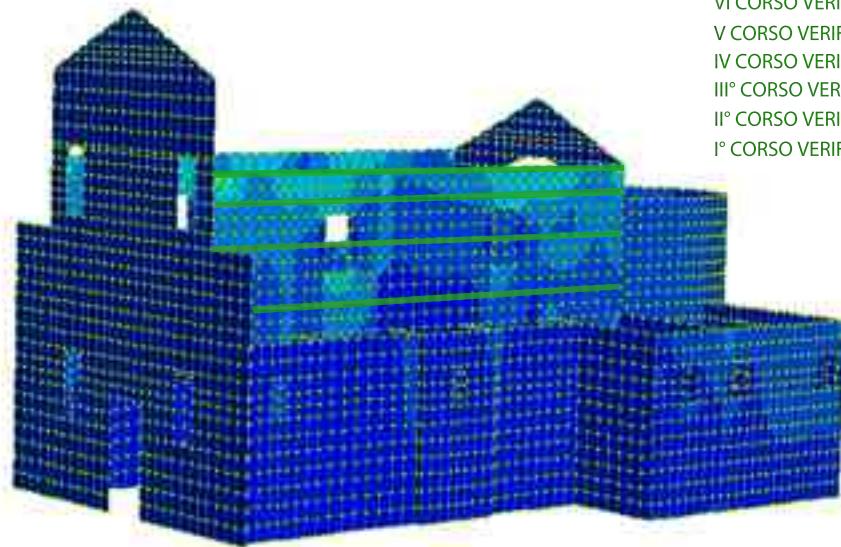
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS Y [N*m]	verifica
-283940,80	18,70	0,64	23725,00	2593095,24	1513512,90	VERO

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS Y [N*m]	verifica
23384,37	18,70	0,64	1953,91	218225,06	645933,80	FALSO

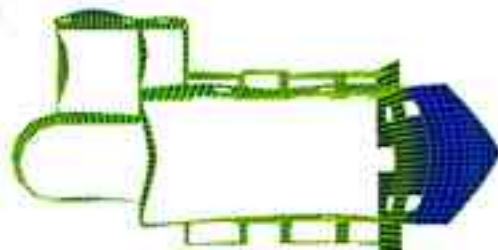
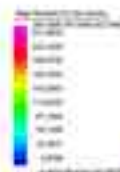
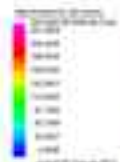
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS Y [N*m]	verifica
173788,06	18,70	0,64	14521,06	1601785,45	395855,68	VERO



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## PARETE LATERALE DX PRESSOFLESSIONE NEL PIANO SRSS x

$F_d$  = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$\sigma_0$  = Tensione normale riferita all'area della sezione  $\frac{N}{l \cdot t}$

$$M_{pu} = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d}\right)$$

Verificare che  $M_p < M_{pu}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-1366823,30	18,70	0,64	114206,49	11348880,29	-1373882,82	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-1604382,03	18,70	0,64	134055,99	13029432,68	-632439,24	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-1261241,69	18,70	0,64	105384,50	10574219,34	-1027068,79	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-1156577,02	18,70	0,64	96639,12	9789431,41	-404541,69	VERO

Quinto corso

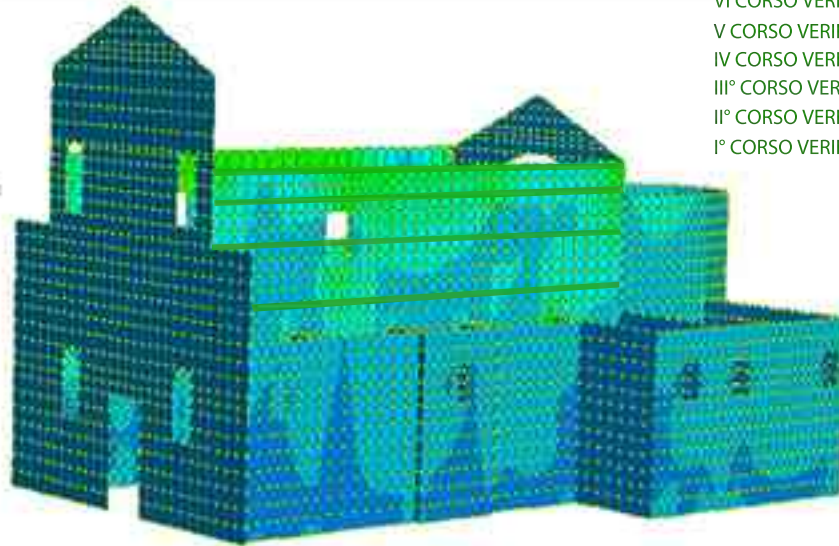
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-544995,81	18,70	0,64	45537,75	4868213,59	29398,24	VERO

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-92027,13	18,70	0,64	7689,43	853967,00	-532247,03	VERO

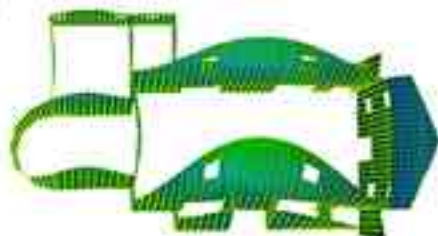
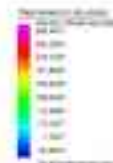
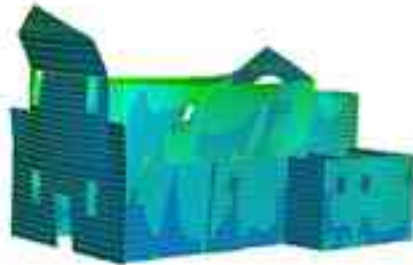
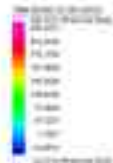
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
115356,05	18,70	0,64	9638,71	1068386,83	-1253042,49	VERO



VII CORSO VERIFICATO  
VI CORSO VERIFICATO  
V CORSO VERIFICATO  
IV CORSO VERIFICATO  
III° CORSO VERIFICATO  
II° CORSO VERIFICATO  
I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## PARETE LATERALE DX PRESSOFLESSIONE NEL PIANO SRSS y

$F_d$  = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$\sigma_0$  = Tensione normale riferita all'area della sezione  $\frac{N}{l \cdot t}$

$$M_{pu} = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d}\right)$$

Verificare che  $M_p < M_{pu}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica
-533824,75	18,70	0,64	44604,34	4772994,80	-3526361,70	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS X [N*m]	verifica
-1020517,66	18,70	0,64	85270,53	8744156,05	-657354,98	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica
-777841,83	18,70	0,64	64993,47	6809403,61	-691039,21	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica
-854901,39	18,70	0,64	71432,27	7433542,16	637394,79	VERO

Quinto corso

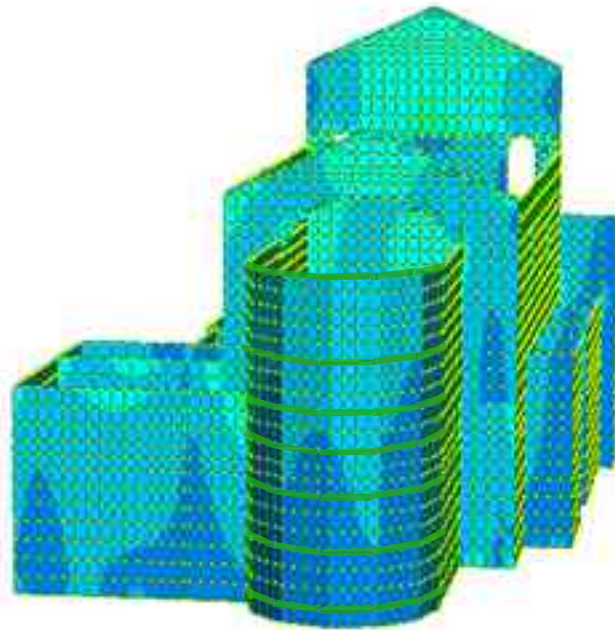
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica
-397493,31	18,70	0,64	33213,01	3595544,61	403276,02	VERO

Sesto corso

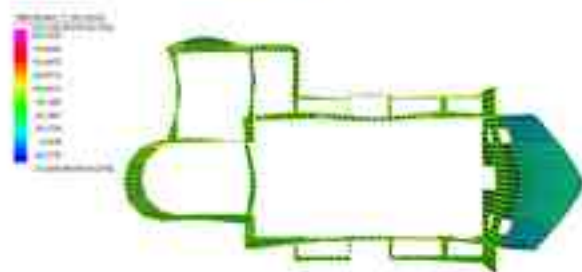
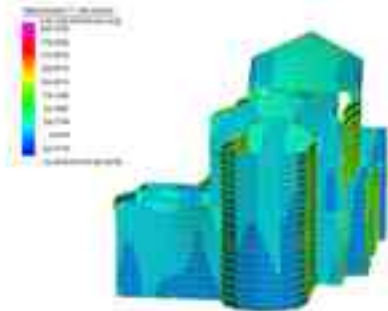
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica
-72002,57	18,70	0,64	6016,26	669253,13	-97640,94	VERO

Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica
86431,51	18,70	0,64	7221,88	802412,85	-826978,55	VERO



DISPLACEMENT SCALE 20%



VII CORSO VERIFICATO  
VI CORSO VERIFICATO  
V CORSO VERIFICATO  
IV CORSO VERIFICATO  
III° CORSO VERIFICATO  
II° CORSO VERIFICATO  
I° CORSO VERIFICATO

## ABSIDE PRESSOFLESSIONE NEL PIANO SRSS x

$F_d$  = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$\sigma_0$  = Tensione normale riferita all'area della sezione  $\frac{N}{l \cdot t}$

$$M_{pu} = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d}\right)$$

Verificare che  $M_p < M_{pu}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-1198810,26	21,53	0,40	139179,08	11142418,66	7098,41	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-1009985,23	21,53	0,40	117276,50	9622404,99	31551,76	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-747567,06	21,53	0,40	86803,28	7363686,23	-21574,02	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-451749,48	21,53	0,40	52455,82	4612988,11	-46794,47	VERO

Quinto corso

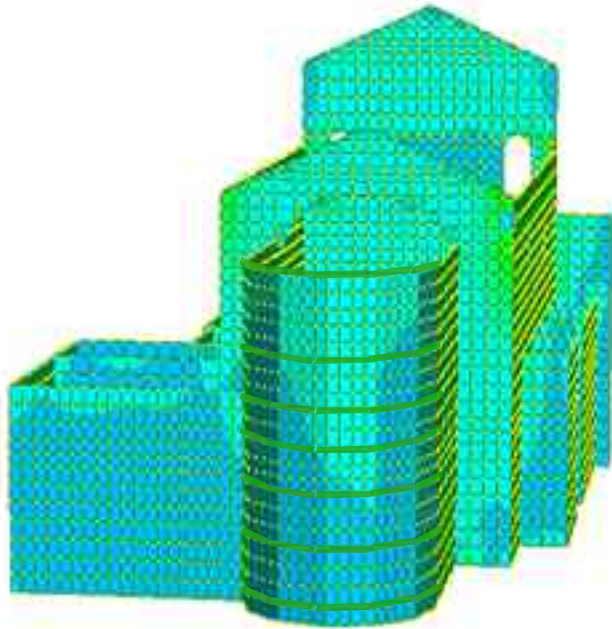
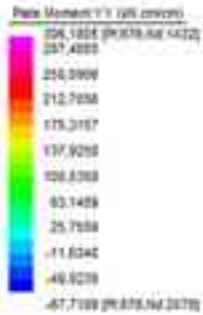
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-268587,02	21,53	0,40	31187,53	2802933,60	-45892,96	VERO

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-147051,63	21,53	0,40	17075,20	1556310,56	-10969,20	VERO

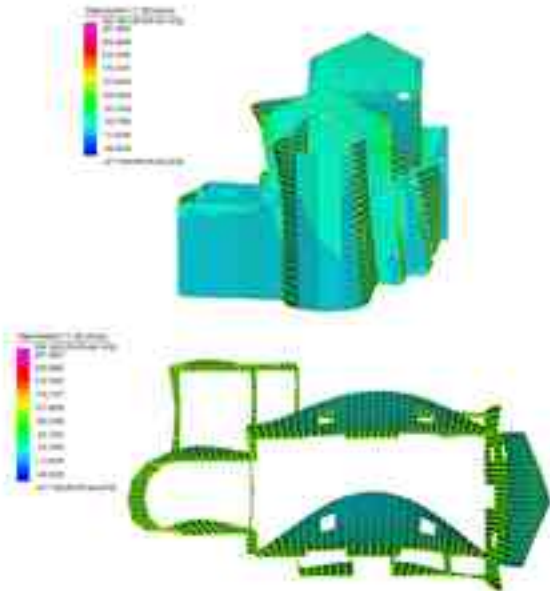
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
22133,18	21,53	0,30	3426,72	237463,24	7098,41	VERO



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



# ABSIDE

## PRESSOFLESSIONE NEL PIANO SRSS y

$f_d$  = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$\sigma_0$  = Tensione normale riferita all'area della sezione  $\frac{N}{l \cdot t}$

$$M_{pu} = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right)$$

Verificare che  $M_p < M_{pu}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS X [N*m]	verifica
-673455,54	21,53	0,40	78199,67	6693937,18	84773,54	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS X [N*m]	verifica
-520057,19	21,53	0,40	60387,50	5266970,18	240222,29	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica
-219657,62	21,53	0,40	25505,99	2305485,01	447606,84	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica
138938,19	21,53	0,40	16133,09	1472012,97	280386,01	VERO

Quinto corso

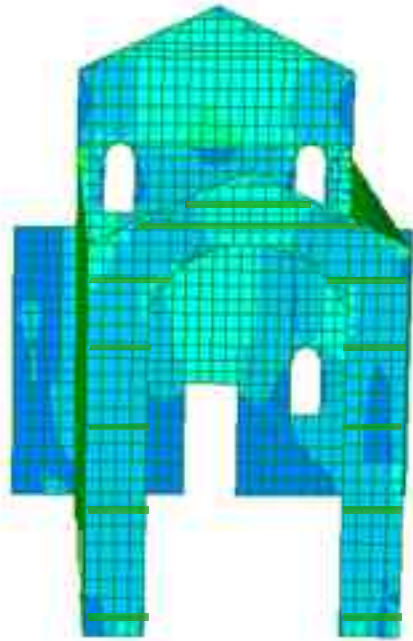
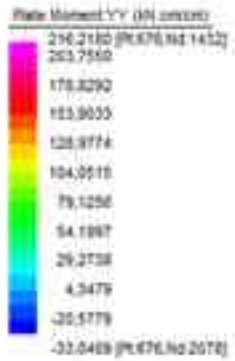
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica
95411,52	21,53	0,40	11078,90	1015948,93	-177343,78	VERO

Sesto corso

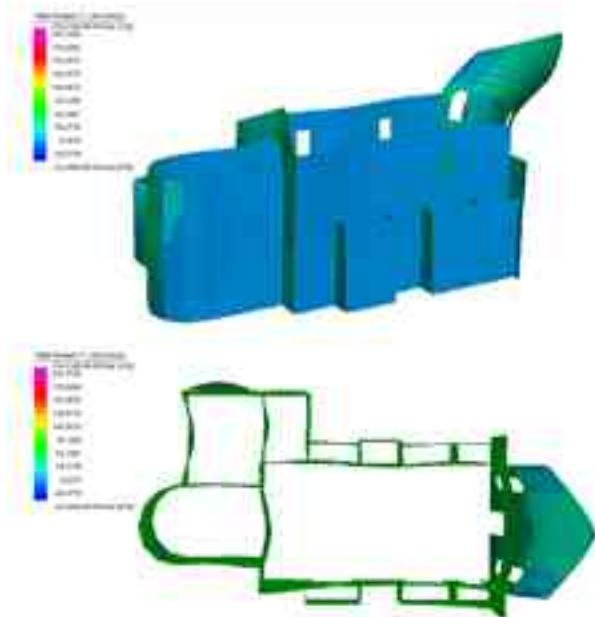
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica
92023,95	21,53	0,40	10685,55	980259,82	-269482,51	VERO

Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica
78599,77	21,53	0,30	12169,03	836031,92	84773,54	VERO



DISPLACEMENT SCALE 20%



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

## ARCO TRIONFALE PRESSOFLESSIONE NEL PIANO SRSS x

$F_d$  = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$\sigma_0$  = Tensione normale riferita all'area della sezione  $\frac{N}{l \cdot t}$

$$M_{pu} = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d}\right)$$

Verificare che  $M_p < M_{pu}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-1527900,45	8,71	0,48	365456,48	4269938,05	-4034823,05	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-713917,87	8,71	0,48	170761,07	2588607,09	-443245,58	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-433801,57	8,71	0,48	103760,42	1657024,68	248247,83	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-241725,29	8,71	0,48	57817,95	993043,33	153567,74	VERO

Quinto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
47166,78	7,79	0,48	12634,14	181442,66	-54644,65	VERO

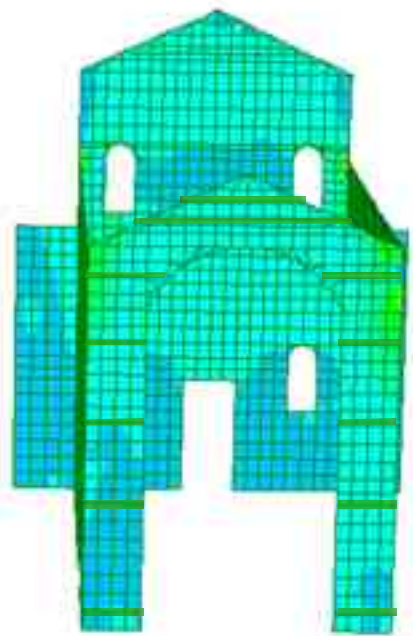
Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
49074,75	3,76	0,48	27191,24	89801,04	23773,16	VERO

