POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale

in Ingegneria Civile (LM-23)

Tesi di Laurea Magistrale

Monitoraggio strutturale con la tecnica delle Emissioni Acustiche: Il caso della volta centrale del Duomo di Torino

Relatori

Chiar.mo Prof. Alberto Carpinteri

Prof. Amedeo Domenico Bernardo Manuello Bertetto

Correlatori

Prof. Andrea Micheletti (Università degli Studi di Roma "Tor Vergata")

Ing. Davide Masera

Candidato

Daniela Campidoglio

Anno Accademico 2020/2021

Sommario

Il presente elaborato di tesi illustra la tecnica delle Emissioni Acustiche (EA) per il monitoraggio strutturale e la sua applicazione alla volta centrale della Cattedrale di San Giovanni Battista, sita a Torino (Italia).

La tecnica di EA si inserisce nella categoria dei metodi di controllo non distruttivi, previsti dalle attuali normative relative alla valutazione e agli interventi su edifici esistenti e con pregio storico-paesaggistico. Essa si basa sui principi della trasmissione delle onde meccaniche nei solidi, sulla Meccanica della Frattura e utilizza, nell'ambito dell'interpretazione dei risultati, concetti legati alla Geometria Frattale.

Dopo la descrizione del funzionamento generale e delle strumentazioni sviluppate negli anni, si pone rilievo sui risultati ottenibili dal monitoraggio, i quali consentono di:

- localizzare le sorgenti di emissione, circoscrivendo l'origine del danneggiamento;
- risalire ai parametri che descrivono la legge costitutiva del materiale;
- valutare la condizione di stabilità o instabilità del processo di danneggiamento;
- correlare l'attività di emissione acustica con quella sismica alla scala regionale, discriminando tra scosse di terremoto del tipo foreshock e di assestamento, sulla base dell'analisi sui valori medi di un parametro denominato *b*-value.

La ricerca storica d'archivio sul Duomo di Torino, caso studio del monitoraggio, ha evidenziato modifiche ed interventi nel corso della storia, ripercorsi in ordine cronologico dalle origini fino all'attuale configurazione.

Il sopralluogo del sottotetto della volta centrale ha messo in luce un sistema di consolidamento, operato a inizi Novecento per risolvere i problemi di instabilità della volta, molto invasivo, allo stato attuale poco performante e non compatibile con verifiche sismiche complessive dell'edifico. Sulla base di questa valutazione

sono stati posizionati otto sensori di EA, per una durata di quattro mesi, i cui risultati sono presentati nel Capitolo 4. In termini di localizzazione delle sorgenti di EA sono stati osservati punti di sorgente prevalentemente nella porzione centrale monitorata all'estradosso della volta. Inoltre, è stata effettuata l'osservazione di analisi statistiche sui parametri critici (β_t e *b*-value) e la valutazione del numero cumulato di eventi (*N*). In particolare, nei primi 50 giorni di monitoraggio si riscontrano valori critici di β_t e *b*-value, indicativi di una condizione di criticità.

Sulla base dei risultati raggiunti e della valutazione complessiva dello stato di fatto si propone uno smantellamento dei blocchi in calcestruzzo armato e del sistema di travature in ferro, con conseguente riduzione delle masse presenti nel sottotetto, al fine di migliorare la risposta strutturale in caso di sisma. In sostituzione della funzione consolidante si propone l'applicazione di lamine di FRP lungo le direttrici e generatrici della volta all'estradosso, coerentemente con la localizzazione delle sorgenti di EA.

Il monitoraggio con Emissioni Acustiche ha posto le basi per ulteriori indagini tramite il posizionamento di accelerometri, estensimetri e termo-igrometri per analizzare meglio la complessa situazione strutturale e valutare le condizioni di stabilità sia in campo statico che sismico, confermando l'utilità dei controlli non distruttivi, in grado di fornire in esercizio risultati qualitativi e quantitativi propedeutici a qualsiasi intervento.

Indice

Capitolo 1 Introduzione: approccio alla progettazione e valutazione di edifici esistenti 6

1.1 Introduzione 6
1.2 Quadro normativo 7
1.3 Codice dei beni culturali e del paesaggio 14
1.4 NTC 2018 – Capitolo 8: Costruzioni Esistenti 15
1.4.1 Indagini per la conoscenza del manufatto 17
1.4.2 Tecniche di monitoraggio non distruttivo 19
1.5 Meccanica della Frattura e instabilità della propagazione della fessura 22

Capitolo 2 Il monitoraggio strutturale con la tecnica delle Emissioni Acustiche 31

2.1 La tecnica 31
2.2 La strumentazione 32
2.3 Individuazione delle sorgenti e velocità di propagazione nel mezzo 35
2.4 Acquisizione di dati e parametri 38
2.5 Analisi statistica e precursori sismici 42

Capitolo 3 Il Duomo di Torino, Basilica Cattedrale di San Giovanni Battista 49

3.1 Inquadramento generale 49
3.2 Storia: dalla costruzione allo stato attuale, passando per ampliamenti e restauri 50
3.2.1 Area sacra antecedente alla realizzazione del Duomo 50
3.2.2 Costruzione del Duomo Nuovo 52
3.2.3 Ampliamento con Cappella della Sindone e interventi tra Settecento e Ottocento 54
3.2.4 Lavori di restauro e ripristino del Novecento 57
3.2.5 Ultimi interventi di restauro e consolidamento ad opera dello studio di architettura Momo 60
3.3 Descrizione architettonica e strutturale 61

Pianta 61

Cripta 62

Testata dell'abside 62

Facciata 63

Muri perimetrali e di fondazione 65

Pilastri 66

Sistema voltato 67

Cupola 69

Copertura 70

Infissi 72

Pavimento 73

Scalinata principale 73

3.4 La torre campanaria del Duomo di Torino 74

Capitolo 4 Applicazione della tecnica di Emissione Acustica al Duomo di Torino 77

4.1 Sopralluogo conoscitivo e rilievo geometrico 77

4.2 Modellazione tridimensionale tramite CAD 82

4.3 Posizionamento dei sensori 84

4.4 Risultati monitoraggio con Emissione Acustica 87

4.4.1 Localizzazione delle sorgenti 87

4.4.2 Analisi statistica dei dati di EA 88

4.4.3 Precursori sismici 90

4.5 Monitoraggio con accelerometri di massa, estensimetri e termo-igrometro 98

Capitolo 5 Conclusioni 101

Bibliografia 108

Indice delle figure 114

Indice delle tabelle 121

Capitolo 1
Introduzione: approccio alla progettazione e valutazione di edifici esistenti

1.1 Introduzione

Ogni qualvolta la figura di un tecnico si rivolge ad un edificio esistente, sia esso ordinario o storico-monumentale, per necessità urgenti dettate da catastrofi e calamità naturali o per ordinari interventi volti alla conservazione e alla messa in sicurezza, nasce l'esigenza di svolgere una serie di operazioni conoscitive per delineare un quadro attuale dell'opera e della sua evoluzione storica.

L'analisi storico-critica e il rilievo geometrico-strutturale risultano fasi fondamentali data la varietà di tipologie costruttive e materiali che nel tempo sono stati adoperati per realizzare il patrimonio edilizio e architettonico del territorio italiano.
Ogni edificio esistente deve essere analizzato nelle sue caratteristiche generali e particolari con l'obiettivo di individuare una categoria costruttiva di riferimento, ma al tempo stesso evidenziarne le peculiarità, in modo tale da mettere a punto un modello di analisi *ad hoc*.
L' approfondimento conoscitivo è strutturato su più livelli, per la definizione dei quali vengono effettuate verifiche ed indagini di tipo limitate, estese ed esaustive. Tra le modalità con cui svolgere tali indagini si inserisce il monitoraggio strutturale, con tecniche distruttive (PD) e non distruttive (PnD), dette anche Non-Destructive Testing (NTD).
Proprio del monitoraggio non distruttivo, in particolare della tecnica delle Emissioni Acustiche (EA), si vuole evidenziare l'importanza rivestita in termini di risultati che contribuiscono ad accrescere la conoscenza dello stato di fatto dell'opera e a prevederne gli sviluppi futuri.

L'utilizzo della tecnica delle Emissioni Acustiche è dotato di sempre più efficienza e validità, soprattutto su costruzioni con materiali eterogenei e per individuarne il quadro fessurativo in maniera non distruttiva. Non solo, tale tecnica consente di prevedere il processo evolutivo del danneggiamento strutturale, attraverso il metodo frattale o multi-scala, e di correlarlo con l'attività sismica regionale.

Data la rilevanza assunta nel presente elaborato dal caso studio oggetto di monitoraggio, quale il Duomo di Torino, si ritiene utile delineare un breve excursus normativo relativo all'approccio a edifici esistenti e a quelli con pregio storico-monumentale, con le indicazioni sugli aggiornamenti più importanti introdotti sia in campo statico che sismico.
Inoltre, la configurazione attuale del Duomo è il risultato di interventi e restauri succedutisi nel corso dei secoli, per cui è indispensabile conoscerli, nonché utile presentarli all'interno di questo lavoro di tesi, delineando in ordine cronologico la sequenza storica dei restauri e consolidamenti attuati, prima di effettuare le attività di monitoraggio e diagnostica e conseguentemente progettare altri interventi.

Dopo aver compreso e analizzato l'opera nel complesso e i sistemi strutturali più rilevanti nel dettaglio, dopo aver valutato i risultati del monitoraggio, data l'indiscutibile utilità ai fini della diagnosi di eventuali criticità e della stima della durabilità residua, è possibile passare alla terapia e avanzare ipotesi di interventi di rinforzo e riabilitazione della struttura e verificarne la fattibilità.

Nella parte finale di tale elaborato, infatti, viene proposta una soluzione di consolidamento del sistema voltato con metodo innovativo, che potrà essere oggetto di successive valutazioni e validazioni sulla base di calcoli e verifiche con l'ausilio di modelli agli elementi finiti.

1.2 Quadro normativo

Fino ai primi anni dell' Ottocento la materia della manutenzione e restauro degli edifici esistenti era affidata alle cosiddette *Regole dell'Arte*, contenute nei trattati architettonici, che si basavano sul concetto di comprendere e analizzare i materiali

utilizzati per la realizzazione delle opere e le principali tecniche esecutive, per poi cercare il più possibile di intervenire con gli stessi materiali e le stesse tecniche, senza trasformare eccessivamente l'esistente e attuando una ricostruzione della forma originale.

In Europa con Jean Baptiste Rondelet[1] cambiò l'approccio metodologico, in quanto in occasione di restauri da lui svolti, egli si dedicò allo studio delle cause dei dissesti nelle costruzioni esistenti e all'evoluzione del danno, ponendo rilievo sulla fase conoscitiva preliminare alla progettazione di qualsiasi intervento di consolidamento. Contemporaneamente in Francia si stava assistendo allo sviluppo dei materiali industriali e allo studio della Scienza delle Costruzioni.

In Italia la metodologia di Rondelet fu assorbita contestualizzando gli interventi di restauro rispetto all'ambiente circostante, all'opera nel complesso e alle sue particolarità – il rischio era quello di utilizzare materiali innovativi, come il calcestruzzo armato, applicando le tecniche moderne agli edifici storici, come se fossero nuovi.

In questo periodo furono formulate varie Carte del restauro, spesso contraddittorie fra loro sulla possibilità di utilizzare materiali innovativi su edifici esistenti, tra queste la Carta di Atene (1931), la Carta Italiana del Restauro (1931), la Carta di Venezia (1964).

Tale approccio al restauro e al consolidamento ha interessato, fino ad oggi, non solo il comparto statico, ma anche quello dinamico, visti i danni causati alle strutture dall'attività sismica in Italia. Nella tabella che segue sono schematicamente riassunte le principali normative che hanno interessato gli edifici esistenti, in particolar modo in muratura, sia dal punto di vista statico, che sismico.

[1] Rondelet J.B., *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, Parigi 1802-1810, 4 tomi, 6 volumi.

Tabella 1 Quadro sinottico della normativa sugli edifici esistenti

ANNO	NORMA	NOVITÀ INTRODOTTE
1909	R.D. del 18 aprile 1909 n.193	- Si applicano agli edifici esistenti ordinari le stesse disposizioni degli articoli precedenti della norma stessa, riferiti alle nuove costruzioni; - Non sono imposte vere e proprie verifiche strutturali; - Criterio del "caso per caso" applicato agli edifici monumentali.
1916	D.L.L. del 5 novembre 1916 n.1526	
1924	R.D. del 23 ottobre 1924 n. 2089	
1927	R.D. del 13 marzo 1927 n. 431	
1935	R.D. del 25 marzo 1935 n.640	
1962	L. del 25 novembre 1962 n.1684	
1974	**L. del 2 febbraio 1974 n. 64**	- Delega al Ministro dei lavori pubblici dell'emanazione di norme tecniche per le costruzioni e della classificazione sismica del territorio nazionale; - Due paralleli corpi di norme rispettivamente per zone sismiche e non sismiche; - Possibilità di aggiornare le norme sismiche in seguito a nuove conoscenze dei fenomeni sismici e inserire nuovi comuni colpiti da terremoti; - Capo II Riparazioni e sopraelevazioni, in cui vengono estesi i criteri della norma anche per il consolidamento delle strutture esistenti, per garantire maggiore sicurezza alle azioni sismiche (art.15) e restano invariate le disposizioni vigenti in materia di "edifici di speciale importanza artistica" (art.16).
1975	D.M. 3 marzo 1975 - *Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*	C.9 Riparazioni degli edifici in muratura con specifico riferimento a fondazioni, archi e volte, murature, cordoli, solai, sbalzi, scale, coperture, dissesti.
1981	D.M. del 2 luglio 1981	- Oltre all'intervento di riparazione, introduzione dell'intervento di adeguamento al livello di sicurezza delle nuove strutture; - Sostituzione del C.9 succitato per la riparazione di edifici esistenti danneggiati dal sisma; - Nessun riferimento esplicito alle costruzioni monumentali.
1981	Circolare Ministeriale n.21745 del 1981	

1986	D.M. LL.PP del 24 gennaio 1986	- Introduzione del concetto del miglioramento in aggiunta all'adeguamento; - C.9. dedicato agli edifici esistenti ed in particolare ai casi in cui è obbligatorio l'adeguamento, risultando prettamente rivolto agli edifici ordinari.
1986	Circolare Ministero BB.CC.AA. (Beni Culturali ed Artistici) Comitato Nazionale Per La Prevenzione Del Patrimonio Culturale Dal Rischio Sismico n.1032	- Interventi di miglioramento per la sicurezza sismica degli edifici monumentali (previsti dal D.M. LL.PP del 24-1-1986); - Cenni al tipo di approccio da adottare, alle tipologie di operazioni da compiere, agli elaborati progettuali da produrre; - Verifiche formali non richieste.
1987	D.M. del 20 novembre 1987 - *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*	- Per gli edifici in zona sismica restano valide le precedenti norme (2-2-1974, n. 64 e 24-1-1986) e successive modificazioni ed integrazioni; - Dalla definizione di consolidamento risulta assimilabile alla tipologia di intervento dell'adeguamento.
1996	UNI EN 1996-1-1:2013	Eurocodice 6 - Progettazione di strutture in muratura Parte 1-1: Regole comuni per strutture in muratura semplice e armata.
1996	D.M. 16 gennaio 1996	- Introduzione verifiche agli stati limite; C.9. Interventi sugli edifici esistenti: - Per l'adeguamento sono descritte le fasi di progetto esecutivo, provvedimenti tecnici, schemi strutturali, analisi e verifiche da effettuare; - Per il miglioramento si applicano le prescrizioni relative al progetto esecutivo di adeguamento, ma limitatamente alla porzione di interesse, sono indicati i provvedimenti tecnici per le strutture ordinarie; - Per gli edifici monumentali è esplicitata l'esecuzione del miglioramento.
1997	Circolare Ministeriale n. 65 del 10 aprile 1997	Allegato 3 contiene possibili tecniche di intervento per edifici esistenti in muratura, non applicabili "acriticamente" alla muratura monumentale.

1998	D.L. n. 112 del 1998	Attuazione del I Capo della L. n. 59/1997: - Competenza allo Stato per la definizione dei criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e le norme tecniche per le costruzioni nelle medesime zone; - Competenza alle Regioni per l'individuazione delle zone sismiche, la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone;
1998	UNI EN 1998-1:2013 UNI EN 1998-3:2005	Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici; - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
2003	**OPCM n. 3274 – *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona simica*** Allegato 2 Capitolo 11 Edifici esistenti Capitolo 11.5 Edifici in muratura	- Eurocodici recepiti e obbligatorio il calcolo semiprobabilistico agli stati limite e le analisi dinamiche con spettro di risposta; - Delega per gli Enti Locali, ad effettuare la classificazione sismica di ogni singolo Comune; - Quattro zone a diversa pericolosità per classificare l'intero territorio nazionale (per la zona 4 viene data facoltà alle Regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica e si prevede la possibilità di applicare quanto contenuto nel D.M. 16 gennaio 1996, per edifici di tipo 1 e 2, considerando un grado di sismicità convenzionale); - Obbligo di verifica entro 5 anni di edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali utili alla protezione civile in caso di sisma (art.3), ma non c'è l'obbligo immediato d'intervento, bensì soltanto di programmazione degli interventi stessi; - Coefficienti parziali di sicurezza, livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3, fattori di importanza.
2003	Decreto n. 3685 del 21 ottobre 2003	- Definizione di edifici strategici e rilevanti e indicazioni sulle verifiche tecniche da effettuarvi.
2005	OPCM n. 3431 - Revisione della 3274	- Modifica all. 2 OPCM 3724/2005; - Introduce le Linee Guida per applicazione della normativa per il patrimonio culturale.

2006	OPCM n. 3519 - Aggiornamento della 3431	Eliminazione delle zone non classificate.
2004	**D.Lgs. 22.1.2004, n.42 - Codice dei beni culturali e del paesaggio**	**- Destinatari sono gli edifici sotto tutela;** **- Esigenza di conservazione ed introduzione esplicita di miglioramento e adeguamento** **(per approfondimenti si veda al §1.2 di questo elaborato)**
2005	D.M 14 settembre 2005 – *Norme tecniche per le costruzioni* (inizialmente *Testo Unico*)	Sostituisce tutti i D.M. precedenti, prevedendo 18 mesi in cui risultano valide le vecchie e le nuove norme, ma sostituito perché non propriamente in linea con gli Eurocodici.
2007	Direttiva P.C.M. 12 ottobre	- In riferimento alle norme tecniche per le costruzioni, finalizzato alla valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, specifico per le murature; - Due scale di valutazione: vulnerabilità del patrimonio territoriale e sicurezza e interventi sul singolo manufatto; - Livelli di valutazione LV1, LV2 e LV3 e redazione scheda per costruire la banca dati dei beni architettonici tutelati; - Stati limite di verifica : ultimo (SLU), di danno (SLD), di danno ai beni artistici (SLA); - I coefficienti e parametri non hanno valore prescrittivo, in quanto deve essere effettuato un giudizio qualitativo e complessivo sulla sicurezza, al di là del confronto tra azione sismica e capacità della struttura.
2008	**D.M. 14-1-2008 – *Norme tecniche per le costruzioni*** Entrato in vigore il 1° luglio 2009	- Sostituiscono il TU del 2005, confermandone l'approccio prestazionale, in luogo di quello prescrittivo, e colmandone le lacune, allineandosi agli Eurocodici; - Concetto di pericolosità sismica di base su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento, fornita dai dati pubblicati sul sito http://esse1.mi.ingv.it; - Per edifici esistenti (cap. 8) possibilità di adottare livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere e talvolta di considerare solo gli SLU, rispetto alla salvaguardia della vita umana (SLV) o al collasso (SLC);

		- Interventi di miglioramento e valutazione della sicurezza in accordo con D.lgs. 22.1.2004, n.42 per i beni tutelati; - Per edifici in muratura analisi dei meccanismi d'insieme e dei meccanismi locali, analisi di edifici semplici e tipologie in aggregato.
2009	Circolare 2 febbraio 2009, n.617 - *Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni*	- Obbligo di intervento solo per verifiche non soddisfatte di "azioni controllate dall'uomo" (carichi permanenti e altre azioni di servizio), ma non in caso di "azioni non controllabili dall'uomo" (tra cui il sisma); - « …saranno i proprietari o gestori delle singole opere a definire il provvedimento più idoneo… ».[2]
2011	DPCM 09.02.2011 - *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*	- Rispetto alle NTC 2008 vengono fatte considerazioni specifiche per gli edifici tutelati; - Si accetta un grado di vulnerabilità più elevato, finalizzato alla conservazione del bene, rispetto al raggiungimento di livelli di sicurezza più alti.
2018	**D.M. 17 gennaio 2018 - *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»***	**Capitolo 8 - Costruzioni esistenti (per approfondimenti si veda al §1.3 di questo elaborato)**
2019	Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 - Capitolo 8 Edifici esistenti	- Fortemente prediletti interventi di rafforzamento locali o di miglioramento; - Applicabilità anche a edifici storici, seppur non oggetto di tutela; - Nuovo valore per la resistenza a taglio in assenza di sforzo normale (f_{v0}) per il calcolo della resistenza a taglio della muratura in presenza di fessurazione diagonale; - Coefficienti migliorativi dello stato di fatto.

[2] nota di chiarimento (prot. DPC/SISM/0083283) Presidenza del Consiglio dei ministri, mediante il Dipartimento di Protezione Civile, da Bongiovanni G., Buffarini G., Saitta F., Clemente P., *Progettare bene è molto di più che rispettare le norme tecniche*. <https://www.ingenio-web.it/18681-progettare-bene-e-molto-di-piu-che-rispettare-le-norme-tecniche>

1.3 Codice dei beni culturali e del paesaggio

Prima dell'emanazione di tale legge, c'erano stati precedenti tentativi nel 1902 e nel 1909, rispettivamente legge Nasi e legge Rosadi, di catalogare opere d'arte, monumenti e opere di particolare interesse, nella prima legge, e di dichiarare di interesse culturale anche le opere di privati e tutte le cose mobili e immobili con pregio storico, artistico, archeologico, etc., nella seconda. Nel 1912 anche le bellezze naturali divennero oggetto di tutela. Durante il regime fascista furono promulgate leggi volte a tutelare il patrimonio culturale, inteso come insieme dei beni culturali e dei beni paesaggistici, considerati simbolo dell'identità nazionale.
Nel 1985 la legge Galasso n. 431, anticipando la modifica del Titolo V della Costituzione in materia di «governo del territorio», considerò tutte le regioni competenti a riguardo.
Con il D.Lgs. n.490 del 1999 venne emanato il Testo Unico per tutelare e valorizzare il patrimonio culturale, definito come «testimonianza (non necessariamente materiale) avente valore di civiltà», che sarà abrogato nel 2004 dal D.Lgs. n. 42, contenente il Codice dei beni culturali e del paesaggio, detto Urbani, il quale oltre allo scopo della valorizzazione, promuove la semplificazione delle procedure e coinvolge gli enti locali nell'attività di tutela. Tale codice è suddiviso in cinque parti, che nell' ordine si occupano di: disposizioni generali, beni culturali, beni paesaggistici, sanzioni in caso di violazione delle norme, disposizioni transitorie, abrogazioni ed entrata in vigore. Dalla suddivisone appena esposta è implicita la definizione di patrimonio culturale, inteso come formato sia da beni culturali, che da beni paesaggistici.
All'art.10 c.1 sono riportati i beni culturali riconosciuti, tra cui sottolineiamo i beni degli «enti ecclesiastici civilmente riconosciuti, che presentano interesse artistico, storico, archeologico o etnoantropologico».
Si distingue tra beni di appartenenza pubblica e privati, i primi sono dichiarati beni tutelati in prima istanza fino a che non vengono riconosciuti tali dalla verifica di interesse culturale (art.12), mentre i secondi sono privati fino alla dichiarazione di interesse (art.13).

All'art.17 si precisa che i beni tutelati debbano essere catalogati, attraverso definizione, identificazione e metodologie di raccolta a livello nazionale, ed inseriti in un catalogo nazionale, con tutela per l'accesso agli atti.
L'art.20 indica quali sono gli interventi vietati sui beni culturali, mentre il successivo quali interventi necessitano di autorizzazione, la quale risulta necessaria per effettuare gli interventi conservativi volontari (art.31), e non obbligatori (art.30).
Per quanto concerne il restauro, all'art.29 ed in particolare al comma 2 si dà rilievo all'attività di prevenzione del danno, al comma 3 si pone attenzione sulla manutenzione, da effettuare considerando lo stato di conservazione e la funzionalità del bene, infine al comma 4 si delinea il restauro come azione ultima ed estrema volta al recupero dell'integrità fisica.

1.4 NTC 2018 – Capitolo 8: Costruzioni Esistenti

Il capitolo al §8.1 si apre con l'introduzione dei contenuti e della definizione di costruzione esistente, la quale come esplicitato nella circolare applicativa al §C8.1 deve essere rimodulata caso per caso, in relazione anche all'epoca di costruzione e alla normativa allora vigente.
«Il presente capitolo stabilisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti. Si definisce costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento, la struttura completamente realizzata».
Il paragrafo 8.2 ricalca quanto già espresso nello stesso paragrafo dalle Norme tecniche per le costruzioni del 2008, estendendo quanto riportato nei capitoli precedenti, per le costruzioni nuove, anche alle costruzioni esistenti, ad eccezione di «limitazioni di altezza, regole generali, prescrizioni sulla geometria e sui particolari costruttivi…».
La norma, al §8.3, affronta il tema della valutazione della sicurezza, stabilendo i casi in cui è necessaria e imponendo di farlo in modo quantitativo, ossia determinando il valore dell'azione che la struttura è in grado di sopportare con il minimo livello di sicurezza previsto dalla norma stessa.

In presenza di azione sismica, vengono introdotti due parametri da applicare alle azioni, piuttosto che alle sollecitazioni o alle tensioni come avveniva nelle precedenti normative riguardo alle verifiche di sicurezza, infatti i due parametri servono per valutare il livello di sicurezza dell'edificio esistente, in relazione a quello richiesto per una costruzione nuova.

I due parametri sono:

- ζ_E, definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo a_gS;
- $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

L'esito di tale valutazione, riportato in una relazione, serve a determinare se la struttura necessita di interventi per aumentare la sicurezza strutturale, se bisogna modificarne l'uso o se raggiunge i minimi livelli di sicurezza, senza nessun tipo di intervento. Se risulta necessario intervenire, le tipologie di intervento previste al §8.4, sono illustrate in tabella 2.

Tabella 2 Tipologie di interventi previsti dalla norma sugli edifici esistenti

TIPOLOGIE DI INTERVENTI	**DESCRIZIONE**	**APPLICABILITÀ**
I. di riparazione o locali	interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti	Per strutture ordinarie e beni tutelati
I. di miglioramento	interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3	
I. di adeguamento	interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3	Solo per strutture ordinarie

Per le ultime due categorie di intervento la valutazione della sicurezza è obbligatoria e nella relazione vanno indicati i livelli raggiunti prima e dopo l'intervento progettato, «in termini di rapporto tra capacità e domanda».
Inoltre, gli stati limite da considerare nei diversi casi sono riassunti in tabella 3.

Tabella 3 Indicazioni della norma in merito ad interventi su edifici esistenti in presenza di azione sismica

STRUTTURE	STATI LIMITE DI RIFERIMENTO	VALUTAZIONI DELLA SICUREZZA SISMICA
Ordinarie	SLD, SLV	Meccanismi locali e meccanismi d'insieme
Beni tutelati	SLD, SLV, SLA	LV1, LV2, LV3

Alla luce di quanto detto finora, rispetto alla precedente normativa NTC 2008 – Capitolo 8, le novità più interessanti per gli edifici esistenti riguardano:

- l'estensione delle verifiche agli elementi verticali e non strutturali, quali tamponamenti;
- la predilezione di interventi locali e di miglioramento, in luogo dell'adeguamento;
- verifiche a SLE obbligatorie solo per alcuni tipi di costruzione, tra cui interventi di adeguamento su edifici di classe d'uso IV;
- riferimento ad azioni cosiddette sismiche e non sismiche, come pesi propri, sovraccarichi e azioni climatiche, senza mai citare azioni propriamente dette statiche[3];
- l'introduzione dei parametri ζ_E e $\zeta_{v,i}$ per la valutazione della sicurezza sulle azioni, con l'opportunità di adottare le teorie dell'analisi limite, by-passando le incertezze dei materiali che invece influenzano il calcolo delle sollecitazioni nell'analisi elastica.

1.4.1 Indagini per la conoscenza del manufatto

Come già evidenziato in precedenza, per gli edifici esistenti è fondamentale prima di progettare un intervento valutare la sicurezza e lo stato di conservazione,

[3] Circolare n.7 del 21 gennaio 2019, par. C8.2, C.S.LL.PP., in materia di "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.".

operazioni che richiedono una cura e un dettaglio variabili da caso a caso. Nonostante ciò, come espresso al paragrafo 8.5 della norma, l'iter procedurale globalmente valido prevede i seguenti steps:

1. **Ricerca storica d'archivio:** indispensabile per ricostruire le modalità di realizzazione della costruzione, gli eventi subìti nel corso della storia e gli interventi a cui è stata sottoposta;
2. **Rilievo geometrico:** riferito sia all'edificio nel complesso, sia agli elementi costruttivi, sia ad eventuali interazioni con edifici adiacenti;
3. **Rilievo strutturale e livelli di conoscenza:** per delineare il quadro fessurativo, eventuali dissesti in atto oppure stabilizzati.

Per una maggiore chiarezza delle fasi operative e delle caratteristiche di ognuna di esse si può consultare il diagramma realizzato e presentato in figura 1.

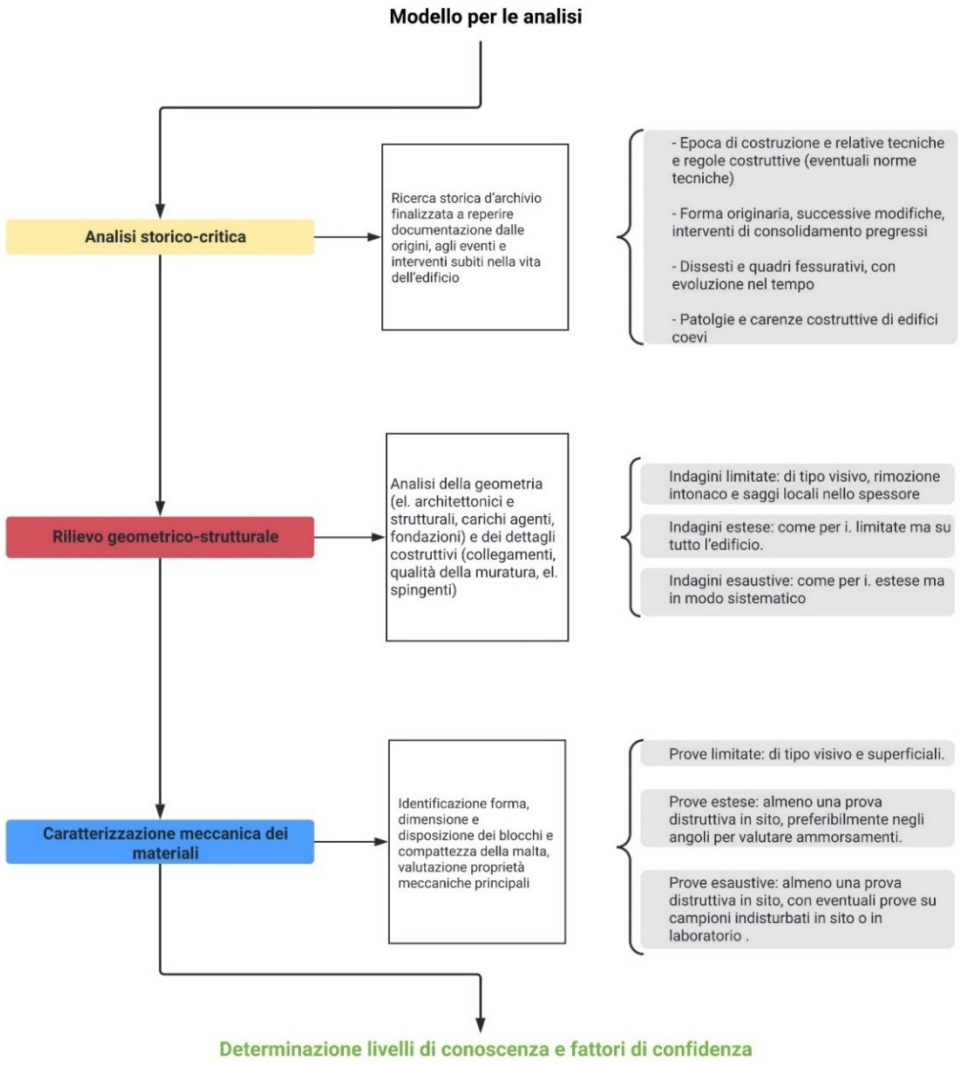

Figura 1 Workflow delle fasi del modello di analisi di un edificio esistente

Come si evince, almeno una prova distruttiva è sempre obbligatoria, ma in aggiunta si possono avere informazioni molto utili per la valutazione delle proprietà meccaniche dei materiali, per la comprensione dei meccanismi strutturali e per l'analisi di eventuali quadri fessurativi in atto, tramite prove non distruttive.

1.4.2 Tecniche di monitoraggio non distruttivo

Il monitoraggio non distruttivo, a differenza di quello distruttivo, a prescindere dai campi di applicazione e dalle tecniche adoperate, consente di indagare il materiale o la struttura senza modificarne le proprietà e senza danneggiamenti, garantendone la funzionalità, operando in situ e consentendo di continuare a svolgere le attività all'interno dell'edificio.

