



POLITECNICO DI MILANO

Facoltà di Ingegneria Edile – Architettura

Corso di laurea magistrale in Ingegneria dei sistemi edilizi

**Comportamento sismico delle
strutture lignee di copertura:
la chiesa di San Biagio Amiterno a
L'Aquila.**

Relatore: prof. Ing. Maria Adelaide PARISI

Tesi di laurea di:

Francesca ALTAMURA

Matr. 755114

ANNO ACCADEMICO 2011 -2012

Sommario

ABSTRACT	6
INTRODUZIONE.....	7
1 SISMA.....	9
1.1 Introduzione.....	9
1.2 Classificazione e pericolosità sismica	10
1.3 Sismicità storica dell'aquilano	11
1.4 Sisma del 6 Aprile 2009	12
2 La chiesa di San Biagio Amiternum.....	14
2.1 Inquadramento urbano.....	14
2.2 Evoluzione storica	14
2.3 Descrizione dell'impianto.....	16
2.4 Tecniche costruttive.....	16
2.4.1 Murature in elevazione	17
2.4.2 Pilastri	18
2.4.3 La volta e le cupole	18
2.4.4 La copertura.....	19
2.5 Danni in occasione del sisma del 6 Aprile 2009.	19
2.5.1 Facciata	19
2.5.2 Volta.....	20
2.5.3 Cupole.....	21
2.5.4 Colonnato	22
2.5.5 Sollecitazione in direzione trasversale.....	22
2.5.6 Ambienti accessori.....	23
2.5.7 Altri danni	23
3 Chiese dell'Aquilano: tipologie, interventi sulle coperture e danni subiti in seguito al sisma del 2009	24
3.1 Introduzione.....	24
3.2 Chiese parrocchiali, monasteriale e conventuali	24
3.2.1 Santa Maria di Paganica	26
3.2.2 San Marco.....	28
3.2.3 Santi Marciano e Nicandro	29

3.2.4	Santa Maria di Collemaggio	30
3.2.5	Santa Margherita	32
3.3	Rilievo dei danni.....	33
3.4	Censimento dei danni	36
4	La copertura e la volta	39
4.1	Le capriate.....	39
4.2	Le capriate di San Biagio	42
4.3	Provvedimenti storici per migliorare la risposta al sisma della copertura.....	46
4.4	Interventi.....	47
4.5	La volta in "camorcanna"	48
4.6	La volta di San Biagio.....	49
4.7	Interventi recenti	50
5	Normativa.....	51
5.1	Gli interventi precedenti all'emissione dei decreti svolto nelle chiese dell'aquilano	51
5.2	Decreto Ministeriale 3 Marzo 1975	52
5.3	Decreto Ministeriale 2 Luglio 1981	56
5.4	Decreto Ministeriale 24 Gennaio 1986	58
5.5	Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008	61
6	Il Modello di calcolo.....	65
6.1	Introduzione.....	65
6.2	Definizione del problema.....	65
6.2.1	Geometria.....	65
6.2.2	Analisi dei carichi	67
6.2.3	Verifiche.....	71
6.3	Modellazione.....	74
6.3.1	Geometria.....	74
6.3.2	Definizione dei materiali.....	75
6.3.3	Caratteristiche geometriche delle sezioni	76
6.3.4	Assegnazione dei vincoli esterni.....	77
6.3.5	Assegnazione dei carichi.....	82
7	LEGNO.....	87
7.1	INTRODUZIONE	87
7.2	INVENTARIO NAZIONALE DELLE FORESTE E DEI SERBATOI FORESTALI DI CARBONIO	87
7.3	SPECIE LEGNOSE.....	91

7.3.1	PINO NERO O LARICIO	91
7.3.2	CASTAGNO.....	93
7.3.3	QUERCIA	95
8	ANALISI	97
8.1	Introduzione.....	97
8.2	Forme modali	97
8.3	Analisi del materiale.....	98
8.3.1	Castagno	99
8.3.2	Pino nero	101
8.3.3	Quercia	102
8.4	Analisi con spettro di risposta elastico.....	104
8.4.1	Definizione dello spettro	105
8.4.2	Risultati dell'analisi	108
8.5	Analisi con spettri di risposta registrati.....	117
8.5.1	Selezione degli eventi e definizione dello spettro	117
8.5.2	Analisi con spettro di risposta mainshock	120
8.5.3	Analisi con spettro mediato.....	124
8.5.4	Risultati dell'analisi	129
8.5.5	Confronto tra risultati ottenuti da spettro C.S.L.P. e spettro mediato	136
8.6	Analisi con accelerogrammi	138
8.6.1	Definizione degli accelerogrammi	138
8.6.2	Risultati dell'analisi	142
8.6.3	Confronto con spettri di risposta.....	148
8.7	Analisi degli stati tensionali.....	152
9	RECUPERO, CONSOLIDAMENTO E RAFFORZAMENTO ANTISISMICO	159
9.1	Introduzione.....	159
9.2	Cause di degrado.....	160
9.2.1	Membrature	160
9.2.2	Collegamenti.....	160
9.3	Tecniche di intervento a livello globale.....	161
9.3.1	Analisi della copertura con controventi.....	162
10	VULNERABILITA' DELLE STRUTTURE LIGNEE DI COPERTURA	166
10.1	Introduzione.....	166
10.2	La procedura	166

10.3	Applicazione al caso di studio	169
CONCLUSIONI		170
BIBLIOGRAFIA		172
Capitolo 1.....		172
Capitolo 2.....		172
Capitolo 3.....		173
Capitolo 4.....		174
Capitolo 5.....		174
Capitolo 6.....		176
Capitolo 7.....		176
Capitolo 8.....		176
Capitolo 9.....		176
Capitolo 10.....		177
Indice delle figure		178
Indice delle tabelle		180
Indice dei grafici.....		181
Allegato A		185
Castagno		185
Pino nero		188
Quercia		191
Allegato B.....		195
Confronto spostamenti nodi di colmo.....		195
Confronto spostamenti nodi arcarecci		195
Allegato C.....		201

ABSTRACT

Il 6 Aprile 2009 un sisma di notevole entità ha colpito la città de L'Aquila. Nel centro storico della città molti edifici monumentali sono stati danneggiati: la chiesa di San Biagio Amiterno, oggetto del presente elaborato di tesi, è tra questi.

La chiesa di San Biagio ha impianto duecentesco ed ha subito nei secoli diversi interventi di varia natura, sia per quanto concerne le strutture murarie che limitatamente al sistema di copertura. Sulla copertura si struttura il presente elaborato di tesi. Risalente al '700, la copertura era originariamente costituita da una serie di 12 capriate lignee e, nel 1980, è stata consolidata con l'aggiunta di un solaio in latero cemento.

Il sisma del 6 Aprile 2009 ha causato, nello specifico caso considerato, il collasso della parte sommitale del timpano e numerose lesioni hanno interessato volte, colonne e muri.

È però sul comportamento della copertura che si incentrerà l'analisi delineata nel seguito: essa tratterà, nel dettaglio, il confronto, essenzialmente in termini di spostamenti, tra quanto è accaduto alla copertura consolidata e quanto sarebbe potuto accadere alla copertura originaria. Per entrambe si sono considerati sia il terremoto di progetto indicato dalla normativa nazionale per le nuove costruzioni, al quale anche gli interventi di consolidamento fanno riferimento, sia una serie selezionata di registrazioni relative al terremoto dell'Aprile 2009. Si sono così messi in luce sia il carattere della risposta di questa copertura, sia l'effetto di una tipologia di intervento di adeguamento sismico adottata frequentemente in passato, ma della quale è attualmente messa in dubbio l'efficacia.

On the 6th of April 2009 a strong earthquake hit the city of L'Aquila. In the city centre many of the heritage buildings of the area were damaged, as churches and palaces: the church of San Biagio Amiterno, case study of this thesis, is one of those.

