



UNIVERSITÀ DELLA CALABRIA

UNIVERSITA' DELLA CALABRIA

Dipartimento di Ingegneria Informatica, Modellistica, Elettronica e Sistemistica

Scuola di Dottorato

Scienza e Tecnica "Bernardino Telesio"

Indirizzo

Recupero e Tutela del Patrimonio Culturale

Con il contributo di POR Calabria FSE 2007/2013 Asse V – Obiettivo Operativo N4

CICLO XXVII

IL RUOLO DELLE INDAGINI NON INVASIVE NELLA DIAGNOSTICA: PROCEDURE INTEGRATE PER LA TUTELA E LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ DEL PATRIMONIO ARCHITETTONICO

Settore Scientifico Disciplinare ICAR/19

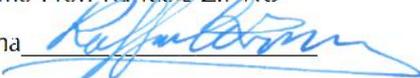
Direttore:

Ch.mo Prof. Roberto BARTOLINO

Firma 

Supervisore:

Ch.mo Prof. Raffaele ZINNO

Firma 

Dottorando: Dott./ssa Chiara ALTOMARE

Firma 

La presente pubblicazione/comunicazione/tesi/articolo ecc. è cofinanziata/o con il sostegno della Commissione Europea, Fondo Sociale Europeo e della Regione Calabria". Se possibile, riportare inoltre "L'autore è il solo responsabile di questa pubblicazione/comunicazione/tesi/articolo e la Commissione Europea e la Regione Calabria declinano ogni responsabilità sull'uso che potrà essere fatto delle informazioni in essa contenute

A mia madre.

La mia roccia.

<u>RINGRAZIAMENTI</u>	<u>7</u>
<u>PREMESSA</u>	<u>8</u>
<u>1 METODI DI VALUTAZIONE NON INVASIVI PER LA CONSERVAZIONE INTEGRATA DEL PATRIMONIO ARCHITETTONICO, URBANO ED AMBIENTALE ...</u>	<u>12</u>
1.1 IDENTIFICAZIONE DEL RUOLO ASSUNTO DALLE INDAGINI DURANTE IL PROCESSO CONOSCITIVO IN UN PROGETTO DI RECUPERO	13
1.2 ASPETTI NORMATIVI E LINEE GUIDA IN MATERIA DI BENI CULTURALI	22
1.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA A LIVELLO TERRITORIALE	27
<u>2 COSENZA: CONTINUITA' DI VITA DELLA CITTA' ANTICA</u>	<u>36</u>
2.1 UN'IPOTESI METODOLOGICA: L'URBANISTICA DEL RECUPERO, LA RICOSTRUZIONE DELLA STORIA URBANA	37
2.2 ANAMNESI STORICA: COSENZA, FORMAZIONE E TRASFORMAZIONE	42
2.2.1 LE ORIGINI	42
2.2.2 LA CITTÀ NORMANNA, SVEVA, ANGIOINA, ARAGONESE	44
2.2.3 LA CITTÀ DURANTE IL DOMINIO SPAGNOLO	46
2.2.4 LA CITTÀ PRE-UNITARIA	48
2.2.5 LA CITTÀ POST-UNITARIA.....	50
2.2.6 COSENZA NEL XX SECOLO.....	54
2.3 QUADRO DELLA PIANIFICAZIONE URBANISTICA E DELLA CRESCITA DEMOGRAFICA NELL'ULTIMO SECOLO	58
2.4 INDAGINI ANALITICO – DIAGNOSTICHE E MONITORAGGIO: IL METODO DEI CINEMATISMI DI COLLASSO.....	60
2.4.1 GENERALITÀ	60
2.4.2 CONNESSIONI TRA PARETI MURARIE E TRA PARETI E SOLAI. I CARICHI GRAVANTI SUI SOLAI 69	
2.4.3 TEORIA DEL METODO CINEMATICO DEI MECCANISMI DI COLLASSO	75

2.4.4	MECCANISMI DI DANNO DI PRIMO MODO	78
2.4.5	MECCANISMI DI DANNO DI SECONDO MODO	79
2.5	IL CASO STUDIO DELLA GIOSTRA NUOVA E PALAZZO CAVALCANTI A COSENZA	84
2.5.1	CASO DI SCADENTE AMMORSAMENTO TRA LE PARETI ORTOGONALI	89
2.5.2	SCHEDA N. 1. CALCOLO DI C NEL CASO DI UNA PARETE DI QUATTRO PIANI (SCADENTE AMMORSAMENTO TRA LE PARETI)	91
2.5.3	CASO DI EFFICACE AMMORSAMENTO TRA LE PARETI ORTOGONALI.....	94
2.5.4	SCHEDA N. 2. CALCOLO DI C NEL CASO DI UNA PARETE DI QUATTRO PIANI (EFFICACE AMMORSAMENTO TRA LE PARETI, ASPORTAZIONE DI CUNEI DI CANTONALE).....	97
2.5.5	SCHEDA N. 3. CALCOLO DI C PER ROTTURA A FLESSIONE	102

3 IL CASO STUDIO: LA IGLESIA DE LAS ESCUELAS PIAS A VALENCIA (SPAGNA)

106

3.1	VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DELLE CHIESE	107
3.2	ANAMNESI STORICA: STUDIO DELLE FONTI	111
3.3	FOTOGRAMMETRIA E LASER SCANNER	113
3.3.1	INFORMAZIONI SPAZIALI 3D NEL PROCESSO DECISIONALE	113
3.3.2	SCANSIONE LASER STATICA E DINAMICA	114
3.3.3	MISURA BASATA SULLA TRIANGOLAZIONE	116
3.3.4	MISURA BASATA SU INTERVALLI DI TEMPO	118
3.3.5	ACQUISIZIONI DATI: SCANSIONE DI UN OGGETTO/EDIFICIO.....	120
3.3.6	ELABORAZIONE DATI (3DRESHAPER, CYCLONE, 3DVEM)	123
3.3.7	MODELLAZIONE 2D DALLE NUVOLE DI PUNTI E RILIEVI GEOMETRICI, RICONDUCEBILI A METODI DI COSTRUZIONE DI POLENI.....	135
3.3.8	ELABORATI GRAFICI FINALI: PIANTA E SEZIONE IGLESIA ESCUELAS PIAS.....	138
3.4	IR E TERMOGRAFIA	139
3.4.1	ACQUISIZIONI (FLIR)	139
3.4.2	COMPORAMENTO DELLE CUPOLE	139
3.4.3	RISULTATI.....	161
3.4.4	FENOMENI DI RISALITA CAPILLARE.....	166

NOTE CONCLUSIVE	168
------------------------------	------------

BIBLIOGRAFIA	170
---------------------------	------------

APPENDICE	172
------------------------	------------

I. INDICE DELLE FIGURE.....	173
II. LEGENDA DELLA ZS 4	176
III. NT4.1 UN CATALOGO PARAMETRICO DEI TERREMOTI IN AREA ITALIANA.....	177
IV. TABELLA A	179
V. TABELLA B	181
VI. TABELLA C	182
VII. SCHEDA SINTETICA PER VALUTAZIONE DELLA QUALITÀ MURARIA (I.Q.M.)	183
VIII. SCHEDA DI 1° LIVELLO.....	188
IX. SCHEDA DI VULNERABILITÀ 2° LIVELLO (MURATURA).....	190
X. SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ E DEL DANNO ALLE CHIESE.....	191

RINGRAZIAMENTI

Desidero ringraziare il Prof. Raffaele Zinno, relatore di questa tesi, per aver creduto in me e avermi dato fiducia sin dal primo momento.

Per la grande disponibilità e cortesia dimostratemi, e per tutto l'aiuto scientifico e umano dispensatomi durante l'intero periodo del Dottorato, all'interno del laboratorio di ricerca da lui fondato: lo Smartlab afferente al Dimes dell'Università della Calabria.

Lo ringrazio, inoltre, per avermi dato la possibilità di formarmi nell'ambito del progetto Rispeise, centro di monitoraggio delle strutture e degli edifici presenti in tutta la Calabria, che mi ha fornito tutti gli strumenti scientifici e di network internazionali per districarmi con maggiore consapevolezza all'interno del mondo accademico.

Ringrazio inoltre il Prof. Josè Luis Lerma sotto la cui supervisione ho trascorso il periodo di formazione all'estero presso l'Universitat Politècnica de València (UPV) – Spagna nel Dept. of Cartographic Engineering, Geodesy and Photogrammetry (DICGF) Photogrammetry & Laser Scanning Research Group (GIFLE).

Un sentito ringraziamento a mia madre e mia sorella, che, con il loro incrollabile sostegno, mi hanno permesso di raggiungere questo traguardo.

E anche a te, che sei la mia famiglia.

Un ultimo ringraziamento, “last but not least” come si suol dire, ai miei colleghi dello Smartlab per essermi stati vicini sia nei momenti difficili, sia nei momenti felici: sono stati per me più veri amici che semplici colleghi di lavoro.

PREMESSA

I centri storici, così come li intendiamo, rientrano nella categoria Bene Culturale, con la loro presenza diffusa; si comprende bene, pertanto, la necessità di creare attorno a questo patrimonio una comune conoscenza di un modello condiviso di sviluppo economico e sociale.

Appurato il loro immenso valore estetico, storico e culturale, è significativo indagare sul potenziale economico di questo patrimonio e intenderlo, quindi, come risorsa, onde annoverare motivazioni anche più concrete alla necessità di tutela di cui spesso si parla.

La questione riguardante la tutela e la conservazione degli edifici storici, intesi come Beni Culturali rappresenta una sfida non risolta, vista la complessità e l'eterogeneità dei saperi coinvolti.

Negli ultimi anni l'analisi dei centri storici viene proiettata verso un approccio interattivo e dinamico, coerentemente con i mutamenti degli organismi edilizi e le conoscenze in continua evoluzione che convergono in questo campo.

Partendo dal presupposto che non è possibile tutelare ciò che non si conosce, l'azione di tutela si concentra su di un insieme di operazioni coerenti quali schedare, inventariare, censire e creare una banca dati interattiva, accompagnata da un'analisi storico-estetica di base. Una campagna di schedatura e di catalogazione, quindi, è strettamente connessa con i principi di protezione del patrimonio architettonico e culturale.

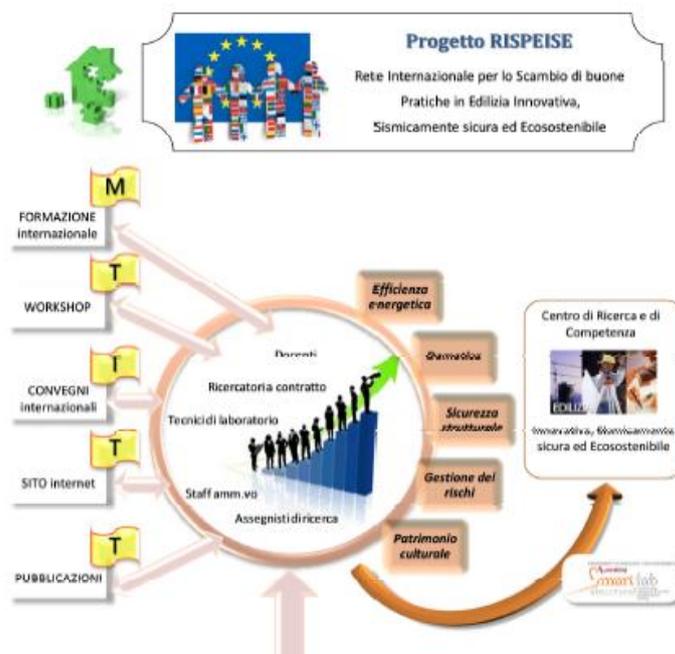


Figura 1 Architettura progetto RISPEISE

Questo lavoro di ricerca, è stato finanziato dal progetto RISPEISE, ha come obiettivo strategico quello di promuovere e consolidare un partenariato transnazionale che metta in rete soggetti con elevate competenze ed expertise nel campo dell'Edilizia Innovativa Sismicamente sicura ed Ecosostenibile, in linea con l'obiettivo operativo N4 dell'Asse V del POR Calabria FSE 2007/2013 (Promuovere la realizzazione e lo sviluppo di reti e di progetti di cooperazione, a carattere transnazionale ed interregionale, per l'acquisizione di nuove competenze ed esperienze, anche attraverso lo scambio di buone pratiche, per migliorare ed innovare le politiche e le azioni previste dal Programma nell'asse IV – Capitale Umano).

Gli ambiti scientifico-tecnologici su cui vertono tutte le azioni strategiche sono:

- Gestione dei rischi (in particolare quello sismico)
- Domotica
- Sicurezza strutturale
- Materiali innovativi
- Patrimonio culturale•



Figura 2 Ambiti scientifico-tecnologici del progetto RISPEISE

Le attività svolte in questo percorso di ricerca tendono al raggiungimento degli obiettivi del progetto RISPEISE con specifico riferimento alla tematica di ricerca in Recupero e Tutela del Patrimonio Culturale, particolare attenzione è stata rivolta ai Beni Culturali della Regione Calabria, operando nel territorio di Cosenza.

La ricerca vuole contribuire allo sviluppo di un processo metodologico che abbia per finalità la valutazione sintetica della vulnerabilità degli edifici, al fine di conseguire risultati trasferibili.

1. Il quadro conoscitivo preliminare:
 - Acquisizione dati tramite tecnologie innovative di diagnostica e monitoraggio strutturale
2. La fase di gestione dei risultati:
 - Predisposizione di sistemi innovativi per la gestione dei dati (scalabilità e accessibilità)
 - Predisposizione di sistemi di reportistica automatica e supporto tecnico-scientifico (a sostegno delle strategie di conservazione e valorizzazione dei Beni Culturali.)

1 METODI DI VALUTAZIONE NON INVASIVI PER
LA CONSERVAZIONE INTEGRATA DEL
PATRIMONIO ARCHITETTONICO, URBANO ED
AMBIENTALE

1.1 Identificazione del ruolo assunto dalle indagini durante il processo conoscitivo in un progetto di recupero

L'intervento di conservazione di un edificio storico, qualunque sia il suo valore architettonico e/o artistico, è in generale, tanto più appropriato, quanto più profonda è la conoscenza della fabbrica, dalla sua evoluzione dall'origine allo stato odierno, dai materiali, alle tecniche costruttive ed alla struttura portante.

Le esperienze maturate negli ultimi decenni nel campo della conservazione e del recupero dell'edilizia storica mettono in evidenza la necessità di disporre, oltre che della conoscenza visiva, anche di adeguate tecniche di valutazione delle sue caratteristiche costruttive e dell'effettivo stato di danno della struttura, prima di adottare qualsiasi tecnica di intervento. Questa necessità vale anche nel caso di interventi preventivi (ad es. in zona sismica) contro eventi eccezionali, ed anche quando si debbano predisporre progetti di intervento su interi centri storici o parte di essi. La fase diagnostica non è solo importante per la scelta di soluzioni appropriate, ma anche per la definizione di tempi e costi di intervento.

In molti casi gli interventi riguardano edifici lasciati per un lungo periodo in uno stato di abbandono, comunque, senza una effettiva manutenzione.

Un progetto delle indagini dovrebbe essere predisposto dal progettista che si assume anche la responsabilità di formulare la diagnosi e, di conseguenza, le proposte di intervento, il progetto deve, però, essere anche finalizzato allo sfruttamento consapevole dei risultati delle indagini. Infatti, in termini generali le indagini devono essere innanzitutto in grado di: dare una risposta ad ipotesi già formulate dallo stesso progettista, fornire parametri fisici e meccanici da utilizzarsi nel calcolo strutturale e, se necessario, dati di controllo nella struttura nel tempo. In pratica si dovranno evitare costi inutili per risultati che non saranno mai utilizzati e si dovranno invece elaborare dati nel modo più opportuno perché la diagnosi possa essere utile alla scelta delle tecniche di intervento più adeguate.

I controlli, oltre che essere preliminari all'intervento, dovrebbero essere utilizzati per verificare l'efficacia delle tecniche di intervento e, quindi, essere eseguite durante e dopo l'intervento stesso.

Le indagini eseguite in situ devono essere il più possibile non distruttive, pertanto potrebbero essere utilizzate tecniche non distruttive quali tecniche basate sulla trasmissione di onde elastiche o elettromagnetiche, o altre tecniche sofisticate. Occorre

ricordare che le tecniche non distruttive richiedono spesso costi elevati, e necessitano una calibrazione ad ogni particolare applicazione.

L'applicazione di indagini in situ ed in laboratorio dipende da alcuni fattori, strettamente legati al problema delle risorse disponibili, in termini di tempo e di budget, diversificati a seconda del valore artistico del monumento, dell'entità dei danni e del tipo di intervento. Per queste ragioni, la fase diagnostica può essere prevista a diversi livelli di approfondimento, in base al tipo di edificio ed alle finalità e motivazioni dell'indagine.

Oltre che il singolo edificio, le indagini possono interessare un di edifici, addirittura un intero centro storico, frequentemente caratterizzato da un complesso tessuto di edifici "non- monumentali", ma che costituiscono nella loro aggregazione una fondamentale testimonianza storica, artistica e culturale.

La struttura urbana può essere molto vulnerabile ad eventi eccezionali quali terremoti, frane, inondazioni, essendo costituita da un insieme di edifici spesso con caratteristiche costruttive povere, da tempo abbandonati o con scarsi livelli di manutenzione.

Il programma di indagine, in questi casi, comporta una scelta oculata delle prove, nell'ambito di quelle meno costose, e necessariamente di entità limitata, data la scarsità di risorse finanziarie che di solito caratterizza l'intervento su un patrimonio storico diffuso.

In questi casi, lo stato della struttura non comporta un rischio immediato; l'indagine sarà, quindi, indirizzata prevalentemente alla comprensione ed all'analisi dello stato di conservazione dell'edificio, eventualmente anche attraverso controlli periodici.

In generale, qualora si operi in assenza di un rischio immediato, l'indagine può interessare diversi aspetti del problema diagnostico. Ad esempio, può trattarsi di una indagine dettagliata per quanto riguarda i materiali, la struttura e lo stato di degrado, ed essere prolungata nel tempo; oppure finalizzata alla calibrazione di modelli meccanici rappresentativi dell'edificio, per simulare numericamente la risposta ai carichi di esercizio, a fenomeni di fatica, o ad eventi particolari come i terremoti.

Inoltre, non si può trascurare l'importanza di una fase diagnostica, nel controllo degli interventi, non solo delle singole procedure, ma anche per il comportamento globale del

sistema, e soprattutto all'interno di un programma di manutenzione a lungo termine dell'edificio.

Un approccio metodologico a più livelli, è stato proposto ed applicato all'analisi di alcuni borghi minori dell'Umbria e della Marche, caratterizzati da un interessante patrimonio culturale di edifici storici in muratura.

Tale approccio affronta il problema della conoscenza strutturale degli edifici esistenti, considerando diversi livelli di analisi: la storia dell'edificio, il riconoscimento dei materiali, la morfologia strutturale delle sezioni murarie, l'osservazione di meccanismi di danno e dell'efficacia di eventuali tecniche di intervento già utilizzate in passato.

La metodologia proposta presenta notevoli potenzialità, in relazione alla omogeneità delle caratteristiche costruttive dell'edilizia storica diffusa nelle due regioni, sia per quanto riguarda gli edifici dei centri storici, che di quelli rurali.

L'approccio può essere facilmente esteso al patrimonio edilizio di altre regioni italiane con caratteristiche comuni, estrapolando i risultati delle ricerche svolte.

Il primo passo del processo di conoscenza, riguarda la scelta dell'insieme di edifici rappresentativi di un patrimonio locale diffuso.

La selezione deve essere estremamente accurata, per limitare l'analisi a quegli edifici tipologicamente significativi.

Di questo ristretto campione, si rilevano e archiviano in un data-base, informazioni essenziali, quali la storia, la geometria generale (piante, alzati e sezioni) e le caratteristiche della muratura, la schematizzazione del sistema strutturale, eventuali riparazioni avvenute nel passato, eventuali descrizioni dettagliate e di interpretazione dei processi di danno o di collasso.

In particolare, la conoscenza ed il paragone tra i meccanismi di collasso nel caso di edifici riparati e non, forniscono informazioni essenziali per la valutazione di alcune tipologie di danno, legandole direttamente alle caratteristiche dei materiali ed alle tecniche costruttive. Inoltre, questo può essere un primo approccio alle scelte generali di progetto, indicando le tecniche di intervento più adatte al singolo contesto analizzato.

L'ispezione diretta della morfologia muraria, tramite il rilievo e il riconoscimento della sezione muraria, assume una fondamentale importanza nell'indagine.

Infatti, a questo livello di dettaglio, la muratura è analizzata e classificata in base alle sue caratteristiche costruttive, ricavate per esempio dalla tipologia della sezione e dei

prospetti, e dalle caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche dei suoi componenti, ricavate da prove in situ ed in laboratorio.

Il risultato di questo primo livello di indagine, fornisce le informazioni generali per la rappresentazione dello schema strutturale. È noto, infatti, come la risposta strutturale di un edificio in muratura sia strettamente legata alla morfologia della muratura stessa ed alle caratteristiche dei vincoli tra i vari elementi costruttivi.



Figura 3 Schematizzazione tesa a rappresentare la complessità conoscitiva in un progetto di restauro che si avvale, come detto, sia della conoscenza storico – costruttiva del manufatto, sia del suo stato di conservazione. Ogni aspetto della conoscenza è supportato dalla possibilità di utilizzare differenti strumenti di indagine.

Una fase critica della procedura riguarda l'identificazione qualitativa dei processi di danno attraverso l'analisi dei quadri fessurativi o dei meccanismi di collasso locali o globali.

Questa fase, preliminare all'identificazione del modello meccanico, può essere sviluppata per danneggiamento sismico di tipologie costruttive simili una schiera di edifici dopo il terremoto del 1997 introducendo in un abaco i principali meccanismi di danno.

L'analisi è finalizzata alla proposta di modelli rappresentativi dei meccanismi, in grado di interpretare e di prevedere danni e modalità di collasso.

È importante rilevare come, malgrado queste tipologie costruttive presentino una elevata complessità strutturale e un alto grado di incertezza, le metodologie assunte forniscono risultati qualitativamente accettabili, permettendo, quindi, una classificazione dei danni

ed una analisi critica dell'efficacia delle tecniche di riparazione per classi tipologiche di edifici in muratura.

Dal punto di vista del rischio per la vita umana e in funzione dell'uso dell'edificio stesso, gli edifici possono essere suddivisi nelle seguenti categorie:

- edifici isolati e non accessibili,
- edifici appartenenti a contesti urbani,
- edifici pubblici e
- edifici soggetti a possibili affollamenti (cattedrali, teatri,...).

Ad ognuna delle categorie menzionate, deve essere associata una certa entità di rischio considerata accettabile. In generale, gli edifici, adibiti a qualsivoglia funzione, devono assicurare la stabilità strutturale. Valutazioni dello stato di fatto di edifici storici, hanno dimostrato come spesso la sicurezza strutturale risulti insoddisfacente secondo le normative vigenti per edifici nuovi.

Certamente esistono edifici storici in cui l'assetto strutturale è in condizioni così precarie da far temere un collasso in seguito a leggeri terremoti, venti consistenti ecc.. Per esempio nel 1989 la torre Civica di Pavia crollò senza apparenti segni premonitori e senza una causa legata ad eventi naturali di alcun tipo.

Con riferimento a simili edifici, un uso appropriato e razionale dell'analisi può definire l'eventuale stato di pericolo e prevedere la risposta futura della struttura. A questo fine è importante anche sviluppare e disporre di appositi strumenti analitici (una volta definite le proprietà meccaniche dei materiali) che permettano l'implementazione di leggi costitutive affidabili per materiali degradati e metodi di analisi di strutture danneggiate, e di calibrare criteri di verifica in modo che siano affidabili.

Tuttavia, per strutture molto complesse, quali possono essere quelle di alcuni edifici storici (cattedrali, castelli, ecc.), si preferisce l'impiego di modelli elastici lineari. Modelli non lineari di comportamento agli stati limite sono ancora di difficile applicazione, anche perché leggi costitutive affidabili dei diversi materiali sono raramente disponibili. È da rilevare inoltre la mancanza di modelli semplici di calcolo anche per strutture modeste, come molti edifici residenziali dei centri storici, in particolare quelli con struttura portante in muratura di pietrame.

Modelli appropriati potranno essere adottati se si tengono presenti alcune considerazioni che possono sembrare ovvie, ma che non sono ancora presenti a molte persone che si

occupano di sviluppare o applicare modelli di calcolo anche sofisticati. La prima considerazione si riferisce al fatto, in apparenza ovvio, che la parola “muratura” non indica un solo tipo di materiale in descrittivi possiamo affermare che:

- esistono murature di mattoni e di pietra miste,
- lo spessore dei giunti può variare da zero o pochi millimetri, a 6, 7 cm ed oltre (murature tardo romane e bizantine) con malte di caratteristiche differenti,
- le pietre possono essere tagliate in conci regolari, sbozzate, o non lavorate, fino all'uso dei ciottoli di fiume,
- esistono murature a uno o più paramenti, ben collegati o non collegati tra di loro,
- i paramenti possono essere di pietra, di mattoni o misti. Le differenze sopra descritte spesso corrispondono a differenze tali nel comportamento meccanico, da delineare la necessità di differenti leggi costitutive del materiale.

Queste considerazioni evidenziano l'importanza della conoscenza dei materiali e delle tecniche costruttive.

Dato che ogni indagine ha un costo, da un punto di vista sia temporale sia soprattutto economico, è importante che ogni singola operazione sia progettata adeguatamente per le finalità richieste; l'indagine diagnostica non deve essere considerata come una confusa e generica richiesta di prove ma, al contrario, deve essere programmata e gestita accuratamente, in conformità alle esigenze di conoscenza dell'edificio.

Negli ultimi anni sono state proposte molte tecniche di indagine; la tendenza è quella di utilizzare, nel modo più diffuso possibile, tecniche diagnostiche di tipo non distruttivo (ND).



Figura 4 Schematizzazione delle diverse possibilità di conduzione del processo diagnostico ed evidenziazione dell'vastità delle prove possibili. Da questa pur incompleta schematizzazione si può osservare la superiorità sia numerica sia applicativa delle prove non distruttive che ricoprono diversi campi di conoscenza del manufatto architettonico.

Nei casi in cui un progetto dell'indagine sia disponibile, le conclusioni delle prove sperimentali e numeriche forniscono un'affidabile valutazione dello stato di conservazione della struttura. La verifica dell'integrità strutturale o della capacità portante di un edificio in muratura coinvolge diversi aspetti:

- la valutazione del coefficiente di sicurezza (per esempio, prima e/o dopo un terremoto, o in seguito ad eventi eccezionali come uragani, incendi, ecc.);
- cambi d'uso o ampliamenti dell'edificio;
- valutazione dell'efficienza delle tecniche di riparazione applicate alla struttura o ai singoli materiali
- monitoraggio del comportamento dei materiali e della struttura per lunghi periodi.

Un rilievo geometrico preliminare è essenziale nelle operazioni diagnostiche, perché fornisce dettagli strutturali ed identifica elementi su cui eventualmente concentrate indagini più accurate.

Seguendo le tracce generali del primo rilievo, l'indagine può essere condotta in forma più raffinata localmente, controllando irregolarità, deviazioni della verticalità o rotazioni. Questa fase deve essere accompagnata contemporaneamente da una analisi dell'evoluzione storica della struttura, per giustificare eventuali discontinuità, disomogeneità o eventuali danneggiamenti osservati sulla struttura. L'analisi storica fornisce importanti notizie generali e/o di dettaglio.

Il rilievo del quadro fessurativo è di fondamentale importanza per l'identificazione dell'assetto strutturale dell'edificio. Infatti, l'interpretazione delle fessure può consentire la comprensione dello stato di danno della struttura, ma anche le sue possibili cause e condiziona la scelta del tipo di indagine da eseguire successivamente e la localizzazione di prove più dettagliate; anche questa fase deve essere coadiuvata dalla conoscenza dell'evoluzione storica dell'edificio.

In alcuni casi, gli stati di danno possono essere studiati ed interpretati per analogia dei quadri fessurativi e distribuzione delle lesioni, con quelli di casi noti.

I dettagli geometrici di alcuni elementi strutturali possono essere rilevati con tecniche innovative, piuttosto raffinate, data la complessità e la difficoltà interpretativa con le procedure tradizionali. La fotogrammetria, per esempio, può essere di grande aiuto nella definizione della geometria di volte ed archi.

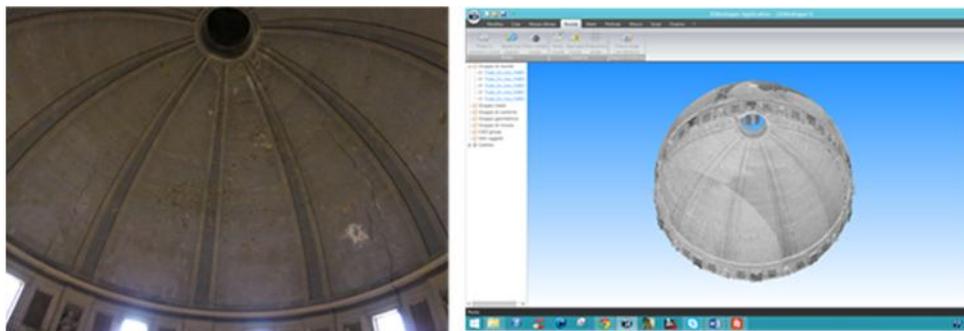


Figura 5 Rilievo fotogrammetrico della cupola delle Iglesia de las Escuela Pias,

La figura presenta un rilievo fotogrammetrico della cupola delle Iglesia de las Escuela Pias, in questo caso, la conoscenza dell'esatto assetto geometrico consente la verifica

diretta della stabilità strutturale delle sottili volte di muratura; tutte le irregolarità della geometria sono individuate in dettaglio e possono essere fornite come dati di input a modelli strutturali numerici.

L'UNESCO (1946) e il Consiglio d'Europa hanno formato organizzazioni specializzate per la conservazione di Patrimonio culturale, ICOMOS (International Council for Monuments and Sites) che è il più importante, ma anche CIPA (International Committee for Architectural Photogrammetry), ISPRS (International Society for Photogrammetry & Remote Sensing, ICOM (International Council for Museums), ICCROM (International Centre for the Conservation and Restoration of Monuments) e UIA (International Union of Architects) sono tutti coinvolti nel compito di conservazione dei beni culturali. La documentazione è un processo complesso che comprende le fasi di acquisizione dei dati, l'interpretazione dei dati e la produzione dell'elaborato. È il primo e più importante passo prima ancora di iniziare a conservare le opere.

L'importanza della documentazione con il supporto della fotogrammetria per lo studio del patrimonio culturale risulta essere fondamentale sotto diversi aspetti, sociale, tecnico-costruttivo, tecnologico, stato di degrado, etc.

La documentazione è necessaria per:

- trasmettere conoscenze sul patrimonio culturale alle prossime generazioni;
- ottenere i dati corretti per i piani futuri;
- determinare delle criticità negli edifici storici, nel centro storico o in un monumento;
- avere le dovute conoscenze preliminari prima di intraprendere qualsiasi intervento.

Chi si occupa di restauro deve raggiungere una conoscenza profonda e completa dei beni culturali, la situazione esistente prima del restauro, al fine di determinare i problemi che vanno a minare il sistema strutturale dell'edificio, decadimenti nei materiali, deformazioni, distorsioni, e interventi, valutazione del danno, l'analisi delle fessure, oltre alla storia di costruzione (1).

1.2 Aspetti normativi e linee guida in materia di beni culturali

Ai fini pratici dell'approccio in materia di Patrimonio Culturale, è di fondamentale importanza avere una precisa cognizione del quadro normativo in cui si va ad operare, di seguito un breve excursus della Normativa Italiana e della sua applicazione.

ANIDIS –SSN F. Braga (coordinatore) “*Commentario al D.M. 16/01/1996 e alla Circolare 65/AA.GG. del 10/04/97*” Lambisco editore, Potenza, 1998

Eurocode 8 “*Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures*” ENV 1998-1-1,2,3 CEN, Brussels, 1994.

D. M. Min. LL.PP. del 2 Luglio 1981 “*Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia*”.

E' diventata in seguito una norma seguita in tutta Italia.

Ministero dei Lavori Pubblici - Presidenza del Consiglio Superiore - Servizio Tecnico Centrale. - Circolare n 21745 del 30 luglio 1981, “*Istruzioni per l'applicazione della Normativa tecnica per la riparazione e il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma*”.

Norma celeberrima, contiene il metodo POR (esempio) e la tabella con le caratteristiche delle murature esistenti che è rimasta in vigore fino a pochi mesi fa.

Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987 “*Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*”, Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 285 del 5 Dicembre 1987.

Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996 “*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*”, Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n 29 del 5 Febbraio 1996.

Ministero dei Lavori Pubblici - Presidenza del Consiglio Superiore - Servizio Tecnico Centrale - Circolare n.65/AA.GG. “*Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996*”.

Regione Autonoma Friuli-Venezia Giulia - Segreteria Generale Straordinaria: Legge Regionale 20 giugno 1977, n. 30 - *Recupero statico e funzionale degli edifici. Documento tecnico n.2 DT2: Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura.* Gruppo Disciplinare Centrale, maggio 1980.

Prima vera normativa tecnica antisismica italiana per edifici esistenti in muratura. Ha regolato la ricostruzione in Friuli nel 1977. Introduce il metodo di calcolo POR per gli edifici in muratura.

Regione dell'Umbria - Giunta Regionale: *Direttive tecniche di esemplificazione delle metodologie di interventi per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici* (art. 38 L.R. 01.07.81, N. 34). Dipartimento per l'Assetto del Territorio, Perugia, 1981.

È la normativa per la ricostruzione in Umbria dopo il sisma del 1979 in Valnerina.

Direttive per la redazione ed esecuzione di progetti di restauro comprendenti interventi di "miglioramento" antisismico e "manutenzione" nei complessi architettonici di valore storico-artistico in zona sismica, Documento approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico, Luglio 1989.

Conosciuto anche come "documento Ballardini". Introduce alcuni concetti fondamentali per dirimere il contrasto fra sicurezza e conservazione dei beni tutelati.

Documento del Dipartimento Protezione Civile, *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*, Luglio 2006

È diventato in seguito una Circolare ricompresa nel corpus normativo collegato alle NTC 2008.

Regione dell'Umbria, *Raccomandazioni per la progettazione e la realizzazione degli interventi di ricostruzione e riparazione compatibili con la tutela degli aspetti architettonici, storici e ambientali*, 1999

Contiene la definizione di “edilizia tradizionale”, importante per caratterizzare l’edilizia ordinaria inalterata dei centri storici che non è monumentale ma non è neanche moderna.

Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale, Gruppo Nazionale Difesa Terremoti/CNR “*Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi*”, Edizione Sallustiana, Roma, 1998.

Contiene esempi di calcolo di edifici con la normativa umbra per la ricostruzione post sismica del 1997.

Regione dell’Umbria, L. R. 23 Ottobre 2002 n° 18, Allegato tecnico pubblicato sul BUR del 30 Luglio 2003, “*Norme tecniche per la progettazione degli interventi e la realizzazione delle opere di cui alla LEGGE REGIONALE 23 Ottobre 2002, n.18 finalizzate alla riduzione della vulnerabilità sismica*”

Legge Regionale umbra sulla Prevenzione sismica. Contiene un criterio per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura.

Regione dell’Umbria, Deliberazione della Giunta Regionale 14 Settembre 1998, n. 5180; Allegato A “*Definizione di edificio*”; Allegato B “*Direttive tecniche – edifici*”.

È la normativa umbra per la ricostruzione dopo il sisma del 1997.

Ordinanza del Presidente del Consiglio n° 3274 del 2003, “*Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici*”, Gazzetta Ufficiale del 8/5/2003.

Normativa sismica ormai superata ma sempre citata. Di fatto era inapplicabile a causa dei numerosi e gravi errori. È stata corretta dalla O.P.C.M. 3431 (vedi oltre). Ormai non ha più alcun interesse.

Ordinanza del Presidente del Consiglio n° 3431 del 3 Maggio 2005, *Ulteriori modifiche ed integrazioni all’O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*, Gazzetta Ufficiale n. 107 del 10/5/2005

Correzione della O.P.C.M. 3274. Questa è fatta meglio. Prevede le verifiche col metodo dell’analisi limite. C’è anche l’analisi limite in campo non lineare. Pur se

teoricamente ancora vigente (per edifici strategici i cui lavori siano stati affidati quando vigeva) essa non viene più usata.

Norme Tecniche per le Costruzioni, supplemento ordinario alla G.U. del 23 Settembre 2005

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - I Sezione - adunanza del 27.02.92 - prot. n. 29
- *in riferimento ai Quesiti sulle norme tecniche da applicare in caso di progettazione di opere in muratura*

Ribadisce il concetto che, spesso, le verifiche di sicurezza globali sulle costruzioni in muratura esistenti hanno poco significato.

Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14.01.2008 - supplemento ordinario alla G.U. del 04 Febbraio 2008

Sono le norme tecniche attualmente in vigore (dal 1 luglio 2009). Da sole non sono applicabili specialmente per quanto riguarda le costruzioni esistenti; occorre considerarle insieme alla Circolare n. 617 del febbraio 2009.

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. Circolare del 2/2/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Suppl. ord. n. 27 alla G.U. del 26/02/2009 n. 47.

Spiegazioni sul DM del 2008. Molto importante; contiene disposizioni sugli edifici esistenti in muratura ed in particolare si spiega con buon dettaglio come vada fatta l'analisi limite (è nelle appendici).

Min. BB.AA.CC. (2006), Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni.

Testo attualmente di riferimento per gli edifici tutelati. Interessante la parte finale del cap. 5 con le tipologie edilizie specialistiche e le verifiche semplificate.

CNR, DT200/2004, Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati.

Al cap. 4 si parla di rinforzo di strutture murarie e si danno formule per il dimensionamento del rinforzo.

CNR, DT 206/2007, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno

Attenzione a queste norme perché non sono totalmente coerenti con le NTC 08. Tuttavia è ad esse che queste ultime rimandano per la definizione delle proprietà meccaniche del legno (sono in appendice).

Direttiva del 9 febbraio 2011 con la quale sono state emanate le nuove *Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*.

Il provvedimento disciplina le modalità applicative e le attività di monitoraggio sullo stato di conservazione del patrimonio culturale tutelato, con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 ed alla Circolare 617 del 2009 contenente Istruzioni per l'applicazione delle N.T.C. (Norme Tecniche per le Costruzioni).

La nuova Direttiva (aderente alle esigenze ed alle peculiarità del patrimonio culturale e che si riferisce alle sole costruzioni in muratura) ha lo scopo di delineare un percorso di conoscenza e valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, nonché del progetto degli eventuali interventi. I vari capitoli della Direttiva forniscono indicazioni per definire l'azione sismica in relazione alla pericolosità del sito ed alla destinazione d'uso del manufatto nonché la capacità della struttura, attraverso una corretta conoscenza e modellazione del manufatto. Normativa a cui ci si riferisce per la stesura di questa tesi.

1.3 Valutazione della sicurezza sismica a livello territoriale

La mitigazione del rischio sismico del patrimonio monumentale è strettamente connessa alla definizione di strumenti di valutazione della vulnerabilità sismica a livello territoriale in modo da pianificare una corretta politica di prevenzione sul patrimonio monumentale. L'elevato numero di manufatti determina l'esigenza di dotarsi di strumenti che, seppur in maniera semplificata, siano in grado di determinare una graduatoria del livello di sicurezza del patrimonio tutelato in modo da guidare il processo decisionale su cui finalizzare il nostro approfondimento di valutazione e conseguentemente l'eventuale intervento di miglioramento sismico.

Le Linee Guida propongono modelli di valutazione semplificata (LV1), che consentono la determinazione di parametri sintetici in grado di ordinare il campione di manufatti esaminato in funzione della propensione al danneggiamento in relazione ad un evento sismico.

L'analisi territoriale adottata dalle Linee Guida ha, pertanto, come output liste di priorità che possono essere redatte in riferimento a tre diversi parametri,

- l'indice di sicurezza I_S ,
- il fattore di accelerazione F_a
- la vita nominale V_N .

Le graduatorie di rischio che si possono ottenere permettono valutazioni leggermente differenti. In particolare l'analisi di rischio in termini di V_N si differenzia da quelle ottenibili tramite gli altri due indici di rischio in quanto non risente del tempo di ritorno di progetto scelto, poiché la pericolosità viene introdotta nella valutazione della capacità strutturale e non nella definizione della domanda sismica.

L'indice di sicurezza I_S è, invece, calcolato come rapporto tra la capacità e la domanda in termini di periodi di ritorno dell'azione sismica mentre F_a è dato dal rapporto tra la capacità e la domanda in termini di accelerazione. Un valore di $I_{S,SLV}$ maggiore o uguale ad uno significa che il manufatto è in condizioni di sicurezza rispetto ai valori assunti come riferimento per la vita nominale per quel particolare uso; valori inferiori ad uno, mettono in evidenza situazioni non sicure.

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

Poiché la dipendenza tra T_R e a_g non è lineare (Figura a) si otterranno in generale due differenti valori per uno stesso manufatto; inoltre, essendo la variabilità del periodo di ritorno maggiore di quella dell'accelerazione, si avranno in generale valori di I_s minori di F_a per valori inferiori alla soglia di idoneità sismica (minori dell'unità), mentre valori di I_s maggiori di F_a per valori superiori all'unità (Figura b). Il punto d'intersezione tra le due curve è, ovviamente, connesso alla vulnerabilità del campione analizzato; nel caso in esame, essendo l'indice di sicurezza minore dell'unità, per la maggior parte dei casi (circa 80%), il punto d'intersezione delle due curve risulta molto spostato verso destra (Figura b).

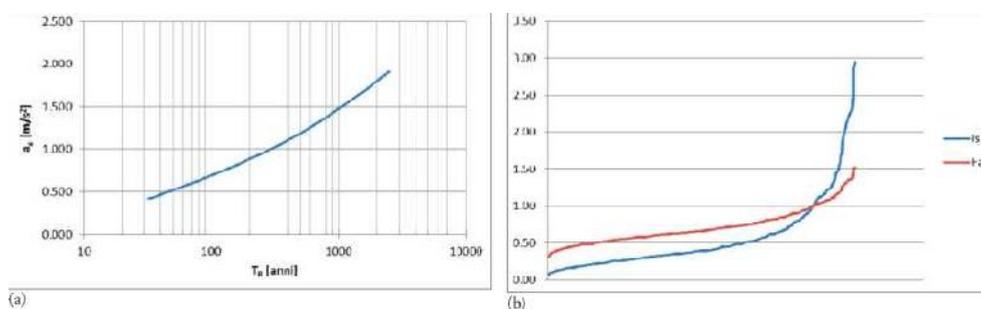


Figura 6 a) Relazione tempo di ritorno - accelerazione. b) Confronto indice di sicurezza

Per l'analisi territoriale, si farà riferimento al modello LV1. Tale modello si differenzia da quelli definiti per le altre tipologie di costruzioni poiché si basa su **un approccio statistico** come evidenziato elevato dovrebbe essere un requisito qualificante di ogni valutazione di maggior dettaglio, in **un'analisi di tipo territoriale è plausibile accettare un livello di conoscenza inferiore**, in relazione di approfondimenti che richiedono normalmente indagini diagnostiche, che esulano, di fatto, da una valutazione su larga scala. Fatto salva tale considerazione generale, la possibilità di diversificare il livello di conoscenza anche in un'analisi di tipo territoriale è definita all'interno dei modelli di valutazione LV1 tramite l'utilizzo del fattore di confidenza F_c (Linee Guida — §4.2 — Eq. 4.1),

$$F_c = 1 + \frac{4}{k-1} F_{ck}$$

come accade anche per le analisi di maggior dettaglio LV2 o LV3. Esso è stato ottenuto attraverso l'assegnazione dei fattori di confidenza parziali (F_{ck} , con $k=1, 2, 3, 4$), associati alle quattro categorie d'indagine ed al livello di approfondimento in esse raggiunto.

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

Figura 7 Fattori di confidenza parziali (riportati nelle Linee Guida — Tabella 4.1)

Tuttavia in tale contesto, dal momento che l'obiettivo è definire una graduatoria di beni in funzione del rischio sismico non sempre un fattore di confidenza elevato (scarso livello di conoscenza) è associabile ad una valutazione a favore di sicurezza. Un manufatto molto studiato e molto vulnerabile potrebbe risultare meno a rischio di un analogo manufatto con un livello di conoscenza minore che poi nel momento della definizione dell'intervento si dimostrasse non così vulnerabile. In sintesi, dal momento che l'obiettivo è una valutazione in relativo tra diversi beni è necessario giungere ad un livello di conoscenza omogeneo su tutto il campione in modo da non falsare la graduatoria attraverso un uso improprio del fattore di confidenza. Per tale ragione, nel campione di chiese esaminato, è stato adottato un livello di conoscenza elevato (F_C unitario) per tutti i manufatti analizzati sia in relazione all'effettiva analisi condotta (connessa in molti casi a più sopralluoghi o valutazioni che sono state tratte dalla documentazione dei progetti di miglioramento sismico eseguiti a seguito dell'evento sismico) sia per omogeneizzare il risultato su tutto il territorio regionale.

A livello generale, si sottolinea, infine come l'influenza del livello di conoscenza (F_C) sul risultato dell'analisi possa essere condotta oltre all'approccio semplificato proposto nel testo delle Linee Guida (§4.2)

anche andando a considerare l'attendibilità delle singole informazioni fornite relativamente agli indicatori di vulnerabilità e presidio con riferimento all'Allegato C. Tale aspetto è già evidenziato implicitamente nel testo delle Linee Guide (§5.3.1 – LV1 analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati, usando modelli di valutazione per tipologia).

Il modello di valutazione delle chiese, ad esempio, proposto nell'Allegato C si basa sulla definizione di 28 meccanismi di danno a cui sono associati diversi presidi ed indicatori di vulnerabilità la cui efficacia o pericolosità viene valutata in funzione di un giudizio di efficacia. Se si analizza nel dettaglio ogni presidio ed indicatore di vulnerabilità emerge come, nel caso in cui siano attivabili tutti i 28 meccanismi di danno:

- 26,8 % degli indicatori di vulnerabilità/presidi antisismici sono associati a F_{C1}
- 68,8 % degli indicatori di vulnerabilità/presidi antisismici sono associati a F_{C2}
- 4,4 % degli indicatori di vulnerabilità/presidi antisismici sono associati a F_{C3}
- 0 % degli indicatori di vulnerabilità/presidi antisismici sono associati a F_{C4}

È possibile, pertanto, modulare i valori dei coefficienti parziali di confidenza in modo più adeguato, per tenere conto della diversa influenza che hanno i 4 fattori della conoscenza relativi ad F_{C1} , F_{C2} , F_{C3} e F_{C4} . Un approccio possibile è, pertanto, quello di ridefinire i valori massimi (e minimi) relativi ai diversi F_{Ck} , per quel singolo edificio, in funzione dei macroelementi realmente presenti nel manufatto in esame una volta definiti i valori complessivi di F_C per conoscenza scarsa, media e buona. In questo modo si andrebbe a ridefinire la Tabella 4.1 tenendo conto del reale peso che ogni termine assume per l'edificio in questione. Il fattore di confidenza si otterrebbe, poi, applicando ancora con la Eq. 4.1 (Linee Guida — §4.2).

V_R così definita:

$$V_R = V_N C_U$$

dove V_N è la vita nominale a cui viene riferita la valutazione della sicurezza e C_U la classe d'uso (Linee Guida - §2.4; D.M. 14 gennaio 2008 - 2.4.1 e 2.4.2; Circolare 2 febbraio 2009, n° 617 - C2.4.1 e C2.4.2) assegnata sulla base delle caratteristiche del bene e del tipo d'uso.

Nell'ambito di una valutazione a carattere territoriale si è adottato una vita nominale uguale per tutto il campione (50 anni), evitando differenziazioni che possano essere ricondotte ad una maggior o minore rilevanza culturale del bene monumentale; risulta, infatti, complicata tale valutazione se non supportata nell'indagine in situ da tecnici competenti (funzionari della Soprintendenza), in grado di definire eventuali parametri di rilevanza culturale diversi tra le diverse emergenze architettoniche investigate.

Cu = 0.7	SLD	SLV	Cu - 1	SLD	SLV	Cu - 1.5	SLD	SLV
Pvr (%)	0.63	0.10	Pvr (%)	0.63	0.10	Pvr (%)	0.63	0.10
Tr (anni)	35	332	Tr (anni)	50	475	Tr (anni)	75	712

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

Differente approccio è stato, invece seguito, per quanto riguarda il coefficiente Cu. In questo caso l'informazione legata a tale fattore era facilmente reperibile, senza la necessità di competenze specialistiche. Pertanto, in funzione all'uso e al grado di affollamento della chiesa, sono stati utilizzati tre diversi valori (in accordo con D.M. 14 gennaio 2008) pari a 0.7- 1 - 1.5.

La definizione della graduatoria di rischio è stata, tuttavia, redatta sia tenendo conto di tale fattore legato all'esposizione del bene, sia trascurandolo in modo da non modificare la pericolosità attesa nel sito di riferimento per la vita nominale presa a riferimento.

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

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

In Tabella 1 sono riportati i valori di periodo di riferimento dell'azione sismica T_f per lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) valutati con riferimento ai diversi valori di Cu.

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

— a accelerazione orizzontale massima al sito;

— F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

— T_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per la stima del valore dell'accelerazione di riferimento del sito a_g , il D.M. 14 gennaio 2008 ha adottato i valori di pericolosità definiti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (GdL MPS, 2004: <http://zonesismiche.mi.ingv.it>) per l'intero territorio nazionale su un reticolo di lato pari a circa 5 km. Nell'Allegato A alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) sono fornite le indicazioni necessarie per ottenere i parametri dell'azione sismica per una generica coordinata geografica ed un generico periodo di ritorno. Per ogni sito in esame sono stati, pertanto, definiti i valori di a_g , F_0 e T_c^* con riferimento ai periodi di ritorno riportati in normativa¹.

Per quanto riguarda, invece la determinazione dei valori di S_s e C_c , dipendenti dalla tipologia di suolo e dallo stato limite considerato, necessari per la definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione così come previsto dal D.M. 14 gennaio 2008, si è fatto riferimento agli studi di microzonazione sismica che sono stati in fase ancora esecutiva per la Regione Calabria.

Si citano nel seguito eventuali possibili evoluzioni nelle valutazioni di rischio:

–l'interesse nella valutazione della probabilità di danno per eventi di scenario apre il campo a ulteriori sviluppi della metodologia, ad esempio legati alla necessità di rappresentare anche gli effetti di accumulo del danno a seguito delle scosse che si susseguono;

–deve essere migliorata la descrizione del campione di edifici nelle analisi finalizzate al calcolo della fragilità in modo da rappresentare meglio la realtà del costruito. Ci sono ad esempio fattori che potrebbero essere legati alla realtà del costruito nelle varie regioni, elemento che ancora non è stato investigato nel dettaglio. A titolo di esempio si cita che esistono evidenze tali per cui i materiali utilizzati nelle costruzioni al nord sono in media migliori di quelli del sud, etc.

Si conclude dicendo che, nonostante i loro limiti per lo più legati alla mancanza di dati per la descrizione della realtà del costruito, i metodi meccanici presentano il vantaggio di poter essere adeguati, migliorando la qualità del risultato prodotto, qualora dati migliori divenissero disponibili in termini di esposizione e/o descrizione della severità di scuotimento attesa.

La formulazione di un modello di perdita del terremoto per una data regione non è solo di interesse per la previsione dell'impatto economico dei futuri terremoti, ma può anche essere di vitale importanza per la mitigazione del rischio.

Una definizione puntuale di "rischio" è fornita dalla Protezione Civile: "Il concetto di rischio è legato non solo alla capacità di calcolare la probabilità che un evento pericoloso accada, ma anche alla capacità di definire il danno provocato. Rischio e pericolo non sono la stessa cosa: il pericolo è rappresentato dall'evento calamitoso che può colpire una certa area (la causa), il rischio è rappresentato dalle sue possibili conseguenze, cioè dal danno che ci si può attendere (l'effetto)."

Il rischio è traducibile nella formula:

$$R = P \times V \times E$$

P, la Pericolosità, è la probabilità che un fenomeno di una determinata intensità si verifichi in un certo periodo di tempo, in una data area.

V, la Vulnerabilità di un elemento (persone, edifici, infrastrutture, attività economiche), è la propensione a subire danneggiamenti in conseguenza delle sollecitazioni indotte da un evento di una certa intensità.

E, l'Esposizione o il valore esposto, è il numero di unità (o "valore") di ognuno degli elementi a rischio presenti in una data area, come le vite umane o gli insediamenti.

Il processo conoscitivo, che si intende utilizzare per valutare il rischio sismico connesso agli edifici storici in zona sismica è quello proposto dalle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008).

Nello specifico, questo approccio indaga l'edificio storico nella sua matericità, seguendo un processo finalizzato a valutarne la vulnerabilità, verificarne la sicurezza e predisporre

interventi per la messa in sicurezza degli edifici, incamerando informazioni suddivise in moduli, come si evince dallo schema logico riportato in Figura:

- MODULO A – Anagrafico Identificativo,
- MODULO B – Fattori di sensibilità,
- MODULO C – Morfologia degli Elementi,
- MODULO D – Stato di Conservazione,
- MODULO E – Rilievo geometrico,
- MODULO F – Interventi pregressi,
- MODULO G – Indagini Storiche,
- MODULO H – Indagini Diagnostiche.