Tra le tecniche di monitoraggio non distruttive presentiamo brevemente le più diffuse[4]:

- <u>Controlli sclerometrici</u>

  Si misura la durezza della superficie del calcestruzzo e si riporta su curve sperimentali. La resistenza del materiale è misurata dall'indice di rimbalzo di una massa che viene scagliata da una molla, di cui si conosce la costante elastica, poi colpisce un pistone, a contatto con la superficie del calcestruzzo, e rimbalza. La prova è di tipo superficiale e spesso viene accoppiata con prove ultrasoniche, prendendo la denominazione di prova SON-REB, per la quale le curve sperimentali sono codificate dal British Standard.

- <u>Magnetometria</u>

  Sfruttando i principi dell'elettromagnetismo e lo studio dei campi magnetici, individua la presenza di elementi metallici conduttori. Si rileva particolarmente utile per indagare la presenza di barre di armatura in elementi in calcestruzzo armato, con copriferro inferiore ai 6 centimetri. Grazie alle recenti tecnologie i processori sono in grado di stimare lo

[4] Brunetti G., *Lezioni di Tecniche di Indagine non Distruttive e Monitoraggio*, 2007.

spessore del copriferro, individuare la posizione di ferri e catene e memorizzare i dati, ma non il loro diametro.

- Controlli termografici

  Si basano sulla misura a distanza – prova non invasiva – dell'energia termica emessa da un oggetto – prova volumetrica – la quale dipende dalla conducibilità termica e dal calore specifico del materiale e si concentra nella banda di frequenza dell'infrarosso. Tale tecnica è utilizzata per identificare ponti termici, presenza di materiali diversi nell'ammorsatura d'angolo, dispersione di calore, distribuzione dell'umidità, etc., tranne nei casi in cui gli oggetti sono coperti da materiali riflettenti o isolanti (es. marmi, vetri, ceramici, legni, etc.). I risultati si presentano nella forma finale di immagini in bianco e nero, o in post-processing con diversi colori a cui sono associati valori appartenenti ad una scala termica. La qualità, più che la quantità, dei risultati è influenzata dalla distanza di rilievo, dall'esperienza dell'operatore, dalle caratteristiche della strumentazione e, soprattutto, dalle condizioni fisico-ambientali che influenzano la percentuale di trasmissione in atmosfera.

- Controlli endoscopici

  Attraverso dei fori di una decina di millimetri di diametro, in cui si inserisce la sonda, è possibile indagare cavità inaccessibili e determinare forma e dimensione di elementi strutturali, stato di conservazione dei materiali, strati di murature a sacco, etc. Le informazioni che si riescono ad acquisire sono circoscritte alla zona in cui è presente il foro, per cui difficilmente possono riguardare ampie porzioni di edificio. Esistono più tipologie di endoscopi, tra cui rigido, flessibile a fibre ottiche e video-endoscopio.

- Prove soniche e ultrasoniche

  Sono adatte a materiali eterogenei, quali murature, per valutare lo stato di aggregazione al loro interno – p. soniche – e a materiali più omogenei,

quali legno e calcestruzzo, per localizzare meglio i difetti – p. ultrasoniche. In particolare, un dispositivo meccanico applica un impulso sulla superficie dell'elemento da indagare e si misura il tempo di volo dell'onda elastica, generata nel materiale, per raggiungere l'altra faccia dell'elemento su cui è posizionato un accelerometro, seguendo un percorso rettilineo. Dalla misura dei tempi di volo, conoscendo lo spazio percorso, si ricavano le velocità di propagazione dell'onda elastica, in relazione di diretta proporzionalità con la densità del mezzo. Tale tecnica è utile non solo in fase di pre-intervento per identificare porzioni di muratura in cui i blocchi non sono ben legati, ma anche in fase di verifica post-intervento, ad esempio in seguito ad iniezioni di malta.

- Tecnica di emissione acustica

  La tecnica si inserisce nello studio dei fenomeni critici, cioè del passaggio da uno stato di equilibrio stabile ad uno stato instabile durante la frattura. Essa consiste nell'analisi statistica di emissioni acustiche, onde elastiche ultrasoniche emesse spontaneamente, dovute ad un rilascio di energia molto repentino, in presenza di difetti e danneggiamenti, utile soprattutto in presenza di elementi eterogenei. Gli studi sperimentali condotti su legno, metalli, vetro, compositi, ceramici.

Nel campo dell'ingegneria civile, riteniamo la tecnica di Emissione Acustica (EA) particolarmente originale ed efficace per il monitoraggio non distruttivo di strutture in calcestruzzo armato e muratura, ed è per questo che nel presente elaborato verranno esposti i dettagli dell'utilizzo di tale tecnica e verrà applicata al caso studio del monitoraggio della volta della navata centrale del Duomo di Torino.
L'originalità di tale tecnica è supportata dai concetti della Meccanica della Frattura e dai recenti studi sul metodo frattale o multi-scala, in grado di stimare lo sviluppo dei danneggiamenti nelle strutture e la loro vita residua.

1.5 Meccanica della Frattura e instabilità della propagazione della fessura

Solitamente nelle verifiche agli stati limite siamo soliti considerare il materiale con le ipotesi della Teoria dell'Elasticità di de Saint Venant. Sappiamo, però, dagli studi sulla plasticità dei materiali, che per alcuni di essi è possibile andare oltre il limite elastico e sfruttare le riserve plastiche, in modo da considerare il comportamento non lineare e incrudente, nel tratto compreso tra la tensione di snervamento e quella ultima. Infatti, quando tutta la sezione risulta plasticizzata, si forma localmente la cosiddetta cerniera plastica, in cui sono ammesse le rotazioni, ma è presente ancora contributo resistente con tensione pari a quella di plasticizzazione. Come si evince, la possibilità nel calcolo a rottura di sfruttare i teoremi dell'Analisi Limite della Plasticità dipende non solo dalle proprietà del materiale, ma anche dal tipo di sezione, in base alla quale si ha un diverso fattore di incremento del limite elastico, detto fattore di forma, come mostrato in figura:

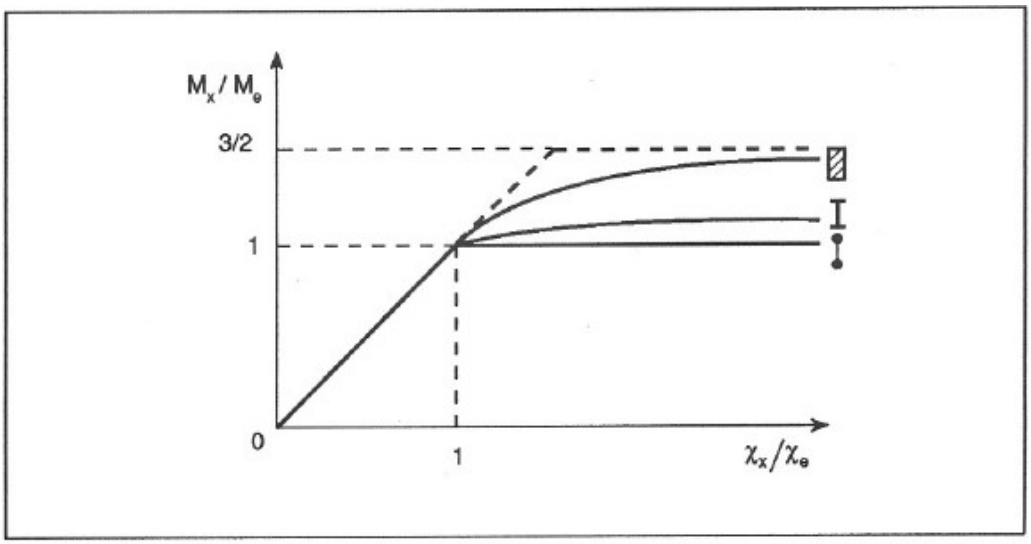

Figura 2 Diagramma momento- curvatura al variare del tipo di sezione per materiale elasto-plastico
(Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 2, Bologna, Pitagora, 1992, cap.18)

Dunque, nel calcolo a rottura si considera la resistenza, proprietà del materiale per la verifica delle tensioni, e la duttilità della sezione tramite il fattore di forma, per valutare le azioni plastiche e la localizzazione delle cerniere plastiche.

Quando, però, si vuole determinare il meccanismo di collasso globale, per prevedere se esso sarà di tipo duttile o fragile, non basta considerare la resistenza del materiale e la duttilità della sezione, ma è importante considerare la duttilità strutturale, la scala dimensionale e la risposta del materiale dopo lo snervamento.
Dai primi decenni del Novecento gli studi sul comportamento dei materiali hanno condotto a considerazioni di tipo energetico, oltre che tensionale, sul comportamento post-rottura ed in particolare sul fenomeno della frattura fragile, oggetto della Meccanica della Frattura, la quale studia il processo di propagazione delle fessure preesistenti, o difetti, all'apice delle quali si concentrano gli sforzi. A tal proposito, la fessura può essere considerata la degenerazione del foro circolare in una lastra tesa, studiato da Kirsch.

I modelli più importanti utilizzati per tale scopo sono:

- *Zona di danneggiamento*: il crack è non lineare. Si considera un modulo elastico ridotto nella zona di processo.
- *Bridged crack*: le fibre verticali integre fanno da ponte tra le facce della fessura, stabilizzando la frattura. Se le fibre restano in campo elastico sono più efficienti che in campo plastico. Il modello è adatto per materiali polimerici o per il calcolo della minima armatura nel calcestruzzo armato.
- *Micro-fessurato di dettaglio*: nel materiale sono presenti sia micro che macro-fessure e i crack si presentano in maniera molto ramificata. Tale modello è applicabile a materiali ceramici fibrorinforzati.
- *Fessura coesiva* : interazione forte tra le superfici opposte della fessura e adatto per materiale cementizio o formato da aggregati lapidei e legante. Per questo verrà approfondito di seguito per la pertinenza con i materiali costituenti l'opera di nostro interesse.

Dalle prove di trazione effettuate sui materiali fragili si è evidenziata una zona di transizione duttile-fragile nel tratto post-rottura, grazie all'utilizzo di attrezzature in grado di condurre la prova in controllo di deformazione – per evidenziare il tratto di incrudimento negativo post-picco – e in controllo di apertura delle fessure – per

valutare l'energia in gioco – come spiegheremo meglio con l'ausilio di alcuni grafici di riferimento.

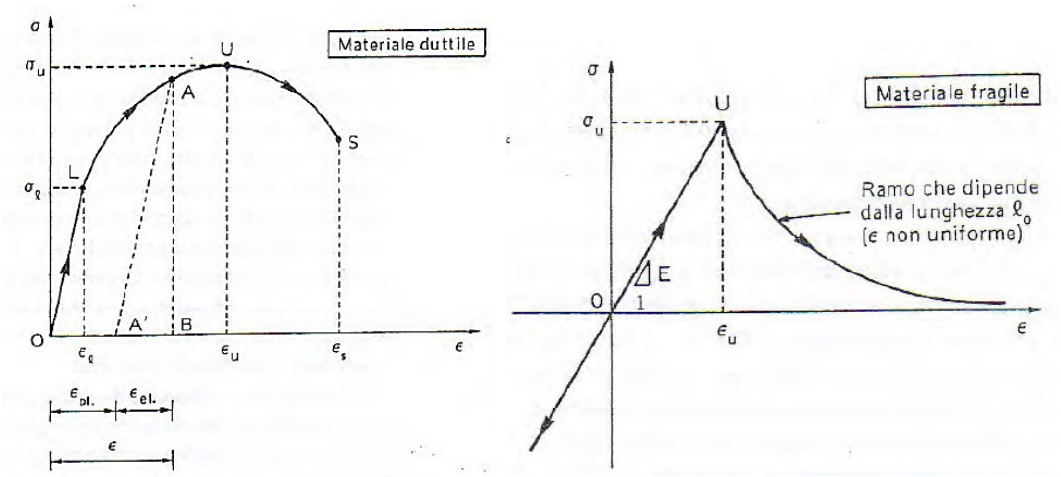

Figura 3 Diagramma σ-ε per materiale duttile e fragile (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 1, Bologna, Pitagora, 1992, cap.8)

In figura 3 è rappresentata la tensione applicata in una prova di trazione uniassiale in funzione della deformazione, a sinistra su un materiale duttile e a destra su un materiale fragile. La differenza tra i due comportamenti è nel tratto post-picco, in cui il materiale duttile presenta un ramo non lineare di softening, mentre il materiale fragile, subito dopo la tensione di snervamento, subisce una perdita improvvisa di carico, la cui velocità di decrescita dipende dalla lunghezza del provino.

A parità di materiale la scala dimensionale conta sul tipo di collasso, in particolare a piccola scala il comportamento è duttile con resistenze inferiori ma deformazioni maggiori, a grande scala il collasso è fragile con resistenze maggiori e propagazione della fessura più veloce.

Analizzando meglio il caso del materiale fragile, come si è detto, il passaggio dal comportamento elasto-plastico alla rottura fragile non è netto, ma caratterizzato da una zona di transizione.

Descrivendo nel dettaglio ogni tratto si possono fare importanti osservazioni:

- <u>Tratto elasto-plastico</u>: porzione di diagramma σ-ε fino alla rottura (punto U) che si ottiene conducendo la prova in controllo di tensione (input = step di carico), rappresenta la legge costitutiva e da essa si ricavano la resistenza ultima e la rigidezza (modulo di Young), entrambe proprietà del

materiale. L'area sottesa dal diagramma σ-ε , in generale, determina l'energia immagazzinata elastica o di deformazione, per unità di volume [FL^{-2}];

- Tratto non lineare post-picco: si ottiene conducendo la prova in controllo di deformazione trasversale, ma si rappresenta la deformazione longitudinale (input = spostamento in direzione trasversale), non è proprietà del materiale, poiché dipende dalle dimensioni del provino, a seconda delle quali si può avere pendenza negativa o addirittura positiva. Per trascurare l'influenza dell'effetto dimensionale, dal picco in poi, è necessario ricorrere al diagramma σ-w (tensione scambiata tra le due facce della fessura in funzione dell'apertura della fessura stessa), definito come legge coesiva. L'area sottesa da tale diagramma rappresenta l'energia dissipata dalla propagazione della fessura per unità di superficie [FL^{-1}], anche detta energia di frattura G_f o G_{IC}, la quale è proprietà del materiale.

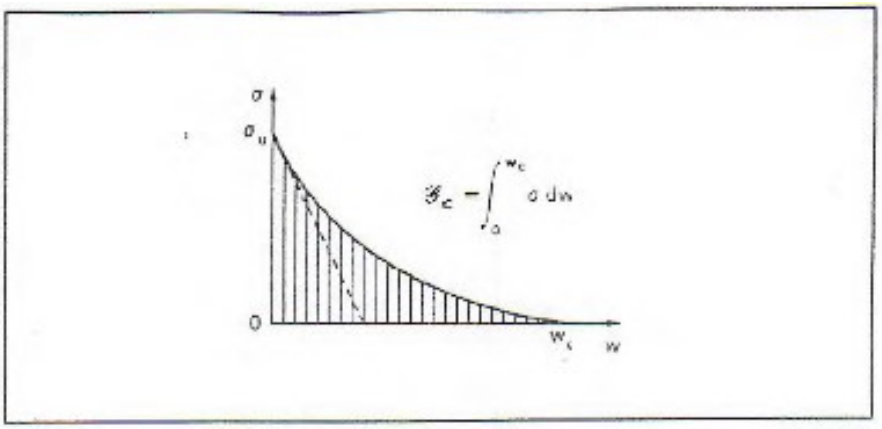

Figura 4 Diagramma σ-w, con campitura rappresentativa dell' energia di frattura (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 1, Bologna, Pitagora, 1992, cap.8.10)

Le importanti considerazioni energetiche, a cui abbiamo accennato, sono state introdotte da Griffith nel 1920, il quale partendo da una lastra uniformemente tesa, di spessore unitario, a cui viene incisa una fessura di lunghezza *2a*, ha ricavato la tensione sufficiente per far propagare la fessura in maniera fragile e la corrispondente lunghezza delle microfessure preesistenti, al di sotto della quale il collasso plastico prevale su quello fragile.

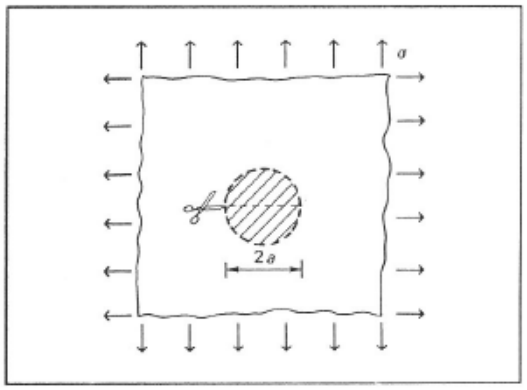

Figura 5 Ipotesi di partenza criterio energetico di Griffith (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 2, Bologna, Pitagora, 1992, cap.20)

In particolare, ha operato un bilancio di energie, infatti affinché la fessura di lunghezza 2a si estenda è necessario che l'energia elastica di deformazione rilasciata in un'estensione virtuale infinitesima sia superiore o uguale all'energia superficiale dissipata dalla nuova porzione di superficie libera:

$$\frac{d}{da}(W_e) \geq \frac{d}{da}(W_s) \quad \rightarrow \quad \frac{d}{da}\left(\pi a^2 \cdot \frac{\sigma^2}{E}\right) \geq \frac{d}{da}(4a \cdot 1 \cdot \gamma) \tag{1.1}$$

$$2\pi a \cdot \frac{\sigma^2}{E} \geq 4\gamma \tag{1.2}$$

Si ottiene che la condizione di instabilità, per la quale in presenza di tensioni maggiori la fessura propaga in maniera fragile è la seguente: $\sigma \geq \sqrt{\frac{2\gamma E}{\pi a}}$, $2\gamma = G_{IC}$, così come la semi-lunghezza equivalente del difetto preesistente, tale da far propagare la fessura in maniera fragile è la seguente: $a \geq \frac{2\gamma E}{\pi \sigma^2}$, come mostrato nel grafico seguente:

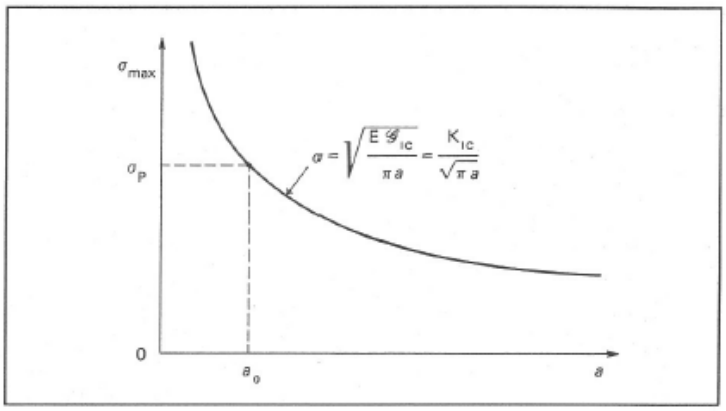

Figura 6 Curva della tensione di instabilità in funzione della semi-lunghezza del difetto (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 2, Bologna, Pitagora, 1992, cap.20)

L'iperbole nel grafico rappresenta una curva limite di instabilità, infatti la zona sopra la curva individua una condizione di propagazione della fessura, mentre la zona sotto la curva è relativa ad una condizione stabile. La curva presenta due asintoti: uno orizzontale, che indica la tendenza ad annullarsi delle tensioni scambiate tra i lembi della fessura per una semi-lunghezza del difetto che va all'infinito, e uno verticale, che indicherebbe una tensione massima tra i lembi infinita per una semi-lunghezza della fessura pari a zero. In realtà questo secondo caso non è fisicamente possibile perché la tensione massima sopportabile dalla lastra è pari alla tensione ultima di plasticizzazione del materiale, per cui per un difetto con semi-lunghezza inferiore ad a_0, il criterio di Griffith non è valido e prevale il collasso plastico, con $a_0 = \frac{1}{\pi}\frac{G_{IC}E}{\sigma_p^2}$ e $\sigma = \sigma_p$.

Inoltre, nel grafico notiamo che all'espressione $\sqrt{EG_{IC}}$ è stata sostituita la grandezza K_{IC} che rappresenta la tenacità alla frattura, cioè il valore critico del fattore di intensificazione degli sforzi, ricavato dall'approccio tensionale di Weestergard (1939), semplificazione degli studi precedenti di Kolosoff - Muskhelishvili (1933) tramite le funzioni analitiche. Tale sostituzione è stata possibile sulla base della relazione tra G_{IC} e K_{IC}, ricavata da Irwin nel 1957. In particolare, il K_{IC} ha dimensioni fisiche [$FL^{-3/2}$], è definito talvolta pseudo-tensione e contiene l'informazione sulla dimensione fisica dell'elemento strutturale, diversamente dal caso studiato da Griffith, che si riferisce ad una lastra di dimensioni infinite e ad una semi-lunghezza equivalente delle fessure preesistenti in un materiale.

Tornando al diagramma sforzo-deformazione, abbiamo accennato alla possibilità che il ramo softening abbia pendenza positiva, il cosiddetto *snap-back*, che rappresenta il caso di un'energia di frattura molto ridotta. Tramite semplici passaggi si arriva a determinare che la lunghezza iniziale del provino per cui si ha snap-back è pari a:

$$l_0 > E \Big/ \left|\frac{d\sigma}{dw}\right|_{\max} \tag{1.3}$$

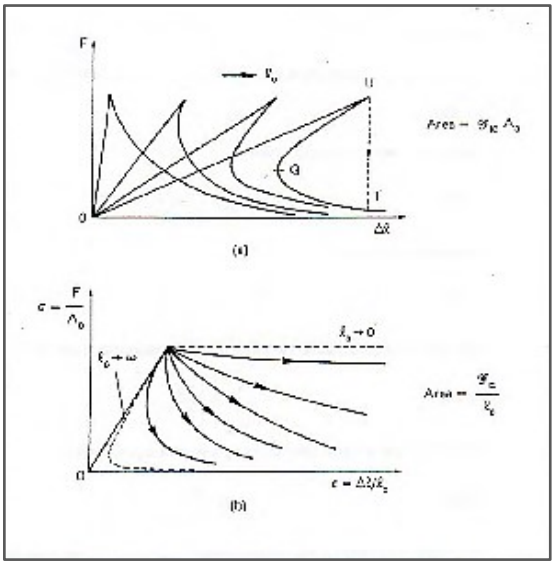

Figura 7 Andamenti carico-spostamento (a) e sforzo-deformazione (b) al variare della lunghezza utile l_0 (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 1, Bologna, Pitagora, 1992, cap.8.10)

In particolare, si ha fenomeno di collasso catastrofico in presenza di uno o più snap-back, poiché l'area sottesa dal grafico tende a zero e quindi la fragilità aumenta, come mostrato a titolo di esempio nei grafici che seguono.

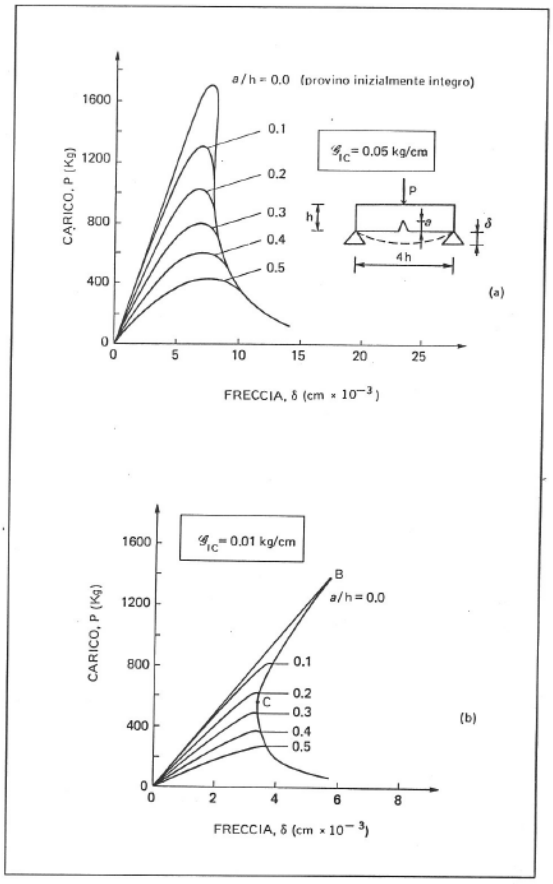

Figura 8 Andamenti carico-spostamento al variare dell'energia di frattura in una prova TPB (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 2, Bologna, Pitagora, 1992, cap.20)

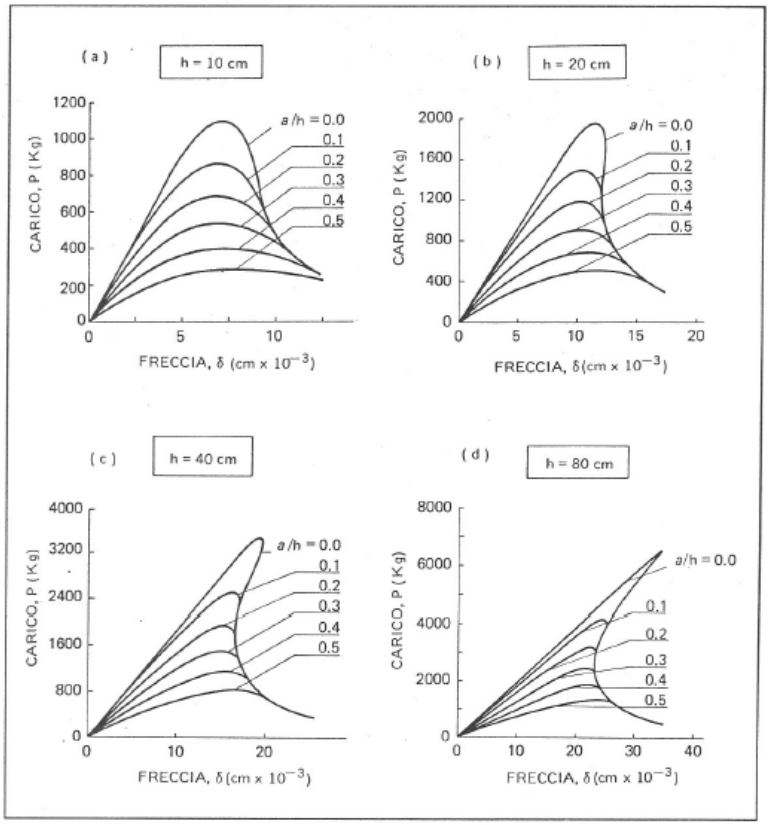

Figura 9 Andamenti carico-spostamento al variare della dimensione del provino h e per diversi rapporti di a/h (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 2, Bologna, Pitagora, 1992, cap.20)

Riassumendo, per prevedere il tipo di risposta strutturale sono necessarie due proprietà intrinseche del materiale, resistenza e tenacità, e una proprietà geometrica, lunghezza utile o iniziale del provino. Dalla combinazione di questi tre dati è possibile ricavare la transizione duttile-fragile attraverso un unico parametro introdotto nel 1984 dal Prof. Carpinteri, che prende il nome di *numero di fragilità energetico*:

$$s_E = \frac{G_{IC}}{\sigma_p b} = \frac{K_{IC}}{\sigma_p \sqrt{b}}, \tag{1.4}$$

dove sono presenti esattamente le tre variabili che influenzano la risposta strutturale.

Qualora si verifichi la condizione di snap-back, quindi di instabilità, oltre all'energia dissipata superficialmente nell'intorno dell'apice della fessura, c'è una parte di energia che viene emessa sotto forma di energia cinetica oppure acustica, sulla base della quale si è sviluppata la tecnica di monitoraggio di Emissione

Acustica, oggetto di questo elaborato. In particolare, proprio quando nel grafico carico-spostamento si verificano gli snap-back, dal punto di vista delle Emissioni Acustiche si hanno dei picchi di ampiezza dei segnali registrati.

Energia Rilasciata (R) = Energia Dissipata (D) + Energia Emessa (E)

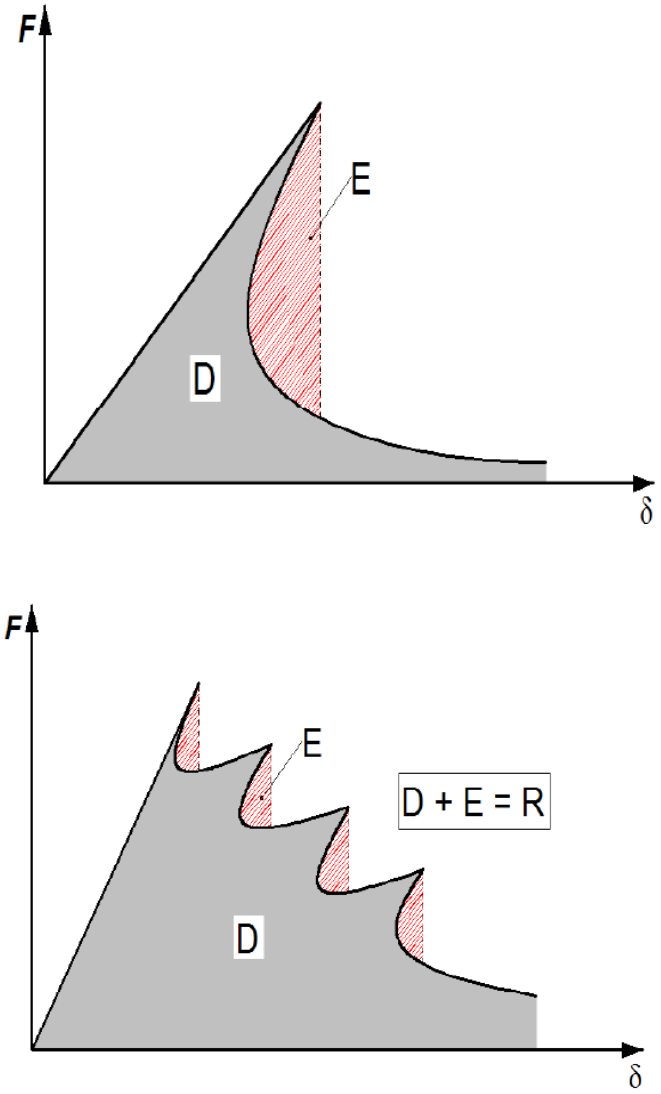

Figura 10 Grafico carico-spostamento longitudinale, conducendo la prova in controllo di deformazione trasversale, con uno o più snap-back (Carpinteri et al.)

Capitolo 2
Il monitoraggio strutturale con la tecnica delle Emissioni Acustiche

2.1 La tecnica

L'elemento strutturale, interessato dalla propagazione del difetto o da fenomeni di frattura fragile, è soggetto ad uno sforzo meccanico, il quale viene emesso sotto forma di onde elastiche ultrasoniche, a frequenze che variano dai 50 KHz a 1 MHz. L'emissione acustica è rilevata da particolari dispositivi elettronici, quali i **trasduttori** o **sensori piezoelettrici**, realizzati con materiali ceramici, che consentono di trasformare l'energia meccanica dovuta all'incipiente variazione di stato tensionale, in energia elettrica.

I sensori a larga banda consentono di individuare più frequenze e quindi diversi tipi di frattura, ma sono meno sensibili in ampiezza rispetto ai sensori risonanti, i quali riescono a localizzare meglio la frattura, pur mantenendo la stessa frequenza di risonanza.

Poiché l'ampiezza della vibrazione prodotta dal trasduttore è molto piccola, tanto da avere come unità di misura il microvolt (μV), si utilizzano dei **preamplificatori**. Il segnale viene così trasmesso ad un **dispositivo di acquisizione dei dati**, in grado di convertirlo da analogico a digitale e contare le oscillazioni. La rappresentazione delle oscillazioni avviene come di consueto per i segnali, in ambito civile, attraverso sinusoidi smorzate che mostrano ampiezza dell'oscillazione in funzione del tempo.

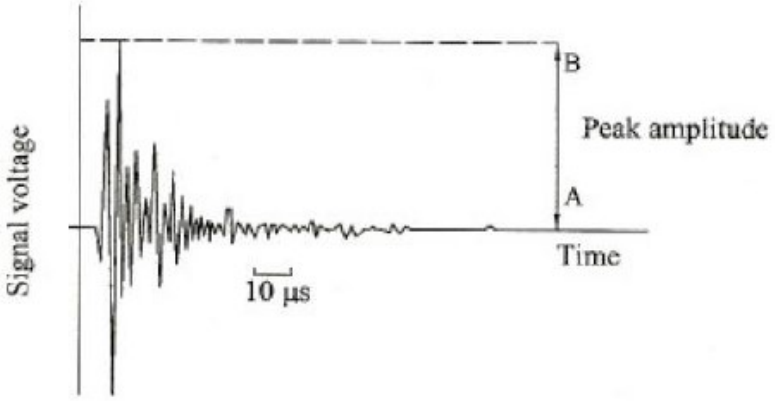

Figura 11 Rappresentazione tipica del segnale (Carpinteri et al.)

Dalla teoria dei segnali sappiamo che essi sono influenzati da rumore, dovuto ad agenti esterni o alla strumentazione stessa, per cui è sempre opportuno applicare un **filtro** al segnale, variabile in base alla circostanza e allo scopo del suo utilizzo.
Inoltre, viene impostato a priori un **misuratore di soglia**, per circoscrivere le frequenze di interesse, in modo tale che solo quelle che superano il cut-off impostato vengano considerate all'interno del conteggio.
Il funzionamento generale di tale tecnica è quello appena esposto, che per quanto riguarda l'interpretazione dei segnali rappresentati può sdoppiarsi in due modi:

- Ring Down Counting, in cui vengono contate tutte le oscillazioni che superano il valore di soglia, in un unico segnale di emissione acustica, detto *hit* (colpo);
- Counting of Events, in cui vengono contate le oscillazioni che superano il valore di soglia in un *event*, cioè in una serie di segnali provenienti tutti dalla stessa sorgente di emissione acustica.