The church was built in the XIII century and, in the past, underwent many interventions, not only concerning the walls, but also the roof structures. These are the main subject of this thesis. The XVIII century original roof structure was made of 12 wood trusses and, in 1980, a concrete slab was built on it.

The event that occurred on the 6th of April 2009 caused the collapse of the upper part of the façade and extended crack patterns in vaults, columns and walls.

In the thesis the behavior of the roof structure will be analyzed and outlined: the work will especially focus on the comparison between what happened to the existing roof structure and what could have happened to the original configuration, considering in both cases the response spectrum proposed by Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici and what can be obtained from seven selected recordings of the earthquake happened in 2009. The response of the roof structure will be pointed out as well as the consequences of a consolidation method, often used in the past whose effectiveness is now uncertain.

INTRODUZIONE

Il presente elaborato di tesi ha, come oggetto di indagine, la chiesa di San Biagio sita nel centro storico della città de L'Aquila.

La chiesa, di impianto duecentesco, ha subito nei secoli numerosi interventi di varia natura, sia per quanto concerne la struttura muraria, che limitatamente al sistema di copertura. Proprio su questo specifico sottosistema strutturale si concentrerà l'analisi di seguito riportata.

La copertura della navata centrale della chiesa di San Biagio è costituita da una serie di 12 capriate lignee che terminano (in corrispondenza dell'abside) in una testata di padiglione costituita da tre puntoni che convergono nel colmo.

Le capriate risalgono al '700, secolo in cui la chiesa venne ricostruita a seguito del secondo più catastrofico terremoto di cui si abbia memoria storica (dopo quello del 1348).

In origine sui puntoni era disposto un assito, sul quale vi era poi il manto di copertura, ma tale assetto venne modificato nel 1980 quando venne realizzato un intervento di consolidamento.

Tale intervento ha previsto l'imposizione di un solaio latero cementizio, disposto su un assito di pianelle (anch'esse in materiale laterizio). Oltre a questo vennero inseriti dei tiranti metallici volti a collegare le due murature sulle quali insisteva la copertura, senza tuttavia coinvolgerla direttamente.

Questa dunque la configurazione della copertura che ha, il 6 Aprile 2009, subito il sisma più recente.

I danni che l'evento ha causato sulla copertura sono stati limitati al crollo di alcune pianelle che hanno conseguentemente sfondato la sottostante volta in cannicciato. Ben più grave invece il meccanismo di ribaltamento della facciata che ha interessato la parte più alta di quest'ultima, la quale è crollata a causa delle spinte orizzontali indotte dal terremoto.

L'obiettivo del presente elaborato di tesi è quello di studiare il comportamento della copertura al sisma, in varie condizioni della stessa, che si è realmente verificato e al terremoto di progetto proposto dalla normativa sismica nazionale.

Ciò è stato fatto confrontando essenzialmente quanto è accaduto alla copertura consolidata e quanto sarebbe potuto avvenire alla copertura in assetto originario.

È stata quindi evidenziata la differenza di effetti tra quanto è stato realmente registrato dalle stazioni presenti nella zona dell'epicentro del mainshock con quanto viene proposto dalla normativa attualmente vigente in materia.

Nel testo che segue, si procede con una prima descrizione dell'edificio oggetto di studio. Tale descrizione è stata effettuata a seguito di una ricerca del materiale bibliografico che potesse aiutare a comprendere al meglio l'edificio in questione (che nel periodo di stesura della tesi, essendo in fase di ricostruzione, non è stato possibile indagare dettagliatamente in situ).

Successivamente una panoramica delle chiese dell'aquilano e, nel dettaglio, degli interventi operati sulle strutture di copertura, servirà a sostenere le ipotesi fatte nella modellazione dell'oggetto, così come la trattazione sulle tipologie di legno da costruzione presenti nelle zone immediatamente prossime alla chiesa di San Biagio.

Vengono poi presentati il risultato delle analisi effettuate e, a conclusione, un breve ed essenziale excursus sul recupero, il consolidamento ed il rafforzamento antisismico, ambiti che meriterebbero sicuramente più spazio e maggiore approfondimento, approfondimento al quale, chi scrive, spera di potersi in futuro dedicare.

1 SISMA

1.1 Introduzione

Un terremoto è fenomeno naturale che si manifesta a seguito di una frattura locale che si produce nella zona di contatto tra due placche della litosfera a seguito del rilascio di energia di deformazione dovuto ad agenti tettonici su grande scala. Tale energia di deformazione elastica può accumularsi nel tempo e dare poi luogo a scorrimento verticale oppure orizzontale delle placche lungo il piano di faglia. Infine della suddetta energia, una frazione, all'atto della frattura, viene convertita in energia cinetica e si propaga a distanza sotto forma di onde sismiche.

Premettendo che l'ipocentro è il punto in cui il terremoto si genera, mentre l'epicentro è il corrispondente punto sulla superficie terrestre si specifica che i terremoti sono considerati superficiali, se avvengono entro 30 km dalla superficie terrestre, medi, entri i 200 km, oppure profondi, se hanno origine a profondità maggiore: dalla profondità, dipendono gli effetti che il sisma provoca. Ad ogni modo, si precisa che le onde sismiche possono essere localmente amplificate o smorzate in funzione delle caratteristiche del terreno in cui si propagano.

Un terremoto, generalmente, non è caratterizzato da una singola scossa, ma è preceduto da scosse più deboli e seguito da scosse successive, dette repliche o scosse di assestamento che sono anch'esse solitamente di entità minore. Ciò si è verificato anche nel sisma che ha interessato l'edificio oggetto di questo elaborato.

Uno dei primi metodi proposti per misurare l'intensità di un terremoto si basava sulla valutazione degli effetti prodotti dal sisma sulle costruzioni civili: la scala Mercalli che è una scala in cui si riconoscono 12 gradi di misurazione (I° grado *impercettibile*, XII° grado *grandemente catastrofico*). Ovviamente questo genere di valutazione non è quantitativa né assoluta, in quanto gli effetti dipendono dalle caratteristiche del sito in cui il sisma viene percepito.

Volendo individuare le quantità che rappresentano la severità del terremoto alla sorgente si impiega la scala proposta da Richter che introdusse nel 1934 il concetto di magnitudo. Egli dimostrò che la traslazione massima del terreno, registrata a una data distanza dall'epicentro, cresce in modo analiticamente determinabile a crescere dell'energia intrinseca del terremoto. La magnitudo è stata definita come il logaritmo in base 10 dell'ampiezza massima, misurata in micron, della registrazione ottenuta con un sismografo standard, di un terremoto avvenuto a distanza epicentrale di 100 km dalla stazione. Le magnitudo dei terremoti che avvengono a distanze epicentrali diverse vengono calcolati con una correlazione che è funzione della massima ampiezza registrata appunto e di un coefficiente che tiene conto della distanza epicentrale (Ceccotti et al. 2007).

sicurezza, del rischio o dell'importanza strategica (centrali elettriche, installazioni militari, ospedali). L'approccio alla valutazione della pericolosità può essere di tipo deterministico oppure probabilistico. Il metodo deterministico si basa sullo studio dei danni osservati in occasione di eventi sismici che storicamente hanno interessato un sito, ricostruendo degli scenari di danno per stabilire la frequenza con cui si sono ripetute nel tempo scosse di uguale intensità. Tuttavia, poiché questo approccio richiede la disponibilità di informazioni complete sulla sismicità locale e sui risentimenti, nelle analisi viene generalmente preferito un approccio di tipo probabilistico. Attraverso questo approccio, la pericolosità è espressa come la probabilità che in un dato intervallo di tempo si verifichi un evento con assegnate caratteristiche. Il metodo probabilistico più utilizzato è quello di Cornell, che prevede vengano individuate nel territorio le zone responsabili degli eventi sismici (zone sismo genetiche), sia quantificato il loro grado di attività sismica e si calcolino gli effetti provocati da tali zone sul territorio in relazione alla distanza dall'epicentro (www.INGV.it, 20 Gennaio 2012).