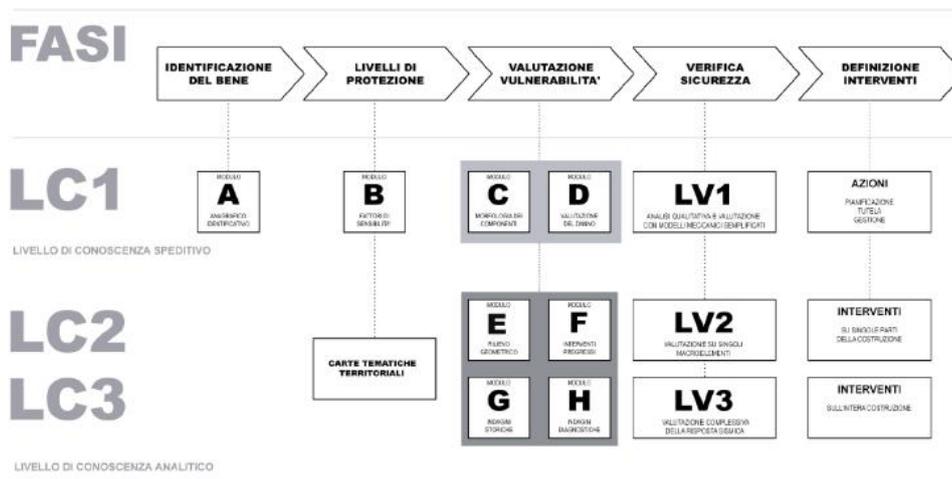


Figura 8 Allegato A, Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008).

Quello che ne emerge è un apparato schedografico che non può essere tradotto in un'unica scheda di rilevamento.

Questo sistema prevede diversi livelli di conoscenza del manufatto storico, da quello speditivo indispensabile in caso di emergenza o per analisi territoriali su larga scala, a quello analitico, *step* imprescindibile per interventi di restauro e unico mezzo di prevenzione per la salvaguardia delle fabbriche storiche (1).

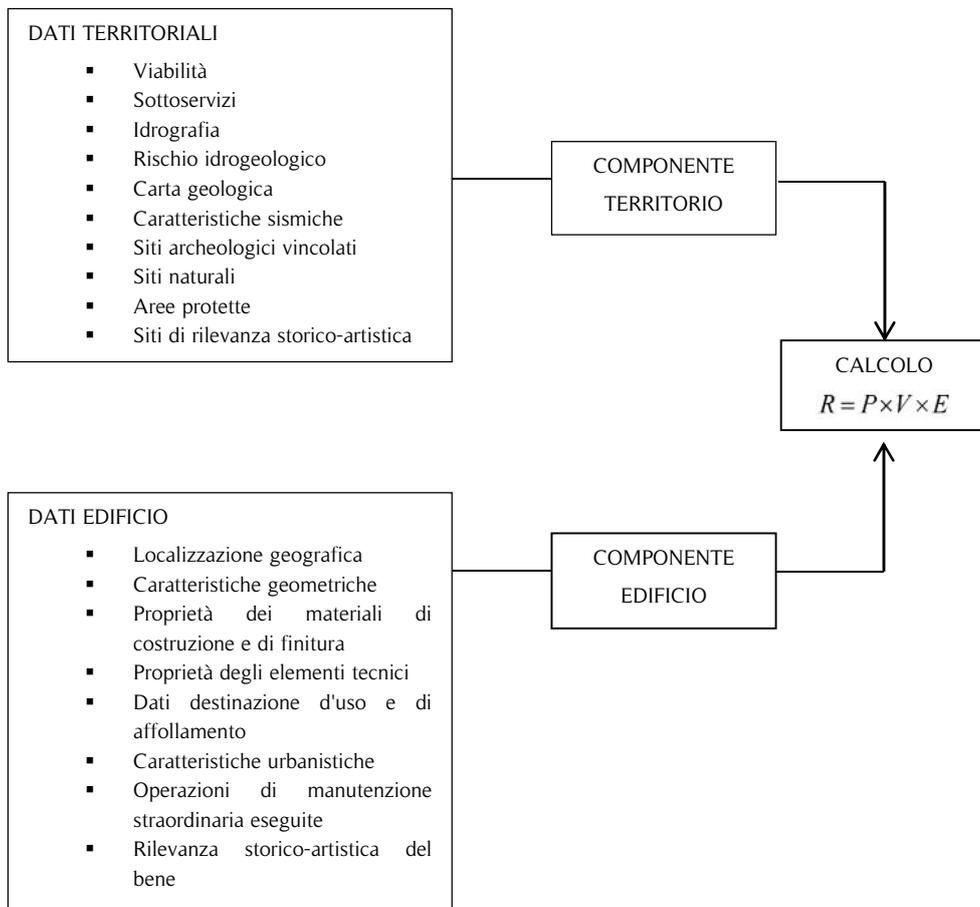


Figura 9 Diversi livelli di conoscenza del manufatto storico, da quello speditivo indispensabile in caso di emergenza o per analisi territoriali su larga scala

2 COSENZA: CONTINUITA' DI VITA DELLA CITTA'
ANTICA

2.1 Un'ipotesi metodologica: l'Urbanistica del recupero, la ricostruzione della storia urbana

Per operare una seria indagine di ricerca storico-urbanistica bisogna individuare gli strumenti appropriati di lavoro dal momento che Cosenza, la città che vogliamo indagare, presenta una stratificazione storica.

È importante mettere a punto una metodologia storico-urbanistica per tentare di ricostruire la storia degli insediamenti e la stratificazione storica degli impianti.

Lo scopo è quello di identificare un **metodo** per lo studio storico urbanistico dei centri urbani, in particolare per quello della città di Cosenza.

Gli strumenti appropriati di lavoro per il metodo storico d'indagine sono le **fonti**. Bisogna però ricordare che è necessario sempre operare una scelta degli strumenti appropriati di lavoro nella ricerca storico-urbanistica.

Si vuole cioè con la ricerca sul centro storico contribuire alla conoscenza delle vicende urbanistiche a partire dal periodo antico fino ad oggi.

La scelta degli strumenti appropriati di lavoro nella ricerca storico-urbanistica.

Le fonti tradizionali (scritte, iconografiche e cartografiche). La ricerca di altri adeguati parametri di analisi.

Per fonti storiche scritte devono intendersi tutte quelle fonti e documenti manoscritti e a stampa quali le descrizioni letterarie, guidistiche, archivistiche, statutarie, legislative. La ricerca di questo materiale bibliografico e archivistico fa parte della ricerca storica sulla città.

Per secoli la storia si è sempre fatta sui documenti scritti, ed era dovere e compito dello storico vagliare le testimonianze scritte per individuare il processo di svolgimento dei fatti storici.

Bisogna risalire certo alla sua storia della successione degli eventi storici avvenuti in quel centro, ma si deve centrare su come questi hanno condizionato la città storica ed il suo intorno: dal momento della fondazione ed origine fino ad oggi. Cioè fino all'altro ieri, la storia infatti non si ferma al Settecento o all'Ottocento, nè tantomeno alla II guerra mondiale.

Le fonti iconografiche e cartografiche, ovvero **l'iconografia e la cartografia urbano e territoriale**. La ricerca storica sulle città come si è più volte detto fonda su uno studio

analitico. Il lavoro da fare è quindi una ricerca di base che va svolta principalmente sulle **fonti**, con uno scandaglio sistematico che porti alla luce nuovi materiali documentari utili alla ricostruzione dei processi urbani e al loro sviluppo e alla loro trasformazione fisica.

In tal senso l'iconografia e la cartografia possono essere riconosciute quali utili strumenti per la ricerca, se intesi però nel giusto senso e con le opportune differenziazioni tra i documenti cartacei.

L'iconografia e la cartografia infatti vanno considerate diversamente dai vecchi schemi vedutistici di riscontro delle emergenze o di analisi del documento dal punto di vista figurativo, ma vanno intese come documento da confrontare con le carte attuali, cioè con la cartografia di base.

Le fonti specialistiche, cioè sulla città di pietre e successivamente, o insieme sulla città dei cittadini cives e quindi sulle città come civitas, vediamo in concreto oggi quali debbano essere le **fonti** su cui basare la ricerca storico - urbanistica. La scelta di fonti idonee è la base primaria infatti per impostare correttamente la ricerca sulle città secondo la metodologia storica, senza incorrere in quei vicoli ciechi della storiografia urbanistica ed in altri errori possibili. Quando si tralasciano di analizzare le fonti per addivenire a troppo affrettate conclusioni storiografiche, si può facilmente pervenire, in veri e propri falsi ed errate considerazioni in merito a problemi di interpretazione storico-urbanistica.

Il metodo storico di indagine sulla città costruita che si basa sullo studio delle fonti: scritte e iconografiche - cartografiche e principalmente sulla fonte primaria che è la città stessa, come complesso manufatto urbano nella sua presenza reale odierna, con tutti i suoi elementi.

Non esistono, infatti, in assoluto strutture specifiche per la storiografia urbanistica, che possano essere usate indifferentemente per le diverse epoche storiche e per i diversi paesi. E queste strutture non possono essere definite una volta per tutte. Ne' esistono regole valide in ogni caso da studiare e quindi codificabili.

Bisogna cioè operare la ricerca storica urbanistica, identificando di volta in volta gli strumenti appropriati di lavoro, cioè il tipo di fonti, e questi vanno applicati differentemente a seconda dello specifico territoriale ed urbano che ci troviamo ad analizzare.

Questo metodo mira a ricostruire, tramite la lettura della stratificazione storica degli impianti urbani, la storia degli insediamenti inseriti nel contesto territoriale di appartenenza e nel paesaggio urbano, in un lungo arco temporale, in un ampio spazio geografico ed in una costante ottica conservativa e di recupero dei tessuti urbani.

Il territorio, il paesaggio, gli insediamenti storici sono oggetto di studio ma anche di sempre più pesanti trasformazioni.

E' compito di questa disciplina analizzare le diverse fasi di queste continue trasformazioni e la stratificazione urbana odierna.

La stratificazione storica è stata riconosciuta come una caratteristica fondamentale delle città del Mediterraneo. E tale caratteristica pone l'accento sull'identità storica tutta particolare delle città del bacino del Mediterraneo. La storia culturale e geo-antropologica del territorio si caratterizza proprio negli studi sulla città mediterranea da parte di Urbano Cardarelli. Egli coglie nella storicità delle aree e nella ricchezza del loro patrimonio culturale un dato fondamentale al quale deve indirizzarsi uno dei fattori privilegiati per lo sviluppo, per contrastare le minacce degli effetti della standardizzazione dei modi di vita. E proprio questo punto nodale, fondamentale problema della ricerca storica sulle città, è quello che va approfondito in dettaglio.

Le culture mediterranee e particolarmente le città mediterranee sono paragonate ad un vetusto palinsesto con migliaia e migliaia di anni di storia, con il sovrapporsi di manifestazioni artistiche e monumentali inconcepibili altrove. Le città del bacino mediterraneo delle due sponde, vale notare, sono caratterizzate dal sovrapporsi di stili e gusti, di scuole e nazionalità, di religioni e multiculturalità che determinano una fisionomia architettonica ed urbanistica inconfondibile, la "fisionomia della stratificazione", che sopravvive ben oltre gli apporti omogeneizzanti della cultura internazionale.

La prima considerazione che scaturisce direttamente da tutto quanto abbiamo detto è che la prima fonte in assoluto per la storia dell'urbanistica sono le città stesse.

Ne consegue, che è impossibile iniziare un qualsivoglia studio storico - urbanistico senza prima operare una lettura analitica della città stessa: percorrendola e analizzandola nelle sue forme concrete e reali a tutt'oggi.

La città materiale va dunque rilevata e studiata con adeguate misurazioni, secondo i procedimenti scientifici oggi a disposizione dello studioso: o già prodotti dagli enti pubblici o da prodursi e aggiornarsi su cartografie di altro genere.

Ne consegue da ciò che per analizzare una città c'è bisogno di collezionare un'adeguata cartografia di base.

E' ovvio che non è a noi la possibilità di produrla, ma è a noi la capacità di recuperarla e collazionarla secondo le nostre necessità storico-urbanistiche, che ovviamente avranno una diversa dimensione di scala a secondo del centro che vogliamo studiare: piccolo, medio, grande, metropoli.

La storia dell'arte, la storia dell'architettura, e quindi anche la storia delle città sono delle storie particolari e speciali perchè, sono fatte in presenza dell'oggetto scrive Renato De Fusco in Storia e Struttura.

Non si parla di un evento passato, ma si fa storia al presente, perciò l'importanza dell'analisi e dell'interpretazione dell'oggetto artistico o manufatto urbano nella sua **realtà attuale**.

Con la scoperta dell'urbanistica antica negli anni '50 si avvia una nuova riflessione critica sulla dimensione urbana unitamente agli studi specifici sulle città strettamente correlati al dibattito sul recupero dei centri urbani, dopo il periodo della ricostruzione dei danni della II guerra mondiale.

Bruno d'Agostino ha studiato attentamente la storiografia urbanistica delle città antiche dalla metà dell'Ottocento ad oggi e mette in luce la nascita dell'interesse per la trasformazione urbana e il tentativo di studiare il processo formativo degli insediamenti antichi più complessi attraverso l'uso dei dati archeologici.

Gli studi hanno un salto di qualità con lo sviluppo della ricerca archeologica tramite l'uso della fotografia aerea e della foto interpretazione come strumenti di lettura e una nuova conoscenza della città antica. Attraverso le relazioni di scavo si ricostruisce lo sviluppo urbano e nelle grandi linee la struttura delle città chiarendone le principali vicende urbanistiche.

Da queste ricerche scaturiscono valide indicazioni per una nuova strategia di tutela!

Nelle città a continuità di vita si pone in primis il problema dell'opportunità o meno di riportare alla luce o non, le scoperte effettuate tramite gli studi e le indagini non invasive condotte, ponendo problemi di ordine valutativo ed urbanistico, non indifferenti.

La questione delle stratificazioni nelle città storiche pone la necessità delle analisi delle strette relazioni esistenti tra la conservazione del patrimonio storico-archeologico-architettonico e le istanze contemporanee, ovvero una loro reintroduzione nell'uso della città attuale.

E' necessario per la storia urbana una compenetrazione dei metodi di ricerca, una storia in cantiere in cui fondamentali sono i dati materiali; le evidenze archeologiche.

2.2 Anamnesi storica: Cosenza, formazione e trasformazione

Ogni città storica ha una sua storia urbana che può leggersi nella stratificazioni delle sue preesistenze.

La città materiale va dunque rilevata e studiata con adeguate misurazioni secondo i procedimenti scientifici oggi a disposizione dello studioso: o già prodotti dagli enti pubblici o da prodursi e aggiornarsi su cartografie di altro genere.

Ne consegue da ciò che per analizzare una città c'è bisogno di collezionare un'adeguata cartografia di base.

E' ovvio che non è a noi la possibilità di produrla, ma è a noi la capacità di recuperarla e collazionarla secondo le nostre necessità storico-urbanistiche, che ovviamente avranno una diversa dimensione di scala a secondo del centro che vogliamo studiare.

2.2.1 Le origini

Nel IV sec. a.C. Cosenza comincia a svilupparsi ai margini settentrionali della "soglia di altopiano" che unisce la catena Paolana alla Sila là dove, alla confluenza del Crati col Busento, si innalza il rilievo calcareo successivamente denominato Pancrazio. Essa è citata per la prima volta dalle fonti a proposito della venuta in Italia di Alessandro d'Epiro¹; si può dedurre perciò una sua graduale espansione dovuta alla posizione dominante sulla Valle del Crati che costituisce l'ideale punto d'incontro tra le varie stirpi Bruzie dedite alla pastorizia e a primitive forme di agricoltura, rivolte, dal IV sec., a potenziare le proprie attitudini militari per giungere alla conquista dei territori occupati dai Greci. In questo i Bruttii sono facilitati dalla crisi economica e sociale delle città italiote che, nel III secolo, affidano le cure della terra quasi esclusivamente a mano d'opera servile, con conseguente decadimento delle opere idriche, rinnovata diffusione della malaria e necessità di abbandonare l'insediamento costiero.

¹ Livio VIII-24 riferisce che Cosenza e Siponto in questa occasione sarebbero state tolte ai Lucani.

Se la resistenza greca risulta poco efficace² ben altri avversari le popolazioni locali incontrano nei Romani che, in questo periodo, cominciano a intervenire sempre più frequentemente nella regione. Dopo la sconfitta di Pirro, anche i Bruttii sono sottomessi da Roma e a nulla varrà la loro opposizione rinnovata dopo la vittoria di Annibale, durante la "guerra italica" e in occasione della "guerra servile". Sotto Augusto, Bruzio, Lucania e Salento entrano a far parte della Terza Regione e un prefetto, inviato dal pretore urbano e dotato di poteri molto ampi, pone la sua sede a Cosenza.

Scarse sono le notizie sulla città bruzia e romana e quasi inesistente la documentazione archeologica.

Anche l'origine del nome è controversa: alcuni studiosi lo ricollegano al consenso dei popoli confederati, altri propendono per un riferimento agli dei consenti protettori delle attività agricole.

Per quanto riguarda le caratteristiche dell'insediamento, è possibile formulare solo qualche ipotesi³ in base ai limitati reperti in nostro possesso.

Grandi massi rettangolari di tufo frammisti a muratura romana (in "opus reticulatum" e in "opus incertum") sono visibili in vari punti al livello delle fondazioni del convento di S. Francesco d'Assisi (sul Pancrazio) e analoghi ruderi si trovano fino al sovrastante monastero delle Cappuccinelle: si tratta probabilmente degli avanzi della Rocca Bruzia, riedificata dai Romani dopo la conquista della città e che si ergeva a mezza costa del colle Pancrazio in posizione dominante rispetto alla confluenza del Crati e del Busento.

Intorno sorgeva l'originaria Cosenza costituita da "un ammasso di casette aggruppate al di sopra della Rocca o sparse giù per il pendio, a destra e a sinistra, divise da viuzze strette e tortuose e occupate da una popolazione di montanari che nell'apparenza non manifestava altro segno di civiltà che quello di servizi del greco..."⁴. L'abitato non giungeva fino al Crati se appartengono a fortificazioni bruzie i massi di tufo squadrati di più di un metro di lunghezza che, secondo Galli, sono stati rimossi nel 1889-90 tra l'odierna Piazza Piccola e la via dei Cassari (o Casciari); forse le mura esterne avevano un andamento parallele a tale via.

² Hipponion resta in mano bruzia fra il 330 e il 295 e fra il 288 e il 260, Crotone è assediata nel 320 e Thurioi nel 288.

³ E.Galli in "La Sibaritide".

⁴ E.Galli, *ibidem*.

Lo stesso studioso formula un'ipotesi attendibile riguardo ai limiti della città: essa non arrivava agli attuali giardini dell'Episcopio perchè in tale zona è venuto alla luce, nel 1842, un sepolcreto che, per la povertà e la rozzezza della suppellettile, è da attribuirsi sicuramente all'elemento bruzio e si sa che tali popolazioni non avevano l'abitudine di seppellire i morti nel perimetro abitato! Con la conquista romana, Cosenza subisce un notevole ampliamento spingendosi fino al Crati. Tracce di **OPUS** reticulatum si trovano infatti nella parete esterna di un muro quasi in riva al fiume dove termina il vicolo Pusterla (o Postierla) e dove è visibile anche un arco basso di tufo intagliato forse appartenente a una porta d'ingresso alla città. Notizie dell'esistenza di costruzioni romane ci provengono da P.Manfredi il quale ricorda il ritrovamento (nel 1842) di avanzi di un tempio con colonne e statue di perfito nell'antica Via dei pettini (ora via Abate Salfi) e del basamento di un altro tempio (nel 1826) in via della Giostra Vecchia, ma i reperti sono completamente dispersi! Indubbiamente però Cosenza aveva una certa importanza nella regione se i Romani, nel II sec.a.C., la collegano a Capua con la via Popilia il cui tracciato, superata la catena del Pollino, correva lungo la valle del Grati, giungeva sotto il colle Pancrazio e deviava lungo il bacino del Savuto per raggiungere il Tirreno e Reggio. Lungo questa via interna, che nasce con una precisa funzione militare, risalgono nel V-VI sec.d.C. i Visigoti, i Vandali e gli Ostrogoti; nel 554 la città è conquistata dai Bizantini e, nei quattro secoli successivi, contesa tra Bizantini, Longobardi e Saraceni. Nel X secolo viene più volte espugnata dagli Arabi e, per evitare le loro scorrerie, la popolazione comincia a rifugiarsi sugli elevati terrazzi del Vallo del Crati, costituendo i primi nuclei dei Casali (che si sviluppano come borghi autonomi, ma gravitanti, sul piano produttivo e sociale, nell'ambito del capoluogo).

2.2.2 La città Normanna, Sveva, Angioina, Aragonese

Nel 1060 i Normanni si impadroniscono di Cosenza e successivamente (1130) essa viene scelta come capitale del Giustizierato di Val di Crati (comprendente, oltre al bacino del fiume, i rilievi padani fino al Savuto e il versante ionico presilano fino al Corace).

Verso il 1132 Ruggero II fa edificare il Castello sulla sommità del colle Pancrazio, probabilmente utilizzando strutture architettoniche risalenti ai Saraceni.

E1 in questo periodo che Cosenza comincia ad aprirsi ai rapporti con l'esterno, assumendo la funzione di "polo di attrazione" nei confronti del territorio circostante; nella città trova

ospitalità anche una colonia di Ebrei e vi fiorisce qualche commercio favorito dall'istituzione, in età sveva, di una importante fiera.

Ad opera dei Normanni prende vita nella regione una prima forma di feudalesimo (le "Regalie") che determina nuovi rapporti sociali e arreca un certo beneficio alla popolazione in quanto si sviluppa sotto il controllo regio.

Nel 1184 Cosenza è completamente distrutta dal terremoto che provoca il crollo del Castello, del Duomo, del Monastero dei Benedettini (sorto sul luogo di un'analoga istituzione basiliana), delle abitazioni del colle Pancrazio,

Negli anni successivi ha luogo la ricostruzione della città che continua con gli Svevi. Durante il regno di Federico II viene inaugurato il Duomo, ampliato il Castello, elevata la Chiesa di San Francesco d'Assisi. L'insediamento riguarda, come nei periodi precedenti, i versanti settentrionale e orientale del Pancrazio, ma si verifica anche una piccola espansione sulla riva destra del Crati ai piedi del colle Triglio e viene costruito il primo ponte sul Busento. La vita economica è abbastanza attiva, così come i contatti con l'esterno (si ricordano i quartieri degli israeliti, degli amalfitani, dei romani, dei fiorentini); secondo la consuetudine del tempo, l'esercizio delle arti e dei mestieri si concentra lungo le vie che ne traggono il nome (via degli orefici, dei casolari, dei pignatari, dei sellai, dei pettini ecc.) e il tessuto urbano comincia ad arricchirsi di case a torre che diventeranno più numerose in età angioina.

Nel 1333 Cosenza è sede dell'amministrazione demaniale della Sila e i prodotti silani (legna, bestiame, lana, cuoio, formaggi, castagne) vi affluiscono, potenziando il commercio.

Anche l'abitato subisce una spinta ad ampliarsi al di là del Crati e del Busento (dove sorgerà nel 1450 un grande convento Domenicano). Come osserva Gambi ("Calabria" - UTET) queste due zone "tesre di ponte di modesta ampiezza" "Sono destinate a servire da fondaci, in quanto la più orientale si nuclea nel punto di incontro di diverse strade provenienti dai centri silani e la settentrionale viene a disegnarsi alla diramazione delle strade che, per i Casali di ovest, giungono fino al mare: a Paola e Amantea... ma la parte più notevole di Cosenza rimane quella sui fianchi del Pancrazio, ove vive, coi suoi domestici, artigiani e clienti, la classe baronale".

Cosenza ottiene dai vari monarchi notevoli privilegi che ne favoriscono lo sviluppo economico, ma provocano accese contese tra gli abitanti della città e quelli dei Casali che rivendicano le stesse franchigie del capoluogo. Nel 1432 il principe Luigi III d'Angiò prende residenza nel Castello e, alla sua morte, nel 1434, è sepolto nella Cattedrale.

Dalle lotte tra Angioini e Aragonesi traggono vantaggio i feudatari che acquistano autonomia dai Sovrani e impongono alle popolazioni condizioni sempre più dure e vessatorie.

Il loro numero è diminuito rispetto ai primi anni della conquista angioina, con conseguente concentrazione della proprietà terriera nelle mani di poche famiglie che avocano a se la funzione (spettante alle università rurali) di coordinare l'uso dei pascoli e dei boschi e la rotazione tra colture e prato e spesso vietano i lavori agricoli per favorire il pascolo delle proprie mandrie!

Cosenza, che si conserva libera da oneri feudali, è ripetutamente sconvolta dalle lotte fomentate dai baroni che parteggiano per i diversi contendenti al trono che, - prendendo a pretesto il fiscalismo regio, spingono le comunità contro il re, provocando da parte dei contadini e della plebe urbana numerose rivolte che vengono duramente represses.

Basti pensare alla ribellione dei Casali e di Cosenza per rivendicare l'uso dei territori silani che si conclude con la sanguinosa repressione e col saccheggio della città ad opera dell'aragonese Roberto Orsini (1461).

Nel 1464 Alfonso d'Aragona si stabilisce a Cosenza e ottiene "nuovi capitoli e ordinazioni"; in occasione della congiura dei Baroni (1485) la città è nuovamente assediata da Girolamo Sanseverino e, nel 1495, durante la breve conquista del Regno di Napoli da parte di Carlo Vili, il francese D'Aubigny ne prende possesso, ma è cacciato l'anno successivo da Consalvo De Cordova.

2.2.3 La città durante il dominio spagnolo

Col XVI sec. ha inizio la dominazione degli Spagnoli: Cosenza diventa sede del governatore e i nobili sono riuniti nel loro "parlamento" detto "Seggio" o "Sedile". Nonostante le difficoltà di ordine politico ed economico, la città, dalla metà del quattrocento, è al centro di un notevole risveglio culturale e i contatti con l'ambiente napoletano determinano il miglioramento della stessa "immagine" urbana, "le maestranze della Valle del Crati sperimentano le proprie capacità artistiche nei quartieri patrizi della Giostra Vecchia e di via dei Padolisi" (Stancati-Cosenza-pag.12) liberamente rielaborando i moduli rinascimentali divulgati da Napoli. Nel quartiere centrale, a mezza costa del Pancrazio, sulle case più modeste, con piccoli cortili e le caratteristiche scalette esterne di

accesso (vignàni), domina la mole dei palazzi signorili ornati di "bei portali ad arco un po' depresso e decorazione rinascimentale catalana o di balconi di ferro lavorato, con corti interne elegantissime ed austere insieme" (Gambi - op.cit. pag.499); le vie sono strette e tortuose, con scalinate che seguono il declivio del terreno, con possenti arcate tra le case e convergono verso la strada più importante, anch'essa dal "profilo serpeggiante" corrispondente all'attuale corso B.Telesio.

E1 in questa zona che ha sede, fondata nel 1511 da Aulo Giano Parrasio, 11 Accademia, fulcro di importanti studi umanistici e filosofico-scientifici. Da questo momento la città diventa il vivaio intellettuale della Calabria, con personalità che daranno un'impronta significativa alla produzione intellettuale del tempo (basti pensare al filosofo Bernardino Telesio, al poeta Galeazzo di Tarsia, all'economista Antonio Serra!).

Pur essendo il centro di vivaci interessi culturali, Cosenza è anche il luogo dove, tra il 1560 e il 1561, il repressivo potere spagnolo esercita la propria intolleranza trasferendovi i resti delle comunità valdesi sopravvissute allo sterminio di Guardia Piemontese e di Montalto: sfuggiranno alla morte e al carcere solo mediante l'abiura. Anche gli israeliti, aspramente perseguitati, lasciano la regione che viene privata del contributo della loro operosità.

Una protesta politica e religiosa antispagnola non trova altra forma di espressione che quella del brigantaggio: nel 1561 Marco Berardi, evaso dal carcere cosentino del S.Ufficio, si dà alla macchia nei boschi della Sila; con una banda di più di mille uomini si insedia presso Crotone, vi proclama l'indipendenza della Calabria e tiene in scacco per qualche tempo le truppe spagnole.

Lo sfruttamento politico ed economico esaurisce rapidamente le risorse della regione e ne indebolisce le capacità reattive che trovano uno sbocco alternativo al brigantaggio solo nell' "evasione" oltre i confini del Vicereame!

I Comuni rurali quotidianamente subiscono la prepotenza dei baroni impegnare a mutare in "difese" il demanio feudale e ad appropriarsi del demanio universale, cioè delle terre riservate tradizionalmente agli usi civici (il pascolo, la semina, il legnatico, l'attinger acqua ecc.), i centri di pertinenza del sovrano sono soggetti periodicamente al pagamento di gravosi tributi determinati dalla necessità di invocare la clausola della prelazione per evitare la riduzione in feudo.

Ciò nonostante, nel 1644 i Casali sono venduti per 204 mila ducati al senese Vincenzo Salviati, con la conseguenza di isolare economicamente il capoluogo dal proprio entroterra.

Il sistema burocratico-amministrativo spagnolo favorisce infatti l'immobilizzo dei capitali o la loro uscita dalla regione, determinando il declino delle modeste attività produttive sorte nel periodo precedente (come la lavorazione della seta nel bacino del Crati) e un diffuso decremento di ricchezza. A questo si aggiungono i danni provocati dalle calamità naturali: inondazioni, carestie, terremoti, epidemie.

La vita culturale di Cosenza è invece abbastanza attiva anche in questo periodo: nel 1649 viene fondata l'Accademia dei Negligenti, nel 1668 rifiorisce, per opera dell'antimarinarista Pirro Schettini, l'Accademia Cosentina, negli ultimi decenni del secolo svolgono i loro studi Gaetano Argento e Vincenzo Gravina. La città è ancora arroccata sulla riva sinistra del Crati fino al Convento delle Cappuccinelle; il suo centro è rappresentato dalla piazza del Duomo, sulla quale affaccia il "Sedile" dei nobili e dove si svolgono le riunioni, il mercato, le cerimonie religiose.

Esistono numerosi piccoli insediamenti al di là dei fiumi, raggiungibili attraverso quattro ponti (Arena, Pignatari, S.Maria sul Crati, Rivocati sul Busento); le casupole, con stalla al piano terra, cucinaletto al piano più alto a cui si accede con una scala esterna, sono riunite all'ombra dei vari conventi (S.Agostino, S.Francesco di Paola, S.Domenico, il Carmine, il Monastero della Riforma ecc.) distribuiti nella campagna (nel '600 Cosenza conta circa quindici conventi) e costituiscono dei nuclei isolati che si salderanno più tardi a formare i borghi "Rivocati", "Pignatari" e quello sulla riva destra del Crati, alle pendici del colle Triglio.

2.2.4 La città pre-unitaria

La crisi economica conseguente allo sfruttamento spagnolo, se colpisce duramente le popolazioni rurali e cittadine, coinvolge nei suoi effetti anche la nobiltà, oggetto di anacronistici privilegi, ma incapace di qualsiasi forma di investimento produttivo e abituata ad affidare ad agenti residenti sui feudi l'amministrazione dei propri beni. Il progressivo indebitamento dei baroni favorirà, nel secolo successivo, l'emergere di una nuova classe sociale, ma, come osserva Gambi, "la borghesia bruzia, una volta uscita dal vivaio rurale, o preferisce rivolgersi alle professioni legali o si limita ad esercitare affitti, appalti, prestiti a usura" e, venuta in possesso delle terre, non determina mutamenti negli antiquati rapporti di produzione.

Con la dominazione degli Asburgo (1707 - 1734) e dopo l'avvento dei Borbone, iniziato nel 1735 con la visita di Carlo III a Cosenza, il governo (per influenza delle tesi illuministiche sostenute dal ministro Tanucci e dagli intellettuali presenti a Napoli) riconosce la necessità di incrementare la produzione agricola e manifatturiera, di favorire i rapporti commerciali e la circolazione del danaro, di riorganizzare l'amministrazione attraverso la perequazione dei tributi, la creazione del catasto, la numerazione dei fuochi ecc.

Carlo III e Ferdinando IV cercano di porre freno al potere ecclesiastico e feudale riducendo l'immunità fiscale dei beni della chiesa, limitando l'estensione dei conventi, restringendo la giurisdizione criminale dei baroni, liberalizzando la vendita di alcune derrate. Ma se, nei confronti della Chiesa, la loro politica ha un certo successo, nei confronti dei baroni i risultati sono modesti: le disposizioni legislative vengono applicate in modo contraddittorio e confuso e la struttura feudale rimane nel complesso inalterata in quanto le trasformazioni riguardano solo il passaggio delle proprietà nelle mani dei nuovi ricchi che tendono a rendere più aspro lo sfruttamento dei contadini!

Per quanto riguarda l'insediamento, in questo periodo esistono numerosi piccoli centri, privi dei servizi più elementari, isolati per mancanza di vie di comunicazione (l'antica Popilia è ridotta a un'inagibile mulattiera) e Cosenza non riesce ad esercitare un'azione propulsiva nei confronti del territorio circostante: vi dimorano i nobili e la borghesia, è sede della rappresentanza del governo centrale che amministra i demani comunali e gli oneri fiscali ed esercita una forte pressione sulla campagna in funzione degli interessi della classe abbiente.

Alla fine del Settecento, le associazioni giacobine e le logge massoniche si diffondono nel regno e giungono fino a Cosenza: nel 1799 la città aderisce alla Repubblica (che, a Napoli, ha tra i propri animatori i cosentini Francesco Saverio Salfi e Domenico Bisceglie) ma, l'anno successivo, subisce la dura reazione Sanfedista.

Nel 1806 Ferdinando IV prende la via dell'esilio; il nuovo governo emana la legge sull'eversione dei feudi e dispone la costruzione di opere pubbliche e di vie di comunicazione. Ma, per la brevità della dominazione napoleonica, i risultati non sono quelli sperati, si verifica anzi un'accelerazione della tendenza già in atto al passaggio della terra nelle mani della parte più conservatrice della borghesia!

Contadini e la plebe cittadina vedono nei francesi soltanto nuovi e più esosi padroni e riscoprono la via del brigantaggio sui monti della Sila, duramente incalzati dalle truppe del generale Manhès.

Dal 1820 in poi la borghesia cosentina assume una fisionomia sempre più marcatamente liberale e partecipa a numerose insurrezioni che culminano nella rivoluzione del 1848. Dodici anni più tardi, il 31 agosto 1860, Garibaldi entra in Cosenza e, dopo due mesi, un plebiscito sancisce l'annessione al nuovo Regno.

2.2.5 La città post-unitaria

Al momento dell'unità la città mantiene la caratteristica tradizionale di mercato di consumo dei prodotti dei paesi circostanti e di capoluogo che trae la propria importanza dal fatto di essere sede delle autorità civili, militari, ecclesiastiche e centro delle uniche istituzioni culturali della zona (Scuole superiori, Accademia Cosentina ecc.).

Anche l'assetto urbano non presenta modificazioni: un nucleo centrale lungo i fianchi del Pancrazio e i tre borghi ormai consolidati di portapiana (a monte del centro storico), di Rivocati (nella pianura sulla riva sinistra del Busento) di Pignatari (sulla riva destra del Crati) dove vive e lavora l'artigianato minuto costituito da filatori di seta, fabbricanti di vasellame di creta, conciapelli.

Nel centro si svolge la vita politica, culturale, il commercio maggiore; abitano, nei palazzi costruiti tra il '500 e il '700, i ceti abbienti e nelle case più modeste, si affollano gli artigiani (sarti fabbri, falegnami ecc.) e gli addetti ai servizi. L'unica novità consiste nello sviluppo di un piccolo insediamento posto sulla riva destra del Busento detto di Fontanuova; la causa del mancato ampliamento della città verso la pianura è da ricercarsi nel timore delle periodiche piene del Crati e del Busento e nel pericolo della malaria che ha risalito la valle del Crati a causa della mancanza di opere idrauliche. Gli edifici crescono dunque in altezza e la pressione demografica peggiora le già disastrose condizioni igieniche (molte case sono sprovviste di latrine, manca un'adeguata rete fognaria). Anche le comunicazioni esterne ed interne risultano estremamente difficoltose: i due tronchi della strada consolare (proveniente da Napoli e diretta a Catanzaro) sono poco più che delle mulattiere inagibili soprattutto nel tratto settentrionale; l'attraversamento della città è costituito da un tracciato stretto e tortuoso (l'attuale corso Telesio) che inizia nei pressi del ponte S.Domenico sul Busento.

Quando, in autunno e in inverno, si verificano le piene del fiume, il ponte, di legno su pilastri in muratura, viene travolto e, di conseguenza, si bloccano sia le comunicazioni esterne sia i collegamenti con il borgo Rivocati.

Gli altri due ponti esistenti sono quello di S.Lorenzo, tra le "conciarie" e S.Agostino, completamente in legno e inagibile dall'autunno alla primavera/ e quello di S.Francesco (o di S.Maria) in muratura che unisce il centro al palazzo un tempo residenza del preside, del tribunale e delle carceri (era adibito solo a tribunale e a carcere).

Dopo l'unità si impone l'esigenza di avviare a soluzione i problemi riguardanti l'igiene, l'abitabilità, la viabilità e di indicare una direzione per il futuro sviluppo urbano. Viene costruito un cimitero lontano dall'abitato, in contrada Mussano, i quartieri periferici (Portapiana, Rivocati) sono dotati di fontane pubbliche, l'ospedale civile è trasferito a monte della città, si edifica un ponte di ferro sul Busento (al posto del vecchio S.Domenico), vengono realizzati verso sud, sul Orati, un piccolo quartiere a maglie regolari con abitazioni per i funzionari dello stato e, lungo la prosecuzione - di corso - Telesio, la Prefettura, il Teatro, la Villa Comunale.

L'avvio di opere pubbliche subisce un certo incremento durante l'amministrazione di Francesco Martire con l'esecuzione di un piano di strade di circonvallazione, la creazione di un nuovo ponte (Alarico) alla confluenza del Busento cpl Crati (per garantire un altro accesso da nord) e la ristrutturazione in ferro del vecchio S.Lorenzo.

Alla fine del 1878 viene inaugurato il tronco ferroviario Cosenza-Buffaloria (attuale Sibari) che si allaccia alla litoranea Reggio-Metaponto e rappresenta un primo risultato della bonifica avviata nella valle del Crati.

Altre opere pubbliche sono intraprese, con vario successo, durante l'amministrazione di Francesco Martire e le successive: l'illuminazione a gas, la costruzione del macello comunale sul greto del Crati e, agli inizi del '900, l'acquedotto e l'illuminazione elettrica. Sebbene le attività produttive non registrino, dopo il primo quarantennio di unità, sostanziali progressi, si deve notare un certo incremento demografico che porta la popolazione a superare, al censimento del 1901, i 20.000 abitanti e a raggiungere, qualche anno dopo (1906), i 22.000. Diventa perciò naturale l'espansione dell'abitato verso la pianura, dal momento che non sussistono più timori relativi alle alluvioni e l'opera di bonifica della valle del Crati è stata attuata.

All'inizio del '900 Cosenza rimaneva costretta nel vecchio perimetro urbano, condizionato dai limiti naturali della confluenza di due fiumi, il Busento e il Crati e dalla presenza al contorno di ampie zone da bonificare.

L'ambizioso progetto dei lavori per l'inalveamento dei due fiumi fra i ponti San Lorenzo e San Domenico e dei collettori ripuari delle acque interne e delle fogne urbane della città di Cosenza nel 1910, fu affidato all'ingegnere Vocaturo, figura eminente e apprezzata a livello nazionale (per conto del Ministero fu incaricato di ricostruire Messina dopo il terremoto del 1908).

Nonostante le grandi difficoltà, i lavori furono completati in soli 3 anni; una volta realizzata la bonifica della valle del Crati e ridotto con la costruzione di un valido sistema di argini, il pericolo delle alluvioni, prendono consistenza i progetti di sviluppo a nord; nascono i due rioni Carmine e Rivocati.

Con lui nasce un nuovo disegno di struttura urbana, basato sulla contiguità tra vecchio e nuovo, preludio alla forma della città come la conosciamo oggi.



Figura 10 Inalveamento del Crati e del Busento e costruzione del collettore ripuario delle fogne a destra del Crati, a monte del ponte S. Francesco a cura dell' Ing. Vocaturo (collezione Dott. R. Bilotti).



Figura 11 Inalveamento del Crati e del Busento e costruzione del collettore ripuario delle fogne a destra del Crati, a monte del ponte S. Francesco a cura dell' Ing. Vocaturo (collezione Dott. R. Bilotti).

Nel 1906 è predisposto un primo organico piano di sviluppo della città che entra in vigore nel 1913.

Si tratta del Piano Camposano che prevede la realizzazione di quattro nuovi insediamenti: il quartiere suburbano sulla riva destra del Crati in direzione dei Casali, il Lungo Crati sui due lati del fiume, a sud del Centro Storico, il Lungo Busento che, con un sistema di strade convergenti in Piazza Amendola, ingloba e regolarizza l'antico borgo Rivocati, il Carmine (compreso tra le vie Rivocati, Vittorio Veneto, Isonzo, XXIV Maggio) impostato a maglie ortogonali con al centro l'attuale piazza Vittoria.

Il piano è realizzato quasi per intero dopo la prima guerra mondiale e, negli anni seguenti, lo sviluppo della città ha luogo verso nord, mantenendo l'impostazione regolare del tracciato viario.

2.2.6 Cosenza nel XX secolo

L'aumento della popolazione (nel 1936 gli abitanti di Cosenza sono 42.000) esige il ricorso a un nuovo strumento urbanistico che viene predisposto tra il 1936 e il 1939 (Piano Gualano) e che, pur senza assumere valore vincolante, indica le direttrici di espansione dell'abitato per i dieci anni successivi.

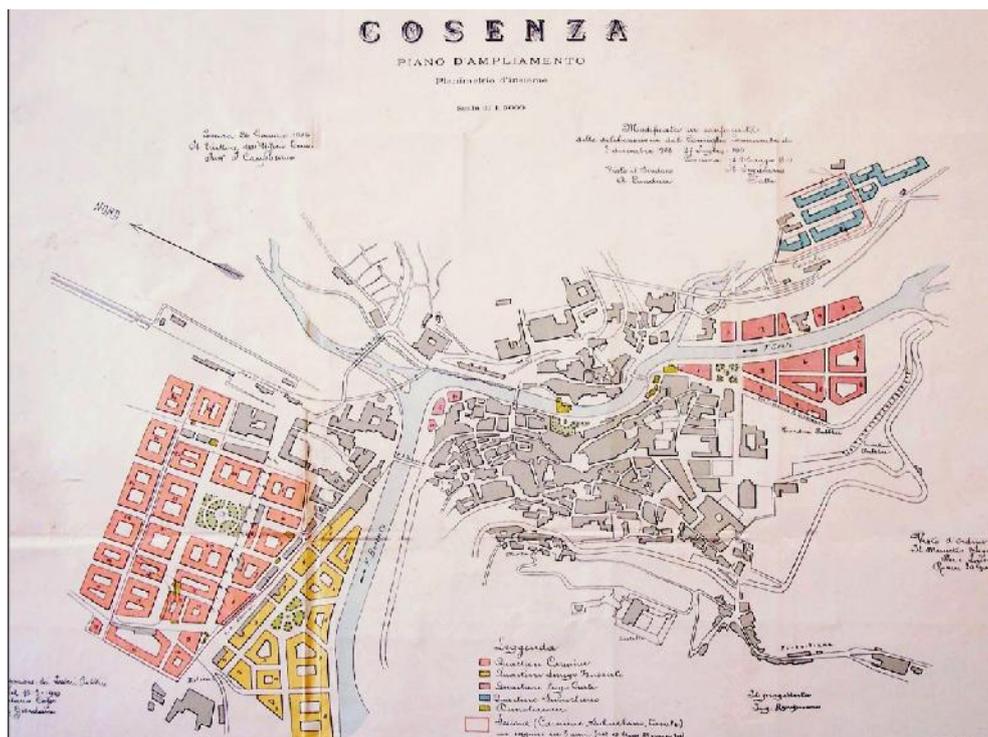


Figura 12 Piano Gualano 1936-1939

Le caratteristiche del piano sono rappresentate dal tentativo di alleggerire il traffico con un anello esterno collegato alla viabilità urbana interna, dalla proposta di risanamento del vecchio centro e di sistemazione del quartiere Carmine e di quello compreso tra corso Mazzini e il tracciato ferroviario, dalla previsione abbastanza ampia di verde pubblico, dalla zonizzazione delle aree di espansione.

Nel secondo dopoguerra per i quartieri del Carmine e dell'Arcivescovado, colpiti dai bombardamenti, si predispose un Piano di Ricostruzione (attuato solo nella zona Carmine) che deve tener conto delle indicazioni di un piano regolatore in elaborazione impostato sullo spostamento verso nord della stazione e sulla creazione di un'ampia arteria di traffico interno in luogo del vecchio tracciato ferroviario.

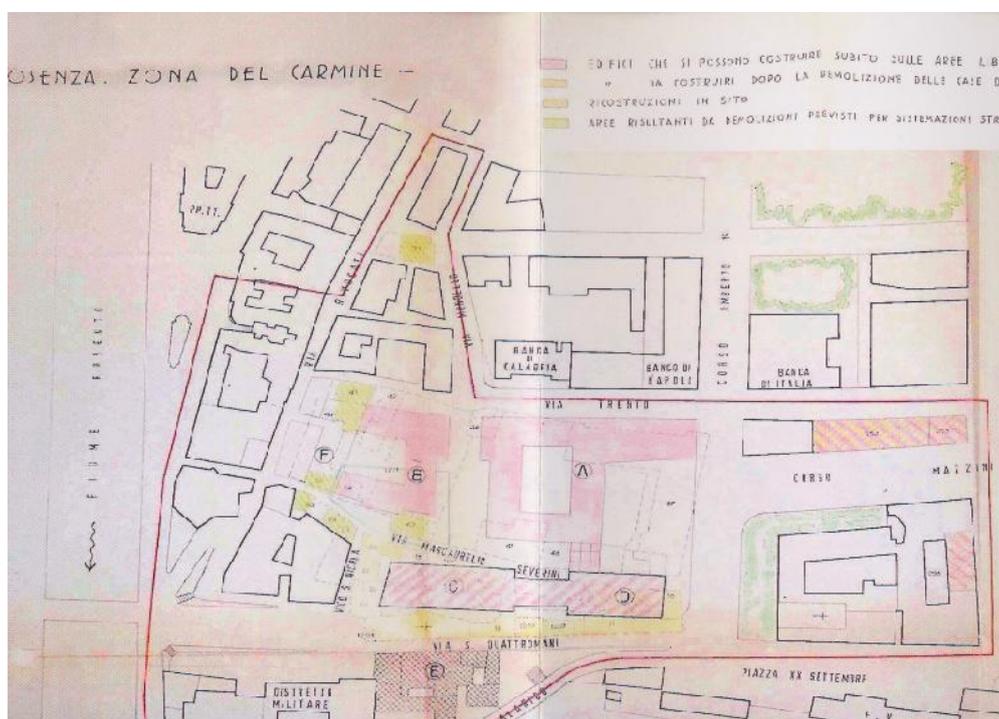


Figura 13 Piano di Ricostruzione (attuato solo nella zona Carmine)

Nonostante il parere favorevole del Consiglio Superiore dei LL.PP. (12 marzo 1955), questo elaborato non verrà mai definitivamente approvato, con la conseguenza che le sue indicazioni, non avendo valore cogente, guideranno lo sviluppo dei tracciati stradali, ma non saranno in grado di controllare le destinazioni d'uso, le tipologie edilizie, la salvaguardia degli spazi per il verde e le attrezzature pubbliche, proprio nei momento di maggiore espansione dell'abitato.

Nuovi quartieri sorgono perciò disordinatamente in direzione sud-nord lungo le quattro principali arterie (viale del Re, via Alimena, via Roma, corso Mazzini), invadono i terreni liberi a est (via Panoramica e via Giulia) e, successivamente, quelli a nord intorno alla strada statale n.19 e a ovest in direzione della collina di S.Vito e della strada provinciale Cosenza-Castrolibero.

Tra il 1963 e il 1968, l'entrata in vigore contestuale del Programma di Fabbricazione e del P.E.E.P. rappresenta il tentativo di imprimere una svolta razionalizzatrice al sistema di utilizzazione del territorio e alla crescita della città determinata dal costante incremento demografico.

2.3 Quadro della pianificazione urbanistica e della crescita demografica nell'ultimo secolo

Periodo post-unitario

Programmi di opere pubbliche nei quali risulta particolarmente impegnata l'Amministrazione guidata da Francesco Martire (piano stradale, ponte di Alarico, rete dell'illuminazione urbana, acquedotto ecc.).

1878

Inaugurazione della linea ferroviaria Cosenza-Buffalora (Sibari).

1901

20.000 abitanti.

1906-13

PIANO CAMPOSANO comprendente i nuovi insediamenti "Lungo Crati", "Lungo Busento", "Carmine" e "Quartiere suburbano Casali". Realizzato quasi per intero.

1936

32.000 abitanti.

1936-39

PIANO GUALANO riguardante le nuove espansioni in aree di pianura recentemente bonificate, progettato con criteri ispirati ai modelli della città giardino e agli indirizzi della migliore cultura urbanistica.

E' considerato "poco monumentale" (si veda una lettera ritrovata recentemente di Ugo Oietti) e quindi mai definitivamente approvato. Viene parzialmente attuato nella zona di piazza XXV Luglio e nelle aree circostanti.

1945-46

PIANO DI RICOSTRUZIONE riguardante i nuclei "Carmine" e "Arcivescovado".

1945-49

PIANO REGOLATORE elaborato dall'Ufficio Tecnico del Comune, che prefigura l'espansione della città fino al Torrente Campagnano. Mai approvato, ma largamente utilizzato.

1963

PROGRAMMA DI FABBRICAZIONE coordinato dall'Ing. Vittorini che consolida lo sviluppo longitudinale e migliora il sistema viario, nella prospettiva di sviluppo industriale della Valle del Crati.

1968

PIANO PER L'EDILIZIA ECONOMICA E POPOLARE coordinato dall'ing.Vittorini.

1968

94.000 abitanti.

1965-70

PIANO REGOLATORE coordinato dall'ing.Vittorini, che conferma l'impostazione del Programma di Fabbricazione e prefigura la creazione di un "Asse attrezzato urbano".

1971

102.000 abitanti.

1981

106.000 abitanti.

1988

105.000 abitanti.

2010

69.717 abitanti.

2.4 Indagini analitico – diagnostiche e monitoraggio: il metodo dei cinematismi di collasso

2.4.1 Generalità

Questo metodo, le cui linee generali sono esposte di seguito, è un approccio molto generale per l'analisi sismica delle costruzioni murarie, il quale si adatta particolarmente alle murature storiche. Esso è basato sul secondo teorema dell'analisi limite (teorema cinematico) e consiste nel valutare il più piccolo moltiplicatore dei carichi orizzontali che produce un meccanismo di collasso, tra tutti i possibili meccanismi attivabili. Data la grande varietà di meccanismi possibili, solo l'esperienza e l'applicazione di certe regole generali, consentono una corretta applicazione del metodo. Occorre allora conoscere: la storia della costruzione in relazione agli interventi succedutosi nel tempo, la natura delle connessioni tra le pareti e tra le pareti ed i solai, la porzione di carico dei solai gravante sulle singole pareti, la posizione geometrica delle aperture, la presenza o meno di efficaci incatenamenti.

Per valutare la risposta sismica di un edificio esistente occorre definire un modello con il quale schematizzare la struttura del fabbricato. Nei manufatti storici in muratura non ha senso una distinzione tra elementi strutturali ed elementi portati, come avviene per le costruzioni di moderna concezione, in quanto tutti gli elementi forniscono un contributo; la stessa etimologia del termine struttura indica, infatti, *ciò che è stato costruito*. Diversi aspetti concorrono alla risposta strutturale: la geometria degli elementi, i collegamenti tra le diverse parti della costruzione, la qualità dei materiali, i vincoli con l'esterno. Oltre alle problematiche derivanti dalla complessa lettura della costruzione anche l'analisi strutturale dell'organismo edilizio presenta non poche difficoltà. Infatti, nell'analisi del comportamento sismico degli edifici in muratura di tipo tradizionale, generalmente non possono essere condotte verifiche sismiche globali che ipotizzano:

- il *comportamento scatolare* della struttura muraria;
- il *comportamento elastoplastico* del materiale.

Queste ipotesi di comportamento, in effetti, sono poco realistiche per le strutture murarie esistenti. Difatti, contrariamente alle costruzioni moderne, concepite come strutture intelaiate e realizzate con elementi verticali (pilastri) ed orizzontali (travi), perfettamente connessi tra loro, le costruzioni storiche raramente presentano questo comportamento

unitario. Esse sono, in genere, il risultato di continue trasformazioni ed accrescimenti, che si sono susseguite nel corso dei secoli; ciò comporta la presenza di soluzioni di continuità negli elementi portanti, in quanto la nuova muratura, realizzata con materiali e tecniche diverse, non è ammorsata a quella preesistente. Inoltre, gli eventuali dissesti (cedimenti in fondazione, degrado dei materiali, etc.) od i danni indotti da precedenti eventi (terremoti, incendi, fulmini, etc.) hanno prodotto lacerazioni nel solido murario (stati fessurativi): queste lesioni rappresentano sconessioni monolatero attraverso le quali le sollecitazioni di trazione non si possono trasmettere. Infine, l'assenza di orizzontamenti rigidi nel piano, caratteristica delle costruzioni storiche non soggette a recenti interventi di consolidamento, consente vibrazioni dinamiche autonome delle diverse parti della fabbrica. La scarsa efficacia delle connessioni tra gli elementi della costruzione, e persino nell'ambito dello stesso muro, è tale che l'edificio non presenta in generale un comportamento d'insieme: ogni porzione porta se stessa e ciò che le è direttamente appoggiato sopra. Tale ipotesi è confermata dai tanti collassi parziali osservati negli eventi sismici, mentre le restanti parti della struttura hanno mantenuto la loro integrità.