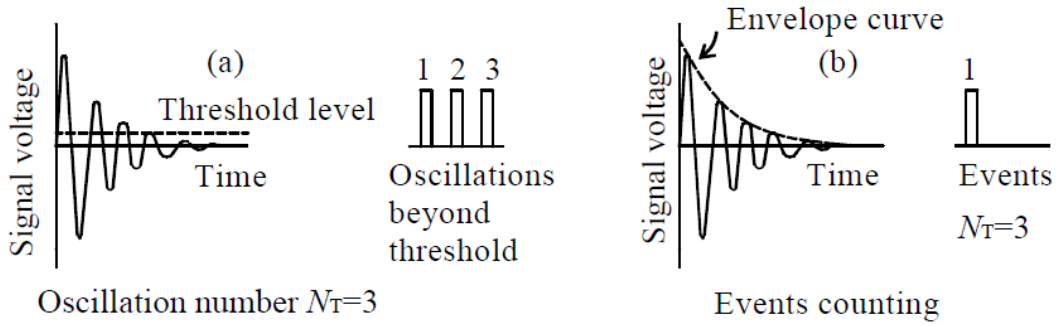

Figura 12 Confronto tra Ring Down Counting e Counting of Events (Carpinteri et al.)

Entrambe le tipologie consentono di determinare la quantità di energia rilasciata durante il monitoraggio e come vedremo nel prossimo paragrafo comportano l'utilizzo di strumentazioni diverse.

2.2 La strumentazione

Definiti i punti salienti della tecnica vediamo quali sono le principali strumentazioni utilizzate nel tempo e le loro componenti.

ATEL

Questa apparecchiatura, risalente ad un ventennio fa, è utilizzata per cogliere frequenze tra i 100 e i 400 KHz, che vengono amplificate a 100 mV. È inoltre presente un filtro pbs e un misuratore di soglia, impostato su 100 µV. Le oscillazioni sono contate con il metodo Ring Down Counting, quindi vengono contati i colpi, ogni 120 secondi con un massimo di 255 oscillazioni. Un registratore acquisisce e memorizza i dati su memorie estraibili, per cui analizzando i dati e svuotando le memorie è possibile eseguire monitoraggi a lungo termine, senza rischiare di danneggiare i dati.

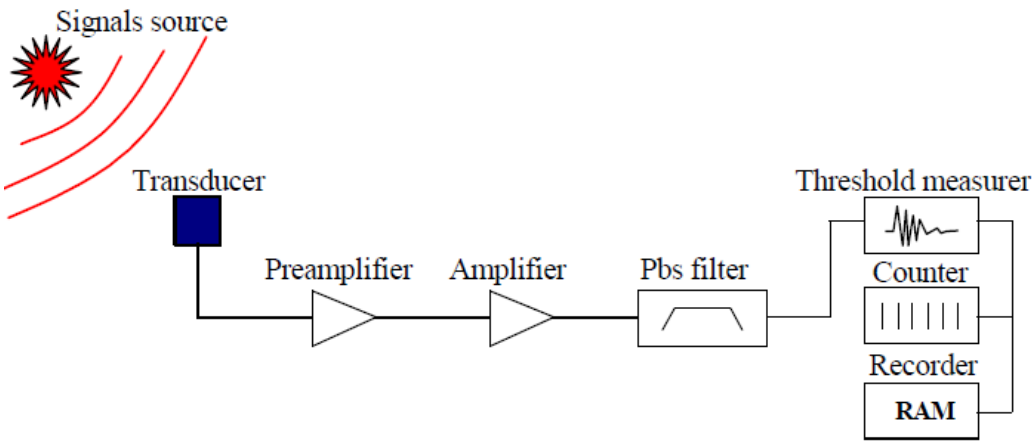

Figura 13 Schematizzazione strumentazione ATEL

USAM

Le frequenze acquisite, che rispettano i criteri impostati con il misuratore di soglia, sono comprese tra i 50 e gli 800 KHz. Sono presenti 6 sensori, ciascuno dotato di preamplificatore, collegati a 6 unità di registrazione, i quali comunicano con un'unità centrale, che si occupa di sincronizzare i dati ed effettuare il conteggio delle oscillazioni, con il metodo Counting of Events. La strumentazione USAM consente di avere segnali rilevati con precisione maggiore, ma non è possibile effettuare monitoraggi a lungo termine.

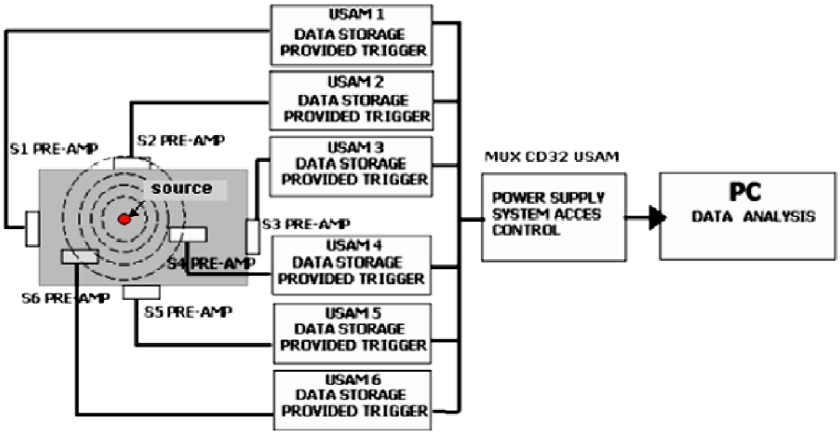

Figura 14 Schematizzazione strumentazione USAM

AEmission SYSTEM

Frutto della collaborazione tra il gruppo di ricerca sulla tecnica EA del professor Manuello e del professor Carpinteri, del Politecnico di Torino, e una ditta italiana leader nella sensoristica[5]. I sensori sono collegati ad un sistema multicanale, ciascuno con memoria di 64Mb. Ogni canale converte il segnale da analogico a digitale fino a 1 MHz e i dati vengono inviati tramite GPRS/UMTS ad un server remoto. Ciò che viene misurato sono: il numero cumulato di eventi, la durata delle oscillazioni, l'ampiezza di picco e il ring down-counting.

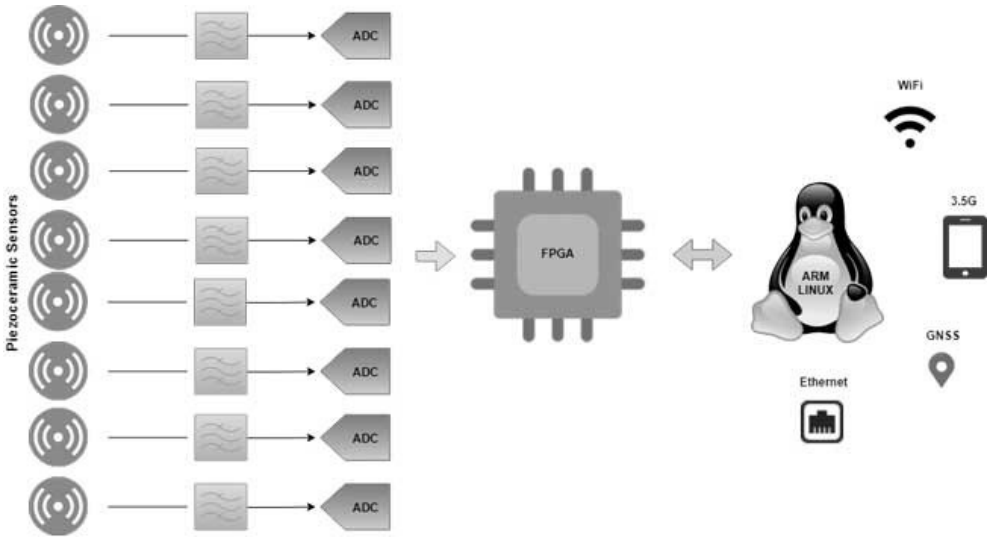

Figura 15 Schematizzazione strumentazione AEmission SYSTEM (Lunitek)

[5] <https://www.lunitek.it/listing/micro-siesmic-and-structural-monitoring/>

2.3 Individuazione delle sorgenti e velocità di propagazione nel mezzo

Così come avviene in sismologia, quando un segnale viene emesso da una sorgente – in questo caso il difetto – e viene registrato da un ricevitore – in questo caso il sistema di sensori – a partire dal tempo in cui viaggia il segnale è possibile ricavare la posizione della sorgente. Tuttavia, il tempo di volo a cui ci stiamo riferendo è un tempo relativo di arrivo del segnale ad ogni trasduttore, per cui è necessario considerare anche un trasduttore di riferimento, che ha ricevuto per primo il segnale.

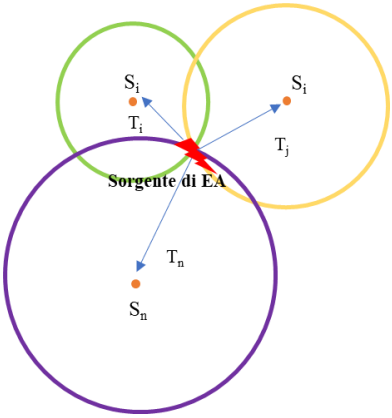

Figura 16 Schema di triangolazione per localizzare la sorgente.

L'equazione del tempo di volo di ogni trasduttore è la seguente:

$$T_i = \frac{\sqrt{(x_0 - x_i)^2 + (y_0 - y_i)^2 + (z_0 - z_i)^2}}{v_p} \tag{1.5}$$

Considerando anche il trasduttore di riferimento per i motivi sovraesposti la (1.5) diventa:

$$\Delta t_i = T_i - T_R = \frac{\sqrt{(x_0 - x_i)^2 + (y_0 - y_i)^2 + (z_0 - z_i)^2}}{v_p} - T_R \tag{1.6}$$

in cui abbiamo:

(x_0, y_0, z_0) coordinate nello spazio della sorgente

(x_i, y_i, z_i) coordinate nello spazio dell'i-esimo trasduttore

$\Delta t_i = T_i - T_R$ tempo relativo di arrivo del segnale all'i-esimo sensore

v_p velocità di propagazione dell'onde P nel mezzo

Roccia integra	**Roccia danneggiata**	**Acciaio**
4000 *m/s*	1000-1500 *m/s*	7000 *m/s*

L'equazione (1.6) va scritta per ogni trasduttore, mentre le incognite del problema sono le coordinate nello spazio della sorgente (x_0, y_0, z_0) e il tempo di volo del trasduttore di riferimento T_R, quindi nello spazio avendo 4 incognite, è necessario un sistema di 4 equazioni e quindi almeno 4 sensori (nel piano le incognite si riducono a 3 e quindi il sistema di equazioni risolvente, formato da 3 equazioni, necessita di almeno 3 sensori, nel monodimensionale i sensori indispensabili sono 2). Tuttavia, se consideriamo che nel tempo la struttura si danneggia e quindi che v_p varia durante il processo di danneggiamento, è conveniente utilizzare anche nel problema spaziale almeno 5 trasduttori.

A tal proposito, dagli studi condotti dal prof. Manuello del Politecnico di Torino, è possibile risalire ai parametri che caratterizzano il legame costitutivo del materiale, quali modulo elastico e coefficiente di dilatazione trasversale, a partire dalla stima della velocità di propagazione delle onde P nelle strutture in calcestruzzo armato danneggiate, tramite la tecnica di Emissione Acustica.

Ripartendo dalle equazioni (1.5) e (1.6) ed esprimendole esplicitando la distanza *s* percorsa dal segnale rispetto ad un trasduttore *i,* o *j*, possiamo scrivere:

$$\begin{aligned} |s - s_i| &= \sqrt{(x_0 - x_i)^2 + (y_0 - y_i)^2 + (z_0 - z_i)^2} \\ |s - s_j| &= \sqrt{(x_0 - x_j)^2 + (y_0 - y_j)^2 + (z_0 - z_j)^2} \end{aligned} \tag{1.7}$$

$$\begin{aligned} |s - s_i| &= v_p (T_i - T_R) \\ |s - s_j| &= v_p (T_j - T_R) \end{aligned} \tag{1.8}$$

Facendo la differenza tra le due distanze, è possibile eliminare il tempo di volo rispetto al trasduttore di riferimento, lasciando come parametri liberi la posizione della sorgente di emissione acustica e la velocità di propagazione delle onde nel mezzo:

$$|s - s_i| - |s - s_j| = v_p (T_i - T_R) - v_p (T_j - T_R) \quad \rightarrow \quad |s - s_i| - |s - s_j| = v_p (T_i - T_j) \tag{1.9a}$$

$$\sqrt{(x_0 - x_i)^2 + (y_0 - y_i)^2 + (z_0 - z_i)^2} - \sqrt{(x_0 - x_j)^2 + (y_0 - y_j)^2 + (z_0 - z_j)^2} = v_p (T_i - T_j) \tag{1.9b}$$

Nella (1.9b), se abbiamo già individuato la posizione della sorgente (x_0, y_0, z_0), come precedentemente esposto, è possibile stimare l'unica incognita rimasta v_p.

Si considerano ora le leggi costitutive inverse e il campo tensionale dalla Teoria dell'Elasticità:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} = \frac{1}{E}\begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{Bmatrix} = E\begin{bmatrix} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} \tag{1.10}$$

Da quest'ultima, ponendo $\varepsilon_y = \varepsilon_z = 0$, poiché si considera una deformazione unidirezionale, in seguito alla propagazione dell'onda elastica, si ottiene:

$$\sigma_x = E\frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}\varepsilon_x \tag{1.11}$$

Ora è possibile esprimere la distanza percorsa dal segnale e farne la derivata:

$$\sigma_x = E\frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}\frac{\partial s}{\partial x} \quad \rightarrow \quad \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = E\frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}\frac{\partial^2 s}{\partial x^2} \tag{1.12}$$

Avendo esplicitato l'equazione in funzione di *s* e confrontandola con un'equazione in cui *s* dipende dal tempo, si ottiene che esse sono equivalenti, potendo quindi inserire la densità di massa del materiale:

$$\begin{cases} \frac{\partial^2 s}{\partial x^2} = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \\ \frac{\partial^2 s}{\partial x^2} = \frac{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)}\frac{\partial^2 s}{\partial t^2} \end{cases} \rightarrow \quad \frac{\partial^2 s}{\partial t^2} = \frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}\frac{\partial^2 s}{\partial x^2} \tag{1.13}$$

Dall'equazione delle onde conosciamo che può essere espressa come $\nabla^2 u - \frac{1}{v^2}\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0$, per cui per confronto con la (1.13) si ottiene l'espressione finale della velocità:

$$\frac{\partial^2 s}{\partial t^2} = \frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}\nabla^2 s \quad \rightarrow \quad v_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \tag{1.14}$$

In conclusione, una volta stimate la posizione della sorgente e la velocità di propagazione delle onde P nel materiale, grazie all'utilizzo della tecnica di Emissione Acustica, è possibile risalire ai parametri della legge costitutiva del materiale.

2.4 Acquisizione di dati e parametri

Dall'utilizzo della tecnica EA possiamo ricavare informazioni su quali fessure sono attive e quale modo è prevalente, tra apertura delle fessure (Modo I) e scorrimento (Modo II).

Per fare ciò è sufficiente utilizzare due grandezze, il *Rise Angle* e l'*Average Frequency*, rispettivamente definiti come[6]:

$$\text{Rise Angle } (RA)[-] = \frac{\text{Rise Time } (RT)}{\text{Peak Amplitude } (A)} \; \frac{[ms]}{[V]}, \tag{1.15}$$

$$\text{Average Frequency } (AF) \; [Hz] = \frac{\text{Cumulative Number } (N_T)}{\text{Time of signal } (t)} \; \frac{[-]}{[s]} \tag{1.16}$$

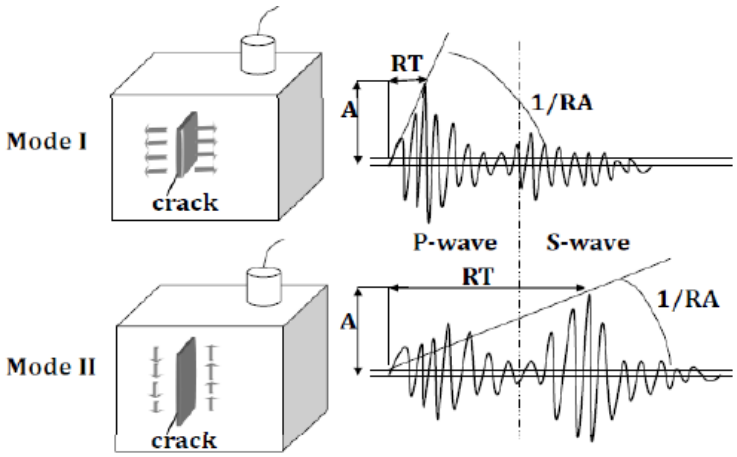

Figura 17 Rise Angle e correlazione con modo I e II

Nella (1.15) il *Rise Time* è il tempo in corrispondenza del quale si raggiunge la *Peak Amplitude*, cioè l'ampiezza di picco del segnale che supera un determinato livello di soglia, mentre nella (1.16) il *Cumulative Number* è il numero di oscillazioni che superano il livello di soglia durante il *Time*, la durata del segnale.

[6] RILEM Technical Committee TC212-ACD. Acoustic Emission and related NDE techniques for crack detection and damage evaluation in concrete: Test method for classification of active cracks in concrete by Acoustic Emission, «Materials and Structures», 43, 1187-1189 (2010).

Dalla combinazione di queste due grandezze derivate è possibile determinare se è prevalente il modo I, per valori bassi di RA, o il modo II, per alti valori di RA, come mostrato nel grafico seguente.

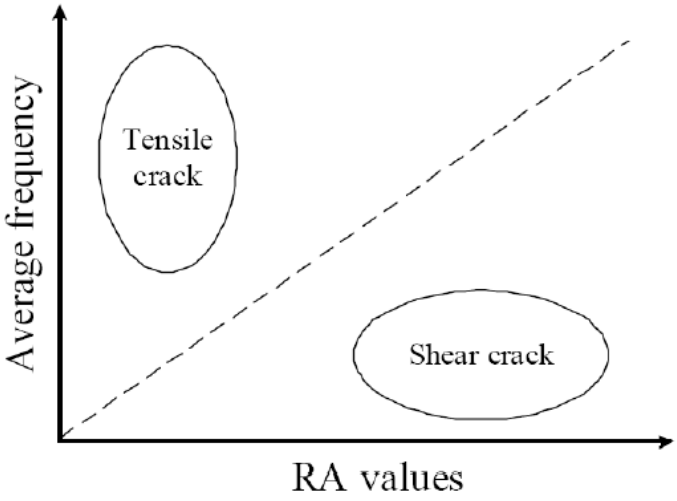

Figura 18 Relazione tra Average Frequency e Rise Angle

Le teorie statistiche e la Geometria Frattale sono state applicate anche al danneggiamento strutturale e alla tecnica di EA. In particolare, il gruppo di lavoro del Politecnico di Torino è giunto alla definizione di tre leggi:

- **Legge 1 (*Size-scaling Law*)** : $W \propto N \propto V^{D/3}$ (1.17)

  La quota di energia rilasciata composta dalla parte emessa, che prima abbiamo indicato con *E* ed ora per coerenza con gli autori indichiamo con *W*, è direttamente proporzionale al numero cumulato di oscillazioni *N*, registrate durante il monitoraggio, contate con i precedenti metodi, ed è direttamente proporzionale alla dimensione frattale del danneggiamento *D*, rispetto all'intero volume dell'elemento monitorato *V*.
  In particolare, si verificano due condizioni in cui se $D = 3$ allora tutto il volume è danneggiato, mentre se $2 < D < 3$ allora solo una parte del volume è danneggiata e ciò consente di individuare la dimensione frattale, che in quanto tale, non è un numero intero.

- **Legge 2** : $$N_{\max} = N_{\max,r}\left(\frac{V}{V_r}\right)^{D/3} \quad (1.18)$$

Se estraiamo un provino dalla struttura oggetto di monitoraggio, il cui volume è V_r, e su di esso applichiamo la tecnica EA, misurando in laboratorio il numero di oscillazioni che portano a rottura il provino $N_{max,r}$, conoscendo la dimensione frattale dalla legge 1 è possibile ricavare dalla relazione (1.18) il numero massimo di emissioni acustiche che conducono al collasso della struttura di volume V.

- **Legge 3 (*Time-scaling Law*) :** $$W \propto N \propto t^{\beta_t} \quad (1.19)$$

La quota di energia emessa W è direttamente proporzionale al numero cumulato di oscillazioni N e al tempo di monitoraggio t, secondo un esponente β_t che indica la rapidità di evoluzione del danno. Le evidenze sperimentali mostrano $1.38 < \beta_t < 2.92$, coerentemente con le ipotesi della legge $0 \le \beta_t \le 3$, in quanto esso dipende dalla velocità di esecuzione della prova in laboratorio, dall'apparecchiatura di prova etc.

La legge di time-scaling mostra un comportamento simile a quello della legge di creep, come mostrato nel grafico seguente, sostituendo sull'asse y la deformazione di creep con il numero cumulato di eventi, in funzione del tempo.

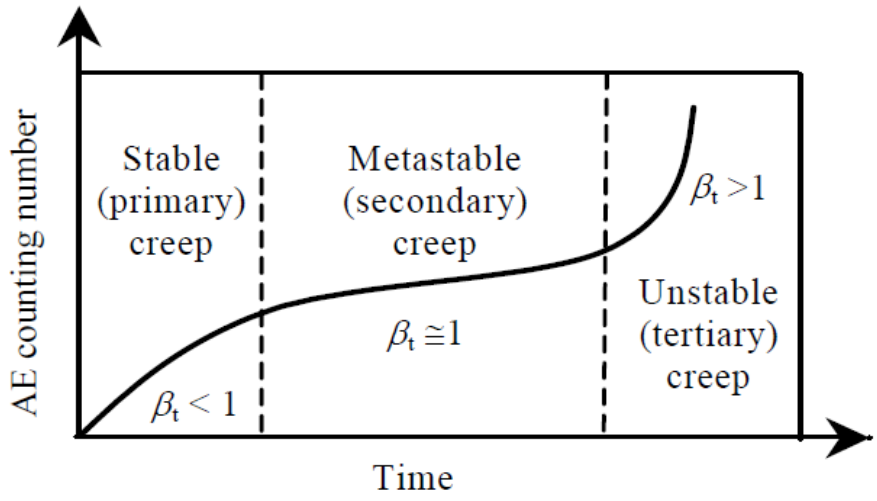

Figura 19 Time- scaling Law (Carpinteri et al.)

Operativamente per valutare la rapidità e l'entità del danneggiamento, sfruttando la tecnica di EA e le leggi suddette è possibile seguire questi steps:

1) Si estraggono dei provini dalla struttura da analizzare in laboratorio, considerando differenti geometrie, differenti snellezze e un certo numero di provini per ogni tipologia, in modo tale da avere una buona popolazione statistica, e si applicano su di essi i sensori di EA.
2) Si sottopongono i provini ad una prova di compressione in controllo di deformazione trasversale, fino a rottura, estraendo per ogni tipologia la tensione a rottura media σ_u, il numero critico medio di EA a rottura $N_{\max,r}$.
3) Si rappresentano i dati ottenuti in un grafico bi-logaritmico e tramite interpolazione lineare con la seguente equazione $\log(N_{\max,r}) = \log(\Gamma_{AE}) + \frac{D}{3}\log(V_r)$ si ottiene sperimentalmente la dimensione frattale *D*.
4) Conoscendo *D* ed applicando la legge 2 (1.18) si ottiene il numero critico di EA per l'intera struttura N_{max}.
5) In sito si utilizza la tecnica di EA sulla struttura e dai dati estrapolati dai sensori è possibile rappresentare la distribuzione cumulata del numero di eventi *N*, in funzione del tempo di monitoraggio *t*. Già da questa prima curva che si ottiene è possibile notare se l'andamento tende ad aumentare progressivamente nel tempo o meno, ma successivamente passando ai logaritmi ed interpolando linearmente i dati è possibile ottenere proprio β_t.
6) Tramite la legge 3 e l'equazione $\eta = \frac{N}{N_{\max}} = \left(\frac{t}{t_{\max}}\right)^{\beta_t}$ a partire da N_{max}, ricavato al punto 4, e da *N* e β_t, ricavati al punto 5, si arriva ad ottenere il tempo utile della struttura t_{max}, cioè la sua durabilità residua.

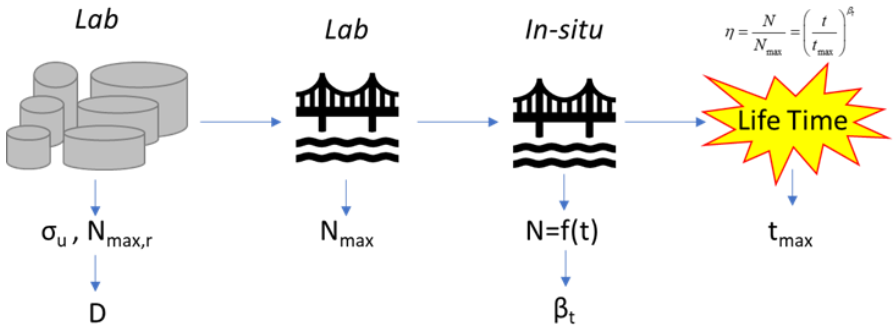

Figura 20 Schema delle fasi operative per stimare l'evoluzione del danneggiamento e la vita residua della struttura

2.5 Analisi statistica e precursori sismici

In sismica la magnitudo è il logaritmo in base dieci della massima ampiezza dell'oscillazione, misurata da un sismometro standard in micron, a 100 km dall'epicentro. In acustica la *magnitudo* è il logaritmo in base dieci della massima ampiezza del segnale, misurata dal trasduttore piezoelettrico, a cui si somma una funzione di aggiustamento, che tiene conto del fatto che l'ampiezza decresce all'aumentare della distanza tra la fonte di emissione acustica e il ricevitore.

$$m = \log_{10}(A_{\max}) + f(r) \tag{1.20}$$

Dopo aver chiarito il diverso significato di magnitudo, a seconda dell'ambito di utilizzo, è possibile sfruttarne l'analogia ed applicare gli studi e le leggi della sismica all'acustica.

Gli studi sperimentali condotti da Gutenberg-Richter nel 1958 hanno evidenziato che più la magnitudo aumenta, più la frequenza di accadimento decresce, seguendo la legge di potenza:

$$Log_{10}N(\geq m) = a - bm \text{ oppure } N(\geq m) = 10^{a-bm} \tag{1.21}$$

Dove $N(\geq m)$ è il numero cumulato di eventi con magnitudo superiore a *m* per una certa zona in un certo intervallo temporale ed *a,b* sono costanti positive di regressione variabili da zona a zona.

Rappresentando il $Log_{10}N(\geq m)$ in funzione di *m* si ottiene una retta di regressione lineare della funzione cumulata dell'emissione acustica, con pendenza negativa indicata come *b*-value.

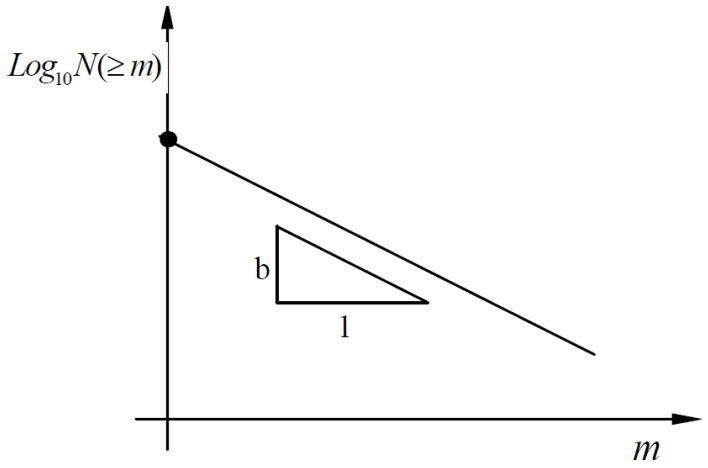

Figura 21 Relazione di regressione lineare tra frequenza di accadimento e magnitudo, con indicazione del significato matematico di b-value (Carpinteri et al.)

Quindi il *b*-value è un parametro, legato alla legge di Richter, indicatore della pericolosità di una certa zona, che in condizioni critiche assume valore pari a 1.
In questo caso, trattandosi di emissioni acustiche ci riferiamo ad un *b*-value acustico legato al collasso della struttura in seguito ad una condizione di criticità per danneggiamento strutturale, ma è ugualmente valido quanto finora detto. Inoltre, il *b*-value diminuisce all'aumentare di micro e macro-fessurazione, infatti inizialmente si hanno tanti eventi a magnitudo inferiore e poi si hanno pochi eventi a magnitudo maggiore. Anche in questo caso la magnitudo a cui ci riferiamo è quella definita a inizio paragrafo, nell'ambito delle Emissioni Acustiche.
Ricorrendo alla Geometria Frattale è stata riscontrata una correlazione tra il *b*-value e la dimensione frattale del danneggiamento:

$$2b = D\,, \tag{1.22}$$

secondo la quale in condizioni critiche, per b=1, la dimensione frattale assume valore 2, che indica che le fratture si stanno sviluppando in una superficie preferenziale, poiché $V^{D/3}$ diventa $V^{2/3}$.
L'analisi del *b*-value, all'interno della Meccanica della Frattura, consente di applicare la legge di scala ricavata da Aki nel 1981:

$$N(\geq L) = cL^{-2b}\,, \tag{1.23}$$

dove L è la dimensione lineare del difetto, $N(\geq L)$ è il numero cumulato di eventi di EA con una dimensione lineare caratteristica maggiore di L, c è una costante rappresentativa del numero totale di eventi di EA, b è l'ormai noto *b*-value.
Questa formulazione produce gli stessi effetti degli studi condotti negli anni Novanta dal Prof. Carpinteri[7] sulla probabilità che in un elemento fratturato ci siano difetti con dimensione superiore ad una dimensione caratteristica L:

$$P(\geq L) = L^{-\gamma} \quad \rightarrow \quad \mathrm{N}^*(\geq L) = N_{tot} L^{-\gamma} \tag{1.24}$$

con γ esponente che misura il grado di disordine ed N_{tot} una costante che rappresenta il numero totale di difetti nell'elemento.
Dalla (1.23) e dalla (1.24) è evidente che esse coincidono per $\gamma = 2b$, ma è stato altresì dimostrato dal prof. Carpinteri che, se il danneggiamento riguarda tutto il

[7] Carpinteri, A., *Scaling laws and Renormalization Groups for Strength and Toughness of Disordered Materials*, International Journal of Solids and Structures, 31, 291-302 (1994).

volume dell'elemento, il massimo disordine γ vale 2, per cui fisicamente il minimo valore, cioè il valore critico, del *b*-value vale 1, come era stato precedentemente dimostrato statisticamente.

$$\gamma = 2b \;\rightarrow\; \text{se } \gamma_{\max} = 2 \;\Rightarrow\; b_{\min} = 1 \tag{1.25}$$

L'analisi statistica sui valori medi di *b*-value alla scala dell'opera, per valutare il processo di danneggiamento strutturale, è in stretta analogia con l'attività sismica alla scala regionale (100 km).
Le studio delle fratto-emissioni, cioè di emissioni energetiche derivanti da un processo di frattura, ha condotto a considerarle come precursori sismici. Infatti, sia le emissioni di neutroni, che di onde elettromagnetiche, che le emissioni acustiche, registrano dei picchi in intervalli di tempo prossimi al verificarsi di attività sismiche e vulcanologiche di elevata magnitudo. In particolare, gli studiosi Mogi (1962) e Scholz (1968) hanno analizzato le ampiezze di picco dei segnali di EA che si verificavano qualche giorno prima di importanti terremoti.

Il gruppo di Carpinteri e Lacidogna[8] ha monitorato l'attività sismica regionale e la produzione di eventi di emissione acustica, elettromagnetica e neutronica in strutture in muratura, per studiarne la funzione di precursori sismici.
Da questi studi è emerso che la curva rappresentativa del numero di emissioni al giorno è sempre traslata indietro, quindi antecedente rispetto alla curva della distribuzione dei terremoti, come mostrato a titolo di esempio nei grafici in figura 22, relativi al caso studio di Murisengo, durato 4 anni (dal 1° luglio 2013 al 31 dicembre 2017). Le emissioni neutroniche precedono i terremoti di qualche settimana, le emissioni elettromagnetiche di qualche giorno e le emissioni acustiche di qualche ora.
Quando si verifica una scossa di terremoto molto forte, solitamente è seguita da scosse di assestamento – *aftershocks* – di magnitudo via via inferiore, che possono durare anche anni, ma talvolta vengono interrotte da eventi sismici ancora più

[8] Carpinteri et al.

importanti di quelli che si erano considerati. Per cui si registrano delle scosse che possono essere considerate premonitrici – *foreshocks*.