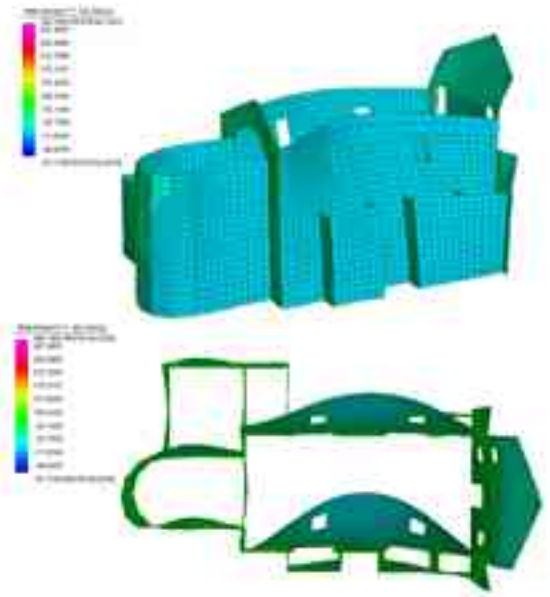
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
17542,85	1,90	0,48	19235,58	16351,42	2746,42	VERO





DISPLACEMENT SCALE 20%



- VII CORSO VERIFICATO
- VI CORSO VERIFICATO
- V CORSO VERIFICATO
- IV CORSO VERIFICATO
- III° CORSO VERIFICATO
- II° CORSO VERIFICATO
- I° CORSO VERIFICATO

# ARCO TRIONFALE

## PRESSOFLESSIONE NEL PIANO SRSS y

$f_d$  = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$\sigma_0$  = Tensione normale riferita all'area della sezione  $\frac{N}{l \cdot t}$

$$M_{pu} = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right)$$

Verificare che  $M_p < M_{pu}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS Y [N*m]	verifica
705454,41	8,71	0,48	168736,70	2564016,70	2127948,69	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS X [N*m]	verifica
-185521,30	8,71	0,48	44374,59	772795,99	-1287654,66	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS Y [N*m]	verifica
-254281,07	8,71	0,48	60821,15	1041361,73	-109046,56	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS Y [N*m]	verifica
781144,75	8,71	0,48	186640,98	2778736,78	-2200024,82	VERO

Quinto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS Y [N*m]	verifica
440771,25	7,79	0,48	117878,49	1518397,88	21764,13	VERO

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS Y [N*m]	verifica
236047,96	3,76	0,48	130788,98	386667,95	-91835,40	VERO

Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_0$ [N/mq]	$M_{pu}$ [N*m]	$M_p$ SRSS Y [N*m]	verifica
52805,92	1,90	0,48	57901,23	47317,92	-5744,28	VERO

## Pressoflessione fuori piano

I valori dei momento flettenti di collasso per azioni ortogonali al piano della parete sono calcolati assumendo un diagramma rettangolare delle compressioni, trascurando la resistenza a trazione della muratura e considerando un valore di resistenza di calcolo a compressione pari a  $0,85 \cdot f_d$ .

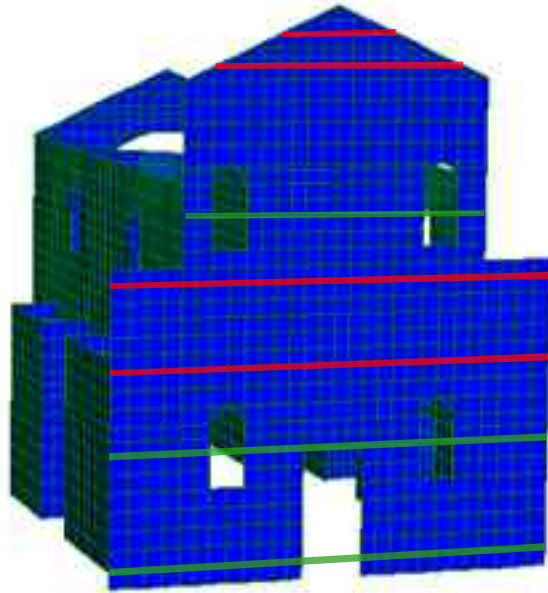
$$M_{ou} = N \cdot \left( \frac{t}{2} - 0,5 \cdot x \right)$$

Dove:

-  $t$  è lo spessore della zona compressa della parete;

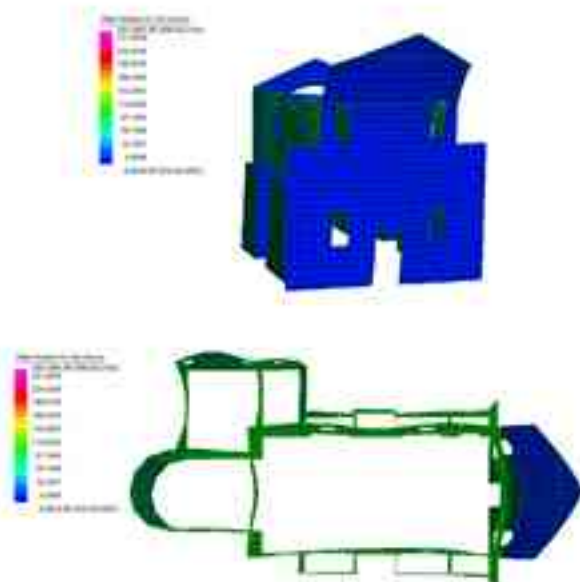
$$- x = \frac{N}{0,85 \cdot f_d \cdot l}$$

Verificare che  $M_o < M_{ou}$



VII CORSO NON VERIFICATO  
 VI CORSO NON VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO NON VERIFICATO  
 III° CORSO NON VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## FACCIATA

### PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS x

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{ou} = N \cdot \left( \frac{e}{2} - 0.5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_o < M_{ou}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1872328.71	14.04	0.42	0.10	222435.51	13308.24	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1298518.40	14.04	0.42	0.09	213820.59	30910.96	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-948294.75	14.04	0.42	0.07	167797.94	171742.15	FALSE	1.025486525

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-475183.89	14.04	0.42	0.03	91904.92	198120.60	FALSE	2.155712765

Quinto corso

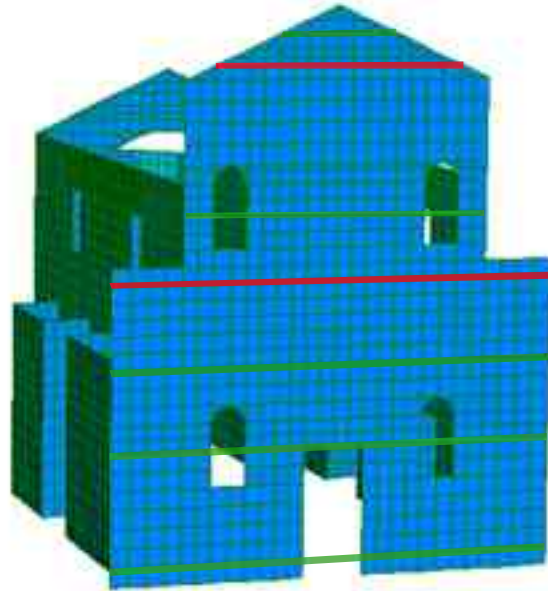
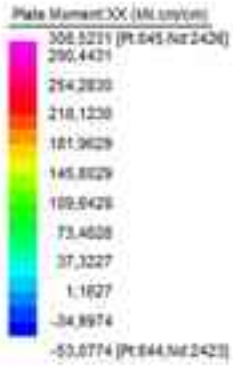
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_x$ [N/mq]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
340104.54	9.63	0.42	84088.55	1502599.74	9224.29	VERO

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-270493.13	9.63	0.42	0.03	32078.79	239928.38	FALSE	4.520230947

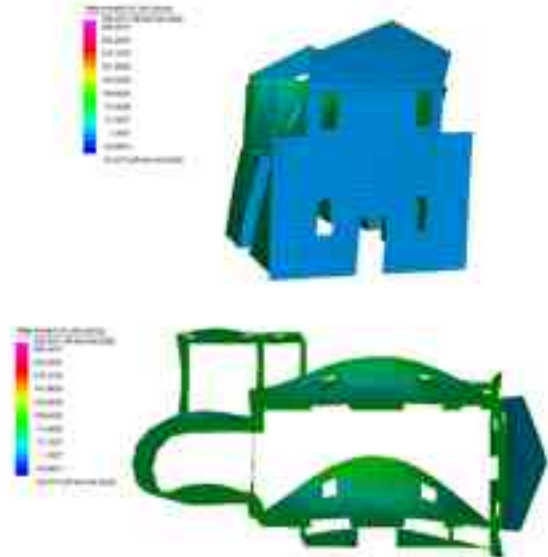
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-12233.19	1.90	0.42	-0.01	3607.38	64916.45	FALSE	34.89536008



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO NON VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO NON VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## FACCIATA PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS y

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{ou} = N \cdot \left( \frac{l}{2} - 0.5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_o < M_{ou}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica
-1154020,00	14,04	0,42	-0,08	288841,68	13382,44	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica
-1088007,85	14,04	0,42	-0,08	269811,78	19117,75	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica
-836532,26	14,04	0,42	-0,06	200104,29	142459,34	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-417814,72	14,04	0,42	-0,03	98823,51	234478,40	FALSO	2,3726907

Quinto corso

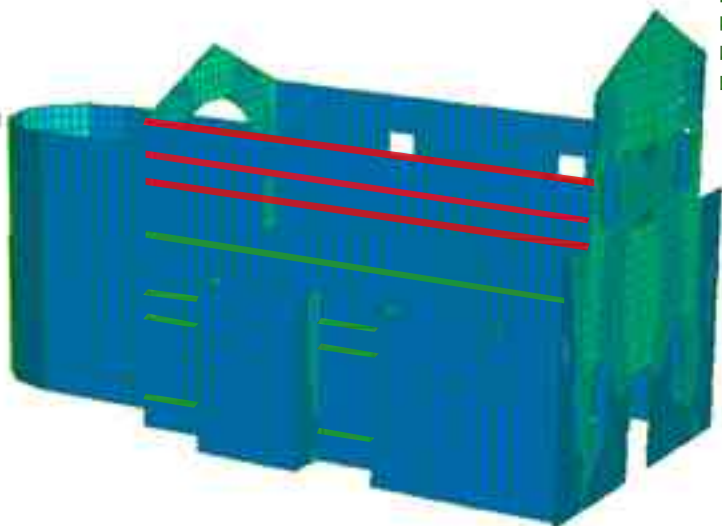
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica
-324823,83	9,65	0,42	-0,03	73583,76	48385,06	VERO

Sesto corso

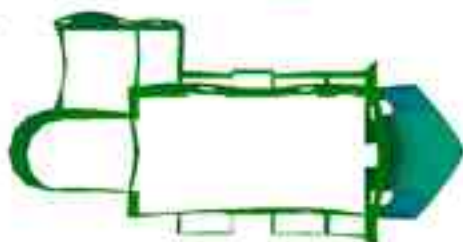
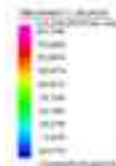
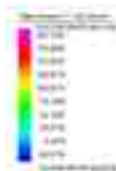
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-181329,01	9,81	0,42	-0,02	39729,95	138889,65	FALSO	3,49008821

Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-12671,76	1,90	0,42	-0,01	2702,91	28266,47	FALSO	9,71772634



DISPLACEMENT SCALE 20%



VII CORSO NONVERIFICATO  
 VI CORSO NON VERIFICATO  
 V CORSO NON VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

## PARETE LATERALE SX PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS x

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{ou} = N \cdot \left( \frac{e}{2} - 0.5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_o < M_{ou}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1375461,29	18,70	0,64	-0,07	489741,14	14323,51	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1821086,30	18,70	0,64	-0,10	669681,54	24834,67	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1187368,52	18,70	0,64	-0,06	416915,14	167974,43	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1104307,37	18,70	0,64	-0,06	385345,82	264229,31	VERO

Quinto corso

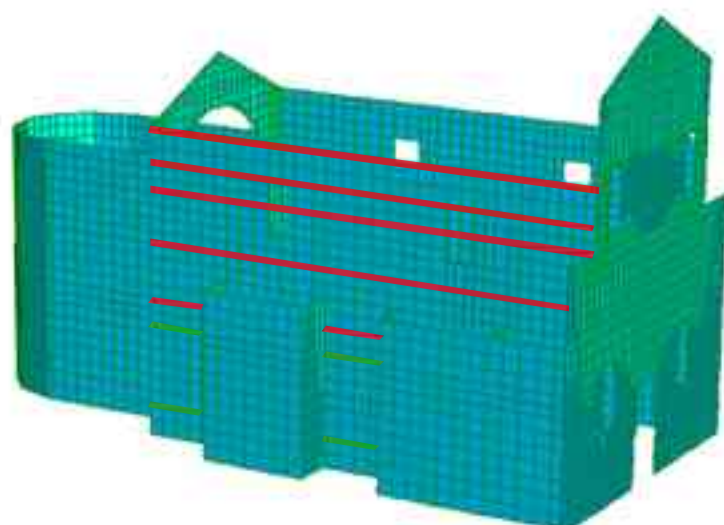
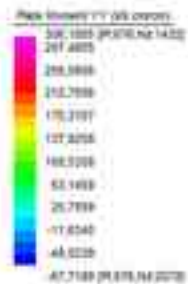
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-512211,61	18,70	0,64	-0,03	170785,36	238192,30	FALSO	1,382980235

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-48079,29	18,70	0,64	0,00	15788,52	478991,22	FALSO	30,37655637

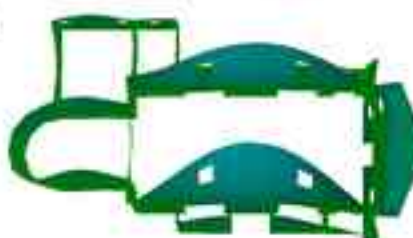
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
118981,33	18,70	0,64	0,01	37702,93	328652,91	FALSO	14,02133427



VII CORSO NONVERIFICATO  
 VI CORSO NON VERIFICATO  
 V CORSO NON VERIFICATO  
 IV CORSO NON VERIFICATO  
 III° CORSO NON VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## PARETE LATERALE SX PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS y

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{ou} = N \cdot \left( \frac{l}{2} - 0.5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_o < M_{ou}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica
166882,90	18,70	0,64	0,01	52610,23	21528,79	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica
-717951,82	18,70	0,64	-0,04	243256,56	36031,12	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-587350,02	18,70	0,64	-0,03	198995,21	216158,65	FALSO	1,09727873

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-801769,61	18,70	0,64	-0,04	273417,34	412310,76	FALSO	1,507990308

Quinto corso

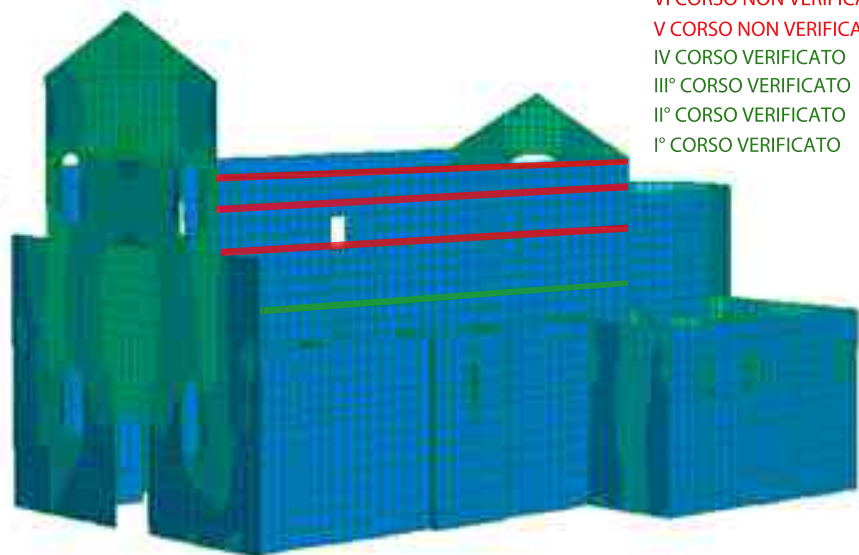
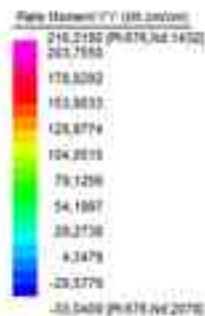
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-283940,80	18,70	0,64	-0,01	92974,47	457165,32	FALSO	4,917106164

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
23184,37	18,70	0,64	0,00	7468,67	1019130,74	FALSO	136,4542011

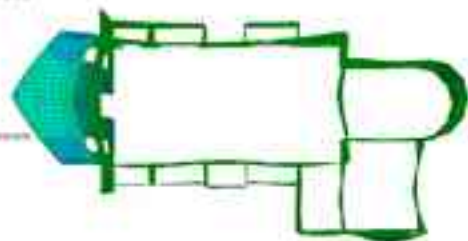
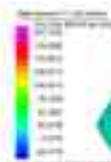
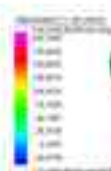
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
173798,06	18,70	0,64	0,01	54830,46	1096012,87	FALSO	19,99276868