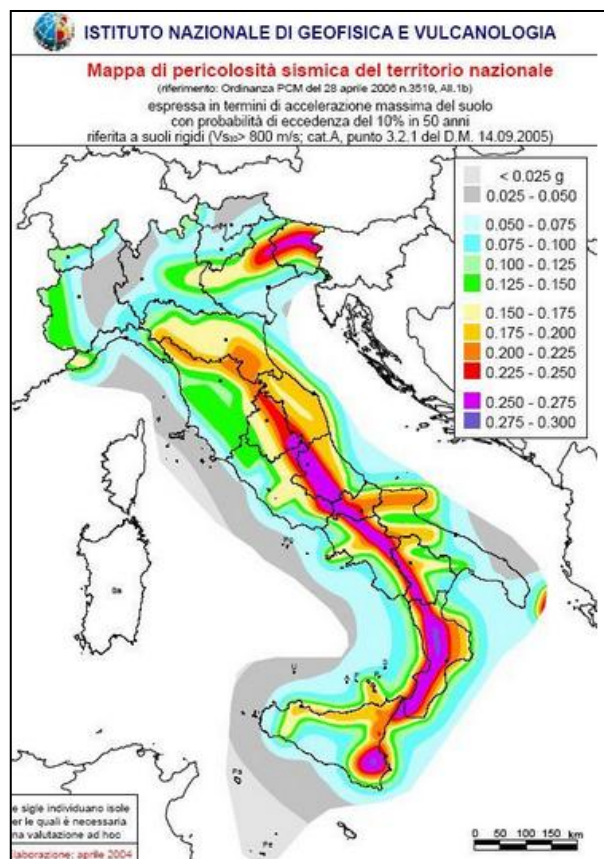


Figura 1-2Mappa pericolosità sismica

1.3 Sismicità storica dell'aquilano

Il terremoto manifestatosi il 6 Aprile 2009 nella zona de L'Aquila ha interessato un'area già in passato colpita da terremoti con effetti al di sopra della soglia del danno. I più forti terremoti storici sono quello distruttivo del 1315, quello del 1349 (magnitudo stimata 6.5) e del 2 febbraio 1703 (6.7) (www.INGV.it, 20 Ottobre 2011) La scossa del 2009, di magnitudo stimata

5.8, non è paragonabile agli eventi sismici appena citati, che, viste le magnitudo, sono appunto legati a rilasci di energia decisamente superiori, tuttavia un paragone si può proporre con altri eventi che hanno interessato l'area: i terremoti del 1461 (magnitudo 6.4), 1762 (5.9), 1915 (5.2) e più recentemente del 1958 (5.2).

In particolare, l'attività relativa agli eventi del 6 Aprile 2009 si colloca tra la terminazione meridionale della faglia che si è attivata nel terremoto del 1703, a Nord, e le strutture della media valle dell'Aterno verso Sud.

Si osserva infine che la zona a Sud-Est di quella colpita non risulta esser sede di eventi sismici negli ultimi 600 anni ed analogamente non si hanno informazioni di terremoti forti generatisi nell'area fra il Gran Sasso e la zona di Amatrice.

Per quanto concerne la collocazione nelle zone sismiche della zona dell'Aquilano si precisa che tale territorio era stato già definito sismico nel 1915 ed ufficialmente era stato inserito nella classe 2 dalla zonazione del 1927. A seguito del terremoto dell'Irpinia e Basilicata del 1980, per tutta l'area aquilana venne confermata la classificazione precedente e la stessa cosa accadde nel 1998 a seguito di uno studio svolto per conto del Dipartimento della Protezione Civile (che comunque non venne adottato dalle autorità competenti). A seguito del terremoto di San Giuliano di Puglia del 2002, come precedentemente detto, tutto il territorio italiano venne classificato come appartenente ad una delle 4 zone sismiche. Anche in tale occasione per la provincia de L'Aquila fu stata confermata la classificazione precedente. Infine nel 2004 l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha presentato una nuova mappa di pericolosità sismica, adottata con l'ordinanza OPCM 3519/2006, secondo questa mappa tutta la zona poi colpita dal sisma del 6 Aprile ricade nella fascia ad alta pericolosità sismica e per tanto appartiene alla zona 1 (www.INGV.it, 20 Ottobre 2011).

1.4 Sisma del 6 Aprile 2009

Il 6 Aprile 2009 alle ore 03:33 la zona de l'Aquila è stata colpita da un violento terremoto. La magnitudo della scossa principale è stata valutata sulla scala Richter con il valore 5.8. Il personale dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, con i dati della rete sismica nazionale (integrati da ulteriori stazioni sismiche, installate dopo la scossa principale) ha monitorato una sequenza sismica in continua evoluzione.

Dopo il 6 Aprile si sono infatti succeduti altri due avvenimenti di magnitudo maggiori di 5: uno il giorno successivo (5.3) ed uno il 9 del medesimo mese (5.1).

Oltre ciò vi sono stati altri 31 terremoti di magnitudo compresa tra 3.5 e 5 e, dall'esame dei segnali riconosciuti dalla stazione MedNet de L'Aquila sono state conteggiate oltre 20.000 scosse. In termini di misurazione dei danni si è raggiunto il IX grado della scala Mercalli.

La distribuzione in pianta delle repliche evidenzia molto bene l'area interessata dalla sequenza sismica che si estende per oltre 30 km in direzione Nord-Ovest-Sud-Est, parallelamente all'asse della catena appenninica. La replica più forte, registrata alle 19:47 del 7 aprile, ha interessato il settore più meridionale dell'area, dove erano state localizzate piccole scosse nella stessa

giornata. L'evento del 9 Aprile di magnitudo 5.1 è stato localizzato invece più a Nord, lungo una struttura di più limitata estensione, sempre parallela alla catena appenninica.

I terremoti della sequenza sono avvenuti principalmente nella crosta superiore, entro 10-12 km di profondità. Solo l'evento del 7 Aprile a Sud Est de L'Aquila ha avuto una profondità di circa 15 km.

I dati raccolti concordano nell'identificare la struttura responsabile della scossa principale come una faglia con movimento diretto che si estende per circa 15 km in direzione Nord-Ovest-Sud-Est ed immersione Sud-Ovest e la cui estensione in superficie si localizza in corrispondenza della faglia di Paganica. Il danneggiamento nella zona epicentrale è determinato, oltre che dalla grandezza del terremoto, anche dalla direzione di propagazione della rottura e dalla geologia dei terreni.

In particolare, i danni maggiori si osservano nella direzione verso cui si propaga la fagliazione e vengono amplificati nelle aree dove in superficie affiorano sedimenti "soffici", quali depositi alluvionali, terreni di riporto, ecc. Nel caso del terremoto dell'Aquila, la rottura associata all'evento del 6 aprile si è propagata dal basso verso l'alto (quindi verso la città dell'Aquila) e da Nord - Ovest a Sud Est, verso la Valle dell'Aterno.

2 La chiesa di San Biagio Amiternum

2.1 Inquadramento urbano

La chiesa di San Biagio d'Amiternum, oggi rinominata San Giuseppe, è un edificio posizionato nel cuore del centro storico della città de L'Aquila, in una posizione fra le più antiche, essendo di origine duecentesca con assetto urbanistico risalente al XIV secolo (Marsili, 2006); essa si trova inoltre a breve distanza dal Duomo dei Santi Giorgio e Massimo.



Figura 2-1 Inquadramento urbano

La facciata principale di San Biagio si apre approssimativamente a Nord, sull'omonima piazza, lambita tangenzialmente da via Sassa, la quale costituisce un tracciato storico disposto approssimativamente in direzione Est-Ovest che da piazza Duomo conduceva sulla via Romana. La parte absidale si trova su via del Cembalo di Colantoni, in prossimità della confluenza con via Roio, mentre ad Ovest la chiesa confina con l'Oratorio di San Giuseppe dei Minimi e ad Est risulta essere inglobata dal palazzo dei Piscitelli.