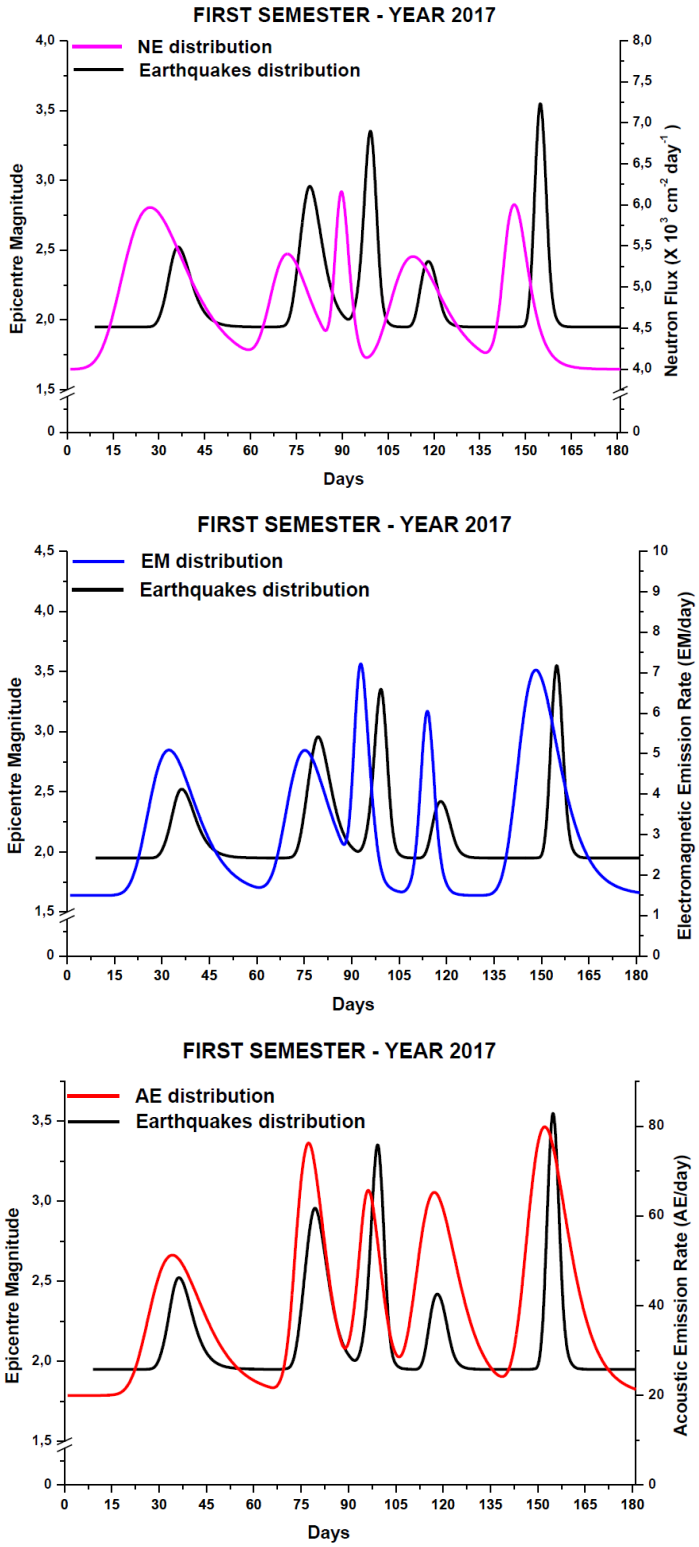

Figura 22 Distribuzione dei terremoti e delle fratto-emissioni nel primo semestre del 2017 a Murisengo (Carpinteri and Lacidogna)

Considerando la legge di potenza empirica di Gutenberg-Richter sulla distribuzione di frequenza di eventi, è stata condotta un'indagine da Laura Giulia e Stefan Wiemer, confluita in un articolo pubblicato sulla rivista Nature dal titolo *Real-time discrimination of earthquake foreshocks and aftershoks*[9], la quale prende in considerazione tre importanti terremoti avvenuti in diverse zone del mondo. In particolare, il terremoto di Amatrice (Italia) di magnitudo $M_w = 6.2$ del 24/08/2016 e il successivo di Norcia (Italia) di magnitudo $M_w = 6.6$ del 30/10/2016, il terremoto di Kumamoto (Giappone) di magnitudo $M_w = 6.5$ del 15/04/2016 e il successivo nella stessa regione di magnitudo $M_w = 7.3$ avvenuto 28 ore dopo, e il terremoto di Tohoku (Giappone) di magnitudo $M_w = 7.3$ del 2011 e il successivo di magnitudo $M_w = 9$ di due giorni dopo.

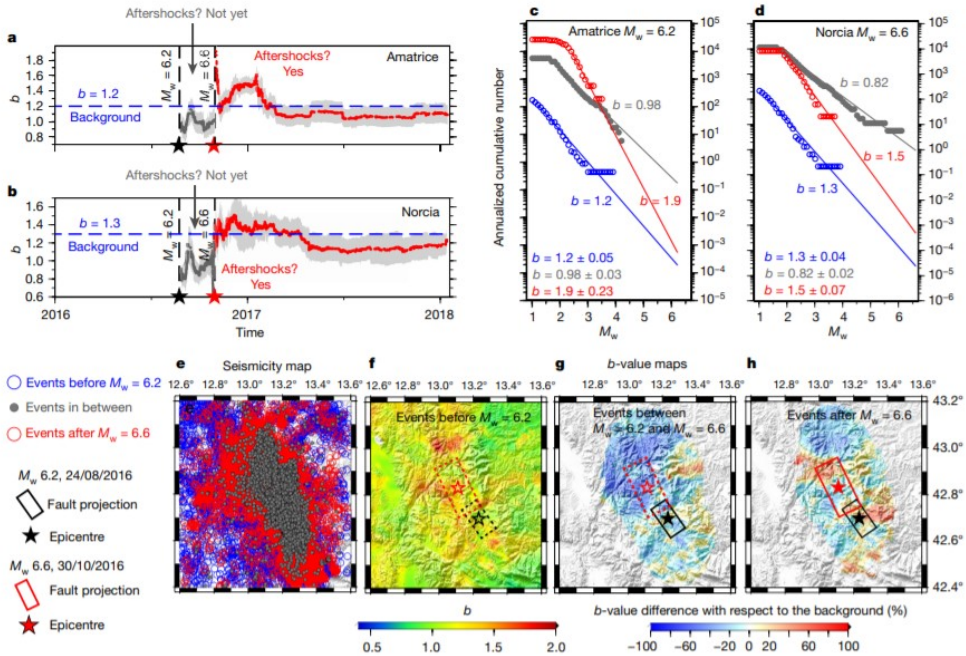

Figura 23 Analisi condotta sul caso di Amatrice-Norcia (Giulia Laura, Wiemer Stefan, Real-time discrimination of earthquake foreshocks and aftershocks, «Nature»,574, 193-199, 9 ottobre 2019*)*

L'analisi del *b*-value, questa volta sismico, condotta considerando un raggio di predizione di 3 km nei primi due casi e 12 km nell'ultimo caso, ha mostrato che tra la prima sequenza di eventi di foreshocks e la seconda sequenza di mainshocks il

[9] Giulia L., Wiemer S., Real-time discrimination of earthquake foreshocks and aftershocks, «Nature»,574, 193-199, 9 October 2019.

b-value subisce una decrescita lieve rispetto al valore di background del periodo precedente le scosse, mentre dopo la sequenza di mainshocks si registra in tutti i casi un aumento del *b*-value di circa il 20%, in corrispondenza delle scosse di aftershock. Oltre all'analisi del *b*-value in funzione del tempo, è stata considerata, dove possibile, la mappa spaziale della variabilità del *b*-value, che confermava i dati ottenuti. L'utilizzo del *b*-value come indicatore della pericolosità sismica per la mitigazione del rischio ha come limiti il verificarsi di sismi con magnitudo uguale o superiore 6, la densità spaziale delle stazioni che registrano l'attività sismica, che causa la necessità di espandere il raggio di predizione in mancanza di dati o di accuratezza.

Detto raggio di predizione è definito negli gli studi di Dobrovolsky et al. (1979) "raggio di tensione" ed individuato dalla relazione $r = 10^{0.433M+0.6}$, dove M è la magnitudo del terremoto e r è espresso in chilometri.
La tecnica di Emissione Acustica, in funzione di monitoraggio strutturale e predizione del rischio sismico, è stata applicata per la durata di un mese da Niccolini et al.[10] al Castello di Racconigi, risalente al tredicesimo secolo, ed in particolare ad un arco in muratura, di corda 4 metri, sorretto da una struttura in acciaio, che mostrava un'evidente propagazione di una macro-fessura. Per il monitoraggio sono stati utilizzati 8 sensori piezoelettrici, con range di frequenze tra 10 Hz e 1 MHz, posizionati in chiave e alle reni dell'arco, come mostrato in figura.

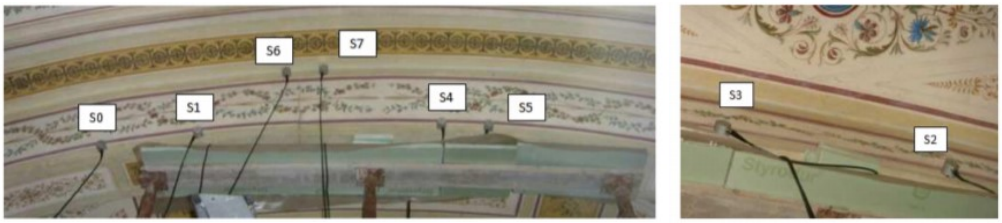

Figura 24 Posizionamento dei sensori di EA sull'arco del Castello di Racconigi (Niccolini, G., Manuello, A., Marchis, E., and Carpinteri, A., Signal frequency distribution and natural-time analyses from acoustic emission monitoring of an arched structure in the Castle of Racconigi, «Nat. Hazards Earth Syst. Sci. », 17, 1025–1032)

[10] Niccolini, G., Manuello, A., Marchis, E., and Carpinteri, A., Signal frequency distribution and natural-time analyses from acoustic emission monitoring of an arched structure in the Castle of Racconigi, «Nat. Hazards Earth Syst. Sci. », 17, 1025–1032.

La tecnica utilizzata è quella della strumentazione AEmission System, descritta al §2.2 di questo elaborato. Dai parametri estratti, dopo aver eliminato i modi spuri, aver stabilito la misura di soglia ed applicato adeguati filtri ai segnali registrati, gli autori hanno localizzato, tramite triangolazione, la sorgente della propagazione del difetto e correlato l'attività di emissione acustica a quella sismica in un raggio di 100 km.

I risultati hanno mostrato che durante la fase di attività microsismica si hanno micro-cracks nell'elemento strutturale e sia le frequenze registrate, sia la distribuzione cumulata del numero di eventi di EA $\frac{N}{t}$, sono maggiori, mentre quando si verifica l'evento sismico vero e proprio si hanno macro-cracks e le frequenze e il rapporto $\frac{N}{t}$ sono considerevolmente minori.

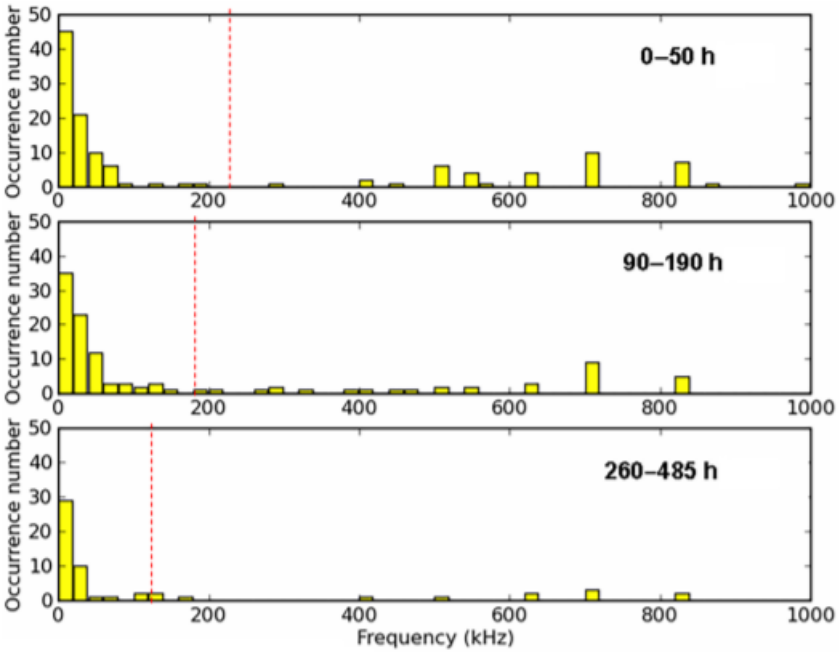

Figura 25 Istogramma degli eventi di EA e della relativa frequenza (Niccolini, G., Manuello, A., Marchis, E., and Carpinteri, A., Signal frequency distribution and natural-time analyses from acoustic emission monitoring of an arched structure in the Castle of Racconigi, «Nat. Hazards Earth Syst. Sci. », 17, 1025–1032)

Capitolo 3
Il Duomo di Torino, Basilica Cattedrale di San Giovanni Battista

Figura 26 Duomo di Torino

3.1 Inquadramento generale

La Basilica Cattedrale di San Giovanni Battista rappresenta il cuore pulsante della Chiesa Cattolica del capoluogo piemontese, sede vescovile dell'arcidiocesi di Torino. Essa ha luogo in Piazza San Giovanni, nel centro della città, ed è magistralmente inserita nel contesto storico-culturale di Torino. Nelle immediate vicinanze si trovano la torre campanaria, il Palazzo Reale, situato proprio alle spalle della basilica e al quale si accede direttamente attraverso un porticato dalla piazza stessa, l'area archeologica dell'antica *Julia Augusta Taurinorum*, nonché la Galleria Sabauda e gli altri Palazzi importanti della città.

Prima di giungere all'attuale configurazione, il Duomo è stato oggetto di modifiche e restauri nel corso della storia, per cui ritengo indispensabile ripercorrere in questo elaborato la storia della fabbrica, ricalcando il preziosissimo lavoro del Prof. Arch. Maurizio Momo, confluito nella monografia *Il Duomo di Torino: trasformazioni e restauri*, Torino, CELID, 1997.

3.2 Storia: dalla costruzione allo stato attuale, passando per ampliamenti e restauri

3.2.1 Area sacra antecedente alla realizzazione del Duomo

Nell'alto Medioevo, lì dove attualmente si erge imponente alla vista la cattedrale, antecedenti alla sua realizzazione, erano presenti tre chiese di origine paleocristiana, dedicate rispettivamente a San Salvatore, alla Vergine Maria e a San Giovanni Battista.

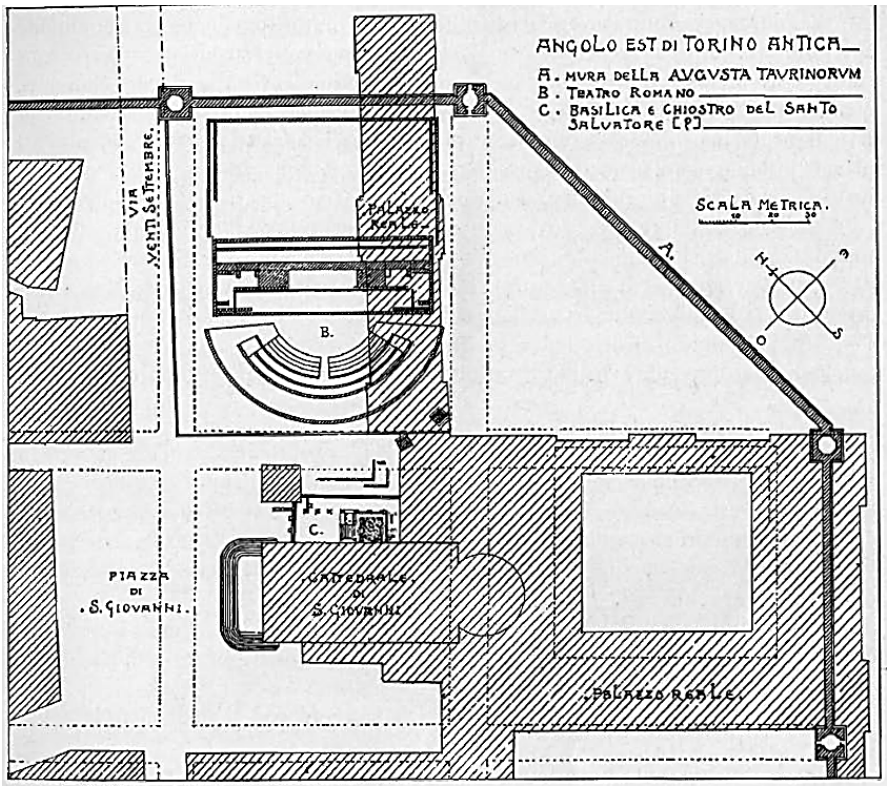

Figura 27 Disegno del prof. O. Zocchi, Angolo est di Torino Antica.

Verso la fine del XV secolo, quest'ultima è stata scelta come precorritrice dell' omonima basilica, mentre le altre due sono state parzialmente demolite, lasciando l'antico impianto del pavimento al di sotto del sedime della piazza, demolendo le parti che interferivano con la realizzazione della cripta sotterranea e inglobando le fondazioni della chiesa di San Salvatore e di San Giovanni Battista con le nuove fondazioni, a tal fine larghe circa 2,5 metri in corrispondenza del muro perimetrale della navata sinistra.[11]

Nel 1909 Alfredo D'Andrade e Cesare Bertea inizieranno degli scavi, rinvenendo i ruderi dell'antica chiesa di San Salvatore[12].

Figura 28 Ritrovamenti di mosaico, ambone e scalea (in alto) e del chiostro (in basso) della chiesa di San Salvatore (P. Toesca, "Vicende di un'antica chiesa")

[11] Momo M., *Il Duomo di Torino: trasformazioni e restauri*, Torino, CELID, 1997.

[12] In Toesca P., *Vicende di un'antica chiesa di Torino* - in Olivero E., *Architettura religiosa preromanica e romanica nell'Arcidiocesi di Torino,* cfr. periodico «*Il Duomo di Torino*», in cui si sostiene che i ruderi scoperti dagli scavi dell'Ottocento appartengano alla chiesa di San Giovanni.

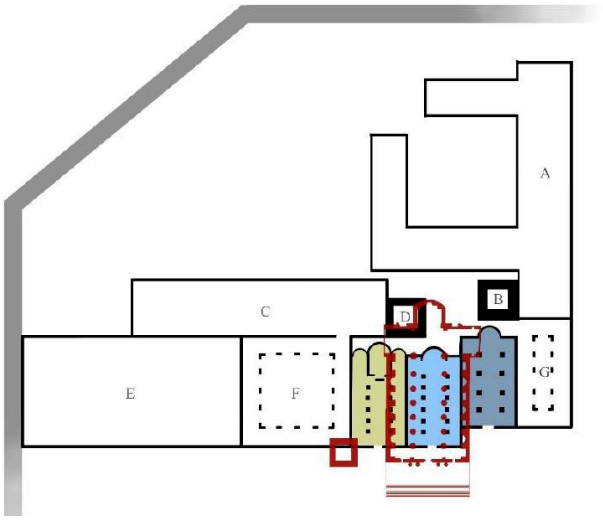

Figura 29 Il nuovo duomo, in rosso, sovrapposto alle tre chiese antiche, colorate, ed in grigio il contorno delle mura (tesi di laurea di De Paoli Emma, autrice della ricostruzione sulla base delle piante di Gruppo Archeologico Torinese e Museo Torino)

3.2.2 Costruzione del Duomo Nuovo

Nel 1490 inizia la costruzione del Duomo Nuovo, che si protrae fino al 1498, testimoniando velocità e professionalità nell'avanzamento dei lavori straordinariamente efficienti.

Il committente dell'opera è Domenico Della Rovere, l'allora vescovo della città, che in quel periodo si era reso particolarmente ricco e potente, sia a Torino che a Roma, presso la sede pontificia.[13]

Sull'identità del progettista, per anni, ci sarà un'appassionata disputa tra gli storici, che attribuiranno la paternità dell'opera a Baccio Pontelli, tesi sostenuta da Carlo Promis, studioso del Rinascimento, e ad Amedeo de Francisco da Settignano, detto "Meo del Caprina", sostenuto da Luigi Canina, che nell'Ottocento si occuperà del progetto di sistemazione dell'area del Duomo in stile Neoclassico.

Ad alimentare la disputa sono importantissimi gli studi successivi di Luigi Cibrario, Eugène Muntz, Ferdinando Rondolino e Guido Gentile, esposti nella monografia dell'architetto Maurizio Momo e qui brevemente ripresi.

[13] In Rondolino F., *Il Duomo di Torino Illustrato*, Roux Frassati e C. Torino, 1898, cap. VII – In Momo M., *Il Duomo di Torino: trasformazioni e restauri,* cit.

Cibrario nel 1846 pubblicherà i documenti di appalto e, seppur non si schieri apertamente, affermerà che Baccio non fu mai menzionato al loro interno e che Meo del Caprina risulterebbe essere intervenuto a lavori già avanzati.
Muntz negli anni 1879 e 1882 pubblicherà dei documenti degli Archivi Vaticani, avvalorando la tesi sostenuta da Canina, sulla base di quanto contenuto in essi e delle analogie costruttive e dei particolari tecnici tra Duomo e opere da lui realizzate a Roma.
Rondolino, in base ai documenti contrattuali pubblicati, si farà sostenitore di Meo del Caprina, come anche Gentile che gli attribuirà sia la realizzazione del Duomo che la scuola umanistica «*Sapienza*», entrambe commissionate da Domenico della Rovere.

Ad oggi, alla luce della precedente disamina, pur non essendoci chiari riferimenti alla paternità dell'idea progettuale del Duomo, risulta evidente da protocolli dell'Archivio Arcivescovile di Torino, datati 5 gennaio e 20-23 giugno 1491 che «*il maestro Amedeo*», nonché «*architector e magister fabrice*» ha sicuramente ricoperto il ruolo tecnico di appaltatore, responsabile della direzione lavori, intermediario tra le necessità dei mastri e le esigenze della committenza, sovrintendente al pagamento di maestranze nel cantiere. Inoltre, in sua presenza sono stati discussi i «*capituli*» di appalto, formalizzati il 15 novembre 1492 in «*Convenciones et pacta*», a lavori già iniziati e che non hanno definito compiutamente ogni parte del progetto, lasciando spazio creativo e progettuale a Meo del Caprina[14].

A titolo di esempio, nel contratto gli venivano imputati gli oneri della demolizione delle chiese paleocristiane, esclusi marmi e pietre pregiate, che Meo del Caprina ha sapientemente riutilizzato come riempimento del nucleo interno dei muri perimetrali, realizzati con tecnica "a sacco".

Per quanto attiene i materiali e le modalità costruttive, dai documenti d'archivio è emerso che il marmo utilizzato proveniva principalmente dalla Valle di Susa, in

[14] Rondolino F., *Il Duomo di Torino Illustrato*, cit., cap. VII, pagg. 80-81 per il testo integrale dell'atto; inoltre in essi non è menzionato Baccio (argomento a favore dei sostenitori di Meo del Caprina), ma è evidente che il disegno della pianta era già esistente e che la cripta era stata ormai completata.

zona di Bussoleno, località Foresto, e da una cava aperta successivamente, a tre chilometri più a valle, sopra l'abitato di Chianocco, in regione Sant'Ippolito. Il trasporto dalla cava al cantiere è avvenuto attraverso il fiume Dora Riparia, secondo quanto previsto dal direttore di cantiere. Da un punto di vista geologico il marmo è un calcare dolomitico, a struttura saccaroide eterogena, con intercalazioni di calcescisti e micascisti, con colorazione dal bianco latteo al grigio, a causa della varietà di minerali presenti, pur avendo una composizione mineralogica costante.

Nel 1498, nel mese e nel giorno a noi non noti, il Duomo è completato come attesta l'epigrafe sulla facciata principale, tra le due finestre, ma viene consacrato il 20 settembre 1505.

Figura 30 Epigrafe sulla facciata del Duomo

3.2.3 Ampliamento con Cappella della Sindone e interventi tra Settecento e Ottocento

Nel 1656 si verifica un crollo parziale della volta della navata centrale, di cui si ha notizia esclusivamente da fatti di cronaca, la quale da successive indagini è risultata essere stata riparata con interventi localizzati e circoscritti, portando ad escluderne un rifacimento totale. In quell'occasione vengono inserite catene in ferro, una superiore tangenzialmente all'estradosso e una inferiore sopra le imposte.
Sul finire del Cinquecento per ospitare la Sindone il duca Carlo Filiberto di Savoia decide di realizzare una Cappella, tra il Duomo e il Palazzo Reale.

Una prima idea progettuale, di Carlo di Castellamonte, prevedeva una cappella ovale alle spalle del coro, realizzando un ambiente a pianta circolare, ma l'idea fu scartata, in quanto l'altezza e l'imponenza del Duomo ne avrebbero sovrastato la vista, dalla piazza.

Il progetto vincente è quello di Bernardino Quadri che propone di collegare il Duomo e la Cappella, novità rispetto all'idea precedente, richiedendo una soluzione impegnativa per superare il dislivello di 6 metri. Ciò porta ad una modifica all'interno del Duomo, prolungando le navate minori e permettendo di raggiungere l'altare della Sindone tramite due rampe simmetriche, una per la salita e l'altra per la discesa della folla di fedeli.

Dal 1657 al 1666 "la direzione e cura" dei lavori viene seguita da Quadri e Castellamonte, ai quali subentra dall'anno successivo Guarino Guarini. Tra il 1667 e il 1694, Guarini, partendo da quanto fino ad allora realizzato, termina la cappella in stile barocco con interni in marmo nero, che progressivamente si schiariscono verso l'alto.

«All'interno il genio barocco del Guarini si concretizza: ai lati dell'altare maggiore del Duomo si aprono due portali in marmo nero che introducono a due scalinate scure con bassi gradini semicircolari. Alla fine delle due scalinate si entra in due vestiboli circolari paralleli delimitati da colonne in marmo nero. Da qui si accede alla cappella, a pianta circolare, dove al centro svetta l'altare barocco (di Antonio Bertola) che conservava, in una teca d'argento e vetro, la Sindone. Il pavimento presenta un disegno in marmo nero e bianco che sottolinea l'importanza dell'altare, mentre grosse stelle di bronzo incastonate nel marmo bianco riflettono la luce proveniente dall'alto»[15].

Esternamente la cappella è a pianta quadrata, su cui si innalza un tamburo in mattoni a pianta poligonale con sei grandi finestroni ad arco e una copertura a cappella sorretta da costoloni. Tra i costoloni vi sono numerose aperture a semicerchio, fino alla parte terminale della cupola, un piccolo tamburo circolare finestrato e prolungato con una struttura a cannocchiale[16].

---

[15]Atlante di Torino, Guarino Guarini, *La Cappella della Sindone di Guarino Guarini a Torino - Un'analisi tecnico iconografica del capolavoro architettonico torinese*. <http://www.atlanteditorino.it/monografie/guarini.html>

[16] Ibid.

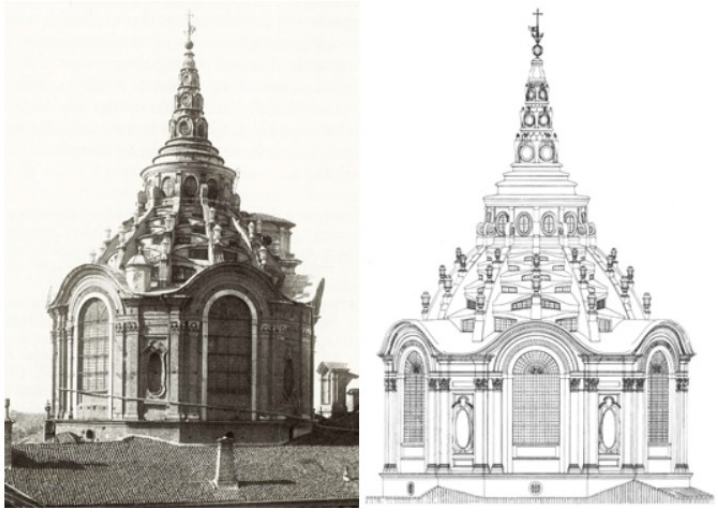

Figura 31 Cappella della SS Sindone (Atlante di Torino, Guarino Guarini, La Cappella della Sindone di Guarino Guarini a Torino - Un'analisi tecnico iconografica del capolavoro architettonico torinese) <http://www.atlanteditorino.it/monografie/guarini.html>

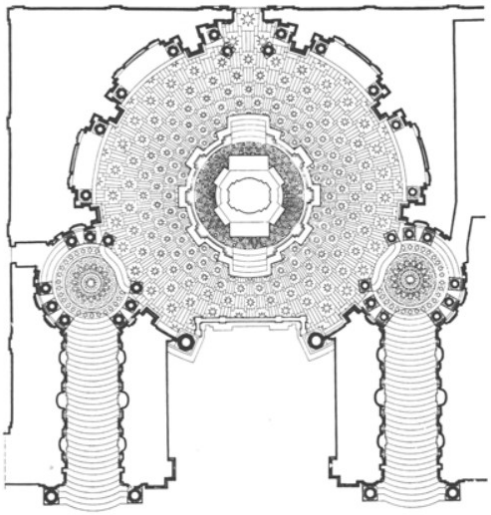

Figura 32 Pianta cappella della SS Sindone (Atlante di Torino, Guarino Guarini, La Cappella della Sindone di Guarino Guarini a Torino - Un'analisi tecnico iconografica del capolavoro architettonico torinese) <http://www.atlanteditorino.it/monografie/guarini.html)

Nel Settecento, il lato sud del Duomo subisce interventi importanti per la storia dell'architettura, quali la creazione di un fabbricato, sede dell'Archivio, e di una scalinata di accesso.

L'Ottocento, invece, vede gli interni del Duomo trasformarsi rispetto alle origini rinascimentali, in quanto molti elementi vengono decorati e affrescati, come piloni, archivolti, stipiti, e così via.

3.2.4 Lavori di restauro e ripristino del Novecento

Tra fine Ottocento e inizi Novecento la necessità di intervenire sul Duomo, sia dal punto di vista strutturale che architettonico, diventa impellente, anche in seguito a quanto espresso da Rondolino nel 1898 nel capitolo IX de *Il Duomo di Torino Illustrato*. Egli identifica in modo inequivocabile gli interventi da eseguire, giudicandoli «non procrastinabili», che però sono di tipo formale, basati sul concetto di restauro storico, ponendo i presupposti per il restauro attuato da Cesare Bertea tra il 1926 e il 1928, che invece verterà anche sulla conservazione e riqualificazione[17]. In particolare, Rondolino riteneva che, internamente, le decorazioni ottocentesche dovessero essere rimosse, ripristinando la semplicità ed eleganza originali, mentre per l'esterno suggeriva che la grande scalinata di accesso dovesse essere ricostituita da muri laterali con funzione di parapetti, come spesso accadeva in epoca rinascimentale, e che sul lato sud dovessero essere demoliti l'archivio capitolare e la scalinata settecentesca.

Figura 33 L'esterno del Duomo di Torino, prima dei restauri («Il Duomo di Torino : periodico religioso storico- artistico»)

Nel 1926 Cesare Bertea, Soprintendente ai monumenti per l'arte medioevale e moderna per il Piemonte e la Liguria, istituisce la Commissione Tecnica, affiancato

[17] Periodico *Il Duomo di Torino,* cit., 1927-1928, interventi «sia di necessaria riparazione, sia di ripristino architettonico secondo il primitivo e genuino disegno».

dall'Ing. Giovanni Chevalley, dall'Arch. Vittorio Mesturino e dall'Ing. Ottavio Barbera, nella veste di direttore dei lavori, inserendovi Rondolino e attribuendo valore alle considerazioni da lui precedentemente espresse.

Nonostante ciò, non tutti gli interventi che Rondolino aveva indicato vengono eseguiti, la causa principale è imputabile ad una mancanza di fondi, ma anche ad interventi più urgenti da realizzare, emersi in seguito ai numerosi rilievi e saggi effettuati nella fase conoscitiva iniziale.

Sulla facciata e per la scalinata d'ingresso, realizzata circa quarant'anni prima, gli interventi previsti e non effettuati riguardano la sistemazione dei cornicioni e di alcuni elementi lapidei scolpiti, i muri come parapetti della scalinata e il rifacimento del sagrato.

Invece l'intervento, inizialmente non considerato, ma che poi si effettuerà, consiste nella rimozione della doppia fila di ballatoi che segue il perimetro della cupola ottocentesca, di cui ne resterà una sola fila.

Tra gli interventi urgenti da realizzare troviamo la sostituzione di alcuni elementi della cupola, tra cui il lanternino corroso, il rifacimento della copertura delle navate, il lato sud del Duomo, di cui era necessario rimuovere l'Archivio in accordo con Rondolino. Pertanto, esso viene spostato in una camera al pian terreno di Palazzo Reale, decidendo di non rimuovere l'ingresso con la scalinata su questo lato. Per questo motivo tra i rilievi eseguiti vi sono scavi per verificare fondazioni e muri originali, antecedenti alla scalinata settecentesca.

Le murature, le volte, la cupola al piano della Cattedrale e gli elementi verticali della cripta si presentano in ottime condizioni strutturali. Anche la scalinata lato sud e la muratura su questo lato, dietro l'Archivio, versano in buone condizioni, per cui conservabili.

Per poter eseguire i suddetti interventi sono documentati numerosi saggi, rilievi, indagini conoscitive, svolti tra aprile ed agosto del 1926, correlati da apposita documentazione tecnica, preventivi di spesa, capitolati ed elenco prezzi, nonché relazioni firmate dagli Ingg. Ottavio Barbera e Cesare Bertea.

Va sottolineata la mancanza di informazioni storiche ed elaborati tecnici, come sezioni e prospetti, soprattutto relativi al periodo ottocentesco ed in misura inferiore per Sei e Settecento, tuttavia alcune planimetrie erano presenti negli archivi.