VII CORSO NONVERIFICATO  
 VI CORSO NON VERIFICATO  
 V CORSO NON VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## PARETE LATERALE DX

### PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS x

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{ou} = N \cdot \left( \frac{e}{2} - 0.5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_o < M_{ou}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1366823,30	18,70	0,64	-0,07	486336,03	11707,98	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1604382,03	18,70	0,64	-0,08	580877,39	24523,34	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1261241,89	18,70	0,64	-0,07	445296,27	138403,45	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1156577,02	18,70	0,64	-0,06	405169,93	217266,72	VERO

Quinto corso

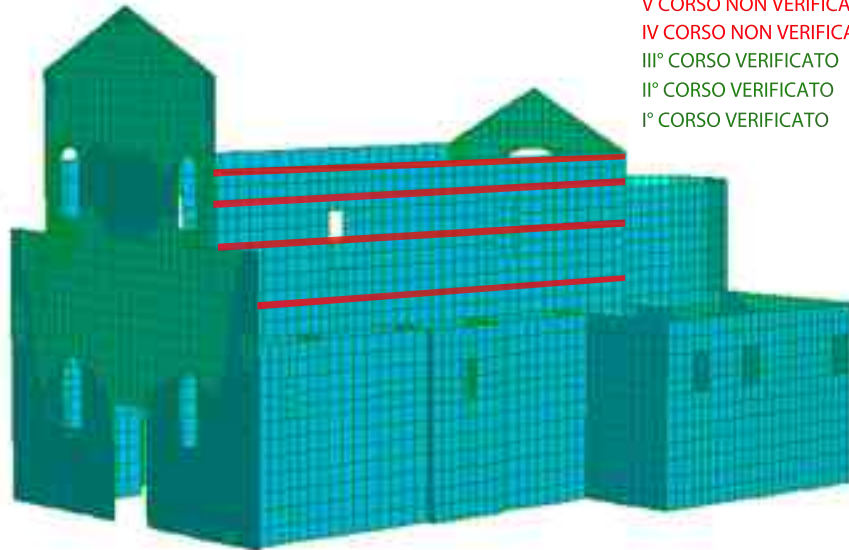
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-344995,81	18,70	0,64	-0,03	182184,66	219575,38	FALSO	1,205235156

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-92027,13	18,70	0,64	0,00	29670,69	518803,48	FALSO	17,48538809

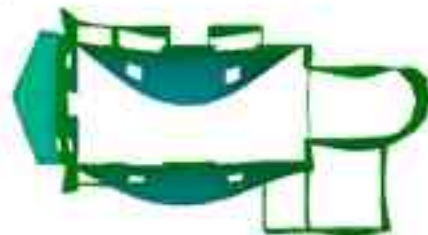
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
115356,05	18,70	0,64	0,01	36585,11	655719,55	FALSO	17,93292939



VII CORSO NONVERIFICATO  
 VI CORSO NON VERIFICATO  
 V CORSO NON VERIFICATO  
 IV CORSO NON VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## PARETE LATERALE DX PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS y

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{ou} = N \cdot \left( \frac{l}{2} - 0.5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_o < M_{ou}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica
-533824,75	18,70	0,64	-0,03	178294,01	20786,12	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica
-1020517,66	18,70	0,64	-0,05	353866,07	30597,62	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica
-777841,83	18,70	0,64	-0,04	264769,67	210689,00	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-854901,39	18,70	0,64	-0,04	292726,89	351942,46	FALSO	1,202289487

Quinto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-397493,31	18,70	0,64	-0,02	131339,65	326499,09	FALSO	2,562052605

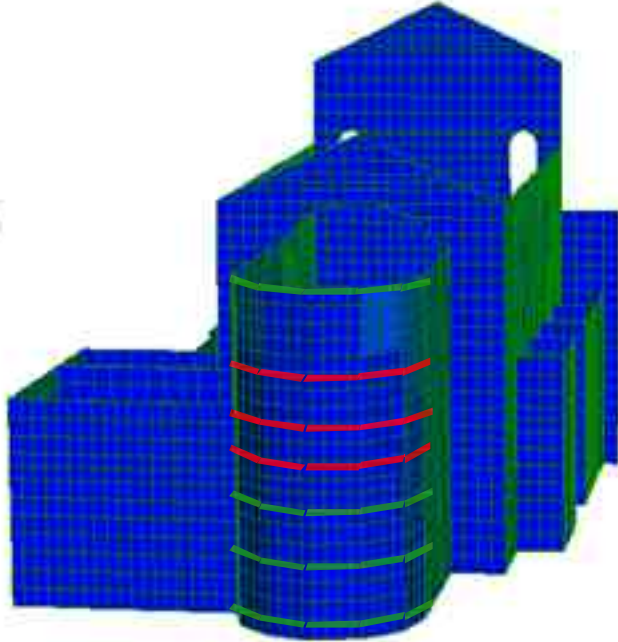
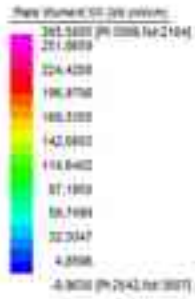
Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-72002,57	18,70	0,64	0,00	23176,72	794151,32	FALSO	34,26503913

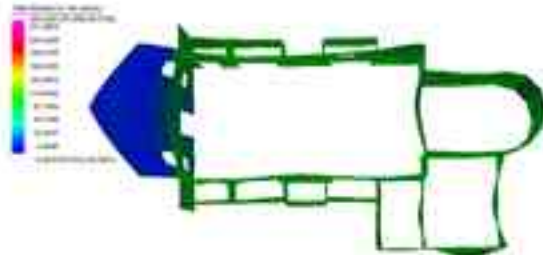
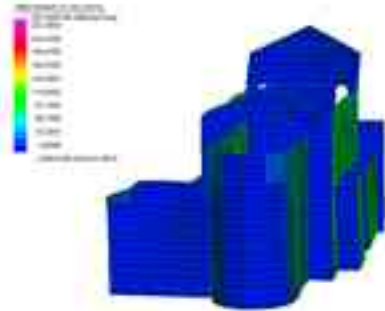
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
86431,53	18,70	0,64	0,00	27402,20	973137,25	FALSO	35,43544231





DISPLACEMENT SCALE 20%



- VII CORSO VERIFICATO
- VI CORSO NON VERIFICATO
- V CORSO NON VERIFICATO
- IV CORSO NON VERIFICATO
- III° CORSO VERIFICATO
- II° CORSO VERIFICATO
- I° CORSO VERIFICATO

# ABSIDE

## PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS x

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{ou} = N \cdot \left( \frac{e}{2} - 0.5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_o < M_{ou}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1198610,26	21,53	0,40	-0,05	272432,15	43406,71	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1009985,23	21,53	0,40	-0,05	225222,05	81792,88	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-747567,06	21,53	0,40	-0,03	162237,48	117940,66	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-451749,48	21,53	0,40	-0,02	94996,33	127395,20	FALSO	1,341053678

Quinto corso

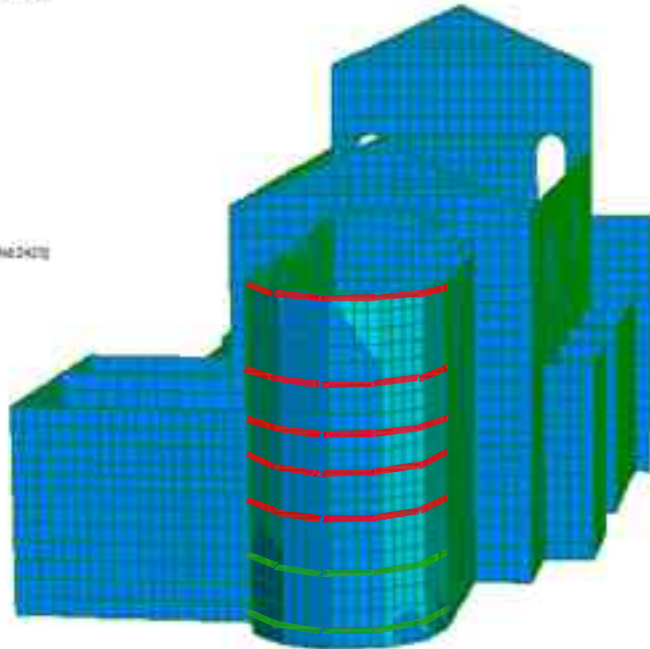
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-268587,02	21,53	0,40	-0,01	55339,87	130829,45	FALSO	2,363254426

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-147051,63	21,53	0,40	-0,01	29902,67	157945,41	FALSO	5,275296575

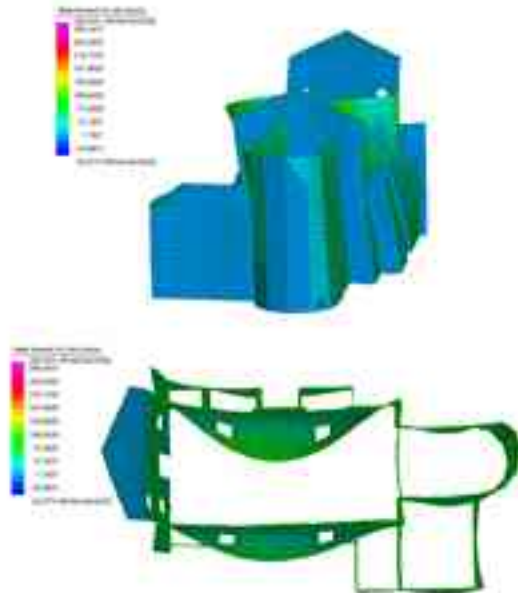
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
22133,18	21,53	0,30	0,00	3308,82	3293,70	VERO



VII CORSO NON VERIFICATO  
 VI CORSO NON VERIFICATO  
 V CORSO NON VERIFICATO  
 IV CORSO NON VERIFICATO  
 III° CORSO NON VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



# ABSIDE

## PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS y

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{ou} = N \cdot \left( \frac{l}{2} - 0.5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_o < M_{ou}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica
-673455,54	21,53	0,40	-0,03	145017,38	38490,28	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_x$ SRSS Y [N*m]	verifica
-520057,19	21,53	0,40	-0,02	110169,27	55767,34	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_y$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-219857,62	21,53	0,40	-0,01	45030,07	108643,02	FALSO	2,412677112

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_y$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
138938,19	21,53	0,40	0,01	27348,13	156949,55	FALSO	5,738950429

Quinto corso

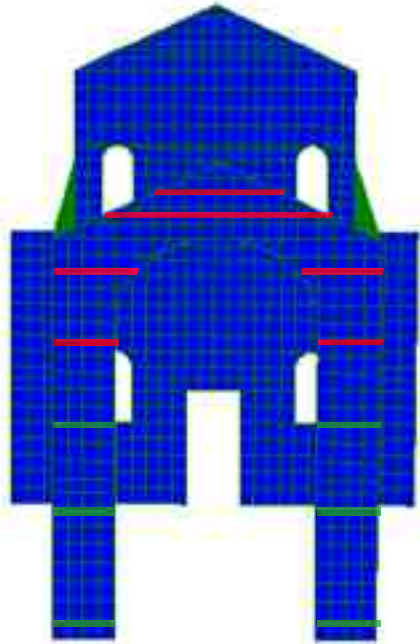
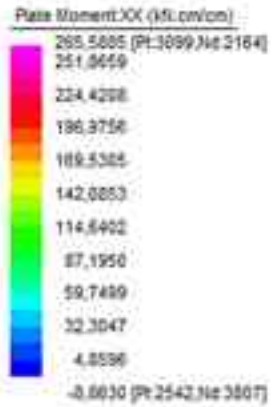
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_y$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
95411,52	21,53	0,40	0,00	18879,04	191628,38	FALSO	10,15247642

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_y$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
92023,95	21,53	0,40	0,00	38211,96	226823,95	FALSO	12,45465651

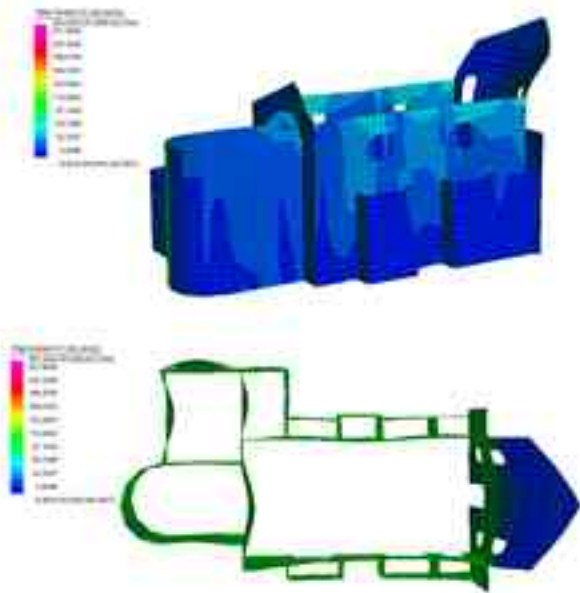
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_y$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_y$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
78599,77	21,53	0,30	0,00	11649,31	218919,32	FALSO	18,79247651



VII CORSO NON VERIFICATO  
 VI CORSO NON VERIFICATO  
 V CORSO NON VERIFICATO  
 IV CORSO NON VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## ARCO TRIONFALE PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS x

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l}$$

$$M_{ou} = N \cdot \left( \frac{l}{2} - 0.5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_o < M_{ou}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-1527900,45	8,71	0,48	-0,17	498079,90	53051,39	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-713917,87	8,71	0,48	-0,08	200024,85	43675,50	VERO

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica
-433801,57	8,71	0,48	-0,05	114703,30	11389,99	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-241725,29	8,71	0,48	-0,03	61302,55	92175,12	FALSO	1,506872302

Quinto corso

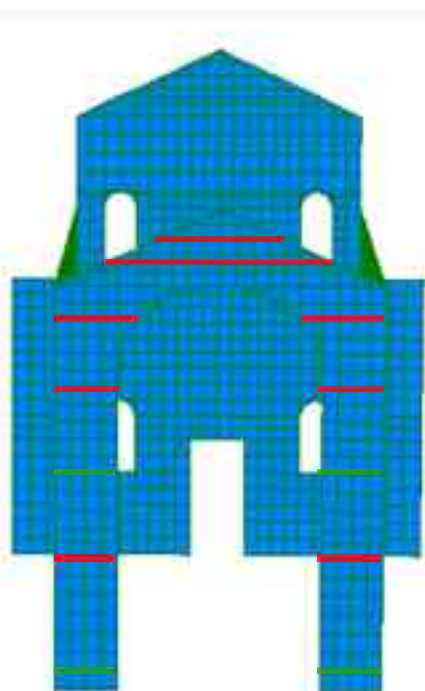
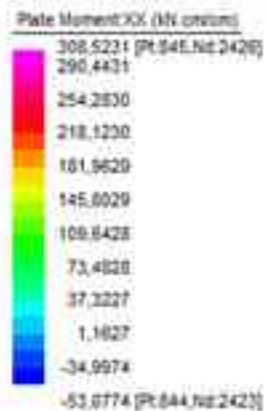
Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
47166,78	7,79	0,48	0,01	11180,04	123875,19	FALSO	11,08003557

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
49074,75	1,76	0,48	0,01	11461,96	71999,15	FALSO	6,27698745

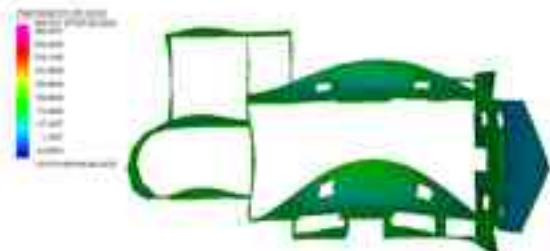
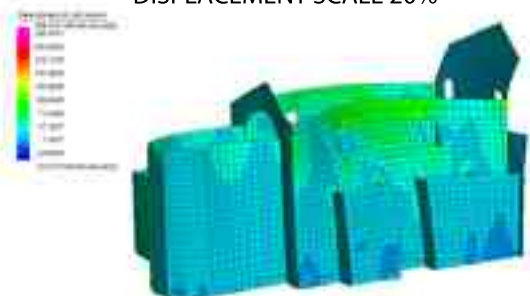
Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS X [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
17542,85	1,90	0,48	0,01	-4130,88	17852,67	FALSO	9,161381207



VII CORSO NON VERIFICATO  
 VI CORSO NON VERIFICATO  
 V CORSO NON VERIFICATO  
 IV CORSO NON VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO NON VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## ARCO TRIONFALE PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS y

Fd = Resistenza a compressione Muratura = 1,2 Mpa      1200000 N/mq

$$x = \frac{N}{0,85 \cdot f d \cdot l}$$

$$M_{ou} = N \cdot \left( \frac{e}{2} - 0,5 \cdot x \right)$$

Verificare che  $M_o < M_{ou}$

Primo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica
705454,41	8,71	0,48	0,08	141300,58	56998,84	VERO

Secondo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
-185521,30	8,71	0,48	-0,02	46462,15	46842,77	FALSO	1,008192064

Terzo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica
-254281,07	8,71	0,48	-0,03	64666,44	39765,11	VERO

Quarto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
781144,75	8,71	0,48	0,09	151133,60	230067,88	FALSO	1,502399618

Quinto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
781144,75	8,71	0,48	0,09	151133,60	230067,88	FALSO	1,502399618

Sesto corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
440771,25	7,79	0,48	0,08	90559,82	144878,96	FALSO	1,548516905

Settimo corso

Forza Normale [N]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	X[m]	$M_{ou}$ [N*m]	$M_o$ SRSS Y [N*m]	verifica	$M_o$ [N*m] / $M_{ou}$ [N*m]
52805,92	1,90	0,48	0,03	11954,00	23818,43	FALSO	1,994179508

## Taglio

Taglio La resistenza a taglio dei maschi murari ha un ruolo fondamentale per il comportamento sismico degli edifici in muratura. Infatti la normativa italiana fino al 1981 (Circolare del Ministero LL. PP: 30 Luglio 1981 n. 21745, 1981) riportava un unico criterio di rottura per la verifica sismica degli edifici in muratura e prevedeva un collasso a taglio per fessurazione diagonale. Originariamente formulato da Turnsek e Cacovic (Turnsek, et al., 1971) veniva utilizzato all'interno di uno schema di verifica basato sull'analisi non lineare. Con questo criterio si supposeva che la prima lesione si originasse nel centro del pannello, in corrispondenza del raggiungimento della resistenza a trazione della muratura e in seguito, che essa si propagasse seguendo la diagonale del pannello stesso.