2.2 Evoluzione storica

Il primo impianto della Chiesa di San Biagio, di origini duecentesche, venne da principio collocato nella parte centrale della città probabilmente come riconoscimento della partecipazione dell'antico contado di Amiternum alla fondazione de L'Aquila, la quale è dovuta alla fusione di preesistenti castelli. Per tale motivo, in origine, la chiesa venne dedicata a San Vittorino che è una località che occupa l'antico sito di Amiternum.

L'intera città de L'Aquila fu distrutta da Manfredi nel 1259 e, nella ricostruzione da parte degli Angioini, effettuata a partire dal 1266, la chiesa di San Vittorino fu impiantata più a valle rispetto all'attuale chiesa.

Nel 1315 ci fu un devastante terremoto che implicò la successiva seconda parziale ricostruzione della chiesa che si protrasse fino al 1326 e di cui sono ancora visibili alcune strutture architettoniche, tra le quali la più importante è il portale che ora fa da ingresso all'Oratorio di San Giuseppe. Altro elemento di questo periodo è il tratto di cortina in pietra conca che si trova a sinistra dell'attuale facciata. La cortina viene interrotta sulla destra per far posto ad una grande lesena settecentesca, mentre, sul lato opposto, il paramento lapideo aggetta in una parasta a quattro scanalature tipica del Trecento (Antonini, 1993).

Un ulteriore evento sismico, databile al 1349, sembra aver portato ad una diversa disposizione della planimetria della chiesa e ad un rifacimento nella posizione attuale.

Non si hanno notizie riguardanti la chiesa di S. Biagio tra il '400 e il '500, tranne per quanto riguarda le decorazioni pittoriche eseguite sulle pareti, attribuibili agli artisti di Santa Giusta, e l'elevazione nel 1432 del monumento equestre ad opera di Gualtiero de Alemania.

Qualche notizia in più è reperibile per il '600: tra il 1629 e il 1661 avvenne la costruzione di varie cappelle laterali che, ridisegnando tutto l'edificio, avvicinarono la spazialità della chiesa ai dettami imposti dalla controriforma e dal nuovo stile barocco.

Il terremoto del 1703 portò via con sé sia gli interni seicenteschi che le gloriose strutture precedenti e il problema della ricostruzione si pose immediato per tutte le strutture ecclesiastiche danneggiate in quell'occasione. I lavori però procedettero in modo piuttosto lento e probabilmente il progetto non seguì le intenzioni iniziali del 1708.

La chiesa di San Biagio iniziò la sua decadenza nel 1754, appena conclusa la ricostruzione: vennero aboliti i privilegi di cui godeva da quasi 500 anni, le venne tolto il titolo di principale chiesa per la comunità, fino a cessare addirittura di praticare il culto nell'edificio (Antonini 1993).

Nel 1881, nella navata centrale, è stato rimontato ed integrato l'antico pavimento quattrocentesco mentre il restauro, avvenuto negli anni '20 del secolo scorso, ha comportato nelle navate laterali l'esecuzione di una pavimentazione in mattonelle in cemento e l'esecuzione degli affreschi nella volta centrale, oltre la ritinteggiatura delle pareti e volte laterali.

Durante la prima guerra mondiale la chiesa, ormai abbandonata, fu utilizzata come dormitorio da parte dei soldati, mentre nella seconda metà del '900 divenne la sede di mostre e mercati, rimanendo comunque in un continuo stato di degrado e abbandono.

Al 1980 risale la realizzazione, sul preesistente tetto ligneo, di una copertura a travetti precompressi, laterizi e catene, su cordoli di c.a., per intervento del Provveditorato alle Opere Pubbliche dell'Aquila (Marsili, 2006).

Fra il 2005 e il 2006 la chiesa è stata oggetto di opera di restauro che non ha coinvolto le strutture.

Prima del terremoto del 6 aprile 2009 S. Biagio si presentava nelle sue forme settecentesche, con la facciata rimasta incompiuta.



Figura 2-2 Prospetto principale

2.3 Descrizione dell'impianto

La chiesa di S. Biagio ha un impianto a tre navate, concluse ciascuna da un abside, di lunghezza lorda pari a 35 m e larghezza pari a 21 m; l'altezza dal pavimento al colmo è di 17.5 m.

La facciata è ruotata di circa 8° rispetto all'asse principale ed è parallela all'asse stradale. Essa riflette la sezione basilicale della chiesa, presentando una zona centrale di maggiore altezza, di 18 m circa, in corrispondenza della navata principale e due zone laterali più basse, alte circa 11 m.

La parte inferiore della facciata è semplicemente intonacata, probabilmente per difficoltà economiche, mentre la parte superiore è rimasta a rustico, come in altre ricostruzioni aquilane del '700.

Vi sono quattro cappelle su ogni navata laterale e una cappella absidale per lato.

La navata principale è coperta da una volta a botte semicircolare, mentre le prime tre cappelle delle navate laterali sono coperte da volte, a pianta circolare e a calotta ribassata. La quarta cappella di ogni navata è coperta da una volta a pianta ellittica con lanterna. Una volta a pianta ellittica copre la zona dell'altare. L'abside è coperto da una volta emisferica, delle cappelle absidali la destra è coperta da volta emisferica costolata.

Dal transetto si accede a una sacrestia e a tre ambienti secondari.

2.4 Tecniche costruttive

Dopo il sisma del 6 Aprile sono state eseguite, da un gruppo di docenti e ricercatori del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano insieme ai colleghi

dell'Università di Padova, numerose indagini su diversi elementi tecnici della chiesa al fine di valutarne lo stato e poter dare il via ai lavori di ricostruzione. Queste indagini hanno ovviamente permesso di conoscere in maniera dettagliata le tecniche costruttive impiegate nei secoli precedenti o comunque di confermare le ipotesi fatte circa tali tecniche delle quali si forniscono nel seguito alcune informazioni che potrebbero risultare utili per la lettura del presente elaborato di tesi.

2.4.1 Murature in elevazione

Muratura di controfacciata: la tessitura muraria della controfacciata è composta da blocchi di pietra squadrati, disposti in modo da ottenere giunti orizzontali regolari e giunti verticali alternativamente sfalsati tra loro. Su tale muratura sono state eseguite diverse prove dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano, dalle quali si è giunti alle seguenti conclusioni:

1. Dalle prove soniche si è ottenuta una densità alta rispetto al altre murature dello stesso tipo, per tanto si può dedurre che la muratura presenta pochi vuoti;
2. Le prove radar hanno confermato quanto riscontrato dalle prove soniche. Inoltre grazie a queste, si è potuto aggiungere che, tra la muratura di facciata e quella di controfacciata appunto, i vuoti che avrebbero potuto esserci sono presumibilmente stati riempiti con piccole pietre o malta;
3. Gli scassi eseguiti mostrano una muratura piuttosto compatta;
4. La prova con martinetto piatto (semplice e doppio) ha mostrato quanto la muratura di controfacciata sia poco caricata, presumibilmente perché la funzione portante è demandata alla muratura di facciata.

Per quanto concerne le malte, l'analisi chimica mostra che il legante è a base di calce aerea e l'aggregante è calcareo. Infine gli ammorsamenti risultano essere stati ben realizzati.



Figura 2-3 Prove eseguite sulla muratura

Muratura dell'abside: mentre la caratterizzazione delle malte ha dato gli stessi risultati ottenuti per la muratura della controfacciata, le prove condotte sulla muratura dell'abside (termografiche, soniche e radar) hanno messo in evidenza la disomogeneità del paramento. Infatti vi sono tessiture murarie differenti tra le murature dell'abside centrale e laterale Ovest: esse risultano composte da conci di pietra di dimensioni irregolari ma comunque correttamente disposti lungo piani di posa regolari.