A supporto delle figure tecniche interviene una stretta collaborazione con i Canonici del Capitolo Metropolitano, che si occupano di reperire materiale circa la storia pregressa dell'architettura, e con il Comitato per il Restauro del Duomo, che si occupa di raccogliere e diffondere tutto ciò che è inerente lo stato di conservazione del Duomo, gli interventi programmati e quelli effettivamente svolti di pari passo con i lavori, tramite la pubblicazione di fascicoli mensili nel *Il Duomo di Torino: periodico religioso storico-artistico*, con il fine di sensibilizzare l'opinione pubblica e raccogliere fondi per il restauro.

Il Duomo di Torino

Periodico Religioso - Storico - Artistico
edito a cura del Comitato per i restauri della Cattedrale

L'alto incoraggiamento
dell'Eminentissimo Cardinale

Un Bollettino che rechi a conoscenza dei carissimi Diocesani i pregi artistici, storici e religiosi del nostro Duomo, che dimostri la necessità dei presenti restauri decretati da voto unanime dal Clero, dalle Autorità e dal popolo, che illustri il concetto artistico dei lavori, ne descriva il progresso, dia conto delle offerte ricevute ed animi la generosità non dei soli cittadini Torinesi ma dei fedeli di tutta l'Archidiocesi a concorrere nel rendere decoroso il primo tempio cittadino, la Chiesa Madre dei Torinesi, che tante glorie religiose e patrie ricorda, è senza dubbio una vera necessità.

Perciò mi è ben caro far plauso al R.mo Capitolo Metropolitano e all'onorevole Comitato, che promuove i restauri, di aver pensato ad una pubblicazione anche così interessante. Nè posso dubitare che tutti i carissimi Diocesani vogliano accogliere benevolmente il Bollettino e dargli la maggior diffusione, per far conoscere ed apprezzare l'opera così preziosa che si sta compiendo a gloria di Dio, del nostro S. Patrono S. Giovanni Battista e a decoro e lustro della nostra Metropoli.

Torino, 1 Marzo 1927.

✠ GIUSEPPE, Cardinale Arcivescovo.

Figura 34 Periodico «Il Duomo di Torino : periodico religioso storico- artistico».

Durante l'avanzamento dei lavori, piantando i pali dello steccato nell'area di cantiere esterna al Duomo, sono stati rinvenuti i resti di un cimitero ad una profondità di circa 60 centimetri.

In questo elaborato, il dettaglio di quanto fu fatto durante il restauro verrà presentato all'interno dei successivi paragrafi, relativi a ciascun elemento architettonico e strutturale.

Per quanto concerne lo stato di fatto del sottotetto della navata centrale, in seguito agli interventi del 1926-1928, si rimanda al Capitolo 4 inerente all'applicazione della tecnica di Emissione Acustica, in cui vengono evidenziati gli elementi strutturali presenti che contraddistinguono una situazione strutturale complessa ed articolata. In particolare, durante tali interventi sono state rimosse le catene in ferro applicate nel Seicento in seguito al crollo parziale della volta, le cui problematiche sono esposte nella sezione *Sistema voltato* di questo Capitolo e le cui soluzioni strutturali sono presentate nel Capitolo 4, come già accennato.

3.2.5 Ultimi interventi di restauro e consolidamento ad opera dello studio di architettura Momo

L'11 aprile 1997 nella Cappella della Sindone è divampato un incendio che ha danneggiato le cappelle della Basilica, per cui dall'autunno dello stesso anno fino alla primavera del 1998 lo studio di architettura Momo si è occupato del restauro dell'apparato decorativo, in occasione della ostensione della Sindone.
Le cappelle si presentavano modificate rispetto all'assetto originale del Quattrocento per le manutenzioni e gli interventi avvenuti fino ad allora, prima ancora del verificarsi dell'incendio. In seguito a tale evento, in vista del Cinquecentenario di fondazione del Duomo e della ostensione della Sindone del 1998, sono stati eseguiti interventi di conservazione e restauro estesi a tutto l'edificio e la rifunzionalizzazione degli impianti elettrici e di riscaldamento. Da questo momento inizia la collaborazione tra lo studio Momo e la parrocchia San Giovanni Battista che porta ad ulteriori interventi sul Duomo fino allo stato attuale.

Tra il 2001 e il 2003 la facciata è stata oggetto di restauri per quanto riguarda gli elementi verticali fessurati, la sistemazione dei giunti di allettamento – tramite iniezioni di miscele leganti e cuciture delle parti lisce con barre di acciaio – sostituzione delle volute in seguito a consolidamento dei muri portanti, applicazione di un film protettivo ai marmi della facciata – ad accezione delle parti scolpite – e di malta e copertura in piombo per le cornici in pietra di portali ed elementi sporgenti.

Tra il 2003 e l'anno successivo i restauri si spostano all'interno del Duomo e in particolare la scalinata frontale in marmo viene trasformata con un andamento semicircolare, con raccordo ai pilastri laterali, riprendendo il tracciato delle due scalinate di accesso alla cappella della Sindone.

Negli anni dal 2008 al 2010 la chiesa inferiore diventa sede del Museo Diocesano di Torino. Il percorso di visita riassume le fasi storiche, dalla presenza delle tre chiese paleocristiane fino all'attuale configurazione della Basilica, con esposizione dei ritrovamenti archeologici, delle reliquie cristiane, della collezione lapidaria e

altro ancora, il tutto diviso per aree tematiche storico-liturgiche quali: l'iniziazione cristiana, la devozione mariana, la liturgia eucaristica e della Parola e la pittura devozionale.

Tra il 2012 e il 2013, in riferimento al percorso di visita al Museo Diocesano è stato sistemato il percorso di salita al Campanile del Duomo ed effettuata la messa in sicurezza e adeguamento alla normativa vigente degli interventi del 1986-1989, in particolare delle scale di accesso, della galleria di collegamento con il museo e degli ambienti destinati alle visite, sia interni che esterni.

Tra il 2017 e il 2018 lo studio di architettura Momo ha svolto interventi di restauro e consolidamento della raggiera del cupolino della Cappella della Sindone e dei suoi affreschi, danneggiati dall'incendio del 1997, con tecniche moderne e conservative, nonché sul Grande Finestrone tra la Cappella della Sindone e la Cattedrale[18].

3.3 Descrizione architettonica e strutturale

Il Duomo, come detto precedentemente, è stato realizzato sul finire del XV secolo, per cui è inserito nel contesto storico-culturale rinascimentale, volto alla valorizzazione e riscoperta dell'arte romana.

Pianta

Dal punto di vista architettonico lo stile rinascimentale con cui viene realizzata la Cattedrale si esplica nell'utilizzo di una pianta a croce latina a tre navate lunghe circa 40 metri e larghe circa 9,50 metri, quella centrale, e 5,80 metri, quelle laterali[19]. La proporzionalità nelle dimensioni è visibile non solo nel rapporto di 2:1 tra lunghezza e larghezza della navata, ma anche nelle sei campate tutte uguali, per poi trovare la settima più grande posta innanzi al presbiterio, nei due bracci del

[18] <https://www.studioarchitetturamomo.com/>, cfr. *Il Museo Diocesano di Torino, Catalogo storico artistico,* a cura di Luigi Cervellin e Natale Maffioli, Edizioni del Graffio, 2011.
[19] Marziano Bernardi, *Torino – Storia e arte*, Torino, Ed. Fratelli Pozzo, 1975.

transetto esattamente simmetrici, nelle stesse dimensioni per sottocoro e coro, prima che venissero modificati nel Seicento.

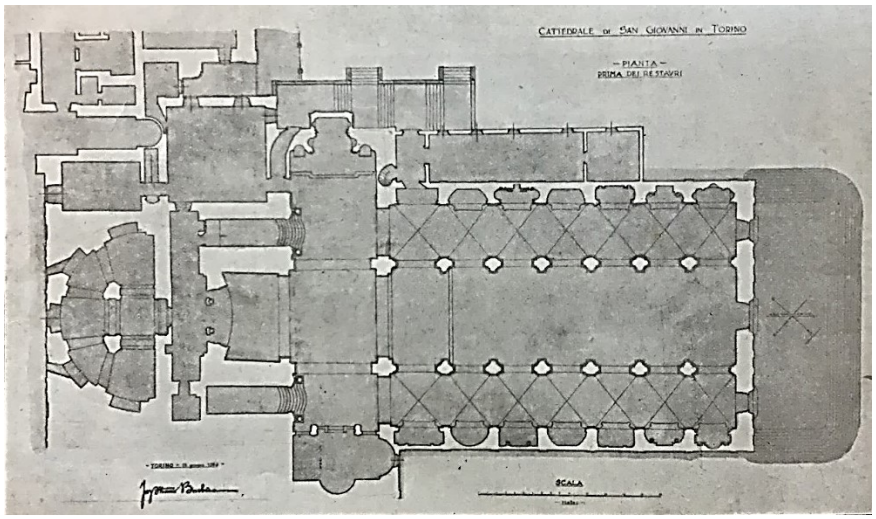

Figura 35 Ing. Ottavio Barbera, pianta prima dei restauri («Il Duomo di Torino : periodico religioso storico-artistico»)

Cripta

La cripta situata al piano seminterrato riproduce fedelmente la pianta della Basilica, sia nella disposizione di colonne e pilastri, sia nelle dimensioni delle volte. La continuità verticale inizia a partire dalle fondazioni, con una graduale riduzione della sezione degli elementi strutturali verticali man mano che si procede verso l'alto, alleggerendoli. Nella cripta sono presenti 14 pilastri in muratura a sezione rettangolare 2,50 m x 2,75 m, quindi grandi a sufficienza per contenere la sezione dei pilastri posti al piano superiore. L'altezza della cripta è di 4,90 metri. Nel Novecento ha subito pesanti suddivisioni interne. La cripta è illuminata da finestre rettangolari lungo i muri perimetrali delle navate laterali.

Testata dell'abside

La continuità verticale, innanzi esposta, è rinvenibile anche in questo elemento architettonico, divenuto strutturale con l'ampliamento del Guarini, in quanto funge da appoggio alla volta che porta il piano di Cappella e Altare della Sindone. In occasione delle indagini svolte dall' Ingegner Termignon per capire se la testata dell'abside, prima di essere modificata nel Seicento, fosse originariamente curva o ritta, si è trovato terreno vergine compatto, sia immediatamente sotto la testata dell'attuale vetrata, sia all'esterno del muro. I risultati delle indagini hanno mostrato

che il settore di muro in corrispondenza dell'abside parte dalle fondazioni, prosegue con la cripta e quindi nella Cattedrale ed era fin dalla costruzione ritto e non curvo, contrariamente a quanto era solito fare nel Rinascimento e ad alcune sue rappresentazioni.

Facciata

La facciata, non menzionata nei documenti contrattuali del 1492 , è chiaramente in stile rinascimentale, in marmo bianco, con tre portoni, corrispondenti alle tre navate, evidenziati da paraste, sormontati da trabeazione e timpano, affiancato da due volute. Coerentemente con i canoni di Brunelleschi, si presenta rialzata rispetto al terreno, in modo tale da ospitare la cripta nel seminterrato.

Figura 36 Facciata lato ovest

Figura 37 Trabeazione e timpano della facciata

Figura 38 Portoni in corrispondenza delle tre navate

Alla controfacciata dal 1835 è ancorata una riproduzione dell'*Ultima Cena*, nell'unica posizione in cui era possibile affiggere un quadro dal peso di 900 chilogrammi.

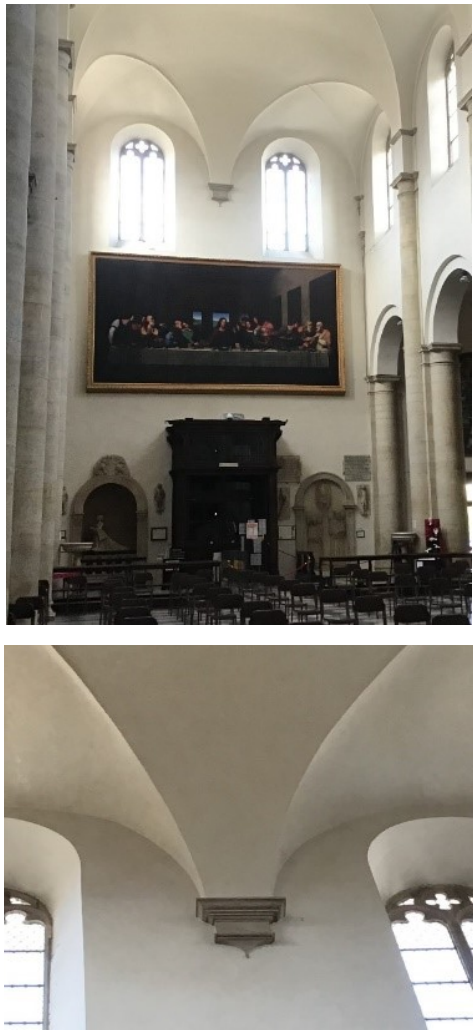

Figura 39 Controfacciata

Muri perimetrali e di fondazione

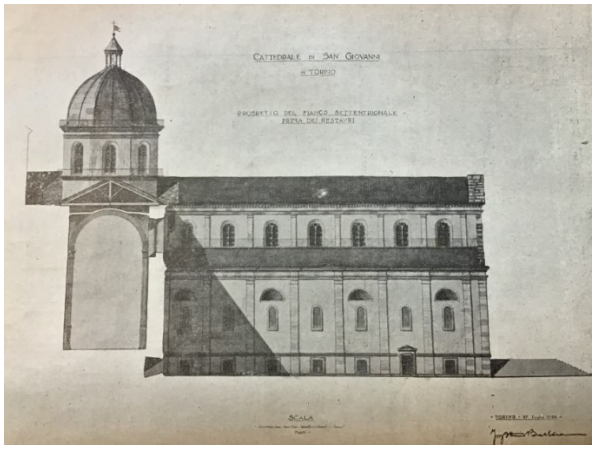

Figura 40 Prospetto Ing. Ottavio Barbera

Come per la Chiesa di Sant'Ambrogio a Milano, simbolo delle chiese romaniche, i muri perimetrali poggiano sui pilastri a fascio attraverso un sistema di archi concentrici, di diametro differente di circa 10 centimetri, in modo tale che le imposte dell'arco inferiore scarichino sulle semicolonne e sulle lesene, mentre quelle dell'arco superiore sulle lesene, così da ridurre l'intradosso della corda dell'arco inferiore di circa un terzo. La tecnica di realizzazione, così come avviene per fondazioni e sottotetti, è quella mista, anche detta "a sacco", costituita da una fodera esterna di mattoni disposti a due o tre teste, riempiti all'interno da una muratura irregolare di ciottoli, mattoni e pietrame, materiale riutilizzato come detto precedentemente. Dove invece i muri necessitano di intonaco, la muratura è regolare e fatta di soli mattoni, come accade per le volte e i ritti sottili. I muri perimetrali partono dalle fondazioni con spessori elevati e progressivamente si riducono procedendo verso l'alto, perché svuotati dalle cappelle, che si alternano nella forma rettangolare e semicircolare, e dalle aperture finestrate e per ospitare i collegamenti di servizio verticali.

Figura 41 Lato nord

Figura 42 Lato sud

Pilastri

Nelle Convenciones et pacta venivano lasciate libere di essere scelte colonne o pilastri, indicando solo che dovessero essere sormontati da una muratura arcata. La scelta architettonica e strutturale per gli elementi della navata centrale è pertanto ricaduta su pilastri con conci di pietra di dimensioni limitate e più facilmente reperibili. In particolare, ci troviamo in presenza di pilastri polistili, o a fascio irregolare, costituiti da un'anima centrale in muratura a sezione quadrata e tre semicolonne con lesena. Le tre semicolonne hanno altezze diverse, infatti le due laterali terminano in corrispondenza delle imposte degli archi che portano la muratura laterale della navata centrale e sono dotate di un piccolo capitello in stile tuscanico, mentre quella della navata centrale sale fino alla copertura voltata e termina con un capitello, su cui poggia un piedritto, non in pietra, ma in mattoni, che evidentemente svolge la funzione di imposta della volta.

Figura 43 Appoggio delle volte sui ritti dei pilastri

Figura 44 Sistema di archi concentrici

Figura 45 Basamento dei pilastri polistili

Sui pilastri sono stati effettuati degli interventi di restauro, in quanto in corrispondenza dei giunti di allettamento c'era mancanza di malta. I conci in pietra presentano un andamento sfalsato, con altezza 40-50 cm.

Figura 46 Conci dei pilastri

Sistema voltato

Le volte presenti nel Duomo, di origine rinascimentale, a meno della volta che copre il coro modificata da Guarini, coinvolgono prevalentemente due tipologie: volte a crociera a tutto sesto, con mattoni posti di coltello, lungo le navate laterali, e volta a botte lunettata a sesto ribassato, con mattoni posti di punta, lungo la navata centrale, che termina con teste di padiglione tagliate per congiungersi con la facciata, in modo tale da inserire le finestre, in posizione simmetrica sulla controfacciata. Le volte a crociere più grandi coprono i bracci del transetto e in passato il coro. Anche le volte sono state oggetto dei lavori di restauro svolti da Bertea tra il 1926 e il 1929, infatti come osservato da Rondolino, la volta della navata centrale aveva subìto un crollo nel 1656, quindi i dubbi principali riguardavano la necessità di chiarire se fosse stata ricostruita oppure originale, così

come era da verificarlo per le imposte a sostegno della volta stessa. In seguito al crollo, erano state inserite delle catene in ferro, una superiore tangenzialmente all'estradosso e una inferiore sopra le imposte, nonostante ciò, la volta si presentava strutturalmente instabile con deformazioni eccessive. Per contrastare l'apertura a estradosso alle reni e all'intradosso in chiave, nel Seicento era stato applicato un riempimento sui fianchi della volta, causando un carico eccessivo sui pilastri, i quali in corrispondenza della mezzeria della navata, presentano fenomeni di strapiombo. I lavori di restauro di Bertea e Barbera, coadiuvati dall'ingegnere Croce e dal professore Camillo Guidi, hanno consentito di correggere il tracciato irregolare, in particolare si opera alleggerendo il peso della volta in chiave per contenere la spinta e l'apertura alle reni, e aumentandolo sui pilastri, per garantire in ogni caso una spinta tale da contrastare l'azione spingente delle navate laterali, raggiungendo l'obiettivo di eliminare le catene antiestetiche. Inoltre, durante i restauri, dovendo rimuovere le decorazioni di fine Ottocento, bisognava verificare se al di sotto fossero presenti affreschi più antichi. Non essendovi decorazioni più antiche sugli strati inferiori, si realizza la rimozione di tutti gli intonaci affrescati su volte, colonne, basamenti e peducci, ripristinando la pietra e intonacando di bianco le superfici lisce. All'intradosso le superfici delle volte si presentano continue, senza costoloni e fascioni, prive di nervature, mentre all'estradosso sono rinforzate con costoloni e rinfianchi.

Figura 47 Volta e a botte lunettata navata centrale

Figura 48 Volte a crociera delle navate laterali

Cupola

In corrispondenza del presbiterio pseudo-quadrato sono presenti archi a tutto sesto, su cui poggiano i pennacchi della vela, che reggono il tamburo. Quest'ultimo ha forma ottagonale, presenta una balaustra, restaurata da Bertea, su cui svetta la cupola. Questa è formata da otto spicchi trapezoidali – base minore 0,90 metri e maggiore 4,80 metri – ognuno di superficie 32 mq con sviluppo della curvatura nel piano verticale di 9,45 metri, e sostiene strutturalmente, attraverso otto colonne lapidee – altezza 1,8 metri e interasse 0,80 metri – il cupolino[20]. La sommità formata da cupolino e cuspide si eleva per più di 4 metri. Sulla cupola sono fondamentali gli interventi di restauro del 1926-1928, infatti le colonne in pietra di Chianocco, a sostegno della guglia, presentavano segni di degrado, nonostante avessero già subìto un precedente restauro deducibile dalle fasciature in ferro lungo il fusto e dall'armatura sotto la trabeazione, per cui si è intervenuti sostituendo il ferro corroso e alcune colonnine e restaurando i marmi di trabeazione e cuspide. La copertura in piombo della cupola, invece, ha ricevuto solo qualche intervento di saldatura dei giunti e sulle nervature angolari, perché le lastre si conservavano buone condizioni.

Figura 49 Cupola a base ottagonale e cupolino.

[20] *Computo metrico*, da Archivio Arcivescovile di Torino, ACT. V. 52-53.

Copertura

La copertura, secondo il contratto risalente al Rinascimento, doveva essere realizzata secondo la tecnica romana "impianellata", ma in occasione dei restauri è emersa l'ipotesi che sia stata realizzata con manto di coppi e pietra, confermata dai saggi e rilievi. Dalle indagini sullo stato di conservazione di Cesare Bertea le coperture risultano degradate con evidenti cedimenti delle medie e piccole orditure, per cui risulta necessario intervenire, ripristinando l'antico manto. I problemi principali riguardano:

- la pendenza delle falde, inferiore rispetto a quella originale;
- la mancata occlusione delle falde laterali in corrispondenza del basamento delle finestre sulla navata centrale;
- affreschi della navata centrale, danneggiati a causa delle infiltrazioni conseguenti alla realizzazione delle balconate nell'Ottocento;
- teste delle travi nel sottotetto della navata centrale, inglobate nella muratura, prive di aerazione e quindi degradate, individuate dopo aver smurato le capriate.

La copertura della navata centrale si rileva realizzata con muratura disposta di coltello e se ne misura lo spessore in chiave. Inoltre, si evidenziano sporgenze dell'arco trionfale, rispetto alla volta, di 22 centimetri nella parte intradossale e di 20 centimetri all'estradosso, aggettante nel sottotetto, lasciando intuire una realizzazione di esso avvenuta in due fasi, di cui la prima riguarda la formazione dell'arco portante, con estradosso coincidente con quello della volta, e la seconda riguarda la costruzione di un arco murario soprastante di scarico. Fermo restando la necessità di verificare la pendenza delle falde, l'altezza dei colmi e la congruenza dei tracciati esistenti, nonché la fattibilità di caricare ulteriormente le travi, il materiale più idoneo per il ripristino della copertura risulta essere la pietra, da cui deriva la modalità di realizzazione.

La soluzione ai problemi sopra enunciati porta a:

- reperire grandi lastre in pietra dalla cava di Bussoleno;
- sostituire le travi delle capriate, giudicate non sufficienti per sostenere un manto in pietra, con legname a sezione maggiore, recuperandone alcune per la formazione di monaci e saette, su progetto dell'ingegnere Giberti;

- realizzare un tetto a falda unica, con attacco della linea di colmo a partire dal tamburo della cupola e proseguendo sul frontone, per correggere l'irregolarità del tracciato tra falda del tetto e frontone della facciata;
- inserire arcarecci di grande spessore, per coprire i notevoli interassi tra le capriate, e aste longitudinali, interposte tra arcarecci e manto in pietra;
- prevedere incavi nei muri perimetrali per sistemare le teste delle travi "a cassetta", evitando nuovamente problemi di cattiva aerazione;
- collegare tutti i punti di contatto tra muratura verticale e falda attraverso un filo perimetrale di lastre sopra la muratura, a creare uno sporto;
- abbassare la falda del tetto sul coro, applicando una conversa in piombo a protezione dell'estradosso della volta, per non ostacolare l'ingresso della luce nella grande vetrata circolare della cupola.

Figura 50 Manto di copertura in pietra della navata centrale

Per le navate laterali, non essendovi un sottotetto praticabile, durante i restauri è stata analizzata una fascia sul lato destro della fabbrica, da cui sono stati riscontrati un primo strato di falda con manto in coppi che poggia su un orditura di listelli, arcarecci e travetti tondi di diametro 10-15 centimetri, con al di sotto un secondo strato di falda con manto in pietra posato a doppio e triplo strato, direttamente su un riempimento che all'estradosso risulta compattato, mentre all'intradosso è cedevole e poggia direttamente sulla volta, causando degrado da umidità ben visibile dall'interno del Duomo. Da queste indagini è stato possibile misurare la distanza tra estradosso della volta e strato superiore della copertura che risultava essere di 1,90 metri, in corrispondenza del muro della navata centrale, e di 0,30 metri, in corrispondenza del muro esterno. Si è proceduto alla rimozione dei detriti che appesantiscono la volta e alla sostituzione della copertura sulle navate laterali. Infine, previa pulitura è stato steso un battuto di calce e cemento con impermeabilizzante per far defluire l'acqua piovana, data la scarsa pendenza della falda.

Infissi

Le porte a inizio costruzione erano in rovere e noce, con telaio e pannelli in noce e fodera in rovere, realizzate da «Franceschino Gaverna da Casal Monferrato»[21] , in un numero pari a cinque, tre di ingresso sulla facciata, sostituite con le attuali nel Settecento, e due in corrispondenza del transetto, non più presenti.

Le vetrate, nei secoli, sono risultate estremamente fragili, per via dei vetri legati in piombo da telai in ferro. Le finestre principali che illuminavano le navate a fine costruzione erano perlopiù monofore, lungo le navate laterali, chiuse fra Cinquecento e Seicento, e bifore, lungo navata centrale, transetto, coro e tamburo. Di queste la maggior parte sono state chiuse o eliminate, durante la costruzione della Cappella della Sindone, ma permangono quelle lungo la volta a botte lunettata della navata centrale e alcune monofore recuperate dai lavori del 1926-1928. Bertea è intervenuto anche sulle monofore delle navate laterali, che però risultano comunque occluse dalle cappelle. Attualmente l'illuminazione all'interno della Basilica è garantita da: due bifore sulla facciata, una bifora posta su ognuno dei due

[21] Rondolino F., *Il Duomo di Torino Illustrato*, cit., pag. 84.

bracci del transetto, dalle bifore sul tamburo sulla volta a botte lunettata della navata centrale e dalla luce indiretta che attraversa la vetrata che mette in comunicazione il Duomo con la Cappella.

Pavimento

Fino alla fine del Seicento il pavimento era in cotto, alla romana, fatto di piastrelle spesse circa 3-4 centimetri, di pezzatura 15x15 e 22-24 centimetri, poi è stato sostituito con lastre di bargiolina e quello attuale è in marmo, realizzato nell'Ottocento.

Scalinata principale

Il 31 luglio del 1498 il vescovo eletto di Torino Giovanni Ludovico della Rovere affida la realizzazione della scala d'ingresso a Sandrino de Johanne e quella della piazza in marmo a Bernardino de Antrino e Bartolomeo de Charri[22]. Originariamente la scalinata era rettilinea, non girata sui fianchi, aveva un parapetto, di cui sono ancora visibili i segni sulle attuali mura, ed era più alta di due gradini, quindi circa 32 centimetri in più, che sono stati poi eliminati allungando la facciata con un finto zoccolo e inserendo due gradini modanati. La scalinata dall'Ottocento in poi gira sui fianchi e copre un dislivello di circa 2,60 metri tra la piazza e la facciata della Basilica, è composta da dieci gradini di alzata 0,26 metri e pedata 0,36 metri circa, lunghi da 53,60 a 40,56 metri. Il sagrato ha una larghezza di 25 metri e profondità 7,35 metri[23].

Figura 51 Esterno e fianco del Duomo e del campanile, (Rondolino F., Il Duomo di Torino Illustrato cit.)

[22] Rondolino F., *Il Duomo di Torino illustrato,* cit.
[23] *Computo metrico*, da Archivio Arcivescovile di Torino, ACT. V. 52-53.

3.4 La torre campanaria del Duomo di Torino

Il campanile si trova in piazza San Giovanni, interposto tra il Duomo di Torino e l'antico teatro romano.

Prima che questo campanile venisse eretto tra il 1468 e il 1469 per volere del vescovo di Torino Giovanni di Compeys, in questo sito erano già stati realizzati altri campanili, di cui ricordiamo: il più antico del 1356, posizionato tra la chiesa del Santo Salvatore e quella di San Giovanni, demolito nel 1491 perché decadente, in seguito a numerosi restauri; quello alla porta di San Giovanni, eretto tra il 1468 e il 1488; infine, tra il 1488 e il 1572, si ha memoria di un campanile in corrispondenza della chiesa di Santa Maria, rappresentato nella carta di Torino, disegnata da Gioanni Caracha[24].

L'attuale torre campanaria presenta una parte inferiore, in cui il primo piano è diviso in quattro vani, mentre esternamente è caratterizzata da due piccole ogive per piano, da mattoni scuri a superficie ruvida, disposti per testa e faccia, cornici a sega senza archetti, risalti angolari quali contrafforti[25]. La parte superiore era originariamente prevista con colonne, fregi in pietra e balaustre, sui cui poggiare una cuspide e la palla di rame che porta la croce, ma i lavori vennero interrotti per cui non fu mai realizzata.

Dopo essere stata rimessa in sesto nel 1620, Vittorio Amedeo II affida nel 1720 i lavori di realizzazione della cella campanaria a Filippo Juvarra[26].

Infine, nel 1998 è stata oggetto di restauro e successivamente inserita nel percorso del Museo Diocesano della Città di Torino.

La torre nella configurazione attuale presenta una pianta quadrata di lato 9,71 metri, è alta 63 metri, e rappresenta il terzo edificio più alto di Torino[27].

[24] Rondolino F., *Il duomo di Torino Illustrato,* 1898, cap. VI
[25] Rondolino F., *Il duomo di Torino Illustrato* cit.
[26] Ibid.
[27] Manuello, Masera, and Carpinteri 2019.

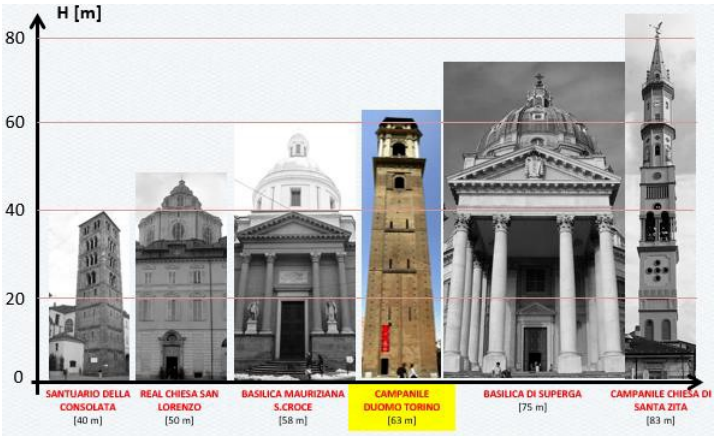

Figura 52 Gli edifici in muratura più alti di Torino (Manuello, Masera, Carpinteri, 2019)

Nel presente elaborato, si fa riferimento alla torre campanaria, pur essendo strutturalmente slegata rispetto al Duomo di Torino, perché nel 2019 è stata oggetto di monitoraggio non distruttivo con la tecnica delle Emissioni Acustiche, all'interno del lavoro di tesi di laurea magistrale in Ingegneria Civile, presso il Politecnico di Torino, svolto da Antonio Perrone, sotto la supervisione dei relatori A. Carpinteri, A. Manuello Bertetto, D. Masera.

Il monitoraggio è consistito in due parti, una durata due mesi, applicando sensori a otto canali alla base della torre tra primo e terzo impalcato, in particolare localizzati vicino alle aperture nella parte inferiore della torre, e una durata un mese, applicando i sensori alla struttura lignea nella cella campanaria che sostiene la campana più pesante.

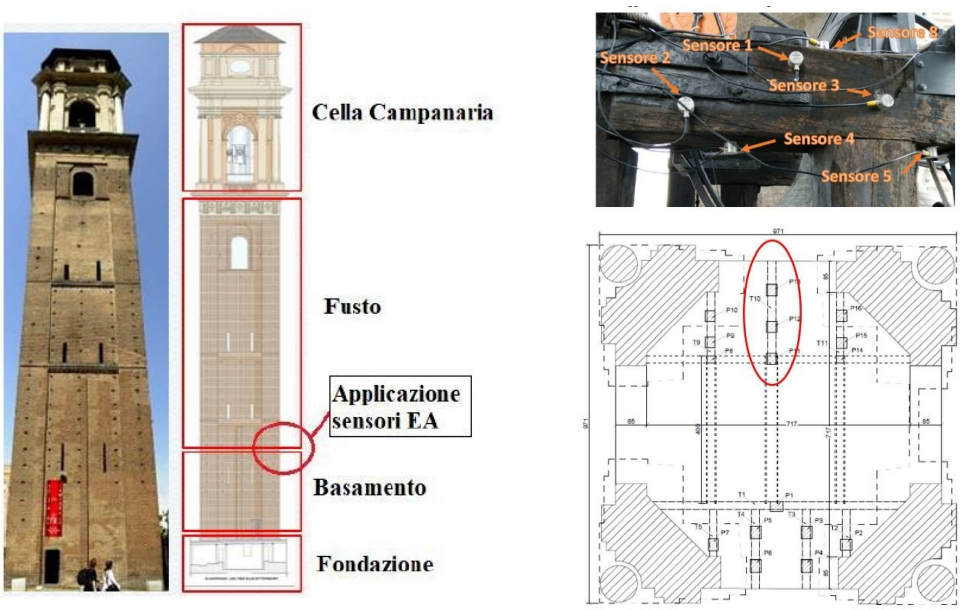

Figura 53 Posizionamento dei sensori di EA, da A. Perrone, tesi di laurea cit.