La normativa attuale (Circolare 2 febbraio 2009, n. 617) ha raffinato il criterio originario e riporta che considerate la notevoli varietà di tipologie e di meccanismi di rottura del materiale, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura può essere calcolata con un criterio di rottura per fessurazione diagonale o con un criterio di scorrimento. Pertanto per una costruzione esistente la resistenza a taglio può essere calcolata mediante la formula.

$$V_u = l * t * \left( \frac{1.5 + \tau_{0d}}{b} \right) * \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma_0}{1.5 + \tau_{0d}} \right)}$$

Dove:

- l lunghezza del pannello;
- t spessore del pannello;
- $\sigma_0$  tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;
- $\tau_{0d}$  resistenza a taglio di riferimento della muratura = 0,4 MPa
- coefficiente di forma legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. La normativa propone di utilizzare valori di b in funzione della snellezza  $\lambda = h/l$  dei pannelli, secondo la relazione proposta inizialmente da (Benedetti, et al., 1984)

$$b = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda < 1 \\ \lambda & \text{se } 1 < \lambda < 1.5 \\ 1.5 & \text{se } \lambda > 1.5 \end{cases}$$

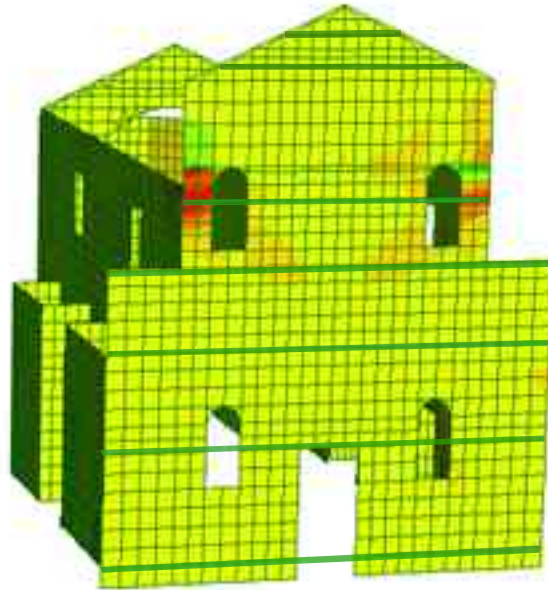
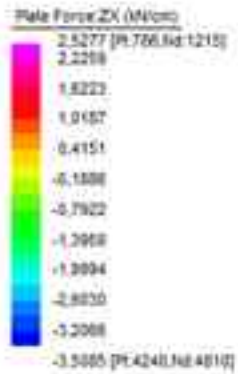
Verificare che  $V < V_u$

Per le verifiche sono stati considerati gli spettri di risposta dati da normativa e, ovviamente, risultano soddisfatte se:

$$M_p/M_u < 1$$

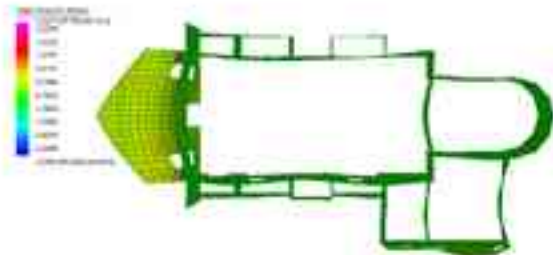
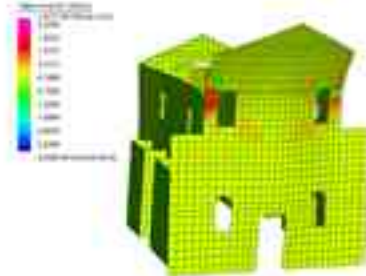
$$M_o/M_u < 1$$

$$V/V_u < 1$$



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## FACCIATA TAGLIO SRSSX

$$V_u = t * \tau * \left( \frac{1.5 + \tau_{ad}}{b} \right) * \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma_a}{1.5 + \tau_{ad}} \right)^2}$$

$\tau_{ad}$  0.4 Mpa

1 se  $\lambda < 1$

b  $\lambda$  se  $1 < \lambda < 1.5$

1.5 se  $\lambda > 1.5$

Primo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000.00	14.04	0.42	232734.31	4168143.33	109986.67	VERO

Secondo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000.00	14.04	0.42	220210.69	4136706.76	94096.95	VERO

Terzo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000.00	14.04	0.42	160886.02	3984243.75	-173454.91	VERO

Quarto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000.00	14.04	0.42	80583.28	3768188.86	-67556.32	VERO

Quinto corso

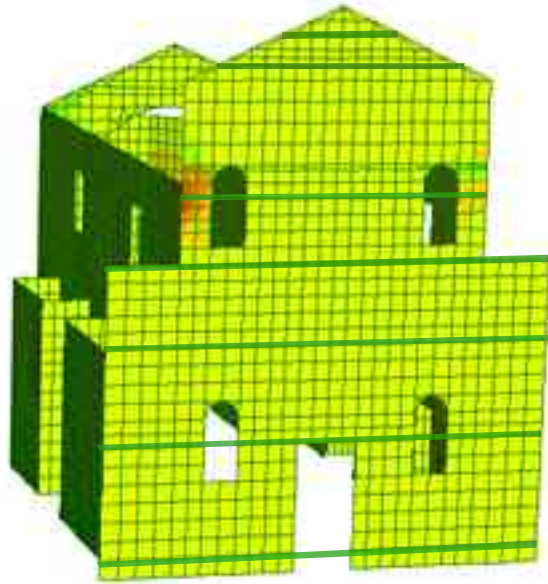
$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000.00	9.63	0.42	84088.55	2591238.35	-117825.60	VERO

Sesto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000.00	9.63	0.42	66877.10	2558433.34	23262.88	VERO

Settimo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000.00	1.90	0.42	13329.82	484878.02	8834.49	VERO



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## FACCIATA TAGLIO SRSS y

$$V_u = 1 + \tau * \left( \frac{1.5 + \tau_{ad}}{b} \right) * \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma_a}{1.5 + \tau_{ad}} \right)}$$

$\tau_{ad}$  0.4 Mpa

1 se  $\lambda < 1$

b  $\lambda$  se  $1 < \lambda < 1.5$

1.5 se  $\lambda > 1.5$

Primo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss x}$ [N]	verifica
400000.00	14.04	0.42	195702.75	4074435.58	262948.62	VERO

Secondo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss y}$ [N]	verifica
400000.00	14.04	0.42	184508.18	4045672.88	251612.77	VERO

Terzo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss y}$ [N]	verifica
400000.00	14.04	0.42	141862.07	3934174.29	-394469.33	VERO

Quarto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss y}$ [N]	verifica
400000.00	14.04	0.42	74246.15	3750604.43	-188113.77	VERO

Quinto corso

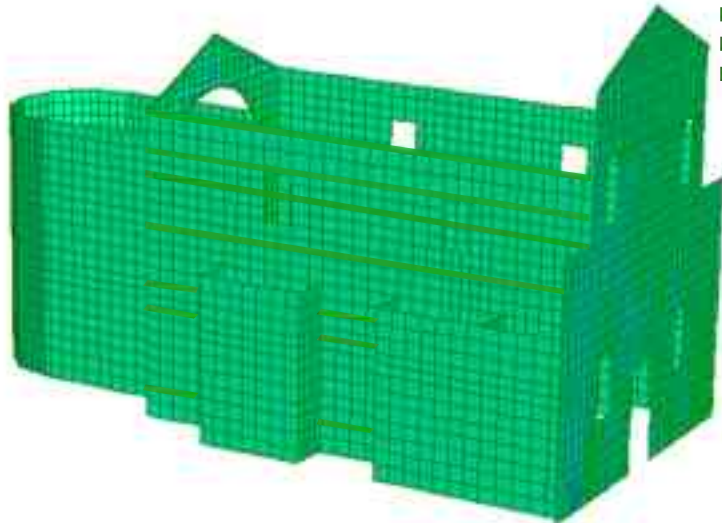
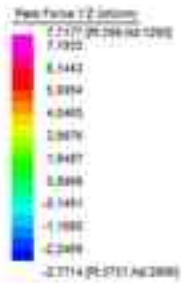
$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss y}$ [N]	verifica
400000.00	14.04	0.42	74246.15	1750604.43	-188113.77	VERO

Sesto corso

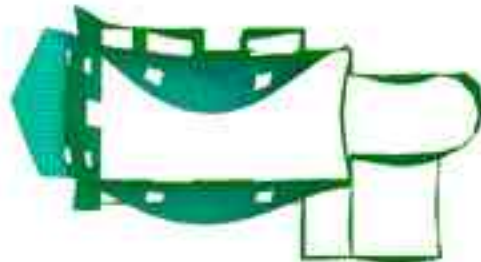
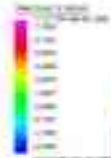
$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss y}$ [N]	verifica
400000.00	9.63	0.42	80310.45	2584072.97	-292583.34	VERO

Settimo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss y}$ [N]	verifica
400000.00	1.90	0.42	15881.91	483095.49	7972.39	VERO



DISPLACEMENT SCALE 20%



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

## PARETE LATERALE SX TAGLIO SRSS x

$$V_u = 1 + \tau * \left( \frac{1.5 + \tau_{ad}}{b} \right) * \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma_a}{1.5 + \tau_{ad}} \right)^2}$$

$\tau_{ad}$  0.4 Mpa

1 se  $\lambda < 1$

b  $\lambda$  se  $1 < \lambda < 1.5$

1.5 se  $\lambda > 1.5$

Primo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	114928,25	7838418,28	-283840,71	VERO

Secondo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	152162,96	8039946,84	-51791,39	VERO

Terzo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	99211,94	7751783,31	282531,98	VERO

Quarto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	92271,67	7713215,87	57244,69	VERO

Quinto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	66992,78	7571078,91	120993,07	VERO

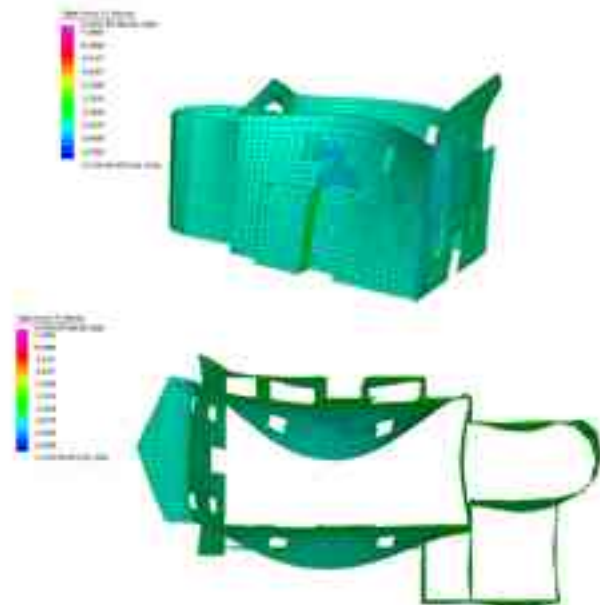
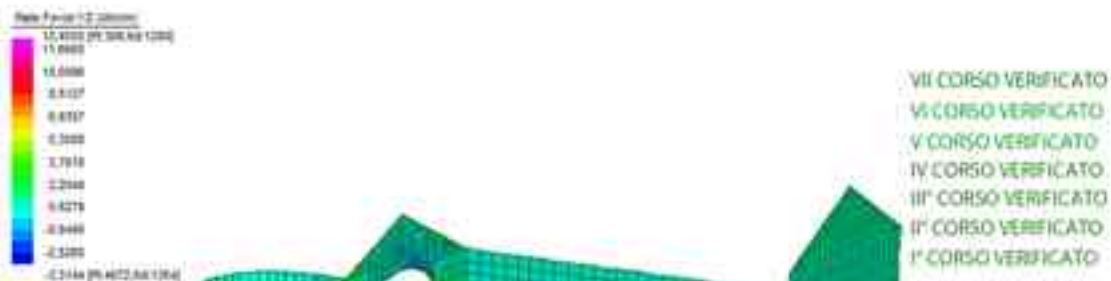
Sesto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	4100,88	7205297,86	307899,02	VERO

Settimo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	9941,82	7240046,25	250248,11	VERO





## PARETE LATERALE SX TAGLIO SRSS y

$$V_u = l \cdot \tau \cdot \left( \frac{1.5 + \tau_{od}}{b} \right) \cdot \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma_o}{1.5 + \tau_{od}} \right)^2}$$

$\tau_{od}$  0.4 Mpa

1 se  $\lambda < 1$

b  $\lambda$  se  $1 < \lambda < 1.5$

1.5 se  $\lambda > 1.5$

Primo corso

$\tau_{od}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_o$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	13927,38	7263661,35	-644668,63	VERO

Secondo corso

$\tau_{od}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_o$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	59989,29	7531225,47	183745,46	VERO

Terzo corso

$\tau_{od}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_o$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	59989,29	7531225,47	183745,46	VERO

Quarto corso

$\tau_{od}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_o$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	66992,78	7571078,91	320993,07	VERO

Quinto corso

$\tau_{od}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_o$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	23725,00	7321394,04	312879,52	VERO

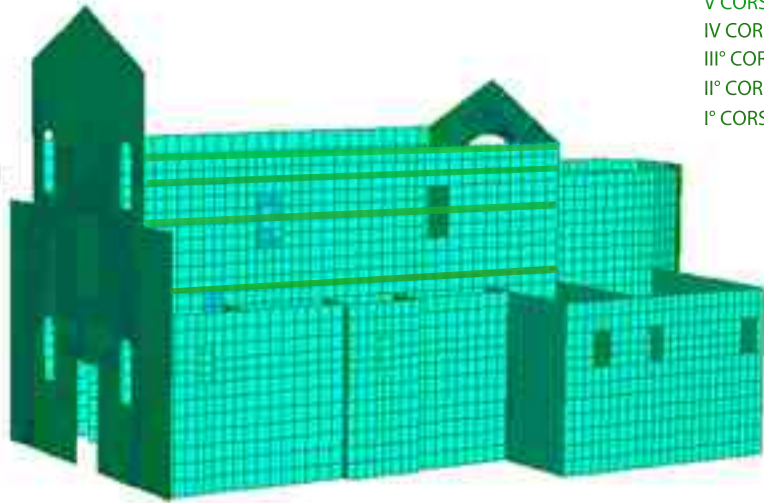
Sesto corso

$\tau_{od}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_o$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	1953,91	7192482,68	284288,04	VERO

Settimo corso

$\tau_{od}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_o$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	14521,06	7267174,55	248817,99	VERO





VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## PARETE LATERALE DX TAGLIO SRSS y

$$V_u = l \cdot t \cdot \left( \frac{1.5 \cdot \tau_{sd}}{b} \right) \cdot \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma_c}{1.5 \cdot \tau_{sd}} \right)^2}$$

$\tau_{sd}$  0.4 Mpa

1 se  $\lambda < 1$

b  $\lambda$  se  $1 < \lambda < 1.5$

1.5 se  $\lambda > 1.5$

Primo corso

$\tau_{sd}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_c$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srs y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	44604,34	7442928,01	-91071,56	VERO

Secondo corso

$\tau_{sd}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_c$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srs y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	85270,53	7674113,75	376794,14	VERO

Terzo corso

$\tau_{sd}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_c$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srs y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	64993,47	7559723,23	162464,39	VERO

Quarto corso

$\tau_{sd}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_c$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srs y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	71432,27	7596233,58	20074,86	VERO