2.4.2 Pilastri

Sui pilastr

- Prove soniche di trasparenza dalle quali sono stati ottenuti valori di velocità disomogenei i quali potrebbero essere causati dalla presenza di vuoti localizzati, probabilmente causati da buche pontai
- Le endoscopie condotte hanno messo in evidenza, nella maggior parte dei casi, la presenza di laterizi nella parte esterna e conci di pietra intervallati da giunti di malta nella restante sezione;
- Prove termografiche;
- Prove con martinetti piatti che sono serviti a ricavare lo stato di sforzo (mediamente pari a $0,6 \text{ N/mm}^2$).



Figura 2-4 Prove eseguite sui pilastr

2.4.3 La volta e le cupole

La navata centrale è coperta da una volta detta in "camorcanna" ossia con centine lignee, stuoia di canne ed intonaco. La descrizione dettagliata della suddetta e degli interventi da essa subito viene rimandata al capitolo successivo.

Le navate laterali sono invece caratterizzate da cupole emisferiche in muratura e malta che divengono a pianta ellittica nel transetto.

2.4.4 La copertura

Benché anche la copertura verrà trattata in maniera approfondita nel capitolo ad essa dedicato, è bene specificare che essa era originariamente costituita da capriate lignee e che essa ha subito una sostanziale modifica nel 1980 a seguito della quale è stato realizzato un tetto a travetti precompressi e pignatte dotato di tiranti metallici che collegano le murature.

2.5 **Danni in occasione del sisma del 6 Aprile 2009.**

2.5.1 Facciata

Il danneggiamento di questa parte è caratterizzato dal collasso fuori piano della porzione superiore della facciata della chiesa: tale fenomeno rientra nella casistica dei meccanismi di collasso più ricorrenti ed è classificato al punto 2 della scheda per il rilievo del danno sismico nelle chiese (di cui al D.P.C.M. del 23 febbraio 2006, modello A-DC). A seguito del ribaltamento della porzione sommitale della facciata si sottolinea che il collasso del materiale è avvenuto sia internamente che esternamente alla chiesa.

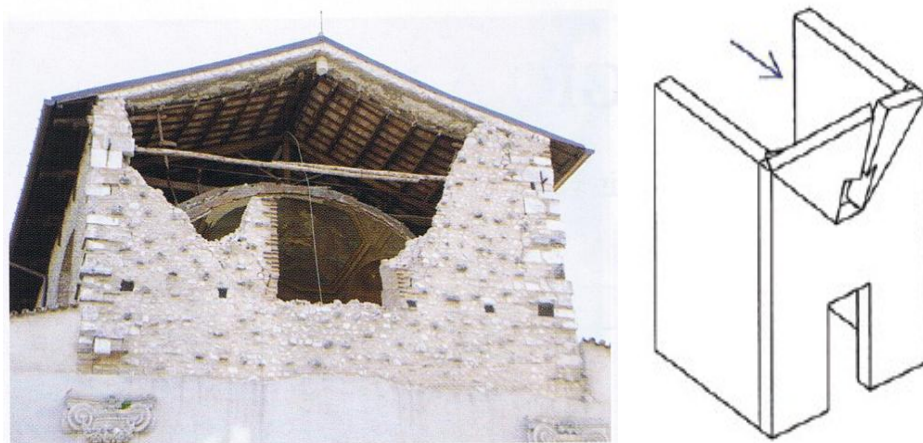


Figura 2-5 Ribaltamento della facciata

Secondo lo studio del dipartimento di ingegneria strutturale del Politecnico di Milano a seguito di quanto emerso dall'esame della situazione antecedente all'intervento di messa in sicurezza, l'attivazione del meccanismo di collasso è dovuta ai seguenti fattori:

- il forte indebolimento nella compagine muraria dovuto alla presenza di un'apertura di notevoli dimensioni;
- la mancanza di un'efficace connessione tra il cordolo di chiusura della copertura e la muratura del timpano;
- l'indebolimento della struttura muraria legato alla presenza di un tirante in legno inserito nello spessore della muratura;
- fenomeni di degrado della muratura nella zona sinistra che, unitamente alle circostanze di cui sopra, rendevano la parete particolarmente vulnerabile alle azioni flessionali. Tale degrado era già noto in precedenza all'evento sismico, tanto da essere osservabile nelle rappresentazioni anche di carattere artistico della facciata.

Il rilievo di importanti fessure correnti in direzione verticale sia in facciata sia nelle pareti longitudinali presso la connessione della porzione muraria crollata conferma le considerazioni predette: tali fenomeni fessurativi sono infatti direttamente associati al collasso.

2.5.2 Volta

La volta in camorcanna della navata centrale ha subito due crolli, uno nella prima e uno nella seconda campata, nonché il crollo dell'arco adiacente alla facciata: nella scheda per il rilievo del danno tale dissesto è stato inquadrato come meccanismo 8.

Tali danni sono dovuti non direttamente alle azioni sismiche, quanto al distacco e alla conseguente caduta di alcuni elementi dalla copertura soprastante, infatti il danneggiamento osservato viene imputato al distacco di piastrelle dalla copertura. Simili problemi si erano infatti verificati in precedenza, pur in assenza di un sisma tanto severo quale quello del 6 aprile 2009 (Marsili 2006).

I due crolli nella volta in camorcanna si sono comunque verificati in punti diversi dai tre restaurati nel 2005-2006.



Figura 2-6 Crollo della volta in cannicciato

2.5.3 Cupole

Il quadro fessurativo delle volte di copertura delle navate laterali presenta fessure sviluppatesi prevalentemente in direzione orizzontale; frequentemente tali fessure sono estese lungo tutta la lunghezza delle imposte e assumono andamento tendenzialmente circolare. Ciò indica un meccanismo dominante di scorrimento a taglio delle cupole lungo le imposte dovuto allo scarso spessore della struttura. La presenza di costoloni all'estradosso delle volte ha presumibilmente ridotto la formazione di fessurazioni interne e meccanismi di collasso per flessione. Il fenomeno fessurativo si manifesta particolarmente pronunciato nelle due volte a base ellittica (quarta campata). In genere tali fessure si connettono a quelle che attraversano in chiave gli archi trasversali di separazione delle volte.

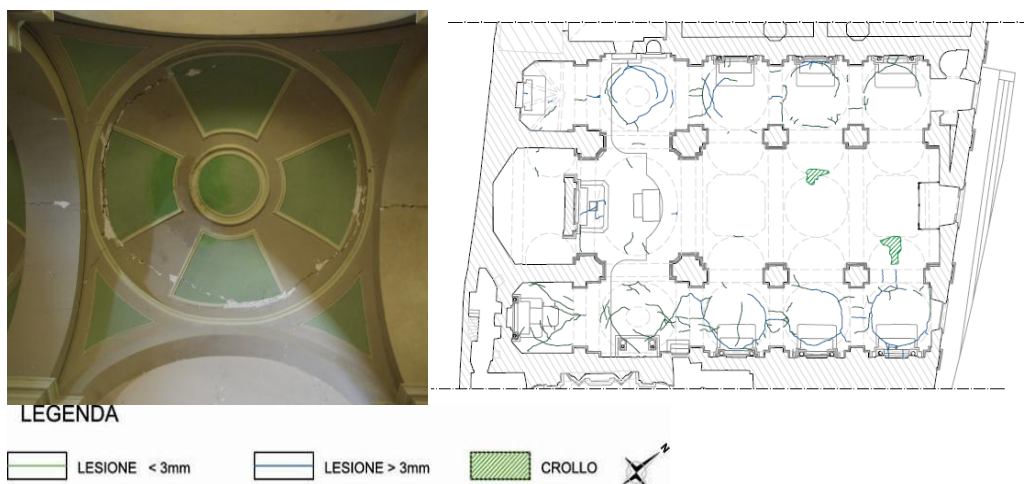


Figura 2-7 Crollo delle cupole laterali

2.5.4 Colonnato

Il comportamento che ha prevalentemente caratterizzato la struttura è un moto globale in direzione longitudinale, da cui difatti scaturisce il meccanismo di collasso fuori piano della facciata.