Per tutte queste ragioni lo studio della risposta dinamica con un modello globale può avere poco significato per molte costruzioni storiche, in quanto basato sulla sovrapposizione di modi indipendenti di vibrazione, ciascuno dei quali coinvolge l'intera costruzione; in virtù delle sconessioni presenti, ogni elemento tende invece a vibrare autonomamente, con una propria frequenza di vibrazione.

L'altra ipotesi dell'analisi modale è la linearità del comportamento del materiale, necessaria per eseguire la sovrapposizione degli effetti sui diversi modi: anche questo requisito non è soddisfatto in un edificio storico, in quanto è noto che il materiale muratura ha una risposta non lineare già per bassi livelli tensionali, risultando debolmente resistente a trazione, resistente a taglio quasi esclusivamente in virtù dell'attrito e soggetto a degrado per stati di compressione molto prima del raggiungimento della rottura.

In condizioni statiche, la fabbrica tradizionale si può considerare come un assemblaggio di elementi imperfettamente elastici (non avendo alcuna resistenza a trazione), staticamente determinati e vincolati in modo monolatero. I carichi agiscono sull'elemento che direttamente li sopporta, e questo li trasmette agli elementi su cui è appoggiato. Essa è ben lontana dal comportamento di una struttura elastica (o elastoplastica), monolitica, pluriconnessa ed iperstatica (1). Pertanto, se si considera l'azione sismica, il ricorso a modelli locali appare non solo la via più semplice ma anche

quella più indicata: essi tendono a semplificare l'analisi attraverso ipotesi talvolta grossolane; hanno tuttavia il pregio di utilizzare schemi di calcolo intuitivi, più vicini quindi ai principi con i quali tali costruzioni vennero realizzate, ed i risultati, di più facile interpretazione, sono stati comprovati dalla rilevazione dei danni degli edifici colpiti dai terremoti del passato.

Dall'osservazione degli effetti prodotti dalle scosse sismiche su edifici in muratura di tipo omogeneo, si possono trarre deduzioni di grande interesse riguardo all'individuazione dei possibili meccanismi di danno che hanno interessato la struttura, anche se in generale, questi dipendono dalla tipologia edilizia considerata, dall'effettiva condizione delle connessioni e dalle eventuali precarietà introdotte dalle manomissioni dell'uso o dal degrado. In particolare, si osserva che il sisma determina una selezione degli elementi costruttivi interessati dai cinematismi, cioè l'azione del terremoto ha come effetto il verificarsi di collassi parziali sulle parti strutturali più deboli o che interessano le soluzioni tecnologiche inadeguate del fabbricato. Questa osservazione, seguita dalla scelta dei più probabili e frequenti meccanismi riscontrati in passato su edifici dalle caratteristiche simili, è utile non soltanto per descrivere ciò che è accaduto, ma soprattutto per prevedere quello che potrebbe accadere in casi analoghi e quindi, in ultima analisi, come prevenzione nei confronti di possibili eventi futuri i cui effetti ci sono forniti dagli scenari di danno ipotizzati.

Seguendo questo approccio, il progettista deve quindi operare per *macroelementi*, ovvero dividere la fabbrica in porzioni caratterizzate da una risposta sismica sostanzialmente autonoma, ed analizzare ciascuno di essi mediante modelli locali, che consentano la valutazione della vulnerabilità attuale e la verifica del miglioramento sismico conseguito a seguito degli interventi. Il concetto di macroelemento è stato introdotto da Doglioni et al (1) con riferimento alle chiese: «per macroelemento si 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 almeno ad un'intera parete o ad un orizzontamento, ma solitamente è formata da più pareti ed elementi orizzontali connessi tra loro a costituire una parte costruttivamente unitaria e, in alcuni casi, volumetricamente definita, pur se in genere collegata e non indipendente dal complesso della costruzione».

Il primo criterio da seguire nella suddivisione in macroelementi è quello di un esame geometrico dei possibili elementi architettonici in cui scomporre il manufatto, tenendo conto di una lettura delle fasi storiche, in quanto ad ogni fase di accrescimento corrisponde in genere una parte costruttivamente unitaria; tuttavia, ciò che legittima questo modo di operare è l'osservazione ed interpretazione del danno sismico, tramite il quale vengono riconosciuti i meccanismi di risposta effettivamente autonomi. Se si interviene in un territorio non colpito di recente da un terremoto, non sempre ciò è possibile: in questi casi occorre far tesoro dell'osservazione dei danni su manufatti simili per tipologia e caratteristiche costruttive. La presenza di un maggior numero di orizzontamenti (solai a tutti i piani, oltre alla copertura) e di muri di spina interni, sembra fornire al manufatto un comportamento unitario. Tuttavia, nel caso di solai lignei, deformabili nel proprio piano, ciascun elemento verticale può rispondere dinamicamente con propria frequenza, e ciò non è di per sé negativo in quanto quello di cui una costruzione in muratura ha bisogno è che i solai colleghino tra loro le pareti; il solaio rigido esercita in più la ripartizione delle azioni tra gli elementi, in relazione alla loro rigidità e posizione in pianta, fatto che è spesso non necessario e talvolta controproducente, in presenza di piante di forma irregolare, con eccessivo aggravio per effetti torsionali delle pareti perimetrali.

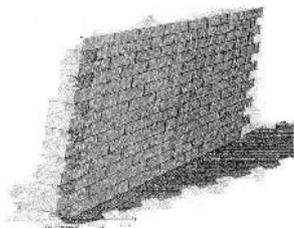
Inoltre, la formazione di fratture che separano le zone oggetto dei cinematismi è condizionata dal tipo di tessitura muraria e dalle caratteristiche meccaniche degli elementi in gioco (dimensioni, ingranamento dei conci e tipo di malta). Infatti, le forze si diffondono all'interno delle murature interessando zone ben delineate e la cui forma ed entità è funzione delle caratteristiche sopra citate e, poiché si ha una scarsissima resistenza a trazione della compagine muraria (al limite ed a vantaggio di sicurezza essa può dirsi assente), si determinano separazioni tra le zone resistenti (soggette a compressione) e quelle inerti adiacenti, che si deformano inevitabilmente in modo diverso tra loro. Tutto questo provoca l'insorgere di fratture che sono di innesco per il cinematismo.

La scelta dei macroelementi deve quindi essere fatta tenendo conto dei seguenti fattori che consentono di circoscrivere zone omogenee:

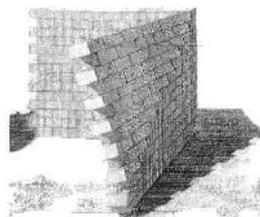
- la geometria della struttura;
- l'individuazione della successione cronologica delle cellule murarie dell'edificio, individuando così le zone di giunzione nelle quali si può fare affidamento sull'ingranamento tra pietre contigue per azioni ribaltanti;

- l'individuazione delle zone realizzate con muratura di diverse caratteristiche resistenti.

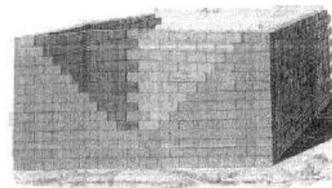
L'azione sismica orizzontale produce effetti molto diversi a seconda che investa le pareti parallelamente od ortogonalmente al proprio piano. Il comportamento del muro *sollecitato fuori dal proprio piano* fu indagato già da Rondelet nel 1802 (3) il quale, facendo riferimento a modelli sperimentali realizzati con blocchi regolari a secco, individuò tre possibili modalità di collasso. Il *primo* dei tre meccanismi prevede, per il muro soggetto a forza orizzontale, il ribaltamento attorno ad una cerniera cilindrica posta in corrispondenza del piano di appoggio del muro sul terreno: il ribaltamento avviene rigidamente, ovvero il muro, durante l'atto di moto, mantiene la sua configurazione geometrica iniziale comportandosi come un monolite. Il *secondo* meccanismo è relativo ad un muro vincolato da un solo lato: in tale situazione il collasso avviene per ribaltamento attorno a una cerniera cilindrica posta lungo un asse individuato dal rapporto tra base e altezza degli elementi della muratura. Il *terzo* è relativo ad un muro vincolato da entrambi i lati. Per questa situazione il collasso avviene per separazione di due porzioni triangolari: la formazione delle cerniere è consentita solo se si verificano spostamenti laterali delle connessioni angolari e se all'interno della parete si hanno scorrimenti nei giunti tra gli elementi, a causa dell'ingranamento sulla linea di frattura verticale.



*Figura 16 Primo
meccanismo di collasso di
Rondelet (Rondelet, 1802)*



*Figura 17 Secondo
meccanismo di collasso
di Rondelet (Rondelet,
1802)*



*Figura 18 Terzo meccanismo
di collasso di Rondelet
(Rondelet, 1802)*

Il maggior contributo allo sviluppo del metodo dei meccanismi di danno innescati dalle azioni sismiche è stato apportato da Antonino Giuffrè, che analizzò i terremoti avvenuti in Sicilia ed i loro effetti sulle varie tipologie di fabbricato. Egli, osservando le situazioni tipiche delle case del centro storico di Ortigia ed analizzando la posizione dei fabbricati nel tessuto edilizio e la loro morfologia, rilevò che i possibili meccanismi di

collasso si riducevano ad un numero limitato. Questa casistica costituisce, in un certo senso, un algoritmo di analisi. Infatti, per applicare il metodo dell'analisi limite ad un organismo a comportamento elastoplastico si dovrebbero elencare tutti i cinematismi e scegliere il più probabile, ma l'indagine condotta da Giuffrè ci permette di individuare gli incipienti meccanismi di collasso per quel tipo di edificio.

Da immagini di danni avvenuti su strutture murarie, si può notare che il sisma non disintegra in modo disordinato le abitazioni, ma seleziona le parti strutturali e le soluzioni tecnologiche più deboli provocando danni o collassi mediante meccanismi definibili in anticipo. A differenza di quanto avviene negli edifici concepiti e costruiti come un'unica struttura continua (gli edifici moderni in acciaio od in cemento armato), la mancanza di connessione tra le parti che caratterizzano le costruzioni in muratura permette il verificarsi di collassi parziali. Solo la parte più debole della costruzione cede al sisma, senza trascinare con sé le porzioni adiacenti. Queste considerazioni comportano la necessità di una osservazione più accurata e mirata delle case in esame. In esse, si devono ricercare i quadri fessurativi innescati dai passati terremoti e da questi dedurre i più probabili meccanismi di danno.

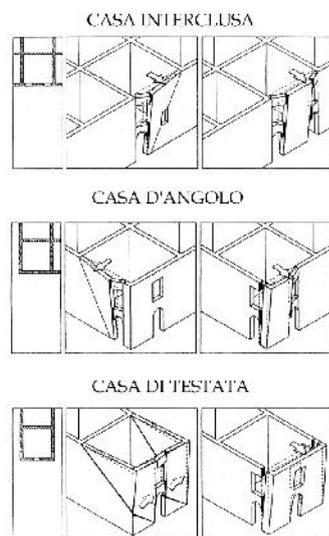


Figura 19 Esempi di meccanismi tratto dall'abaco dei meccanismi di collasso (Giuffrè, 1993)



Figura 20 Facciate di edifici di Messina dopo il terremoto del 1908 (Giuffrè, 1993)

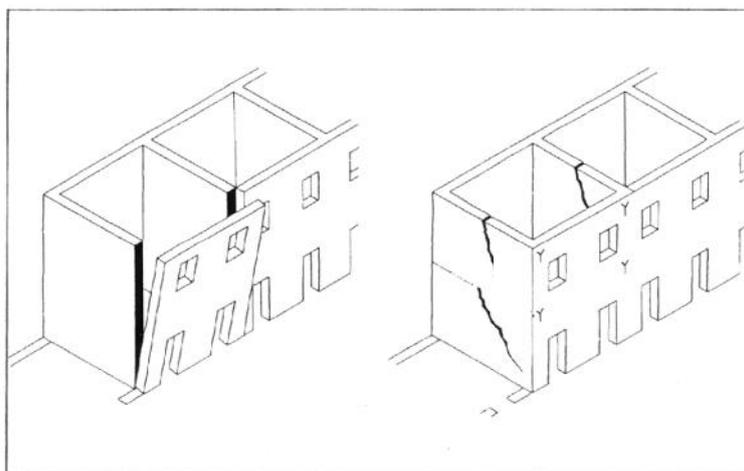


Figura 21 Esempificazione dei meccanismi di collasso di primo e secondo modo su edifici di un centro storico (Giuffrè, 1993)

I danni più evidenti sono quelli dovuti ad un insufficiente collegamento tra gli elementi della struttura; in particolare, se le pareti non sono tra loro ben ammassate, in assenza di catene a livello degli orizzontamenti e se i solai sono semplicemente appoggiati, le pareti più vulnerabili sono quelle disposte ortogonalmente alla direzione del sisma, le quali risultano soggette al ribaltamento fuori dal proprio piano, convenzionalmente indicato da Giuffrè come *primo modo di danno*. Questo meccanismo, che evidenzia sostanzialmente la condizione di massima fragilità della struttura muraria nei confronti delle azioni orizzontali, avviene con diverse modalità in ragione delle caratteristiche geometriche delle pareti, della composizione muraria e delle caratteristiche tecnologiche dell'insieme dell'edificio.

Ogni parete muraria è vincolata, generalmente in modo monolatero, alle murature limitrofe ed agli orizzontamenti. Le caratteristiche dei vincoli monolateri fanno in modo che un muro od un orizzontamento è in grado solo in parte, per effetto degli attriti che si esercitano negli appoggi, di trattenere una parete esposta alla rotazione verso l'esterno. Diverso è il comportamento se le pareti esposte sono trattenute o da efficaci cantonali o da speciali accorgimenti posti in opera quali gli incatenamenti (4). In questi casi, tale meccanismo è impedito e l'azione sismica che le sollecita viene ricondotta alle

pareti ad esse ortogonali, che risultano quindi sollecitate e si fessurano nel loro piano: questo è definito come *secondo modo di danno*.

Il compito di resistere alle forze introdotte dal sisma viene quindi trasferito ai muri trasversali che, offrendo la loro dimensione maggiore alla eccentricità dell'azione che li sollecita, presentano una resistenza notevolmente superiore. Il superamento della resistenza di questi muri introduce il cinematismo di secondo modo, consistente in lesioni che tagliano diagonalmente il piano del muro; esso scorre su se stesso o ruota rispetto ad un punto di cerniera per effetto dell'azione sismica, ma se esso è ben costruito, non perde la sua capacità portante. A differenza del primo modo, che ha come principale causa la mancanza di connessioni, il secondo modo è condizionato prevalentemente dalla resistenza meccanica della muratura.



Figura 22 Esempi di tipici quadri fessurativi dovuti a meccanismi di danno di secondo modo nei maschi murari nei terremoti di Calentini (1990) e di Nocera Umbra (1997)

La sicurezza di una parete sollecitata fuori dal piano è, in genere, minore di quella nel piano; per tale ragione questi due meccanismi vengono chiamati primo e secondo modo di danno, in quanto di norma si verificano in questa sequenza. Il primo modo di danno si verifica in modo sistematico, in occasione di terremoti violenti, e frequentemente evolve fino al crollo completo della parete, non avendo praticamente alcuna risorsa in fase

dinamica, una volta venute meno le condizioni di equilibrio. Nel caso di murature scadenti e pareti male ammassate e non collegate, tale meccanismo si verifica anche in occasione di eventi sismici di modesta intensità.

Il cinematismo per un'azione nel piano si attiva per un livello superiore, quando sono efficaci i collegamenti, e solo in casi estremi porta al collasso della parete stessa, in quanto in condizioni dinamiche essa presenta un comportamento duttile e significative dissipazioni per la presenza dell'attrito che contrasta gli scorrimenti tra gli elementi. I meccanismi di secondo modo non sono rovinosi (purché la tessitura muraria contenga il regolare ammassamento trasversale ed il muro non si disgrega), tanto che a tale modalità di danno si può dare la definizione di meccanismo duttile, in analogia alla nomenclatura usata per le costruzioni in cemento armato ed in acciaio: infatti, le lesioni nelle pareti murarie possono raggiungere la larghezza di diversi centimetri senza che si producano pericolose perdite di equilibrio. Naturalmente, i meccanismi di secondo modo presentano resistenze diverse, a seconda che i muri paralleli all'azione sismica siano più o meno numerosi, e che ciascuno di essi sia più o meno indebolito da aperture; tali meccanismi, pertanto, sono innescati da intensità sismiche diverse, ma tutti, con la suddetta condizione sulla qualità del muro, presentano un livello di duttilità che generalmente consente di evitare il collasso.

La *verifica sismica* con questo metodo consiste nel valutare il moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva un particolare cinematismo; esso è rappresentativo del coefficiente sismico in quanto, durante il sisma, lo scuotimento imposto alla base del manufatto si traduce in forze d'inerzia proporzionali alle masse. Il moltiplicatore di collasso sismico del macroelemento è dato dal minore tra i moltiplicatori relativi a tutti i possibili meccanismi di collasso; è ovvio che, l'analisi si limiterà ad un limitato numero di meccanismi e, quindi, risulta fondamentale aver individuato, preliminarmente, quelli nei riguardi dei quali si ha la maggiore vulnerabilità. La sicurezza sismica del manufatto sarà allora fornita dal minore tra i moltiplicatori valutati per i diversi macroelementi nei quali è stata suddivisa l'intera fabbrica.

2.4.2 Connessioni tra pareti murarie e tra pareti e solai. I carichi gravanti sui solai

L'indagine sulle relazioni tra i vari elementi strutturali può trovare preziose indicazioni dall'analisi dell'evoluzione costruttiva. Questa può essere condotta valutando i meccanismi di accrescimento della cellula e conoscendo la fattura delle connessioni tra gli elementi dell'edificio. In particolare, nei fabbricati in cui le cellule abitative si sono succedute nel tempo, è possibile determinare zone di giunzione nella muratura a minor resistenza in cui, in assenza di validi elementi di ammorsamento (*morse*, ovvero pietre sporgenti dal bordo terminale del muro per accogliere la muratura successiva), l'unica coesione deriva dalla malta, la cui qualità è oltremodo incerta, inaffidabile e variabile nel tempo.

Quindi, per suddividere correttamente i muri perimetrali in macroelementi e definire lo schema del cinematismo atteso, è necessario considerare, oltre ai suggerimenti forniti dalla geometria pura e semplice della struttura, la tipologia dei collegamenti. In conclusione, le connessioni tra muri ortogonali, portano alla scelta di un cinematismo piuttosto che un altro, nel senso che in base alla minore o maggiore qualità delle giunzioni, si potrà avere o meno l'asportazione di cunei di cantonali dai muri disposti ortogonalmente rispetto a quelli ribaltanti, e nel caso in cui si verifichi l'asportazione, tali cunei potranno avere un'ampiezza variabile a seconda della qualità dei muri di controvento e della presenza o meno di aperture su di essa.

A seconda del *grado di ammorsamento* tra muri ortogonali si possono riconoscere, relativamente ad una parete monolitica indiziata di ribaltamento. È logico che le situazioni rappresentate in figura sono situazioni limite, solo schematicamente ipotizzabili, e nella realtà si verificheranno, presumibilmente, situazioni intermedie che non sono prevedibili a priori.

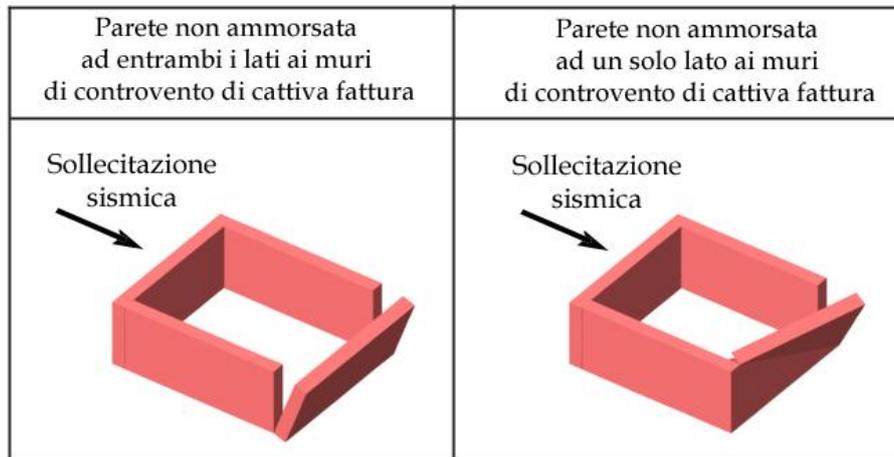


Figura 23 Meccanismi di ribaltamento di una parete non ammortata

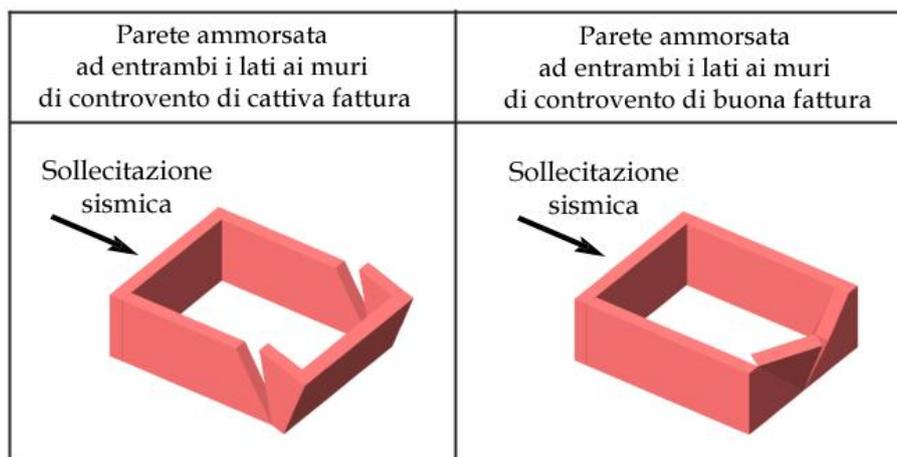


Figura 24 Meccanismi di ribaltamento di una parete ammortata

Negli edifici in muratura di vecchia costruzione tutti gli orizzontamenti e le coperture sono costituiti da travi portanti di legno, sulle quali sono poi disposte le orditure secondarie. Le travi di legno trovano i loro appoggi in appositi vani dei muri perimetrali. La manualistica premoderna, e più in generale la regola dell'arte, suggerisce di curare il dettaglio delle connessioni tra travi principali e murature. In particolare, si raccomanda di disporre uno spessore di tavola (il dormiente) per avere la regolarità del piano d'appoggio delle teste delle travi, che altrimenti scaricherebbero il loro peso su una porzione ridotta di muratura.

Quando la struttura è soggetta all'azione sismica, il comportamento di questi solai, qualunque sia la loro tipologia, è analogo e viene perciò modellato allo stesso modo: si tratta cioè di elementi che non posseggono la rigidità necessaria per coinvolgere quella dei pannelli murari sotto sisma e, quindi, l'approccio più corretto è quello di assegnare loro la sola funzione di trasferire l'aliquota di carico di pertinenza di ogni pannello, secondo la suddivisione delle superficie totale in pianta in aree di influenza.

Il vincolo prodotto dal solaio in legno nei confronti dell'azione sismica è di tipo *monolatero*. La parete è efficacemente impedita negli eventuali spostamenti verso l'interno, ma solo in parte contenuta nello spostamento verso l'esterno. Infatti, il peso scaricato dalla trave può suscitare, in occasione di tendenza al moto, una forza d'attrito che si oppone allo sfilamento. Naturalmente tale azione è aleatoria e di difficile quantificazione e si sceglie, pertanto, a vantaggio di sicurezza, di trascurarla completamente.

Il *solaio ligneo*, elemento costruttivo tipico nell'edilizia storica, in presenza di sisma, comporta l'applicazione di azioni orizzontali sulla sommità dei muri portanti: le travi, sfilandosi dalla parete sopravvento, tendono a staccarsene, scaricando l'intera azione sismica sulla sommità della parete sottovento. L'unico fattore che interviene a contrastare l'innescò del cinematismo di ribaltamento (da considerare come fattore stabilizzante), deriva dalla rotazione della parete stessa, che tende a spostare il peso delle travi sul paramento interno del muro, comportando implicazioni negative sullo stato tensionale nella muratura. L'eccentricità che si viene a creare, rafforza il momento resistente, ma purtroppo l'effetto viene meno al progredire del cinematismo e, superato un certo limite, tende a favorirlo. Inoltre, l'azione stabilizzante si sviluppa a scapito di un sensibile incremento della sollecitazione di taglio lungo il piano medio della parete.

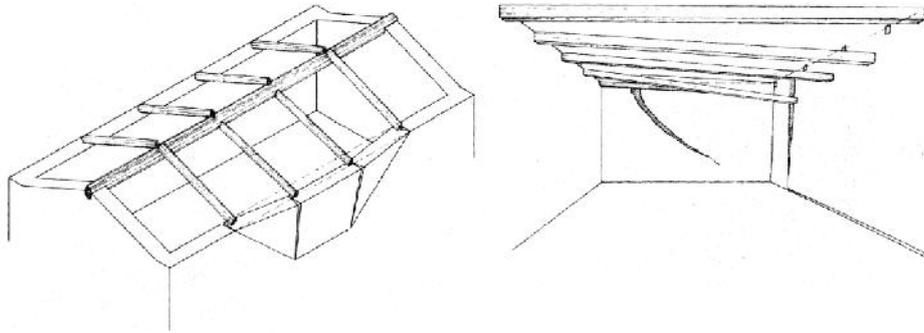


Figura 25 Sfilamento delle travi del tetto con effetto di spinta sulla parete (Giuffrè, 1993)

In assenza di efficaci collegamenti tra le orditure lignee e le pareti murarie, il meccanismo di danno è alquanto probabile e, ad esso corrisponde, generalmente, un modesto valore del moltiplicatore di collasso. In questo caso, essendo insufficiente l'ancoraggio dei solai, la resistenza della parete è legata essenzialmente alla snellezza: tanto più la parete è snella, quanto più sarà probabile il suo ribaltamento; essa oppone ben poca resistenza al meccanismo e può essere spinta oltre la configurazione limite di equilibrio anche da azioni relativamente modeste. A vantaggio di sicurezza si considera completamente assente l'azione di parziale presidio esercitata dall'attrito presente al contatto tra le travi lignee del solaio e del tetto e la muratura portante.

In presenza di *ancoraggi* delle travi si ha una significativa riduzione del rischio di ribaltamento. Anche fissando la sola trave centrale, si possono impedire movimenti relativi tra le pareti portanti, scongiurando il pericolo di sfilamento dagli appoggi. Se invece le travi del solaio, come accade nelle aree sismiche, sono munite di staffa metallica in grado di ancorarle alla muratura per mezzo del bolzone, allora sono in grado di esercitare un efficace contenimento della parete sia verso l'interno sia verso l'esterno; in altre parole, tale sistema costituisce un vincolo bilatero nei confronti delle azioni orizzontali.

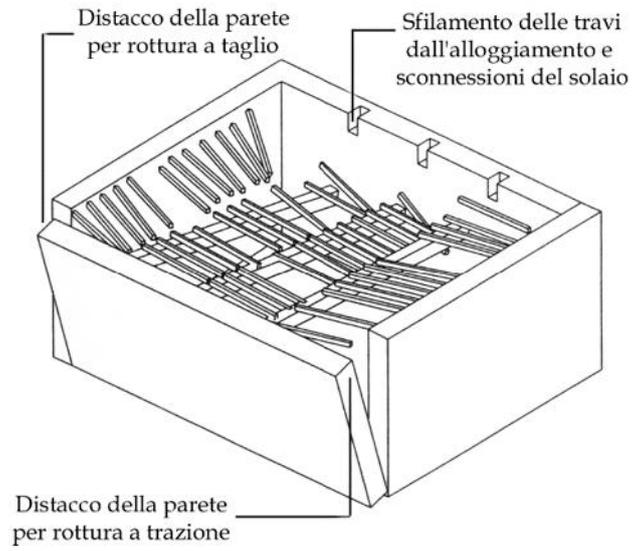


Figura 26 Esempio di collasso di primo modo per una parete non vincolata al solaio (Giuffrè, 1993)

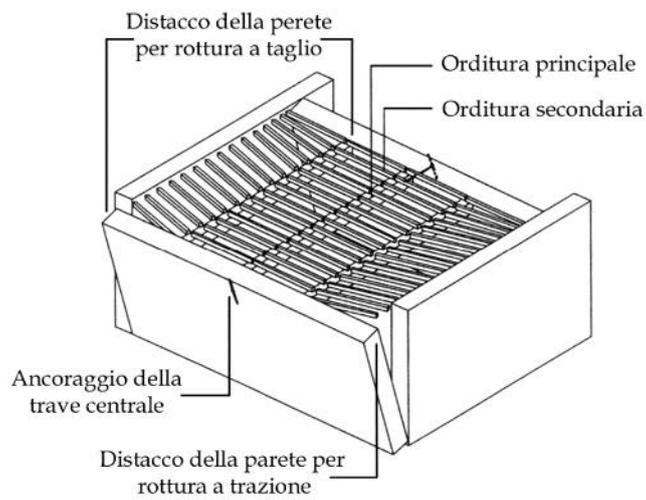


Figura 27 Esempio di collasso di primo modo per una parete collegata con catena al muro parallelo (Giuffrè, 1993)

Occorre rilevare che il comportamento effettivo dei solai sotto sisma può essere molto diverso da quello descritto precedentemente. Infatti, in alcuni casi, gli edifici in muratura presentano solai moderni in cemento armato o metallici, in quanto sono stati oggetto di opere di consolidamento in anni recenti. Ovviamente, in tali situazioni, i solai contribuiscono in modo effettivo ed efficace alla ripartizione dei carichi orizzontali tra le pareti dell'edificio. Appare evidente che la sicurezza di una parete così sollecitata dipende, oltre che dalla sua geometria, dalla mancanza di efficace ammorsamento con i muri di controvento e di vincolo con gli orizzontamenti. La ripartizione dei carichi trasmessi dal solaio è di fondamentale importanza per la valutazione dei moltiplicatori di collasso delle pareti portanti. I due tipi di orditura, ortogonale alla facciata e con le travi principali disposte parallelamente al muro esposto al ribaltamento. Nel primo caso, l'accelerazione sismica sposta l'azione orizzontale sulla parete sottovento: il cinematismo può evolvere fino a sfilare le travi dagli appoggi sulla parete sopravvento. Dato che tale schema è comunque riferibile ad una situazione di collasso già attivo e, dal momento che qui si vogliono individuare le condizioni di innesco, appare appropriato valutare il carico trasmesso dal solaio considerando come area di influenza della parete soltanto metà area del solaio. Nel secondo caso, sulla parete esposta al ribaltamento, insistono solo i travetti dell'orditura secondaria. Risulta pertanto corretto valutare il suddetto carico considerando una lunghezza pari alla lunghezza dei travetti (al limite anche metà lunghezza).

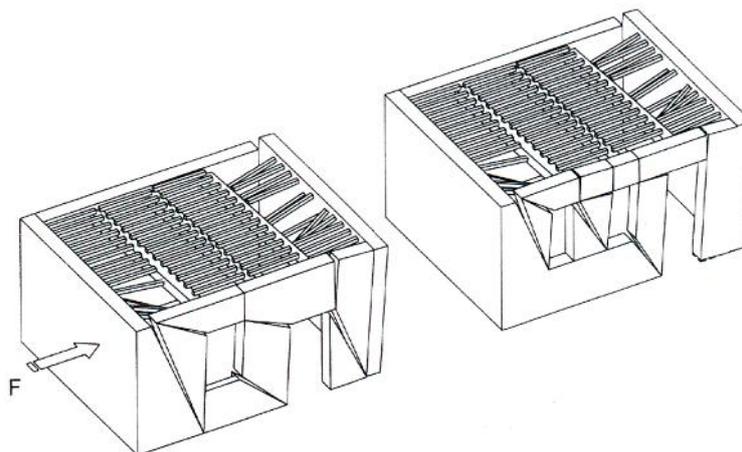


Figura 28 Esempi di collasso di secondo modo (Giuffrè, 1993)

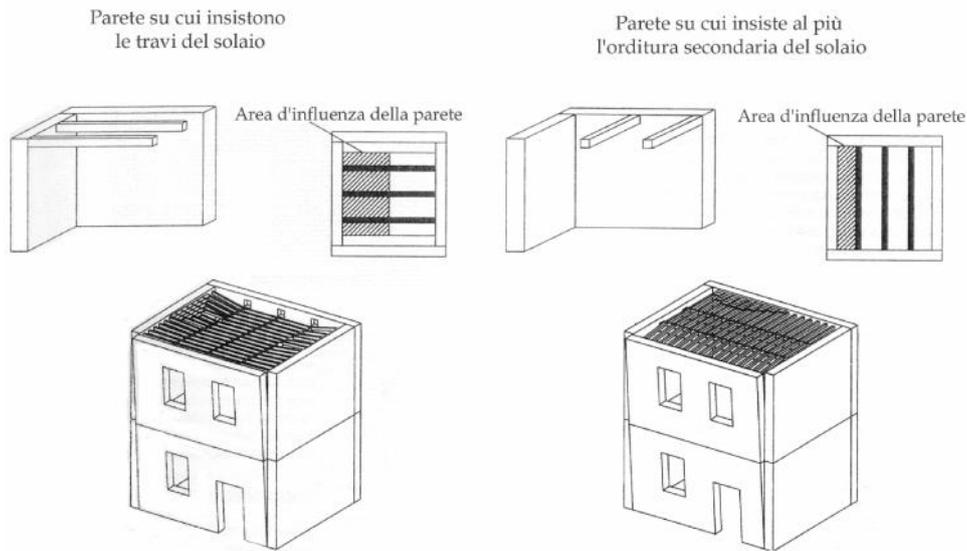


Figura 29 Casi di ripartizione dei carichi dei solai sulle murature (Giuffrè, 1993)

2.4.3 Teoria del metodo cinematico dei meccanismi di collasso

I metodi cinematici si inseriscono nella teoria generale dell'*analisi limite*. Come noto, l'analisi limite rappresenta un calcolo a collasso per flusso plastico delle strutture, ipotizzando un legame costitutivo *rigido perfettamente plastico* (fig. A.3.15) ed individua le azioni che corrispondono al collasso della struttura; il rapporto fra queste azioni e quelle di esercizio consente di valutare il coefficiente di sicurezza. Il legame rigido perfettamente plastico rende l'analisi limite uno strumento particolarmente semplice ed efficace per la verifica della capacità portante delle murature. Questo modello trascura le deformazioni elastiche rispetto a quelle plastiche; inoltre, la resistenza si mantiene costante durante la deformazione plastica.

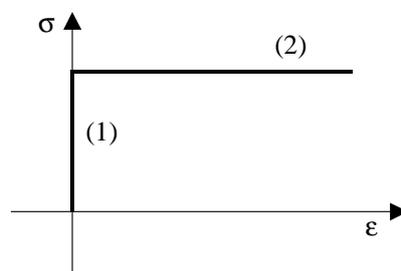


Figura 30 Legame rigido perfettamente plastico-

Questa ipotesi offre il vantaggio iniziale di supporre che nelle zone rigide le deformazioni siano nulle, mentre nelle zone plastiche le tensioni siano uguali al valore limite. In realtà, le deformazioni plastiche potrebbero superare la duttilità della muratura, rendendo questa ipotesi poco attendibile e non cautelativa; tuttavia, la limitata duttilità in compressione non gioca un ruolo rilevante, poiché il collasso di una muratura è generalmente da collegarsi alla modesta resistenza a trazione e conseguentemente alla distribuzione delle lesioni. Questa schematizzazione resta quindi sostanzialmente valida e può essere eventualmente integrata da valutazioni approssimate dalle deformazioni plastiche, per controllare che in realtà non producano rotture per deformazioni eccessive. In generale, nell'analisi limite, si considera la seguente definizione:

- *è detto cinematicamente ammissibile un qualunque meccanismo ad un grado di libertà ottenuto plasticizzando un numero sufficiente di connessioni di una struttura iperstatica. Il carico esterno che fornisce la stessa energia necessaria per attivarlo, calcolato mediante un bilancio energetico, è definito anch'esso cinematicamente ammissibile e con esso il moltiplicatore c associato.*

È stato dimostrato il seguente teorema (*secondo teorema* o *teorema del limite superiore*):

- *il carico limite è il minore di tutti i carichi che si possono ottenere disponendo zone plasticizzate in posizioni arbitrarie del sistema e calcolando il carico che corrisponde al meccanismo così realizzato. In altre parole, il carico limite è il minore dei carichi cinematicamente ammissibili e, quindi, il moltiplicatore di collasso c^* è il più piccolo di tutti i moltiplicatori cinematici.*

Per adattare il metodo all'applicazione nel campo delle murature, nella versione più classica si ipotizza nulla la resistenza a trazione ed infinita la resistenza a compressione del materiale (materiale *no tension*); le cerniere plastiche sono allora definite da ipotetiche linee di frattura (di solito ad andamento rettilineo) e sono tali da delimitare una porzione di muratura che può ammettere un atto di moto rigido rispetto alla restante parte della struttura (sistema una volta labile). Attraverso queste linee possono trasmettersi soltanto sforzi di compressione, di entità qualunque. Si impone allora l'equilibrio rigido della porzione cinematica, considerando tutte le azioni che agiscono su questa parte e si calcola il moltiplicatore dell'azione instabilizzante, che corrisponde all'equilibrio limite: esso è il moltiplicatore cinematico c associato a quel particolare meccanismo. La scelta delle zone (o cerniere plastiche) viene in genere fatta ad intuito, pensando ad un possibile meccanismo di rottura; può accadere, quindi, che in alcune zone, assunte come rigide, si superino i valori di plasticizzazione. Il carico ultimo calcolato potrebbe risultare più grande

di quello effettivo, fornendo così un limite superiore. Per arrivare ad una migliore approssimazione si devono analizzare più meccanismi, assumendo come carico limite il valore più piccolo tra quelli così determinati.

Nella variante più comune del metodo si assume una resistenza a compressione di tipo finito e ciò, in definitiva, corrisponde a modificare la posizione delle linee di cerniera e ad ottenere un'equazione di equilibrio in cui gli effetti stabilizzanti ed i moltiplicatori c sono più piccoli rispetto al metodo classico. È anche possibile assumere una debole resistenza a trazione, ottenendo un metodo che conduce alla determinazione di valori più elevati dei moltiplicatori c .

Come già accennato, i metodi cinematici si basano sull'individuazione, a priori, dei futuri scenari di danno che interesseranno una certa tipologia strutturale. L'obiettivo di questa famiglia di metodi è quello di calcolare il carico limite che provoca il collasso della struttura, basandosi sul *teorema cinematico* o *secondo teorema dell'analisi limite*, che fornisce un valore del carico di collasso approssimato per eccesso. In base a tale teorema, si fa coincidere il carico limite con il più piccolo che si può ottenere disponendo zone di plasticizzazione (linee di frattura) in posizioni arbitrarie del sistema e calcolando il carico che corrisponde al meccanismo così realizzato. Risulta evidente che, per applicare rigorosamente il metodo ad un organismo complesso, bisognerebbe operare su tutti i *possibili cinematicismi di collasso* per scegliere quello di maggiore pericolosità (che corrisponde al moltiplicatore sismico minore), spostando per tentativi la linea di cerniera per trovare le configurazioni di minimo, per ogni parete o macroelemento analizzato.

È chiaro che un approccio del genere risulta troppo oneroso in termini di calcolo e, quindi, di tempo. Per ridurre la scelta dei possibili meccanismi a quelli più probabili, ci si rifà a quello che suggerisce l'esperienza, creando un abaco che contiene la principale casistica dei meccanismi di collasso parziale. Infatti, osservando le situazioni tipiche degli edifici, la loro posizione nel tessuto edilizio e le posizioni delle aperture, sulla scorta di quanto rilevato a seguito di eventi sismici su edifici dalle caratteristiche geometriche e meccaniche omogenee, e di prove di laboratorio, è possibile ipotizzare una serie di possibili meccanismi di collasso sia per azioni dirette ortogonalmente alle pareti, sia per azioni nel piano delle stesse.

L'utilizzo di metodi cinematici nella valutazione della sicurezza di edifici esistenti è tanto più appropriato, quanto più ci trova di fronte a strutture edilizie da riguardare come assemblaggio di elementi vincolati in modo isostatico, con un comportamento

lontano da quello scatolare d'insieme, cosa che si può ravvisare principalmente negli edifici in muratura di vecchia fattura con solai e tetti con orditura in legno, nei quali non si sia ancora proceduto ad interventi ed in assenza di cordoli. Oltre a questo, si ha il vantaggio di individuare i meccanismi di rottura dei pannelli ottenendo i carichi limite senza ricorrere agli incerti valori delle caratteristiche meccaniche delle murature, quali la resistenza a trazione, troppo variabili in funzione di svariati fattori. Infatti, tali resistenze, cambiano sensibilmente da punto a punto, dipendendo dalle condizioni e dalla qualità di esecuzione dei giunti di malta e, quindi, non è possibile sapere dove effettivamente la capacità reattiva a trazione, semmai vi è stata, sia ancora presente.

Per questo motivo, l'assunzione di una debole ma non nulla capacità di resistere a trazione della muratura, ha scarso significato. Infatti, con qualunque tipo di edificio in muratura, l'ipotesi di *resistenza a trazione nulla e di compressione infinita* ha comunque il valore di un'ipotesi limite, più cautelativa di altre. Ciò che si perde in termini di accuratezza a causa di questa ipotesi, in molti casi lo si riguadagna nella semplicità e nella rappresentatività degli schemi di calcolo adottati dall'*analisi limite* per lo studio degli elementi murari. Infatti, qualunque sia il tipo di collasso previsto, si ricerca il minimo dei moltiplicatori sismici che determina il collasso di una delle parti del fabbricato in cui si è ritenuto di suddividere il corpo nella sua globalità.

Nella esposizione di dettaglio del metodo è opportuno suddividere i meccanismi in due grandi classi: meccanismi associati a danni di *primo modo* e meccanismi associati a danni di *secondo modo*. Nel seguito, si riporta una casistica abbastanza generale dei più comuni tipi di meccanismi da considerare, con la determinazione del relativo moltiplicatore *c* associato.

2.4.4 Meccanismi di danno di primo modo

I *meccanismi di danno di primo modo* costituiscono i cinematismi che si innescano nelle pareti murarie investite da azioni sismiche ortogonali e che tendono a produrre il distacco ed il ribaltamento. Come già detto, la risposta della parete alle azioni ortogonali dipende, oltre che dalle dimensioni, anche dalla natura e dalle caratteristiche della muratura (monoliticità trasversale, caoticità e disomogeneità della tessitura). In particolare, nel moto di rotazione attorno alla base, la parete tende a scaricare il proprio peso sul lembo esterno

della sezione d'appoggio, generando una forte sollecitazione di taglio lungo il proprio piano medio. In questa fase, viene messa a dura prova la capacità del muro di seguire e sostenere il cinematismo conservando la propria monoliticità. Ad esempio, un muro privo di diatoni, ovvero di elementi passanti, pietre o blocchi, che garantiscono l'ingranamento fra i paramenti, non offre una sufficiente resistenza alla sollecitazione di taglio e raggiunge il collasso per valori del moltiplicatore molto più bassi rispetto al caso in cui siano invece presenti diatoni. Per questo motivo, lo studio dei meccanismi di primo modo, viene condotto distinguendo il caso di scadente ed efficace ammorsamento.

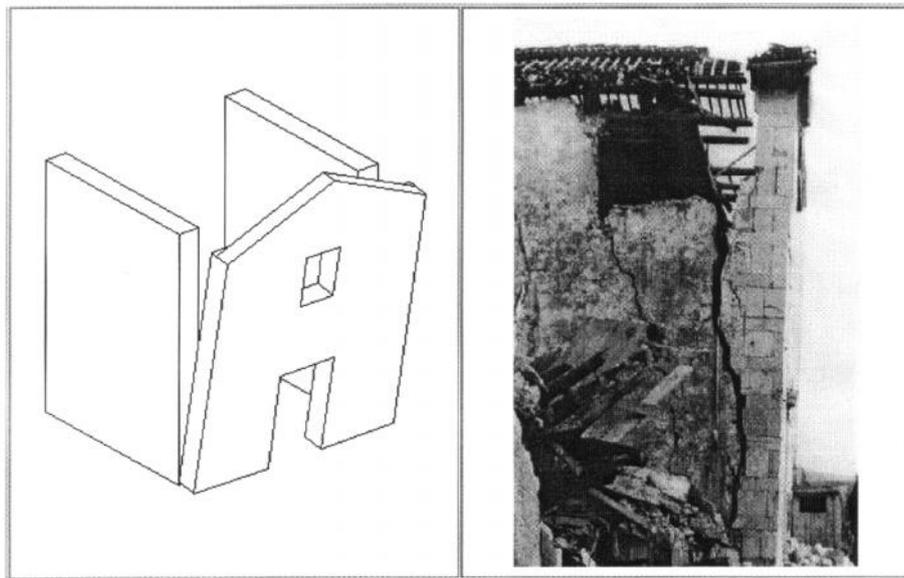


Figura 31 Esempio di collasso per danno di primo modo (Giuffrè, 1993)

2.4.5 Meccanismi di danno di secondo modo

I *meccanismi di danno di secondo modo* sono tutti i possibili cinematismi provocati da azioni orizzontali complanari alle pareti. Infatti, scongiurato il pericolo del ribaltamento delle pareti investite ortogonalmente dall'azione sismica, il compito di resistere alle forze orizzontali introdotte dal sisma è affidato alle pareti trasversali. Benché notevolmente superiore, anche la resistenza di queste pareti può essere superata comportando meccanismi di danno che si manifestano con lesioni che tagliano diagonalmente la parete

e che, nonostante i conseguenti, a volte vistosi, fenomeni di scorrimento e rotazione relativi, non ne determinano necessariamente il collasso. Possiamo quindi definire tali meccanismi di danno di secondo modo, poiché essi si innescano per un'intensità sismica notevolmente superiore a quella che provoca il ribaltamento delle pareti non trattenute. I meccanismi di secondo modo non sono rovinosi, purché la parete sia di buona qualità ed, una volta lesionata, non si disgreghi; in questo caso, le strutture murarie riescono a mantenersi stabili anche in presenza di spostamenti significativi, sopportando intensità sismiche superiori a quelle che provocano l'apertura delle lesioni.

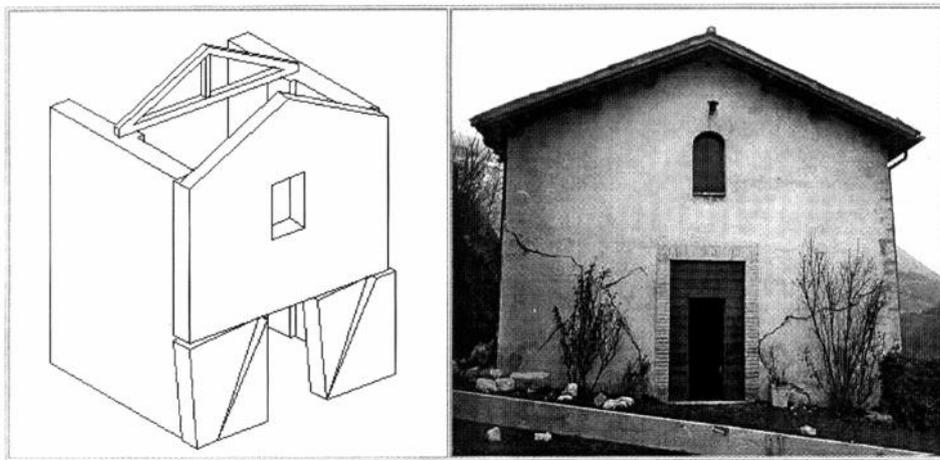


Figura 32 Meccanismi di secondo modo (Doglioni, 1994)

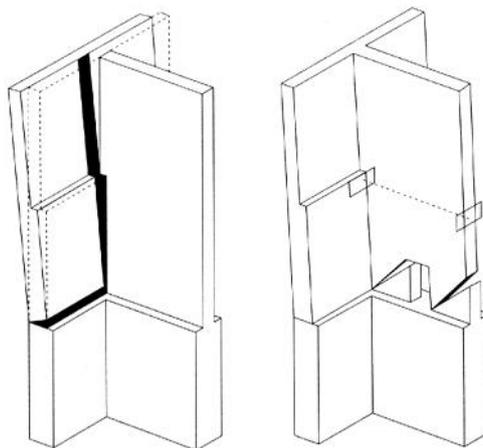


Figura 33 Schema di collasso della parete di facciata prima e dopo l'incatenamento

Donde la definizione di modo duttile che a volte si usa per indicare tale meccanismo di danneggiamento, in evidente analogia con il comportamento delle strutture in cemento armato ed in acciaio e con la loro capacità di deformarsi oltre il limite elastico senza perdere la capacità portante (5). Questi cinematismi, infatti, sono legati ad un funzionamento "corretto" dell'organismo strutturale, che è in grado cioè di opporre all'azione sismica le sue parti a maggior rigidezza (le pareti disposte di taglio); i pannelli murari resistenti in cui possono essere scomposte le pareti, scorrono o ruotano rispetto ad un loro punto di cerniera. Tuttavia, l'esperienza conferma che se il muro risulta ben costruito, difficilmente si ha la perdita di capacità portante. La caratteristica essenziale che deve possedere un muro ben costruito per rispondere bene ad azioni nel suo piano è il possesso di un regolare ammorsamento trasversale.

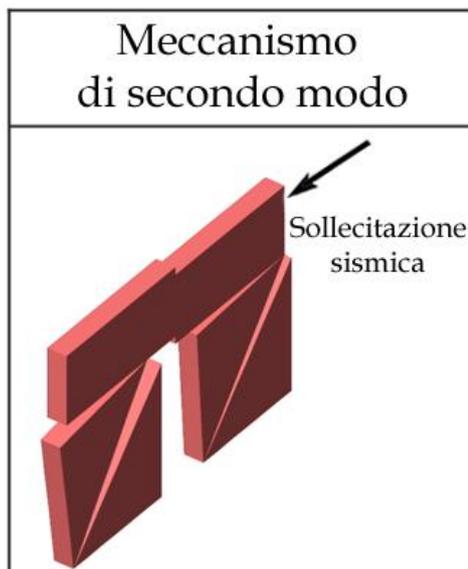


Figura 34 Schematizzazione relativa a meccanismi di secondo modo



Figura 35 Edificio con lesioni provocate da meccanismi di secondo modo

In definitiva, questi cinematismi si manifestano in luogo dei meccanismi di primo modo, nel caso di efficace ammorsamento tra le pareti ortogonali, e generalmente comportano valori superiori del moltiplicatore di collasso. Si possono quindi osservare, di seguito all'evento sismico, lesioni della larghezza di diversi centimetri senza per questo aver avuto perdite di equilibrio pericolose. I valori dei moltiplicatori sismici ottenuti dipendono dai seguenti fattori che influenzano negativamente il comportamento delle pareti:

- scarsa area resistente dei pannelli murari;
- presenza, dimensioni e posizione delle aperture (geometria del pannello);
- errata disposizione in pianta;
- lesioni dovute a cedimento di fondazioni;
- alterazione chimico-fisica dei componenti.

La valutazione della resistenza sismica delle pareti di controvento sollecitate nel proprio piano è un problema per il quale non sono stati formulati, fino ad oggi, modelli meccanici pienamente soddisfacenti. La maggior parte dei metodi usualmente adoperati si fonda sull'estensione alla muratura di criteri di verifica originariamente formulati per materiali moderni come il cemento armato e l'acciaio. Tali criteri consistono, una volta assunta come valida l'ipotesi di continuità, nella valutazione dello stato tensionale all'interno della parete e nell'applicazione di un appropriato criterio di rottura del materiale. I criteri semplificati più diffusi (e recepiti a livello normativo) identificano il collasso o con il raggiungimento di un valore limite della tensione tangenziale, mediante una legge alla Coulomb (come nel Decreto Ministeriale del 20 novembre 1987) (6), o con il raggiungimento di un valore limite della tensione di trazione al centro del pannello espressa, nell'originaria formulazione di Turnsek e Cacovic, in funzione delle tensioni principali. Al superamento della soglia di resistenza del materiale vengono attribuiti i meccanismi di rottura nel piano osservati in occasione di ogni evento sismico di elevata intensità.

Un simile approccio non appare del tutto soddisfacente per le strutture murarie. Infatti, sono note le difficoltà che ancora oggi rendono problematica una modellazione meccanica della muratura, sufficientemente accurata ed ingegneristicamente semplice, in grado di fornire una misura realistica dello stato di sollecitazione sotto carichi assegnati. Il problema della valutazione dello stato tensionale, evidentemente prioritario nei criteri di verifica citati e, prima ancora, il problema stesso della definizione di parametri di resistenza significativamente aderenti alla realtà meccanica della muratura, possono essere però scavalcati ricorrendo ad un approccio analogo a quello già utilizzato per le pareti di facciata.

Secondo tale approccio, il collasso si identifica non con il raggiungimento di uno stato tensionale limite, ritenuto inaccettabile per il materiale, ma con la perdita di equilibrio conseguente alla trasformazione della struttura in una catena cinematica di corpi rigidi. Intere pareti, o larghe porzioni di queste, ribaltano in seguito alla formazione di lesioni localizzate senza che si verifichi una rottura diffusa del materiale. Il comportamento

sismico delle pareti di controvento, come già delle pareti di facciata, sarebbe pertanto governato non dalla resistenza del materiale, bensì dalla stabilità dell'equilibrio, il che trova una conferma nell'osservazione dei danni subiti dagli edifici in occasione di terremoti passati, determinati non tanto dalla crisi del materiale quanto dalla trasformazione delle strutture in meccanismi labili.