L'analisi svolta da Perrone ha evidenziato i seguenti risultati per entrambe le porzioni di struttura monitorate, qui presentati brevemente per ragioni di esposizione:

- rilievo geometrico interno ed esterno, ottenuto con strumentazione laser-scanner, che ha posto le basi per la modellazione iniziale al CAD (Computer Aided Design), seguita da modellazione geometrica e analisi agli elementi finiti con il software Midas FX (CSP Fea Engineering, Padova);
- localizzazione spaziale delle sorgenti di emissione acustica, tramite metodo di triangolazione e in maggior dettaglio tramite metodo Akaike, in corrispondenza dell'apertura sulla facciata a sud, che si è rilevato anche il luogo maggiormente sollecitato tramite l'analisi statica agli elementi finiti;
- analisi del *b*-value medio di emissione acustica, con valori compresi tra 1 e 1,5, mostra che è in atto un processo di danneggiamento con crescita di macro-fessure;
- analisi dell'andamento di pseudo-creep mostra un valore di β_t superiore a 1, che come detto indica una condizione di instabilità del danneggiamento;
- correlazione con attività sismica regionale, considerando una finestra temporale di sei mesi e un raggio di 100 km dovuto ad una scarsa sismicità della regione Piemonte. I terremoti considerati per l'analisi del *b*-value medio di emissione acustica hanno valori di magnitudo registrati M_L=2.2 e M_L=3.1. Coerentemente con gli studi di Giulia e Wiemer[28], riferiti al *b*-value sismico, rispetto ad un valore di background pari a 0,95 si è registrata una diminuzione del 15% tra i due eventi sismici e un aumento del 30% dopo il secondo evento. Per cui la magnitudo M_L=2.2 può essere considerata di foreshock e quella di M_L= 3.1 il mainshock.

[28] Giulia L., Wiemer S., Real-time discrimination cit.

Capitolo 4
Applicazione della tecnica di Emissione Acustica al Duomo di Torino

4.1 Sopralluogo conoscitivo e rilievo geometrico

Il 16 settembre, sotto la supervisione del prof. Manuello, è stato effettuato il primo sopralluogo della Basilica, prestando attenzione al sottotetto.

Già a partire dalla ricerca storico-bibliografica, che aveva messo in luce gli importanti interventi strutturali degli anni Trenta del Novecento, e poi dal complesso sistema che abbiamo potuto osservare durante il primo sopralluogo, si è deciso di effettuare il monitoraggio con tecnica delle Emissioni Acustiche proprio nel sottotetto della navata principale, ed in particolare di studiare il quadro fessurativo della volta, nella sua posizione centrale.

Tramite operazioni di rilievo, effettuate con disto-laser, e documentazione ottenuta presso l'Archivio Arcivescovile di Torino, è stato possibile realizzare una planimetria della basilica e del suo sottotetto, riportate in figg.54 e 55 e nelle tavv. 1 e 2 allegate, che mettessero in luce gli interassi tra gli elementi strutturali e le dimensioni di tale ambiente.

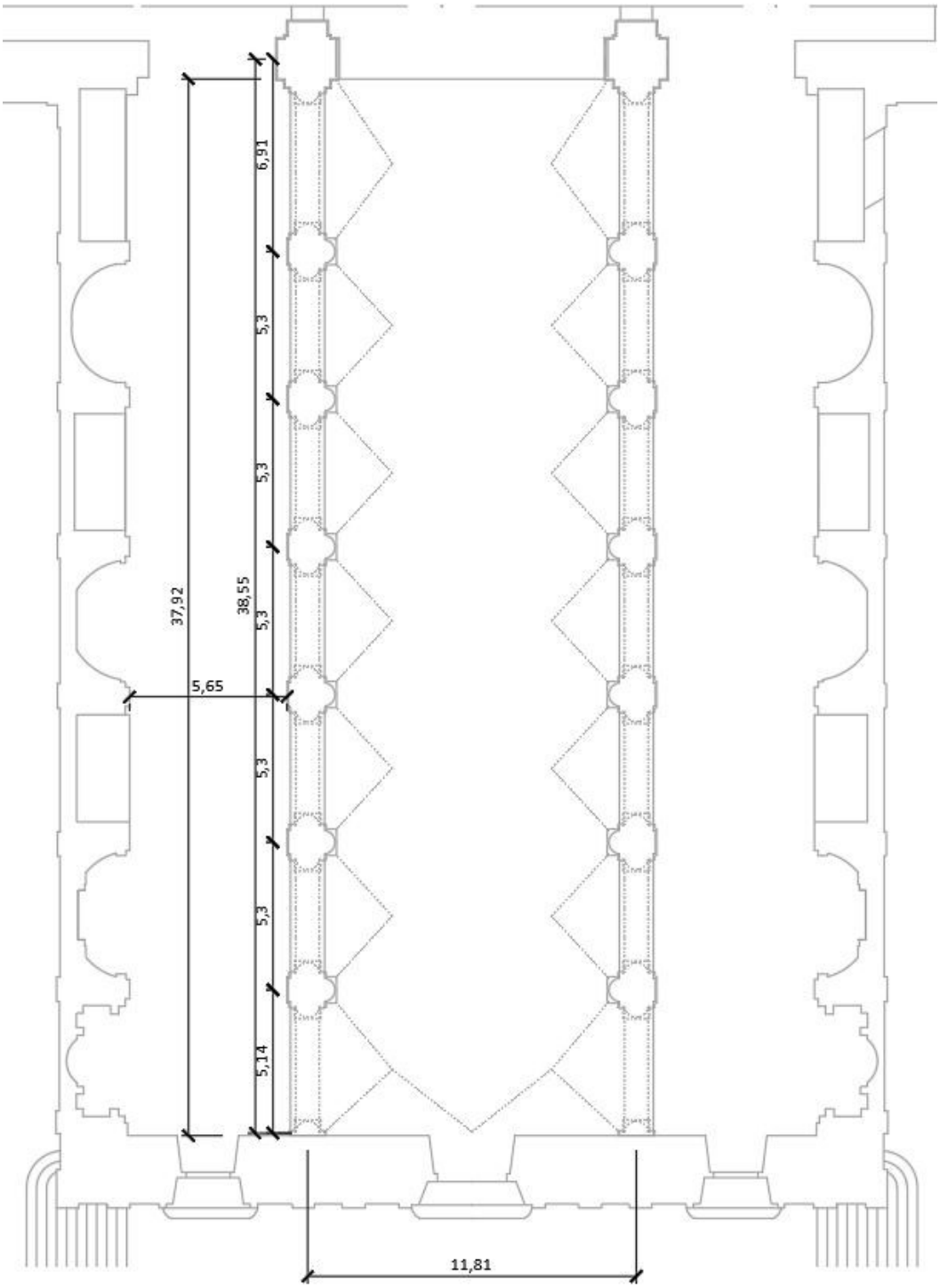

Figura 54 Pianta basilica

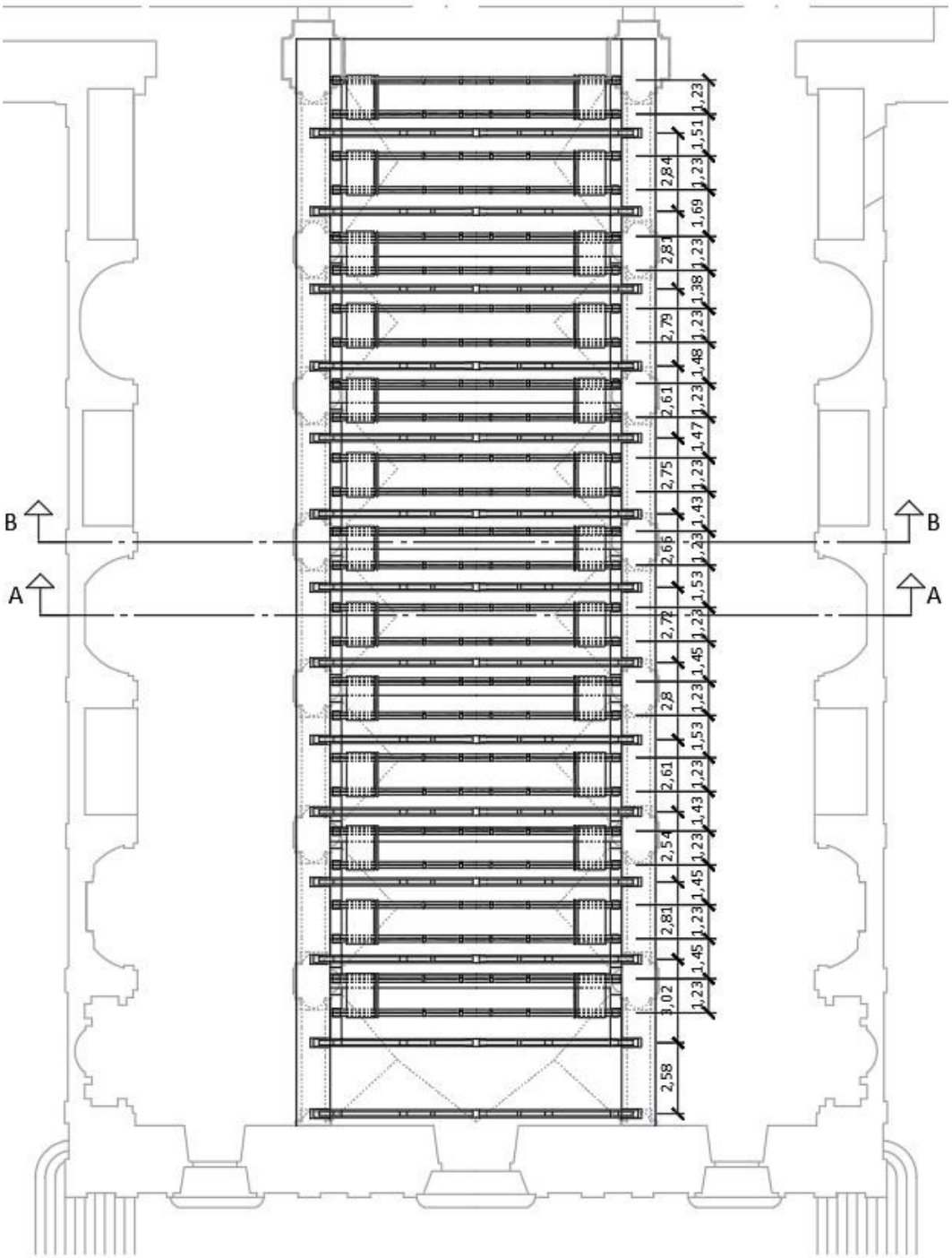

Figura 55 Pianta del sottotetto

Nelle tabelle che seguono sono indicati gli elementi strutturali principali.

Tabella 4 Elementi strutturali del sottotetto e caratteristiche geometriche

ELEMENTO		
Capriata		
MATERIALE		
Legno		
NUMERO		
14		
INTERASSE MEDIO [m]		
2,7338		
SOTTOELEMENTI	Sezione [cm]	Lunghezza [m]
Catena	28-29x30-31	12,30-12,50
Puntoni	25-26 quadrata	6,4-6,5

Figura 56 Foto d'insieme delle capriate lignee nel sottotetto della navata centrale

ELEMENTO
Volta a botte ribassata
MATERIALE
Muratura
SPESSORE [m]
0,28
CORDA [m]
11,83
FRECCIA [m]
1,53
INTERASSE LONGITUDINALE TRA LE IMPOSTE [m]
5,3

ELEMENTO		
Trave		
MATERIALE		
Ferro		
NUMERO		
26 (13 coppie di 2 travi a distanza 3 cm)		
INTERASSE MEDIO [m]		
1,35		
SEZIONE		
IPE 220		
LUNGHEZZA [m]		
10		
SOTTOELEMENTI	Diametro	Lunghezza media [m]
Distanziali	ϕ 16 + tubo ϕ 32	1,6

ELEMENTO		
Pendini		
MATERIALE		
Acciaio		
NUMERO		
4 per ogni trave IPE 220		
INTERASSE [m]		
esterno	interno	longitudinale
1,35	1,1	1,6
DIAMETRO		
ϕ 20		
LUNGHEZZA [m]		
fino a intradosso volta (0,90 in media)		

Figura 57 Foto di una delle travi binate in ferro e dei pendini che sorreggono la volta

ELEMENTO
Blocchi di sovrappeso
MATERIALE
Cemento armato
NUMERO
26 (13 per ogni lato)
DIMENSIONE
1,6 l x 1,6 h x 1 d

Figura 58 Blocco in c.a. e travi binate in ferro di appoggio

4.2 Modellazione tridimensionale tramite CAD

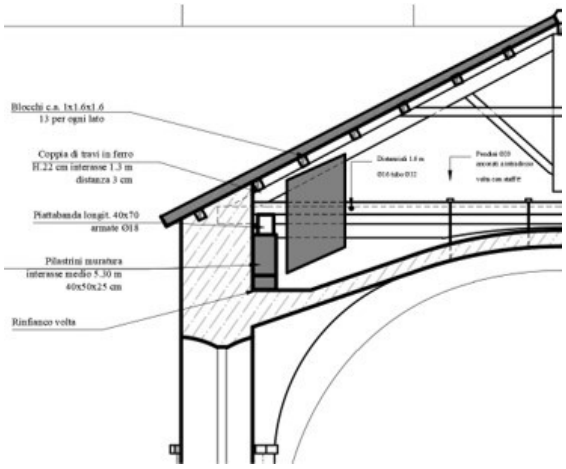

Figura 59 Sezione trasversale A-A, da tavola 4

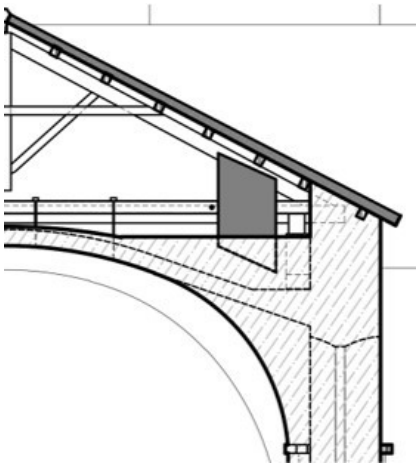

Figura 60 Sezione trasversale B-B da tavola 5

Le sezioni trasversali riportate nelle figg. 59 e 60 sono risultate propedeutiche alla modellazione tridimensionale e per questo sono state oggetto di diverse modifiche

prima di giungere alla rappresentazione più fedele alla realtà, sulla base dei pochissimi dati geometrici ed elaborati tecnici precedenti. La modellazione svolta tramite il software AutoCAD 3D è mirata alla comprensione dello sviluppo del percorso dei carichi verticali e del meccanismo strutturale, per cui si concentra sulla rappresentazione delle colonne, dei muri perimetrali e degli elementi del sottotetto, limitatamente alla porzione della navata centrale. Partendo da questo modello è possibile esportarlo in software agli elementi finiti, appositamente dedicati al calcolo strutturale sia per l'analisi statica che dinamica, sfruttando le caratteristiche di interoperabilità che contraddistinguono i software BIM-based.

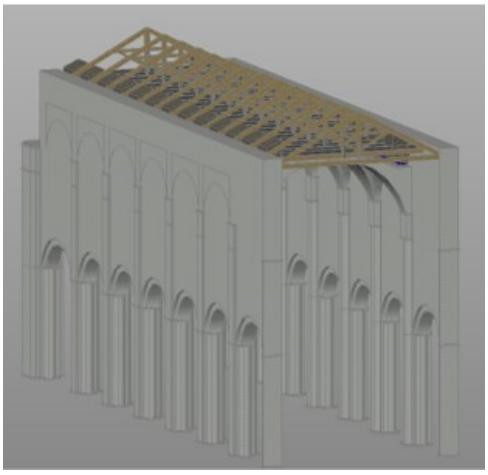

Figura 61 Modello 3D al CAD – Vista d'insieme

Figura 62 Modello 3D al CAD - particolare volta centrale

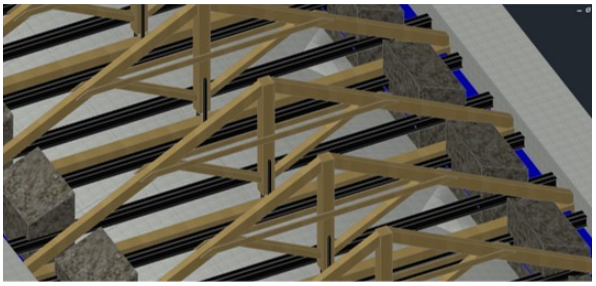

Figura 63 Modello 3D al CAD - particolare sottotetto della volta centrale

4.3 Posizionamento dei sensori

Circa due settimane dopo il primo sopralluogo è avvenuto il posizionamento dei sensori sulla volta della navata centrale. Per questo monitoraggio abbiamo posizionato otto sensori, previa pulitura della loro superficie e di quella della volta, per garantire la giusta aderenza e misure prive di errori dovuti ad impurità sulle superfici. I sensori sono stati posizionati tra sesta e ottava capriata a partire dal presbiterio, che nella Basilica corrispondono alla porzione di volta centrale compresa nella quarta campata, così come mostrato in fig. 64.

Dopo il posizionamento, i sensori sono stati collegati attraverso dei cavi alla centralina, a sua volta collegata ad un computer portatile, con il quale dopo aver effettuato qualche check test, abbiamo fatto partire il monitoraggio alle ore 18.47 del 23/09/2020, per una durata di quattro mesi, fino al 21/01/2021.

Tabella 5 Coordinate dei sensori nel piano della volta

	1	2	3	4	5	6	7	8
x	6,3599	7,0799	8,0299	6,7405	6,4775	8,4459	4,4289	8,5405
y	2,6012	2,7512	4,4512	1,7606	5,3312	5,5212	5,3812	3,7659

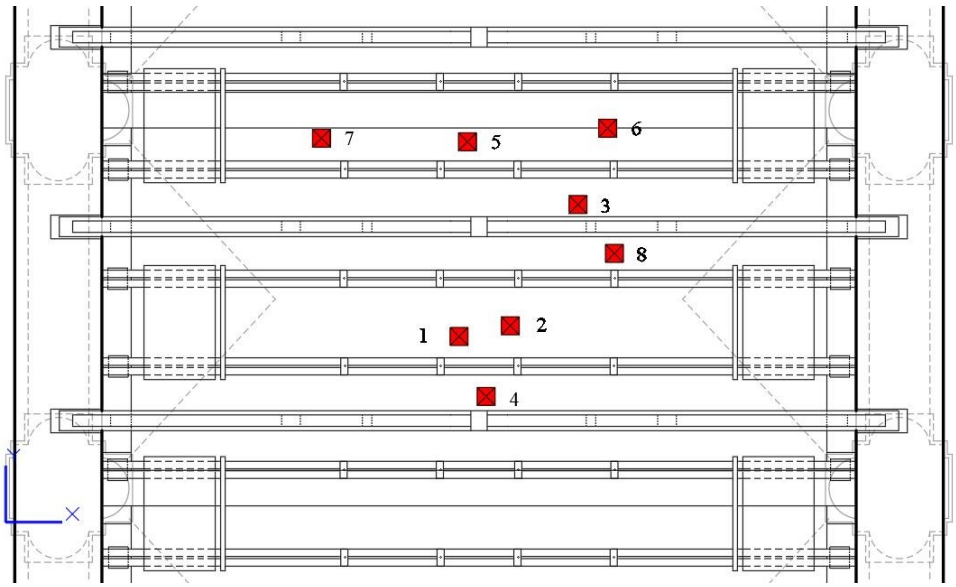

Figura 64 Il baricentro dei quadrati neri individua il punto di coordinate X,Y di posizionamento in tabella 5

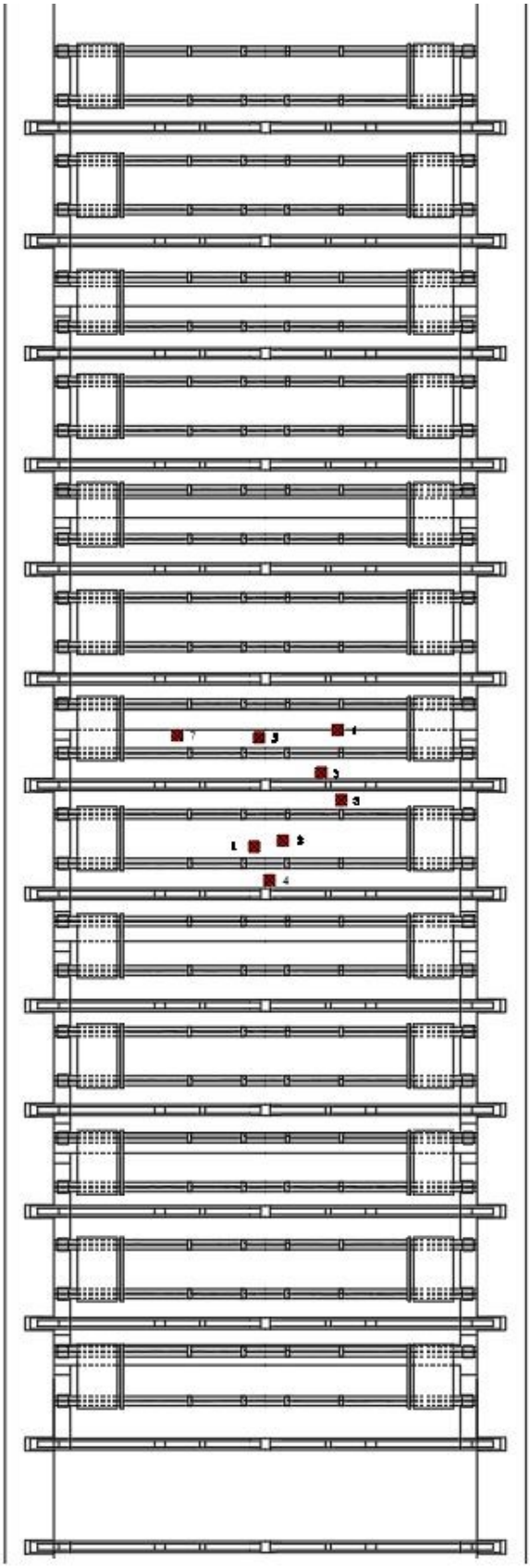

Figura 65 Posizionamento dei sensori a estradosso volta della navata centrale – Vista in pianta

Figura 66 Strumentazione AEmission System per il monitoraggio

Figura 67 Due degli otto sensori, posizionati a estradosso della volta della navata centrale

Parametri dei sensori di EA:

- Numero di sensori: 8
- Tipo di sensori: sensori risonanti con frequenza di campionamento di 10 mega-campioni al secondo (10Ms/s) e frequenza di risonanza di 63KHz
- Filtro applicato ai segnali: 100 mV
- Valore di soglia per il conteggio: 100 mV
- Metodo di conteggio: Counting of Events
- Finestre temporali per la valutazione dei parametri: 100 eventi.

4.4 Risultati monitoraggio con Emissione Acustica

4.4.1 Localizzazione delle sorgenti

Tramite il metodo di triangolazione per l'individuazione delle sorgenti, esposto al §2.3 di questo elaborato, è stato possibile risalire alla localizzazione delle sorgenti delle emissioni acustiche, che come mostrato nelle figure seguenti, sono concentrate nella parte estradossale della volta centrale, ed in particolare proprio nell'area in cui sono stati posizionati i sensori. Dalla localizzazione si può notare un maggior numero di sorgenti nella porzione più a nord di sottotetto, ma ciò non esclude che la stessa situazione si riscontri anche nella zona dei rinfianchi sul lato sud. Ciò potrebbe essere messo in luce da ulteriori monitoraggi con tecnica di Emissione Acustica, sulla medesima porzione.

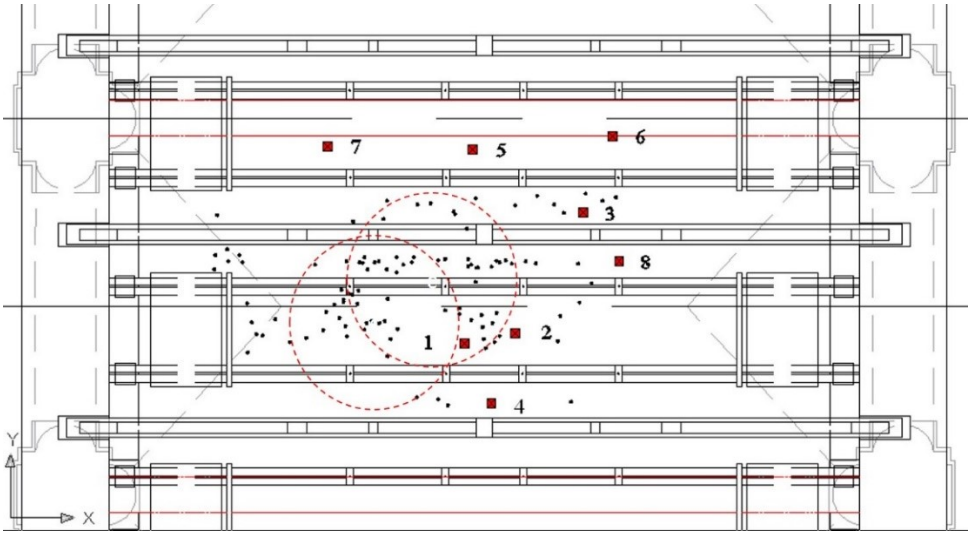

Figura 68 Localizzazione delle sorgenti di EA - Vista in pianta

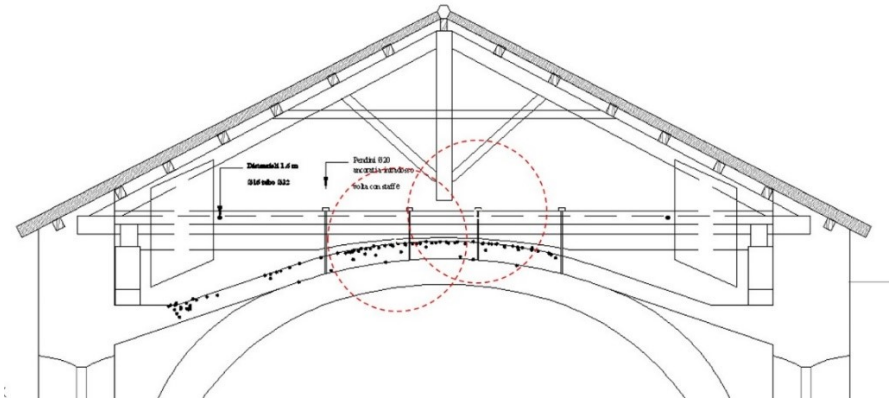

Figura 69 Localizzazione delle sorgenti di EA - Vista trasversale

4.4.2 Analisi statistica dei dati di EA

L'analisi statistica ha invece messo in evidenza i risultati mostrati nei grafici seguenti, in termini di numero cumulato di eventi di EA, analisi del *b*-value medio di EA e parametro β_t, relativi ai primi cinquanta giorni di monitoraggio poiché sono risultati i più rappresentativi in termini di criticità del danneggiamento strutturale.

In fig.70 notiamo:

- l'andamento del numero cumulato di eventi EA, in nero, che tende ad aumentare nel tempo con dei salti in corrispondenza del dodicesimo e ventiseiesimo giorno circa, nei quali si sono registrate un maggior numero di oscillazioni superiori al valore di soglia;
- l'andamento del *b*-value medio, in rosso, che inizialmente assume valore 1.3 circa, per poi scendere intorno al ventiduesimo giorno, poco sotto l'unità.

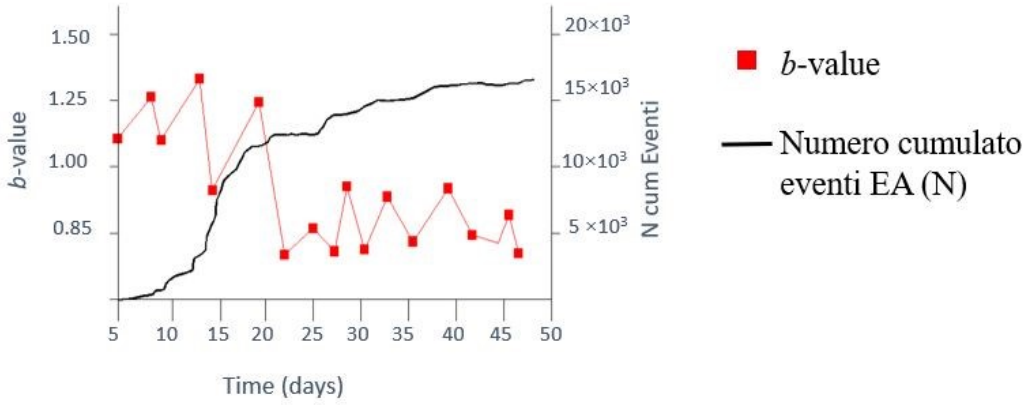

Figura 70 Andamenti del numero cumulato di eventi di EA e del b-value, in funzione del tempo in giorni, nei primi 50 giorni di monitoraggio

In fig.71 al grafico del *b*-value, in rosso, è stato sovrapposto l'andamento del β_t, in blu, sempre nei primi cinquanta giorni di monitoraggio, poiché dal confronto tra i due andamenti si possono fare le seguenti importanti considerazioni:

- l'andamento del β_t inizialmente evidenzia una fase metastabile, infatti facendo una media tra i valori relativi ai primi venti giorni, lo si può approssimare con una retta;

- quando, però, il *b*-value scende sotto l'unità, circa al valore 0.9, in corrispondenza del ventiduesimo giorno, il β_t aumenta, passando da un valore di circa 0.8 a un valore di circa 1.2, che evidenzia una condizione di instabilità del processo di danneggiamento, corrispondente alla crescita di una macro-fessura.

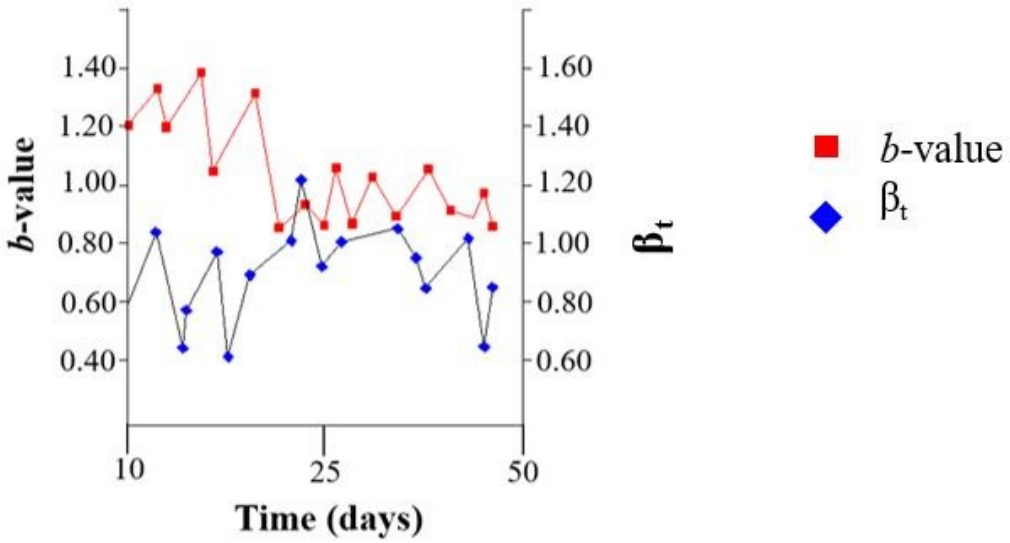

Figura 71 Andamenti del b-value e del β_t, in funzione del tempo in giorni, nei primi 50 giorni di monitoraggio

4.4.3 Precursori sismici

Per il confronto tra l'attività sismica e quella delle Emissioni Acustiche, sono state dapprima considerate due aree con raggio di predizione di 25 km e 50 km, entrambe con origine nel punto di latitudine e longitudine corrispondenti al Duomo di Torino e intervallo temporale di quattro mesi, pari a quello del monitoraggio strutturale. Quindi sono stati scaricati i dati sismici dal sito dell' Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia dal 23/09/2020 al 21/01/2021, con origine nel punto di latitudine 45°04' e longitudine 7°41', per 25 km e 50 km, le cui magnitudo locali sono riportate nelle tabelle 6 e 7.

Tabella 6 Eventi sismici nel raggio di 25 km dal Duomo di Torino, nel periodo 23/09/2020 - 21/01/2021.

R=25 km							
#EventID	Time	Latitude	Longitude	Depth/Km	MagType	Magnitude	EventLocationName
25506301	2020-10-17 11:05:38.51	45.2097	7.3672	11.5	ML	0.8	3 km S Viù (TO)
25786291	2020-12-12 15:19:57.57	45.1993	7.4273	12.9	ML	1.6	5 km W Varisella (TO)
25937581	2021-01-17 01:59:45.44	45.0703	7.2332	6.7	ML	1.1	5 km S Villar Focchiardo (TO)
25948861	2021-01-20 00:47:21.81	45.2003	7.4253	10.0	ML	0.9	5 km W Varisella (TO)

Tabella 7 Eventi sismici nel raggio di 50 km dal Duomo di Torino, nel periodo 23/09/2020 - 21/01/2021.

R=50 km							
#EventID	Time	Latitude	Longitude	Depth/Km	MagType	Magnitude	EventLocationName
25388261	2020-09-29 15:39:04	45.3865	7.5708	1.4	ML	1.1	2 km NW Canischio (TO)
25506301	2020-10-17 11:05:38.51	45.2097	7.3672	11.5	ML	0.8	3 km S Viù (TO)
25662181	2020-11-12 22:09:08.84	45.3328	7.0823	12.3	ML	0.9	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25680661	2020-11-17 01:20:05.09	44.8223	7.1103	10.9	ML	2.4	2 km NW Bobbio Pellice (TO)
25683541	2020-11-17 13:45:55.48	44.863	7.1542	13.9	ML	1.5	6 km N Villar Pellice (TO)
25723791	2020-11-25 13:43:54.39	45.2675	7.4205	10.1	ML	1.0	1 km W Traves (TO)
25772471	2020-12-07 23:46:48.60	45.3648	7.5568	7.5	ML	1.5	3 km NW Forno Canavese (TO)
25786291	2020-12-12 15:19:57.57	45.1993	7.4273	12.9	ML	1.6	5 km W Varisella (TO)
25886221	2021-01-01 15:29:51.21	45.3313	7.0832	11.1	ML	1.3	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25910091	2021-01-08 18:31:40.16	44.6145	7.2243	13.0	ML	1.5	5 km NE Sampeyre (CN)
25910571	2021-01-09 01:04:28.58	45.4327	7.5443	11.9	ML	1.2	2 km N Sparone (TO)
25937581	2021-01-17 01:59:45.44	45.0703	7.2332	6.7	ML	1.1	5 km S Villar Focchiardo (TO)
25948861	2021-01-20 00:47:21.81	45.2003	7.4253	10.0	ML	0.9	5 km W Varisella (TO)

Considerata la bassa sismicità del territorio piemontese (la Regione Piemonte risulta classificata nelle zone sismiche 3S, 3 e 4) è stato necessario espandere il raggio di predizione a 100 km, al fine di ottenere un maggior numero di dati e con magnitudo locali apprezzabili, per poter effettuare la correlazione in maniera esaustiva. In fig. 72 è riportata la mappa del territorio ricadente nell'area di indagine, mentre in tabella 8 i dati sismici dal sito INGV a cui si fa riferimento nell'analisi che segue.