Tale meccanismo è classificato nella scheda per il rilievo del danno delle chiese al punto 7.

I pilastri fra la navata centrale e navate laterali sono caratterizzati, in prossimità della loro base, da lesioni sub-orizzontali che indicano appunto i moti di inflessione in direzione longitudinale. L'effetto più evidente di ciò è il distacco dell'intonaco soprattutto nella parte inferiore degli elementi.

Lesioni tendenzialmente verticali sono presenti anche nelle pareti laterali della navata principale: queste si propagano verso i finestroni a partire dalla chiave degli archi.

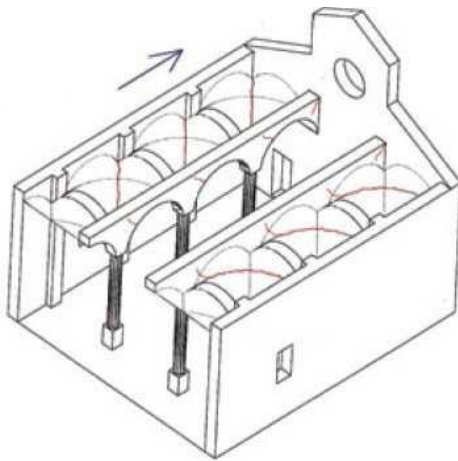


Figura 2-8 Comportamento del colonnato

2.5.5 Sollecitazione in direzione trasversale

E' altresì importante rilevare che le strutture della chiesa hanno subito intense sollecitazioni anche in direzione trasversale nonostante l'azione di confinamento dell'aggregato circostante. Indicazioni al riguardo sono date da alcuni fenomeni fessurativi: ad esempio la fessurazione sulla chiave della prima arcata sul lato sinistro della parete della navata principale la quale è stata accompagnata da un moto relativo di scorrimento in direzione trasversale delle due porzioni dell'arco.

2.5.6 Ambienti accessori

Nella sacrestia, la parete laterale destra, verso Palazzo Piscitelli, è interessata da una lesione inclinata. Lesioni analoghe si riscontrano sullo stesso allineamento murario negli ambienti immediatamente adiacenti verso via del Cembalo di Colantoni. Anche la parete opposta è lesionata coerentemente con quanto si può osservare dalla navata destra.



Figura 2-9 Danni nella sacrestia

2.5.7 Altri danni

Sulle murature laterali appaiono lesioni in genere molto sottili. Fa eccezione la sola prima campata della navata sinistra.

Nell'abside sono presenti a sinistra lesioni minori, nell'area centrale ampi distacchi di intonaco interessano le pareti laterali, infine a destra si rilevano distacchi di stucchi ed elementi lapidei.

3 Chiese dell'Aquilano: tipologie, interventi sulle coperture e danni subiti in seguito al sisma del 2009

3.1 Introduzione

La chiesa di San Biagio è una delle molte strutture ecclesiastiche presenti da secoli nel territorio aquilano. Molte, come il caso di studio considerato, hanno subito diversi rifacimenti, alcune anche intere demolizioni e ricostruzioni a seguito dei terremoti che storicamente hanno colpito l'area e quasi tutte sono state interessate da interventi di adeguamento sismico nella seconda metà del secolo scorso.

Pertanto si è ritenuto necessario redigere una panoramica sull'architettura religiosa aquilana prendendo in esame alcuni edifici, per età, geometria o modalità costruttive od interventi subiti, simili alla chiesa di San Biagio. Lo scopo di ciò è, non solo di poter valutare in una ottica più ampia quanto riguarda l'oggetto della presente analisi, ma anche di fornire materiale valido a sostegno delle ipotesi che saranno effettuate nel seguito per poter sopperire ai dati mancanti relativi alla chiesa di San Biagio attraverso analogie.

Tale approfondimento si articolerà in primo luogo in una analisi storica degli edifici, al fine di poterli affiancare al caso di studio; successivamente si concentrerà sull'individuazione degli interventi recentemente effettuati sulle coperture, essendo tale argomento il principale punto di interesse di questo lavoro; in fine terminerà in una analisi dei danni subiti a seguito del sisma del 6 Aprile 2009.

3.2 Chiese parrocchiali, monasteriale e conventuali

Gli edifici parrocchiali a L'Aquila insieme alla funzione culturale avevano assunto nel tempo ed in maniera naturale una chiara funzione civica e laica a causa del connubio tra comunità cristiana e comunità politica locale. Questa duplice funzione liturgica e politica cui le chiese parrocchiali erano chiamate ad assolvere non dové mancare di influire al momento progettuale del loro impianto e della loro forma architettonica che si traducono in una notevole semplicità degli impianti spaziali. In effetti le chiese parrocchiali, tutte duecentesche di fondazione, prima delle trasformazioni successive, si mostrano come costruite in serie su due tipi di piante: mono aula longitudinale con transetto sporgente ed abside ed aula unica rettangolare, coperta a capriate senza alcuna articolazione neppure absidale, come l'impianto originario di Santa Maria di Paganica. A livello di planimetrie oltre le semplici già citate tipiche appunto delle chiese parrocchiali, nel periodo che va dal 1200 al 1400 circa si diffuse anche un altro tipo di impianto: quello a tre navate. Esso può essere ritrovato nella chiesa di San Pietro di Coppito, a causa di preesistenze su cui dovette strutturarsi, nella cattedrale e nella vicina chiesa di San Biagio. Tuttavia generalmente tale impianto era impiegato nelle opere maggiori innalzate dai francescani e dai monasteri, come Santa Maria di Collemaggio.

Infatti altri edifici di culto che in contemporaneità alla nascita e crescita de L'Aquila vennero ad aggiungersi ai già cospicui centri parrocchiali furono quelli costruiti in più punti dell'abitato dai

vari Ordini e dalle Congregazioni religiose maschili e femminili nonché dalle confraternite ed associazioni religiose laicali.

Tra i tanti i Celestini, stabilitisi a Collemaggio nel 1287 e i Gesuiti stabilitisi nel 1596 rappresentano solo una piccola parte degli ordini presenti nel territorio, tanto che nel 1575 Pico Fonticolano nella sua pianta de L'Aquila, oltre le 61 chiese tra collegiate e parrocchiali, elenca 20 conventi e 12 confraternite.

Infatti i lavori per la costruzione della Basilica di Santa Maria di Collemaggio e del monastero annesso ebbero inizio nel 1287, sul sito di "Colle di Maio", posto in una zona a sud-est della Città dell'Aquila, ma comunque poco fuori dall'antica cinta muraria, su mandato dell'ordine fondato da Pietro di Morrone.

Altro caso quello della chiesa di Santa Margherita che i Gesuiti ottennero nel 1601. Obiettivo dell'ordine era quello di realizzare una nuova emergenza architettonica nella parte centrale dell'aggregato andando a intervenire su 3 isolati abitativi, di cui uno occupato dalla locale chiesa di Forcella intitolata a S. Margherita edificata nel duecento.

Il fenomeno è altrettanto interessante dal punto di vista architettonico. La periodicità della venuta a L'Aquila di numerosi e diversi gruppi di religiosi provoca necessariamente novità urbanistiche e l'introduzione di nuovi gusti e stili che aggiungevano a quelli recati dalle correnti nazionali ed internazionali di commercio con conseguenti pressioni esercitate sulle maestranze locali che venivano stimolate all'evoluzione ed al rinnovamento.

Dal punto di vista delle tecniche costruttive si ritiene necessario sottolineare alcune peculiarità che sono tipiche di molte chiese presenti sul territorio aquilano.