Pertanto, se è possibile individuare un meccanismo di collasso realistico in base all'osservazione sperimentale dei danni sismici sofferti in passato da edifici analoghi, è anche immediato determinare la corrispondente condizione limite di equilibrio e dedurne il valore della forza orizzontale di collasso. Tale forza, espressa in forma dimensionale come moltiplicatore dei carichi verticali, ossia come rapporto tra la forza orizzontale indotta dal sisma e il carico verticale agente sulla parete, risulta funzione di soli parametri geometrici e non richiede né la valutazione dello stato tensionale, né la modellazione della resistenza delle pareti studiate. Per la determinazione dei valori dei moltiplicatori sismici viene utilizzato un metodo di calcolo, per la cui elaborazione ha contribuito la campagna sperimentale di Vittorio Ceradini; esso studia meccanismi di rottura dei pannelli che forniscono un carico limite senza ricorrere all'incerto valore della resistenza a taglio, grandezza non misurabile e la cui valutazione rimane sostanzialmente arbitraria.

2.5 Il caso studio della Giostra Nuova e Palazzo Cavalcanti a Cosenza

In base alla più recente normativa antisismica, che suddivide il territorio nazionale in quattro zone, Cosenza ricade nella prima zona, ovvero la più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti.

La prima attività, consiste nella schedatura di palazzo “Cavalcanti”, sito in Corso Telesio, Tracce documentarie di quello che oggi viene comunemente chiamato “Palazzo Cavalcanti”, risalgono al XVI secolo, tra i primi documenti un atto del 25 gennaio 1534 del Notaio Angelo Desideri n°28, carta 28 v, ritracciabile all’Archivio di Stato di Cosenza, anche se è incerta la data di costruzione (1).

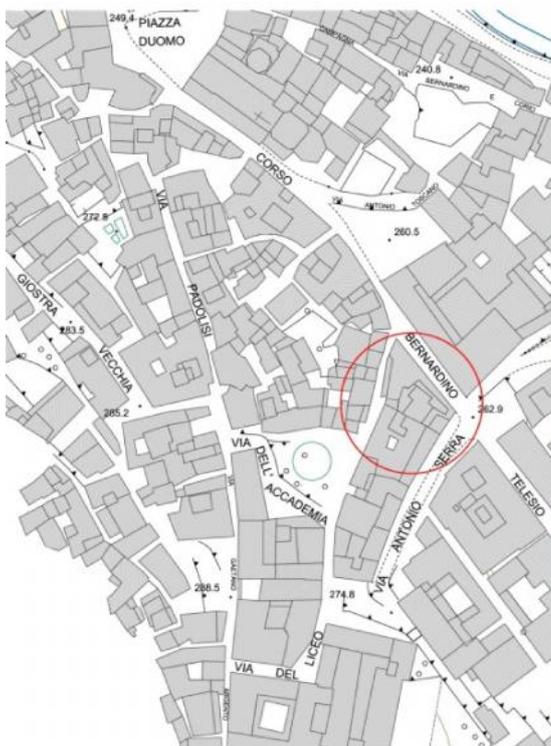


Figura 37 Ubicazione palazzo Cavalcanti



Figura 36 Palazzo Cavalcanti

Una prima rappresentazione grafica di Palazzo Cavalcanti si ritrova sulla Carta dell’Angelica, così chiamata, poiché custodita nella biblioteca dell’Angelica, nel Bancone Stampe al numero 56, con documenti databili tra il 1559 e il 1607.

Si riconosce poiché posizionata all'angolo della "strada degli orefici", l'attuale corso Telesio (2). Gli edifici del centro antico di Cosenza, vengono rappresentati in prospettiva, per cui si riesce a risalire alla conformazione, durante il XVI secolo del Palazzo caso di studio, che si presenta già come accorpamento di più edifici.



Figura 38 Rappresentazione di Palazzo Cavalcanti in uno stralcio della Carta dell'Angelica (1559-1607)

La complessità planimetrica attuale, che suggerisce l'aggregazione di più corpi di fabbrica, è confermata da un atto risalente al 25 gennaio 1560 del Notaio Angelo Desideri n°28, carta 410 r.:

Consitutis in nostri presenza m.ci dominis Joannis Andrea/Samblasio U.I.D. agente pro se parte ex una

Et Mario Parisio de civitate cosentia agente pro se parte ex altera prefates partes asseruerunt mensibus/ preteritis ipsum magnificum Joannem Andream vendidisse et alienasse/ magnifico Camillo Sersali eiusdem civitate cosentia totas/ integras domo seu apothegas que fuerunt quondam magnifici Joannis/ Petri Pollisi positas in civitate preditta loco dicto la vigna/ dela corte iuxta de latere superiori domos fuerunt/ quondam nobili Joannis de ... de alio latere et de subtus/ vias publicas pro prezio ducatorum mille et quatracentos/ [...] die XV marzii 1599.

Coerentemente con questo atto, la Carta del Padre Gesuita Giovanni Camerota (1595), indica nello schema reticolare la "Casa delli Parisi" palazzo situato alla Giostra Nuova di

fronte l'Arcivescovile, che successivamente fu venduta, con l'atto del 6 agosto 1768 del Notaio Giacomo Trocini, n°648, carta 162 r., a Daniele Maria Cavalcanti, da cui l'attuale denominazione del Palazzo.

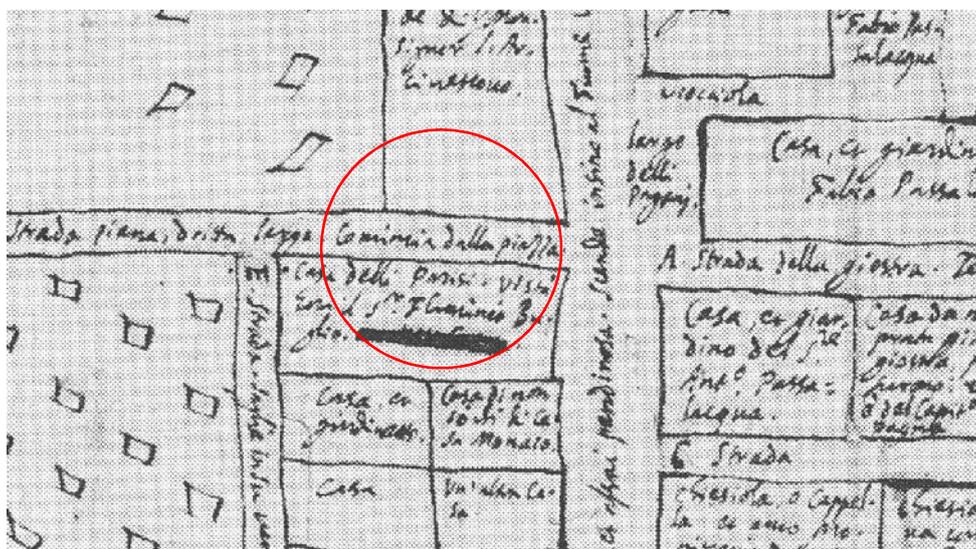


Figura 39 Rappresentazione di Palazzo Cavalcanti in uno stralcio della Carta del Padre Gesuita Giovanni Camerota (1595)

Per stilare la scheda dell'edificio si è proceduto inizialmente ad una ricerca storica, eseguita presso la Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici delle province di Cosenza, Catanzaro e Crotone e l'Archivio di Stato di Cosenza. Successivamente sono stati effettuati rilievi sul palazzo al fine di definire lo stato di degrado ed il quadro fessurativo.



Figura 40 Stato di degrado del prospetto principale



Figura 41 Dimensioni di una lesione in cm su fotoraddrizzamento

Un'indagine particolare è stata eseguita per verificare la verticalità del prospetto principale (3). A tale scopo, in attesa di poter disporre di un *laser scanner*, si è fatto uso di una stazione totale robotizzata *Leica 1200+*, per mezzo della quale è stata rilevata un'area di prospetto, caratterizzata da un presumibile rigonfiamento, delle dimensioni di 2,10 x 6,70 metri con una maglia quadrata avente un passo medio di 8 centimetri. Sono stati battuti, in automatico, circa 2000 punti da due stazioni per coprire i sottosquadri. La nuvola di punti ottenuta, è stata elaborata tramite il *software* Rapidform®. È stato evidenziato un rigonfiamento che raggiunge il valore massimo di circa 8 centimetri.



Figura 42 Rigonfiamento in facciata

Queste indagini, da effettuare periodicamente, serviranno ad indicare gli interventi necessari ai fini della messa in sicurezza e della ripresa strutturale.

Sono state ricavate le informazioni da inserire nei *layers*: localizzazione geografica, caratteristiche geometriche, proprietà dei materiali di costruzione e di finitura, caratteristiche urbanistiche, rilevanza storico-artistica del bene. Restano attualmente da definire le restanti caratteristiche di tipo strutturale e relative all'affollamento.

Per quanto riguarda i dati territoriali bisogna ancora reperire i dati dei sottoservizi, da rilevare anche mediante georadar, nonché quelli derivanti dalla microzonazione sismica tuttora in corso.

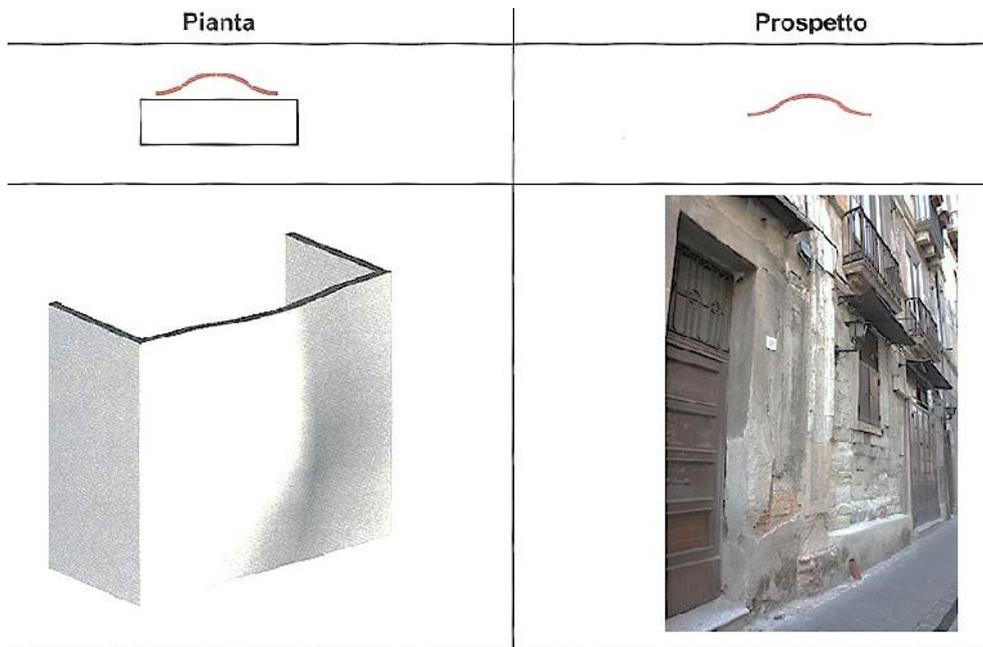


Figura 43 Schematizzazione dell'ingobbamento di facciata di Palazzo Cavalcanti

In questo tipo di dissesto si considerano le manifestazioni derivanti dall'attivazione di un meccanismo di pressoflessione della facciata verso l'esterno. La casistica è piuttosto ampia ma può essere delimitata dalle due situazioni limite:

- la rotazione rigida di tutta la parete del prospetto e l'ingobbamento del muro **ammorsato in maniera scadente con i muri di spina** o con il solaio superiore.
- la rotazione rigida di tutta la parete del prospetto e l'ingobbamento del muro **sufficientemente vincolato od ingranato con i muri di spina** o con il solaio superiore.

Il FUORI PIOMBO di una parete esterna si accompagna spesso ad altri indicatori: presenza di lesioni verticali o leggermente inclinate.

2.5.1 Caso di scadente ammorsamento tra le pareti ortogonali

Nel caso di scadente ammorsamento, il distacco del muro di facciata dal controvento può avvenire in due modi diversi, a seconda della tipologia del collegamento tra i due muri: per *rottura a trazione* o *a taglio*. Nel primo caso, il distacco della facciata può avvenire con semplice allontanamento dal muro di controvento (pareti solo accostate); nel secondo caso, si verifica lo scorrimento nella sezione di contatto (parallela alla

direzione del sisma) tra la parete che ribalta ed il muro di controvento. Per una parete monolitica semplicemente appoggiata al muro ortogonale. I vincoli rappresentati dal carrello, se non specificato, devono intendersi di tipo monolatero, reagenti solo a compressione. Il collasso avviene per ribaltamento sulla cerniera cilindrica A del muro sollecitato fuori dal piano. Per il calcolo di c , si veda la scheda n. 1.

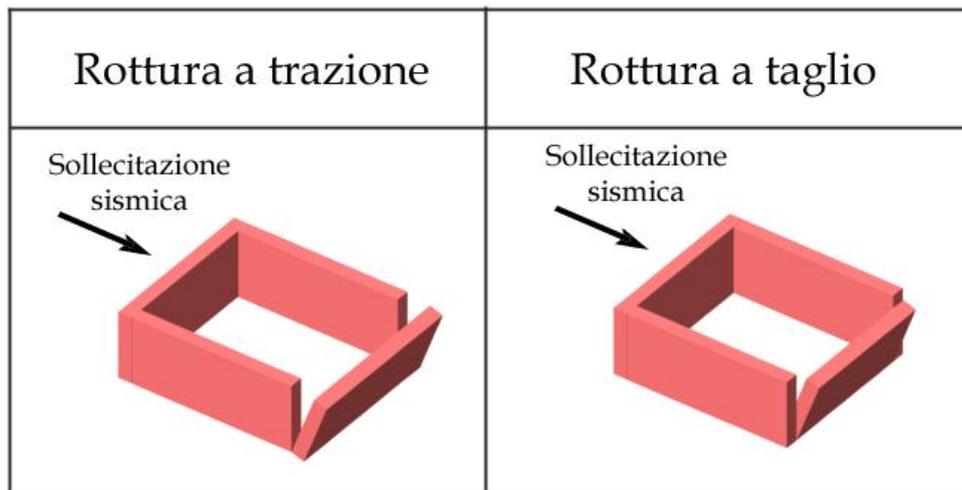


Figura 44 Modalità di distacco del muro di facciata da quello di controvento

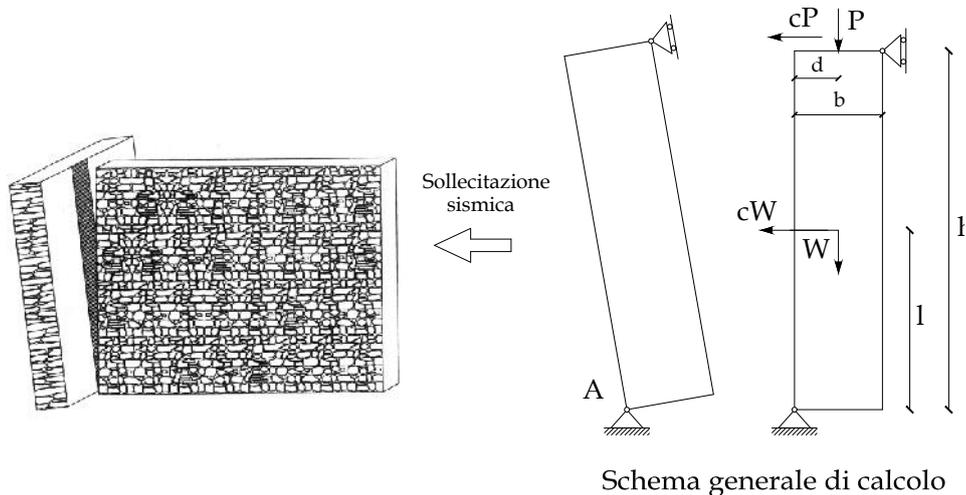


Figura 45 Collasso di primo modo per una parete non ammorsata (Gurrieri, 1999)

2.5.2 Scheda n. 1. Calcolo di c nel caso di una parete di quattro piani (scadente ammorsamento tra le pareti)

Nella determinazione del coefficiente c di collasso, si deve tener conto che si possono avere tanti cinematismi di rotazione quanti sono i piani presenti. Gli schemi di calcolo e le formule qui riportate, si riferiscono, come esempio, al caso di quattro piani. Nelle figure i simboli hanno il seguente significato:

- W_0, W_1, W_2, W_3 sono i pesi propri dei pannelli murari;
- P_0, P_1, P_2, P_3 sono i carichi trasmessi ai pannelli murari dal solaio o dalla copertura e comprensivi del peso proprio e del sovraccarico previsto dalla normativa (ad esempio 33% del sovraccarico per il solaio e 100% del sovraccarico o del carico neve per la copertura).

Per determinare il coefficiente c , si impone l'equilibrio limite alla rotazione dei solidi murari rispetto alla cerniera disposta alla base. Uguagliando i momenti stabilizzante M_s e ribaltante M_r si ottengono le relazioni per c :

Caso A: Parete monolitica con ribaltamento dei quattro piani.

$$c_a = \frac{W_0 \frac{b_0}{2} + W_1 \frac{b_1}{2} + W_2 \frac{b_2}{2} + W_3 \frac{b_3}{2} + P_0 d_0 + P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3}{W_0 l_0 + W_1 (h_0 + l_1) + W_2 (h_0 + h_1 + l_2) + W_3 (h_0 + h_1 + h_2 + l_3) + P_0 h_0 + P_1 (h_0 + h_1) + P_2 (h_0 + h_1 + h_2) + P_3 (h_0 + h_1 + h_2 + h_3)}$$

Caso B: Parete monolitica con ribaltamento dei primi tre piani.

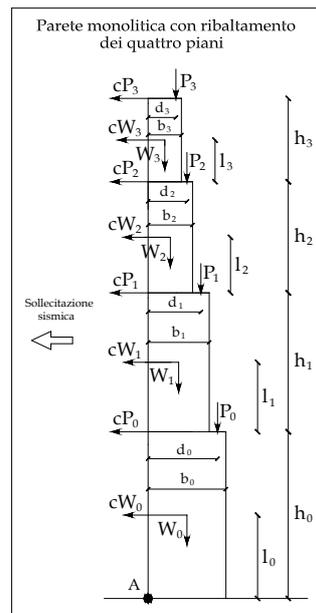
$$c_b = \frac{W_1 \frac{b_1}{2} + W_2 \frac{b_2}{2} + W_3 \frac{b_3}{2} + P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3}{W_1 l_1 + W_2 (h_1 + l_2) + W_3 (h_1 + h_2 + l_3) + P_1 h_1 + P_2 (h_1 + h_2) + P_3 (h_1 + h_2 + h_3)}$$

Caso C: Parete monolitica con ribaltamento dei primi due piani.

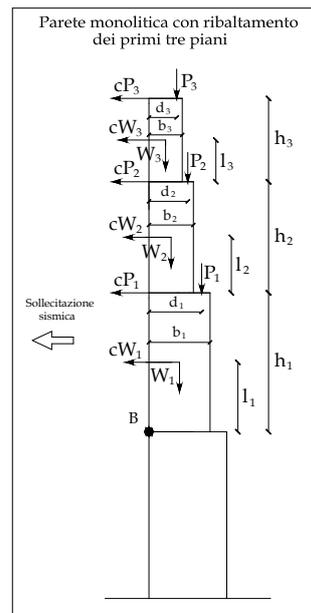
$$c_c = \frac{W_2 \frac{b_2}{2} + W_3 \frac{b_3}{2} + P_2 d_2 + P_3 d_3}{W_2 l_2 + W_3 (h_2 + l_3) + P_2 h_2 + P_3 (h_2 + h_3)}$$

Caso D: Parete monolitica con ribaltamento del solo ultimo piano.

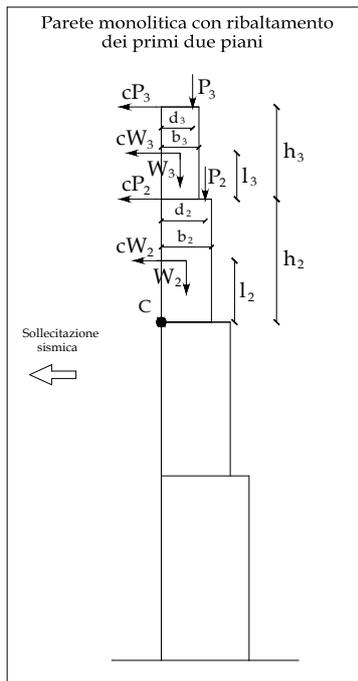
$$c_d = \frac{W_3 \frac{b_3}{2} + P_3 d_3}{(W_3 l_3 + P_3 h_3)}$$



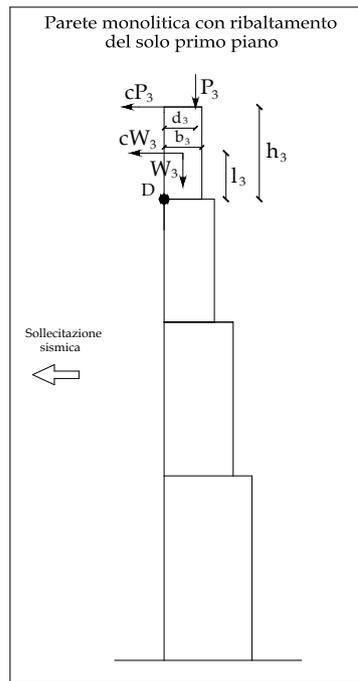
Caso A



Caso B



Caso C



Caso D

2.5.3 Caso di efficace ammorsamento tra le pareti ortogonali

Nell'ipotesi di efficace connessione è possibile evidenziare due meccanismi di collasso a seconda della qualità della muratura che forma i muri di controvento,

- a. **rottura con asportazione di cunei di cantonale;**
- b. **rottura a flessione.**

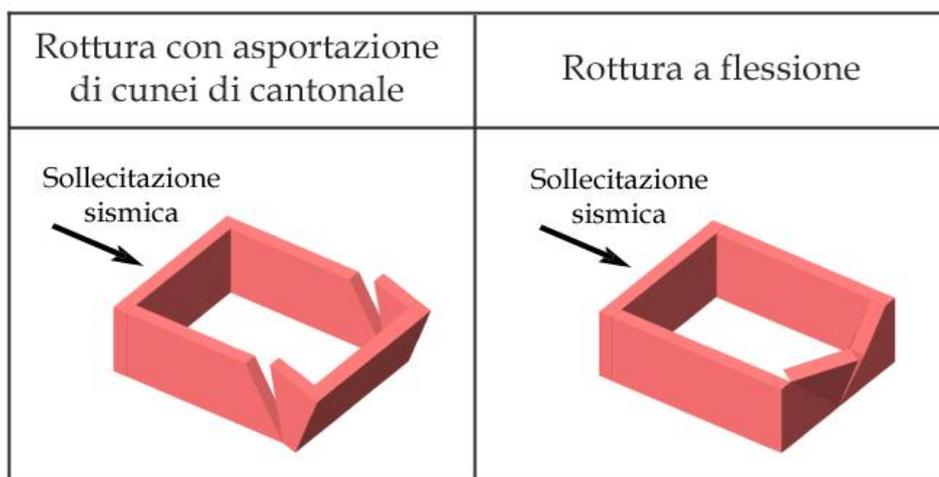


Figura 46 Meccanismi di collasso nel caso di buona ammorsatura

a. Rottura con asportazione di cunei di cantonale

Il primo cinematismo si verifica nel caso in cui le murature ortogonali alla parete indiziata di ribaltare siano di cattiva fattura; il secondo nel caso di ottima fattura di tali murature o in presenza di incatenamenti agli estremi della parete.

Questo meccanismo si manifesta con il ribaltamento attorno alla base della parete investita dalle azioni ortogonali ed il trascinarsi di porzioni cuneiformi delle pareti di controvento. L'ampiezza dell'angolo formato dalla diagonale del cuneo che ruota con la verticale, è influenzata principalmente dalla tessitura muraria dei muri di controvento, in particolare dalla presenza o meno di ortostati, elementi posti con il lato maggiore nel

piano normale al muro. A favore di sicurezza, vengono attribuiti i valori limite di 15° per murature di pietrame e di 30° per murature di laterizio correttamente apparecchiate. Inoltre, per la determinazione dell'ampiezza del cono di distacco, anche la presenza e la posizione delle aperture assumono un'importanza rilevante.

La linea continua rappresenta la traccia del cono per la parete priva di aperture, la linea tratteggiata indica il cono che tiene conto della presenza di porte e finestre. Un angolo più basso, e quindi un cono più stretto, determina una riduzione del termine stabilizzante comportando valori dei moltiplicatori di collasso più bassi e di conseguenza maggiore vulnerabilità all'azione di ribaltamento. Nel caso di presenza di un *arco*, la spinta che esso esercita sulla porzione soggetta al collasso si può valutare inserendo il valore della componente orizzontale della spinta nella formula del momento ribaltante, mentre non appare opportuno inserire il contributo stabilizzante della componente verticale, in quanto questa si esercita prevalentemente nella zona del piedritto che non partecipa al cinematisimo. Per il calcolo di c , si veda la scheda n. 2.

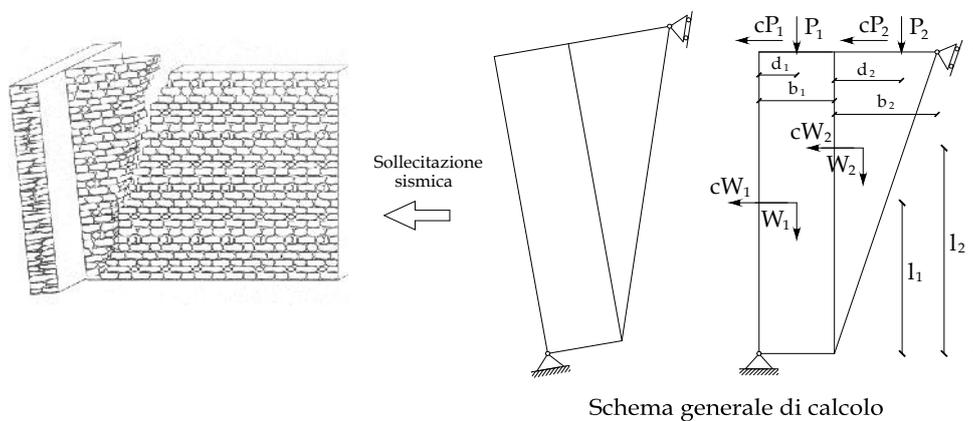


Figura 47 Collasso di primo modo per una parete ben ammorsata (Gurrieri, 1999)

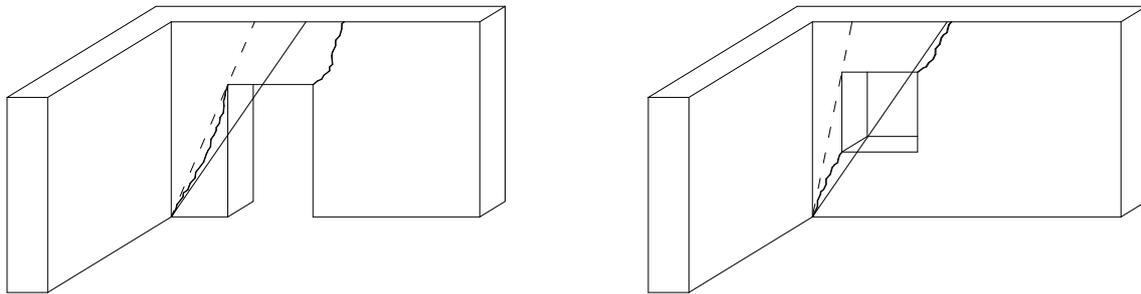


Figura 48 Muro di controvento con porta e finestra

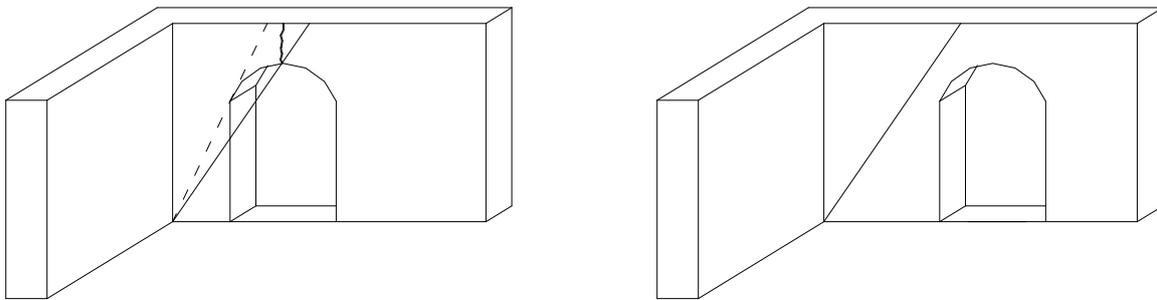


Figura 49 Muro di controvento con porta ad arco prossima e distante dal muro di prospetto

2.5.4 Scheda n. 2. Calcolo di c nel caso di una parete di quattro piani (efficace ammorsamento tra le pareti, asportazione di cunei di cantonale)

Nella determinazione del coefficiente c di collasso si deve tener conto che si possono avere tanti cinematismi di rotazione quanti sono i piani presenti. Gli schemi di calcolo e le formule qui riportati, si riferiscono al caso di quattro piani. I simboli hanno il seguente significato:

- W_0, W_1, W_2, W_3 sono i pesi propri dei pannelli murari;
- W_4 è il peso proprio del cuneo di cantonale asportato;
- P_0, P_1, P_2, P_3 sono i carichi trasmessi ai pannelli murari dal solaio o dalla copertura e comprensivi del peso proprio e del sovraccarico previsto dalla normativa (ad esempio 33% del sovraccarico per il solaio e 100% del sovraccarico o del carico neve per la copertura);
- P_4 è il carico trasmesso dalla copertura sul cuneo di cantonale asportato.

Per determinare il coefficiente c si impone l'equilibrio limite alla rotazione dei solidi murari rispetto alla cerniera disposta alla base; attraverso l'uguaglianza del momento stabilizzante M_s e del momento ribaltante M_r , si ottengono (il valore del moltiplicatore di collasso associato a tale meccanismo cresce in relazione all'ampiezza angolare dei cunei trascinati, che forniscono, con il loro peso, un contributo al momento stabilizzante):

Caso A: Parete monolitica con ribaltamento dei quattro piani.

$$c_s = \frac{W_0 \frac{b_0}{2} + W_1 \frac{b_1}{2} + W_2 \frac{b_2}{2} + W_3 \frac{b_3}{2} + W_4 (b_3 + \frac{b_4}{3}) + P_0 d_0 + P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3 + P_4 (b_3 + d_4)}{W_0 l_0 + W_1 (h_0 + l_1) + W_2 (h_0 + h_1 + l_2) + W_3 (h_0 + h_1 + h_2 + l_3) + W_4 \frac{2}{3} (h_0 + h_1 + h_2 + h_3) + P_0 h_0 + P_1 (h_0 + h_1) + P_2 (h_0 + h_1 + h_2) + P_3 (h_0 + h_1 + h_2 + h_3)}$$

Caso B: Parete monolitica con ribaltamento dei primi tre piani.

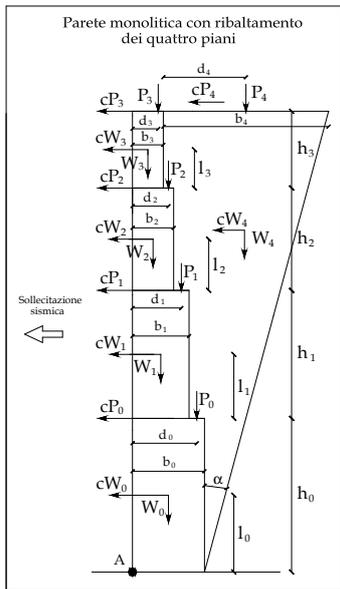
$$c_b = \frac{W_1 \frac{b_1}{2} + W_2 \frac{b_2}{2} + W_3 \frac{b_3}{2} + W_4 \left(b_3 + \frac{b_4}{3}\right) + P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3 + P_4 (b_3 + d_4)}{W_1 l_1 + W_2 (h_1 + l_2) + W_3 (h_1 + h_2 + l_3) + W_4 \frac{2}{3} (h_1 + h_2 + h_3) + P_1 h_1 + P_2 (h_1 + h_2) + (P_3 + P_4) (h_1 + h_2 + h_3)}$$

Caso C: Parete monolitica con ribaltamento dei primi due piani.

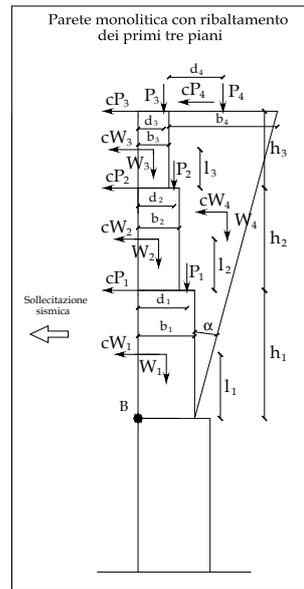
$$c_c = \frac{W_2 \frac{b_2}{2} + W_3 \frac{b_3}{2} + W_4 \left(b_3 + \frac{b_4}{3}\right) + P_2 d_2 + P_3 d_3 + P_4 (b_3 + d_4)}{W_2 l_2 + W_3 (h_2 + l_3) + W_4 \frac{2}{3} (h_2 + h_3) + P_2 h_2 + (P_3 + P_4) (h_2 + h_3)}$$

Caso D: Parete monolitica con ribaltamento del solo ultimo piano.

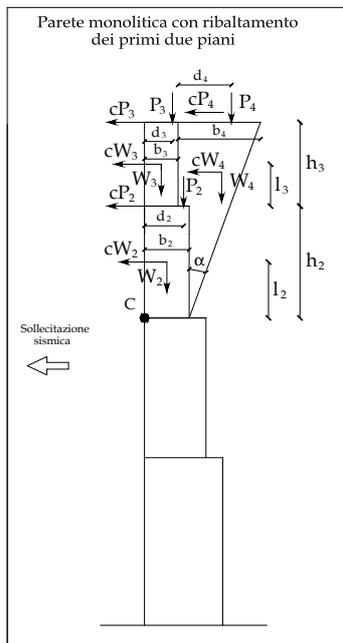
$$c_d = \frac{W_3 \frac{b_3}{2} + W_4 \left(b_3 + \frac{b_4}{3}\right) + P_3 d_3 + P_4 (b_3 + d_4)}{W_3 l_3 + W_4 \frac{2}{3} h_3 + (P_3 + P_4) h_3}$$



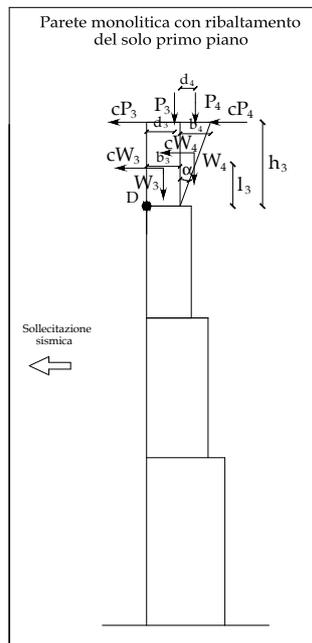
Caso A



Caso B



Caso C



Caso D

b. Rottura a flessione

In presenza di una muratura efficacemente connessa alle pareti ortogonali od incatenata ai suoi lati, se il lato di sommità non è trattenuto da alcun dispositivo, il tipo di rottura più probabile è quello riconducibile al comportamento flessionale del solido murario. Questo meccanismo coinvolge una porzione parabolica della parete essa viene spinta all'esterno e si lesiona nella parte centrale, lungo un asse verticale. Il meccanismo resistente, in questo caso, comporta la formazione di un arco resistente orizzontale nello spessore del muro, che sfrutta il contrasto con le pareti ortogonali. L'evoluzione del meccanismo dipende, anche in questo caso, dalle caratteristiche della muratura, oltre che dalla capacità dei muri laterali di sopportare la spinta degli archi, più intense in sommità, dove la rotazione dei solidi contrapposti tende a produrre il maggiore spostamento orizzontale. Ad ogni modo, si osserva che il collasso si manifesta quando la parete non trova elementi strutturali in grado di fornire le reazioni di contrasto.

Come effetto secondario si riscontra la formazione di lesioni diagonali nella zona al di sotto del profilo parabolico, in conseguenza dell'azione di taglio dovuta alle spinte orizzontali dell'arco resistente. Nei muri di notevole spessore, il profilo degli archi e le spinte di equilibrio assumono forma e valori accettabili, mentre per le pareti sottili, come quelle dei livelli di sommità, si pongono reali problemi di stabilità. Nel caso in cui la parete presenti aperture, la sezione lungo la quale si può esplicitare il meccanismo resistente ad arco si riduce, concentrandosi in una fascia ristretta disposta sopra gli architravi. Inoltre, la presenza delle aperture fornisce indicazioni sulla probabile futura posizione della cerniera verticale. Per il calcolo di c , si veda la scheda n. 3.

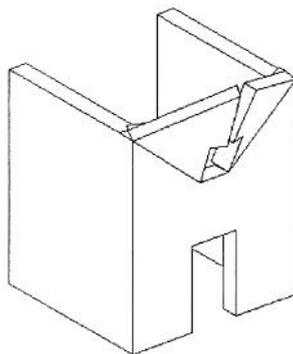


Figura 50 Esempio di meccanismo di collasso di primo modo con rottura a flessione (Doglioni, 1994)

Configurazione reale Schematizzazione

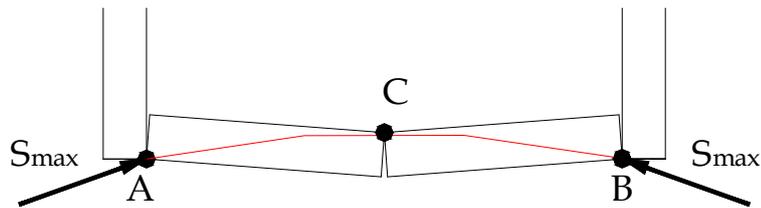
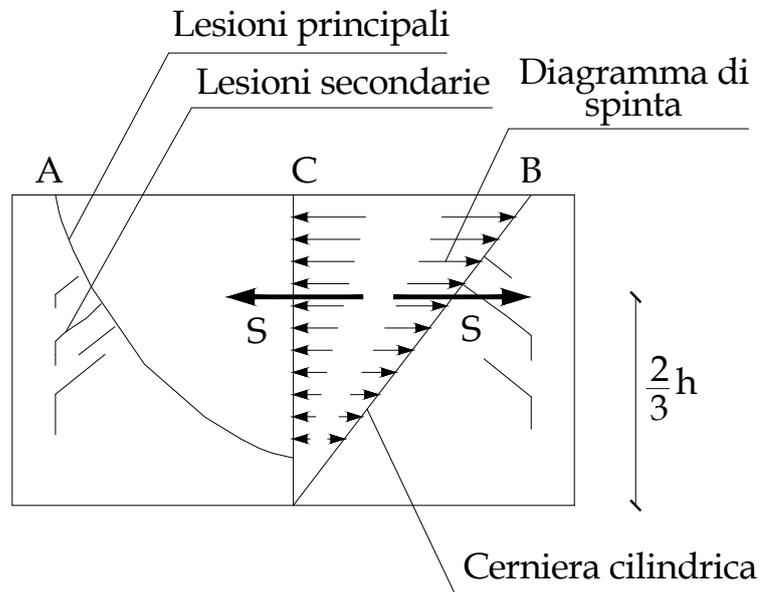


Figura 51 Meccanismo ad arco resistente (Gurrieri, 1999)

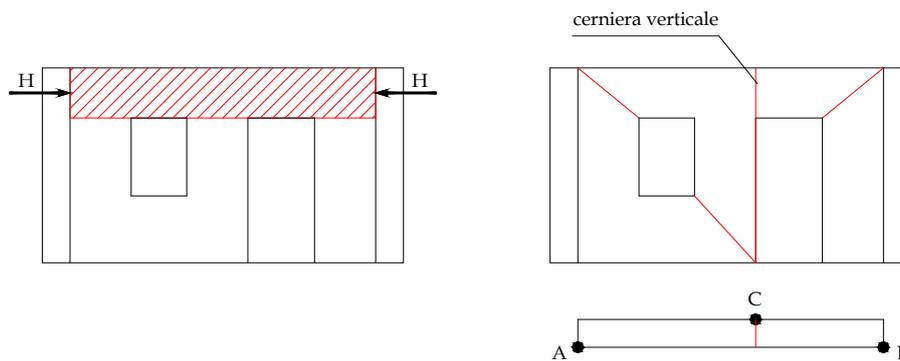


Figura 52 Meccanismo ad arco resistente per una parete con aperture

2.5.5 Scheda n. 3. Calcolo di c per rottura a flessione

Nel caso di una parete monolitica l'arco di scarico si può sviluppare sulla totalità dello spessore: la crisi sopraggiunge per creazione di un cinematismo che interessa tutto lo spessore del muro (1). Per la determinazione del coefficiente c si impone l'equilibrio limite alla rotazione dei solidi murari rispetto alle cerniere indicate nella prima delle figure sottostanti. Dall'equilibrio alla rotazione rispetto al punto A si ottiene:

$$V_2 = c \frac{\sum_{i=1}^n (P_i L_{P_i}) + W_1 L_1 + W_2 L_2}{L}$$

Dall'equilibrio alla rotazione rispetto al punto C della porzione destra della parete e con l'ipotesi che $L_{P_j} > L_c$ si ottengono le relazioni:

$$Hb' = c \left\{ \frac{\left[\sum_{i=1}^n (P_i L_{P_i}) + W_1 L_1 + W_2 L_2 \right] (L - L_c)}{L} - \sum_{i=1}^n [P_i (L_{P_i} - L_c)] - W_2 (L_2 - L_c) \right\}$$

$$c = \frac{Hb'}{\frac{\left[\sum_{i=1}^n (P_i L_{P_i}) + W_1 L_1 + W_2 L_2 \right] (L - L_c)}{L} - \sum_{i=1}^n [P_i (L_{P_i} - L_c)] - W_2 (L_2 - L_c)}$$

Per determinare i valori di H e di $b' = x \cdot b$, frazione dello spessore del muro che è opportuno considerare, si fa ricorso ai metodi dell'analisi limite (7). L'applicazione di tali metodi, presuppone l'individuazione di una situazione staticamente ammissibile: nel caso in questione, essa è rappresentata da un arco la cui linea d'asse è la curva delle pressioni associata al carico applicato (in particolare, trattandosi di carico uniformemente distribuito, è una parabola), con la condizione che in ogni sezione la funzione rappresentativa dello stato di tensione sia compresa nel dominio di resistenza. Il carico di collasso, per uno dei teoremi fondamentali dell'analisi limite, è costituito dal massimo tra i valori che si ottengono per tutte le situazioni staticamente ammissibili; tale condizione determina posizione e valore della spinta H alle estremità (e , quindi, poiché le reazioni verticali sono immediatamente determinabili, sarà nota l'inclinazione delle reazioni vincolari, a priori incognita) da cui si ottiene il carico ultimo. Dal momento che, tra le ipotesi alla base del presente procedimento, vi è quella di considerare nulla la resistenza a trazione, le pressioni di contatto agli estremi agiranno su una sezione parzializzata. Il diagramma delle tensioni nella regione compressa sarà assunto non uniforme, ma di forma triangolare (vedi secondo schema della scheda), al fine di tener conto della ridotta capacità di adattamento plastico del materiale, rispetto alla schematizzazione rigido-plastica su cui l'analisi limite è basata, nonché dell'influenza delle tensioni tangenziali (trascurate dal procedimento). I simboli nella figura indicano:

- b, L sono lo spessore e la larghezza della parete;
- l è l'altezza della fascia resistente sopra l'apertura nella quale si instaura il meccanismo ad arco;
- p è il carico del sisma;
- H è la reazione fornita dalle pareti laterali;
- $\tau_u = f_c$ è la resistenza ultima a compressione della muratura.

La generica situazione staticamente ammissibile è caratterizzata dalle relazioni:

$$e = \frac{b}{2} - \frac{y}{3}$$

$$b' = 2e$$

$$H = \tau \frac{y}{2}$$

È banale rendersi conto che la condizione di massimo può essere ricercata massimizzando il valore del prodotto tra la spinta e l'eccentricità, $H \cdot e$, o in modo equivalente $H \cdot b'$, in funzione della variabile y .

Poiché dalle relazioni precedenti è immediato desumere:

$$He = \dagger \left(\frac{by}{4} - \frac{y^2}{6} \right) \qquad \frac{\partial He}{\partial y} = \dagger \left(\frac{b}{4} - \frac{y}{3} \right)$$

La condizione di massimo fornisce, per la y nella situazione di collasso, il valore:

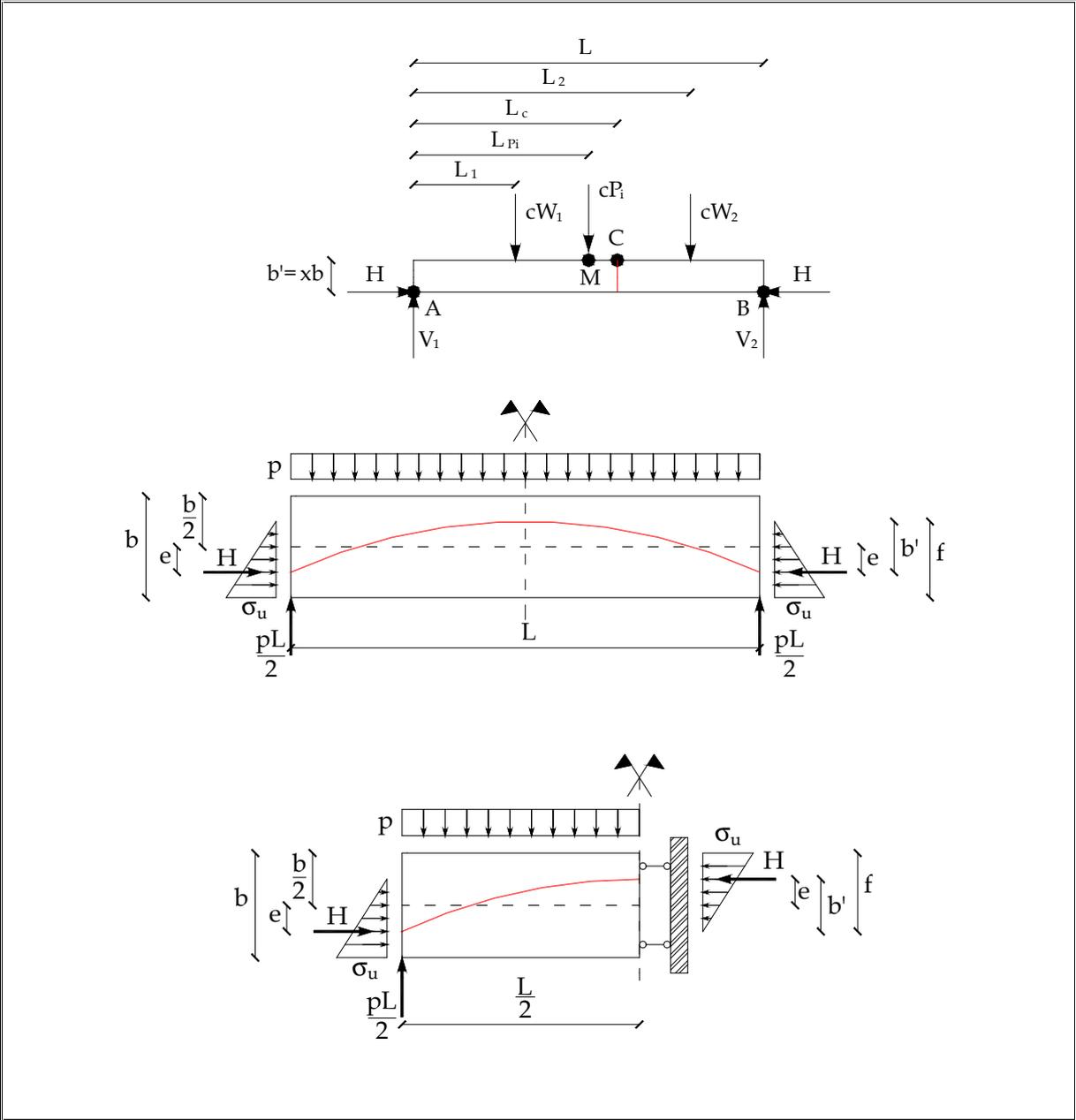
$$y_u = \frac{3}{4} b$$

da cui anche si hanno:

$$e_u = \frac{b}{4} \qquad b'_u = 2e_u = \frac{b}{2} \qquad H_u = \frac{3}{8} \dagger_u b$$

Dall'equilibrio dei momenti intorno al punto di nullo delle tensioni triangolari, è possibile calcolare anche il valore della capacità portante p_u :

$$H_u b'_u = \frac{p_u L^2}{8} \qquad p_u = \frac{3 \dagger_u b^2}{2L^2}$$



3 IL CASO STUDIO: LA IGLESIA DE LAS ESCUELAS PIAS A VALENCIA (SPAGNA)

3.1 Valutazione della vulnerabilità sismica delle chiese

Caso particolare risulta essere quello delle chiese, rispetto alla questione della vulnerabilità sismica del patrimonio monumentale generale, che presenta esigenze differenti rispetto all'edilizia ordinaria.

L'esigenza di conservazione di tali beni, legato al valore storico-artistico dell'oggetto stesso, richiede infatti di operare attraverso un approccio di maggiore dettaglio che consideri la modalità di risposta delle fabbriche all'azione sismica, al fine di ottenere indicazioni sulla loro attuale vulnerabilità e sulle strategie per il miglioramento sismico.

L'osservazione dei danni causati alle chiese da recenti terremoti ha evidenziato come la risposta sismica di tale tipologia di costruzioni in muratura sia riconducibile a meccanismi di collasso connessi alla perdita di equilibrio ed alla conseguente trasformazione in un cinematismo di una o più porzioni del manufatto che si stacca dal resto della fabbrica per fessurazione o in corrispondenza di soluzioni di continuità già presenti (mancanza di ammorsamento, contatto tra murature realizzate in fasi differenti).

La vulnerabilità delle chiese dipende da tutta una serie di fattori, tra i quali anche la stessa tipologia strutturale -ben lontana dal cosiddetto comportamento scatolare⁵- come ad esempio i grandi spazi interni senza muri di spina (ad eccezione delle colonne e degli archi di separazione tra le navate), l'assenza di orizzontamenti intermedi (o al massimo presenza di una volta), l'irregolarità planimetrica dovuta spesso a successivi ampliamenti (cappelle, sagrestia, canonica, ecc.). Un'elevata vulnerabilità è presente anche in quelle parti del fabbricato considerevolmente più alte rispetto alle altre (cupole, campanili, parti svettanti, ecc.). Queste infatti, in presenza di azioni sismiche, possono oscillare in maniera autonoma producendo in corrispondenza del confine fra pieno e vuoto lesioni importanti.

Un ulteriore fattore di vulnerabilità tipico delle chiese è costituito dalla presenza di elementi di copertura di grandi dimensioni e conseguentemente di notevole pesantezza che generano amplificazioni delle sollecitazioni, martellamenti ed effetti torsionali, innalzando il livello di vulnerabilità generale. Inoltre, spesso per le chiese possono sorgere anche problemi fondali, a causa di pressioni non uniformi sul terreno, che danno luogo a

⁵ Si ricorda che per "comportamento scatolare" d'insieme si intende la capacità di un edificio di resistere efficacemente alle azioni sismiche in virtù di murature di buona qualità, ortogonali fra loro e poste a distanze limitate, e collegate nelle intersezioni con ammorsature efficaci; risulta fondamentale anche la presenza di solai intermedi e copertura rigidi nel loro piano e ben collegati alle murature verticali.

cedimenti differenziali, ovviamente più evidenti nel caso di suoli compressibili. Tuttavia l'individuazione dei possibili cinematismi e del corrispondente livello dell'azione sismica che li attiva appare un problema di non facile soluzione: le analisi strutturali di dettaglio effettuate tramite codici ad elementi finiti comportano, infatti, oneri computazionali che le rendono difficilmente applicabili in un'analisi a scala territoriale.

Tale considerazione evidenzia l'importanza di utilizzare metodi semplificati, il cui risultato è più stabile quantitativamente e possiede una più chiara interpretazione qualitativa da parte del progettista. Le varie ricerche condotte sulla vulnerabilità sismica delle chiese a seguito degli ultimi eventi sismici in Italia (Friuli 1976: Doglioni⁶ et al. 1994; Modena e Reggio Emilia 1987:

Decanini⁷ et al. 1997; Lunigiana 1995: Angeletti⁸ et al. 1997; Umbria e Marche 1997: Lagomarsino⁹ et al. 1997) hanno fornito una visione sufficientemente chiara ed esauriente di come il comportamento sismico delle chiese sia inquadrabile secondo fenomenologie ricorrenti.

Infatti, pur nella varietà delle tecniche costruttive, delle dimensioni e delle geometrie, le chiese sono quasi sempre costituite da elementi architettonici ben individuati quali la facciata, l'aula (ad una o più navate), il presbiterio, l'abside; e a questi si possono spesso aggiungere il transetto, la cupola, le cappelle laterali e il campanile. Proprio l'osservazione dei danni prodotti da precedenti eventi sismici ha evidenziato -in generale- che ciascuno di tali elementi architettonici manifesta meccanismi di danneggiamento e collasso in gran parte autonomi dal comportamento del resto della fabbrica, e quindi essi possono essere intesi come una sorta di macroelementi a se stanti. Ciò denota una tendenza delle chiese al comportamento "per parti" in cui appunto i macroelementi come la facciata, il timpano, le pareti laterali, ecc., oltre che compositivamente, sono riconoscibili anche sotto il profilo della risposta sismica come strutturalmente autonomi.

⁶ Doglioni F., A. Moretti e V. Petrini, 1994, *Le chiese e il terremoto*, Edizioni LINT, Trieste.