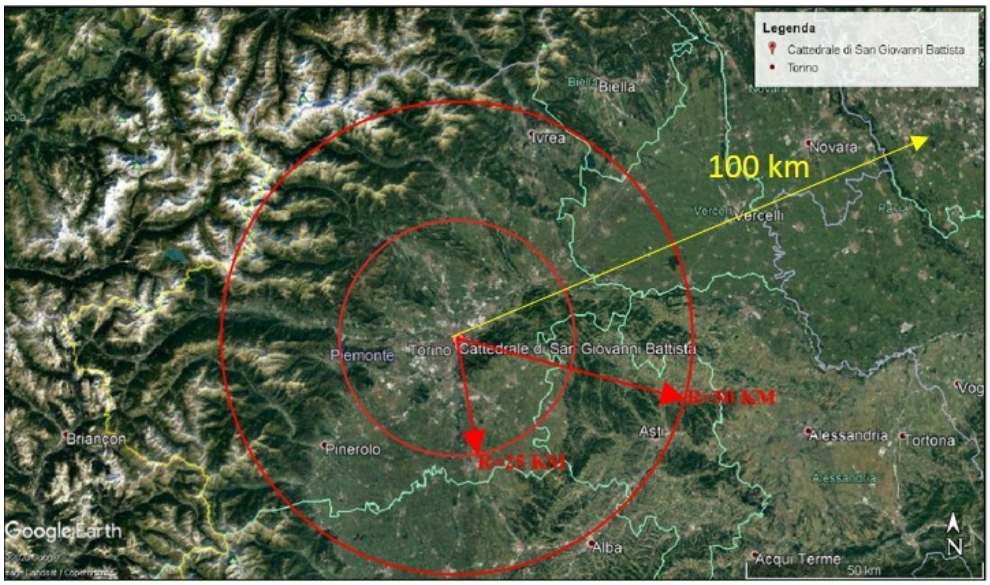

Figura 72 Mappa dell'area interessata da attività sismica, con centro nel Duomo di Torino e raggio di predizione 25 e 50 km.

Nel grafico seguente è rappresentata la serie sismica dei terremoti considerati.

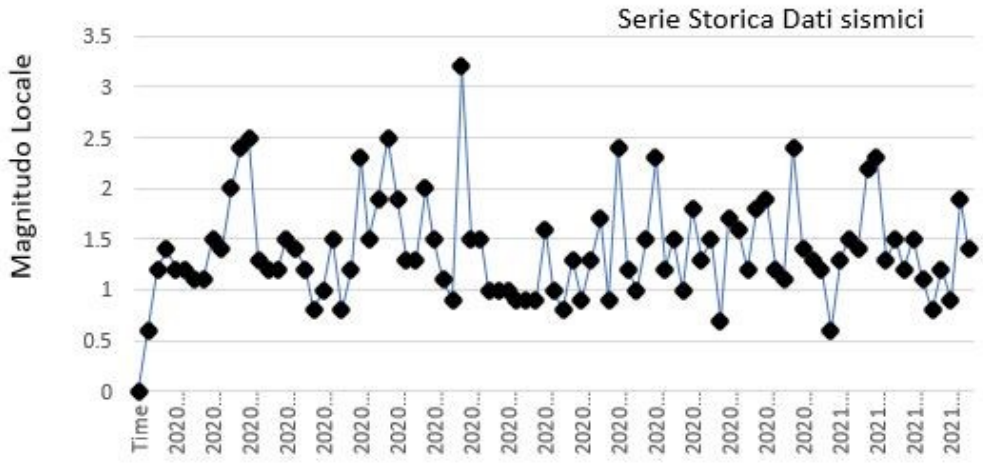

Figura 73 Serie storica dati sismici dal 23/09/2020 al 21/01/2021, con raggio r=100 km e origine nel Duomo di Torino (latitudine 45°04' longitudine 7°41')

Tabella 8 Eventi sismici nel raggio di 100 km dal Duomo di Torino, nel periodo 23/09/2020 - 21/01/2021.

R=100 km							
#EventID	Time	Latitude	Longitude	Depth/Km	MagType	Magnitude	EventLocationName
25334221	2020-09-23 03:38:21.75	45.8602	7.0337	11.8	ML	1.1	9 km NE Courmayeur (AO)
25335831	2020-09-23 08:02:48.85	45.5832	6.9242	9.8	ML	0.6	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25335971	2020-09-23 08:33:01.37	45.8423	6.965	9.1	ML	1.3	5 km N Courmayeur (AO)
25336181	2020-09-23 08:59:50.95	45.8598	6.9682	10.9	ML	1.2	7 km N Courmayeur (AO)
25337011	2020-09-23 11:03:57.39	44.273	7.4908	7.5	ML	1.2	3 km E Roaschia (CN)
25337261	2020-09-23 11:29:07.82	45.864	7.0407	10.3	ML	1.8	9 km NE Courmayeur (AO)
25337421	2020-09-23 11:57:34.14	44.2822	7.335	16.1	ML	1.4	5 km SE Demonte (CN)
25345611	2020-09-24 07:28:55.96	45.872	6.9735	9.6	ML	1.3	V3 Monte Bianco (ITALIA, FRANCIA, SVIZZERA)
25345991	2020-09-24 08:13:09.12	45.8402	6.9728	8.2	ML	1.0	5 km N Courmayeur (AO)
25346771	2020-09-24 09:33:04.48	45.8695	6.976	8.0	ML	1.2	V3 Monte Bianco (ITALIA, FRANCIA, SVIZZERA)
25347151	2020-09-24 10:06:58.22	45.8702	6.9755	9.7	ML	1.1	V3 Monte Bianco (ITALIA, FRANCIA, SVIZZERA)
25350191	2020-09-24 16:48:35.36	44.4983	7.1413	9.9	ML	1.2	1 km SE Stroppo (CN)
25352121	2020-09-24 22:41:21.75	45.8693	6.9827	10.5	ML	1.4	V3 Monte Bianco (ITALIA, FRANCIA, SVIZZERA)
25352381	2020-09-24 23:19:25.23	45.8658	6.9682	9.9	ML	1.3	V3 Monte Bianco (ITALIA, FRANCIA, SVIZZERA)
25353771	2020-09-25 01:09:40.71	44.8177	7.6613	10.0	ML	1.2	3 km E Casalgrasso (CN)
25366181	2020-09-25 18:23:53.34	45.8788	7.0297	10.1	ML	1.2	10 km NE Courmayeur (AO)
25371321	2020-09-26 15:59:15.48	44.5178	7.1353	10.8	ML	1.1	1 km NE Stroppo (CN)
25379331	2020-09-28 02:47:28.69	45.8672	6.9672	9.3	ML	1.1	V3 Monte Bianco (ITALIA, FRANCIA, SVIZZERA)
25388261	2020-09-29 15:39:04.40	45.3865	7.5708	1.4	ML	1.1	2 km NW Canischio (TO)
25395611	2020-09-30 16:19:21.37	44.4572	7.1813	14.0	ML	1.5	3 km S Celle di Macra (CN)
25395781	2020-09-30 16:49:18.74	44.4388	7.1693	12.0	ML	1.4	5 km NW Castelmagno (CN)
25399461	2020-10-01 08:23:41.29	44.3892	7.4027	6.8	ML	0.3	3 km W Bernezzo (CN)
25399481	2020-10-01 08:25:52.40	45.6148	7.0017	7.9	ML	2.4	5 km W Valgrisenche (AO)

25399601	2020-10-01 08:29:16.68	45.8858	7.0497	10.3	ML	1.5	12 km NE Courmayeur (AO)
25401191	2020-10-01 11:43:01.54	44.1985	7.0003	14.1	ML	1.7	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25406701	2020-10-02 09:52:24.44	45.7462	7.0222	9.4	ML	2.5	2 km SW Morgex (AO)
25425051	2020-10-04 18:15:55.64	45.8557	6.9497	9.6	ML	1.3	7 km N Courmayeur (AO)
25427811	2020-10-05 07:03:31.22	45.8692	7.0195	10.8	ML	1.1	9 km NE Courmayeur (AO)
25451251	2020-10-08 03:52:50.40	44.4063	7.2917	8.4	ML	1.3	2 km SE Pradleves (CN)
25457651	2020-10-09 01:01:41.71	44.3132	7.3432	11.3	ML	1.2	4 km E Demonte (CN)
25463621	2020-10-09 18:55:47.62	45.8422	7.5153	7.4	ML	0.4	6 km NW Torgnon (AO)
25464671	2020-10-10 02:48:51.72	44.4183	7.2613	7.7	ML	1.2	2 km W Pradleves (CN)
25465331	2020-10-10 06:13:33.86	45.5028	7.0548	9.0	Md	1.5	9 km SW Rhêmes-Notre-Dame (AO)
25479421	2020-10-12 16:04:47.67	45.8703	7.0378	11.0	ML	1.8	10 km NE Courmayeur (AO)
25480831	2020-10-13 03:50:30.52	45.8767	7.0147	11.6	ML	1.1	10 km NE Courmayeur (AO)
25494301	2020-10-15 04:21:28.34	45.8408	6.9518	8.4	ML	1.2	5 km NW Courmayeur (AO)
25494851	2020-10-15 05:00:00.15	45.8535	6.9915	8.4	ML	1.9	7 km N Courmayeur (AO)
25502961	2020-10-16 22:59:37.24	44.6033	6.7038	8.5	ML	1.4	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25503061	2020-10-16 23:48:02.77	44.3812	7.2637	13.5	ML	1.2	5 km SW Pradleves (CN)
25506301	2020-10-17 11:05:38.5	45.2097	7.3672	11.5	ML	0.8	3 km S Viù (TO)
25522671	2020-10-20 05:30:39.37	44.394	7.3077	7.4	ML	1.0	2 km SW Monterosso Grana (CN)
25536281	2020-10-22 07:38:09.54	45.8872	7.0547	10.6	ML	1.7	12 km NE Courmayeur (AO)
25537061	2020-10-22 09:18:27.73	45.8853	7.0473	11.0	ML	1.3	12 km NE Courmayeur (AO)
25537321	2020-10-22 10:05:55.65	44.3138	7.4633	10.2	ML	1.5	2 km W Roccavione (CN)
25538591	2020-10-22 12:57:08.25	44.5498	6.8013	9.2	ML	0.8	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25553681	2020-10-25 03:13:53.70	44.6143	7.2023	11.1	ML	1.2	4 km N Sampeyre (CN)
25559411	2020-10-26 03:11:45.63	45.8575	6.9798	10.3	ML	1.6	7 km N Courmayeur (AO)
25561151	2020-10-26 09:05:13.61	45.8167	7.2862	8.0	ML	1.5	1 km E Allein (AO)
25562381	2020-10-26 11:48:02.45	44.3738	7.2617	10.6	ML	1.9	5 km SW Pradleves (CN)
25565691	2020-10-26 20:47:56.07	45.5622	6.8715	9.7	ML	2.5	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25571731	2020-10-28 01:42:23.82	44.4103	7.2752	11.9	ML	1.9	1 km SW Pradleves (CN)
25582661	2020-10-29 22:21:17.75	44.3438	7.3305	10.7	ML	1.3	4 km W Valloriate (CN)

25607391	2020-11-03 07:41:04.78	44.2098	7.0055	6.5	ML	1.3	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25610481	2020-11-03 19:37:49.99	44.4883	6.863	9.6	ML	1.3	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25613131	2020-11-04 07:37:11.18	44.287	7.4337	11.3	ML	2.0	3 km NW Roaschia (CN)
25622651	2020-11-05 21:42:43.42	44.5317	6.7107	8.2	ML	1.5	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25629931	2020-11-07 07:31:16.33	45.8602	6.9657	9.5	ML	0.8	7 km N Courmayeur (AO)
25632131	2020-11-07 15:33:44.57	44.6198	6.9093	9.3	ML	1.1	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25634351	2020-11-08 05:23:02.15	44.6097	7.2138	10.0	ML	0.9	4 km NE Sampeyre (CN)
25639461	2020-11-08 23:56:42.10	45.9442	7.5023	0.8	ML	3.2	10 km NE Bionaz (AO)
25644951	2020-11-10 03:13:03.40	44.2818	7.306	10.6	ML	1.0	4 km S Demonte (CN)
25645111	2020-11-1004:25:22.45	44.295	7.2997	8.4	ML	0.9	2 km S Demonte (CN)
25646181	2020-11-10 08:32:42.31	45.6657	7.6503	10.0	ML	0.9	2 km S Champdepraz (AO)
25647881	2020-11-10 14:27:30.14	45.8448	6.9538	10.5	ML	1.0	6 km N Courmayeur (AO)
25647961	2020-11-10 14:30:21.69	45.8533	6.9605	9.6	ML	1.1	7 km N Courmayeur (AO)
25648221	2020-11-10 15:20:30.83	45.707	7.8025	9.8	ML	0.9	5 km W Issime (AO)
25648991	2020-11-10 17:22:34.53	45.8292	6.9362	8.9	ML	0.7	5 km NW Courmayeur (AO)
25649951	2020-11-10 19:14:34.70	45.6908	7.8158	10.1	ML	1.6	3 km W Issime (AO)
25652431	2020-11-11 05:56:08.88	44.4978	6.9558	10.2	ML	1.0	4 km NW Acceglio (CN)
25653281	2020-11-11 08:30:24.93	44.2252	7.4482	9.8	ML	0.8	4 km E Entracque (CN)
25653431	2020-11-11 08:44:36.33	45.8602	6.9617	9.0	ML	1.0	7 km N Courmayeur (AO)
25654591	2020-11-11 13:24:05.55	45.8758	7.0438	9.9	ML	0.9	11 km NE Courmayeur (AO)
25655941	2020-11-11 17:07:40.07	44.6602	6.7268	9.9	ML	1.3	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25661151	2020-11-12 16:17:32.01	45.8727	7.0363	10.5	ML	1.5	10 km NE Courmayeur (AO)
25662181	2020-11-12 22:09:08.84	45.3328	7.0823	12.3	ML	0.9	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25671491	2020-11-14 14:31:57.84	45.8638	7.0347	11.0	ML	1.1	9 km NE Courmayeur (AO)
25674721	2020-11-15 13:48:56.92	45.867	7.0353	11.0	ML	1.1	9 km NE Courmayeur (AO)
25675771	2020-11-15 19:32:53.23	45.9152	7.632	9.4	ML	1.7	4 km N Valtournenche (AO)
25676091	2020-11-15 21:52:02.12	45.8775	7.0157	11.6	ML	1.2	10 km NE Courmayeur (AO)
25680661	2020-11-17 01:20:05.09	44.8223	7.1103	10.9	ML	2.4	2 km NW Bobbio Pellice (TO)

25680991	2020-11-17 03:27:18.82	45.692	7.8145	10.0	ML	1.2	3 km W Issime (AO)
25681091	2020-11-17 03:58:22.69	45.584	6.7978	8.0	ML	1.0	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25683541	2020-11-17 13:45:55.48	44.863	7.1542	13.9	ML	1.5	6 km N Villar Pellice (TO)
25692741	2020-11-19 11:21:55.76	44.4383	7.3578	16.5	ML	2.3	1 km W Montemale di Cuneo (CN)
25714841	2020-11-23 07:41:52.14	45.668	7.6428	9.2	ML	1.2	2 km SW Champdepraz (AO)
25715591	2020-11-23 12:19:29.73	44.4777	7.2425	12.3	ML	1.5	2 km SW San Damiano Macra (CN)
25723791	2020-11-25 13:43:54.39	45.2675	7.4205	10.1	ML	1.0	1 km W Traves (TO)
25728201	2020-11-26 13:26:49.46	45.8703	6.9938	9.6	ML	1.2	V3 Monte Bianco (ITALIA, FRANCIA, SVIZZERA)
25733251	2020-11-27 16:13:14.54	45.8647	7.0028	10.7	ML	0.9	8 km NE Courmayeur (AO)
25740181	2020-11-30 04:24:12.14	45.5197	7.7427	9.4	ML	0.4	1 km NW Traversella (TO)
25740681	2020-11-30 08:22:06.59	44.308	7.4572	10.3	ML	1.8	2 km W Roccavione (CN)
25742771	2020-11-30 21:06:27.55	44.313	7.455	9.4	ML	1.3	2 km W Roccavione (CN)
25752571	2020-12-03 15:38:45.42	45.8625	7.0367	10.8	ML	1.5	9 km NE Courmayeur (AO)
25754771	2020-12-04 08:38:26.60	45.8712	7.0268	11.1	ML	0.9	10 km NE Courmayeur (AO)
25772471	2020-12-07 23:46:48.60	45.3648	7.5568	7.5	ML	1.5	3 km NW Forno Canavese (TO)
25782821	2020-12-11 12:10:56.55	44.2687	8.0337	6.9	ML	0.7	3 km NE Priola (CN)
25784001	2020-12-11 23:26:18.40	45.3377	6.5112	10.4	ML	1.7	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25786291	2020-12-12 15:19:57.57	45.1993	7.4273	12.9	ML	1.6	5 km W Varisella (TO)
25792491	2020-12-14 10:11:47.87	45.6622	7.6548	11.3	ML	1.2	3 km W Issogne (AO)
25800391	2020-12-16 08:18:51.88	44.4062	7.2782	12.0	ML	1.9	2 km S Pradleves (CN)
25806011	2020-12-17 18:45:06.17	45.9163	7.2073	9.1	ML	1.0	V3 Monte Bianco (ITALIA, FRANCIA, SVIZZERA)
25821141	2020-12-20 22:35:00.61	45.8692	7.5363	7.9	ML	1.2	7 km W Valtournenche (AO)
25828051	2020-12-22 14:05:52.43	44.5062	7.2432	11.5	ML	1.1	2 km NW San Damiano Macra (CN)
25831581	2020-12-23 09:02:34.41	44.2867	8.0328	6.1	ML	0.2	2 km SW Bagnasco (CN)
25844431	2020-12-25 17:15:03.80	45.697	6.9655	9.7	ML	2.4	3 km SE La Thuile (AO)
25844511	2020-12-25 17:25:04.03	45.6978	6.9637	10.3	ML	1.4	2 km SE La Thuile (AO)
25845591	2020-12-26 03:29:06.25	44.8258	6.6738	9.4	ML	1.3	Confine Italia-Francia (FRANCIA)

25867541	2020-12-29 00:02:20.29	44.3883	7.2945	8.3	ML	1.2	3 km SW Monterosso Grana (CN)
25876031	2020-12-30 14:11:43.30	45.8617	7.0333	11.0	ML	0.9	9 km NE Courmayeur (AO)
25876351	2020-12-30 16:24:41.03	45.8625	7.0372	11.1	ML	1.3	9 km NE Courmayeur (AO)
25877151	2020-12-31 01:18:30.50	45.8138	7.544	7.4	ML	0.6	3 km W Torgnon (AO)
25886221	2021-01-01 15:29:51.21	45.3313	7.0832	11.1	ML	1.3	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25887751	2021-01-02 01:09:16.43	45.0002	6.624	8.5	ML	1.5	Confine Italia-Francia (FRANCIA)
25896381	2021-01-04 12:29:35.34	44.5388	7.4492	18.4	ML	1.4	1 km E Rossana (CN)
25900251	2021-01-05 18:48:29.57	44.6043	7.1717	11.0	ML	2.2	3 km NW Sampeyre (CN)
25905951	2021-01-07 10:23:31.94	45.8688	7.0175	11.0	ML	1.0	9 km NE Courmayeur (AO)
25906181	2021-01-07 11:07:58.57	45.8458	7.0115	9.7	ML	1.1	6 km NE Courmayeur (AO)
25909061	2021-01-08 11:54:12.59	45.804	7.4027	13.7	ML	1.3	5 km S Oyace (AO)
25910091	2021-01-08 18:31:40.16	44.6145	7.2243	13.0	ML	1.5	5 km NE Sampeyre (CN)
25910571	2021-01-09 01:04:28.58	45.4327	7.5443	11.9	ML	1.2	2 km N Sparone (TO)
25927831	2021-01-14 18:24:35.30	44.4415	7.0173	11.5	ML	1.5	4 km SE Acceglio (CN)
25937531	2021-01-17 01:37:06.32	45.8832	7.0237	10.9	ML	1.4	11 km NE Courmayeur (AO)
25937581	2021-01-17 01:59:45.44	45.0703	7.2332	6.7	ML	1.1	5 km S Villar Focchiardo (TO)
25945651	2021-01-19 10:00:41.00	44.3208	7.4417	4.7	ML	0.8	2 km S Roccasparvera (CN)
25948011	2021-01-19 21:01:37.95	45.6953	7.808	10.0	ML	1.2	4 km W Issime (AO)
25948861	2021-01-20 00:47:21.81	45.2003	7.4253	10.0	ML	0.9	5 km W Varisella (TO)
25949961	2021-01-20 07:21:43.47	45.5942	6.9318	10.1	ML	1.9	Confine Italia-Francia (FRANCIA)

Considerando la legge di potenza empirica di Gutenberg-Richter sulla distribuzione di frequenza di eventi, sono stati presi in considerazione tre terremoti:

- Valgrisenche (AO) di magnitudo m_L= 2.4 del 01/10/2020 alle ore 8:25;
- Bionaz (AO) di magnitudo m_L= 3.2 del 08/11/2020 alle ore 23:56;
- Bobbio Pellice (TO) di magnitudo m_L= 2.4 del 17/11/2020 alle ore 01:20.

L'analisi del *b*-value medio di EA, condotta escludendo le oscillazioni dovute al danneggiamento strutturale e considerando solo quelle in cui l'edificio funge da veicolo, in quanto sensibile alle oscillazioni dovute all'attività sismica, ha permesso

di applicare la discriminazione tra foreshocks e aftershocks, effettuata da Laura Giulia e Stefan Wiemer[29] con il *b*-value sismico, così come era già stato fatto nel precedente caso del campanile del Duomo di Torino[30].

In particolare, il *b*-value medio di EA assume i seguenti valori medi:

- 1.3 circa in corrispondenza del diciottesimo giorno di monitoraggio;
- 0.9 circa in corrispondenza del quarantottesimo giorno di monitoraggio;
- 1.2 circa dal settantesimo giorno in poi.

Nel grafico in fig.74 è riportato l'andamento dei dati sismici, di cui abbiamo precedentemente discusso, con sovrapposto l'andamento del *b*-value medio dei dati di Emissione Acustica, opportunamente filtrati sulla base di quanto già detto.

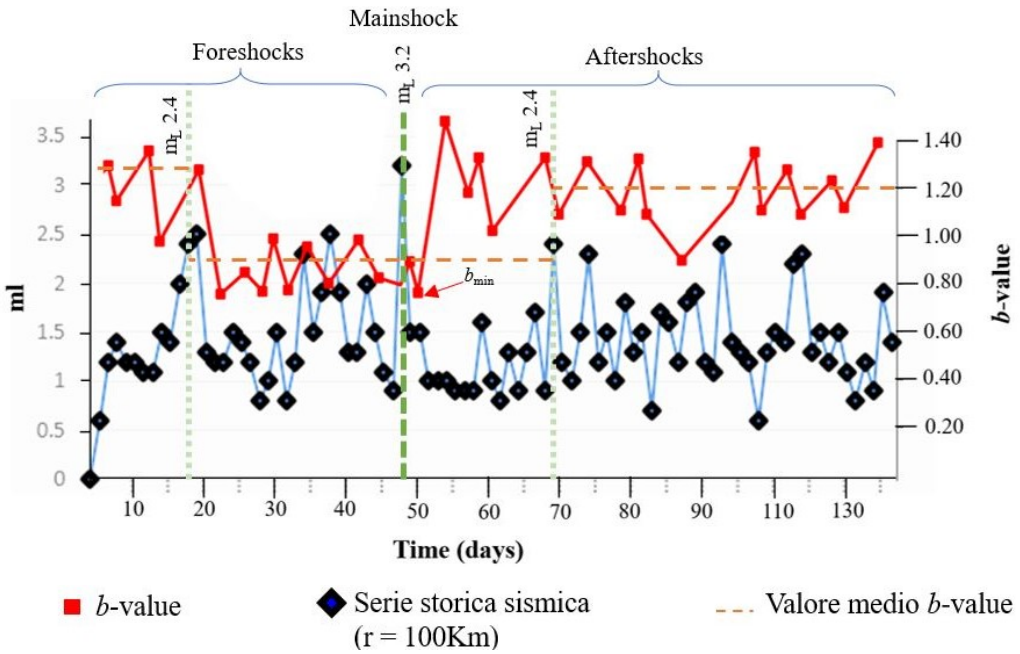

Figura 74 Andamento del b-value medio acustico (in rosso) sovrapposto alla serie storica dei dati sismici

Sulla base di questi risultati possiamo distinguere tra:

- Fase di foreshocks: *b*-value medio da 1.3 a 0.9 (m_L 2.4 del 01/10/2020 h.8.25 Valgrisenche - AO)
- Evento di mainshock: *b*-value medio 0.9 (m_L 3.2 del 08/11/2020 h.23.56 Bionaz - AO)
- Fase di aftershocks: *b*-value medio da 0.9 a 1.2 (m_L= 2.4 del 17/11/2020 h 01:20 Bobbio Pellice - TO)

[29] Giulia Laura, Wiemer Stefan cit.
[30] Perrone Antonio, tesi di laurea, Politecnico di Torino, cit.

4.5 Monitoraggio con accelerometri di massa, estensimetri e termo-igrometro

In aggiunta ai controlli con tecnica EA, nel mese di novembre sono state installate altre strumentazioni, molto utili nell'ambito del monitoraggio, controllo e collaudo, quali:

- tre sensori di spostamento *strain gauges*, che misurano le deformazioni in termini di allungamento tra coppie di punti strutturali. Le tipologie più utilizzate sono strain gauges a resistenza elettrica, strain gauges a corde vibranti e strain gauges a fibra ottica. I trasduttori di spostamento (o estensimetri) sono in grado di analizzare lo sviluppo nel tempo di fessure in porzioni della struttura, tramite le deformazioni assiali (contrazione ed espansione nella direzione perpendicolare della fessura) e fenomeni di slittamento. Dalla lettura ogni mezzora si ottiene come output il valore della tensione nei pendini di sospensione della volta.

- un termo-igrometro, per filtrare gli effetti ambientali e le deformazioni reversibili, dovute ai cicli termici stagionali. La lettura di temperatura e umidità registrate avviene ogni mezz'ora.

- un accelerometro digitale bidirezionale X-Y, posizionato su uno dei blocchi in calcestruzzo armato. Tale strumento risulta particolarmente utile per la misura delle vibrazioni alle quali la struttura è sottoposta durante il suo normale ciclo operativo. Infatti, quando non sono disponibili prove di caratterizzazione dei materiali, l'identificazione dinamica rappresenta una efficace soluzione al fine di identificare le proprietà elastiche della muratura. Si effettua una lettura permanente delle vibrazioni, con frequenza a 200 Hz e registrazione dei file ogni ora e si estraggono i parametri modali della struttura in termini di frequenze proprie di vibrazione ω, coefficienti di smorzamento ξ, forme modali φ.

Inoltre, è presente una mini-centralina che memorizza i dati di tutti i sensori (deformazione/tensione, temperatura/umidità, accelerazioni), i quali vengono trasmessi in modalità wireless e salvati su un'area Cloud.

Figura 75 Uno dei due estensimetri, posizionati sui tiranti in acciaio della volta

Figura 76 Accelerometro digitale bi-direzionale, posizionato su uno dei blocchi in calcestruzzo armato

Nel grafico in fig. 77 sono mostrate le variazioni di tensione in Mpa nei tiranti, sulla base dei dati ricavati dagli estensimetri e i valori di temperatura in °C, registrati dal termo-igrometro, in funzione del tempo, relativi al periodo 01/01/21-21/01/21.

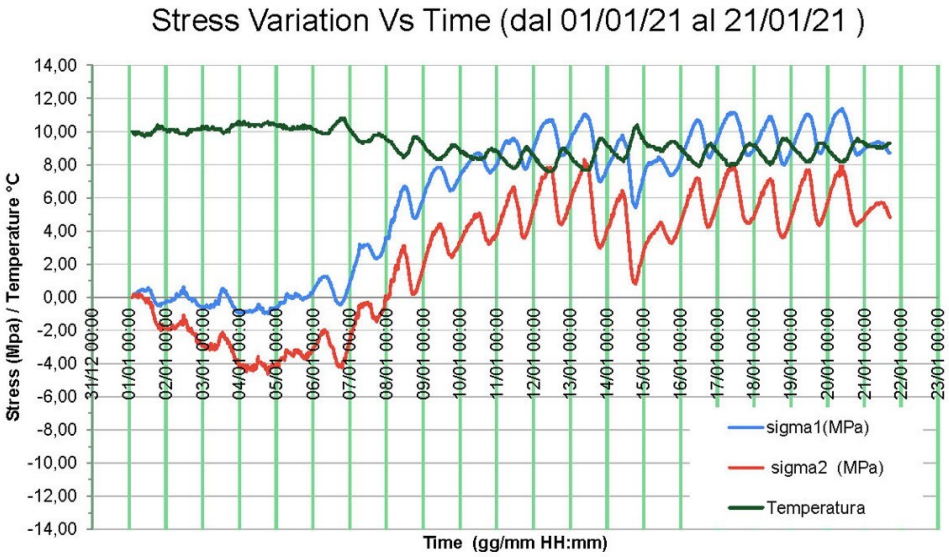

Figura 77 Andamenti della tensione nei tiranti e della temperatura, registrata dal termo-igrometro, in funzione del tempo

Dal grafico è possibile notare che i cicli giornalieri delle tensioni sono pressoché in parallelo con valori maggiori nel pendino 1 (più esterno), che quindi risulta maggiormente sollecitato, in accordo con la localizzazione delle sorgenti di EA. In ogni caso si evince che i pendini sono interessati da bassi valori di tensione quindi risultano scarichi.

Anche l'andamento della temperatura si può considerare uniformemente distribuito, per cui non si rilevano particolari effetti ambientali, in grado di provocare errori o anomalie nelle misurazioni.

Per quanto riguarda i dati registrati dagli accelerometri, essendo il monitoraggio ancora in atto, è preferibile considerarli in un periodo temporale più ampio, prima di poter presentare risultati in grado di dar luogo a valutazioni. Infatti, il monitoraggio tramite accelerometri risulta utile anche per valutare l'intero ciclo di vita della struttura e per evidenziare anomalie rispetto ad un comportamento di riferimento. Per questo si rimanda a future valutazioni e risultati inerenti alla misura diretta dell'edificio, sulla base dei dati forniti dagli accelerometri.

Capitolo 5
Conclusioni

Dall'analisi condotta e dai risultati mostrati è possibile evidenziare che i parametri fondamentali che si ottengono da questo approccio sono:

- β_t parametro predittivo, per valutare la stabilità del processo di danneggiamento e il raggiungimento della condizione critica;
- *b*-value parametro descrittivo del livello di danneggiamento raggiunto.

In riferimento al caso studio oggetto di questo monitoraggio, si evidenzia una condizione iniziale di meta-stabilità del processo evolutivo di danneggiamento, a cui segue il raggiungimento della condizione critica, corrispondente ad un fenomeno di macro-fessurazione nella struttura. Nello stesso tempo, intorno al cinquantesimo giorno di monitoraggio, il valore medio del *b*-value assume valori di poco inferiori all'unità, che, come abbiamo detto, individua una condizione di minimo e di criticità e che lascia presagire la possibilità di collasso per livelli di danneggiamento superiori a quelli attuali , in presenza di azioni statiche o sismiche di entità maggiore.

In aggiunta l'utilizzo delle emissioni acustiche in qualità di precursori sismici risulta utile nell'ambito del monitoraggio e della prevenzione del rischio, per seguire l'andamento dell'attività sismica a livello regionale e fare una previsione sul verificarsi di una scossa di terremoto di magnitudo superiore rispetto a quella precedentemente registrata. Anche per questo aspetto, i risultati dedotti dalla correlazione tra serie sismica di eventi, registrati rispetto all'area circolare nell'intorno del Duomo di Torino, ed emissioni acustiche, registrate dai sensori applicati alla volta della navata centrale, durate i quattro mesi di monitoraggio da settembre 2020 a gennaio 2021, ha permesso di individuare una scossa principale e distinguere le scosse di foreshock da quelle di aftershock.

Le riflessioni che derivano da questa correlazione portano ad asserire che quanto più si hanno a disposizione dati relativi all'attività sismica e quanto più la pericolosità sismica del territorio monitorato è elevata, tanto più la correlazione

risulterà affidabile, quantitativamente oltre che qualitativamente, priva di errori e vantaggiosa da un punto di vista sociale e di programmazione e pianificazione.