Quinto corso

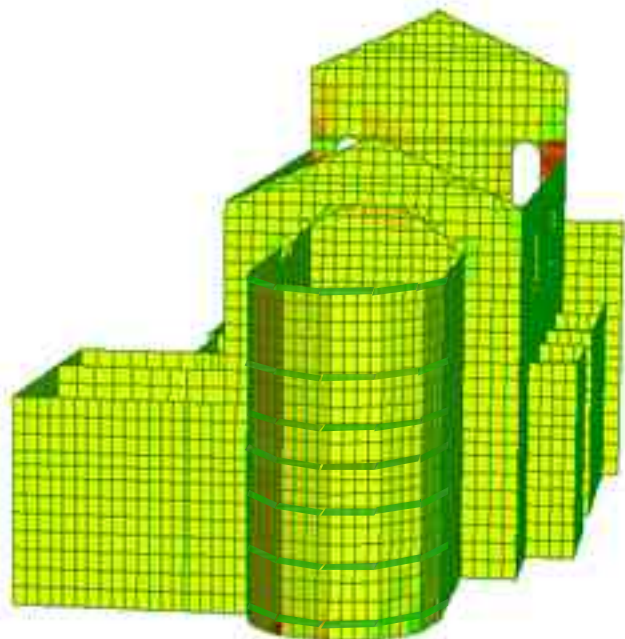
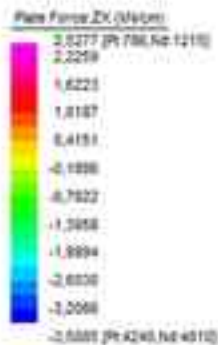
$\tau_{sd}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_c$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srs y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	33213,01	7376869,84	259651,00	VERO

Sesto corso

$\tau_{sd}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_c$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srs y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	6016,36	7216711,49	290654,68	VERO

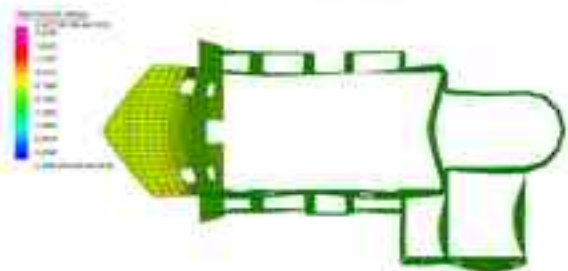
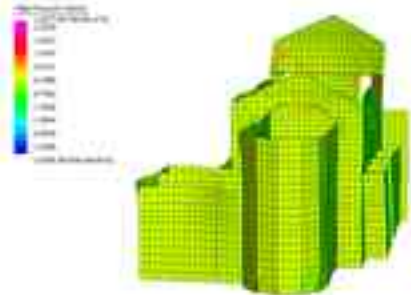
Settimo corso

$\tau_{sd}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_c$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srs y [N]	verifica
400000,00	18,70	0,64	7221,88	7223886,49	44122,85	VERO



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

DISPLACEMENT SCALE 20%



## ABSIDE TAGLIO SRSS x

$$V_u = l \cdot t \cdot \left( \frac{1.5 \cdot \tau_{ad}}{b} \right) \cdot \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma_a}{1.5 \cdot \tau_{ad}} \right)^2}$$

$\tau_{ad}$  0.4 Mpa

l se  $\lambda < 1$   
 b  $\lambda$  se  $1 < \lambda < 1.5$   
 1.5 se  $\lambda > 1.5$

Primo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	21,53	0,40	139179,08	5715278,09	-43928,56	VERO

Secondo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	21,53	0,40	117276,50	5649668,27	90668,71	VERO

Terzo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	21,53	0,40	86805,28	5528361,81	182089,73	VERO

Quarto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	21,53	0,40	52455,82	5388342,58	199899,18	VERO

Quinto corso

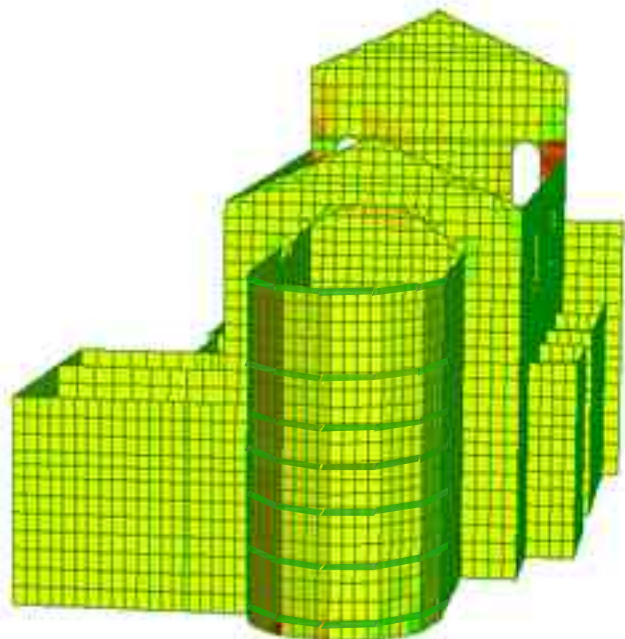
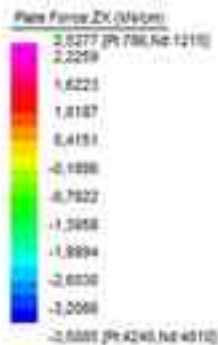
$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	21,53	0,40	31187,53	5299792,32	208951,61	VERO

Sesto corso

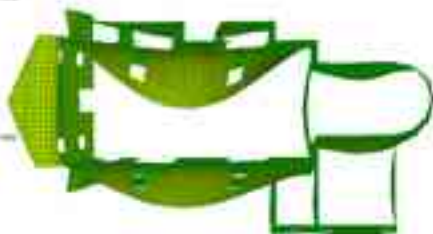
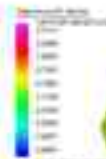
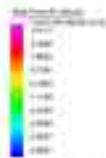
$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	21,53	0,40	17075,20	5240210,02	188728,96	VERO

Settimo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	21,53	0,30	3426,72	3886450,83	145058,86	VERO



DISPLACEMENT SCALE 20%



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

## ABSIDE TAGLIO SRSS y

$$V_u = l \cdot t \cdot \left( \frac{1.5 \cdot \tau_{ad}}{b} \right) \cdot \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma_a}{1.5 \cdot \tau_{ad}} \right)^2}$$

$\tau_{ad}$  0.4 Mpa

l se  $\lambda < 1$   
 b  $\lambda$  se  $1 < \lambda < 1.5$   
 1.5 se  $\lambda > 1.5$

Primo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss x [N]	verifica
400000,00	21,53	0,40	78199,67	5453617,69	59491,37	VERO

Secondo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	21,53	0,40	60387,50	5420995,79	227520,40	VERO

Terzo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	21,53	0,40	25505,99	5275885,77	327041,63	VERO

Quarto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	21,53	0,40	16133,09	5236208,29	383817,39	VERO

Quinto corso

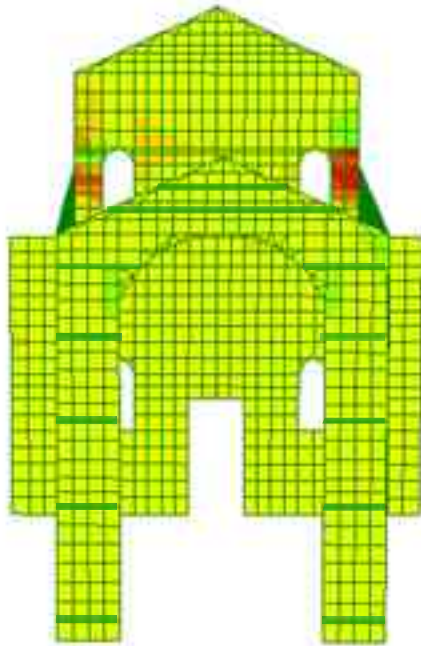
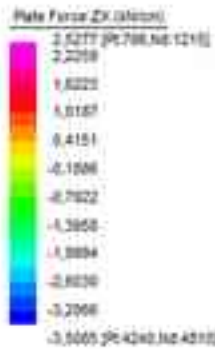
$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	21,53	0,40	11078,90	5214687,55	458346,70	VERO

Sesto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	21,53	0,40	10685,55	5213008,92	424673,47	VERO

Settimo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	21,53	0,30	12169,03	3914502,61	329369,53	VERO



DISPLACEMENT SCALE 20%



VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO

## ARCO TRIONFALE

### TAGLIO SRSS x

$$V_u = l \cdot t \cdot \left( \frac{1.5 \cdot \tau_{ad}}{b} \right) \cdot \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma_a}{1.5 \cdot \tau_{ad}} \right)^2}$$

$\tau_{ad}$  0.4 Mpa

l se  $\lambda < 1$

b  $\lambda$  se  $1 < \lambda < 1.5$

1.5 se  $\lambda > 1.5$

Primo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss\ x}$ [N]	verifica
400000,00	8,71	0,48	365456,48	3182008,74	-32656,76	VERO

Secondo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss\ x}$ [N]	verifica
400000,00	8,71	0,48	170761,07	2843118,11	138036,76	VERO

Terzo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss\ x}$ [N]	verifica
400000,00	8,71	0,48	103760,42	2716736,00	137058,58	VERO

Quarto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss\ x}$ [N]	verifica
400000,00	8,71	0,48	57817,95	2626563,34	135625,70	VERO

Quinto corso

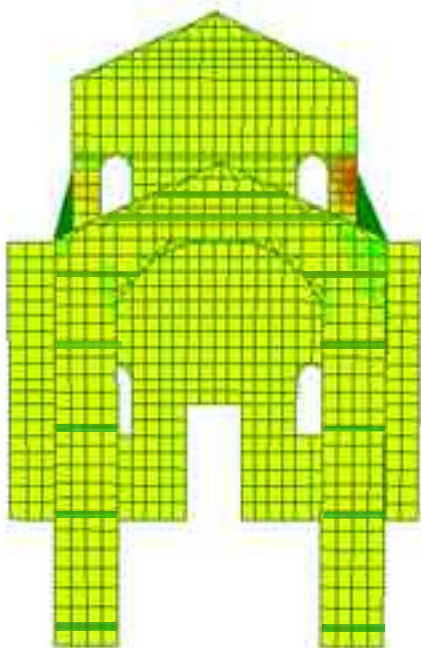
$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss\ x}$ [N]	verifica
400000,00	7,79	0,48	12614,14	2266980,73	-108179,32	VERO

Sesto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss\ x}$ [N]	verifica
400000,00	3,76	0,48	27191,24	1107145,50	-3010,83	VERO

Settimo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	$V_{srss\ x}$ [N]	verifica
400000,00	1,90	0,48	19235,58	555902,23	-5488,10	VERO



DISPLACEMENT SCALE 20%

VII CORSO VERIFICATO  
 VI CORSO VERIFICATO  
 V CORSO VERIFICATO  
 IV CORSO VERIFICATO  
 III° CORSO VERIFICATO  
 II° CORSO VERIFICATO  
 I° CORSO VERIFICATO



## ARCO TRIONFALE TAGLIO SRSS y

$$V_u = l \cdot t \cdot \left( \frac{1.5 \cdot \tau_{ad}}{b} \right) \cdot \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma_a}{1.5 \cdot \tau_{ad}} \right)^2}$$

$\tau_{ad}$  0.4 Mpa

l se  $\lambda < 1$   
 b  $\lambda$  se  $1 < \lambda < 1.5$   
 1.5 se  $\lambda > 1.5$

Primo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	8,71	0,48	168736,70	2839382,01	50977,15	VERO

Secondo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	8,71	0,48	44174,59	2599586,19	24411,56	VERO

Terzo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	8,71	0,48	60821,15	2632552,16	556579,19	VERO

Quarto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	8,71	0,48	186840,98	2872622,13	923419,21	VERO

Quinto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	7,79	0,48	117878,49	2454029,57	-326594,66	VERO

Sesto corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	3,76	0,48	130788,98	1195090,25	-136346,23	VERO

Settimo corso

$\tau_{ad}$ [N/mq]	Lunghezza l [m]	Spessore t [m]	$\sigma_a$ [N/mq]	$V_u$ [N]	V srss y [N]	verifica
400000,00	1,90	0,48	57901,23	572994,97	-36981,66	VERO

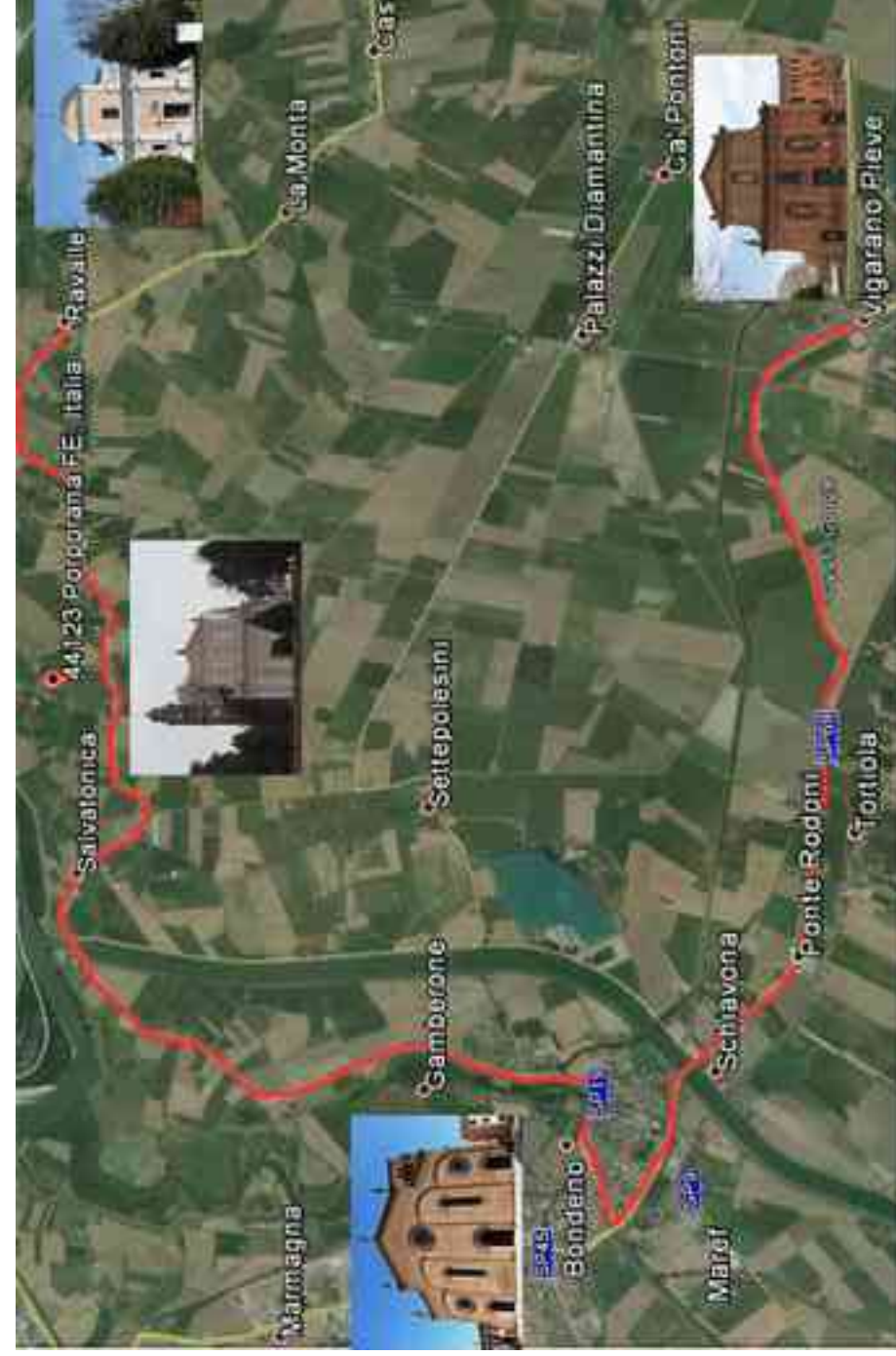


Figura n °62: Percorso sopralluogo.



## DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Martedì 11 Marzo 2014 ho eseguito il sopralluogo a Porporana.

Prima di giungere in questo piccolo paese di 180 abitanti sono passata da Bondeno. Anche Bondeno è uno dei territori colpiti dal terremoto del 2012 e ne riporta ancora i segni. La chiesa di Bondeno è stata messa in sicurezza in modo da renderla accessibile.

I danni sono evidenti sia dall'esterno che dall'interno. Le opere di messa in sicurezza sono state eseguite dallo STUDIO 58<sup>1</sup> che ha sede a Ferrara.

All'esterno, i danni principali sono il distacco della facciata principale dal corpo centrale della chiesa, il crollo dei cinque pinnacoli che erano posizionati in copertura in corrispondenza della facciata e i danni riportati dal campanile.



Figura n°63: Facciata della chiesa di Bondeno prima del terremoto del 2012.

La prima foto della chiesa di Bondeno è l'immagine della facciata come si presentava prima del terremoto del 2012. Le foto seguenti rappresentano le opere di messa in sicurezza, predisposte dallo STUDIO 58, nei punti maggiormente danneggiati.



Figura n°64: Uno dei cinque pinnacoli crollati durante il terremoto.



Figura n°65:Opera di messa in sicurezza per il campanile.



Figura °66:Opera di messa in sicurezza per il distacco della facciata dal corpo centrale.

Dopo la tappa a Bondeno mi sono fermata a Vigarano Pieve dove avevo appuntamento con Don Raffaele per le chiavi della chiesa di Porporana.

Don Raffaele mi ha fatta entrare nella chiesa di Vigarano Pieve, descrivendomi i danni subiti in seguito al terremoto. La chiesa di Vigarano Pieve riporta in modo accentuato i danni visti precedentemente per la chiesa di Bondeno: il distacco della facciata dal corpo principale, il crollo del campanile e dei pinnacoli della facciata. Qui di seguito sono riportate alcune fotografie scattate durante il sopralluogo.



Figura n°67: Chiesa di Vigarano Pieve in seguito al terremoto del 2012.



Figura n°68: Fessura verticale che indica il distacco della facciata dal corpo principale.