⁷ Decanini, L., Di Pasquale, G. & Orsini, G. 1997. *Considerazioni sui danneggiamenti osservati a seguito del terremoto del 15.10.1996 in Emilia Romagna*, Atti del 8° Convegno Nazionale: L'Ingegneria sismica in Italia, vol. 1, Palermo.

⁸ Angeletti P., M. Ferrini e S. Lagomarsino, 1997, *Rilievo e valutazione della vulnerabilità sismica delle chiese: un esempio in Lunigiana e Garfagna*, Atti del 8° Convegno Nazionale: L'Ingegneria sismica in Italia, vol. 2, Palermo.

⁹ Lagomarsino S., A. Brencich, F. Bussolino, A. Moretti, L.C. Pagnini e S. Podestà, 1997, "Una nuova metodologia per il rilievo del danno alle chiese: prime considerazioni sui meccanismi attivati dal sisma", *Ingegneria Sismica*, 3, pp. 70-82.

In linea di principio i possibili meccanismi di collasso sono infiniti, in quanto ciascuna struttura può essere arbitrariamente trasformata in un cinematismo inserendo piani di frattura e cerniere; in realtà la conoscenza delle caratteristiche tecnologiche-costruttive delle murature (tessitura dei paramenti, dimensioni degli elementi lapidei, tipologia dei cantonali) e la distribuzione delle aperture determinano inclinazioni e percorsi preferenziali delle lesioni tecniche che permettono in genere, di restringere lo studio a pochi casi significativi di meccanismi di collasso. Di fatto l'analisi deve essere eseguita su un numero limitato di meccanismi, effettivamente possibili senza perdere di vista il comportamento globale della fabbrica, che l'approccio per macroelementi non coglie¹⁰.

La **scheda di rilievo della vulnerabilità e del danno alle chiese** elaborata dall'Unità di Ricerca di Genova del GNDT (riportata in Appendice), si basa proprio sul concetto di macroelemento e sui possibili meccanismi di collasso. Essa rappresenta una sintesi delle precedenti esperienze maturate in ambito CNR-GNDT (basata proprio su un certo numero di indicatori ciascuno rappresentativo di un possibile cinematismo di collasso per i diversi macroelementi presenti nella fabbrica).

Il rilievo combinato del livello di danno e delle caratteristiche costruttive consente di quantificare il danno prodotto dal terremoto e definire un indice di vulnerabilità della chiesa, che ne caratterizza il comportamento nei riguardi di altri eventi sismici.

Tale scheda, e la metodologia ad essa associata, è stata ampiamente sperimentata in quanto usata in vari progetti tra i quali quello per la mitigazione del rischio sismico delle emergenze a carattere monumentale per l'Italia Meridionale¹¹, quello per l'analisi di vulnerabilità delle chiese del Molise¹², nonché nel rilievo dei danni sismici alle chiese dell'Umbria e Marche, inoltre è usata tuttora durante le operazioni di sopralluogo post-sisma.

Da quanto detto la scheda chiese può dunque essere utilizzata sia per fini di prevenzione sia per la gestione dell'emergenza sismica.

¹⁰ Infatti la risultante complessiva delle azioni sismiche, data dalla massa della struttura per il coefficiente sismico, deve, in qualche modo, essere riportata a terra, eventualmente con ridistribuzioni tra i macroelementi.

¹¹ La *scheda per il rilievo della vulnerabilità e del danno alle chiese*, è stata usata nel progetto n. 13533 - L.S.U.- del 1998 del Ministero della Protezione Civile, GNDT, SSN, *Mitigazione del rischio sismico per le emergenze a carattere monumentale ed ambientale nei comuni ricadenti in tutto o in parte all'interno di parchi naturali (nazionali e regionali) dell'Italia meridionale*”.

¹² Regione Molise GNDT- INGV, *Mitigazione del rischio sismico dei centri storici e degli edifici di culto dell'area del Matese nella Regione Molise*, Pescara 2001.

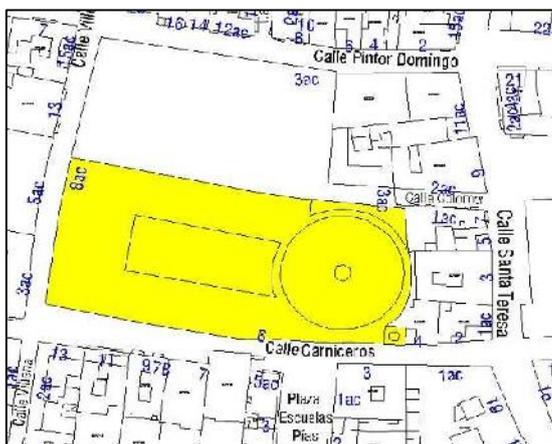
La strategia della prevenzione è certamente la strada maestra per la riduzione del rischio sismico. A tale riguardo la metodologia consente un censimento rapido delle chiese su un certo territorio, attraverso una conoscenza delle caratteristiche tipologiche essenziali alla valutazione della risposta sismica.

Al fine di una più affidabile previsione del danno atteso –rischio sismico-, oltre ad alcune indicazioni dimensionali, la scheda mira ad individuare le carenze costruttive che favoriscono l'attivazione di ciascun meccanismo di danno; queste sono spesso legate a dettagli piuttosto che a considerazioni generali sulla fabbrica (presenza di catene, ammorsamenti, ecc.). Inoltre il rilievo del danno pregresso rappresenta un'ulteriore preziosa informazione, in quanto i terremoti del passato lasciano segni che spesso non vengono cancellati e possono ancora oggi essere riconosciuti. Il risultato di questa analisi è ovviamente lo scenario di danno atteso a fronte del terremoto di riferimento per l'area. Questo può indirizzare le strategie di prevenzione a livello territoriale, ovvero tramite analisi costi-benefici definire come utilizzare al meglio le risorse disponibili per ridurre il rischio sismico, e suggerire, per il singolo manufatto, gli interventi di miglioramento che permettono di ottenere un'effettiva conservazione del bene, senza sottovalutare le problematiche della sicurezza. Nell'emergenza post-terremoto esiste invece la necessità di uno strumento agile e sintetico, con il quale rilevare rapidamente un elevato numero di manufatti mettendo in evidenza il danno subito, le condizioni di agibilità, la necessità di opere provvisorie a tutela dell'incolumità pubblica ed a salvaguardia del bene e di quanto in esso contenuto, per evitare maggiori danni a seguito delle successive scosse. La scheda è strutturata in modo da guidare il rilevatore nel sopralluogo, evitando un rilievo dimensionale accurato, che rallenterebbe enormemente le operazioni di verifica senza apportare sostanziali incrementi di conoscenza della risposta strutturale, ma prediligendo l'interpretazione dei meccanismi di danno attivati dal sisma e l'individuazione dei particolari costruttivi fondamentali nei riguardi della vulnerabilità. Questo metodo di rilievo del danno rappresenta quindi una vera e propria diagnosi preliminare della risposta sismica del manufatto rendendo possibile elaborare, attraverso una valutazione dei costi di ripristino e miglioramento sismico, un modello per la stima economica dei danni e allo stesso tempo tradurre i dati rilevati in indicazioni progettuali per l'avviamento degli interventi di miglioramento sismico.

3.2 Anamnesi storica: studio delle fonti



Ortofoto 2008



Pianta catastale 2008



Figura 53 Corografia Iglesia Escuelas Pias

La chiesa parrocchiale di San Joaquin, conosciuta anche come Iglesia de las Escuelas Pias sita nel cuore della città vecchia di Valencia fa parte delle “Escuelas Pias”, ordine religioso clericale fondato nel XVII secolo da San José de Calasanz (1557-1648) e dedito all'apostolato dell'educazione dei bambini e dei giovani, specialmente i poveri, una prima scuola popolare pubblico gratuito in Europa.

La chiesa a pianta centrale e impianto decagonale (dieci facce), fu eretta tra il 1767 e il 1772 (XVIII secolo) con il patrocinio dell'arcivescovo di Valencia Mayoral Andrés Alonso de Mella (1738-1769), responsabile dei lavori fu l'architetto Antonio Gilabert (1716-1792).

Tuttavia i lavori sono stati avviati da Joseph Puchol, che però si limitò a progettare il primo livello tra il 1767 e il 1768, anno in cui subentrò lo stesso Antonio Gilabert che modificò i piani originali di Puchol, ideando il nuovo ornato che si trasformò da Gotico a Barocco con inserimenti neoclassici.

La chiesa, con un'imponente altezza di 48 metri, è dominata da

un'enorme cupola emisferica di circa 24 metri di diametro sormontato da una lanterna con cupolino. La cupola poggia su dieci pilastri a grande sezione trapezoidale e dieci spazi sussidiari radiali occupati da diverse cappelle. Date le sue caratteristiche, questo tempio può essere visto come un esempio rappresentativo dell'architettura accademica che vive Valencia nell'ultimo terzo del XVIII secolo, sia la composizione della facciata esterna, che per l'impianto di costruzione, che per gli architetti coinvolti nella sua costruzione.

La chiesa rappresenta un superbo esempio in cui si può apprezzare la svolta classica dettata dalla creazione nel 1768 della Real Academia de Bellas Artes de San Carlos, che attraverso la sua architettura, favorisce il fiorire del Barocco classico prevalente dalla metà del XVIII secolo in tutta la città di Valencia.

La cupola della chiesa del Escolapios, il più grande in Spagna e uno dei più imponenti d'Europa, i genitori hanno problemi di alloggio e crepe giganti nella struttura.



Figura 54 Importante fessura all'altezza del tamburo della cupola della Chiesa

I tecnici del Politecnico di Valencia hanno monitorato il monumento costantemente, e hanno evidenziato una evoluzione delle fessure con conseguente indebolimento della resistenza delle pareti.

Risulta problematico anche lo stato della copertura perché ha perso un po' delle tegole e quando piove l'acqua si infiltra dalla parte dell'altare.

3.3 Fotogrammetria e laser scanner

La documentazione del patrimonio culturale può essere definita come: L'azione di acquisizione, l'elaborazione, la presentazione e registrazione dei dati necessari per la determinazione della posizione e l'attuale forma, la forma attuale e le dimensioni di un monumento nello spazio tridimensionale in un determinato momento nel tempo. La documentazione geometrica registra la situazione attuale dei monumenti, come è stato modellato nel corso del tempo ed è la base necessaria per gli studi di loro passato, nonché gli studi per il loro futuro.

3.3.1 Informazioni spaziali 3D nel processo decisionale

La valutazione dei rischi comporta uno sguardo approfondito su un luogo, la costruzione o l'ambiente per identificare gli elementi, situazioni, i processi, etc. che possono causare danni, in particolare per le persone. Dopo aver identificato la probabilità e la gravità del rischio si decidono quali misure adottare per prevenire o controllare i danni in modo efficace.



Figura 55 Approccio al Risk Management

Una valutazione o un'adeguata gestione del rischio richiede informazioni aggiornate e rapide, i dati precisi e la possibilità di controllare i dati se si è verificato un cambiamento in un lasso di tempo. Questo è proprio quello che fa meglio il scanner laser.

La scansione laser è utilizzata nella valutazione del rischio in una varietà di applicazioni:

- Analisi dello stato della struttura di un edificio in pericolo di collasso.

- La valutazione di eventuali deformazioni delle strutture nel tempo a causa di forze esterne o interne.
- Rilevamento delle potenziali aree di inondazione
- Simulazione di frane o terremoti.
- Valutazione delle condizioni e analisi di sicurezza di strade e ponti.
- Documentazione delle zone sinistrate, tra cui crolli di edifici, strade e difetti di un cedimento strutturale, veicoli danneggiati; aree di collisione, tra cui strade, porti, parcheggi e scale; resti di edifici bruciati; con nuovi disegni e database digitalizzati as-built.
- Mappatura GIS: posizione della popolazione colpita e delle infrastrutture critiche, come ospedali e caserme dei pompieri.

La scansione laser quindi descrive un metodo di campionatura e analisi di una superficie tramite la tecnologia laser. Consente di ottenere i dati sulla sua forma e, eventualmente, il suo aspetto (colorato). I dati acquisiti possono essere usati successivamente per ricostruzioni digitali, bidimensionali o modelli tridimensionali utili in una varietà di applicazioni.

Il vantaggio di scansione laser è il fatto che può prendere un sacco di punti con elevata precisione in un tempo relativamente breve. E 'come scattare una foto con informazioni approfondite. E come nel caso della fotografia, è necessario effettuare la cattura multipla da diverse stazioni a garantire la copertura completa di una struttura.

3.3.2 Scansione laser statica e dinamica

La tecnologia attuale degli scanner laser può essere diviso in due categorie, statiche e dinamiche.

Quando lo scanner è tenuto in un fisso durante la raccolta dati, si chiama scansione laser statica. I vantaggi di questo metodo sono alta precisione e punti densità relativamente elevati. Lo scanner laser statico è di solito il più diffuso al momento tra le scansioni terrestre. Tuttavia, non tutte le scansioni laser terrestri sono statiche.

Nella scansione dinamica, lo scanner è solitamente montata su una piattaforma mobile. Questi sistemi richiedono ulteriori altri sistemi di posizionamento, come ad esempio il GPS, che rende l'intero sistema più complesso e costoso. Esempi di laser scanner dinamico si trovano montati su aerei (scanner laser aerotrasportato), scanner sui veicoli o piattaforme aeree senza equipaggio.

Inizialmente, i laser scanner erano a corto raggio ed erano utilizzati principalmente nella progettazione automatizzata e industriale per favorire il Computer Aided Design (CAD). Questo ha aiutato la produzione di massa di prodotti di consumo.

Tuttavia, altri campi sono stati sfruttati a causa della continua evoluzione tecnologica. I laser scanner a medio raggio sono stati sviluppati per l'industria petrolchimica. A causa della complessità degli impianti, che tradizionalmente erano rilevati in maniera bidimensionale.

Altre discipline come il patrimonio culturale, l'architettura, lo sviluppo urbano, e l'industria dell'intrattenimento stanno cominciando ad adottare questa tecnologia a causa dei vantaggi evidenti di alta precisione e rapida acquisizione.

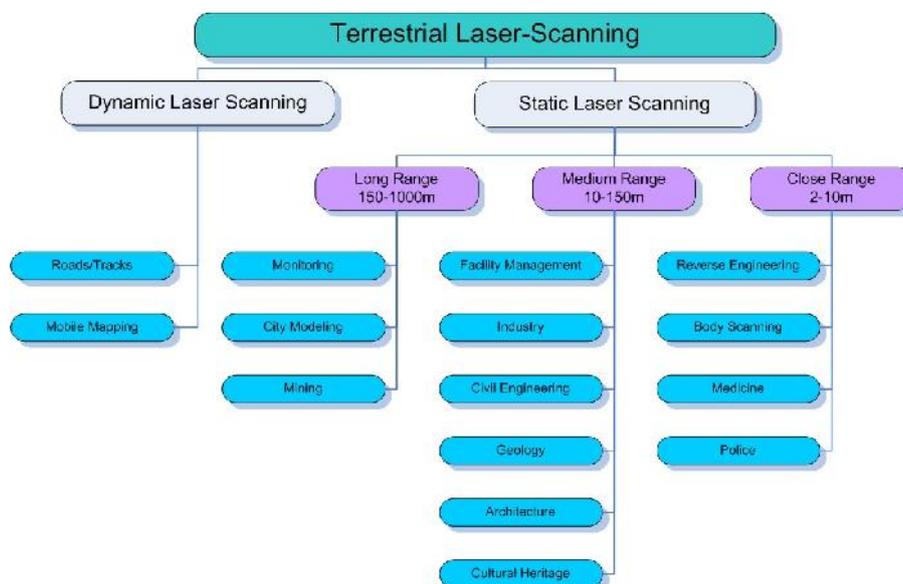


Figura 56 Applicazioni di Scanner Laser

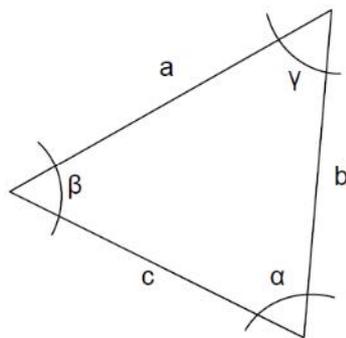
Uno strumento che sia in grado di generare onde luminose con una stretta banda dello spettro è chiamato laser. Un laser tipicamente emette luce in uno stretto fascio di lunghezze d'onda ben definito, leggermente divergente (corrispondente ad un colore particolare se il laser opera nello spettro visibile).

In realtà, i laser sono simili a transistor capaci di generare o amplificare la luce, segnali audio elettronici, radio o frequenze delle microonde. La parola laser è un acronimo di Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation. Il primo laser di lavoro è stato utilizzato a maggio 1960 da Theodore Maiman a Hughes Research Laboratories Laboratories.

Attualmente, i laser sono utilizzati nella vita quotidiana, soprattutto in dispositivi di memorizzazione ottici come CD e DVD, in cui il laser scansiona la superficie del disco per la lettura dei dati. Altre applicazioni comuni di laser sono lettori di codici a barre e ovviamente puntatori laser. Nell'industria, i laser sono utilizzati per tagliare l'acciaio e altri metalli e per registrare le stampe come lettere sulla tastiera del computer. Essi sono utilizzati anche in applicazioni mediche e militari.

3.3.3 Misura basata sulla triangolazione

I triangoli sono alla base di molte tecniche di misura. Sono stati usati in misure geodetiche di base in Grecia e si trovano ancora nelle moderne fotocamere 3D basati su laser. Le basi matematiche e geometriche applicate ad un triangolo (trigonometria), che sono alla base di tecniche di misurazione per la triangolazione, sono stati attribuite al filosofo greco Talete (VI secolo a.C.)



$$\frac{a}{\sin(\alpha)} = \frac{b}{\sin(\beta)} = \frac{c}{\sin(\gamma)}$$

$$a^2 = b^2 + c^2 - 2.b.c.\cos(\alpha)$$

$$c = a.\cos(\beta) + b.\cos(\alpha)$$

Figura 57 Principi di triangolazione

Il laser scanner a triangolazione utilizza lo stesso principio per indagare l'ambiente. Un modello laser sull'oggetto è diretta ed una telecamera viene utilizzato per cercare la posizione della sua proiezione. L'emettitore laser e la fotocamera sono installati con un angolo costante, creando un triangolo che comprende la proiezione del laser e l'oggetto. Quindi, il nome della triangolazione.

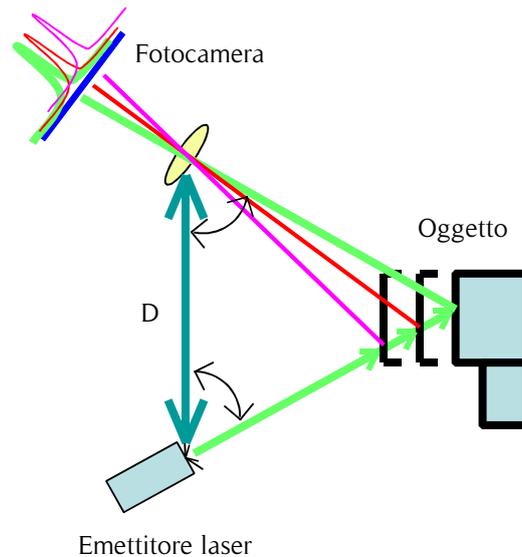


Figura 58 Principio di scanner laser basato sulla triangolazione

Analizzando la figura soprastante noteremo che il lato del triangolo D è noto, cioè la distanza tra la fotocamera e l'emettitore laser. L'angolo α dell'emettitore laser è anche noto. In angolo della telecamera β può essere determinato trovare la posizione del raggio laser nel campo visivo della telecamera. Questi tre elementi determinano completamente la forma e le dimensioni del triangolo e fornendo l'esatta profondità dell'oggetto misurato.

Si può dimostrare che maggiore è il lato D (base), minore è l'errore nella stima della profondità dell'oggetto. Tuttavia, la base non può essere troppo grande perché allora l'emettitore laser e la telecamera avrebbe una sovrapposizione nel campo di vista.

In sintesi, i possibili modi per ridurre l'incertezza nella direzione della profondità sono:

- Riducendo la distanza dell'oggetto dallo scanner
- L'aumento della lunghezza focale della lente
- Ridurre l'imprecisione di misura (più pixel della fotocamera)

Nella maggior parte dei casi viene utilizzata una linea che viene trascinata, anziché un unico punto, per ottenere un oggetto 3D completa. Ciò significa che l'angolo dell'emettitore laser viene cambiato anche mentre l'oggetto viene sottoposto a scansione.

A causa delle limitazioni fisiche di questo metodo i laser scanner a triangolazione sono utilizzati in applicazioni che richiedono generalmente una distanza minore di 10 metri, questi scanner però raggiungono un'elevata precisione dell'ordine di micron.

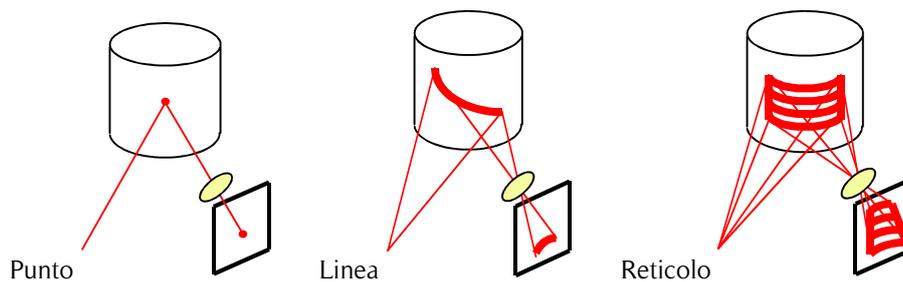


Figura 59 Differenti tecniche di proiezione utilizzate negli scanner triangolazione

3.3.4 Misura basata su intervalli di tempo

Questi laser scanner si basano sulla misura un intervallo di tempo tra due eventi. In generale, ci sono due tipi di misura di misura: a tempo di volo e a modulazione di fase.

Laser scanner a Tempo di volo (T.O.F.)

Le onde luminose viaggiano con una velocità finita e costante attraverso un mezzo. Pertanto, quando può essere misurato il ritardo durante il quale la luce viaggia da una sorgente ad un oggetto riflettente e ritorna alla sorgente, può anche essere calcolata la distanza dalla superficie utilizzando la seguente formula:

$$D = \frac{(c.t)}{2}$$

Dove:

c = velocità della luce nell'aria

t = tempo necessario al segnale di viaggiare

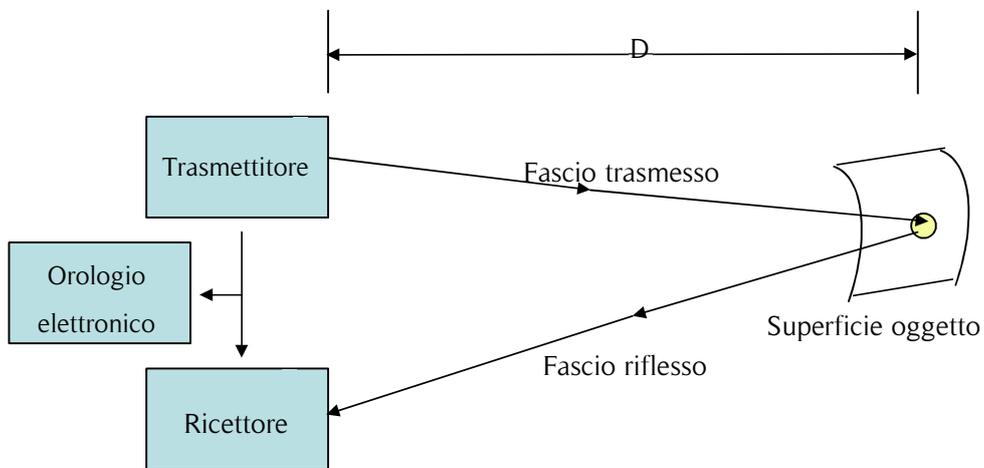


Figura 60 Principio di un laser scanner basato sul tempo di volo

Il vantaggio di utilizzare un sistema di impulsi per misure di distanza laser è l'alta concentrazione dell'energia trasmessa. Questa energia permette il rapporto segnale-rumore (SNR) richiesto per misure di alta precisione di lunghe distanze (fino a diverse centinaia di metri) rapporto è raggiunto. Lo svantaggio è il problema di rilevare l'arrivo esatta dei rendimenti impulsi sparsi causa della natura mutevole delle tolleranze ottiche e attenuazione atmosferica.



Figura 61 Alcuni scanner a tempo di volo commerciali: i produttori più noti sono Optech, Leica, Riegl, Trimble, Callidus.

Laser scanner a modulazione di fase

Il funzionamento del laser scanner che impiega il sistema di misurazione a modulazione di fase, è simile a quello a tempo di volo, anche se il pattern illuminante non è più un raggio ma un'onda sinusoidale che, in termini pratici, permette di rilevare un oggetto con una maggiore velocità in proporzione al tempo impiegato per effettuare la scansione.

Il range di azione di questi scanner arriva al massimo a 100 m.



Figura 62 Alcuni scanner a modulazione di fase commerciali: i produttori più noti sono IQSun, Leica, Z + F e Faro

3.3.5 Acquisizioni dati: scansione di un oggetto/edificio

Una volta determinato il campo di azione e impostato la risoluzione più adeguata, è possibile avviare la scansione. Il processo di scansione è completamente automatico. Dopo aver premuto il pulsante di controllo sul programma dello scanner, lo scanner si sposta al punto di partenza e inizia a registrare punti. Questi punti vengono memorizzati sul computer portatile. Quando portatile è collegato allo scanner, i punti vengono visualizzati direttamente in tre dimensioni sullo schermo e danno una vista della zona da sottoporre a scansione.



Figura 63 Fase di acquisizione dati

A causa della limitata velocità la scansione è stata eseguita in due fasi. Innanzitutto, l'oggetto viene esaminato ad una risoluzione per la risoluzione richiesta nei risultati finali. In una seconda fase, i target sono stati scansionati ad una risoluzione più alta, per una maggiore precisione nella determinazione suo centro.

Dopo aver completato la scansione globale (prima fase), molti programmi di controllo dispongono di strumenti per rilevare automaticamente i bersagli. Purtroppo i target sono fatti di un materiale altamente riflettente, il valore di riflettività è molto superiore che li circonda per cui, gli strumenti come stai automatizzati danno spesso risultati errati, e nella successiva fase di registrazione sono stati verificati tutti i risultati.

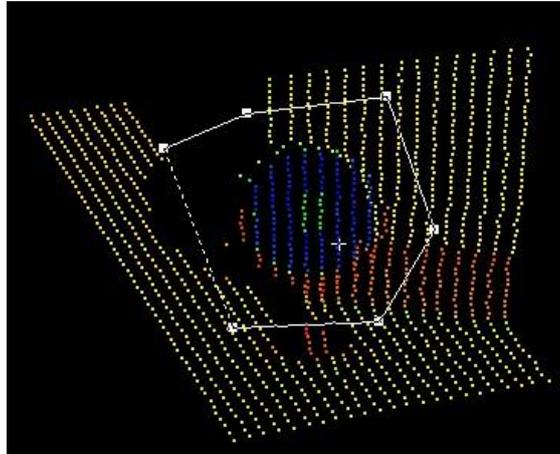


Figura 64 Scansione ad alta risoluzione di un target

Una volta note le posizioni approssimative dei target, acquisite con una risoluzione molto alta (seconda fase). Il programma di controllo dello scanner può regolare automaticamente una forma specifica del bersaglio al bersaglio e determinare il centro esatto.

In alcuni casi, è anche necessario pulire nuvole di punti prima della registrazione. Quando gli obiettivi sono posizionati lontano dallo scanner o quando le condizioni ambientali sono cattive, scandita ad alta risoluzione di obiettivi può essere piena di rumore. Questo rumore deve essere rimosso prima che il record perché, altrimenti, interesserà l'esattezza della registrazione.

Lo scopo di questo caso di studio è quello di fornire misure accurate della chiesa

I risultati a cui si vuole arrivare sono:

- Piante 2D di prospetti e sezioni della chiesa.
- Misure interne e esterne dell'edificio con la maggiore precisione possibile.

La scansione è stata effettuata sia all'interno che all'esterno della chiesa. Pertanto le elaborazioni sono state divise secondo due filoni, per poi essere ricongiunte solo in fase finale.

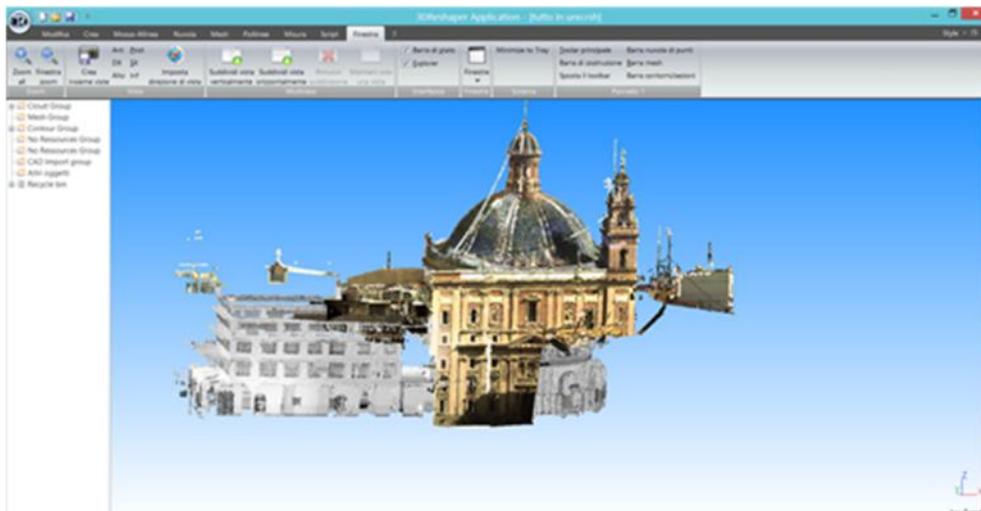


Figura 65 Unione delle nuvole di punti esterne e interne

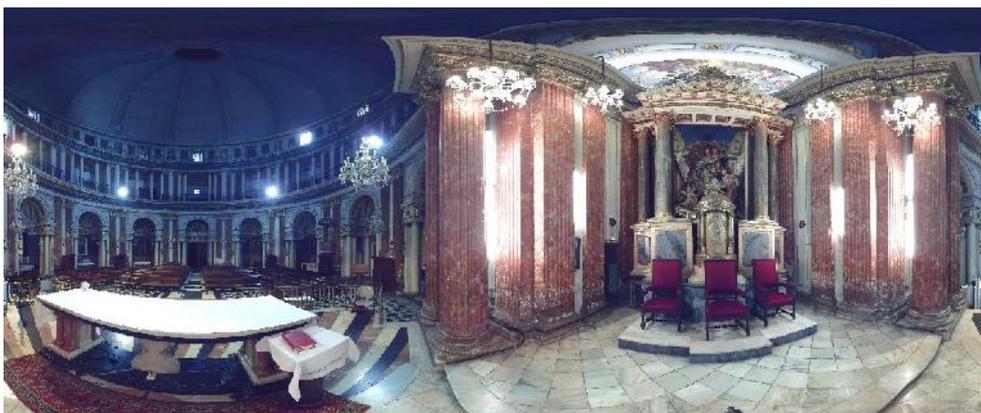


Figura 66 Foto panoramiche acquisite con Laser scanner Faro degli interni della Chiesa

3.3.6 Elaborazione dati (3dreshaper, Cyclone, 3DVEM)

1 Surveying and Data Processing

1.1 Laser scanning acquisition

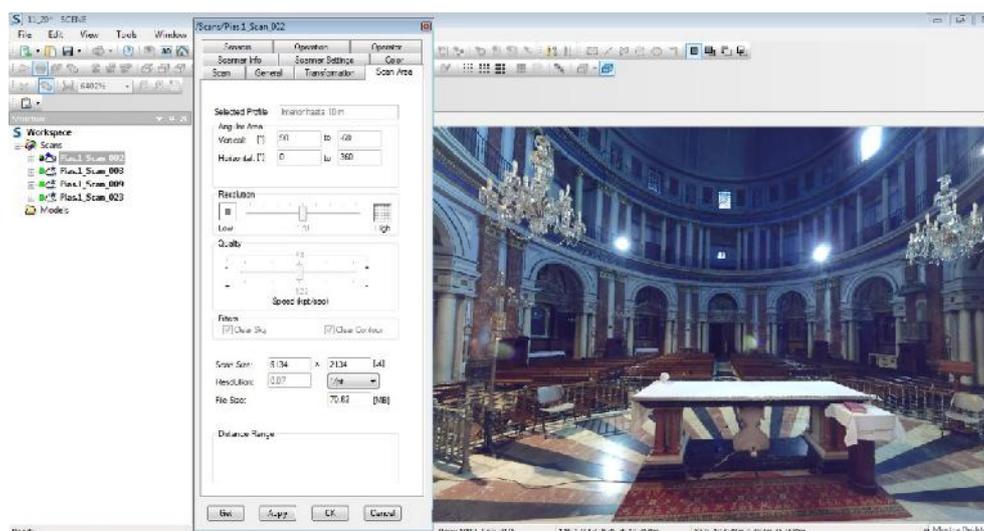
To select a laser scanner to perform a survey in a satisfactory manner, with adequate accuracy and completeness of representation, in addition to the mandatory considerations about the precision and range, it is necessary to take into account also some of certain other features defined as practical-operational characteristics. Variables that affect the

choice of an instrument depends on the shape of the object to be detected, it will be crucial to the evaluation of the scans required for a complete visibility of all its parts, and to the conditions in which one must operate to perform the survey. The measurement rate is one of the features that will be of great importance. The divergence and the range of the instrument will suffer considerable variations depending on the material to be collimated. The ability to automate tasks such as the choice of targets and pre-marked points, power autonomy compared to the estimated duration of the survey and the possibility of coupling RGB sensors are characteristics that may influence the choice of the instrument to be used. Another variable that affects the choice and that sometimes does not depend directly from the instrument, is the management software combined with the scanner.

For the survey of the Iglesia de las Escuelas Pias it was used the FARO laser scanner S 120 Focus3D, one of the smallest and lightweight 3D laser scanner, (based on time of flight TOF), with these characteristics:

- Distance accuracy up to $\pm 2\text{mm}$
- Range from 0.6m up to 120m
- Measurement rate up to 976,000 points/sec
- Deflection unit: 305° (Vertical field of view) - 360° (Horizontal field of view)

To detect accurately the Church were necessary 40 scans. The instrument, not levelled, was used with a $0.07^\circ/\text{pt}$ resolution and a measurement rate of 120,000 points /second. The field of view of the laser scanner was 360° horizontal and 60° to 90° vertically.



Each scan in color, has provided a partial spatial overlap with the previous and the next scan.

Were placed at various points and at various heights of the Church, spherical targets with a diameter of 14 cm, in order to facilitate the alignment of scans in post processing.

1.2 Laser scanning data processing: registration

Durante il rilevamento della Iglesia de las Escuelas Pias ogni scansione è completata da un punto di vista diverso e, di conseguenza, con un diverso sistema di coordinate cartesiane locale. I vari sistemi di riferimento sono centrati nello strumento ed orientati arbitrariamente, ne consegue che le varie nuvole di punti sono indipendenti, senza alcun vincolo geometrico noto a prima vista.

La registrazione è l'insieme di tutte le operazioni necessarie per definire i parametri di rotazione e traslazione che permette loro di riflettere i diversi nuvole in un unico sistema di riferimento. Essa può essere eseguita mediante algoritmi di matching superficie, in particolare algoritmo ICP (Iterative Closest Point), che allineano le parti comuni di scansioni adiacenti attraverso la riduzione della distanza tra loro, oppure, come nel caso di specie, attraverso l'utilizzo di punti di controllo materializzata come bersagli artificiali. La fase di registrazione è stata quindi effettuata mediante l'uso di destinazione sferica avente un diametro di 14 cm. Obiettivi sferici hanno il vantaggio, rispetto ad altri tipi di bersaglio, per essere multidirezionali e possono essere riconosciuti automaticamente dal software dello scanner da qualsiasi direzione, nel nostro caso il FARO SCENE®.

Software FARO SCENE® è in grado di riconoscere la forma sferica e utilizzare e utilizzando il suo centro come punto di legame.

Gli obiettivi sono stati utilizzati per unire insieme i vari scansione, avevano in comune almeno 3, infine sono stati utilizzati soltanto come punti di unione e viene usato uno scanner stazione come sistema di riferimento per il passaggio successivo.

Gli obiettivi, aventi superfici antiriflesso, sono stati posizionati in modo che possa essere facilmente e chiaramente visibile nelle scansioni. Inoltre sono stati collocati in modo da formare un poligono attorno allo scanner, a distanze diverse e ad altezze diverse da esso.

La procedura per la registrazione, si può riassumere nei seguenti passi:

- identificazione della posizione del target nelle varie scansioni;
- individuazione di 3 obiettivi comuni tra 2 scansioni;

- Assegnazione di indirizzare la stessa nomenclatura per ogni scansione;
- unione di scansioni che hanno almeno 3 obiettivo comune con la stessa nomenclatura;
- creazione di un gruppo di scansioni allineate.

Nel caso in esame sono allineate quattro scansioni, utilizzando quattro bersaglio sferico con tre diversi software, per confrontare i risultati. Le coordinate dei bersagli sono stati ottenuti attraverso FARO SCENE®.

2 metodi di registrazione utilizzati dal software

4.1 FARO SCENE®

In FARO SCENE® è possibile utilizzare diversi tipi di oggetti di riferimento per la registrazione. Oggetti di riferimento delle scansioni, che è bersagli sferici, sono stati estratti manualmente selezionando i punti corrispondenti alla scansione di destinazione ed eseguendo una ottimizzazione. In questo modo sono stati trovati le coordinate del bersaglio in diverse scansioni.

Tutto questo è stato fatto tenendo conto che:

- le sfere devono essere completamente visibili all'interno della scansione;
- il raggio della sfera utilizzato nella scansione deve essere impostato nel comando "Match Sphere Setting", nel nostro caso 7 cm;
- la superficie delle sfere richiede almeno 60 punti.

E 'stato anche segnato una scansione come riferimento che consenta l'attributo "Reference Scan" finestra di dialogo delle proprietà della scheda Scansione.

È stato infine avviato la registrazione utilizzando l'opzione "Posto scansioni (Forza dal manuale nomi di destinazione)" aventi obiettivi precedentemente numerati.

Si ottiene un gruppo di scansioni allineate con una deviazione standard di 0,0020 m.

La figura mostra la schermata con le statistiche di registrazione. Nella colonna "Tensioni" seguito sono le distanze tra le diverse posizioni ottenuti per i centri dello stesso bersaglio sferica: nella prima riga è la distanza tra le due posizioni di destinazione 2 a 3 e 23 scansioni.

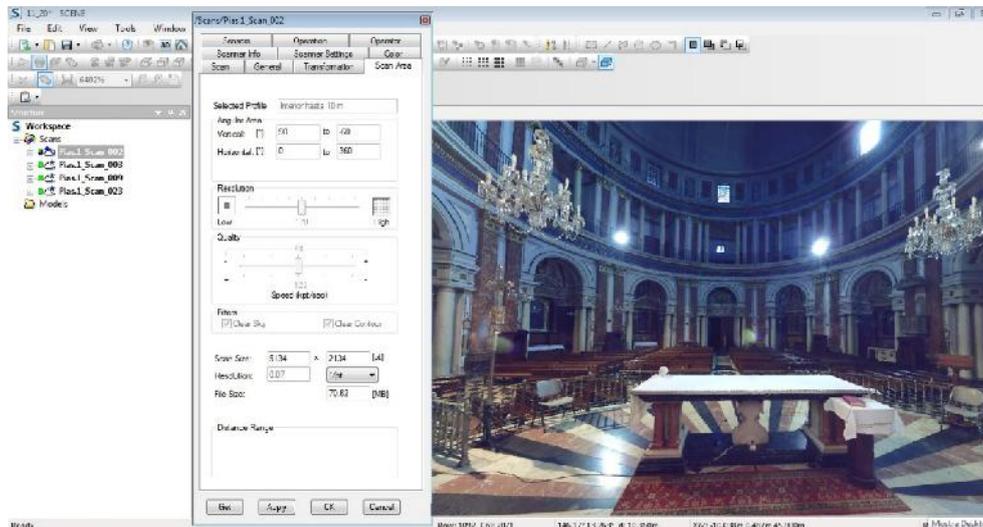


Figura. I risultati della registrazione eseguite da FARO Scene

4.1 Leica Cyclone®

Le modalità di registro di Leica Cyclone® si basa sulla trasformazione del corpo rigido, in cui la stima dei parametri avviene mediante corrispondenti quadrato, cioè minimizzando il quadrato della errore e si ottiene attraverso una soluzione in forma chiusa. Il calcolo della matrice viene effettuata da un software simile a quello proposto da Horn (Horn, 1987) che utilizza quaternioni e loro moltiplicazione per definire l'angolo dell'asse e rotazione.

Per allineare le scansioni con il software Leica Cyclone sono stati importati diverse scansioni in .pts formato. Per ogni scansione sono stati creati alcuni vertici, successivamente trasformati in bersaglio utilizzando il comando Strumenti - Registrazione - Add / etichetta discografica di modifica (Strumenti, registrazione, Aggiungi / Modifica etichetta Registrazione), con le coordinate del bersaglio ottenuto con FARO SCENE®.

Una volta etichettato gli obiettivi in tutte le scansioni, utilizzando il comando Auto / Aggiungere Costrain gli obiettivi sono visualizzati nell'elenco dei vincoli. Dopo aver segnato la stessa scansione utilizzato in FARO SCENE® come riferimento è stato lanciato l'allineamento delle scansioni.

Si ottiene un gruppo di scansioni allineate con una deviazione standard di 0,0022 m.

```

Status: VALID Registration
Main Absolute Error:
  For Enabled Constraints = 0.000 m
  For Disabled Constraints = 0.000 m
Date: 2014.09.12 10:39:30
Database name : paper

ScanWorlds
02.ply
04.ply
07.ply
09.ply

Constraints
Name ScanWorld ScanWorld type in/offset weight error error vector error2 vert
TargetID: 1 02.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.001 m (-0.001, 0.001, 0.001) m 0.001 m 0.001 m
TargetID: 2 02.ply 04.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.002 m (0.002, -0.002, 0.002) m 0.002 m 0.002 m
TargetID: 3 02.ply 04.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.003 m (-0.001, 0.001, -0.001) m 0.003 m -0.001 m
TargetID: 4 02.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.005 m (0.005, 0.005, 0.005) m 0.005 m 0.001 m
TargetID: 1 02.ply 23.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.005 m (0.006, -0.005, 0.003) m 0.005 m 0.001 m
TargetID: 2 02.ply 23.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.008 m (-0.002, 0.005, 0.000) m 0.008 m 0.000 m
TargetID: 3 07.ply 23.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.004 m (-0.002, -0.004, -0.002) m 0.004 m -0.002 m
TargetID: 4 02.ply 23.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.003 m (0.003, 0.001, 0.000) m 0.003 m 0.000 m
TargetID: 1 02.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.002 m (0.001, -0.002, -0.001) m 0.002 m -0.001 m
TargetID: 2 02.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.007 m (-0.006, 0.004, 0.000) m 0.007 m 0.000 m
TargetID: 3 07.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.005 m (0.004, 0.007, 0.001) m 0.005 m 0.001 m
TargetID: 4 02.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.007 m (0.002, -0.004, 0.000) m 0.007 m 0.000 m
TargetID: 1 01.ply 23.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.007 m (0.004, -0.005, 0.000) m 0.007 m 0.000 m
TargetID: 2 01.ply 23.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.010 m (-0.007, 0.010, 0.000) m 0.010 m 0.000 m
TargetID: 3 03.ply 23.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.005 m (0.002, 0.004, 0.001) m 0.005 m 0.001 m
TargetID: 4 02.ply 23.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.003 m (-0.003, 0.000, 0.001) m 0.003 m 0.001 m
TargetID: 1 01.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.005 m (0.005, -0.004, -0.002) m 0.005 m -0.002 m
TargetID: 2 03.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.009 m (0.007, 0.005, 0.001) m 0.009 m 0.001 m
TargetID: 3 03.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.007 m (0.007, 0.001, 0.002) m 0.007 m 0.002 m
TargetID: 4 04.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.006 m (-0.004, -0.004, 0.001) m 0.006 m 0.001 m
TargetID: 1 23.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.004 m (0.001, 0.004, -0.002) m 0.004 m -0.002 m
TargetID: 2 23.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.007 m (0.005, 0.005, 0.001) m 0.007 m 0.001 m
TargetID: 3 23.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.009 m (0.006, 0.006, 0.003) m 0.009 m 0.003 m
TargetID: 4 23.ply 09.ply Coincident: Vertex-Vertex On 1.0000 0.005 m (-0.002, -0.005, 0.000) m 0.005 m 0.000 m

ScanWorld Transformations
02.ply
translation: (0.000, 0.000, 0.000) m
rotation: (0.0000, 1.0000, 0.0000):0.000 deg
03.ply
translation: (-1.385, -1.178, 1.572) m
rotation: (0.0114, 0.0504, 0.9687):0.852 deg
23.ply
translation: (-6.458, -18.852, 11.772) m
rotation: (0.0000, 0.0048, 1.0000):5.443 deg
09.ply
translation: (-1.950, -11.369, 5.471) m
rotation: (0.0002, 0.0243, 0.9997):1.042 deg

unused controlspace objects : none

```

Standard Deviation
0.0023 m

Figura. I risultati della registrazione eseguite da Cyclone Leica Geosystem

4.1 3DVEM - Register®

3DVEM - Register® è un software a basso costo, facile da usare ed è una valida alternativa ai pacchetti software produttore. Il metodo indiretto di registrazione tra le nuvole di punti e / o modelli 3D si basa su una trasformazione rigida 3D. Per registrarsi è necessario conoscere le coordinate dei centri del target, nel nostro caso ha ottenuto con il software FARO SCENE®, misurato per ogni scansione, che può essere importato tramite un file ASCII.

Dal menu Dati discesa / Importa file sono stati importati varie scansioni in .ply formato. Per ogni scansione, attraverso obiettivi / Spheres / centri Panel sono stati importati coordinate di destinazione in formato txt.

Dopo aver segnato la stessa scansione utilizzato in FARO SCENE® come riferimento è stato lanciato l'allineamento delle scansioni.

Si ottiene un gruppo di scansioni allineate con una deviazione standard di 0,0023 m.

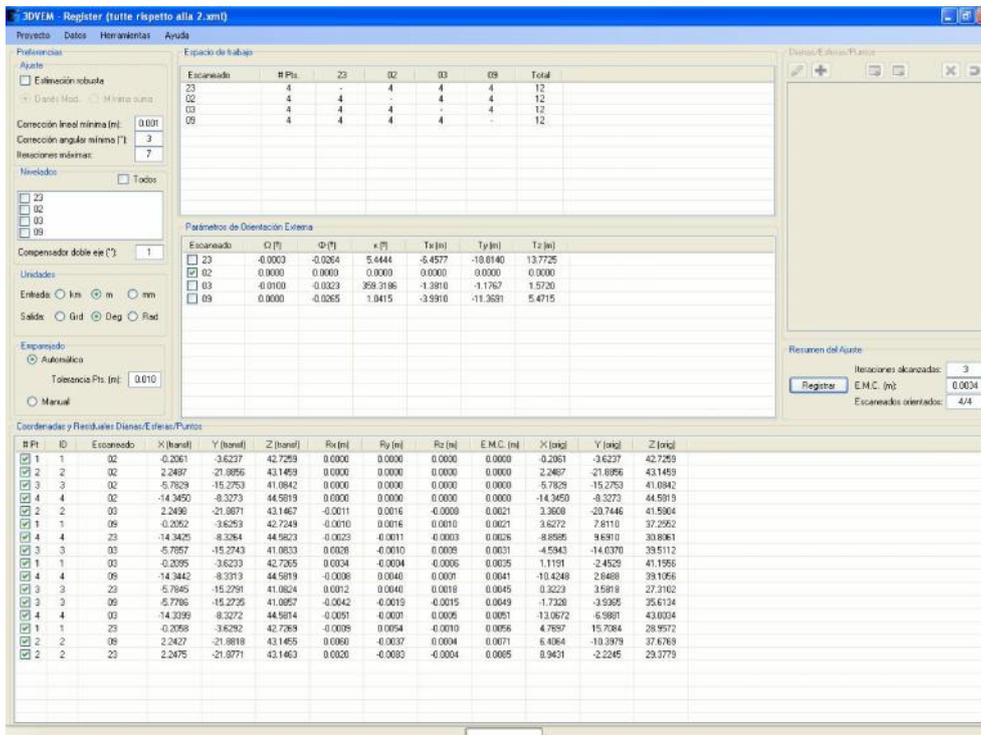
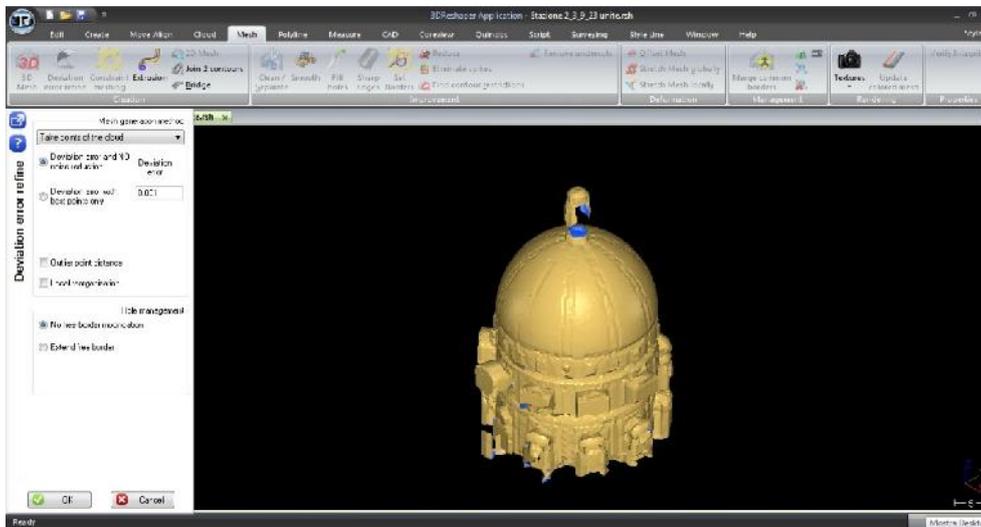


Figura. I risultati della registrazione eseguite da 3DVIEW

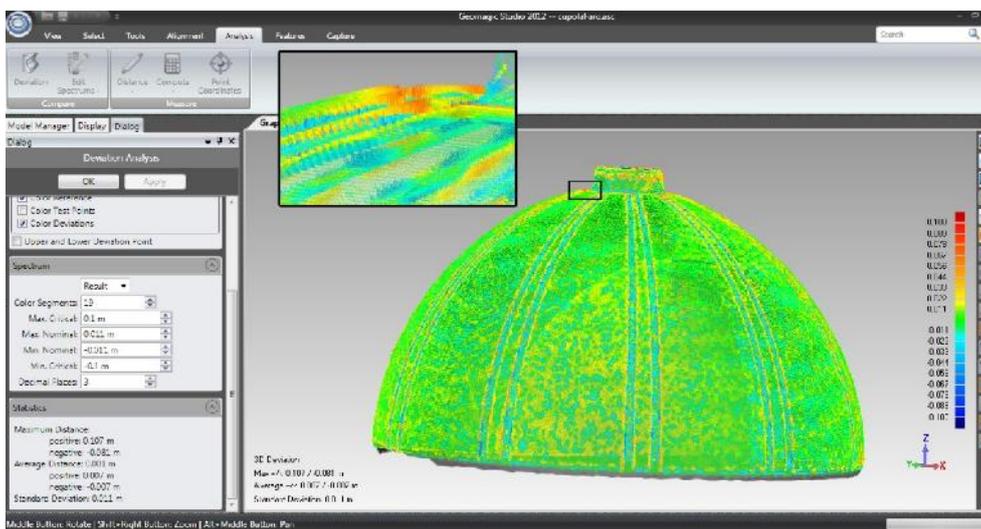
Risultato 2 test

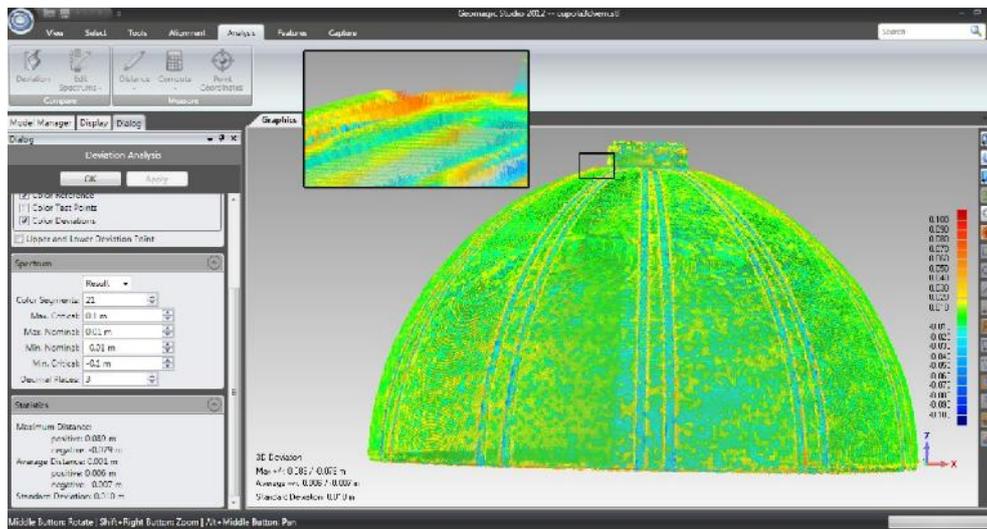
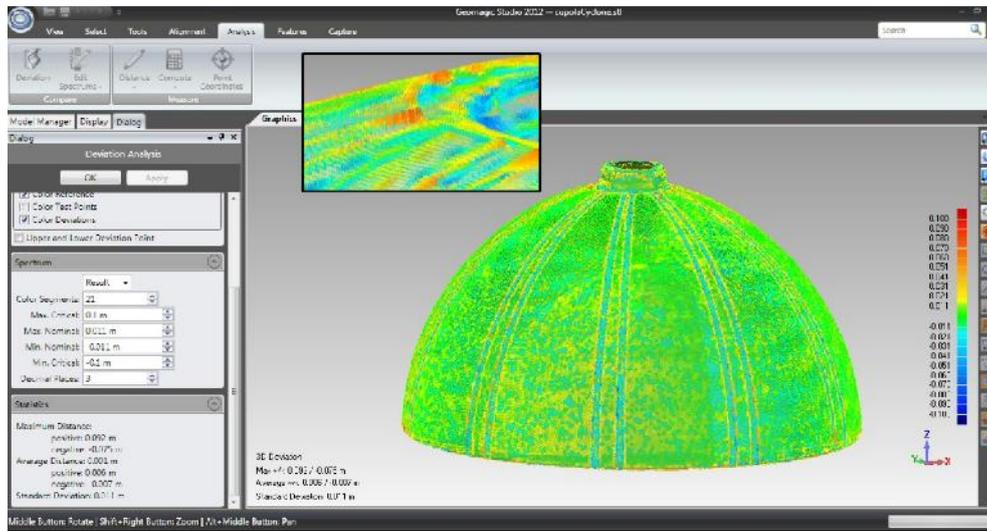
Per eseguire un elemento di valutazione ulteriore, le maglie sono stati ottenuti dalle nuvole risultanti dalla registrazione effettuata con tre software per confrontare. Le maglie sono state realizzate con il 3DRESHAPER® software. Per ogni maglia, viene utilizzato solo solo la nuvola di punti ottenuta dall'unione di scansioni registrati, senza fori rubinetteria e senza riduzione del rumore utilizzando il comando "Take punti dalla nuvola / riduzione del rumore". Tutto questo è stato fatto in modo da avere un riferimento la superficie più accurato per la nuvola di punti.