In primo luogo la struttura muraria è spesso caratterizzata dall'*apparecchio aquilano*, così battezzato da Gavini, ovvero una muratura a tre strati, di cui quello esterno, realizzato per rimanere faccia a vista, è costituito da pietre grossolanamente lavorate. Il paramento interno è intonacato, mentre nello spessore murario si trova un riempimento con pietre non lavorate di piccole dimensioni disposte irregolarmente.



Figura 3-1 Apparecchio aquilano

Inoltre tutti gli edifici erano sistematicamente coperti da travature lignee a vista.

3.2.1 Santa Maria di Paganica

La Chiesa di Santa Maria di Paganica si trova nel centro storico della città de L'Aquila, nella piazza omonima; l'asse principale della chiesa è orientato in direzione Est-Ovest.

L'edificazione originaria risale agli inizi del '300, ma la costruzione ha subito nei secoli, come la chiesa di San Biagio, alcune modifiche soprattutto a seguito delle scosse telluriche che si sono avvicendate: diminuzione dell'altezza della torre campanaria, ma anche aumento delle volumetrie e costruzione di cappelle laterali.

Come già detto, la chiesa, nelle origini, consisteva in un'unica grande aula. La pianta della zona del presbiterio si presentava con un transetto e con un abside sporgente semicircolare.

L'attuale impianto tuttavia risale alla ricostruzione settecentesca seguita al distruttivo terremoto del 1703 e presenta all'interno una imponente navata con cappelle laterali, un grande transetto con cupola e un abside semicircolare.

Contestualmente con i lavori di rifacimento settecenteschi l'edificio fu sopraelevato e vennero aggiunti degli speroni: la nuova Santa Maria di Paganica risultò pertanto doppia in volume rispetto all'antico impianto.

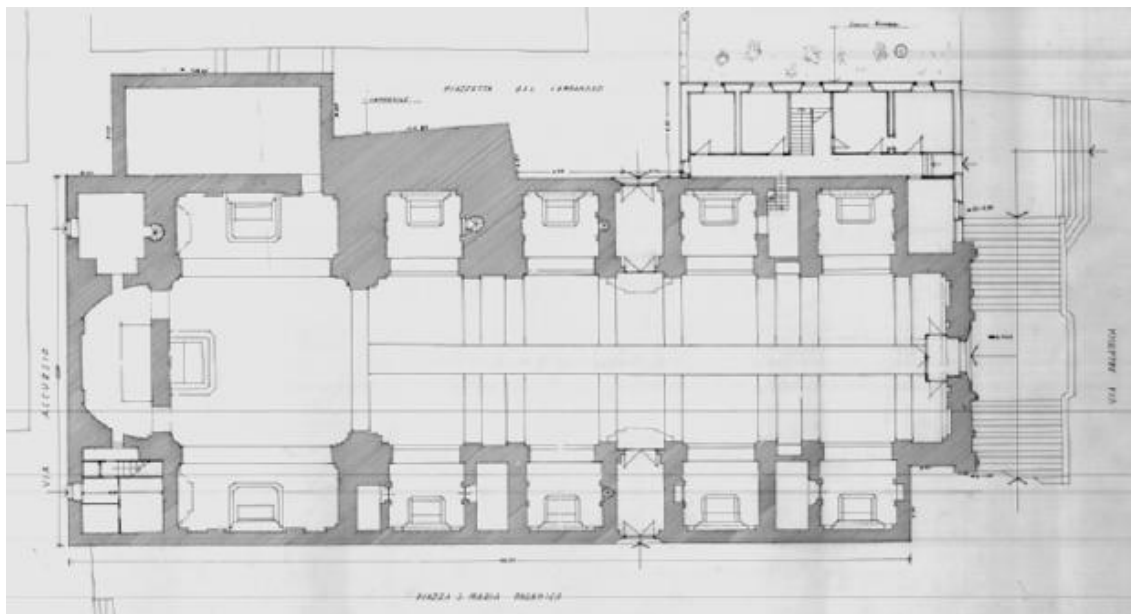


Figura 3-2 Pianta della chiesa di Santa Maria di Paganica

È bene descrivere, seppur sommariamente, le tecniche costruttive impiegate per la realizzazione delle strutture verticali. Si riscontrano due tipologie di murature: quella risalente al medioevo e quella settecentesca: la prima è il precedentemente descritto apparecchio aquilano, la seconda è costituita da elementi irregolari di dimensioni varie con parti di laterizio di risulta disposte in modo caotico. Gli elementi lapidei sono in pietra calcarea, mentre quelli in laterizio sembrano provenire da frammenti di mattoni a coppi. Il legante è costituito essenzialmente da malta di calce e sabbia.



Figura 3-3 Danni relativi alla chiesa di Santa Maria di Paganica

Nel 1960 è stato effettuato il rifacimento della copertura che originariamente era costituita da capriate lignee. Si tratta di una copertura a capanna realizzata con travetti prefabbricati tipo "Varese", al di sopra dei quali sono alloggiati tavelloni in laterizio, a loro volta sormontati da un massetto non armato. Della copertura originaria sono state mantenute le catene.

Si tratta quindi di un sistema a capriate in c.a. costituite da puntoni in travi precomprese tipo "Varese" e catene metalliche, ancorate alla base dei travetti tramite un "blocchetto" in cemento in cui è annegato il tirante cui è saldata una piastrina di ritegno. Sul colmo i travetti "Varese" sono collegati, tramite spille metalliche alloggiati in fori realizzati sull'anima dei travetti in c.a., ad un cordolo longitudinale minimamente armato. Alla base della falda i travetti sono annegati in un cordolo perimetrale, nel quale sono alloggiati anche i morali che costituiscono gli elementi portanti dello sporto di gronda.

Le catene delle vecchie capriate, lasciate per sorreggere la sottostante volta in incannucciato non hanno alcuna funzione di ritegno per le murature in quanto non presentano alle estremità alcun tipo di capo chiave.

La tipologia di copertura realizzata negli anni 60 ha vari difetti, il principale dei quali è la mancanza di efficaci collegamenti tra i vari elementi strutturali. Così il sistema travetti-catena metallica, non controventato nel piano della copertura, è libero di ribaltare fuori del piano. Inoltre, le catene metalliche, non hanno ovviamente alcuna possibilità di funzionare come puntone sotto sisma, qualora le pareti su cui poggia il tetto tendano a ribaltare verso l'interno. Anche il cordolo perimetrale, così come è stato realizzato, non riesce a funzionare da collegamento tra i diversi elementi: in particolare, la testa dei travetti "Varese" è risultata del tutto libera di muoversi.

3.2.2 San Marco

La chiesa di San Marco è tra le più antiche costruite a L'Aquila, essa risale, come la chiesa di San Biagio, alla seconda metà del XIII secolo e si trova nel centro storico della città ed ha l'asse principale in direzione Est – Ovest. La chiesa nasce come aula rettangolare, tuttavia, come la maggior parte delle chiese aquilane, ha subito numerosi interventi successivi: intorno al 1500 vennero aggiunte, a fianco della navata, le cappelle laterali. Ai primi anni del secolo XV può datarsi la facciata e la fiancata di destra. In corrispondenza della fiancata sinistra sorgevano alcuni edifici demoliti in seguito al terremoto del 1703. Il rifacimento della muratura di questo lato risale a quel periodo. L'edificio venne completamente rielaborato intorno al 1750.