Figura n°69: Crollo della parte sommitale del campanile.

La chiesa di Vigarano Pieve non è accessibile per i gravi danni subito all'interno della struttura. Don Raffaele sta ancora aspettando l'avvio dei lavori, e non sa ancora se saranno predisposte opere di messa in sicurezza provvisoria o se si dovranno aspettare i lavori definitivi.

All'interno della chiesa si può notare che il soffitto ha subito dei grossi danni e che sta cedendo, come si può vedere dalle fotografie seguenti.



Figura n°70: Rigonfiamento del soffitto.



Figura n°71: Distacco dell'intonaco affrescato che lascia intravedere il controsoffitto in arelle.



Figura n°72: Cedimento dell'arco di una delle cappelle laterali.

Un'altra chiesa incontrata lungo il percorso effettuato per il sopralluogo a Porporana, è la Chiesa di Ravalle. Non è stato possibile accedere all'interno dell'edificio ma ho potuto effettuare solamente un rilievo fotografico dall'esterno e la chiesa non sembra riportare grossi danni.

La facciata ricorda molto quella di Porporana e il corpo della chiesa è in mattoni faccia a vista.

Sono state eseguite alcune opere di messa in sicurezza come si può vedere dall'immagine affianco.



Figura n°73: Facciata della chiesa di Ravalle.



Figura n°74: Opera di messa in sicurezza della facciata.

Arrivata a Porporana mi trovo di fronte alla Chiesa della Conversione di San Paolo. A primo impatto la chiesa sembra aver risposto bene all'azione del sisma, infatti dall'esterno non si riscontrano numerosi danni ma solo qualche piccola fessura sulle superfici murarie.

La Chiesa di Porporana prende il nome dall'opera di maggior importanza storica che ospita al suo interno che fortunatamente non è stato danneggiato dal terremoto. In una delle cappelle laterali è presente un dipinto su tela che rappresenta la Conversione di San Paolo.

Durante il sopralluogo, sono stati riscontrati i seguenti danni:

-Facciata: una lesione verticale dalla trabeazione giunge fino all'architrave del portale d'accesso, che risulta essersi deformato [FOTO n° 78-79].

-Coperture: non è stato possibile né osservare da lontano lo stato del manto né ispezionare il sottotetto per verificarne le strutture portanti. Tuttavia, da una finestra del campanile, si è osservata la presenza di materiali caduti sulla porzione di copertura compresa tra la Chiesa e la Canonica.

-Murature esterne: si evidenziano lesioni verticali tra la Chiesa ed i vari corpi aggiunti (Sagrestia, Cappella d'inverno, ...) [FOTO n° 76-77-80-81-82-83].



Figura n°75: Chiesa della Conversione di San Paolo dopo il terremoto del 2012.



Figura n°76: Campanile e parte del prospetto Nord.



Figura n°77: Campanile e parte del prospetto Sud.





Figura n°78: Lesione verticale lungo la facciata principale.



Figura n°79: Lesione verticale della facciata principale, vista da basso.



Figura n°80: Ribaltamento parziale della facciata dal corpo principale, prospetto nord.



Figura n°81: Ribaltamento della facciata dal corpo principale, prospetto sud.



Figura n°82: Ribaltamento globale di una delle cappelle laterali del prospetto sud.



Figura n°83: Lesione sull'abside.

-Interno: si segnalano lesioni soprattutto nella parte alta dell'edificio in corrispondenza dell'attacco murario di alcune paraste [FOTO n° 87] e degli architravi di alcune porte [FOTO n° 88-89-90] e finestre.

In particolare, nelle Cappelle laterali si notano lesioni importanti sulle ghiere degli archi, sulle murature ad essi soprastanti e nelle volte di copertura di tali vani. Lungo tutto il corpo della Chiesa si registra il distacco delle strutture voltate in canniccio rispetto alle pareti verticali ed agli archi [FOTO n° 94].

Danni diffusi si riscontrano anche sulle volte arellate con fessurazioni e distacchi della superficie pittorica: in particolare, in alcuni punti il supporto in canniccio risulta privo anche dello strato di gesso forse a causa della caduta di materiale dal tetto, che potrebbe aver gravato al di sopra degli arellati. Tuttavia non è stato possibile ispezionare il sottotetto per verificarne le strutture portanti ed osservare lo stato conservativo del canniccio e della sua struttura lignea di supporto.



Figura n°84: Foto dall'altare della navata principale.



Figura n°85: Ribaltamento parziale della parte sommitale della facciata visto dall'interno.



Figura n°86: Fessura da dove entra luce dall'esterno.



Figura n°87: Ribaltamento globale della cappella laterale del prospetto sud.

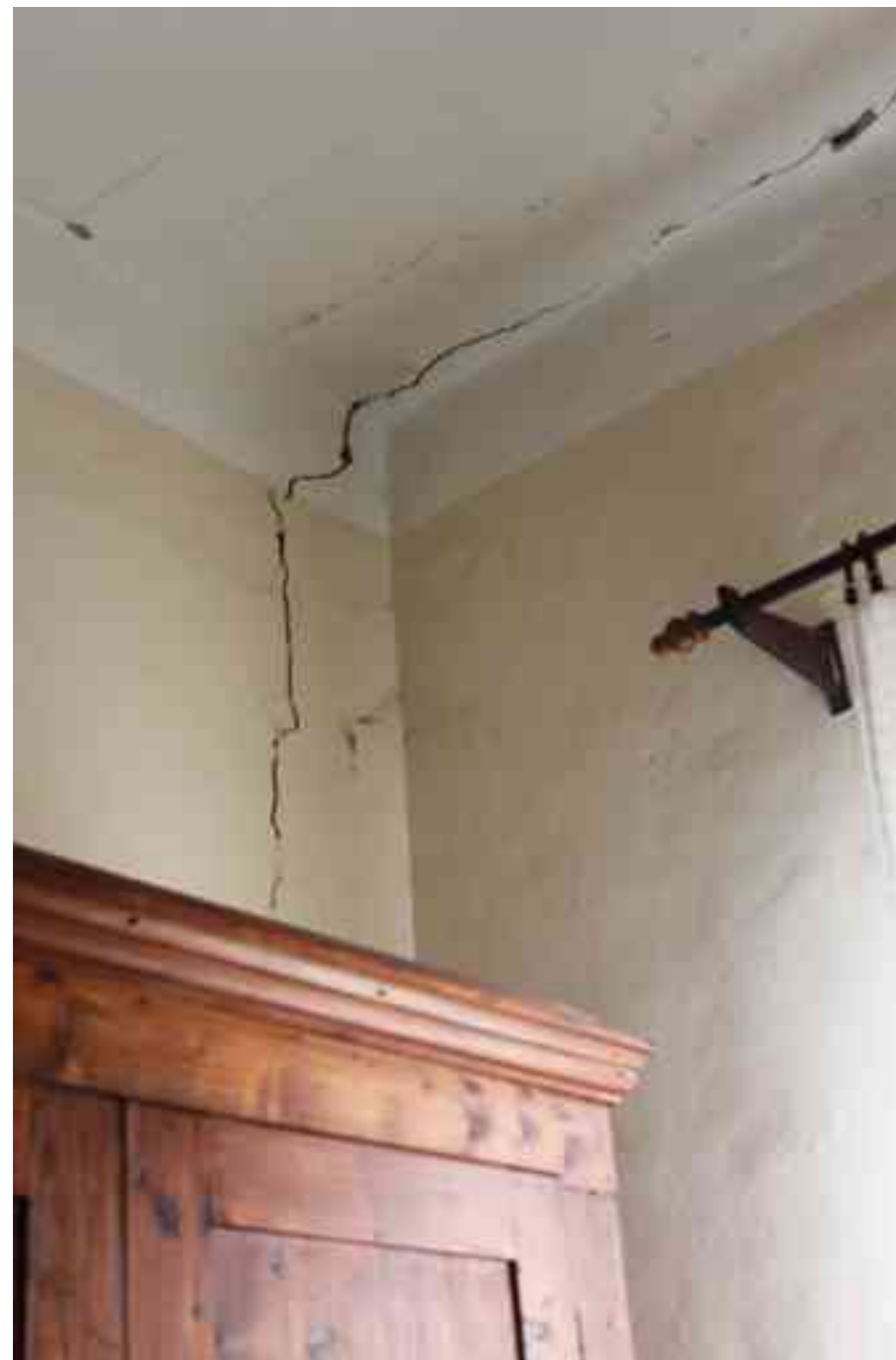


Figura n°88: Fessura nella cappella laterale, prospetto sud.



Figura n°89: Lesione verticale in corrispondenza di una cappella laterale.



Figura n°90: Lesione verticale in corrispondenza di una cappella laterale.



Figura n°91: Lesione in corrispondenza di una cappella laterale.

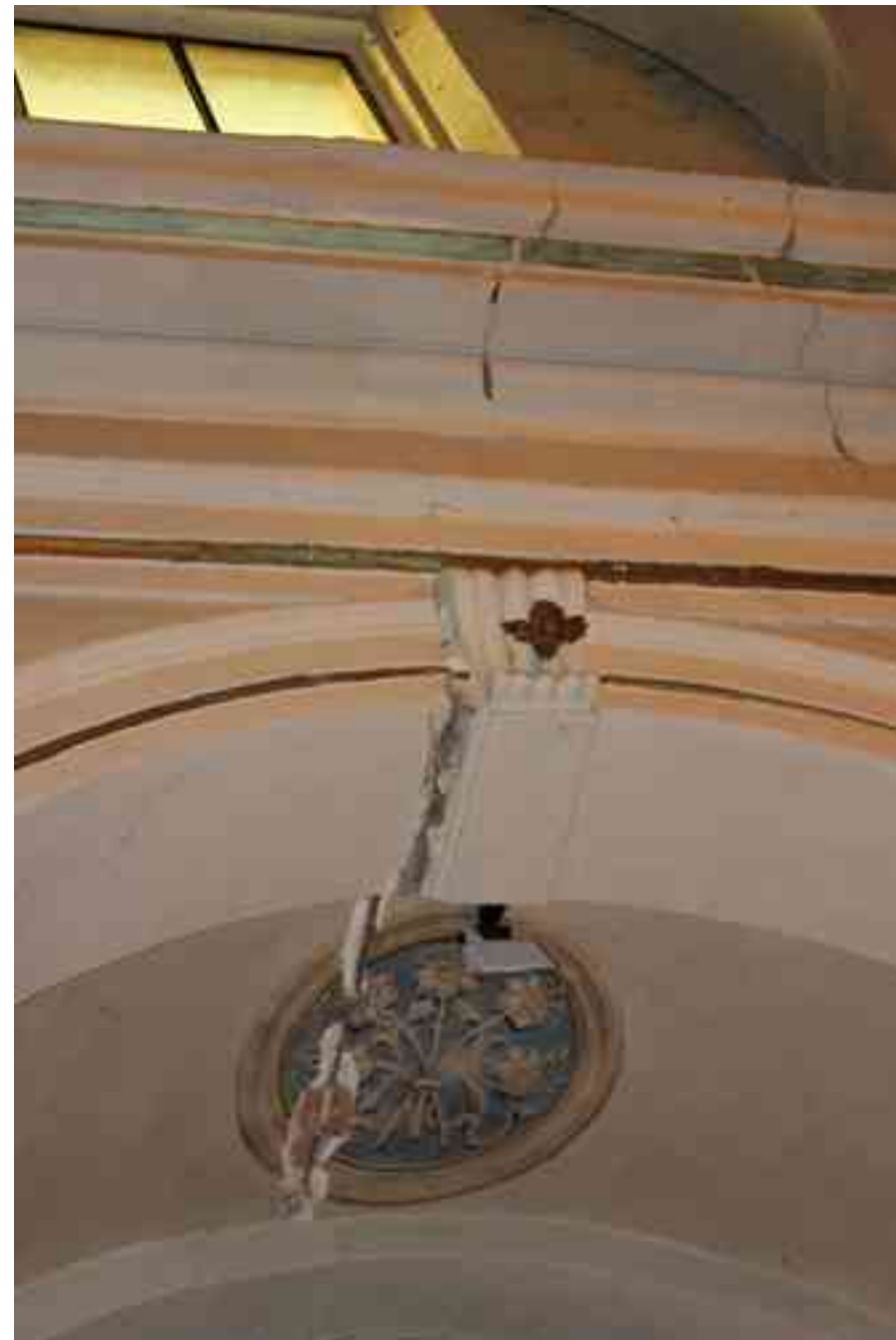


Figura n°92: Lesione verticale in corrispondenza di una cappella laterale.



Figura n°93: Meccanismo di collasso dell'arco trionfale.



Figura n°94: Meccanismo di collasso dell'arco trionfale.





Figura n°95: Danni riscontrati sul soffitto.



Figura n°96: Danni riscontrati sul soffitto.

## PUNTI DI RIPRESA FOTOGRAFICA

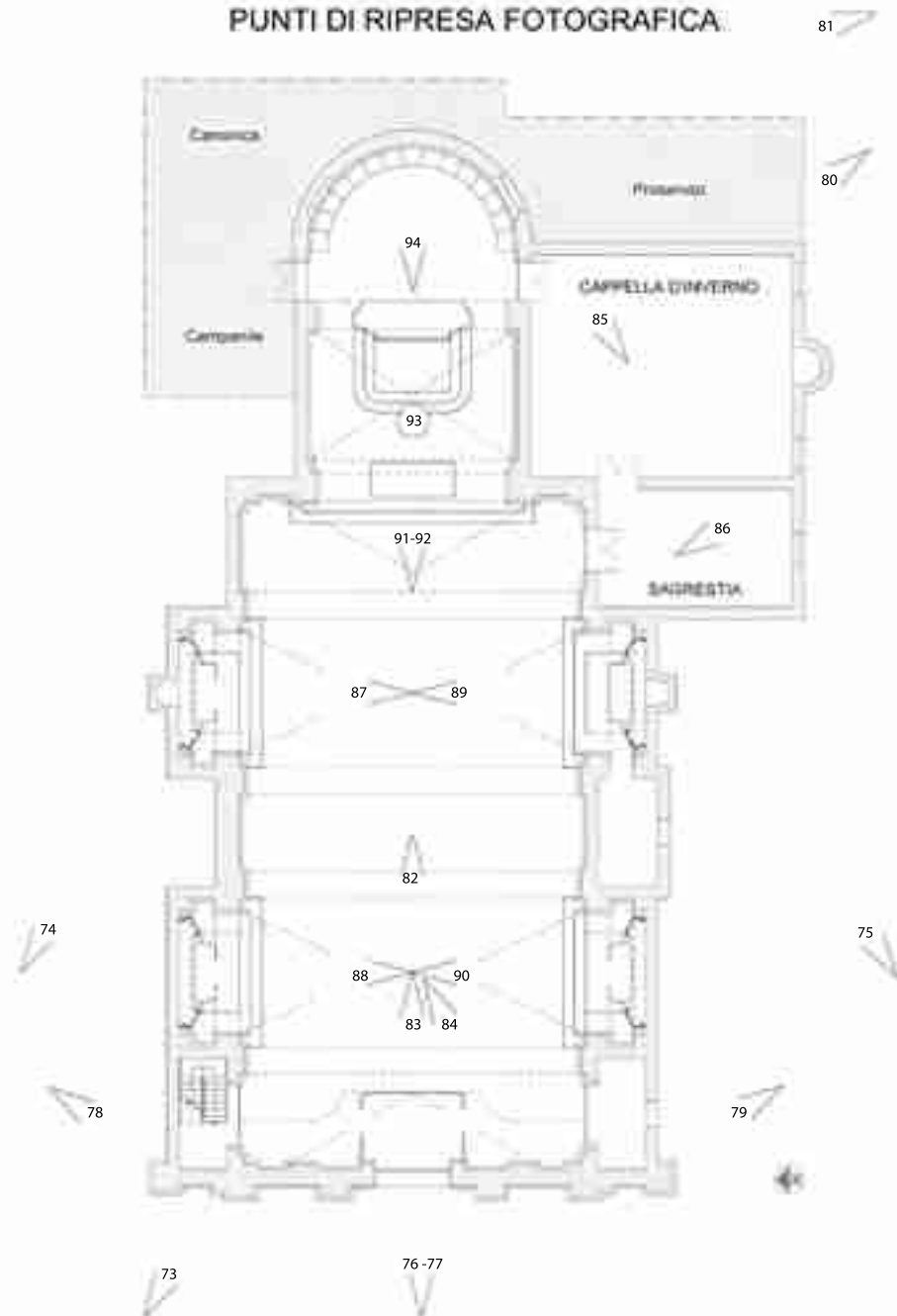


Figura n°97: Planimetria con coni ottici.

## INDIVIDUAZIONE DEL NESSO DI CAUSALITA' DEL DANNO SISMICO<sup>1</sup>

Per l'individuazione del nesso di causalità del danno sismico si è fatto riferimento alla

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 (D.P.C.N. 12 ottobre 2007), che ha elaborato un modello per la valutazione della vulnerabilità sismica delle Chiese.

In questa sede sono stati presi in considerazione i cinematici di collasso verificatisi nel solo corpo della Chiesa di Porporana durante il terremoto di maggio 2012, tralasciando, invece, quelli che hanno interessato il resto del complesso parrocchiale, compreso il campanile. Nello studio dei meccanismi di collasso, sono stati riquadrati esclusivamente i macroelementi caratterizzanti l'edificio di culto in esame e le lesioni che essi hanno subito, barrando, con una linea diagonale, gli elementi non presenti ed omettendo qualsiasi segno grafico su quegli elementi che, seppur esistenti, non abbiano manifestato segnali di sofferenza. Infine, per ogni meccanismo verificatosi, è stata indicata la presenza di eventuali vulnerabilità o di presidi antisismici già in atto prima del terremoto, nonché l'esistenza di danni pregressi.

### 1) RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA

Non si sono manifestati distacchi apprezzabili della facciata dalle pareti laterali della navata.

Presidi antisismici pregressi:

- ammassamento di buona qualità tra facciata e muri laterali della facciata

Danni pregressi:

- presenza di una lieve lesione verticale sulla parete laterale Nord

### 2) MECCANISMI NELLA SOMMITÀ DELLA FACCIATA

Non si sono manifestati meccanismi di ribaltamento del timpano o altre lesioni apprezzabili alla sommità della facciata.

Indicatori di vulnerabilità:

- presenza di una sommità a vela di grandi dimensioni e peso

<sup>20</sup> I danni sottoelencati sono stati riscontrati dagli arch. Cristina Nagliati e Gian Paolo Rubin durante il sopralluogo effettuato nella Parrocchia di Porporana il 6 giugno 2012.

### 3) MECCANISMI NEL PIANO DELLA FACCIATA

Dalla trabeazione parte una lesione verticale, visibile anche all'interno nell'arcone di controfacciata, che diagonalmente giunge fino all'architrave del portale d'accesso: quest'ultimo risulta essersi anche spanciato in mezzera.

Indicatori di vulnerabilità:

- presenza di due aperture centrali di grande dimensioni, di cui una tamponata (finestra sopra il fornice d'accesso), nonché di un numero elevato di nicchie laterali, due ai lati del portale ed altrettante nella zona soprastante della facciata

### 5) RISPOSTA TRASVERSALE DELL'AULA

Non si sono manifestate apprezzabili lesioni degli arconi o sostanziali rotazioni delle pareti laterali.

Presidi antisismici pregressi:

- presenza di catene trasversali a barra al di sotto della cornice di copertura

### 6) MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI LATERALI (RISPOSTA LONGITUDINALE)

Si sono verificate lesioni in corrispondenza delle discontinuità murarie, in particolare in corrispondenza delle finestre della navata e degli architravi delle porte d'accesso alla cantoria. Inoltre, si notano lesioni importanti sulle ghiera degli archi delle Cappelle laterali e sulle murature ad essi soprastanti.

Danni pregressi:

- presenza di lesioni in corrispondenza di discontinuità nelle murature (finestre della navata)

Indicatori di vulnerabilità:

- presenza di grandi aperture ad arco praticate in antico nella muratura della navata  
al fine di aggiungervi le Cappelle laterali

### 8) VOLTE DELLA NAVATA CENTRALE (INCANNUCCIATO CON STRUTTURA LIGNEA COSTITUITA DA CENTINE COLLEGATE DA TAMBOCCI)

Lungo tutto il corpo della Chiesa si è verificato il distacco delle strutture voltate in canniccio rispetto alle pareti verticali ed agli archi. Si riscontrano anche fessurazioni

e distacchi dello strato di gesso forse a causa della caduta di materiale dal tetto, che potrebbe aver gravato al di sopra degli arellati: tuttavia non è stato possibile ispezionare il sottotetto per verificare le strutture lignee portanti delle volte incannucciate.

Indicatori di "vulnerabilità":

- presenza di lunette nel profilo della volta arellata

### 13) ARCHI TRIONFALI

Non si sono verificate lesioni apprezzabili nell'arco.

Presidi antisismici pregressi:

- pareti di contrasto efficaci (presenza di altri corpi di fabbrica a contrasto, quali la Sagrestia e la Cappella d'inverno a Sud)
- presenza di una catena in posizione efficace

### 16) RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE

Non si è verificato alcun tipo di lesione.

Presidi antisismici pregressi:

- presenza di efficaci elementi di contrasto (è cinta da ogni parte da corpi addossati:  
la Sagrestia sul fianco Sud, il campanile sul fianco Nord e per il resto è circondata alla Canonica)

Indicatori di vulnerabilità:

- presenza di ampie aperture anche tamponate

### 17) MECCANISMI DI TAGLIO NEL PRESBITERIO O NELL'ABSIDE

Si sono verificate lievi lesioni in corrispondenza delle discontinuità murarie costituite dalle finestre.

Presidi antisismici pregressi:

- muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità

Indicatori di vulnerabilità:

- presenza di grandi aperture

### 18) VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE (INCANNUCCIATO CON STRUTTURA LIGNEA COSTITUITA DA CENTINE COLLEGATE DA TAMBOCCI)

Si è verificato il distacco della struttura voltata in canniccio rispetto all'arco trionfale.

Si riscontrano anche lesioni in breccia della superficie arellata dovute alla caduta di materiale dal tetto, che in parte potrebbe ancora gravare al di sopra della volta: tuttavia non è stato possibile ispezionare il sottotetto per verificare le strutture lignee portanti dell'incannucciato.

Indicatori di "vulnerabilità":

- presenza di lunette nel profilo della volta arellata al di sopra dell'Altare maggiore

#### 19) MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - PARETI LATERALI DELL'AULA

Non sono stati verificati movimenti significativi del manto di copertura, sebbene i distacchi dello strato di gesso dalle volte arellate potrebbero indicare la caduta di materiali laterizi dal tetto, che in parte potrebbero ancora gravare al di sopra degli incannucciati: tuttavia non è stato possibile ispezionare il sottotetto per verificare le strutture portanti della copertura.

#### 21) MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - ABSIDE E PRE-SBITERIO

Non sono stati verificati movimenti significativi del manto di copertura, sebbene le rotture in breccia della volta arellata indichino la caduta di materiali laterizi dal tetto, che in parte potrebbe ancora gravare al di sopra degli incannucciati: tuttavia non è stato possibile ispezionare il sottotetto per verificare le strutture portanti della copertura.

#### 22) RIBALTAMENTO DELLE CAPPELLE

Non si sono verificati distacchi della parete frontale da quelle laterali.

Presidi antisismici pregressi:

- presenza di ammorsamenti di buona qualità tra la parete frontale ed i muri laterali

#### 23) MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DELLE CAPPELLE

Non si sono verificati meccanismi di taglio apprezzabili nelle pareti delle Cappelle.

Presidi antisismici pregressi:

- muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità

#### 24) VOLTE DELLE CAPPELLE

(VOLTE A BOTTE REALIZZATE IN MATTONI IN FOGLIO)

Si sono verificate lesioni importanti in tutte le volte delle Cappelle laterali.

Indicatori di vulnerabilità:

- le volte sono realizzate in mattoni in foglio

#### 25) INTERAZIONI IN PROSSIMITÀ DI IRREGOLARITÀ PLANO-ALTIMETRICHE

In corrispondenza della Sagrestia e della Cappella d'inverno si sono verificati movimenti in corrispondenza delle discontinuità costruttive murarie, che evidenziano il distacco e la rotazione di questi corpi di fabbrica rispetto alla Chiesa. In particolare, all'interno dei vani succitati, si osservano lesioni su tutte le murature, sugli architravi delle porte e delle finestre, nonché sul soffitto arellato, la cui presenza impedisce di ispezionare la struttura portante delle coperture.

Danni pregressi:

- presenza di una non adeguata connessione tra le murature di fasi diverse (murature non ammorsate tra il corpo della Chiesa e quello della Sagrestia e della Cappella d'inverno)

Indicatori di vulnerabilità:

- presenza di un'elevata differenza di rigidità tra corpi (Chiesa e Sagrestia - Cappella d'inverno)

#### 26) AGGETTI (VELE, GUGLIE, PINNACOLI, STATUE)

Non si sono verificate lesioni apprezzabili o rotazioni permanenti nei pinnacoli di facciata.

Presidi antisismici pregressi:

- elementi di limitata importanza e dimensione

- muratura monolitica a conci quadrati

**ABACO DEI MECCANISMI DI COLLASSO DELLE CHIESE**

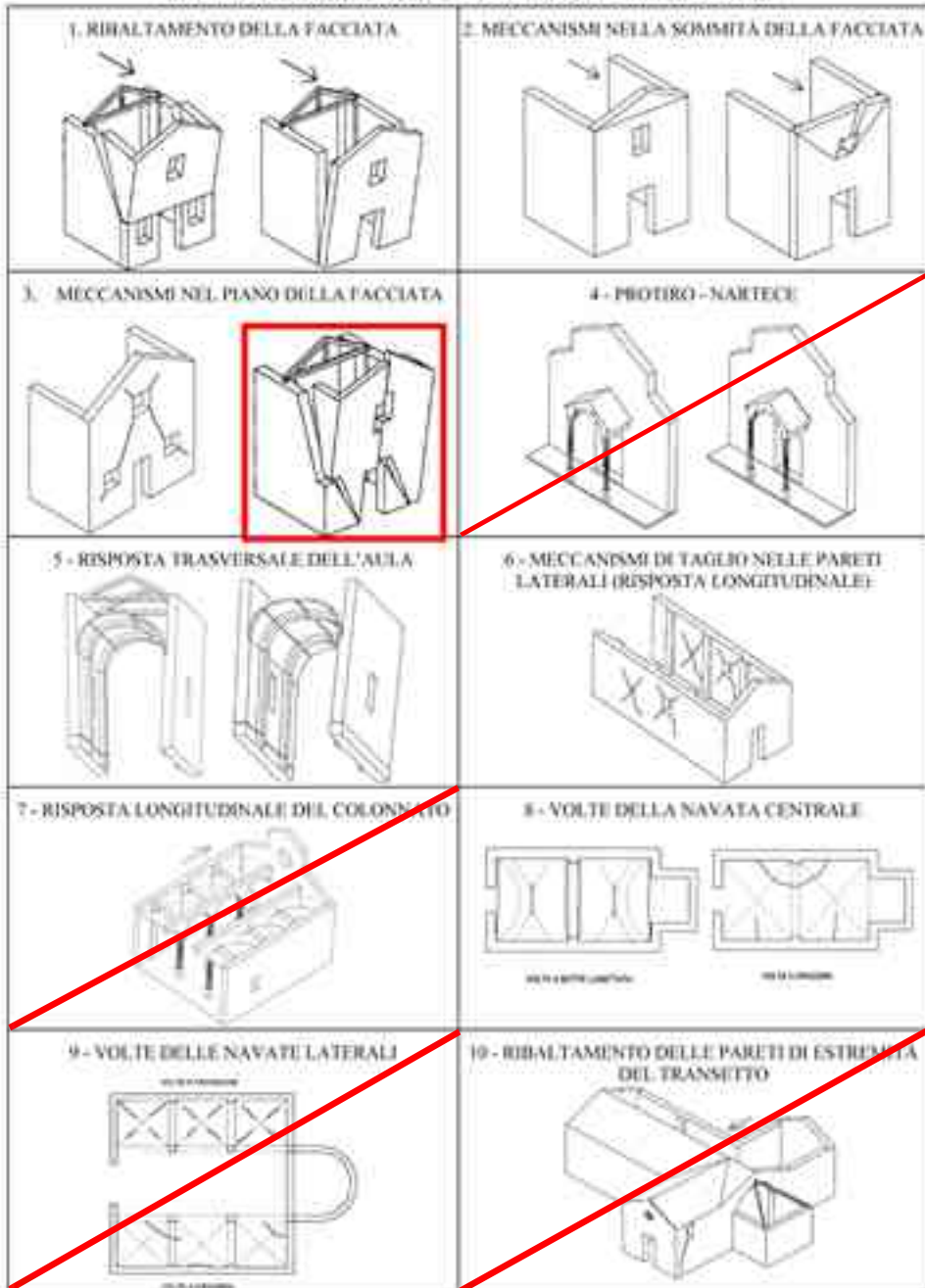


Figura n°98: Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese.



Figura n°99: Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese.

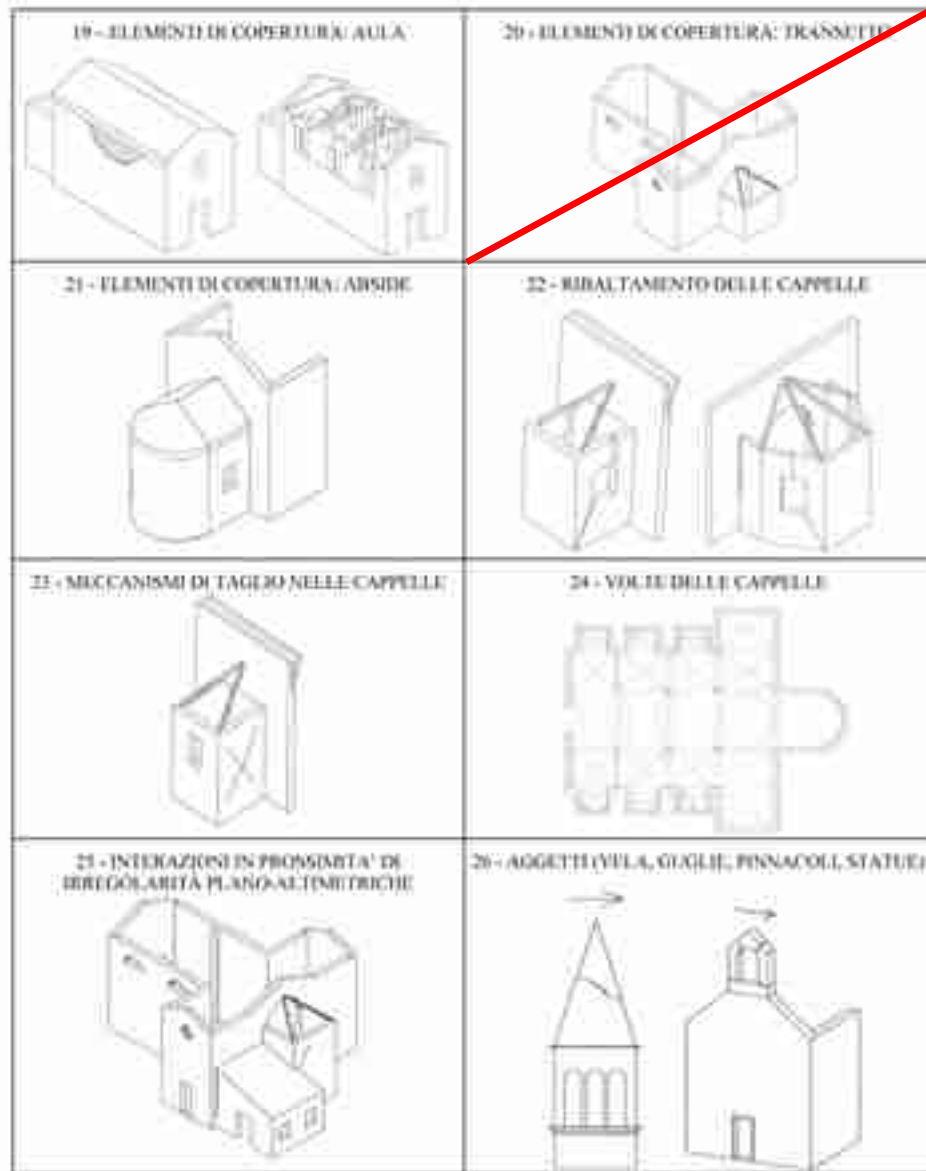


Figura n°100: Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese.

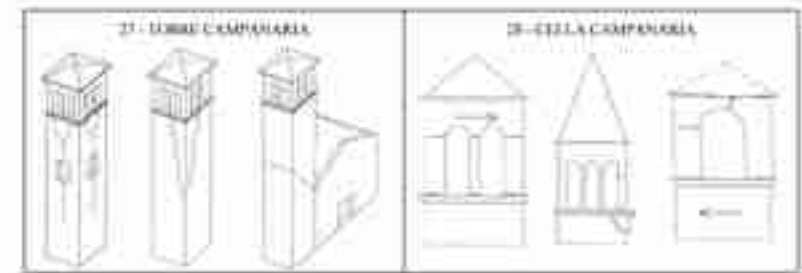


Figura n°101: Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese.

CONFRONTO TRA LE ANALISI SVOLTE ATTRAVERSO IL PROGRAMMA DI CALCOLO STRAUS7 E I DANNI RISCONTRATI IN SEGUITO AL SISMA DEL 2012

Dopo aver svolto un confronto a livello di macroelementi e i loro cinematismi di collasso, risulta interessante mettere in relazione a questi ultimi anche le analisi svolte precedentemente con il programma di calcolo STRAUS7.

In seguito al sopralluogo è stato possibile affermare che le previsioni di calcolo eseguite sulla struttura in muratura della chiesa, si fossero realmente verificate in seguito al terremoto del 2012.

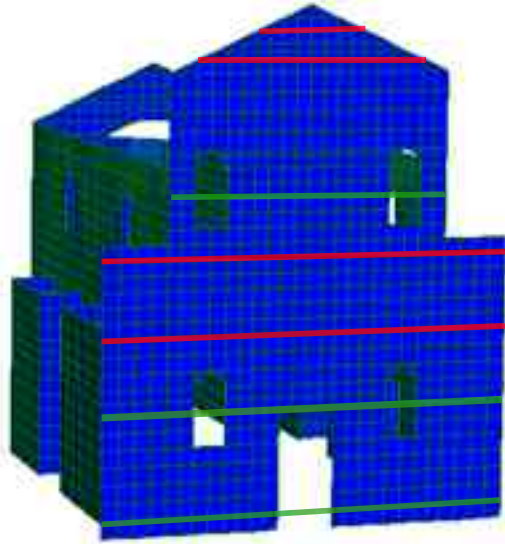
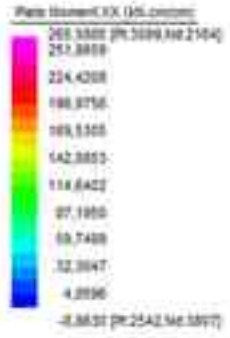
Le tavole successive evidenziano a sinistra i risultati delle analisi sviluppate con STRAUS7, delle quali sono riportate le immagini dei principali macroelementi che presentano dei punti non verificati indicati con il colore rosso e la rappresentazione del macroelemento deformato del 20% sia in alzata che in pianta.