Il confronto tra il modello e la nuvola di punti, per tutte e tre le nuvole allineate per tre diversi software, è stata effettuata utilizzando il software Geomagic Studio®. Sono stati selezionati i punti appartenenti alla cupola, perché la presenza di numerosi fori nel modello di totale di Iglesia comporterebbe l'uso di valori anomali che potrebbero aver distorto i valori statistici. La superficie della cupola è regolare, in modo che qualsiasi disallineamento sarebbe più evidenti.

Qui di seguito sono i diversi risultati del modello punti-deviazioni.





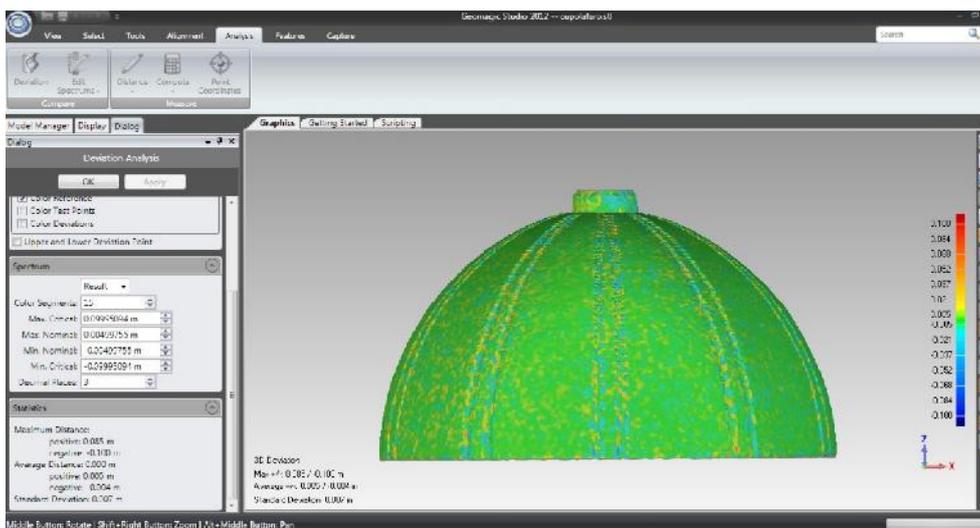
Il confronto complessiva può essere riassunto nella seguente tabella.

Si osserva che i valori sono abbastanza paragonabile, con risultati leggermente migliori per il 3DVEM - software Register®

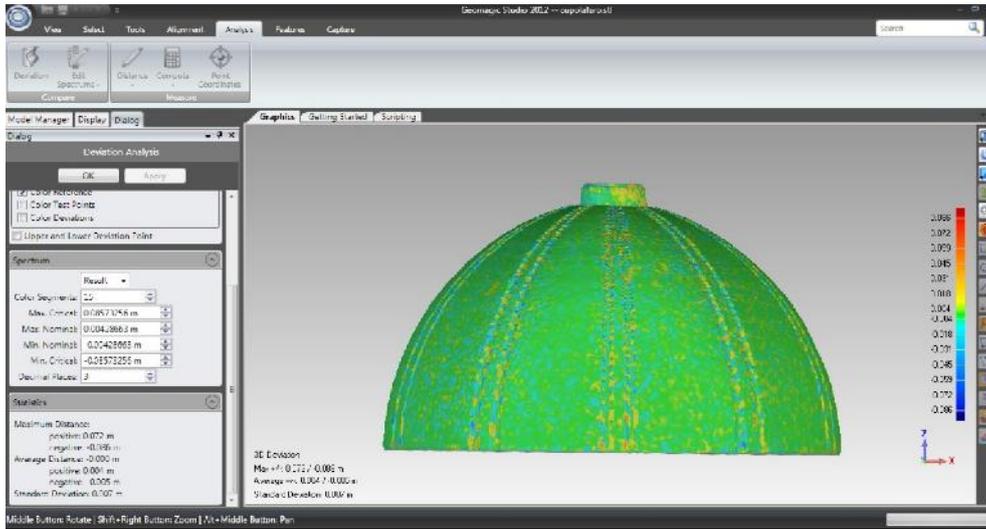
	Average of positive distance (m)	Average of negative distance (m)	Average (m)	Maximum positive distance (m)	Maximum negative distance (m)	Standard Deviation (m)

FARO SCENE	0.007	-0.007	0.001	0.107	-0.081	0.011
CYCLONE LEICA GEOSYSTEM	0.006	-0.007	0.001	0.092	-0.075	0.011
3DVEM REGISTER	0.006	-0.007	0.001	0.089	-0.079	0.010

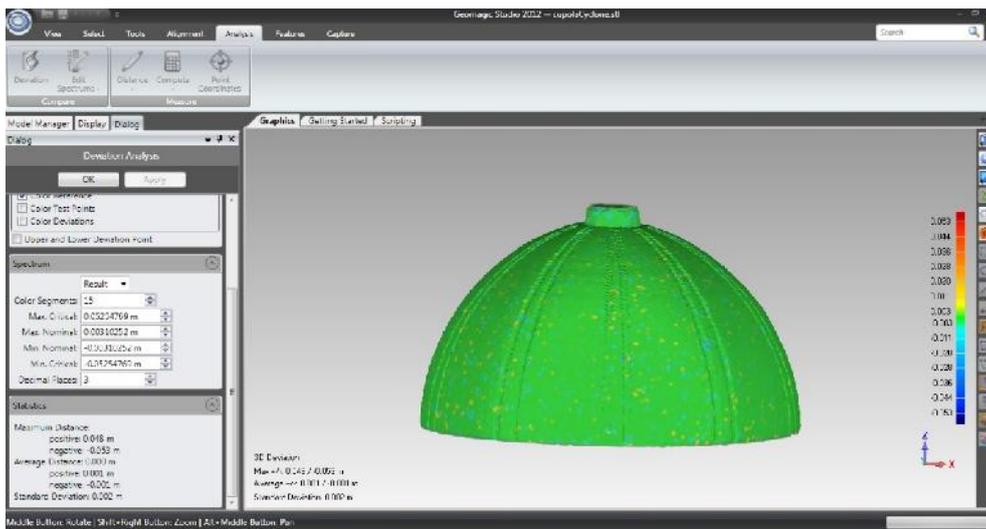
Successivamente sono stati confrontati la maglia. Questi sono i diversi risultati della deviazione mesh mesh.



FARO – CYCLONE



FARO - 3DVEM



CYCLONE - 3DVEM

	Average of positive distance (m)	Average of negative distance (m)	Average (m)	Maximum positive distance (m)	Maximum negative distance (m)	Standard Deviation (m)
--	----------------------------------	----------------------------------	-------------	-------------------------------	-------------------------------	------------------------

FARO CYCLONE	- 0.005	-0.004	0.000	0.085	-0.100	0.007
FARO 3DVEM	- 0.004	-0.005	0.000	0.072	-0.086	0.007
CYCLONE 3DVEM	- 0.001	-0.001	0.000	0.048	-0.053	0.002

Dalla tabella risulta evidente come le maglie ottenuti con nuvole registrati con Leica Cyclone e 3DVEM - Register® sono molto simili, mentre la nube ottenuto dalla registrazione con FARO SCENE® mostra uno scarto maggiore. I valori sono, in ogni caso, accuratamente accettabili, data la precisione dello strumento utilizzato e la dimensione della Chiesa.

3.3.7 Modellazione 2D dalle nuvole di punti e rilievi geometrici, riconducibili a metodi di costruzione di Poleni

Rendere modelli 2D direttamente dalle nuvole di punti è una questione di interpretazione umana. La maggior parte dei programmi in questo settore sono i moduli dei pacchetti CAD come AutoCAD o Microstation. Un'interfaccia speciale permette all'utente di caricare grandi nuvole di punti in questi programmi per elaborare con strumenti CAD standard. Programmi comuni per eseguire queste operazioni sono: Leica CloudWorx, Kubit PointCloud, LFM CAD.

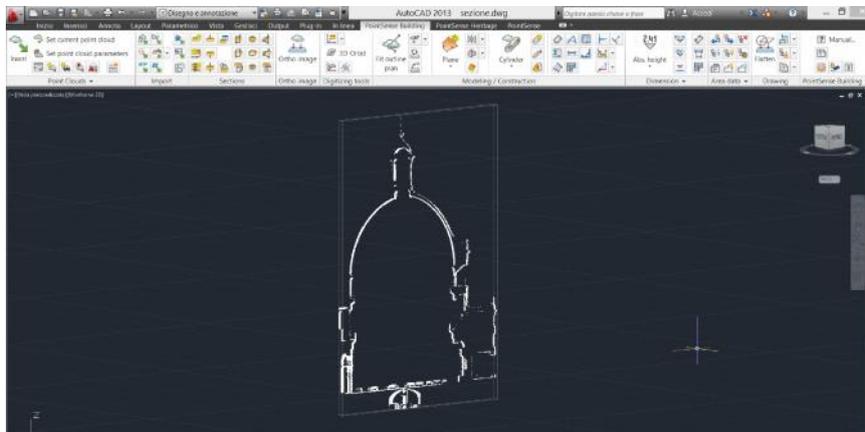


Figura 67 Sezione generata da un piano di taglio della nuvola di punti

Le sezioni, piante e prospetti possono essere generati prendendo più piani di taglio della nuvola di punti e schiacciare tutti questi punti su un piano. Successivamente si deve richiamare manualmente o unire i puntini per creare linee, archi, ecc

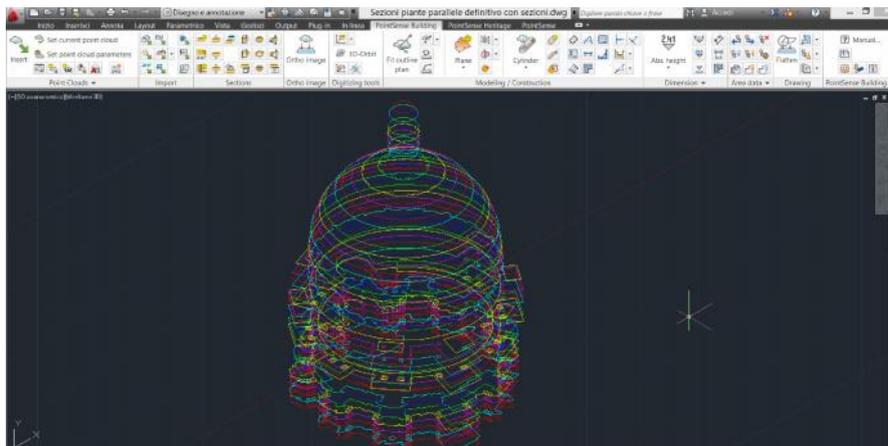


Figura 68 Modellazione 2D della Chiesa a partire dalla nuvola di punti

Si effettua una minuziosa interpretazione del più piccolo dei dettagli. Questo risulta un'operazione molto laboriosa che può richiedere molto tempo. Bisogna avere una conoscenza dell'edificio, della struttura e disporre di materiale fotografico a disposizione per fare interpretazioni corrette. Nel caso specifico, lo studio approfondito delle tecniche costruttive Valenciane durante il diciassettesimo secolo, epoca di costruzione della Cupola della Iglesia della Escuelas Pias La geometria di costruzione modulare della cupola si basa sul metodo di dimensionamento di Poleni, e usando come unità di misura la vara e il palmo Valenciano, lo stato di fatto dell'intradosso della cupola risulta perfettamente combaciante con la geometria di costruzione.

	Valore Piede	Numero Piedi
	0,31000000	46,39596774
	0,30500000	47,15655738
1 vara valenciana = 0,906 m.	0,30200000	47,62500000
1 vara valenciana = 0,90 m.	0,30000000	47,94250000
	0,29500000	48,75508475
	0,28000000	51,36696429
	0,27500000	52,30090909

Raggio ottenuto da valori misurati	Raggio ideale per 48 piedi (0,30 m)
14,38275	14,400000

	Valore Palmo	Numero Palmi
	0,23500000	16,21276596
	0,23000000	16,56521739
1 vara valenciana = 0,906 m.	0,22650000	16,82119205
1 vara valenciana = 0,90 m.	0,22500000	16,93333333
	0,22000000	17,31818182
	215,00000000	0,01772093
	0,21000000	18,14285714

Raggio ottenuto da valori misurati	Raggio ideale per 17 palmi (0,22 m)
3,810000	3,825000

In alcune ricerche centri hanno creato algoritmi per automatizzare queste attività. Alcuni di questi algoritmi si sono dimostrati utili, tuttavia alcune restrizioni non riescono a dare risultati completamente soddisfacenti.

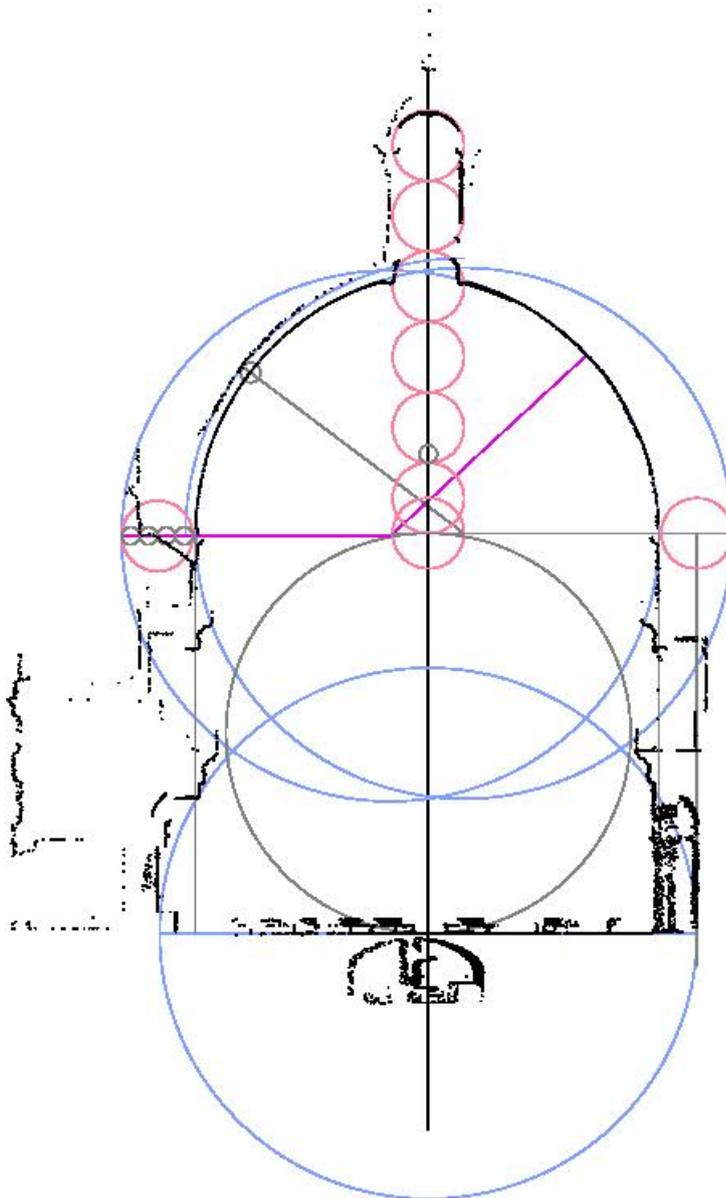


Figura 69 Sovrapposizione della geometria di costruzione ideale sulla sezione ricavata dalla nuvola di punti reale rilevata

3.3.8 **Elaborati grafici finali: Pianta e sezione Iglesia Escuelas Pias**

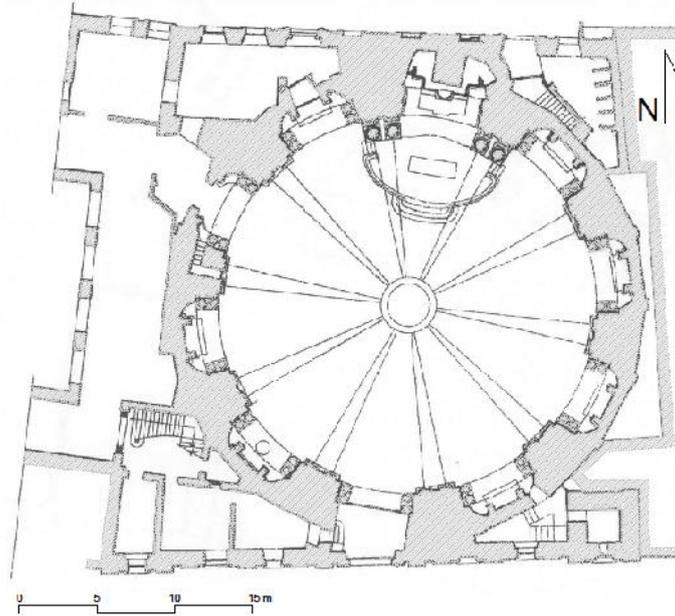


Figura 70 Pianta Iglesia Escuelas Pias Valencia

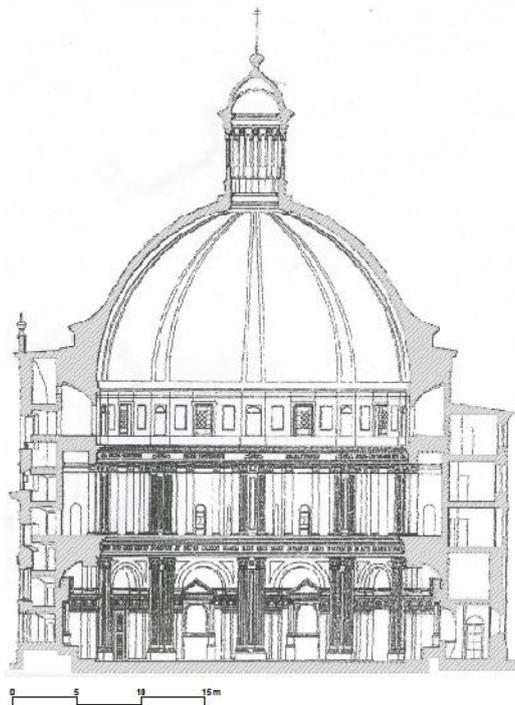


Figura 71 Sezione Iglesia Escuelas Pias Valencia

3.4 Ir e termografia

3.4.1 Acquisizioni (flir)

3.4.2 Comportamento delle cupole

La cupola è una struttura che, oltre ad avere una sua valenza estetica, presenta alcuni vantaggi statici, come la possibilità di realizzare coperture di grandi ambienti, per lo più, di edifici a pianta centrale, organizzati in modo da rispettare le simmetrie della copertura. Essa si può considerare come una volta generata dalla rotazione di una curva intorno ad un asse verticale, oppure come una volta a padiglione costruita su una pianta poligonale, con infiniti letti. Sotto il nome di cupola vengono, quindi, comprese anche le volte a padiglione ottagonali o basate su un altro poligono regolare, in quanto i principi costruttivi sono identici a quelli delle cupole di rivoluzione.

Alcune cupole in muratura si impostano su un corpo cilindrico o poligonale, detto tamburo, ordinariamente provvisto di finestre, che poggia a sua volta, o direttamente, oppure attraverso i cosiddetti pennacchi, sulla struttura sottostante; altre, invece, si costruiscono su pianta di forma poligonale, di solito quadrata, e vengono raccordate alla struttura portante mediante i suddetti pennacchi.

Le cupole delle chiese vengono, per lo più, provviste della cosiddetta lanterna, per dar luce all'interno dall'alto, costituita da un corpo cilindrico o poligonale chiuso superiormente da una piccola cupola o da un tetto conico.

La cupola presenta, anche, dei problemi statici, quali la spinta sulla struttura sottostante e, specialmente per le cupole emisferiche, la trazione nei paralleli nella zona tra l'imposta e la sezione al rene, di cui si era consapevoli fin dai tempi dei Romani, ma che sono stati dimostrati, in via teorica, solo negli ultimi secoli. Nell'evoluzione storica del modello strutturale della cupola, però, si è tentato di ridurre gli effetti prodotti dalle spinte con la costruzione di tamburi e contrafforti che contrastassero tali spinte oppure con un sistema di strutture spingenti alla base della cupola capaci di compensarle e di ridurre, anche, gli

effetti della trazione nei paralleli con anelli più rigidi all'imposta oppure, specialmente nei lavori di restauro, con la cerchiatura metallica di tali zone.

Non bisogna dimenticare che esiste anche un regime flessionale che, per le cupole di spessore non piccolo, rispetto alla geometria, non può essere trascurato facilmente; oggi, grazie alle nuove tecnologie, si può arrivare alla progettazione di coperture di elevata luce e piccolo spessore; ciò rende trascurabile la rigidità flessionale rispetto a quella estensionale. Fino al XVIII secolo, però, si sono costruite cupole di spessore considerevole che comportava il problema dell'azione delle sollecitazioni flettenti sulla struttura.

La concezione strutturale della cupola ha avuto un lungo iter nella storia con un'evoluzione delle tecniche costruttive, delle forme e dei materiali, mantenendo, per lo più, gli stessi principi statici e quindi facendo apparire diversi i manufatti appartenenti a diverse epoche storiche.

Nella storia delle cupole possiamo distinguere vari tempi essenziali:

- *Paleocupole* : realizzate con anelli di conci sovrapposti con giunti orizzontali, ciascuno dei quali sporgeva a mensola sul corrispondente concio appartenente all'anello inferiore.
- *Cupole in muratura ordinaria* : realizzate con conci tronco-piramidali e giunti paralleli ai raggi principali di curvatura delle volte, cioè con giunti disposti lungo superfici coniche con centro sull'asse della superficie di intradosso.
- *Cupole nervate in ferro o in cemento armato.*
- *Cupole autoportanti in cemento armato o in alluminio.*

Il principio statico delle paleovolte è basato sul concetto di mensola; infatti, sono utilizzati dei conci molto grandi rispetto alla luce della volta e ognuno di essi è poco sporgente rispetto a quello inferiore verso il centro della volta; infine in chiave vi è un lastrone di chiusura. L'equilibrio alla rotazione intorno allo spigolo di imposta è garantito dalla presenza del lastrone di chiusura che deve risultare compresso e dalla presenza di sforzi tangenziali che equilibrino i momenti derivanti dal funzionamento del concio a mensola; l'azione degli sforzi tangenziali è dovuta all'effetto dell'attrito tra i conci scabri e ciò fa sì che la risultante delle azioni trasmesse dal giunto non sia verticale ma obliqua, tangente ad una vera e propria curva delle pressioni. Quindi le paleocupole furono concepite sul principio di anelli di mensole con sempre una lastra di chiusura nel punto di chiave. Esse, anche se presenti in diverse regioni del pianeta, ebbero particolare sviluppo nel bacino del Mediterraneo. Esempi di grandi luci coperte, di accurata esecuzione e di splendida

decorazione, fondate sul principio di paleocupole, sono le tombe a cupola micenee, tholos, dette anche tesori.

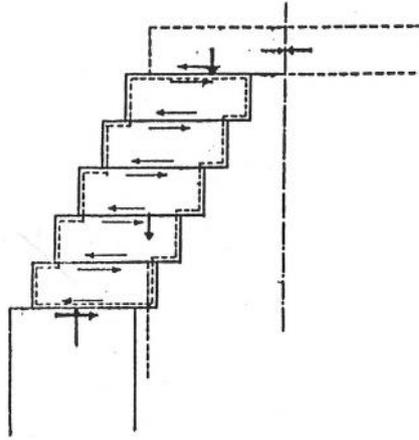


Figura 72 Esempio di paleocupola

Nel II secolo a.C. i Romani con la costruzione di sepolcri diffusero il tipo della cupola di calcestruzzo a copertura di ambienti circolari, ereditando dagli Etruschi la tradizione di forme planimetriche rotonde e la struttura ad arco. Veniva gettato, su armature lignee, il conglomerato di malta, di calce e di pozzolana, costituente l'elemento coesivo di scaglie di pietre tufacee o vulcaniche, o anche di frammenti di laterizio; tutto ciò costituiva una massa monolitica che metteva in evidenza i problemi statici delle spinte sui piedritti e delle trazioni nei paralleli ai reni.

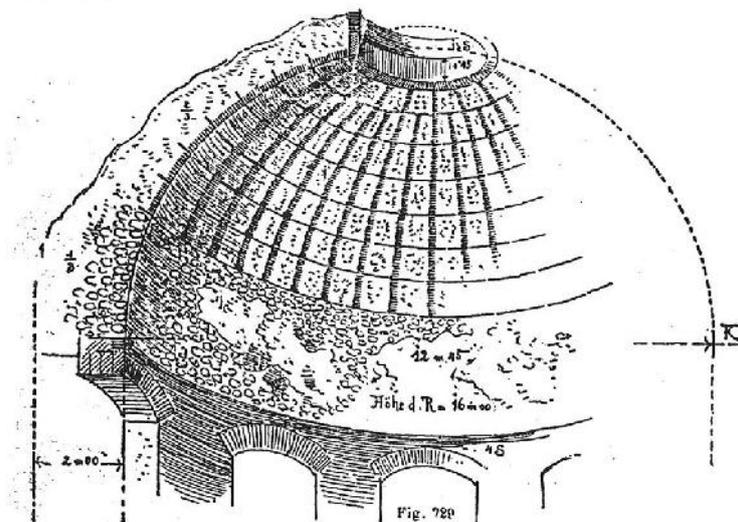


Figura 73 Cupola in muratura

I Romani cercarono una soluzione al problema di realizzazione della cupola, specialmente per la costruzione delle centine e per il problema del deflusso del calcestruzzo, ancora semifluido, verso le reni.

Alcuni tentativi furono quelli di realizzare forme provvisorie per il contenimento del calcestruzzo oppure forme perdute, lungo gli anelli, costituite da murature di laterizi. Infine si arrivò alla costituzione di cupole a cassettoni, in cui venivano realizzati prima gli archi meridiani in laterizi, su cui poggiavano gli archi lungo i paralleli, sempre in laterizi, tra due meridiani, e poi veniva gettato, con l'ausilio di casseforme collegati a detti anelli, il conglomerato.

Da questo bisogno tecnologico è nato il concetto delle nervature meridiane e degli archi di scarico paralleli, che ha portato a vari sviluppi delle tecniche costruttive e statiche delle cupole.

I Romani, come abbiamo detto prima, furono i primi a rendersi conto dei problemi statici delle cupole, ma anche dei vantaggi, cioè della possibilità di coprire grandi luci.

Essi intuirono la necessità di rendere leggera la struttura della cupola, ma nello stesso tempo di utilizzare materiali resistenti alle sollecitazioni che si creavano in essa. Tali sollecitazioni non erano note quantitativamente, ma attraverso esperienze passate erano ben evidenti le problematiche strutturali.

I Romani fecero dell'arco e delle coperture a volta il loro cavallo di battaglia nelle costruzioni di impianti termali, edifici dedicati agli dei, mausolei e, infine, chiese, acquedotti etc e conobbero bene i vantaggi e i difetti che queste strutture potevano presentare.

Gli archi furono fondamentali nelle costruzioni degli antichi acquedotti Romani, espressione della prima grande ingegneria idraulica.

I Romani non furono inferiori nelle costruzioni delle volte e delle cupole per le coperture di grandi ambienti con la loro ricerca di leggerezza nella struttura; essi, infatti, realizzarono dei conglomerati con inerti leggeri e studiarono la migliore geometria in funzione della luce e dei materiali da utilizzare.

Così venivano costruite cupole a spessore variabile e con spessore più ristretto verso il punto di chiave; ciò dimostra la loro capacità intellettuale nella ricerca dell'equilibrio della struttura. Infatti, solo da pochi secoli si è arrivati a dimostrare l'efficacia di questa scelta progettuale che permette di ridurre gli effetti della trazione nei paralleli all'imposta.

Anche la loro capacità di mettere in opera queste strutture era notevole e ciò si può notare nella ricerca di tecniche costruttive sempre più avanzate e di nuove modalità di messa in opera per una più semplice e breve costruzione; basti pensare alle costruzioni di cupole a cassettoni, e quindi alla nascita di cupole nervate con getto di completamento di calcestruzzo.

Ai Romani erano noti anche gli effetti delle spinte sulle strutture di appoggio e la loro soluzione a questo problema fu di realizzare, dopo le prime esperienze, delle strutture spingenti alla base della cupola, capaci di contrastare tale spinta e quindi di creare un sistema di organismi spingenti che si compensassero tra di loro e dei muri perimetrali capaci di resistere all'azione di tali forze.

In alcune cupole furono anche realizzati dei rinfianchi che aumentavano la sezione resistente nella zona tra l'imposta e la sezione al rene, sempre, per ridurre gli effetti della trazione.

Infine, negli ultimi periodi di costruzioni romane, fu escogitato un sistema costruttivo che consentiva di realizzare delle volte ancora più leggere, anche se notevolmente resistenti: fu introdotto l'uso, come conci, di tubi o vasi di terracotta di forma rastremata.

Ciò che non cambia nelle costruzioni di cupole dell'età Romana è la geometria dell'intradosso, per lo più, sempre di forma sferica.

Tutte le opere di questa epoca furono poi di grande esempio specialmente per i grandi costruttori dell'epoca rinascimentale come il Brunelleschi e il Michelangelo, ma l'opera che fu più studiata da essi fu il Pantheon di Agrippa che ancora oggi viene considerato una grande opera di ingegneria.

Gli studi dei costruttori rinascimentali si soffermarono, per lo più, sulle lesioni che si erano verificate lungo i meridiani nella zona al rene nella cupola del Pantheon e sugli effetti prodotti dalle spinte sulla struttura di appoggio perimetrale.

Sul finire del XV secolo si registra l'inizio di vere e proprie ricerche intorno alla resistenza dei materiali. Infatti, gli studi di Leonardo sulla resistenza degli archi, delle travi e dei pilastri, le sue esperienze sulla rottura dei muri e le sue ricerche statiche vanno considerate quale primo fondamento di una moderna scienza delle costruzioni, sia pure nella tipica asistematicità delle enunciazioni teoriche vinciane.

Tra i suoi appunti e i suoi schizzi possiamo rintracciare intuizioni azzeccate, accenni promettenti, germi di idee che solo tre secoli dopo troveranno uno sviluppo.

Egli sosteneva che l'arco non è altro che una struttura geometricamente composta da due quarti di cerchio, ciascuno dei quali, preso singolarmente, non garantisce l'equilibrio, ma, insieme, si oppongono alle sollecitazioni dell'altro e rendono equilibrato il sistema; poi, egli arrivò, anche, ad intuire che l'arco non si sarebbe rotto se la corda dei due archi, che lo costituiscono, resta all'interno della fascia di muratura; questo fu, praticamente, un'anticipazione della curva delle pressioni e della relativa condizione di equilibrio della struttura.

Nel periodo rinascimentale vi fu una notevole evoluzione della statica con la ricerca di quello che era il profilo migliore per la resistenza della struttura.

Oggi, si conosce, dal punto di vista teorico, il comportamento delle cupole come strutture di coperture e, individuando la superficie delle pressioni, se ne conoscono gli effetti. Infatti, sappiamo che per un profilo, di pressioni, emisferico si ha trazione nei paralleli dall'imposta alla sezione al rene, mentre per profili ribassati con reazione obliqua all'imposta, si riduce la zona di trazione, ma subentra il problema della spinta sulle strutture di appoggio.

Tutto ciò nel periodo rinascimentale si intuiva, ma non si conosceva a fondo e sicuramente non si teneva conto del fatto che la cupola in muratura poteva resistere con una delle sue infinite superfici di pressione contenute nello suo spessore.

Quindi, si svolsero degli studi basati principalmente sull'esperienza e sull'intuizione fisica che portarono a dei risultati che ancora oggi sono validi e che, solo dopo qualche secolo, furono dimostrati. Uno di questi, conseguenza dell'esperienza strutturale del gotico, che fu acquisita specialmente dal Brunelleschi, è la nozione che l'aumento del rapporto di monta migliora la stabilità per le cupole con giunti di imposta orizzontali. Questo concetto, oggi, è chiaro ed è dimostrabile attraverso le equazioni di equilibrio e confrontando i vari casi di sesto completo ribassato e sesto completo rialzato; infatti, si evince che nelle cupole a sesto completo rialzato la trazione alla sezione di imposta è inferiore di quella del sesto ribassato.

Gli architetti posteriori al Brunelleschi procedettero per successive approssimazioni, una volta seguendo il principio di far crescere il rapporto di monta, altre volte tentando di modellare la struttura secondo un'accorta variazione della curvatura, ciò a loro sembrava coincidere con la ricerca della perfezione della sfera, cioè con una pura esigenza estetica della quale solo subconsciamente percepivano l'importanza statica.

Nel Rinascimento italiano vi fu la tendenza ad irrigidire la struttura con una costolatura e a contrastare la spinta con contrafforti e anche con il tamburo.

I contrafforti sono un provvedimento statico ovvio del quale si trovano esempi antichi, ma che sono per la prima volta definiti, anche dal punto di vista estetico, nella chiesa di Santa Sofia di Costantinopoli del VI secolo d.C.

Irrobustire una cupola con contrafforti è un provvedimento statico utile a sostituire parzialmente o totalmente la cerchiatura, che fu adottato nei tempi nei quali difficoltà tecnologiche impedivano di realizzare cerchiature efficienti.

L'introduzione dei costoloni ha irrigidito notevolmente la struttura, conferendogli anche resistenza flessionale; gli spicchi, interposti tra i costoloni, trasmettono parte dei loro carichi ai costoloni, lavorando specialmente nella direzione dei paralleli. A questo risultato statico si giunse empiricamente perseguendo delle pure esigenze esecutive.

Si introdusse, anche, l'apparecchio detto a spinapesce per il fatto che sulle costole si scarica gran parte del peso dell'intera cupola.

Questo dispositivo è tale che la faccia larga di ciascun mattone risulta quasi normale al maggior sforzo interno di compressione, questo è obliquo e non diretto secondo il meridiano, per effetto degli sforzi di taglio T , tangenti alla superficie, che nascono dalla presenza di costoloni più rigidi rispetto agli spicchi e dalle particolari condizioni di appoggio della cupola.

Quindi, negli spicchi compresi tra i costoloni, le isostatiche non sono dirette secondo i meridiani e i paralleli, ma sono oblique; infatti, in queste sezioni, meridiane e parallele, oltre agli sforzi normali vi sono anche sforzi di taglio che trasferiscono il peso degli spicchi ai costoloni.

Anche il Brunelleschi si convinse del fatto che i carichi si trasferiscono anche in direzione circonferenziale.

Quindi nei suoi studi intesi a progettare un apparecchio che gli consentisse di girare le cupole senza bisogno di centine, si fermò sulla soluzione di costruire delle catene oblique di mattoni che danno appoggio a tutta la muratura.

Questa soluzione ha il pregio di decomporre la massa muraria degli spicchi cilindrici in elementi che si appoggiano per contrasto l'uno all'altro e quindi, nel caso della volta a padiglione, ai costoloni.

Si può dire, sicuramente, che il Brunelleschi abbia studiato a fondo un metodo per la costruzione della cupola senza l'onere della centinatura e anche una geometria adatta per realizzare ciò. Si può ipotizzare che la scelta architettonica, di un profilo a padiglione di stile gotico per la cupola delle Cattedrale Santa Maria del Fiore di Firenze, che mantenesse

le proporzionalità proprie della chiesa, lo abbia indirizzato verso questa scelta esecutiva; infatti, si può supporre che la forma slanciata verso l'alto, unitamente alla costruzione per anelli che sporgevano a mensola su quelli inferiori, ma non di molto in modo tale da non far crollare la struttura, e alla buona resistenza offerta dall'attrito e dalla coesione della malta, anche se ancora liquida, siano stati gli elementi fondamentali per la realizzazione di questa grande opera.

Infatti quando si procede alla costruzione di una cupola in muratura, la prima attenzione è rivolta alla sua forma, e quindi alla scelta della centinatura, e poi se si deve o no fare uso del manto, insieme di tavole poste sull'armatura principale per formare la sagoma della cupola. Il manto è necessario per le cupole in conci di pietra, ma si può omettere per le cupole in mattoni, disponendo le centine una vicino all'altra, ad uguale distanza tra loro, in modo che si incontrino tutte in chiave. Evidentemente gli strati inferiori si possono porre facilmente in opera senza manto, perché il loro piano di posa si scosta poco dall'orizzontale e ciascun strato forma un anello chiuso, che non ha bisogno di altro appoggio. Inoltre si deve curare la posizione dei giunti in modo che siano normali all'intradosso; ciò si ottiene con il tendere un filo dal centro fino all'intradosso della volta. In generale la parte più difficile da costruirsi di una cupola, e specialmente di quella sferica, è quella in chiave, perché i giunti riescono troppo vicini alla verticale, ed i mattoni hanno una forma troppo poco conica. Si cerca quindi di

(fig.1.1.4) fare più grande possibile il cuneo di chiave, oppure rendere più leggera la zona in chiave costruendola con mattoni leggeri.

Per questa ragione e perché la chiave offre la posizione più adatta per una apertura, che dia luce ed aria al locale coperto dalla volta, si omette del tutto la zona in chiave e si chiude la copertura con la cosiddetta lanterna.

1.1.3 *Le teorie sulle Cupole fino ai nostri tempi*

Nel XVIII secolo vi è una svolta significativa sulla costruzione e sulla teoria delle volte e degli archi, che portò poi a migliori risultati nel secolo XIX, e che permise uno studio più approfondito delle problematiche strutturali e costruttive delle volte in genere.

In realtà, dal punto di vista teorico, vi furono impacciati tentativi, spesso addirittura erronei, sull'equilibrio delle costruzioni in pietra.

Gli studiosi di quel tempo ebbero una buona intuizione a considerare i conci di muratura dell'arco come porzioni di cunei incidenti sui giunti tra le pietre; ma, basavano la loro teoria sull'ipotesi di assenza di attrito, non valutando l'azione della malta sui conci.

Solo verso la fine del settecento, Coulomb formulò le cosiddette leggi di attrito, e da ciò andò alla ricerca dell'equilibrio delle strutture in presenza di attrito tra i vari materiali costituenti il complesso murario.

In quel periodo il problema principale era quello di trovare uno spessore adeguato della volta, essendo assegnata la geometria e messa, quest'ultima, in relazione con i carichi; l'altro era di determinare lo spessore dei piedritti di sostegno dell'arco, sfruttando un possibile meccanismo di collasso, cioè attraverso un abbozzo di calcolo a rottura della muratura.

Intorno agli anni 30 del secolo XVIII si ha, con il Bouguer, una prima teoria sulle cupole che si basa sull'equazione differenziale di una catenaria 'rovesciata'; infatti, in quegli anni si sviluppò il problema intorno al tema dell'equilibrio funicolare e alla cosiddetta catenaria, posizione assunta da una fune pesante fissata alle sue estremità.

Il Bouguer partì da questo presupposto e determinò analiticamente le condizioni di equilibrio ottenendo un'espressione che definiva la superficie della cupola omogenea equilibrata, come riferimento per una qualsiasi curva che si traccia da uno stesso vertice; egli affermava che ogni altra curva, che genera una superficie di rivoluzione, che spiccandosi dallo stesso vertice si slarghi più di quella equilibrata dall'asse, mantenendosi ovunque meno concava, poteva descrivere una cupola equilibrata.

Il contributo più lineare, arrivò, alla fine del settecento, da parte del Mascheroni, matematico bergamasco, che approfondì il concetto fondamentale perseguito, durante il XVIII secolo, nel calcolo delle cupole in muratura : mentre nell'arco in cui gli sforzi di compressione dovevano essere ortogonali ai letti di malta tra i conci, nell'ipotesi di assenza di attrito, nella cupola è sufficiente che la risultante tra la spinta in chiave e il peso della parte sovrastante, pur obliqua al giunto, cada 'con maggior pendenza', cioè che essa deve tendere verso l'interno della cupola e quindi creare compressione negli anelli.

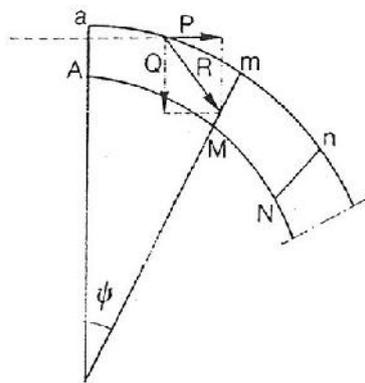


Figura 74 Schema di calcolo della cupola di Mascheroni (XVIII secolo)

Il Mascheroni, infatti, basò la sua teoria sul concetto di collaborazione degli anelli paralleli con i meridiani per il sostegno statico della struttura. Egli da ciò ne trasse dei risultati analitici che si avvicinano molto al comportamento reale della copertura; infatti, egli arrivò a dimostrare che per una cupola emisferica di spessore costante, si ha trazione nei paralleli dall'imposta al giunto al rene.

Da ciò possiamo trarre la conclusione che l'architetto Valente, costruttore della cupola della chiesa di Santa Maria a mare a Maiori, era a conoscenza di queste teorie e delle problematiche riguardanti questo tipo di copertura.

Tutti questi studi servirono come introduzione a delle teorie del secolo XIX che contribuirono a definire le curve e le superfici di pressione e le condizioni di equilibrio per le volte e gli archi, in presenza di attrito.

Vi furono progressi nel XVIII secolo, non solo dal punto di vista teorico, ma anche nelle tecniche e nelle problematiche delle costruzioni di volte in muratura. Dei problemi che insorgono nel corso della realizzazione di una volta se ne occupò il Salimbemi, a cavallo tra il XVIII e il XIX secolo; egli riconobbe il pericolo di sfiancamento dei conci dall'imposta al rene per azione della componente trasversale rispetto alla linea di intradosso, che cambia segno al di sotto della sezione al rene.

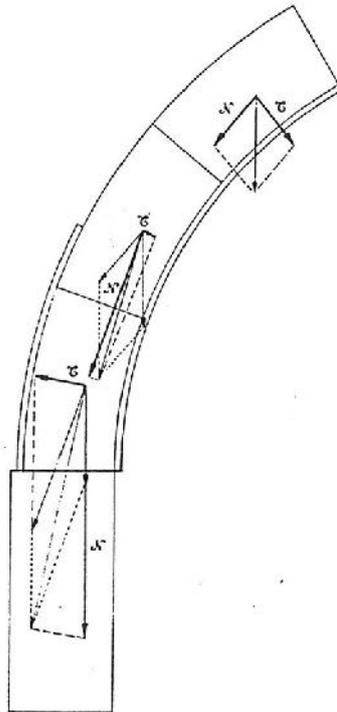


Figura 75 Pericolo di sfiancamento dei conci dall'imposta al rene per azione della componente trasversale rispetto alla linea di intradosso, che cambia segno al di sotto della sezione al rene

Altro risultato, ben più importante, fu la realizzazione di cupole in muratura con spessori ridotti rispetto a quelle antecedenti, ciò fu di presupposto per le volte in cemento armato sottile.

La giustificazione oggettiva del fatto che nelle cupole del tardo barocco ed in quelle moderne si hanno gli stessi rapporti dimensionali sta nel fatto che tanto le lastre curve sottili in cemento armato, armate nella fibra media, quanto le murature ordinarie sformate quando la malta è ancora assai viscosa, sono idonee a realizzare strutture che lavorano, per lo più, a compressione biassiale, secondo i meridiani e secondo i paralleli.

Riportiamo, ora, la teoria formulata dall'ing. Guido Guerra, che, intorno alla metà del nostro secolo, si occupò delle problematiche inerenti alle cupole antiche e moderne, sulla buona intuizione, che ebbero architetti del settecento, sul comportamento della muratura e dei vantaggi apportati dal disarmo della muratura quando la malta è ancora viscosa.

Le murature ordinarie, composte di conci le cui dimensioni minime variano dai 6 cm del mattone ai 20-25 cm della pietra e di strati di malta 1-3 cm di spessore, possono essere considerate un materiale omogeneo, nel senso che i singoli componenti concorrono a creare un comportamento complesso della muratura, per cui potremmo definire in essa tensioni medie, deformazioni etc.

Con questa riserva circa le definizioni, possiamo considerare il comportamento della muratura come quello di un tutto unico, distinguendo i seguenti stadi: *Stadio preliminare*: i conci di pietra possono adattare la loro posizione reciproca nei limiti della plasticità, via via decrescente, della malta. I piccoli spostamenti dei conci, ed il rifluimento della malta plastica, avvengono in generale nel senso di uniformare o almeno regolarizzare la distribuzione delle pressioni sui letti di separazione tra concio e concio.

Questo adattamento avviene in due periodi distinti: precedente e successivo al disarmo dell'opera.

Il regime degli sforzi interni è, in entrambi i periodi, staticamente indeterminato, sia per la forma assai complessa che di solito hanno le strutture murarie, sia per vincoli esterni forniti dagli appoggi definitivi e provvisori (centine, casseforme) ma è, nei due periodi, certamente diverso.

In altri termini, quando si procede al disarmo, i conci, che hanno adattato la loro posizione ad un certo regime di sforzi compatibile con i vincoli che hanno nel primo periodo, tendono ad assumere una nuova posizione, impediti questa volta dalle sia pur limitate reazioni che comincia a fornire la malta che intanto va facendo presa. E' chiaro che per riconoscere gli sforzi interni che si stabiliscono in una muratura in questa prima fase, si dovrà tenere conto della relativa libertà di movimento che hanno i singoli conci finché la malta non si sia consolidata.

Si dovrà tenere conto inoltre anche degli effetti del ritiro della malta che, protrandosi ad indurimento avanzato, produce coazioni interne la cui entità varia a seconda della forma del manufatto, dello spessore del letto di malta e del grado di aderenza raggiunto.

Primo stadio: quando la malta ha perduto la sua originaria viscosità ed ha contemporaneamente sviluppato le sue caratteristiche di resistenza meccanica e la aderenza con le pietre, il complesso della struttura muraria acquisita una certa monoliticità che va poi gradualmente aumentando al progredire dell'indurimento della malta.

Le caratteristiche di deformabilità della malta tendono ad assumere lo stesso ordine di grandezza di quelle delle pietre, perché i rifluimenti plastici non sono più possibili e l'aderenza fra pietra e malta è tale che non è più concepibile un diverso assestamento

delle due essenze. In questa fase è quindi praticamente realizzata nelle murature l'ipotesi della omogeneità. Con analogo ragionamento si può ritenere sufficientemente verosimile l'ipotesi dell'isotropia.

Allorquando sulla struttura già consolidata vengono a gravare i carichi esterni, avvengono delle deformazioni che, se i carichi restano di entità limitata rispetto alla robustezza delle strutture, possiamo considerare proporzionali alle pressioni. In questo stadio si possono, perciò, considerare applicabili alle murature i risultati della teoria dell'elasticità.

Secondo stadio: non occorre enumerare le molte possibili cause di sgretolamento delle malte: osserviamo soltanto che poiché la composizione della malta non è certamente uniforme in tutta l'opera, e poiché le cause esterne variamente influiscono nelle varie zone dell'opera stessa, in un primo momento si creano soluzioni di continuità in corrispondenza di alcuni giunti e generalmente non per tutta la profondità di ciascun letto di separazione fra filare e filare.

Si deve tenere conto che i carichi di rottura a trazione della muratura sono mediamente da dieci a venti volte minori di quelli a compressione. Pertanto, qualora le cause meccaniche siano predominanti sulle altre, le prime rotture avvengono nei piani perpendicolari alle linee di massima trazione.

Stadio estremo: le prime soluzioni di continuità ed i primi sgretolamenti della massa muraria, a qualunque causa siano dovute, portano come evidente conseguenza l'accentuarsi del valore degli sforzi massimi di trazione ideale nelle zone vicine a quelle che, per aver ceduto, non sono più in grado di assorbire la loro parte di carico.

Le prime lesioni iniziali si andranno perciò estendendo, fino a congiungersi tra di loro, formando delle uniche grandi lesioni, il cui andamento non è determinabile con le stese considerazioni fatte per il primo e secondo stadio, perché dipende dall'ordine in cui si susseguono le prime lesioni, dai movimenti che subiscono le varie masse murarie isolate nella formazione delle lesioni.

Le lesioni potranno infatti addirittura estendersi fino ai margini dell'organismo murario che verrà, così, ad essere frantumato in parti isolate.

Non è ancora detto che questo debba significare il crollo dell'opera, in quanto l'organismo murario, in questa fase della sua vita, può talvolta trovare una nuova condizione di equilibrio per effetto dei vincoli interni ed esterni superstiti.

In altri termini il crollo non avverrà se i grossi blocchi nei quali le lesioni hanno suddiviso l'opera muraria possono ancora trovare un nuovo particolare equilibrio che li mantenga a

sesto per mutuo contrasto. Alcune delle grandi cupole, si trovano in un tale regime di equilibrio; tra queste, esempio notevole, quella del Pantheon.

Sempre nel XVIII secolo, e precisamente nella seconda metà, si sviluppò l'arte neoclassica come reazione alle ultime e meno valide espressioni del barocco e come ricerca di modelli dell'antichità, attraverso i quali realizzare delle opere artistiche che tendessero alla bellezza ideale.

Gli artisti di quel periodo erano convinti che solo i Romani e i Greci erano riusciti a raggiungere questo ideale; di ciò erano consapevoli anche gli artisti e gli architetti rinascimentali, ma questi avevano studiato le opere, specialmente quelle romane, e da queste avevano sviluppato la loro idea in modo differente, mentre i Neoclassici avevano interpretato alla lettera tali modelli, molte volte troppo rigorosamente.

Per quello che riguarda il nostro discorso, mentre gli architetti rinascimentali si erano preoccupati di sviluppare il modello di cupola introducendo degli irrigidimenti, come i costoloni e i contrafforti, i neoclassici non ricercarono nuove soluzioni, ma riproposero tecniche costruttive e teorie già usate, specialmente in epoca romana.

Un esempio di tutto questo discorso può essere la cupola della Basilica di San Francesco di Paola a Napoli che ripropone strutturalmente e geometricamente il modello di cupola del Pantheon di Agrrippa a Roma.

Gli architetti di questo periodo conoscevano bene, quindi, le varie tipologie di cupole, quella a bacinio, per lo più emisferica, e quella a padiglione, e anche le varie soluzioni di appoggio di queste coperture.

All'inizio abbiamo detto che la cupola può essere impostata su un appoggio continuo, come lo è il tamburo, oppure, se la si vuole costruire su una pianta quadrata, su i cosiddetti pennacchi, i quali hanno una loro funzione statica.

Ora, noi vogliamo approfondire la condizione di appoggi isolati di una cupola perché ci riguarda da vicino in quanto la cupola della chiesa Santa Maria a mare di Maiori è impostata su pennacchi.

I primi ad utilizzare questo tipo di sistema di appoggio furono gli Etruschi, che usarono la tecnica costruttiva delle paleovolte, per mensole successive sporgenti.

La funzione statica di questi pennacchi è quella di contrastare la spinta della calotta; infatti, questi presentano una buona rigidità estensionale che si contrappone a quella della cupola che tende ad aprirsi all'imposta. La presenza di tali strutture di sostegno varia, però, tutte le sollecitazioni interne alla copertura; infatti le isostatiche non seguono più le direzioni dei meridiani e dei paralleli, ma nascono degli sforzi di taglio, tangenti alla

superficie, per effetto delle particolari condizioni di appoggio, che fanno mutare le direzioni principali degli sforzi; infatti la struttura tende a scaricare tutto il suo peso sugli appoggi discontinui, e ciò fa sì che si crei una zona di compressione vicino ai pennacchi e che le isostatiche cambino.

La resistenza della struttura è garantita dal concatenamento dei conci con giunti secondo i piani meridiani e i piani tangenti alle superfici coniche passanti per i cerchi meridiani della superficie di intradosso, e dalla resistenza a taglio delle malte.