Figura 78 Rappresentazione del rischio come prodotto di pericolosità, vulnerabilità, esposizione (Mario Tozzi, Nicola Marotta, Ottavio Zirilli, Disastri e catastrofi, Maggioli Editore, 2015)

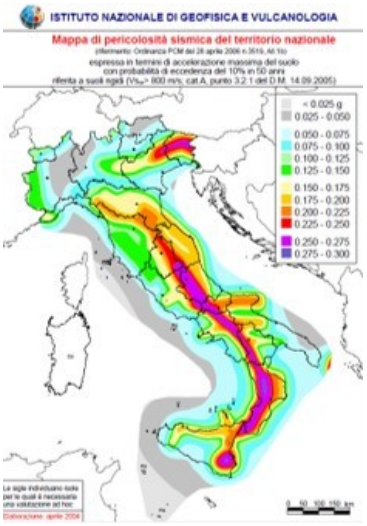

Figura 79 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia <http://zonesismiche.mi.ingv.it>)

Ulteriori riflessioni conclusive riguardano l'opportunità e l'efficacia di applicare alcune tecniche di consolidamento piuttosto che altre sugli edifici esistenti, in particolare con valore storico-culturale, con il duplice scopo di garantire la sicurezza strutturale e allo stesso tempo valorizzare il costruito, piuttosto che stravolgerlo con interventi troppo invasivi, secondo il principio del minimo intervento e del rispetto dell'integrità dell'opera.

A tal proposito, l'analisi storico-critica sul Duomo di Torino ha permesso di mettere in luce che la struttura odierna è il frutto di una serie di eventi e interventi che configurano una eterogenea condizione sia in termini di materiali che di tecniche esecutive. Sulle fondazioni delle tre chiese paleocristiane è stato costruito l'impianto rinascimentale prevalentemente in marmo e muratura, il quale in occasione del crollo parziale della volta della navata centrale nel 1656 ha evidenziato le prime necessità di intervento. L'applicazione di catene in ferro, a intradosso sulle imposte e a estradosso tangenzialmente, ha consentito la riparazione della volta fino ai successivi interventi degli anni Trenta del Novecento, che hanno ampiamente stravolto la struttura del sottotetto, portando alla sua attuale configurazione. In particolare, nel 1928 la volta si presenta strutturalmente instabile con deformazioni eccessive e un tracciato irregolare, fenomeni di apertura a

estradosso alle reni e all'intradosso in chiave, pilastri caricati eccessivamente e in maniera eccentrica in seguito a riempimenti sui fianchi, con conseguenti fenomeni di strapiombo in corrispondenza della mezzeria della navata.
Con l'obiettivo di eliminare le catene antiestetiche la Commissione Tecnica per i restauri del Duomo del 1926-1928 ha perseguito l'intento di ridurre il peso della volta in chiave per contenere la spinta e l'apertura alle reni e di aumentarlo sui pilastri, per garantire in ogni caso una spinta tale da contrastare l'azione spingente delle navate laterali. Per fare ciò la volta a botte lunettata ribassata viene sostenuta da pendini in ferro, a loro volta collegati ad una coppia di travi in acciaio. In particolare, lungo l'intera volta ci sono 13 coppie di travi con sezione ad I che corrono in direzione trasversale, ancorate in dei grossi blocchi di calcestruzzo armato, nel numero di 13 per lato, e per ogni coppia di travi ci sono 4 pendini in ferro che, ancorati ad intradosso volta, la sostengono. Questa soluzione risulta discutibile per diversi motivi, infatti dal punto di vista sismico collocare delle grosse masse in sommità è altamente svantaggioso, inoltre in campo statico si realizza una catenaria invertita e i pendini tesi generano dei punti di trazione concentrati in corrispondenza dell'ancoraggio con la volta.
In definitiva, sulla base dei risultati raggiunti con il monitoraggio e della valutazione complessiva dello stato di fatto si propone uno smantellamento dei blocchi in calcestruzzo armato e del sistema di travature in ferro, con conseguente riduzione delle masse presenti nel sottotetto, al fine di migliorare la risposta strutturale in caso di sisma.

Nel caso di consolidamento delle volte a estradosso una soluzione tradizionale largamente utilizzata è rappresentata dalla cappa in cemento armato[31] che mira ad aumentare la sezione resistente tramite una rete metallica annegata in una soletta di calcestruzzo che diventa quindi collaborante con la muratura.
Proprio la collaborazione può risultare talvolta difficile da realizzare a causa dei connettori metallici e del loro inghisaggio, inoltre nella fase di getto la soletta rappresenta un carico gravante sulla volta, per cui è necessario verificare che

[31] Consolidamento di volte a botte all'estradosso. Metodo classico o tecniche innovative? <https://www.kimia.it/it/blog/consolidamento-volte-a-botte-metodo-classico-o-innovativo>

quest'ultima abbia uno spessore sufficiente a reggere il peso ulteriore, ed infine si apportano nuove masse che possono causare incrementi di sollecitazione e fessurazione. Nel caso dei beni architettonici tutelati si riporta quanto contenuto nelle Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale: «La realizzazione all'estradosso di controvolte in calcestruzzo, armate o no, è da evitarsi, per la riduzione dello stato di compressione nella volta in muratura e l'aumento delle masse sismiche, oltre che per l'impoverimento che induce, in termini di valori culturali e testimoniali, nel manufatto storico».

Figura 80 Consolidamento di una volta a botte con cappa armata, (Consolidamento di volte a botte all'estradosso. Metodo classico o tecniche innovative? «https://www.kimia.it/it/blog/consolidamento-volte-a-botte-metodo-classico-o-innovativo»)

In base alle tecniche più recenti e innovative di consolidamento di edifici in muratura storica esistono alternative a quelle realizzate in passato, che sicuramente con le conoscenze di oggi sono preferibili. Queste prevedono l'utilizzo di tecnologie più leggere come i materiali fibrorinforzati, *Fiber Reinforced Polymers* (FRP), che consentono di realizzare spessori inferiori e di adattarsi alla curvatura della volta, essendo costituite da materiali flessibili, senza dover aggiungere nuove masse.

In particolare, gli FRP sono costituiti da una matrice polimerica di natura organica, o anche inorganica se costituita da un legante idraulico pozzolanico, con la quale viene impregnato un rinforzo in fibra continua di vetro, carbonio o arammide, con elevate proprietà meccaniche. Gli FRP hanno un comportamento anisotropo ed eterogeneo, come si verifica nei materiali compositi, ma in questo caso prevalentemente elastico lineare fino al collasso.

In funzione della tipologia del singolo FRP variano le peculiarità, da cui ne deriva un diverso campo di applicazione, ciò nonostante, tutti i prodotti fibrorinforzati presentano caratteristiche comuni quali:

- elevata leggerezza;
- elevata resistenza meccanica;
- elevate resistenza alla corrosione;
- elevata coibenza termica;
- elevate proprietà dielettriche e amagnetiche.

In particolare, quando un materiale fibrorinforzato subisce uno sforzo assiale di trazione, gli sforzi veri e propri vengono assorbiti dalle fibre, mentre alla matrice polimerica si demanda il solo compito di distribuzione degli stessi fra le fibre, determinando così un'uniformità di sollecitazione tra queste. Infatti, l'elevata resistenza si raggiunge attraverso le fibre che hanno una grande resistenza a trazione e rappresentano pertanto gli elementi resistenti del materiale fibrorinforzato, mentre la resina ha la funzione di protezione delle fibre dall'usura, nonché quella di assicurarne un buon allineamento e talvolta fungere da sistema di adesione al supporto, in assenza di connettori. A tal proposito, bisogna prestare attenzione al fenomeno di delaminazione che può compromettere non di poco la resistenza disponibile ed è dovuto all'incollaggio di tali materiali alle murature.

Oltre all'elevata resistenza, alla leggerezza degli spessori sottili e alla traspirabilità vantaggiosa per le strutture murarie, grazie alla flessibilità degli FRP è possibile adattarli facilmente alle curvature, infatti si dispongono a estradosso delle fasciature secondo le direttrici e generatrici e anche nei collegamenti con i muri perimetrali, in modo tale da aumentare la resistenza a trazione della volta[32].

Agli inizi della diffusione delle tecniche citate e della commercializzazione dei prodotti, sono stati condotti degli studi sulla risposta dinamica delle strutture rinforzate con FRP, contenuti a titolo di esempio nell'articolo *Comportamento dinamico di volte in muratura rinforzate con FRP-materials: primi risultati*[33], in

[32] Ibid.

[33] Avorio A., Borri A. e Corradi M. (Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Perugia), A. Barbieri e A. Di Tommaso (Dipartimento di Costruzione dell'Architettura, IUAV), *Comportamento dinamico di volte in muratura rinforzate con FRP-materials: primi risultati,* X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera 9-13 settembre 2001.

cui vengono presentati i lavori di miglioramento delle volte del Palazzo Comunale di Assisi tramite «tecnica di miglioramento sismico con nastri di materiale composito» e la proposta di intervento sulla copertura voltata di San Barnaba a Modena, la quale «prevede l'uso di tessuto in fibra aramidica bidirezionale, disposto al di sopra delle nervature estradossali». Lo studio condotto sulle tre casistiche di volta integra, danneggiata e poi rinforzata ha messo in luce l'efficacia della soluzione di rinforzo adottata, in grado di provvedere al miglioramento sismico con spessori contenuti e senza aumentare masse.

Nel nostro caso studio in seguito allo smantellamento, in sostituzione della funzione consolidante si propone l'applicazione di lamine o tessuti di FRP lungo la direttrice e generatrice della volta all'estradosso, coerentemente con la localizzazione delle sorgenti di EA. Nello specifico:

- le fasciature lungo la generatrice servono a garantire la giusta resistenza a trazione;
- quelle secondo la direttrice a redistribuire gli sforzi delle precedenti fasciature, realizzando una maglia di ripartizione;
- le connessioni perimetrali servono a ripristinare l'ammorsamento con le murature ortogonali.

Da un punto di vista operativo per il dimensionamento delle strisce di FRP si può eseguire un'analisi elastica considerando sin da subito la formazione di una cerniera plastica all'intradosso e calcolando nelle altre sezioni il momento agente, il quale dovrebbe essere dappertutto negativo avendo posizionato il rinforzo a estradosso.
Dal momento negativo più grande in valore assoluto è possibile dimensionare la quantità di fibra da applicare all'estradosso. L'ipotesi di intervento che si propone è schematicamente illustrata in sezione in fig. 82 e sul modello 3D in fig. 83.

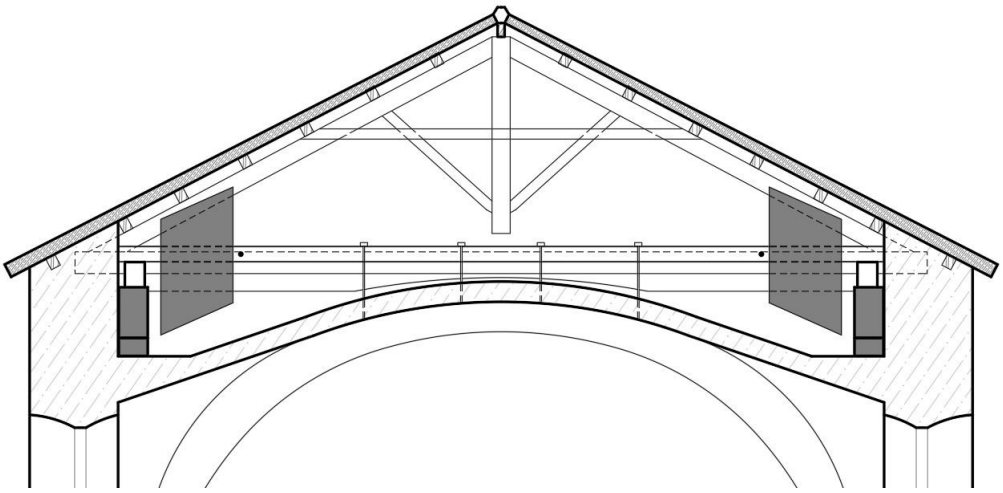

Figura 81 Sezione A-A dello stato di fatto con intervento di consolidamento degli anni Trenta

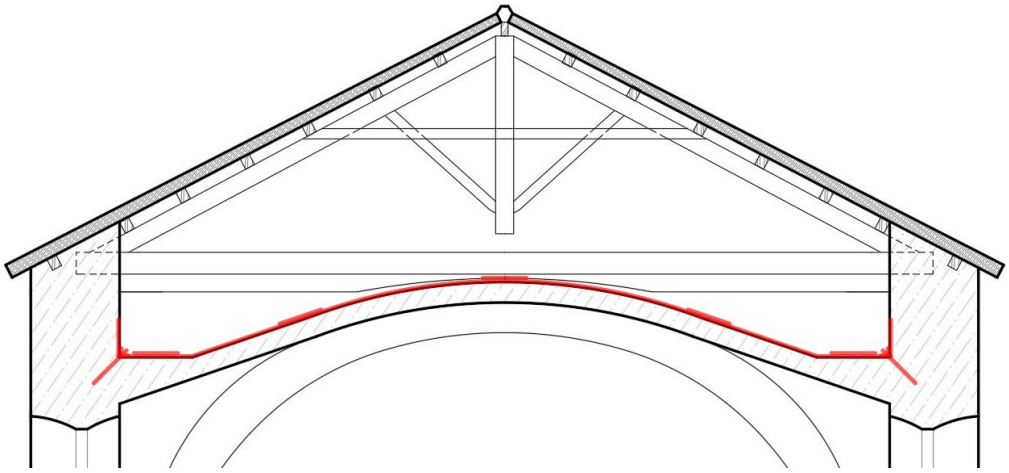

Figura 82 Sezione A-A con proposta di smantellamento del sistema precedente e nuovo consolidamento con FRP a estradosso

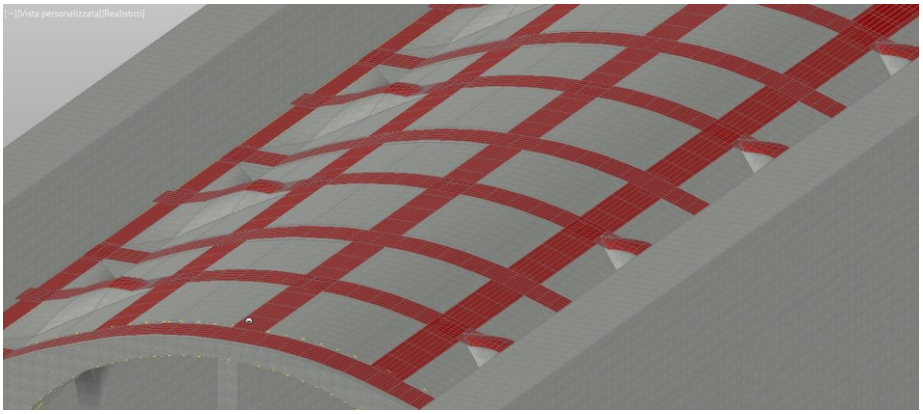

Figura 83 Modello 3D con proposta di smantellamento del sistema precedente e nuovo consolidamento con FRP a estradosso

Bibliografia

Agnetti S., *Consolidamento di volte a botte all'estradosso. Metodo classico o tecniche innovative?* <https://www.kimia.it/it/blog/consolidamento-volte-a-botte-metodo-classico-o-innovativo>

Atlante di Torino, Guarino Guarini, *La Cappella della Sindone di Guarino Guarini a Torino - Un'analisi tecnico iconografica del capolavoro architettonico torinese*. <http://www.atlanteditorino.it/monografie/guarini.html>

Avorio A., Borri A. e Corradi M. (Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Perugia), Barbieri A. e Di Tommaso A. (Dipartimento di Costruzione dell'Architettura, IUAV), *Comportamento dinamico di volte in muratura rinforzate con FRP-materials: primi risultati*, X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera 9-13 settembre 2001. <https://www.researchgate.net/publication/239839112_Comportamento_dinamico_di_volte_in_muratura_rinforzate_con_FRP-materials_primi_risultati>

Anzani A., Binda L., Carpinteri A., Lacidogna G.; Manuello A., *Evaluation of the repair on multiple leaf stone masonry by acoustic emission*. Mater. Struct. 2007, 41, 1169–1189.

Bernardi M., *Torino – Storia e arte*, Torino, Ed. Fratelli Pozzo, 1975.

Bongiovanni G., Buffarini G., Saitta F., Clemente P., *Progettare bene è molto di più che rispettare le norme tecniche.* <https://www.ingenio-web.it/18681-progettare-bene-e-molto-di-piu-che-rispettare-le-norme-tecniche>

Brunetti G., *Lezioni di Tecniche di Indagine non Distruttive e Monitoraggio*, 2007.

Carpinteri A., *Scienza delle costruzioni 1*, Bologna, Pitagora, 1992.

Carpinteri A., *Scienza delle costruzioni 2*, Bologna, Pitagora, 1992.

Carpinteri A. (a cura di), *Meccanica dei materiali e della frattura*, Bologna, Pitagora, 1992.

Carpinteri A., *Resistenza dei materiali e meccanica delle strutture*, Bologna, Pitagora, 1995.

Carpinteri A., Lacidogna G. and Pugno N., *Time-scale effects during damage evolution: a fractal approach based on Acoustic Emission*, Strength, Fracture and Complexity, 2005, 3, 127-135.

Carpinteri, A., Lacidogna, G., *Structural Monitoring and Integrity Assessment of Medieval Towers*., J. Struct., Eng. 2006, 132, 1681–1690.

Carpinteri A., Lacidogna G., *Damage evaluation of three masonry towers by acoustic emission.*, Eng. Struct., 2007, 29, 1569-1579.

Carpinteri A. e Lacidogna G., *Earthquakes and Acoustic Emission*, Londra, Taylor & Francis, 2007.

Carpinteri A., Lacidogna G. and Pugno N., *Structural Damage Diagnosis and Life-Time Assessment by Acoustic Emission Monitoring*, Engineering Fracture Mechanics, 2007, 74, pp. 273-289.

Carpinteri A. e Lacidogna G., *Acoustic emission and critical phenomena*, Boca Raton, CRC Press, 2008.

Carpinteri A., Lacidogna G., Manuello A., Niccolini G., *A study on the structural stability of the Asinelli Tower in Bologna*. Struct. Control Health Monit. 2015, 23, 659–667.

Comitato per i restauri del Duomo, «*Il Duomo di Torino : periodico religioso storico-artistico*», edito a cura del Comitato per i restauri del Duomo A. 1, n. 1 (apr. 1927) - a. 2, n. 12 (dic. 1928), 1927-1928.

De Paoli E., *L'altare della Cappella della Sindone: fonti, documenti e analisi del degrado*, tesi di laurea, Politecnico di Torino, Corso di laurea magistrale in Architettura Per Il Restauro E Valorizzazione Del Patrimonio, A.A. 2017-2018, relatori C. Cuneo, M. Gomez Serito, M, Feroggio.

Galli C., *Precedenti storici e orientamenti della normativa sismica dei beni culturali .Regole dell'arte, intuizione e calcolo numerico*, Bologna. <https://www.ingenio-web.it/2788-precedenti-storici-e-orientamenti-della-normativa-sismica-dei-beni-culturali-regole-dellarte-intuizione-e-calcolo-numerico---p7>

Giulia L., Wiemer S., *Real-time discrimination of earthquake foreshocks and aftershocks*, «Nature»,574, 193-199, 9 October 2019.

Momo M., *Il duomo di Torino. Trasformazioni e restauri*, Torino, CELID, 1997.

Muliere A., tesi di laurea, Università degli Studi di Roma La Sapienza. <https://www.tesionline.it/appunti/scienze-umanistiche/codici-dei-beni-culturali-e-del-paesaggio/443 >

Niccolini, G., Manuello, A., Marchis, E., and Carpinteri, A., *Signal frequency distribution and natural-time analyses from acoustic emission monitoring of an arched structure in the Castle of Racconigi*, «Nat. Hazards Earth Syst. Sci. », 17, 1025–1032.

Olivero E., *Architettura religiosa preromanica e romanica nell'arcidiocesi di Torino*, Dagnino, Torino, 1941.

Perrone A., *Monitoraggio con la Tecnica delle Emissioni Acustiche della Torre Campanaria del Duomo di Torino*, tesi di laurea, Politecnico di Torino, Corso di laurea magistrale in Ingegneria Civile, A.A. 2018-2019, relatori A. Carpinteri, A. Manuello Bertetto, D. Masera.

RILEM Technical Committee TC212-ACD. *Acoustic Emission and related NDE techniques for crack detection and damage evaluation in concrete: Test method*

for classification of active cracks in concrete by Acoustic Emission, «Materials and Structures», 43, 1187-1189 (2010).

Romano G., *Domenico della Rovere e il Duomo nuovo di Torino : Rinascimento a Roma e in Piemonte* , Torino, 1990.

Rondelet J.B., *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, Parigi 1802 - 1810, 4 tomi, 6 volumi.

Rondolino F., *Il Duomo di Torino Illustrato*, Roux Frassati e C. Torino, 1898.

Toesca P., *Vicende di un'antica chiesa di Torino. Scavi e scoperte*, 1910, contributo su periodico «Bollettino D'arte».

R.D. del 18 aprile 1909 n.193

D.L.L. del 5 novembre 1916 n.1526

R.D. del 23 ottobre 1924 n. 2089

R.D. del 13 marzo 1927 n. 431

R.D. del 25 marzo 1935 n.640

L. del 25 novembre 1962 n.1684

L. del 2 febbraio 1974 n. 64

D.M. 3 marzo 1975, in materia di "Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".

D.M. del 2 luglio 1981

Circolare Ministeriale n.21745 del 1981

D.M. LL.PP del 24 gennaio 1986

Circolare Ministero BB.CC.AA. (Beni Culturali ed Artistici) - Comitato Nazionale Per La Prevenzione Del Patrimonio Culturale Dal Rischio Sismico, n.1032, D.M.

del 20 novembre 1987, in materia di “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”.

UNI EN 1996-1-1:2013 – Eurocodice 6, in materia di “Progettazione di strutture in muratura Parte 1-1: Regole comuni per strutture in muratura semplice e armata”.

D.M. 16 gennaio 1996 Circolare Ministeriale n. 65 del 10 aprile 1997

D.L. n. 112 del 1998

UNI EN 1998-1:2013 UNI EN 1998-3:2005 – Eurocodice 8

OPCM n. 3274, in materia di “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona simica” - Allegato 2, Capitolo 11 Edifici esistenti, Capitolo 11.5 Edifici in muratura.

Decreto n. 3685 del 21 ottobre 2003

OPCM n. 3431 - Revisione della 3274

OPCM n. 3519 - Aggiornamento della 3431

D.Lgs. 22.1.2004, n.42, in materia di “Codice dei beni culturali e del paesaggio”

D.M 14 settembre 2005, in materia di “Norme tecniche per le costruzioni” (inizialmente Testo Unico).

Direttiva P.C.M. 12 ottobre

D.M. 14-1-2008, in materia di “Norme tecniche per le costruzioni”.

Circolare 2 febbraio 2009, n.617, in materia di “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni”.

Circolare MiBAC n. 26 2 dicembre 2010

DPCM 09.02.2011, in materia di “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”.

D.M. 17 gennaio 2018,in materia di “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”.

Circolare n.7 del 21 gennaio 2019, in materia di Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”, Capitolo 8 Edifici esistenti.

Indice delle figure

Figura 1 Workflow delle fasi del modello di analisi di un edificio esistente..... 18

Figura 2 Diagramma momento- curvatura al variare del tipo di sezione per materiale elasto-plastico (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 2, Bologna, Pitagora, 1992, cap.18) 22

Figura 3 Diagramma σ-ε per materiale duttile e fragile (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 1, Bologna, Pitagora, 1992, cap.8)..... 24

Figura 4 Diagramma σ-w, con campitura rappresentativa dell' energia di frattura (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 1, Bologna, Pitagora, 1992, cap.8.10) 25

Figura 5 Ipotesi di partenza criterio energetico di Griffith (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 2, Bologna, Pitagora, 1992, cap.20)..... 26

Figura 6 Curva della tensione di instabilità in funzione della semi-lunghezza del difetto (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 2, Bologna, Pitagora, 1992, cap.20) 26

Figura 7 Andamenti carico-spostamento (a) e sforzo-deformazione (b) al variare della lunghezza utile l_0 (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 1, Bologna, Pitagora, 1992, cap.8.10) 28

Figura 8 Andamenti carico-spostamento al variare dell'energia di frattura in una prova TPB (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 2, Bologna, Pitagora, 1992, cap.20) 28

Figura 9 Andamenti carico-spostamento al variare della dimensione del provino h e per diversi rapporti di a/h (Carpinteri A., Scienza delle costruzioni 2, Bologna, Pitagora, 1992, cap.20) 29

Figura 10 Grafico carico-spostamento longitudinale, conducendo la prova in controllo di deformazione trasversale, con uno o più snap-back (Carpinteri et al.)..... 30

Figura 11 Rappresentazione tipica del segnale (Carpinteri et al.) 31

Figura 12 Confronto tra Ring Down Counting e Counting of Events (Carpinteri et al.)..... 32

Figura 13 Schematizzazione strumentazione ATEL..... 33

Figura 14 Schematizzazione strumentazione USAM 34

Figura 15 Schematizzazione strumentazione AEmission SYSTEM (Lunitek) 34

Figura 16 Schema di triangolazione per localizzare la sorgente..... 35

Figura 17 Rise Angle e correlazione con modo I e II 38

Figura 18 Relazione tra Average Frequency e Rise Angle 39

Figura 19 Time- scaling Law (Carpinteri et al.) 40

Figura 20 Schema delle fasi operative per stimare l'evoluzione del danneggiamento e la vita residua della struttura..... 41

Figura 21 Relazione di regressione lineare tra frequenza di accadimento e magnitudo, con indicazione del significato matematico di b-value (Carpinteri et al.)..... 42

Figura 22 Distribuzione dei terremoti e delle fratto-emissioni nel primo semestre del 2017 a Murisengo (Carpinteri and Lacidogna)..... 45

Figura 23 Analisi condotta sul caso di Amatrice-Norcia (Giulia Laura, Wiemer Stefan, Real-time discrimination of earthquake foreshocks and aftershocks, «Nature»,574, 193-199, 9 ottobre 2019)..... 46

Figura 24 Posizionamento dei sensori di EA sull'arco del Castello di Racconigi (Niccolini, G., Manuello, A., Marchis, E., and Carpinteri, A., Signal frequency distribution and natural-time analyses from acoustic emission monitoring of an arched structure in the Castle of Racconigi, «Nat. Hazards Earth Syst. Sci. », 17, 1025–1032) 47

Figura 25 Istogramma degli eventi di EA e della relativa frequenza (Niccolini, G., Manuello, A., Marchis, E., and Carpinteri, A., Signal frequency distribution and natural-time analyses from acoustic emission monitoring of an arched structure in the Castle of Racconigi, «Nat. Hazards Earth Syst. Sci. », 17, 1025–1032) 48

Figura 26 Duomo di Torino 49

Figura 27 Disegno del prof. O. Zocchi, Angolo est di Torino Antica. 50

Figura 28 Ritrovamenti di mosaico, ambone e scalea (in alto) e del chiostro (in basso) della chiesa di San Salvatore (P. Toesca, “Vicende di un’antica chiesa”) 51

Figura 29 Il nuovo duomo, in rosso, sovrapposto alle tre chiese antiche, colorate, ed in grigio il contorno delle mura (tesi di laurea di De Paoli Emma, autrice della ricostruzione sulla base delle piante di Gruppo Archeologico Torinese e Museo Torino) 52

Figura 30 Epigrafe sulla facciata del Duomo 54

Figura 31 Cappella della SS Sindone (Atlante di Torino, Guarino Guarini, La Cappella della Sindone di Guarino Guarini a Torino - Un'analisi tecnico iconografica del capolavoro architettonico torinese) <http://www.atlanteditorino.it/monografie/guarini.html>..... 56

Figura 32 Pianta cappella della SS Sindone (Atlante di Torino, Guarino Guarini, La Cappella della Sindone di Guarino Guarini a Torino - Un'analisi tecnico iconografica del capolavoro architettonico torinese) <http://www.atlanteditorino.it/monografie/guarini.html) 56

Figura 33 L'esterno del Duomo di Torino, prima dei restauri («Il Duomo di Torino : periodico religioso storico- artistico»)..... 57

Figura 34 Periodico «Il Duomo di Torino : periodico religioso storico- artistico». 59

Figura 35 Ing. Ottavio Barbera, pianta prima dei restauri («Il Duomo di Torino : periodico religioso storico- artistico»)..... 62

Figura 36 Facciata lato ovest..... 63

Figura 37 Trabeazione e timpano della facciata 63

Figura 38 Portoni in corrispondenza delle tre navate..... 64

Figura 39 Controfacciata..... 64

Figura 40 Prospetto Ing. Ottavio Barbera 65

Figura 41 Lato nord..... 65

Figura 42 Lato sud 65

Figura 43 Appoggio delle volte sui ritti dei pilastri 66

Figura 44 Sistema di archi concentrici..... 66

Figura 45 Basamento dei pilastri polistili 67

Figura 46 Conci dei pilastri..... 67

Figura 47 Volta e a botte lunettata navata centrale 68

Figura 48 Volte a crociera delle navate laterali 68

Figura 49 Cupola a base ottagonale e cupolino. 69

Figura 50 Manto di copertura in pietra della navata centrale..... 71

Figura 51 Esterno e fianco del Duomo e del campanile, (Rondolino F., Il Duomo di Torino Illustrato cit.) 73

Figura 52 Gli edifici in muratura più alti di Torino (Manuello, Masera, Carpinteri, 2019)..... 75

Figura 53 Posizionamento dei sensori di EA, da A. Perrone, tesi di laurea cit..... 75

Figura 54 Pianta basilica 78

Figura 55 Pianta del sottotetto 79

Figura 56 Foto d'insieme delle capriate lignee nel sottotetto della navata centrale 80

Figura 57 Foto di una delle travi binate in ferro e dei pendini che sorreggono la volta 81

Figura 58 Blocco in c.a. e travi binate in ferro di appoggio..... 82

Figura 59 Sezione trasversale A-A, da tavola 4 82

Figura 60 Sezione trasversale B-B da tavola 5 82

Figura 61 Modello 3D al CAD – Vista d'insieme 83

Figura 62 Modello 3D al CAD - particolare volta centrale 83

Figura 63 Modello 3D al CAD - particolare sottotetto della volta centrale..... 83

Figura 64 Il baricentro dei quadrati neri individua il punto di coordinate X,Y di posizionamento in tabella 5 84

Figura 65 Posizionamento dei sensori a estradosso volta della navata centrale – Vista in pianta..... 85

Figura 66 Strumentazione AEmission System per il monitoraggio..... 86

Figura 67 Due degli otto sensori, posizionati a estradosso della volta della navata centrale..... 86

Figura 68 Localizzazione delle sorgenti di EA - Vista in pianta 87

Figura 69 Localizzazione delle sorgenti di EA - Vista trasversale 87

Figura 70 Andamenti del numero cumulato di eventi di EA e del b-value, in funzione del tempo in giorni, nei primi 50 giorni di monitoraggio..... 88

Figura 71 Andamenti del b-value e del β_t, in funzione del tempo in giorni, nei primi 50 giorni di monitoraggio 89

Figura 72 Mappa dell'area interessata da attività sismica, con centro nel Duomo di Torino e raggio di predizione 25 e 50 km. 91

Figura 73 Serie storica dati sismici dal 23/09/2020 al 21/01/2021, con raggio r=100 km e origine nel Duomo di Torino (latitudine 45°04' longitudine 7°41') 91

Figura 74 Andamento del b-value medio acustico (in rosso) sovrapposto alla serie storica dei dati sismici 97

Figura 75 Uno dei due estensimetri, posizionati sui tiranti in acciaio della volta 99

Figura 76 Accelerometro digitale bi-direzionale, posizionato su uno dei blocchi in calcestruzzo armato 99

Figura 77 Andamenti della tensione nei tiranti e della temperatura, registrata dal termo-igrometro, in funzione del tempo..... 100

Figura 78 Rappresentazione del rischio come prodotto di pericolosità, vulnerabilità, esposizione (Mario Tozzi, Nicola Marotta, Ottavio Zirilli, Disastri e catastrofi, Maggioli Editore, 2015)..... 102

Figura 79 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia <http://zonesismiche.mi.ingv.it>)..... 102

Figura 80 Consolidamento di una volta a botte con cappa armata, (Consolidamento di volte a botte all'estradosso. Metodo classico o tecniche innovative? «https://www.kimia.it/it/blog/consolidamento-volte-a-botte-metodo-classico-o-innovativo») 104

Figura 81 Sezione A-A dello stato di fatto con intervento di consolidamento degli anni Trenta 107

Figura 82 Sezione A-A con proposta di smantellamento del sistema precedente e nuovo consolidamento con FRP a estradosso 107

Figura 83 Modello 3D con proposta di smantellamento del sistema precedente e nuovo consolidamento con FRP a estradosso 107

Indice delle tabelle

Tabella 1 Quadro sinottico della normativa sugli edifici esistenti 9

Tabella 2 Tipologie di interventi previsti dalla norma sugli edifici esistenti..... 16

Tabella 3 Indicazioni della norma in merito ad interventi su edifici esistenti in presenza di azione sismica..... 17

Tabella 4 Elementi strutturali del sottotetto e caratteristiche geometriche 80

Tabella 5 Coordinate dei sensori nel piano della volta 84

Tabella 6 Eventi sismici nel raggio di 25 km dal Duomo di Torino, nel periodo 23/09/2020 - 21/01/2021. 90

Tabella 7 Eventi sismici nel raggio di 50 km dal Duomo di Torino, nel periodo 23/09/2020 - 21/01/2021. 90

Tabella 8 Eventi sismici nel raggio di 100 km dal Duomo di Torino, nel periodo 23/09/2020 - 21/01/2021. 92