A destra ho inserito le immagini scattate durante il sopralluogo, le quali mettono in luce come il risultato ottenuto dalle analisi coincida con il danno realmente avvenuto. Nello spazio inferiore alle fotografie è riportato il meccanismo di collasso che corrisponde a questo danno.

Le tavole di confronto sono cinque: facciata, parete laterale destra, parete laterale sinistra, abside e l'arco trionfale. Questi sono i macroelementi che hanno riportato i principali danni in seguito al sisma dell'Emilia.

# FACCIATA

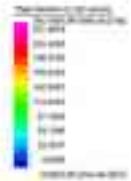
## PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS x



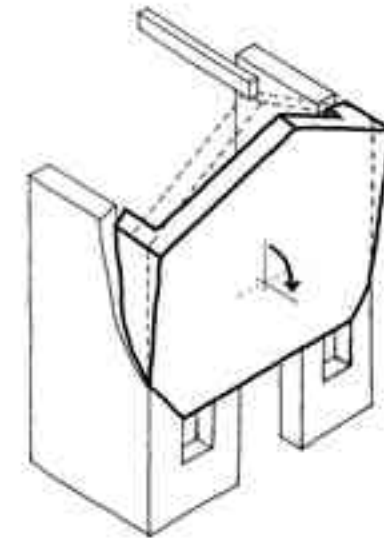
VII CORSO VERIFICATO  
VI CORSO VERIFICATO  
V CORSO VERIFICATO  
IV CORSO VERIFICATO  
III° CORSO VERIFICATO  
II° CORSO VERIFICATO  
I° CORSO VERIFICATO



RIBALTAMENTO PARZIALE DELLA PORZIONE SOMMITALE DELLA FACCIATA



DISPLACEMENT SCALE 20%

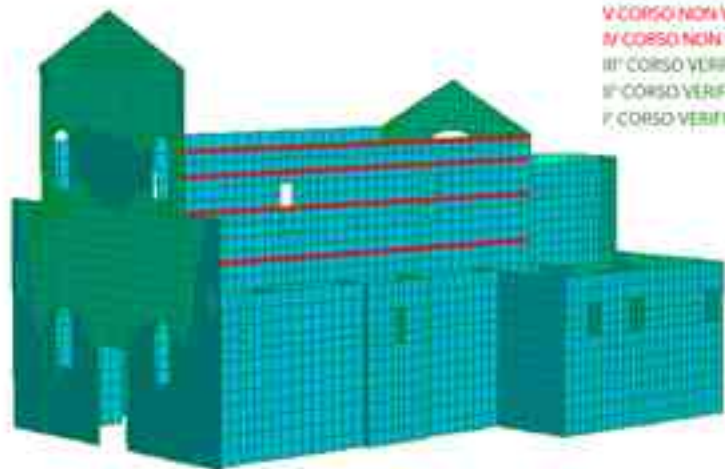






# PARETE LATERALE DX

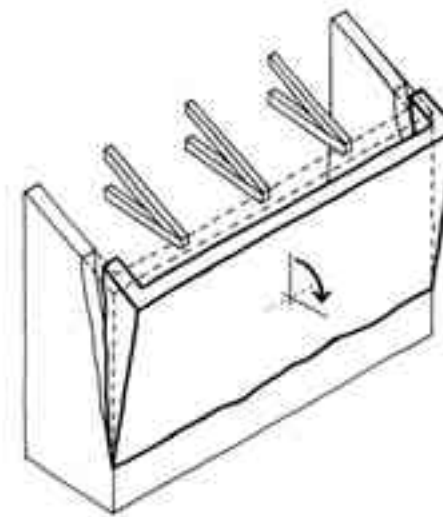
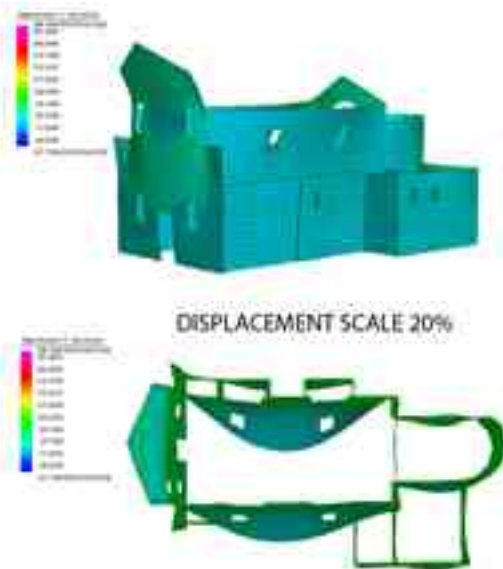
## PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS y



VI CORSO NON VERIFICATO  
 V CORSO NON VERIFICATO  
 IV CORSO NON VERIFICATO  
 III CORSO NON VERIFICATO  
 III CORSO VERIFICATO  
 II CORSO VERIFICATO  
 I CORSO VERIFICATO

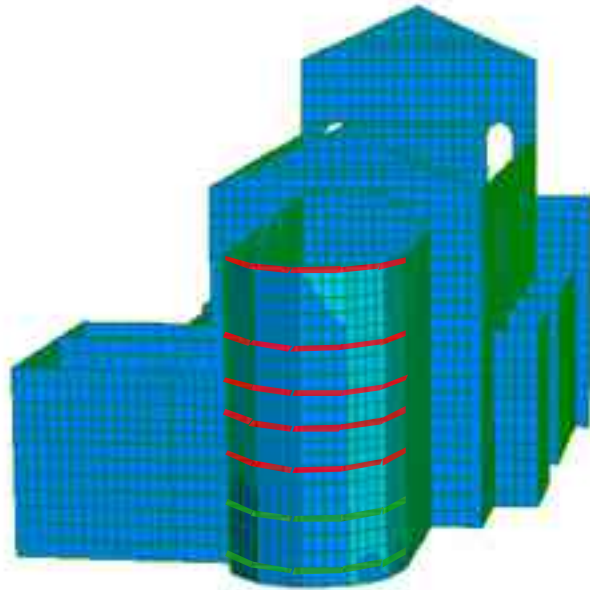


RIBALTAMENTO DELLA PARETE ATERALE DESTRA

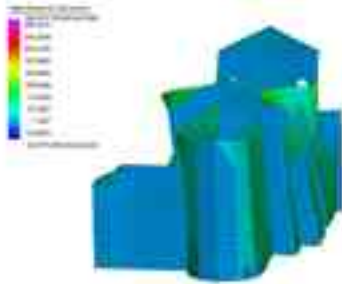


# ABSDIDE

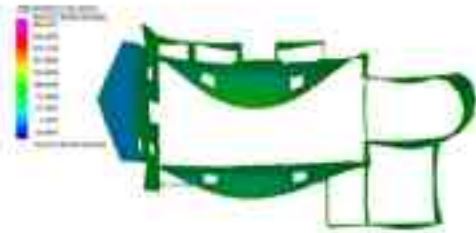
## PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS y



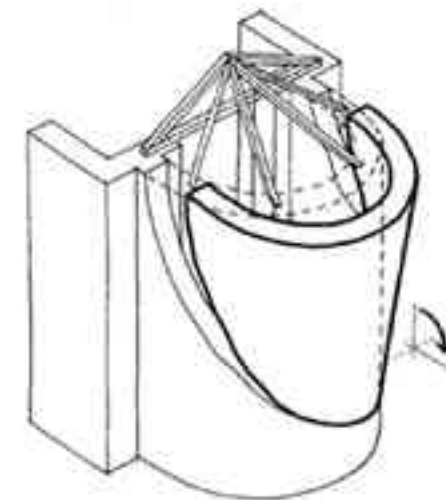
VII CORSO NON VERIFICATO  
VI CORSO NON VERIFICATO  
V CORSO NON VERIFICATO  
IV CORSO NON VERIFICATO  
III° CORSO NON VERIFICATO  
II° CORSO VERIFICATO  
I° CORSO VERIFICATO



DISPLACEMENT SCALE 20%

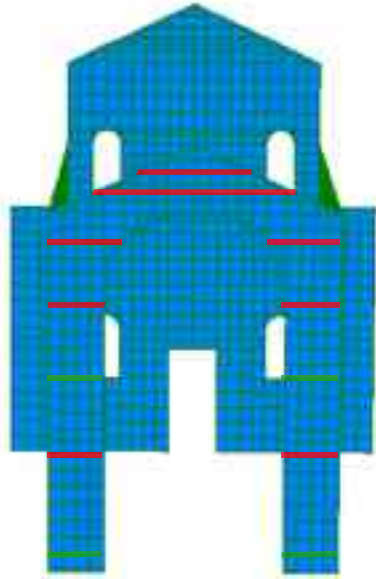
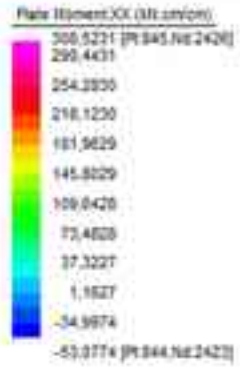


RIBALTAMENTO DELLA PARETE ATERALE DESTRA

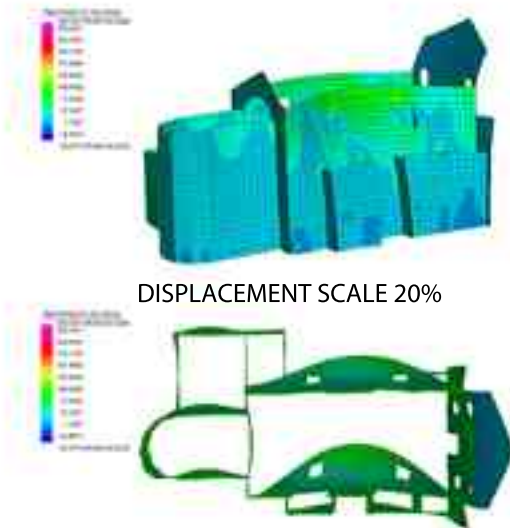


# ARCO TRIONFALE

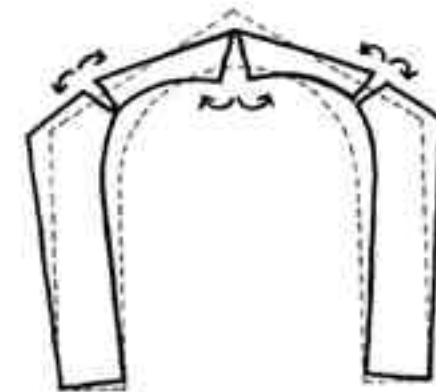
## PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO SRSS y



VII CORSO NON VERIFICATO  
VI CORSO NON VERIFICATO  
V CORSO NON VERIFICATO  
IV CORSO NON VERIFICATO  
III° CORSO VERIFICATO  
II° CORSO NON VERIFICATO  
I° CORSO VERIFICATO



MECCANISMO DI COLLASSO DELL'ARCO TRIONFRALE



## CONCLUSIONI

Le chiese nel nostro paese rappresentano una parte fondamentale del patrimonio storico, artistico e culturale.

Oltre alla funzione religiosa per la quale sono state costruite, hanno spesso determinato e favorito la crescita e lo sviluppo dei paesi sorti attorno ad esse. Per poter conservare al meglio questi “edifici simbolo” è necessario analizzare le loro strutture ed esaminare le cause che potrebbero portare al declino del costruito.

Il terremoto è uno dei fattori che nei secoli ha causato il maggior danno, e lo studio dei suoi effetti è sicuramente uno dei miglior modi per prevenire il deterioramento di queste strutture.

Gli obiettivi preposti erano quelli di confrontare i danni riscontrati in seguito al sisma del 2012 nella Chiesa di Porporana, con quelli messi in evidenza dalle analisi sismiche e dallo studio dei meccanismi di collasso.

Si è potuto riscontrare che i danni ipotizzati per i macroelementi presi in esame sono quelli realmente avvenuti alla struttura della chiesa.

Questa comparazione, come si può vedere in particolare dall'ultimo capitolo, è stata possibile poiché in fase di modellazione sono state associate per ogni elemento le effettive caratteristiche meccaniche della muratura utilizzata a Porporana.

La chiesa presa in esame non è la sola ad essere stata colpita dal terremoto del 2012; molte altre chiese, vicine a questa zona del ferrarese, hanno subito numerosi danni e questo è stato causato senza dubbio dalla scarsa qualità dei materiali utilizzati all'epoca.

E' stato dunque possibile sviluppare una valutazione della vulnerabilità sismica della chiesa di Porporana che ha portato a un riscontro effettivo sia per quanto riguarda lo studio dei meccanismi di collasso e il calcolo del loro moltiplicatore di collasso, sia per quanto riguarda le analisi sismiche sviluppate con il programma di calcolo STRAUS7.

E' stato un lavoro che ha richiesto moltissimo tempo: ho dovuto studiare programmi di cui non avevo mai sentito parlare e certamente poco intuitivi, ma senza dubbio molto utili ai fini delle verifiche di vulnerabilità sismiche degli edifici; la ricerca del materiale storico relativo al caso studio e i ridisegni utilizzati ai fini della modellazione 3D non sono stati facilmente reperibili, poiché il materiale messo a disposizione dal comune di Ferrara non è molto.

Il risultato più soddisfacente è stato quando al termine di tutte le analisi sismiche elaborate e dopo aver ipotizzato i principali meccanismi di collasso, sono andate a

fare il sopralluogo, solo in quel momento ho capito quanto il lavoro svolto in tutti questi mesi fosse stato importante: quando ci si trova davanti a un paese messo in ginocchio da un evento sismico ci si chiede se tutto questo non sarebbe stato possibile evitarlo, o per lo meno limitarlo.

Questo è quello che mi sono chiesta durante sopralluogo, penso che le analisi che ho sviluppato avrebbero potuto evitare o senza dubbio limitare i danni che gli edifici hanno riportato.

Sicuramente è un lavoro molto lungo da svolgere per ogni singola struttura edilizia ma si potrebbe sviluppare una ricerca per categorie di destinazione d'uso e in base ai risultati sviluppare poi dei progetti per il consolidamento.

Questo mio lavoro lascia spazio ad un'ipotesi di interventi di consolidamento strutturale, oltre alla possibilità di sviluppare ulteriori analisi sismiche, come già stanno sviluppando alcuni studenti del dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano.

## BIBLIOGRAFIA

Borri A., De Maria A., *Alcune considerazioni in materia di analisi e di interventi sugli edifici in muratura in zona sismica*, in Atti dell'XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova 25-29 gennaio 2004.

Dogliani F., Moretti A., Petrini V., *Le chiese e il terremoto*, LINT, Trieste, 1994.

Dogliani F., *Codice di pratica (linee guida) per la progettazione degli interventi di riparazione, miglioramento sismico e restauro dei beni architettonici danneggiati dal terremoto umbro-marchigiano del 1997*, Bollettino ufficiale della Regione Marche, Ancona, 2000.

Giovannetti F. (a cura di), *Manuale del recupero del comune di Città di Castello*, Roma, Dei, 2000.

Gurrieri F. (a cura di), *Regione dell'Umbria. Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici*, Roma, Dei, 1999.

Giuffrè A., *Codice di pratica per la sicurezza e conservazione del centro storico di Palermo*, Laterza, Bari, 1999.

Giuffrè A., *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Kappa, Roma, 1991.

Gurrieri F. (a cura di), *Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici* – Regione dell'Umbria, Roma, 1999.

Giuffrè A., *Monumenti e terremoti. Aspetti statici del restauro*, Roma, 1988.

Giuffrè A., *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso di Ortigia*, Laterza, Bari, 1993.

Marta R., *Tecnica costruttiva romana*, Roma, Ed.Kappa, 1986.

Pisani M. A., *Consolidamento delle strutture*, Hoepli, 2008.

Rocchi P., *Manuale del consolidamento. Contributo alla nascente trattatistica*, Roma, Dei, 1999.

### Fonti consultate per la relazione storica della Chiesa di Porporana:

Baruffaldi A., *Da Mizzana a Settepolesini. Un "percorso" ferrarese tra devozione, storia ed arte*, Gabriele Corbo Editore, Ferrara, 2004, pp. 61-67

Archivio Storico Comunale di Ferrara, Repertorio del XIX secolo, Sanità - Cimiteri del Forese, Busta 15, Fasc. 3 (anno 1880)

Archivio Storico Comunale di Ferrara, Repertorio del XIX secolo, Religione - Parrocchie del Forese, Busta 41: Porporana (anni 1856-1894)

Consorzio di Bonifica. I Circondario Polesine di Ferrara - II Circondario Polesine di San Giorgio, Il Catasto Carafa, DVD-rom, 2005

### Normativa di riferimento:

ENV 1992-1-1 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

ENV 1992-1-1. Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1-1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

CNR\_DT204\_2006. Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato.

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

## RINGRAZIAMENTI