Il problema di impostare una cupola su pianta quadrata è stato uno dei principali motivi di studio nella storia dell'architettura, risolto a pieno con l'invenzione dei pennacchi sferici, elementi di una volta a vela impostata su quattro pilastri e troncata da un piano orizzontale che ne sega l'intradosso in un cerchio sul quale può svolgersi una calotta, elemento della stessa sfera a cui i pennacchi stessi appartengono; oppure appartenenti a un'altra superficie di rivoluzione che offre la base circolare all'anello di imposta della cupola. Questo è appunto il caso della chiesa di Santa Sofia di Costantinopoli.

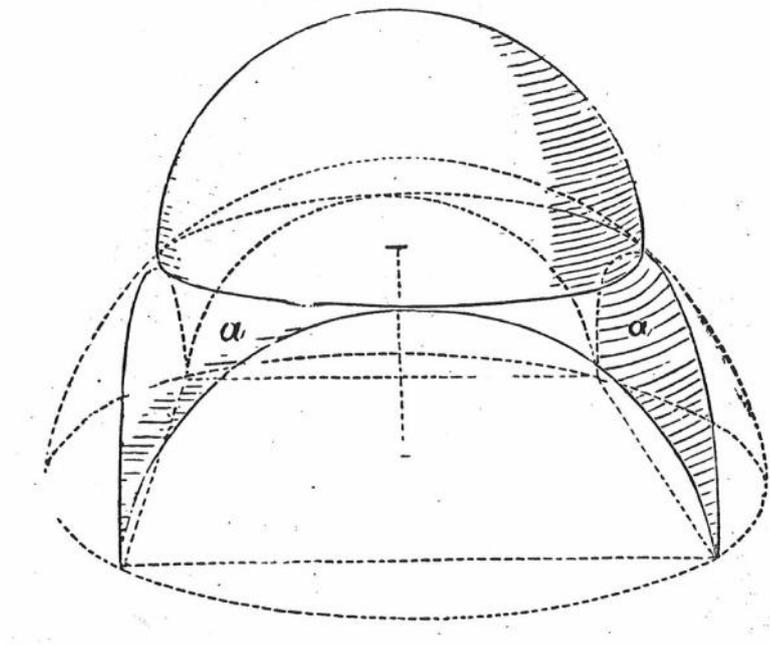


Figura 76 pennacchi sferici, elementi di una volta a vela impostata su quattro pilastri e troncata da un piano orizzontale che ne sega l'intradosso in un cerchio sul quale può svolgersi una calotta

Fino al XIX secolo abbiamo visto che le cupole venivano realizzate, per lo più, in muratura di mattoni, di pietre di tufo etc, con malte di calce e pozzolana oppure a cassettoni con riempimento di conglomerato leggero per la presenza di alcuni materiali come la pomice e con altre tecniche costruttive che utilizzavano come concetto base la muratura.

Nel 1800 vi fu un notevole sviluppo delle tecnologie dei materiali; infatti intorno alla metà del secolo Aspden trovò la formula chimica della pietra di Portland che consentì la realizzazione della composizione chimica del cemento, legante idraulico che permette la costituzione con altri materiali come la sabbia e la ghiaia del conglomerato cementizio, e dopo alcuni anni a quest'ultimo fu abbinato l'acciaio essendo stato sperimentalmente scoperto che il calcestruzzo presenta una bassa resistenza a trazione rispetto a quella di compressione.

La teoria membranale si adatta bene a questo tipo di coperture perché considera la struttura resistente in modo bidimensionale con sforzi lungo la superficie e regime flessionale trascurabile; infatti lo spessore esiguo rende trascurabile la rigidità flessionale rispetto a quella estensionale.

In effetti, questo regime di sollecitazioni secondario assume un peso rilevante solo nella zona di superficie a contatto con le strutture di bordo, i timpani, e per questo si parla di effetti di bordo.

Nella teoria membranale la volta è considerata come se fosse libera di deformarsi nella maniera più opportuna senza preoccuparsi che sul contorno ci sono dei vincoli cinematici rappresentati dai timpani; nasce quindi un problema di congruenza di deformazione che genera il regime secondario di flessione e taglio che tende a ripristinare la congruenza tra le due strutture. Tali effetti si smorzano abbastanza rapidamente per la notevole rigidità estensionale degli anelli lungo i paralleli. Tale inconveniente si risolve, in genere, raddoppiando le armature inferiori e superiori nella zona di imposta per fronteggiare le sollecitazioni di flessione.

Invece per quanto riguarda le azioni che possono arrecare danni alla struttura, ricavabili dalla teoria membranale, cioè la trazione e la spinta sulle strutture di appoggio, le soluzioni sono quelle di disporre le armature secondo le linee isostatiche affinché tali armature collaborino con il calcestruzzo e assorbano le trazioni massime; per quanto riguarda le spinte sulle strutture sottostanti, si può pensare di utilizzare delle catene in cemento armato o precompresso che contrastino tali spinte.

Il Mascheroni e il calcolo della Cupole nel XVIII secolo

Nel XVIII secolo vi è una svolta significativa sulla teoria delle volte e degli archi, che portò poi a migliori risultati nel secolo XIX, e che permise uno studio più approfondito delle problematiche strutturali e costruttive delle volte in genere.

In realtà, dal punto di vista teorico, vi furono impacciati tentativi, spesso addirittura erronei, sull'equilibrio delle costruzioni in pietra.

Gli studiosi di quel tempo ebbero una buona intuizione a considerare i conci di muratura dell'arco come porzioni di cunei incidenti sui giunti tra le pietre; ma, basavano la loro teoria sull'ipotesi di assenza di attrito, non valutando l'azione della malta sui conci.

Solo verso la fine del settecento, Coulomb formulò le cosiddette leggi di attrito, e da ciò andò alla ricerca dell'equilibrio delle strutture in presenza di attrito tra i vari materiali costituenti il complesso murario.

In quel periodo il problema principale era quello di trovare uno spessore adeguato della volta, essendo assegnata la geometria e messa, quest'ultima, in relazione con i carichi; l'altro era quello di determinare lo spessore dei piedritti di sostegno dell'arco, sfruttando un possibile meccanismo di collasso, cioè attraverso un abbozzo di calcolo a rottura della muratura.

Intorno agli anni 30 del secolo XVIII si ha, con il Bouguer, una prima teoria sulle cupole che si basa sull'equazione differenziale di una catenaria 'rovesciata'; infatti, in quegli anni si sviluppò il problema intorno al tema dell'equilibrio funicolare e alla cosiddetta catenaria, posizione assunta da una fune pesante fissata alle sue estremità.

Nel maggio del 1734 il Bouguer presentò all'Accademia delle Scienze la prima memoria che trattava esplicitamente il problema delle cupole, intitolata ' *Sur les lignes courbes qui sont propres à former les voûtes en dôme*'.

Egli prese spunto dagli studi sull'equilibrio della fune affrontati da Giacomo Bernoulli che, nel 1704, aveva dimostrato che un arco a forma di catenaria rovesciata resiste al proprio peso, quale sia il suo spessore.

Il Bouguer partì da questo risultato considerando questa proprietà valida anche per una cupola generata per rotazione di una curva opportunamente scelta intorno al proprio asse. Ipotesi fondamentale della sua teoria era l'assenza di attrito tra i vari conci, dichiarando che se la cupola rimane in equilibrio con questa ipotesi, sicuramente lo sarà anche in presenza di attrito perché ciò migliora la stabilità e la resistenza della volta.

Obiettivo del Bouguer era dimostrare che esistono un'infinità di linee curve appropriate per la realizzazione di una cupola, e anche indicarne un metodo di scelta.

Intorno agli anni '70 del secolo XVIII l'abate Bossut, prestigioso matematico francese, presentò all'Accademia di Parigi i suoi studi sulle volte.

Le sue applicazioni riguardavano specialmente il problema della definizione della forma di una struttura voltata capace di garantire l'equilibrio anche in assenza di attrito o di coesione tra i conci e della determinazione dello spessore dei piedritti di sostegno delle volte.

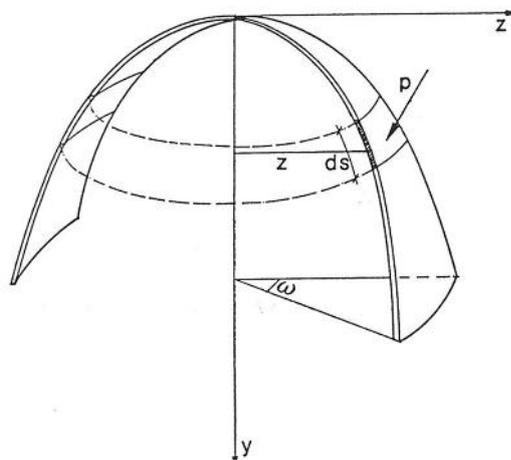
Imponendo delle condizioni di equilibrio nell'arco tra concio e concio, cioè che le forze siano ortogonali al giunto e che le forze a sinistra e a destra si elidono, egli affermava che conoscendo la figura di intradosso, la divisione dell'arco in conci, le direzioni delle forze si potranno conoscere i rapporti tra le medesime, e quindi per esempio nel caso di arco caricato dal solo peso proprio si ottengono gli spessori dei conci, fissando quello del concio in chiave.

Se, poi, si ragiona in termini differenziali si può ottenere lo spessore variabile nell'arco.

Il Bossut, questa teoria la applicò in generale a tutti i tipi di volta, ma a noi interessa come questa si applichi alla struttura della cupola.

Il Bossut ignora l'azione di un'unghia su quella contigua, cioè gli sforzi lungo i paralleli e quindi applica la sua teoria, modificando soltanto l'espressione delle forze esterne, perché in questo caso si esamina uno spicchio di cupola e non un arco.

Anche in Italia, nella seconda metà del 1700, si svilupparono molti studi riguardanti i problemi statici delle volte, con la formazione di veri e propri trattati sull'argomento. Vi sono state, inoltre, accese discussioni su tale tema, e molto noto è il dibattito che insorse sulle cause delle lesioni verificatesi nella cupola di San Pietro in Vaticano e sugli interventi da realizzare.

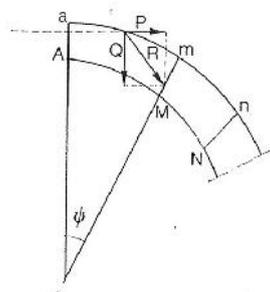


Tra i vari matematici italiani di quel periodo dobbiamo ricordare, sicuramente, il bergamasco Lorenzo Mascheroni, che diede un notevole contributo alla ricerca dell'equilibrio delle volte attraverso la sua grande opera dal titolo '*Nuove ricerche sull'equilibrio delle volte*', edita nel 1785.

Quest'opera è costituita da 12 capitoli; la prima parte riguarda principalmente l'equilibrio dell'arco e il dimensionamento dei piedritti attraverso alcuni ipotetici meccanismi di rottura dell'arco stesso; la seconda affronta lo studio della forma ottimale delle cupole, in diverse condizioni di carico.

Il Mascheroni era un attento studioso della letteratura scientifica contemporanea; egli, infatti, analizzò i contributi su tale tema del Bouguer, del Bossut, ma a differenza di questi ultimi seppe dare una nuova chiave di lettura sul problema dell'equilibrio delle cupole.

Egli, infatti, approfondì un concetto, che si sviluppò nel settecento per il calcolo delle cupole in muratura: a differenza dell'arco in cui gli sforzi di compressione dovevano essere ortogonali ai letti di malta tra i conci, nell'ipotesi di assenza di attrito, nella cupola è sufficiente che la risultante R tra la spinta orizzontale in chiave P e il peso della parte sovrastante Q , pur obliqua al giunto, cada 'con maggior pendenza', cioè che essa deve tendere verso l'interno della cupola e quindi creare compressione negli



Gli autori di quel tempo affermavano, con ragionamenti immaginosi e grossolani, che se la risultante si piega verso l'asse verticale l'unghia $AaMm$ tende a scorrere in giù da m verso M , ma ciò avviene contemporaneamente in tutte le altre unghie e con uguale forza e quindi tali sforzi si impediscono e si elidono l'un l'altro.

Ma la vera novità introdotta sta nella collaborazione degli anelli paralleli con i meridiani; infatti la condizione che la risultante possa essere inclinata, verso l'interno della cupola, rispetto alla normale al giunto corrisponde a dire che vi è compressione negli anelli, ciò conviene se la cupola è costruita in muratura.

Questo risultato lo si può vedere facendo l'equilibrio di un elementino dell'unghia; infatti, essendo la risultante degli sforzi lungo il meridiano rivolta verso l'interno della cupola, la risultante degli sforzi lungo il parallelo dovrà essere rivolta verso l'esterno e ciò si ottiene, grazie alla curvatura dell'elementino, con due sforzi di compressione.

I costruttori del passato non si preoccupavano tanto di valutare le sollecitazioni in entrambi i sensi e di non superare le tensioni di rottura dei materiali, ma piuttosto di comporre in modo opportuno il gioco delle forze esterne e delle sollecitazioni interne, in modo tale da evitare cinematismi di collasso.

La cupola di spessore uniforme presenta nella zona dal vertice ($y=0$) fino all'ordinata $y=0,382R$ sforzi di compressione negli anelli, cioè per angoli minori di $51^{\circ} 49' 50''$

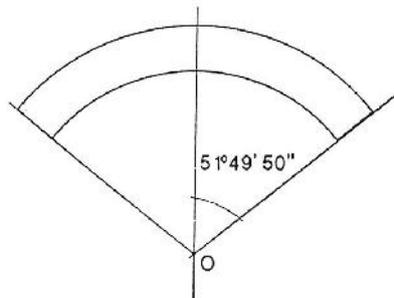


Figura 77 Zona di compressione della cupola

Invece al di sotto di tale ordinata si verificano delle sollecitazioni di trazione, nei paralleli, pericolose per le strutture in muratura perché tali sforzi tendono a fessurare la cupola, lungo le direzioni dei meridiani.

Avvenute le lesioni, poi, la struttura cerca una nuova condizione di equilibrio senza però la collaborazione degli anelli paralleli, cioè si comporta come se fosse costituita da tanti archi indipendenti tra di loro; ciò è pericoloso perché non è detto che si trovi una nuova condizione di equilibrio e ciò può significare il crollo della copertura.

Un provvedimento adatto a evitare il crollo della struttura è la cerchiatura metallica della zona dove si hanno sollecitazioni di trazione; essa si contrappone con la sua rigidità estensionale a tali sforzi, cercando di conservare la collaborazione circonferenziale degli anelli.

La teoria del Mascheroni, pur se basata sull'assenza di attrito, si avvicina molto ai risultati che si ottennero, dopo poco più di un secolo, con la teoria membranale.

L'unica critica, quindi, che si può avanzare nei confronti del Mascheroni è l'aver trascurato l'attrito tra la malta e i conci della muratura; infatti se ipotizziamo che la risultante di compressione sul concio sia inclinata di un angolo maggiore dell'angolo di attrito tra malta e concio, il concio dovrebbe scorrere lungo il giunto e quindi creare una condizione di pericolo per la struttura; dobbiamo ricordare, però, che il concio resta in equilibrio grazie anche agli sforzi e ai vincoli interni lungo le direzioni dei paralleli e quindi tale situazione di pericolo non è così facile da determinare.

Questa teoria del Macheroni mise nelle condizioni l'architetto Valente di realizzare la cupola della chiesa Santa Maria a mare a Maiori conoscendo in modo dettagliato le problematiche strutturali di tali coperture.

L'architetto, sicuramente, scelse il profilo emisferico perché presenta un certo fascino dal punto di vista estetico e una forma che dà armonia a tutta la chiesa. Quindi, consapevole dei problemi strutturali delle cupole emisferiche, andò alla ricerca di un sistema che potesse contrastare tali sollecitazioni.

Il Valente impostò la cupola su pennacchi, di cui conosceva bene la loro funzione, non solo di appoggio su piante quadrate; i pennacchi, infatti, sono delle strutture che permettono di raccordare una cupola con la struttura sottostante, nei casi che la calotta sia imposta su piante poligonali, specialmente quadrate.

I pennacchi hanno, però, anche una loro funzione statica, cioè contrastare la spinta della calotta; essi, infatti, offrono una buona rigidezza estensionale che si contrappone a quella della cupola che tende ad aprirsi all'imposta.

In questo senso tali pennacchi hanno un effetto benefico sulla cupola, perché creano all'imposta delle zone di compressione e sono capaci di ridurre gli sforzi di trazione nei paralleli.

Se, infatti, consideriamo il profilo emisferico sappiamo bene che non vi è spinta sulla struttura di appoggio, ma è presente la trazione nei paralleli dalla sezione al rene fino all'imposta ed in questo caso l'effetto benefico dei pennacchi è la riduzione delle sollecitazioni di trazione; se, invece, si ha un profilo con tangente non verticale all'imposta, si hanno sicuramente spinte sulle strutture sottostanti, mentre si riduce la zona di trazione, e in questo caso i pennacchi contrastano tali spinte.

Da ciò possiamo trarre la notevole validità statica di tali pennacchi, anche perché, oggi, sappiamo bene che per coperture in muratura vi sono infinite curve di pressione, comprese nello spessore, che possono verificare l'equilibrio di tali strutture e quindi infiniti possibili profili, da quello emisferico a quello parabolico.

La teoria membranale, proposta dal Pùcher intorno al 1930 per le volte sottili, considera la struttura resistente in modo bidimensionale, con sforzi contenuti nel piano tangente alla superficie e regime flessionale trascurabile.

Nelle volte sottili, infatti, le tensioni si possono ritenere costanti lungo lo spessore, in quanto le deformazioni che esse producono modificano la curvatura della superficie media, ma, essendo lo spessore piccolissimo e quindi quasi nulla la loro rigidezza flessionale, i momenti flettenti e le tensioni di flessione risultano del tutto trascurabili.

In effetti, questo regime di sollecitazioni secondario assume un peso rilevante solo nella zona di superficie a contatto con le strutture di bordo e per questo si parla di effetti di bordo.

Nella teoria membranale, infatti, la volta è considerata come se fosse libera di deformarsi nella maniera più opportuna senza preoccuparsi che sul contorno ci sono dei vincoli cinematici; nasce quindi un problema di congruenza di deformazione che genera il regime secondario di flessione e taglio che tende a ripristinare la congruenza tra le due strutture. Tali effetti si smorzano abbastanza rapidamente per la notevole rigidezza estensionale degli anelli lungo i paralleli, nel caso delle cupole.

Le ipotesi che sono alla base di tale teoria sono le seguenti:

- a) Gli elementi lineari normali alla superficie media della volta, nella configurazione indeformata, si conservano, a deformazione avvenuta, della stessa lunghezza e normali alla superficie media deformata.
- b) Le tensioni normali alle giaciture parallele alla superficie media sono trascurabili rispetto alle tensioni agenti sulle sezioni normali alla volta.

Quindi, lo stato di deformazione è caratterizzato completamente dalle deformazioni della superficie media e analogamente lo stato tensionale viene determinato in ogni punto quando sono note le risultanti delle tensioni agenti su una sezione normale della volta, cioè quando sono note le caratteristiche della sollecitazione.

Le volte in cemento armato sottile vengono studiate, nella progettazione statica, con tale teoria, in quanto il loro comportamento è paragonabile a quello di una membrana.

Con queste coperture si possono coprire luci dell'ordine dei 30 metri con spessori di calcestruzzo, armato lungo la fibra media, di circa 10 cm e si potrebbero adottare spessori ancora minori se non vi fossero due ostacoli : uno è tecnologico, perché non si potrebbe più definire omogeneo un materiale che ha lo spessore comparabile con le dimensioni degli inerti, e perché comunque bisogna rispettare degli spessori di copriferro minimo; l'altro ostacolo, che è molto insidioso, è quello dell'instabilità per la quale non esistono modelli di calcolo molto affidabili.

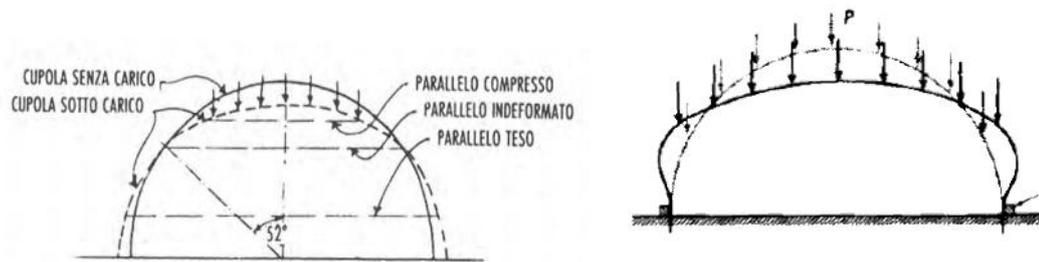
Le volte in muratura, invece, non presentano spessori tali da rispettare le ipotesi della teoria membranale; se, però, la membrana la si pensa come una possibile superficie delle pressioni, contenuta nello spessore della volta, tale teoria può essere utilizzata per la determinazione di un possibile equilibrio.

Di possibili superfici di pressione che verificano l'equilibrio della struttura ne esistono infinite, ma solo quella media presenta tensioni e deformazioni costanti in una sezione; invece le altre superfici inducono delle sollecitazioni di flessione che portano, in alcune situazioni, alla parzializzazione della sezione.

In conclusione, nelle cupole in muratura non sappiamo definire in modo rigoroso quale sia la superficie delle pressioni secondo la quale la struttura si mantiene in equilibrio, ma possiamo definire delle situazioni che comportano dei problemi strutturali differenti. Infatti, se noi analizziamo una cupola emisferica, possiamo notare che utilizzando la superficie media, avremo degli sforzi di trazione nei paralleli dall'imposta fino alla sezione al rene ; mentre possiamo trovare una superficie parabolica, sempre contenuta all'interno dello spessore, che mi elimini le sollecitazioni di trazione nei paralleli, ma mi dia spinte sulle strutture di appoggio della struttura, problemi di schiacciamento della muratura per le elevate tensioni in alcuni punti e la parzializzazione della sezione.

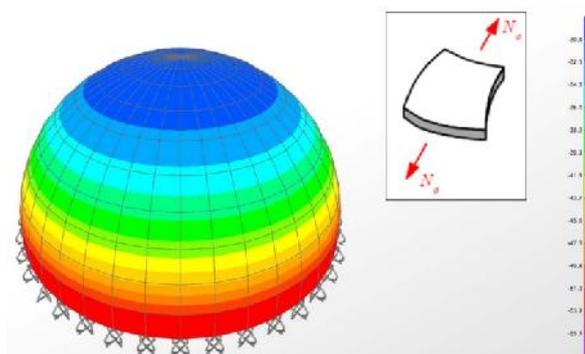
3.4.3 Risultati

Una membrana può essere idealizzata matematicamente come una superficie curva il cui spessore è piccolo se comparato alle altre dimensioni della struttura ($R/t > 20$) in grado di trasmettere solo sforzi interni giacenti sul piano tangente. Le forze che agiscono sulla membrana si trasformano in stati tensionali di trazione o di compressione contenuti nel suo spessore.



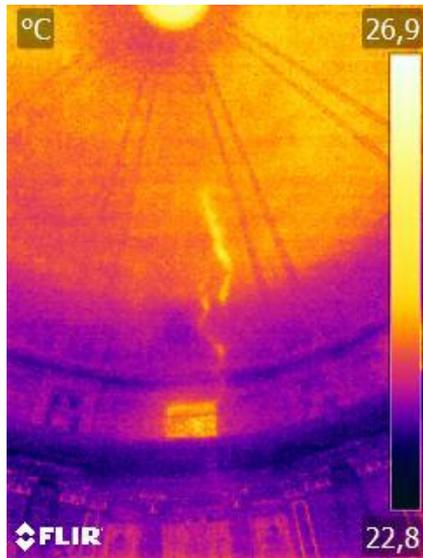
Solitamente si produce una sollecitazione di flessione in prossimità del bordo. Ciò avviene ogniqualvolta le reazioni al contorno non sono tangenti ai meridiani (ad es. se la cupola poggia solo su alcuni punti)

In una cupola in muratura non ci si può aspettare che l'azione di cerchiatura svolta dai paralleli si realizzi efficacemente, superata la resistenza a trazione della muratura (cui può contribuire l'attrito tra i blocchi) si formano lesioni nei meridiani.



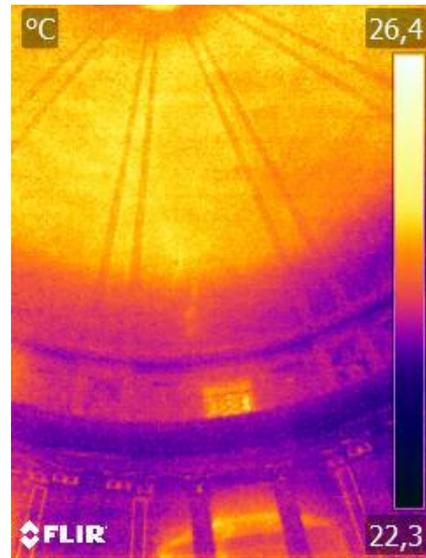
La cupola è interessata da un complesso insieme di plessi fessurativi che si ripete con caratteristiche di regolarità⁵. Adottando la convenzione di numerare i 10 settori della cupola da 1 (vela in corrispondenza dell'abside) a 10 in senso orario, è possibile osservare dalle acquisizioni con la termocamera che alcune vele sono interessate da un sistema di lesioni passanti pressoché verticali che le divide a metà, mentre altre sono caratterizzate da un sistema di fessure non passanti e di limitata ampiezza. In

conseguenza di ciò, a causa del funzionamento ad arconi separati, sono nati due effetti: le azioni spingenti sul tamburo e sulle strutture sottostanti, e le azioni flettenti sull'arcone e sulla cupola stessa.



Lesioni tipo A

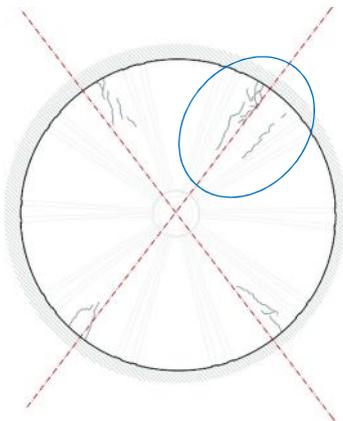
Acquisition 18:00

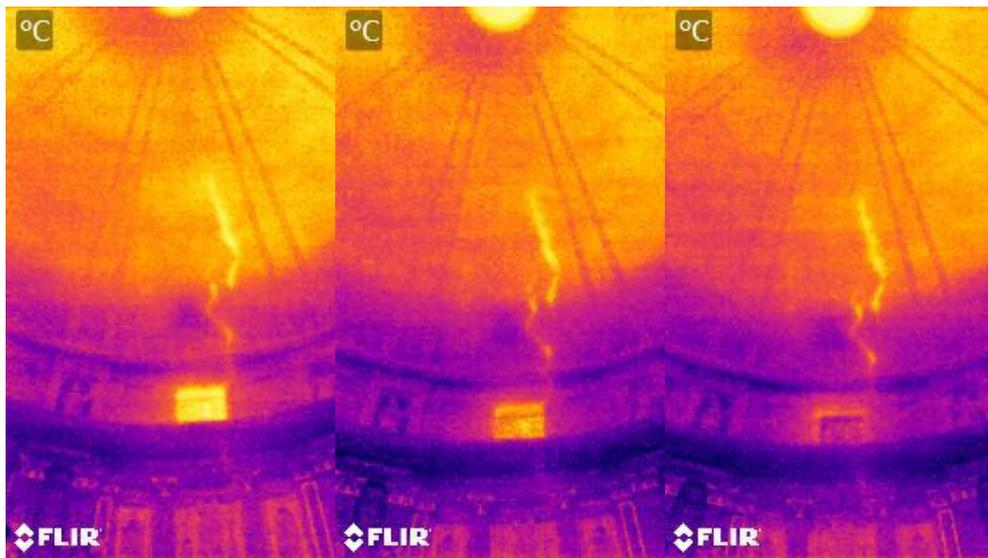
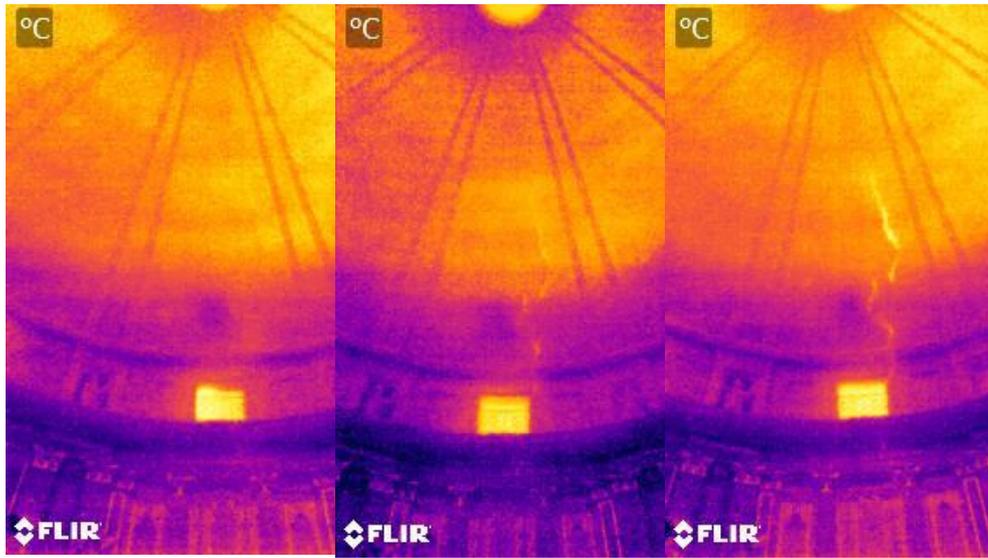


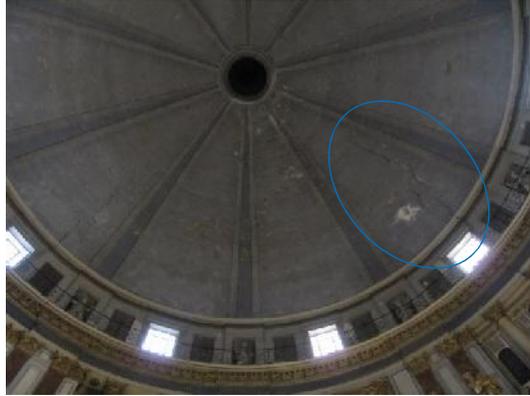
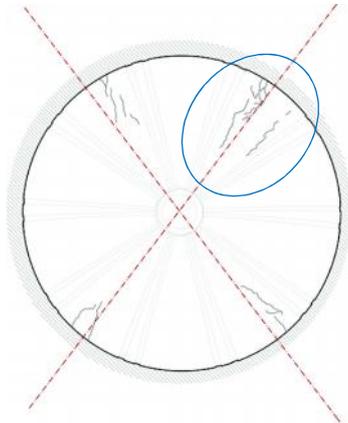
Lesioni tipo B

Acquisition 18:00

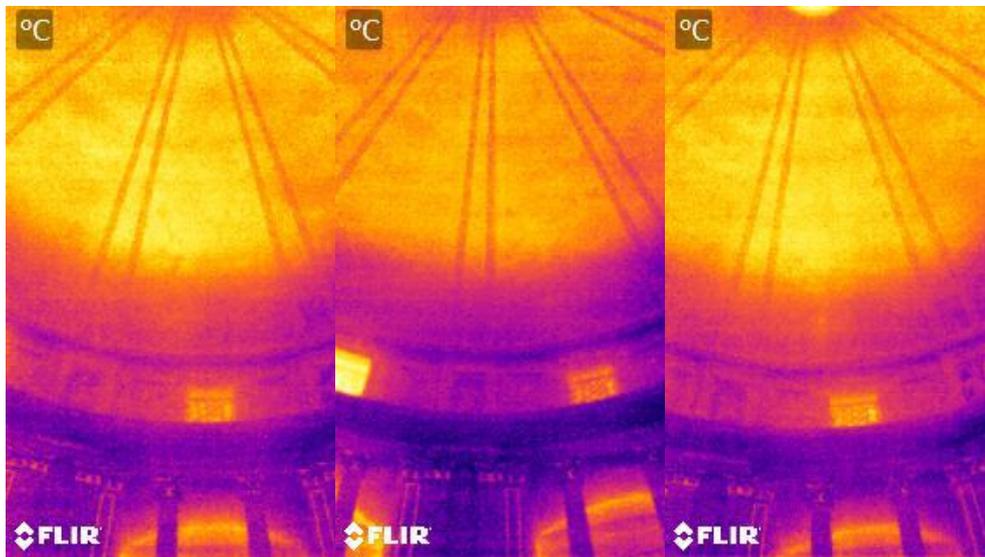
Lesioni tipo A: lesioni passanti nella mezzeria delle vele pari con andamento prevalentemente verticale; esse si sviluppano dalla quota di estradosso 2/3 dell'altezza della cupola. La massima ampiezza di queste lesioni viene raggiunta fra il tamburo e l'imposta della cupola.

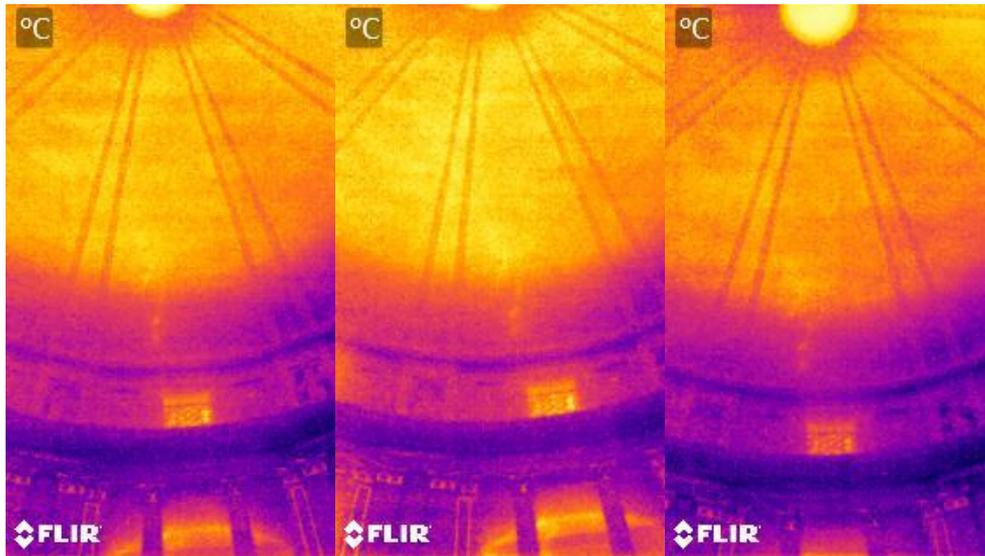






Lesioni tipo B: lesioni verticali non passanti presenti nelle zone di mezzera delle vele





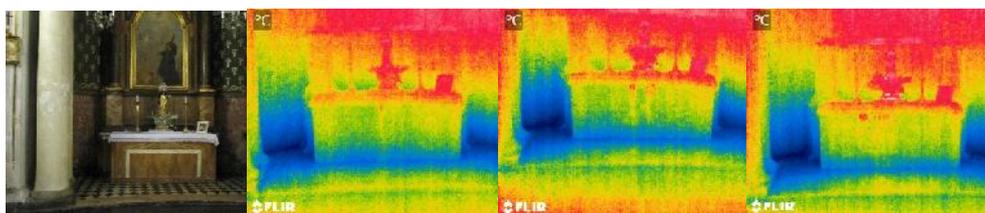
3.4.4 Fenomeni di risalita capillare

RILIEVI TERMOIGROMETRICI PUNTUALI DELLE SUPERFICI

Nel piano diagnostico sono state previste misure di temperatura e umidità superficiale da acquisire puntualmente con strumentazioni di tipo non distruttivo. In particolar sono state effettate misure di temperatura superficiale mediante termocamera FLIR 880.

I dati sono stati acquisiti in corrispondenza dell'abside sulla parete nord, e nelle 8 cappelle laterali.

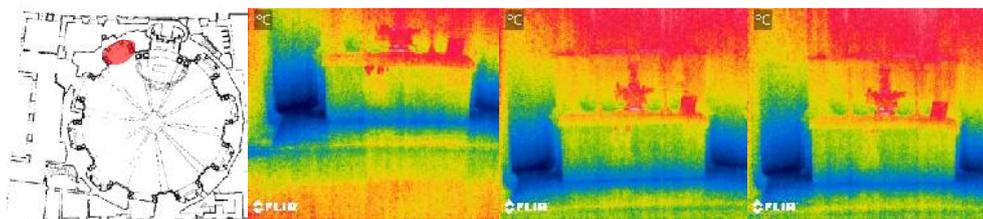
Tali misure, valori di temperatura (T) e umidità relativa (U.R.), sono stati acquisiti secondo uno schema multitemporale nell'arco delle 24 ore.



Acquisition 9:30

Acquisition 11:30

Acquisition 13:30



Acquisition 16:30

Acquisition 18:00

Acquisition 19:30

<i>Time of capture</i>	<i>Min. measured temperature [C°]</i>	<i>Max. measured temperature [C°]</i>	<i>Relative Humidity [%]</i>
9:30	21.1	25.2	60
11:30	21.6	25.6	60
13:30	21.6	25.7	60
16:30	22.0	26.6	60
18:00	21.7	25.8	60
19:30	22.1	26.2	60

Come si può osservare, nella parte bassa della cappella i valori della temperatura sono più bassi, soprattutto in corrispondenza di una area più scura, mentre procedendo verso la parte alta i valori crescono in maniera sensibile.

Le misure puntuali eseguite su tutte le cappelle, hanno restituito valori simili mostrando lo stesso trend. I dati acquisiti indicano che in corrispondenza della parete Nord si sono registrati i valori più bassi, mentre su quella est i valori di temperatura decrescono dalla parete Sud verso quella Nord.

Dai rilievi effettuati si è potuto stabilire che le parti basse delle pareti superficiali sono interessate da una umidità molto alta da correlare verosimilmente a fenomeni di risalita capillare, in accordo anche con le misure rilevate. La presenza di acqua, derivante anche da infiltrazioni dall'esterno, rappresenta un ulteriore fattore di accelerazione di degrado del monumento.

NOTE CONCLUSIVE

BIBLIOGRAFIA

1. *Un GIS per la conservazione, il monitoraggio e l'adeguamento di manufatti in zona sismica riconosciuti come Beni Culturali.* **Altomare, C., Artese, S. e Zinno, R.** Riva del Garda (TN) : Atti 17a Conferenza Nazionale ASITA, 2013.
2. **Guerrieri, F., et al.** *Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici, Regione Umbria.* Roma : DEI Tipografia del Genio Civile, 1999.
3. **Doglioni, F., Moretti, A. e Petrini, V.** *Le chiese e il terremoto. Dalla vulnerabilità constatata nel terremoto del Friuli al miglioramento antisismico nel restauro, verso una politica di prevenzione.* Trieste : Edizioni Lint, 1994.
4. **Rondolet, J. B. e a cura di Soresina, B.** *Trattato teorico e pratico dell'arte di edificare di Giovanni Rondolet.* Mantova : Società editrice Fratelli Negretti, 1831-1835.
5. **Giuffrè, A.** *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia.* Bari : Laterza, 1993.
6. **Giuffrè, A. e Carrocci, C.** *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo.* Bari : Laterza, 1999.
7. **1987, Decreto Ministeriale 20 novembre.** *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.* s.l. : supplemento G.U. , 5 dicembre 1987.
8. **Croci, G.** *Conservazione e restauro strutturale dei beni architettonici.* Torino : UTET, 2001.
9. *Architectural Archeological and Environmental Restoration Planning Methodology.* **Genovese, R. A.** Torino - Italy : CIPA XX International Symposium, 2005.
10. **Canonaco, B.** *Cosentia Il progetto della antica città calabrese attraverso i documenti di archivio e le vedute storiche.* Catanzaro : Rubettino Editore, 2007.
11. **Aggarbati, F.** *Il recupero di corso Telesio a Cosenza - Progetto, documentazione e rilievi.* Cosenza : le nuvole, 2002.
12. *A GIS for the protection of cultural heritage.* **Altomare, A., Artese, S. e Zinno, R.** Napoli : s.n., 2013. IV Conference "Diagnosis and Valorization of Cultural Heritage. p. 211-221.
14. **Giuffrè, A.** *Monumenti e terremoti - Aspetti statici del restauro.* Roma : Multigrafica Editrice, 1988.

APPENDICE

I. Indice delle Figure

FIGURA 1 ARCHITETTURA PROGETTO RISPEISE	9
FIGURA 2 AMBITI SCIENTIFICO-TECNOLOGICI DEL PROGETTO RISPEISE	10
FIGURA 3 SCHEMATIZZAZIONE TESA A RAPPRESENTARE LA COMPLESSITÀ CONOSCITIVA IN UN PROGETTO DI RESTAURO CHE SI AVVALE, COME DETTO, SIA DELLA CONOSCENZA STORICO – COSTRUTTIVA DEL MANUFATTO, SIA DEL SUO STATO DI CONSERVAZIONE. OGNI ASPETTO DELLA CONOSCENZA È SUPPORTATO DALLA POSSIBILITÀ DI UTILIZZARE DIFFERENTI STRUMENTI DI INDAGINE.	16
FIGURA 4 SCHEMATIZZAZIONE DELLE DIVERSE POSSIBILITÀ DI CONDUZIONE DEL PROCESSO DIAGNOSTICO ED EVIDENZIAMENTO DELLA VASTITÀ DELLE PROVE POSSIBILI. DA QUESTA PUR INCOMPLETA SCHEMATIZZAZIONE SI PUÒ OSSERVARE LA SUPERIORITÀ SIA NUMERICA SIA APPLICATIVA DELLE PROVE NON DISTRUTTIVE CHE RICOPRONO DIVERSI CAMPI DI CONOSCENZA DEL MANUFATTO ARCHITETTONICO.	19
FIGURA 5 RILIEVO FOTOGRAMMETRICO DELLA CUPOLA DELLE IGLESIA DE LAS ESCUELA PIAS,	20
FIGURA 6 A) RELAZIONE TEMPO DI RITORNO - ACCELERAZIONE. B) CONFRONTO INDICE DI SICUREZZA	28
FIGURA 7 FATTORI DI CONFIDENZA PARZIALI (RIPORTATI NELLE LINEE GUIDA — TABELLA 4.1)	29
FIGURA 8 ALLEGATO A, LINEE GUIDA PER LA VALUTAZIONE E RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO DEL PATRIMONIO CULTURALE ALLINEATE ALLE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (D.M. 14 GENNAIO 2008).	34
FIGURA 9 DIVERSI LIVELLI DI CONOSCENZA DEL MANUFATTO STORICO, DA QUELLO SPEDITIVO INDISPENSABILE IN CASO DI EMERGENZA O PER ANALISI TERRITORIALI SU LARGA SCALA	35
FIGURA 10 INALVEAMENTO DEL CRATI E DEL BUSENTO E COSTRUZIONE DEL COLLETTORE RIPUARIO DELLE FOGNE A DESTRA DEL CRATI, A MONTE DEL PONTE S. FRANCESCO A CURA DELL' ING. VOCATURO (COLLEZIONE DOTT. R. BILOTTI).	52
FIGURA 11 INALVEAMENTO DEL CRATI E DEL BUSENTO E COSTRUZIONE DEL COLLETTORE RIPUARIO DELLE FOGNE A DESTRA DEL CRATI, A MONTE DEL PONTE S. FRANCESCO A CURA DELL' ING. VOCATURO (COLLEZIONE DOTT. R. BILOTTI).	53
FIGURA 12 PIANO GUALANO 1936-1939.....	54
FIGURA 13 PIANO DI RICOSTRUZIONE (ATTUATO SOLO NELLA ZONA CARMINE)	55
FIGURA 14 PIANO DI AMPLIAMENTO (1963-1969)	56
FIGURA 15 PIANO REGOLATORE DEL DICEMBRE 1969, COORDINATO DALL'ING. MARCELLO VITTORINI	57
FIGURA 16 PRIMO MECCANISMO DI COLLASSO DI RONDELET (RONDELET, 1802)	64
FIGURA 17 SECONDO MECCANISMO DI COLLASSO DI RONDELET (RONDELET, 1802)	64
FIGURA 18 TERZO MECCANISMO DI COLLASSO DI RONDELET (RONDELET, 1802).....	64

FIGURA 19 ESEMPI DI MECCANISMI TRATTO DALL'ABACO DEI MECCANISMI DI COLLASSO (GIUFFRÈ, 1993) .	65
FIGURA 20 FACCIATE DI EDIFICI DI MESSINA DOPO IL TERREMOTO DEL 1908 (GIUFFRÈ, 1993).....	65
FIGURA 21 ESEMPLIFICAZIONE DEI MECCANISMI DI COLLASSO DI PRIMO E SECONDO MODO SU EDIFICI DI UN CENTRO STORICO (GIUFFRÈ, 1993)	66
FIGURA 22 ESEMPI DI TIPICI QUADRI FESSURATIVI DOVUTI A MECCANISMI DI DANNO DI SECONDO MODO NEI MASCHI MURARI NEI TERREMOTI DI CALENTINI (1990) E DI NOCERA UMBRA (1997).....	67
FIGURA 23 MECCANISMI DI RIBALTAMENTO DI UNA PARETE NON AMMORSATA.....	70
FIGURA 24 MECCANISMI DI RIBALTAMENTO DI UNA PARETE AMMORSATA.....	70
FIGURA 25 SFILAMENTO DELLE TRAVI DEL TETTO CON EFFETTO DI SPINTA SULLA PARETE (GIUFFRÈ, 1993)..	72
FIGURA 26 ESEMPIO DI COLLASSO DI PRIMO MODO PER UNA PARETE NON VINCOLATA AL SOLAIO (GIUFFRÈ, 1993)	73
FIGURA 27 ESEMPIO DI COLLASSO DI PRIMO MODO PER UNA PARETE COLLEGATA CON CATENA AL MURO PARALLELO (GIUFFRÈ, 1993)	73
FIGURA 28 ESEMPI DI COLLASSO DI SECONDO MODO (GIUFFRÈ, 1993)	74
FIGURA 29 CASI DI RIPARTIZIONE DEI CARICHI DEI SOLAI SULLE MURATURE (GIUFFRÈ, 1993)	75
FIGURA 30 LEGAME RIGIDO PERFETTAMENTE PLASTICO-	75
FIGURA 31 ESEMPIO DI COLLASSO PER DANNO DI PRIMO MODO (GIUFFRÈ, 1993).....	79
FIGURA 32 MECCANISMI DI SECONDO MODO (DOGLIONI, 1994).....	80
FIGURA 33 SCHEMA DI COLLASSO DELLA PARETE DI FACCIATA PRIMA E DOPO L'INCATENAMENTO	80
FIGURA 34 SCHEMATIZZAZIONE RELATIVA A MECCANISMI DI SECONDO MODO.....	81
FIGURA 35 EDIFICIO CON LESIONI PROVOCATE DA MECCANISMI DI SECONDO MODO	81
FIGURA 36 PALAZZO CAVALCANTI	84
FIGURA 37 UBICAZIONE PALAZZO CAVALCANTI	84
FIGURA 38 RAPPRESENTAZIONE DI PALAZZO CAVALCANTI IN UNO STRALCIO DELLA CARTA DELL'ANGELICA (1559-1607).....	85
FIGURA 39 RAPPRESENTAZIONE DI PALAZZO CAVALCANTI IN UNO STRALCIO DELLA CARTA DEL PADRE GESUITA GIOVANNI CAMEROTA (1595)	86
FIGURA 40 STATO DI DEGRADO DEL PROSPETTO PRINCIPALE	87
FIGURA 41 DIMENSIONI DI UNA LESIONE IN CM SU FOTORADDRIZZAMENTO	87
FIGURA 42 RIGONFIAMENTO IN FACCIATA.....	88
FIGURA 43 SCHEMATIZZAZIONE DELL'INGOBBAMENTO DI FACCIATA DI PALAZZO CAVALCANTI	89
FIGURA 44 MODALITÀ DI DISTACCO DEL MURO DI FACCIATA DA QUELLO DI CONTROVENTO.....	90
FIGURA 45 COLLASSO DI PRIMO MODO PER UNA PARETE NON AMMORSATA (GURRIERI, 1999)	90

FIGURA 46 MECCANISMI DI COLLASSO NEL CASO DI BUONA AMMORSATURA.....	94
FIGURA 47 COLLASSO DI PRIMO MODO PER UNA PARETE BEN AMMORSATA (GURRIERI, 1999)	95
FIGURA 48 MURO DI CONTROVENTO CON PORTA E FINESTRA.....	96
FIGURA 49 MURO DI CONTROVENTO CON PORTA AD ARCO PROSSIMA E DISTANTE DAL MURO DI PROSPETTO	96
FIGURA 50 ESEMPIO DI MECCANISMO DI COLLASSO DI PRIMO MODO CON ROTTURA A FLESSIONE (DOGLIONI, 1994)	100
FIGURA 51 MECCANISMO AD ARCO RESISTENTE (GURRIERI, 1999)	101
FIGURA 52 MECCANISMO AD ARCO RESISTENTE PER UNA PARETE CON APERTURE	101
FIGURA 53 COROFRANIA IGLESIA ESCUELAS PIAS	111
FIGURA 54 IMPORTANTE FESSURA ALL'ALTEZZA DEL TAMBURO DELLA CUPOLA DELLA CHIESA	112
FIGURA 55 APPROCCIO AL RISK MANAGEMENT	113
FIGURA 56 APPLICAZIONI DI SCANNER LASER	115
FIGURA 57 PRINCIPI DI TRIANGOLAZIONE	116
FIGURA 58 PRINCIPIO DI SCANNER LASER BASATO SULLA TRIANGOLAZIONE	117
FIGURA 59 DIFFERENTI TECNICHE DI PROIEZIONE UTILIZZATE NEGLI SCANNER TRIANGOLAZIONE	118
FIGURA 60 PRINCIPIO DI UN LASER SCANNER BASATO SUL TEMPO DI VOLO.....	119
FIGURA 61 ALCUNI SCANNER A TEMPO DI VOLO COMMERCIALI: I PRODUTTORI PIÙ NOTI SONO OPTTECH, LEICA, RIEGL, TRIMBLE, CALLIDUS.	119
FIGURA 62 ALCUNI SCANNER A MODULAZIONE DI FASE COMMERCIALI: I PRODUTTORI PIÙ NOTI SONO IQSUN, LEICA, Z + F E FARO.....	120
FIGURA 63 FASE DI ACQUISIZIONE DATI	121
FIGURA 64 SCANSIONE AD ALTA RISOLUZIONE DI UN TARGET	122
FIGURA 65 UNIONE DELLE NUVOLE DI PUNTI ESTERNE E INTERNE	123
FIGURA 66 FOTO PANORAMICHE ACQUISITE CON LASER SCANNER FARO DEGLI INTERNI DELLA CHIESA	123
FIGURA 67 SEZIONE GENERATA DA UN PIANO DI TAGLIO DELLA NUVOLE DI PUNTI.....	135
FIGURA 68 MODELLAZIONE 2D DELLA CHIESA A PARTIRE DALLA NUVOLE DI PUNTI.....	135
FIGURA 69 SOVRAPPOSIZIONE DELLA GEOMETRIA DI COSTRUZIONE IDEALE SULLA SEZIONE RICAVATA DALLA NUVOLE DI PUNTI REALE RILEVATA	137
FIGURA 70 PIANTE IGLESIA ESCUELAS PIAS VALENCIA	138
FIGURA 71 SEZIONE IGLESIA ESCUELAS PIAS VALENCIA.....	138

II. Legenda della ZS 4

Comportamento cinematico atteso delle strutture sismogenetiche nelle varie zone del

territorio nazionale:

a = Zone legate alla convergenza Adria-Europa, meccanismi focali attesi: compressivi prevalenti

b = Zone di trasferimento Alpi-Appennino e Mar Ligure, meccanismi attesi di

trascorrenza sinistra in strutture crostali superficiali e normali in strutture più profonde (zone 23, 25, 26); compressione nella zona 24. **c** = Zone legate allo sprofondamento passivo della litosfera adriatica sotto il sistema di catena nell'Arco Appenninico Settentrionale, meccanismi diversi.

d = Zone legate alla disattivazione del sistema catena-avanfossa nell'Appennino meridionale e alla rotazione antioraria dell'Adria. Meccanismi attesi di tipo faglia normale con allineamento SE-NW **e** = Zone dell'Arco Calabro, verosimilmente legate alla subduzione passiva della litosfera ionica, e Sicilia Settentrionale. Meccanismi attesi: normali nelle strutture longitudinali (zone 66-67, 69-72); trascorrenza sinistra lungo faglie W-E (zone 65, 68); trascorrenza destra lungo faglie NW-SE (zona 74).

f = Zone legate alla divergenza Africa-Adria. Meccanismi attesi: normali lungo la Scarpa Ibleo-Maltese e trascorrenti lungo faglie di trasferimento minori (zona 79). **g** = Zone di avampaese, con diversi comportamenti cinematici. **h** = Zone in aree vulcaniche attive.

i = Zone con comportamento cinematico indefinito. a) Zone legate alla convergenza Adria-Europa.

III. NT4.1 un catalogo parametrico dei terremoti in area Italiana

Cod.	Descrizione del parametro
N	Numero d'ordine del record
Tr	Tipo di record
Ye	Anno
Mo	Mese
Da	Giorno
Ho	Ora
Mi	Minuto
Se	Secondo
Ax	Area epicentrale
Rt	Radice dei parametri, ovvero dataset da cui sono stati determinati i parametri
Os	Origine e status del dataset
Nmo	Numero di osservazioni macrosismiche
Nip	Numero di punti di intensità
Ix	Intensità massima osservata
Io	Intensità epicentrale
Lat	Latitudine
Lon	Longitudine
Pa	Modalità di determinazione dei parametri
Sz	Zona sismogenetica a cui appartiene l'evento
Ta	modalità di assegnazione dell'evento alla zona sismogenetica
Agm	Agenzia o studio che fornisce la magnitudo
Ms	Magnitudo calcolata sulle onde superficiali
Td	Modalità di determinazione di Ms
Nio	Numero di osservazioni utilizzate per la determinazione di Ms
Sd	Deviazione standard del valore di Ms
Mm	Magnitudo macrosismica
H	Profondità

Tabella Con riferimento al catalogo parametrico NT4.1, abbreviazione e descrizione dei parametri in esso contenuti.

NT4.1 Un catalogo parametrico di terremoti di area italiana al di sopra della soglia del danno Versione NT4.1.1 luglio 1997, con aggiornamenti 1981-1992 (marzo 1998).

Zona Sismogenetica 64

N	Tr	Ye	Mo	Da	Ho	Mi	Se	Ax	Rt	Os	Nmo	Nip	Ix	Io	Lat	Lon	Fa	Sz	Ta	Agm	Ms	Td	Nlo	Sd	Mm	H			
1589	DB	1200						POLLINO	MIA95	6U					40.000	16.083	PG	64	G						66	G			
1590	DB	1708	01	26				POLLINO	GDTSP	6U	3	3	75	75	39.900	16.200		64	G							43			
1591	DB	1894	05	28	20	15		POLLINO	GDTSP	6U	22	22	70	70	39.970	16.063		64	G							40	50		
1592	CF	1946	04	03	17	01	44	M.PALANUDA	POS85	1P				60	39.800	16.000		64	G						44	M	35	44	H2
1593	CF	1980	03	09	12	03	39	SARACENA	POS85	3P					39.833	16.133		64	G						41	C	27	20	

IV. Tabella A

Eventi con intensità macrosismica all'epicentro maggiore o uguale ad VIII MCS, che hanno dato luogo a risentimenti nei comuni della provincia di Cosenza -dati estratti dal *Catalogo dei forti terremoti in Italia dal 461 a. C.*, (CFT /3)-

Abbreviazione	Descrizione del parametro
<i>Nome</i>	Denominazione del Paese
<i>lat</i>	Latitudine del paese
<i>long</i>	Longitudine del paese
<i>n</i>	Numero di eventi
<i>le</i>	Lesioni
<i>cr</i>	Crolli
<i>m</i>	Morti
<i>pop</i>	Popolazione
<i>data</i>	Anno Mese Giorno
<i>time</i>	Ora Minuto Secondo
<i>Lat</i>	Latitudine dell'epicentro
<i>Long</i>	Longitudine dell'epicentro
<i>I_o</i>	Intensità epicentrale misurata in gradi MCS
<i>I_{max}</i>	Intensità massima osservata in gradi MSC
<i>sites</i>	numero di località in cui è stato registrato il risentimento
<i>ref</i>	numero di testi che riportano registrazioni dell'evento
<i>epicentral zone</i>	Zona epicentrale dell'evento sismico

Abbreviazione e descrizione dei parametri riportati nella Tabella. A

Nome	lat	long	n	I	le	ri	er	m	pop	date	time	Lat	Long	Io	Imax	sites	ref	epicentral zone	
CORIGLIANO CALABRO	39.596	16.518	11																
				V						1767 07 14	01 05 --	39.38	16.28	8.5	8.5	8	31	Cosentino	
				V						1832 03 08	18 30 --	39.07	16.90	9.5	10.0	78	653	Crotone	
				VIII	a					1835 10 12	22 35 --	39.33	16.30	9.0	10.0	34	264	Cosentino	
				VIII	gp		a	2	96000	1836 04 25	00 20 --	39.57	16.73	9.0	10.0	46	150	Calabria settentrionale	
				V						1854 02 12	17 50 --	39.25	16.30	10.0	10.0	89	419	Cosentino	
				VI-VII	a					1857 12 16	21 15 --	40.35	15.85	11.0	11.0	337	353	Basilicata	
				VII						1870 10 04	16 55 --	39.22	16.33	9.5	10.0	56	123	Cosentino	
				V						1887 12 03	03 45 00	39.57	16.22	8.0	9.0	142	188	Calabria settentrionale	
				VI-VII	a	60				1905 09 08	01 43 11	38.67	16.07	10.0	10.5	827	787	Calabria	
				VII	gp					1913 06 28	08 53 02	39.53	16.23	8.0	8.5	151	392	Calabria settentrionale	
				NF						1947 05 11	06 32 15	38.65	16.52	8.0	9.0	254	65	Calabria centrale	
COSENZA	39.382	16.251	26																
				IX						1184 05 24	-- -- --	39.43	16.25	9.0	9.0	6	69	Valle del Crati	
				VIII-IX			20	25		1638 03 27	15 05 --	39.05	16.28	11.0	11.0	215	259	Calabria	
				VIII	gp		a			1638 06 08	09 45 --	39.28	16.82	10.0	10.0	41	259	Crotone	
				V						1659 11 05	22 15 --	38.70	16.25	10.0	10.0	127	142	Calabria centrale	
				F						1743 02 20	16 30 --	39.85	18.78	9.0	9.0	77	587	Basso Ionio	
				VII						1767 07 14	01 05 --	39.38	16.28	8.5	8.5	8	31	Cosentino	
				VII	nd		v			1783 03 28	18 55 --	38.78	16.47	11.0	11.0	323	1380	Calabria	
				F						1805 07 26	21 00 --	41.50	14.47	10.0	10.0	223	117	Molise	
				VI-VII	a					1832 03 08	18 30 --	39.07	16.90	9.5	10.0	78	653	Crotone	
				VIII	nd					1835 10 12	22 35 --	39.33	16.30	9.0	10.0	34	264	Cosentino	
				VI-VII						1836 04 25	00 20 --	39.57	16.73	9.0	10.0	46	150	Calabria settentrionale	
				VIII	gp		a	41	13891	1854 02 12	17 50 --	39.25	16.30	10.0	10.0	89	419	Cosentino	
				V						1857 12 16	21 15 --	40.35	15.85	11.0	11.0	337	353	Basilicata	
				VII-VIII	100		15			1870 10 04	16 55 --	39.22	16.33	9.5	10.0	56	123	Cosentino	
				II-III						1873 03 12	20 04 --	43.08	13.25	8.0	9.0	196	56	Marche meridionali	
				V						1887 12 03	03 45 00	39.57	16.22	8.0	9.0	142	188	Calabria settentrionale	
				IV						1894 11 16	17 52 00	38.28	15.87	9.0	9.0	299	446	Calabria meridionale	
				VII		179				1905 09 08	01 43 11	38.67	16.07	10.0	10.5	827	787	Calabria	
				IV						1907 10 23	20 28 19	38.13	16.02	8.5	9.0	271	265	Calabria meridionale	
				VI	30					1908 12 28	04 20 27	38.15	15.68	11.0	11.0	787	613	Calabria meridionale-Messina	
				IV-V						1910 06 07	02 04 00	40.90	15.42	8.0	9.0	376	108	Irpinia-Basilicata	
				VI	3					1913 06 28	08 53 02	39.53	16.23	8.0	8.5	151	392	Calabria settentrionale	
				IV						1930 07 23	00 08 00	41.05	15.37	10.0	10.0	511	467	Irpinia	
				IV						1947 05 11	06 32 15	38.65	16.52	8.0	9.0	254	65	Calabria centrale	
				IV						1978 04 15	23 33 47	38.12	15.02	8.0	8.0	333	46	Golfo di Patti	
				IV-V						1980 11 23	18 34 52	40.85	15.28	10.0	10.0	1319	137	Irpinia-Basilicata	

V. Tabella B

Massime intensità macrosismiche osservate nei comuni della provincia di Cosenza.

Tali risultati sono stati ottenuti dall'elaborazione dei dati di Tabella. A.

n°	Codice Istat	Comune	Lat	Lon	S	Categoria	Zona
37	18078037	CERISANO	39,27590	16,17524	9	2	1
38	18078038	CERVICATI	39,54179	16,12790	9	2	1
39	18078039	CERZETO	39,50710	16,11540	9	2	1
40	18078040	CETRARO	39,51606	15,94072	9	2	2
41	18078041	CIVITA	39,82680	16,31324	9	2	2
42	18078042	CLETO	39,09032	16,15781	9	2	1
43	18078043	COLOSIMI	39,11881	16,39828	9	2	1
44	18078044	CORIGLIANO CALABRO	39,59629	16,51854	9	2	2
45	18078045	COSENZA	39,30294	16,25155	9	2	1
46	18078046	CROPALATI	39,51577	16,72557	9	2	2
47	18078047	CROSIA	39,56610	16,77268	9	2	2
48	18078048	DIAMANTE	39,67780	15,82036	9	2	2
49	18078049	DIPIGNANO	39,23661	16,25238	9	2	1
50	18078050	DOMANICO	39,21644	16,20591	9	2	1
51	18078051	FAGNANO CASTELLO	39,56352	16,05411	9	2	2
52	18078052	FALCONARA ALBANESE	39,27489	16,09149	9	2	1
53	18078053	FIGLINE VEGLIATURO	39,22477	16,33089	9	2	1
54	18078054	FIRMO	39,72128	16,17586	9	2	2
55	18078055	FIUMEFREDDO BRUZIO	39,23469	16,06638	9	2	1
56	18078056	FRANCAVILLA MARITTIMA	39,81803	16,38598	9	2	2
57	18078057	FRASCINETO	39,83424	16,26133	9	2	2
58	18078058	FUSCALDO	39,41476	16,03037	9	2	2
59	18078059	GRIMALDI	39,14213	16,23496	9	2	1
60	18078060	GRISOLIA	39,72478	15,85702	9	2	2

VI. Tabella C

Vecchia classificazione sismica dei comuni della provincia di Cosenza a confronto con la nuova ordinanza n. 3274/03.

n°	Codice Istat	Comune	Lat	Lon	S	Categoria	Zona
37	18078037	CERISANO	39,27590	16,17524	9	2	1
38	18078038	CERVICATI	39,54179	16,12790	9	2	1
39	18078039	CERZETO	39,50710	16,11540	9	2	1
40	18078040	CETRARO	39,51606	15,94072	9	2	2
41	18078041	CIVITA	39,82680	16,31324	9	2	2
42	18078042	CLETO	39,09032	16,15781	9	2	1
43	18078043	COLOSIMI	39,11881	16,39828	9	2	1
44	18078044	CORIGLIANO CALABRO	39,59629	16,51854	9	2	2
45	18078045	COSENZA	39,30294	16,25155	9	2	1
46	18078046	CROPALATI	39,51577	16,72557	9	2	2
47	18078047	CROSIA	39,56610	16,77268	9	2	2
48	18078048	DIAMANTE	39,67780	15,82036	9	2	2
49	18078049	DIPIGNANO	39,23661	16,25238	9	2	1
50	18078050	DOMANICO	39,21644	16,20591	9	2	1
51	18078051	FAGNANO CASTELLO	39,56352	16,05411	9	2	2
52	18078052	FALCONARA ALBANESE	39,27489	16,09149	9	2	1
53	18078053	FIGLINE VEGLIATURO	39,22477	16,33089	9	2	1
54	18078054	FIRMO	39,72128	16,17586	9	2	2
55	18078055	FIUMEFREDDO BRUZIO	39,23469	16,06638	9	2	1
56	18078056	FRANCAVILLA MARITTIMA	39,81803	16,38598	9	2	2
57	18078057	FRASCINETO	39,83424	16,26133	9	2	2
58	18078058	FUSCALDO	39,41476	16,03037	9	2	2
59	18078059	GRIMALDI	39,14213	16,23496	9	2	1
60	18078060	GRISOLIA	39,72478	15,85702	9	2	2

VII. Scheda sintetica per Valutazione della Qualità Muraria (I.Q.M.)

	Azioni verticali			Azioni fuori piano			Azioni nel piano		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
OR. Orizzontalità dei filari	0	1	2	0	1	2	0	0.5	1
P.D. Presenza dei diatoni / ingranamento trasversale	0	1	1	0	1.5	3	0	1	2
F.EL. Forma degli elementi resistenti	0	1.5	3	0	1	2	0	1	2
S.G. Sfalsamento dei giunti verticali / ingranamento nel piano	0	0.5	1	0	0.5	1	0	1	2
D.EL. Dimensione degli elementi resistenti	0	0.5	1	0	0.5	1	0	0.5	1
MA. Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe	0	0.5	2	0	0.5	1	0	1	2
RE.EL. Resistenza degli elementi	0.3	0.7	1	0.5	0.7	1	0.3	0.7	1
Indice IQM									

IQM

RE.EL. OR. P.D. F.EL. S.G.

D.EL. MA.

IQM vert.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
f_M	11	14	18	22	28	35	44	55	69	87
min-	7	6	3	9	9	8	7	9	8	3
med-	16	19	24	30	37	45	56	69	85	10
max	1	8	5	1	2	7	3	3	4	53

(N/c mq)	20 6	25 1	30 7	37 4	45 6	55 6	67 9	82 8	10 10	12 33
E min ed- max (N/m mq)	65	77	92	10	13	15	18	22	26	31
	2	6	4	99	07	56	51	02	20	18
	80	95	11	13	15	18	22	26	30	36
	9	7	32	39	83	72	14	18	97	63
	96	11	13	15	18	21	25	30	35	42
	7	39	41	79	59	89	78	35	74	08

IQM nel piano	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
o min- med- max (N/cm²)	2,3	2,9	3,6	4,5	5,6	6,9	8,6	10,7	13,3	16,5
	3,0	3,7	4,55	5,6	6,9	8,45	10,4	12,8	15,75	19,35
	3,7	4,5	5,5	6,7	8,2	10,0	12,2	14,9	18,2	22,2

IQM fuori piano	0 IQM 4	4 < IQM < 7	7 IQM 10
Ipotesi nelle verifiche fuori piano	Muratura caotica. Verifica non rispettata	Ipotesi di paramenti non ben ingranati.	Ipotesi di muratura monolitica.

Forma degli elementi resistenti (F.EL.)	
NR	Prevalenza di elementi di forma irregolare o arrotondata oppure ciottoli su entrambe le facce della parete.
PR	Compresenza di elementi irregolari o ciottoli e blocchi di forma squadrata o mattoni. Pareti con una faccia di blocchi di forma regolare o mattoni e l'altra faccia di ciottoli o elementi di forma irregolare. Elementi arrotondati o irregolari ma con interstizi riempiti di zeppe ben inserite.
R	Prevalenza di elementi di forma squadrata o sbazzata oppure mattoni o laterizi di forma parallelepipeda su entrambe le facce della parete.

Presenza diatoni / ingranamento trasversale (P.D.)			Orizzontalità dei filari (OR.)	
	Sezione muraria visibile	Sezione muraria non visibile (osservazione facce parete ed esecuzione di saggi interni)		
NR	LMT inferiore a 125 cm. Pietre di piccole dimensioni qualunque sia il valore di LMT.	Pietre piccole rispetto allo spessore del muro; assenza di pietre palesemente disposte in senso trasversale alla parete ("di testa").	NR	I tratti orizzontali sono interrotti o con evidenti sfalsamenti sull'intera facciata muraria.
PR	LMT compresa fra 155 cm e 125 cm.	Paramento ben tessuto ed ordinato almeno su una faccia; alcune pietre sono disposte "di testa"; spessore del muro non eccessivo rispetto alle dimensioni delle pietre.	PR	Situazioni intermedie fra il rispetto e il non rispetto, compreso il caso di filari orizzontali solo su una faccia della parete.
R	LMT maggiore di 155 cm	Paramento ben tessuto; blocchi o pietre di dimensione paragonabile a quella dello spessore della parete; presenza sistematica di pietre disposte "di testa".	R	Filari orizzontali su gran parte della parete, senza presentare interruzioni di continuità e su entrambe le facce della parete. Murature listate con listature a interasse inferiore a 60 cm.

Resistenza elementi (RE.EL.)		Dimensione degli elementi (D.EL.)	
NR	Elementi degradati (> 50% del totale degli elementi). Elementi laterizi con percentuale di foratura > 70%. Mattoni in fango o argilla non cotta.	NR	Prevalenza di elementi con la loro dimensione maggiore sotto i 20 cm. Parete di soli diatoni in mattoni pieni.

PR	Elementi della muratura degradati (fra 10% e 50% del totale degli elementi). Elementi laterizi con foratura fra 70% e 45%. Elementi in tufo tenero (calcarenite).	PR	Prevalenza di elementi con la loro dimensione maggiore fra 20 e 40 cm. Compresenza di elementi di dimensione variabile.
R	Pietre non degradate o poco degradate. Muratura con pochi elementi degradati (< 10%). Mattoni pieni cotti. Elementi di tufo duro (vulcanico). Elementi laterizi con foratura < 45%. Blocchi in calcestruzzo (anche forati).	R	Prevalenza di elementi con la loro dimensione maggiore sopra i 40 cm.

Sfalsamento giunti verticali / Ingranamento nel piano (S.G.)		
	Metodo quantitativo	Metodo qualitativo
NR	Parete a paramento unico: LMT < 140. Parete a doppio paramento: LMT < 140 su una faccia e LMT < 160 sull'altra faccia. Parete di soli diatoni di mattoni pieni, qualunque sia il valore di LMT. Parete con pietre di piccole dimensioni qualunque sia il valore di LMT. Evidente assenza d'ingranamento su una o più linee verticali della parete.	Giunti verticali allineati. Giunti allineati verticalmente su due o più elementi in ampie porzioni della parete. Parete di soli diatoni di mattoni pieni, anche con giunti verticali sfalsati. Evidente assenza d'ingranamento su una o più linee verticali della parete.
PR	Parete a paramento unico: LMT fra 140 e 160. Parete a doppio paramento: a) entrambi i paramenti con LMT fra 140 e 160. b) LMT rispettato su una faccia e non rispettato sull'altra faccia. c) LMT rispettato su una faccia e parzialmente rispettato sull'altra faccia.	Giunto verticale in posizione intermedia tra zona centrale dell'elemento inferiore e il suo bordo.
R	Parete a paramento unico: LMT > 160 Parete a doppio paramento: LMT > 160 su entrambe le facce.	Giunti verticali in corrispondenza della zona centrale dell'elemento inferiore (escluso il caso di parete in mattoni pieni disposti solo a diatoni).

Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe (MA.)	
NR	Malta scadente o degradata e polverulenta e del tutto priva di coesione. Malta assente (escluso caso previsto sotto in "R"). Giunti di malta di dimensioni eccessive, paragonabili a quelle degli elementi se la malta non è di ottima qualità. Muratura di elementi porosi (es. tufo) con scarsa aderenza fra la malta e gli stessi elementi.
PR	Malta di qualità intermedia, con giunti non eccessivamente erosi. Murature con elementi irregolari e malta degradata ma con zeppe efficacemente inserite negli spazi fra elementi.
R	Malta in buono stato e ben conservata, con giunti di dimensione non eccessiva rispetto alle pietre o ai mattoni o con giunti ampi e malta di ottima qualità. Muratura con grandi elementi squadrati e priva di malta o con strato di malta sottilissimo. In tal caso si intende "rispettato" il requisito di un efficace contatto fra le pietre.

Forma degli elementi resistenti (F.EL.)			Sfalsam. giunti vert. / Ingranam. nel piano (S.G.)		
R	PR	NR	R	PR	NR
Malta / Contatto fra elementi / zeppe (MA.)			Dimensione degli elementi (D.EL.)		
R	PR	NR	R	PR	NR
Diatoni / Ingranam. trasvers. (P.D.)			Orizzontalità dei filari (OR.)		
R	PR	NR	R	PR	NR

VIII. Scheda di 1° Livello

GRUPPO NAZIONALE PER LA DIFESA DAI TERREMOTI (G.N.D.T.) – C.N.R.

Scheda di 1° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici



Sezione 1 – DATI RELATIVI ALLA SCHEDA		Scheda n° ⁶⁾ _____																																																																								
Codice ISTAT Provincia ¹⁾ _____	Codice ISTAT Comune ³⁾ _____	Data ¹¹⁾ _____																																																																								
Comune _____		Squadra ¹⁷⁾ _____																																																																								
		Prescheda _____																																																																								
Sezione 2 – LOCALIZZAZIONE EDIFICIO		Aggregato strutturale _____ Edificio _____																																																																								
Codice ISTAT sezione Censuaria ¹⁹⁾ _____		0 via, viale 1 corso																																																																								
RIFERIMENTO CATASTALE		2 vicolo 3 piazze, largo ⁴³⁾ _____																																																																								
Foglio ²²⁾ _____ Mappale ²⁵⁾ _____ Particella ²⁸⁾ _____		4 località																																																																								
CARTOGRAFIA DI RILEVAZIONE		Nome ⁴⁴⁾ _____																																																																								
Foglio ³²⁾ _____ Aggregato strutturale ³⁴⁾ _____ Edificio ³⁸⁾ _____		N° civico ⁵⁹⁾ _____																																																																								
URBANISTICA		N° accessi ⁶⁰⁾ _____ N° fronti a comune ⁶²⁾ _____																																																																								
Zona di piano ⁴⁰⁾ _____ Piano attuativo ⁴¹⁾ _____ Vincoli ⁴²⁾ _____																																																																										
Sezione 3 – DATI METRICI																																																																										
		Altezza massima fuori terra valutata alla gronda (m) ⁹³⁾ _____																																																																								
		Altezza minima fuori terra valutata alla gronda (m) ¹⁰¹⁾ _____																																																																								
		Larghezza stradale fronte principale (m) ¹⁰⁴⁾ _____																																																																								
Sezione 4 – USO																																																																										
Totale unità d'uso ¹⁰⁶⁾ _____		Proprietà ¹¹⁰⁾ _____																																																																								
Stato dell'edificio ¹⁰⁸⁾ F finito N non finito C in costruzione		Condizione prevalente ¹¹¹⁾ 1 diretta 2 in locazione																																																																								
Totale unità d'uso ¹⁰⁹⁾ 1 totalmente utilizzato 2 parzialmente utilizzato 3 non utilizzato 4 abbandonato																																																																										
Residenza ^{1 si} 2 no ¹¹²⁾ _____	Abitazioni occupate ¹¹³⁾ _____	N° ¹¹⁵⁾ _____ Sup.% _____																																																																								
	Abitazioni libere ¹¹⁶⁾ _____	N° ¹¹⁸⁾ _____ Sup.% _____																																																																								
	Abitazioni occup. salt. ¹¹⁶⁾ _____	N° ¹¹⁹⁾ _____ Sup.% _____																																																																								
Att. produttive ¹²²⁾ ^{1 si} _____ ^{2 no} _____	Servizi pubblici ¹²³⁾ ^{1 si} _____ ^{2 no} _____	Denomin. edificio ¹²⁴⁾ _____																																																																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="4">Unità d'uso</th> <th colspan="4">Intensità d'uso</th> <th>Becno Di utenza</th> </tr> <tr> <th>N.°</th> <th>Codice</th> <th>Tipic</th> <th>Sup.%</th> <th>Periodo di utilizzazione Mesi</th> <th>giorni</th> <th>Utilizzazione Potenziale media</th> <th>max</th> <th>h/gg</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>138) _____</td> <td>140) _____</td> <td>143) _____</td> <td>144) _____</td> <td>145) _____</td> <td>_____</td> <td>150) _____</td> <td>_____</td> <td>157) _____</td> </tr> <tr> <td>160) _____</td> <td>162) _____</td> <td>165) _____</td> <td>166) _____</td> <td>157) _____</td> <td>_____</td> <td>172) _____</td> <td>_____</td> <td>179) _____</td> </tr> <tr> <td>182) _____</td> <td>184) _____</td> <td>187) _____</td> <td>188) _____</td> <td>189) _____</td> <td>_____</td> <td>164) _____</td> <td>_____</td> <td>201) _____</td> </tr> <tr> <td>204) _____</td> <td>206) _____</td> <td>209) _____</td> <td>210) _____</td> <td>211) _____</td> <td>_____</td> <td>216) _____</td> <td>_____</td> <td>223) _____</td> </tr> <tr> <td>226) _____</td> <td>228) _____</td> <td>231) _____</td> <td>232) _____</td> <td>233) _____</td> <td>_____</td> <td>238) _____</td> <td>_____</td> <td>245) _____</td> </tr> <tr> <td>248) _____</td> <td>250) _____</td> <td>253) _____</td> <td>254) _____</td> <td>255) _____</td> <td>_____</td> <td>260) _____</td> <td>_____</td> <td>267) _____</td> </tr> </tbody> </table>		Unità d'uso				Intensità d'uso				Becno Di utenza	N.°	Codice	Tipic	Sup.%	Periodo di utilizzazione Mesi	giorni	Utilizzazione Potenziale media	max	h/gg	138) _____	140) _____	143) _____	144) _____	145) _____	_____	150) _____	_____	157) _____	160) _____	162) _____	165) _____	166) _____	157) _____	_____	172) _____	_____	179) _____	182) _____	184) _____	187) _____	188) _____	189) _____	_____	164) _____	_____	201) _____	204) _____	206) _____	209) _____	210) _____	211) _____	_____	216) _____	_____	223) _____	226) _____	228) _____	231) _____	232) _____	233) _____	_____	238) _____	_____	245) _____	248) _____	250) _____	253) _____	254) _____	255) _____	_____	260) _____	_____	267) _____	
Unità d'uso				Intensità d'uso				Becno Di utenza																																																																		
N.°	Codice	Tipic	Sup.%	Periodo di utilizzazione Mesi	giorni	Utilizzazione Potenziale media	max	h/gg																																																																		
138) _____	140) _____	143) _____	144) _____	145) _____	_____	150) _____	_____	157) _____																																																																		
160) _____	162) _____	165) _____	166) _____	157) _____	_____	172) _____	_____	179) _____																																																																		
182) _____	184) _____	187) _____	188) _____	189) _____	_____	164) _____	_____	201) _____																																																																		
204) _____	206) _____	209) _____	210) _____	211) _____	_____	216) _____	_____	223) _____																																																																		
226) _____	228) _____	231) _____	232) _____	233) _____	_____	238) _____	_____	245) _____																																																																		
248) _____	250) _____	253) _____	254) _____	255) _____	_____	260) _____	_____	267) _____																																																																		

Scheda di 1° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici

Sezione 5 – ETÀ DELLA COSTRUZIONE – INTERVENTI				Sezione 6 – STATO DELLE FINITURE E IMPIANTI																																
Classi di età A prima del '19 B '19 - '45 C '46 - '60 D '61 - '71 E '72 - '81 F dopo l' '81 G H				INTERVENTI Classe di età di costr. ²⁷⁰ _____ Classe di età ultimo intervento significat. ²⁷¹ _____ Tipo ultimo int. signif. ²⁷² _____		E Efficiente Intonaci e paramenti esterni ²⁷³ _____ N Non efficiente Infissi esterni ²⁷⁴ _____ Z Non esistenti Impianto elettrico ²⁷⁵ _____ Impianto idrico ²⁷⁶ _____ Finiture interne (intonaci, pavim., ...) ²⁷⁷ _____ Riscaldamento ²⁷⁸ _____ Servizi igienici ²⁷⁹ _____																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Norma europea precedente</th> <th>Ades. Antisism. L. n. 47/1998</th> <th>Mgi. Antisism. L. n. 47/1998</th> <th>Interv. Non antisismico</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>B</td> <td>I</td> <td>C</td> <td>Ampliamento</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>F</td> <td>J</td> <td>F</td> <td>Ricostruzione</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td>H</td> <td>I</td> <td>J</td> <td>Ristrutturazione</td> </tr> <tr> <td>K</td> <td>L</td> <td>M</td> <td>N</td> <td>Restaurato</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>I</td> <td>P</td> <td>Q</td> <td>Manutenzione</td> </tr> </tbody> </table>				Norma europea precedente	Ades. Antisism. L. n. 47/1998	Mgi. Antisism. L. n. 47/1998	Interv. Non antisismico		A	B	I	C	Ampliamento	D	F	J	F	Ricostruzione	E	H	I	J	Ristrutturazione	K	L	M	N	Restaurato	C	I	P	Q	Manutenzione	R = In deroga (Art.30 L. 64/74)		
Norma europea precedente	Ades. Antisism. L. n. 47/1998	Mgi. Antisism. L. n. 47/1998	Interv. Non antisismico																																	
A	B	I	C	Ampliamento																																
D	F	J	F	Ricostruzione																																
E	H	I	J	Ristrutturazione																																
K	L	M	N	Restaurato																																
C	I	P	Q	Manutenzione																																

Sezione 7 – TIPOLOGIA STRUTTURALE

Strutture verticali	Strutture orizzontali	Coperture
A Muratura a sacco	A Legno	M Legno spingente
B Muratura a sacco con spigoli, mazzette, ricorsi	B Legno con catene	N Legno "poco spingente" (vedi manuale)
C Muratura pietra sbazzata	C Putrelle a volte o travelloni	O Legno a spinta eliminata o travi orizz.
D Muratura pietra sbazzata con rinforzi c.a.	D Putrelle a volte o travelloni con catena	P Latero-spinta o solette in c.a.
E Muratura pietra arrotondata	F I aterozementi o solette in c.a.	Q Acciaio spingente
F Muratura pietra arrotondata con rinforzi c.a.	F Volte senza catene	R Acciaio non spingente
G Muratura blocchetti tufo, pietra ben squadrate	G Volte con catene	S Mista spingente
H Muratura blocchetti calcestruzzo inerti pesanti	H Mista volte solai	T Mista non spingente
I Muratura blocchetti calcestruzzo inerti leggeri	I Misto volte solai con carone	U
L Muratura mattoni pieni o mutifori		
M Muratura mattoni forati		
N Pareti calcestruzzo non armate		
O Pareti calcestruzzo armate		
P Telai di c.a. non tamponati		
Q Telai di c.a. con tamponature deboli		
R Telai di c.a. con tamponature consistenti		
S Ossatura metallica		
T Mista		
U		
V		

Scale

0	Struttura appoggiata in legno
1	Struttura a sbalzo in legno
2	Struttura appoggiata in acciaio
3	Struttura a sbalzo in acciaio
4	Struttura appoggiata in pietra o laterizio
5	Struttura a sbalzo in pietra o laterizio
6	Volta appoggiata in muratura
7	Volta a sbalzo in muratura
8	Struttura appoggiata in c.a.
9	Struttura a sbalzo in c.a.

Tipologia strutturale prevalente ²⁸⁰ _____

1 Tipologia specialstica (capannoni, cricche, ...)
 2 Muratura o mista
 3 Calcestruzzo armato
 4 acciaio
 5 altro

Tipologia a strutturale ²⁸¹ _____ **N° piani a tipologia strutturale uguale** ²⁸² _____

Tipologia a strutturale	N° piani a tipologia strutturale uguale
281	
282	
283	
284	
285	
286	
287	

Sezione 8 – ESTENSIONE E LIVELLO DEL DANNO

Evento in data ³⁰¹ _____ 1 sisma ³⁰⁷ _____
 2 altro _____

Danni e impianti: 1 sì ³⁸³ _____ 2 no _____

M = livello danno max rilevato
E = estensione danno più diffuso
L = livello danno più diffuso

Estensione del danno

0	10% <=	10%
1	20% <=	20%
2	30% <=	30%
3	40% <=	40%
4	50% <=	50%
5	60% <=	60%
6	70% <=	70%
7	80% <=	80%
8	90% <=	90%
9	90% <	

Livello del danno

A	Nessun danno
B	Danno lieve
C	Danno medio
D	Danno grave
E	Danno gravissimo
F	Danno totale

Strutture verticali

M	E	L	N°
328			
312			
316			
320			
324			

Strutture orizzontali

M	E	L	N°
328			
332			
336			
340			
344			

Scale

M	E	L	N°
368			
352			
340			
360			
364			

Tamponature

M	E	L	N°
358			
372			
376			
380			
384			

IX. Scheda di vulnerabilità 2° Livello (MURATURA)

Scheda di vulnerabilità 2° livello (MURATURA)

G.N.D.T. – SCHEDA DI VULNERABILITÀ DI 2° LIVELLO (MURATURA)



Codice ISTAT Provincia ¹ _____		Codice ISTAT Comune ² _____		Scheda N° ³ _____		
PARAMETRI	Classi	Qual. Inf.	ELEMENTI DI VALUTAZIONE		SCHEMI – RICHIAMI	
1	TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE (S.R.)	11	22	Norme nuove costruzioni (Clas. A) ³³ <input type="checkbox"/> 1	Parametro 3. Resistenza convenzionale	
				Norme riparazioni (Clas. A) <input type="checkbox"/> 2		Tipologia strutture verticali τ_v (t/mq)
				Cordi e catene tutti i livelli (Clas. B) <input type="checkbox"/> 3		
				Bucini ammorsam. fra muri (Clas. C) <input type="checkbox"/> 4		
				Senza corcol. batti vi ammors. (Clas. D) <input type="checkbox"/> 5		
(vedi manuale)	<input type="checkbox"/> 24					
2	QUALITÀ DEL S.R.	12	23			
3	RESISTENZA CONVENZIONALE	13	21	Numero di piani N ³⁵ _____	Minimo tra A_{x1} ed A_y A (mq) _____	
				Area totale coperta A_t (mq) ³⁷ _____		Massimo tra A_{x1} ed A_y A (mq) _____
				Area A_x (mq) ⁴¹ _____		Coef. $a_0 = A/A_t$ _____ Coef. $\gamma = E/A$ _____
				Area A_y (mq) ⁴⁴ _____		$q = (A_{x1} + A_y) / (A_{x1} + A_c + p_s)$ _____
				τ_v (t/mq) ⁴⁷ _____		$C = \frac{C_0 \sqrt{A_c}}{q \cdot N} \sqrt{1 + 1,5 \alpha \cdot T_1 \cdot (1 + \gamma)}$
				Alt. medie inter-piano h (m) ⁵⁰ _____		$\alpha = C/0,4$ _____
				Peso specifico pareti p_m (t/mq) ⁵² _____		
Carc. permanente sola p_s (t/mq) ⁵⁴ _____						
4	POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONE	14	25	Pendenza percentuale del terreno ³⁸ _____	Parametro 6. Configurazione planimetrica	
				Rocchia Fondazioni Si <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2		
				Terr. sciolto non sping. Fond. Si <input type="checkbox"/> 3 No <input type="checkbox"/> 4		
				Terr. sciolto spingente Fond. Si <input type="checkbox"/> 5 No <input type="checkbox"/> 6		
				Differen. max di quota Δh (m) ⁵⁶ _____		
5	ORIZZONTAMENTI	15	20	Piani sfalsati Si <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2	Parametro 7. Configurazione in elevazione	
				Orizzontam. rigidi e ben collegati ⁶³ <input type="checkbox"/> 1		
				Orizzontam. deformabili e ben collegati <input type="checkbox"/> 2		
				Orizzontam. rigidi e mal collegati <input type="checkbox"/> 3		
				Orizzontam. deformabili e mal collegati <input type="checkbox"/> 4		
% Orizzontam. rigidi e ben collegati ⁶⁴ _____						
6	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	16	27	Rapporto percentuale $\beta_x = a/l$ ⁶⁵ _____	Parametro 9. Copertura	
				Rapporto percentuale $\beta_y = b/l$ ⁷⁰ _____		
7	CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE	17	23	% aumento (+) o diminuzione (-) di massa ⁷⁴ _____		
				Rapporto percentuale T/H ⁷⁷ _____		
				Percentuale superficie porticata ⁷⁹ _____		
				Piano terra porticato Si <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2		
8	D _{max} MURATURE	18	29	Rapporto massimo l/a ⁸² _____		
9	COPERTURA	19	30	Copert. non sp. ⁸⁴ <input type="checkbox"/> poco sp. <input type="checkbox"/> 1 sp. <input type="checkbox"/> 2	Parametro 9. Copertura	
				Cordi in coperture Si <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2		
				Catene in copertura Si <input type="checkbox"/> 1 No <input type="checkbox"/> 2		
				Carc. perman. copert. p_c (t/mq) ⁸⁷ _____		
				Lungh. appoggio coper. l_c (m) ⁹⁰ _____		
Perimetro copertura l (m) ⁹³ _____						
10	ELEM. NON STRUTT.	26	31	(vedi manuale)		
11	STATO DI FATTO	21	32	(vedi manuale)		

X. Scheda per il rilievo della vulnerabilità e del danno alle chiese

SCHEDA PER IL RILIEVO DELLA VULNERABILITÀ E DEL DANNO SISMICO ALLE CHIESE

Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti



Denominazione:		Scheda n°:	
Comune:	via/piazza:		
Località:	Data:	Squadra:	
Riferimenti per sopralluogo - (nome e recapito)			
Posizione: <input type="checkbox"/> isolata <input type="checkbox"/> corpi bassi annessi <input type="checkbox"/> estremità o angolo <input type="checkbox"/> nel contesto urbano			
Caratteristiche del sito: <input type="checkbox"/> in piano <input type="checkbox"/> in pendio <input type="checkbox"/> su rilievo <input type="checkbox"/> su riporto <input type="checkbox"/> avvallamento			
Condizioni d'uso: <input type="checkbox"/> quotidiano <input type="checkbox"/> settimanale <input type="checkbox"/> saltuario <input type="checkbox"/> abbandonata			Affollamento: <input type="checkbox"/>
Stato di manutenzione generale: <input type="checkbox"/> buono <input type="checkbox"/> discreto <input type="checkbox"/> scadente <input type="checkbox"/> pessimo			

Sezione 1. DATI TIPOLOGICI E DIMENSIONALI

Pianta: <input type="checkbox"/> una navata <input type="checkbox"/> due navate <input type="checkbox"/> tre navate <input type="checkbox"/> più navate <input type="checkbox"/> centrale <input type="checkbox"/> altro			
Aula:			
navata centrale largh. ____ × lungh. ____ altezza max: ____ n° campate: ____ <input type="checkbox"/> paraste <input type="checkbox"/> colonne <input type="checkbox"/> contrafforti esterni volte: <input type="checkbox"/> a botte <input type="checkbox"/> a crociera <input type="checkbox"/> a padiglione <input type="checkbox"/> a vela <input type="checkbox"/> cupola strutturali: <input type="checkbox"/> sì - <input type="checkbox"/> non so quota imposta volta: ____ n° catene trasversali: ____ catene/cuciture: <input type="checkbox"/>	1° navata laterale matroneo: <input type="checkbox"/> largh. ____ × lungh. ____ altezza max: ____ n° colonne/pilastrini: ____ <input type="checkbox"/> concii lapidei <input type="checkbox"/> muratura dimensioni: ____ × ____ altezza: ____ colleg. con navata centrale: <input type="checkbox"/> arco <input type="checkbox"/> architrave n° catene archi long.: ____ volte: <input type="checkbox"/> a botte <input type="checkbox"/> a crociera <input type="checkbox"/> a padiglione <input type="checkbox"/> cupole o vele strutturali: <input type="checkbox"/> sì - <input type="checkbox"/> non so n° catene trasversali: ____	2° navata laterale / cappelle contigue largh. ____ × lungh. ____ altezza max: ____ n° col./pil./setti trasv.: ____ <input type="checkbox"/> concii lapidei <input type="checkbox"/> muratura dimensioni: ____ × ____ altezza: ____ colleg. con 1° nav. laterale: <input type="checkbox"/> arco <input type="checkbox"/> architrave n° catene archi long.: ____ volte: <input type="checkbox"/> a botte <input type="checkbox"/> a crociera <input type="checkbox"/> a padiglione <input type="checkbox"/> cupole o vele strutturali: <input type="checkbox"/> sì - <input type="checkbox"/> non so n° catene trasversali: ____	pianta centrale largh. ____ × lungh. ____ altezza max: ____ forma: <input type="checkbox"/> circolare <input type="checkbox"/> quadrata/rettangolare <input type="checkbox"/> ellittica <input type="checkbox"/> poligonale <input type="checkbox"/> croce greca n° altari: ____ colonne: <input type="checkbox"/> volte: <input type="checkbox"/> a crociera <input type="checkbox"/> a padiglione <input type="checkbox"/> a vela <input type="checkbox"/> cupola strutturali: <input type="checkbox"/> sì - <input type="checkbox"/> non so quota imposta volta: ____ n° catene: ____
Copertura: lignea: <input type="checkbox"/> spingente <input type="checkbox"/> parz. sping. <input type="checkbox"/> non sping. <input type="checkbox"/> capriate c.a. o metallica: <input type="checkbox"/> cordoli: <input type="checkbox"/> pilastrini: <input type="checkbox"/> controventi di falda: <input type="checkbox"/>	Presbiterio: <input type="checkbox"/> l. ____ × p. ____ × H ____ Coro: <input type="checkbox"/> l. ____ × p. ____ × H ____ volte strutturali: <input type="checkbox"/> sì - <input type="checkbox"/> non so n° catene: ____	Transetto: <input type="checkbox"/> n° navate: ____ largh. ____ × lungh. ____ altezza max: ____ volte strutturali: <input type="checkbox"/> sì - <input type="checkbox"/> non so n° catene: ____	Cappelle: <input type="checkbox"/> n° ____ largh. ____ × prof. ____ altezza max: ____ volte strutturali: <input type="checkbox"/> sì - <input type="checkbox"/> non so cupole: <input type="checkbox"/> n° catene: ____
Abside principale: <input type="checkbox"/> l. ____ × p. ____ × H ____ Absidi secondarie: <input type="checkbox"/> l. ____ × p. ____ × H ____ forma: prin. sec. rettangolare <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> poligonale <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> semicircolare <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> n° aperture: ____ volte strutturali: sì <input type="checkbox"/> no ... <input type="checkbox"/> non so <input type="checkbox"/> n° catene interne: ____ catene/cerchiatura <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Campanili: <input type="checkbox"/> n° ____ 1 - a ____ × b ____ × H ____ 2 - a ____ × b ____ × H ____ forma: 1 2 quadrata/rettang. <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> poligonale <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> circolare <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> a vela <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> n° celle camp.: ____ catene/cerchiatura <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> posizione (D/S,A/P) ____ isolato <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> inserito in pianta <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> est.(muro comune) <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> esterno (adiacente) <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> quota stacco: ____	Cupola: <input type="checkbox"/> diametro: ____ forma: <input type="checkbox"/> circolare <input type="checkbox"/> poligonale strutturale: <input type="checkbox"/> sì - <input type="checkbox"/> non so lanterna: <input type="checkbox"/> tiburio: <input type="checkbox"/> tamburo: <input type="checkbox"/> n° aperture: ____ n° cerchiature: ____	Facciata: <input type="checkbox"/> forma: <input type="checkbox"/> capanna <input type="checkbox"/> salienti <input type="checkbox"/> rettangolare sommità a vela: <input type="checkbox"/> paraste o colonne: <input type="checkbox"/> statue o oggetti: <input type="checkbox"/> narcece o protiro: <input type="checkbox"/> edificio addossato: <input type="checkbox"/> n° aperture: ____
	Cripta: <input type="checkbox"/> lar. ____ × lun. ____ × H ____ n° colonne: ____ volte: <input type="checkbox"/> botte <input type="checkbox"/> crociera	Sacrestia/altro: <input type="checkbox"/> posizione: ____ (D/S, A/P) connessione: <input type="checkbox"/> adiacente <input type="checkbox"/> incatenata <input type="checkbox"/> ammorsata	

Sezione 2. DANNI AD ELEMENTI DI VALORE ARTISTICO (lieve - grave - perdita del bene)

Affreschi:					
<input type="checkbox"/> volta aula <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> navate laterali <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> volte cappelle <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> volta transetto <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> volta presbiterio <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> volta abside <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> cupola <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> pareti navate <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> pareti transetto <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> pareti abside <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> pareti cappelle <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> altri corpi <input type="checkbox"/>
Stucchi: <input type="checkbox"/> volte <input type="checkbox"/>	Sculture: <input type="checkbox"/> statue <input type="checkbox"/>	Bassorilievi: <input type="checkbox"/> altari/pulpito <input type="checkbox"/>	Dipinti: <input type="checkbox"/> tele <input type="checkbox"/>	Facciata: <input type="checkbox"/> portali/edicole <input type="checkbox"/>	Arredi sacri: <input type="checkbox"/> coro ligneo <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> pareti/colonne <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> altro <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> balaustre/altro <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> politici <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> rosoni <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> organi/altro <input type="checkbox"/>

Sezione 3. INDICE DI DANNO E INDICE DI VULNERABILITÀ

1	RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA		<input type="checkbox"/>
Danno	DISTACCO DELLA FACCIATA DALLE PARETI		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	(non so) <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Ammorsamento scadente tra la facciata ed i muri della navata <input type="checkbox"/> Assenza di catene longitudinali o di contrafforti efficaci	
2	MECCANISMI NELLA SOMMITÀ DELLA FACCIATA		<input type="checkbox"/>
Danno	LESIONI NELLA ZONA ALTA DELLA FACCIATA		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	(non so) <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Facciata indebolita per la presenza di grandi aperture (rosone o altro) <input type="checkbox"/> Assenza di collegamento con la copertura, di controventi di falda o di cordoli	
3	MECCANISMI NEL PIANO DELLA FACCIATA		<input type="checkbox"/>
Danno	LESIONI INCLINATE (TAGLIO); LESIONI VERTICALI O ARCUATE (ROTAZIONE)		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	(non so) <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Presenza di molte aperture (anche tamponate) <input type="checkbox"/> Possibilità di rotazioni dalle pareti laterali (copertura spingente, volta non incatenata)	
4	RISPOSTA TRASVERSALE DELL'AULA O DEL TRANSETTO		<input type="checkbox"/>
Danno	LESIONI NEGLI ARCONI (CON EVENTUALE PROSECUZIONE NELLA VOLTA); ROTAZIONI, SCHIACCIAMENTI O LESIONI ALLA BASE DELLE PARETI DI NAVATA		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	(non so) <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Pareti laterali di elevata snellezza <input type="checkbox"/> Assenza di catene trasversali o di contrafforti efficaci	
5	RISPOSTA LONGITUDINALE DELLA NAVATA CENTRALE		<input type="checkbox"/>
Danno	LESIONI NEGLI ARCHI O ARCHITRAVI LONGITUDINALI; SCHIACCIAMENTI E/O LESIONI ALLA BASE DEI PILASTRI; LESIONI A TAGLIO NELLE VOLTE DELLE NAVATE LATERALI		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	(non so) <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Pilastri molto snelli e/o navata centrale particolarmente alta rispetto a quelle laterali <input type="checkbox"/> Assenza di catene longitudinali	
6	VOLTE DELLA NAVATA CENTRALE		<input type="checkbox"/>
Danno	LESIONI NELLE VOLTE DELL'AULA CENTRALE O SCONNESSIONI DAGLI ARCONI		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	(non so) <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Volte eccessivamente ribassate e/o snelle <input type="checkbox"/> Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura	
7	VOLTE DELLE NAVATE LATERALI E DEL TRANSETTO		<input type="checkbox"/>
Danno	LESIONI NELLE VOLTE O SCONNESSIONI DAGLI ARCONI		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	(non so) <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Volte eccessivamente ribassate e/o snelle <input type="checkbox"/> Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura	
8	ARCHI TRIONFALI (DELL'AULA E DEI TRANSETTI)		<input type="checkbox"/>
Danno	LESIONI NELL'ARCO, SCORRIMENTO DI CONCI, SCHIACCIAMENTO ALLA BASE DEI PIEDRITTI		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	(non so) <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Arco di spessore inadeguato o realizzato con muratura scadente <input type="checkbox"/> Incatenamento assente o mal posizionato; pareti di taglio deboli	
9	CUPOLA O TIBURIO		<input type="checkbox"/>
Danno	LESIONI NELLA CUPOLA (AD ARCO), NEL TAMBURINO O NELLA LANTERNA		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	(non so) <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Tamburo molto alto e caratterizzato da grandi aperture <input type="checkbox"/> Assenza di cerchiatura o di contrafforti esterni	
10	RIBALTAMENTO DI ALTRE PARETI DI ESTREMITÀ (TRANSETTO, CAPPELLE)		<input type="checkbox"/>
Danno	DISTACCO DELLE PARETI DI ESTREMITÀ DALLE PARETI ORTOGONALI		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	(non so) <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Ammorsamento scadente tra la parete di estremità ed i muri ortogonali <input type="checkbox"/> Assenza di catene o di contrafforti efficaci	
11	RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE (O DEL PRESBITERIO)		<input type="checkbox"/>
Danno	LESIONI VERTICALI O ARCUATE NELLE PARETI DELL'ABSIDE		<input type="checkbox"/>
Vulnerabilità	(non so) <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Assenza di cerchiatura o di catene longitudinali <input type="checkbox"/> Copertura spingente o forte indebolimento per la presenza di aperture nelle pareti	

12	VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE		□
Danno	LESIONI NELLA VOLTA O NEL CATINO ABSIDALE		□□□
Vulnerabilità	(non sc) □ □	□ Volte eccessivamente ribassate e/c snelle □ Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura	
13	ROTTURA A TAGLIO DELLE PARETI		□
Danno	LESIONI INCLINATE (SINGOLE O INCROCIATE); LESIONI ATTRAVERSO DISCONTINUITÀ LOCALI (VECCHIE APERTURE TAMPONATE, ecc.)		□□□
Vulnerabilità	(non sc) □ □	□ Muratura di qualità scadente o di limitate spessori □ Forti indebolimenti per la presenza di aperture (anche preesistenti e tamponate)	
14	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA		□
Danno	LESIONI VICINO ALLE TESTE DELLE TRAVI LIGNEE; SCORRIMENTI DELLE STESSE SCONNESSIONI TRA CORDOLI E MURATURA; MOVIMENTI SIGNIFICATIVI DEL MANTO		□□□
Vulnerabilità	(non sc) □ □	□ Copertura spingente; aumento del peso originario a seguito del rifacimento della copertura □ Assenza di collegamento delle travi lignee alla muratura o di ammorramento del cordolo	
15	INTERAZIONI IN PROSSIMITÀ DI IRREGOLARITÀ PLANO-ALTIMETRICHE (CORPI ADIACENTI, ARCHI RAMPANTI)		□
Danno	MOVIMENTI NEL GIUNTO O LESIONI NELLA MURATURA PER MARTELLAMENTO LESIONI VERTICALI NEL CORPO MENO RIGIDO, ROTAZIONI NEL CORPO PIÙ ALTO		□□□
Vulnerabilità	(non sc) □ □	□ Mancanza di connessione tra le murature o elevata differenza di rigidità tra i due corpi □ Assenza di un buon ammorramento o di catene di collegamento	
16	TORRE CAMPANARIA		□
Danno	LESIONI VICINO ALLO STACCO DAL CORPO DELLA CHIESA; LESIONI A TAGLIO E SCORRIMENTO; LESIONI VERTICALI (ESPULSIONE DI UN ANGOLO)		□□□
Vulnerabilità	(non sc) □ □	□ Mancanza di connessione tra le murature o torre molto snella □ Muratura degradata, di scadente qualità o di limitate spessori	
17	CELLA CAMPANARIA		□
Danno	LESIONI NEGLI ARCHI, ROTAZIONI O SCORRIMENTI DEI PIEDRITTI		□□□
Vulnerabilità	(non sc) □ □	□ Assenza di catene o cerchiatura; piedritti molto snelli □ Copertura passante e/o spingente	
18	AGGETTI (VELA, GUGLIE, PINNACOLI, STATUE)		□
Danno	EVIDENZA DI ROTAZIONI PERMANENTI O DI SCORRIMENTI		□□□
Vulnerabilità	(non sc) □ □	□ Assenza di contrafforti o di altri collegamenti efficaci alla fabbrica □ Elevata snellezza dell'oggetto	
19	EFFETTI AL SUOLO DOVUTI ALLA MORFOLOGIA E ALLA GEOLOGIA DELL'AREA INTERESSATA		□
Danno	EVIDENZA DI EFFETTI AL SUOLO (frane, cedimenti, fratturazione, liquefazione)		□□□
20	EFFETTI AL SUOLO DERIVANTI DA AZIONI MUTUE TRA TERRENO E COSTRUZIONE		□
Danno	LESIONI DA CEDIMENTO IN FONDAZIONE		□□□
	Localizzazione:		

$n =$ ____ (numero dei meccanismi possibili) $d =$ ____ (punteggio totale di danno) $i_d = d / 3n =$ ____
 $v =$ ____ (punteggio vulnerabilità intrinseca) $p =$ ____ (domande a cui non si è risposto) $i_v = v / (2n-p) =$ ____

Sezione 4. CARATTERISTICHE DELLE MURATURE

FACCIATA				□ □ □	scheda n°:	%	S_{min} :	S_{max} :
scheda n°:	%:	S_{min} :	S_{max} :		scheda n°:	%	S_{min} :	S_{max} :
PARETI LATERALI				□ □ □	scheda n°:	%	S_{min} :	S_{max} :
scheda n°:	%:	S_{min} :	S_{max} :		scheda n°:	%	S_{min} :	S_{max} :
TRANSETTO				□ □ □	scheda n°:	%	S_{min} :	S_{max} :
scheda n°:	%:	S_{min} :	S_{max} :		scheda n°:	%	S_{min} :	S_{max} :
ABSIDE				□ □ □	scheda n°:	%	S_{min} :	S_{max} :
scheda n°:	%:	S_{min} :	S_{max} :		scheda n°:	%	S_{min} :	S_{max} :
CAMPANILE				□ □ □	scheda n°:	%	S_{min} :	S_{max} :
scheda n°:	%:	S_{min} :	S_{max} :		scheda n°:	%	S_{min} :	S_{max} :
ALTRI CORPI (cappelle, sacrestia)				□ □ □	scheda n°:	%	S_{min} :	S_{max} :
scheda n°:	%:	S_{min} :	S_{max} :		scheda n°:	%	S_{min} :	S_{max} :

Sezione 5. AGIBILITÀ

<input type="checkbox"/> AGIBILE	<input type="checkbox"/> INAGIBILE
<input type="checkbox"/> Parzialmente agibile:	<input type="checkbox"/> Agibile con provvedimenti:

Sezione 6. ANNOTAZIONI
(opere urgenti, danni particolari, recenti interventi di consolidamento, beni da salvaguardare)

Sezione 7. ELABORATI GRAFICI
(pianche, sezioni, prospetti; illustrazione di dissesti particolari)

Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese