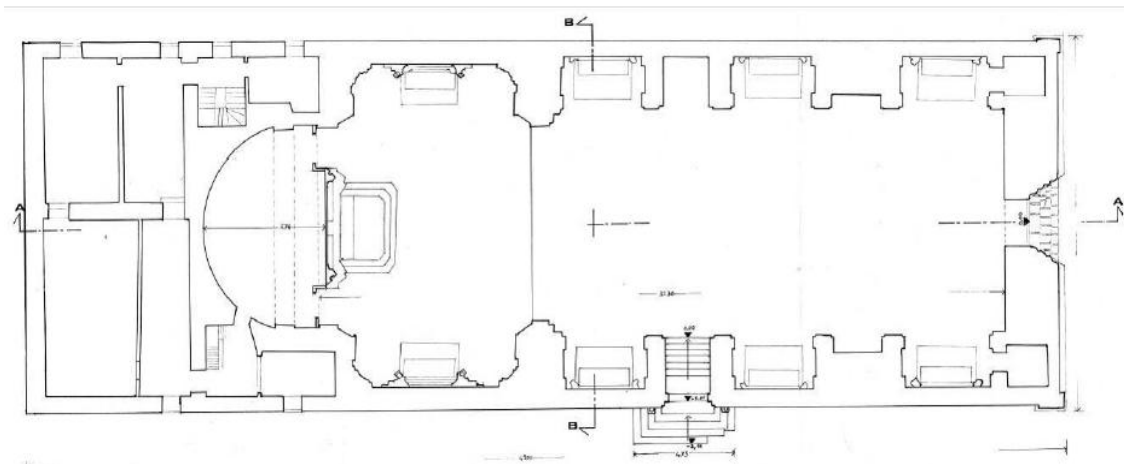


Figura 3-4 Pianta della chiesa di San Marco

Le murature, costituite per lo più dall'apparecchio aquilano, risultano essere costituite da più paramenti non bene ammorati tra loro e disomogenei a causa delle varie fasi costruttive e dei continui rimaneggiamenti.



Figura 3-5 Interventi sulla copertura della chiesa di San Marco

Nel 1970, la chiesa di San Marco ha subito un intervento molto invasivo: la completa rimozione della preesistente copertura lignea e la sua sostituzione con una fatta in travetti prefabbricati e

tavelloni in laterizio. Al fine di rendere questo tipo di copertura autoportante furono posizionati dei tiranti in acciaio parallelamente all'orditura in corrispondenza di ogni travetto. Osservando la copertura della navata principale si è notato come l'elemento centrale, sul quale si congiungono i travetti, non sia anch'esso prefabbricato ma sia stato gettato in opera. Durante gli interventi di sostituzione della copertura, fu costruito un cordolo in Cemento Armato (C.A.) sopra il presbiterio. Questa struttura grava sia sulle pareti perimetrali che sui quattro archi che costituiscono il sostegno della cupola; si trova quindi in corrispondenza della parte centrale del transetto. Le due travi in C.A., parallele alla navata principale, si poggiano sulle arcate longitudinali, mentre i due timpani in C.A., sono appoggiati l'uno sull'arco che separa il transetto dalla navata principale e l'altro sull'arcone che delimita il transetto dall'abside (Figura 8). Questa struttura pur scaricando principalmente sulle murature perimetrali, esercita un carico distribuito sia sui materiali di riempimento che alla testa degli archi. Si osserva come la copertura presente sopra tale box in C.A. abbia un'orditura parallela all'asse della navata principale. In questa area i travetti scaricano sui 2 timpani.

Da notare che gli interventi strutturali attuati dopo il 2005 sono stati tutti impostati con l'obiettivo di ridurre il rischio in caso di evento sismico: cerchiatura dei pilastri, cerchiatura della torre campanaria e rafforzamento della muratura.

3.2.3 Santi Marciano e Nicandro

Un'altra chiesa dall'impianto duecentesco, come San Biagio, è la chiesa dei Santi Marciano e Nicandro che si trova poco distante dalla stessa e dalla piazza del Duomo ed ha orientamento dell'asse principale Est-Ovest.

La chiesa di San Marciano e San Nicandro fu fondata nel 1256 ma quest'ultima venne dopo tre anni distrutta e ricostruita nel 1266, divenendo un importante centro religioso ed amministrativo. Il tipico apparecchio aquilano è stato riscontrato dai resti dei muri esterni e l'impianto originario era ad una sola navata, terminante in tre absidi, mentre l'area presbiteriale era costituita da un braccio trasversale, poco sporgente dalla navata.

Nonostante le modifiche che negli anni vennero apportate, soprattutto nel XVI e XVII secolo, il terremoto del 1703 distrusse completamente la chiesa, la ricostruzione settecentesca si limitò alla sola riedificazione del piedicroce trascurando la zona presbiteriale. Infatti l'abside odierna non è altro che il diaframma di tamponamento, provvisorio nel progetto, di quel che avrebbe dovuto essere l'arco trionfale di passaggio dall'aula al presbiterio.

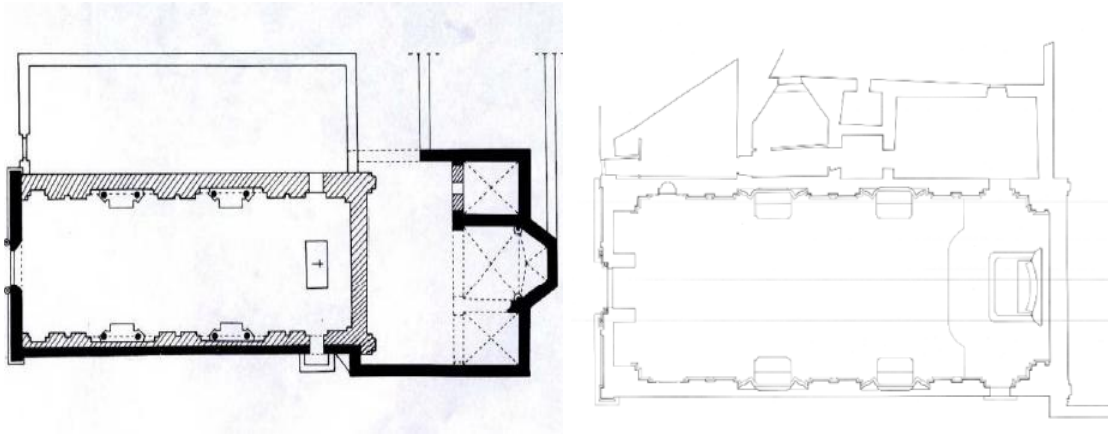


Figura 3-6 Pianta della chiesa dei Santi Nicandro e Marciano

In particolare, nel merito della copertura, sono stati effettuati degli interventi strutturali che hanno portato alla realizzazione di una copertura. Tale copertura non è spingente, secondo un esame di un gruppo di studio del Dipartimento di Ingegneria delle costruzioni, dell'Ambiente e del territorio dell'università di Genova, ma costituita da tavelloni laterizi e sovrastati da una cappa in c.a. sulle capriate lignee, probabilmente pre esistenti. Si specifica che non è stato possibile risalire agli anni in cui tali interventi sono stati eseguiti.



Figura 3-7 Interventi sulla copertura della chiesa S.S. Nicandro e Marciano

3.2.4 Santa Maria di Collemaggio

La Basilica di Collemaggio è posta alla sommità di un colle della città dell'Aquila ed il suo asse principale è orientato in direzione Est-Ovest.

La Basilica, anche se non ultimata, fu consacrata nel 1289, pertanto la sua edificazione risale alla seconda metà del XIII secolo, come la chiesa di San Biagio.

Nei secoli tanti e continui sono stati i rimaneggiamenti che hanno interessato il complesso, anche a seguito dei frequenti terremoti che hanno colpito il territorio aquilano: dopo il terribile sisma del 1456 si procedette alla quasi totale ricostruzione del convento annesso mentre dopo il 1703, si procedette all'abbassamento delle pareti longitudinali a causa dei crolli che le aveva interessate.

L'attuale impianto consta di tre navate: quella centrale ha misure in pianta 61 m x 11.3 m, quelle laterali hanno misure in pianta di 61 m x 8 m la navata destra e 61 m x 7.8 m la navata sinistra. L'altezza massima della navata centrale è pari a 18.3 m, quella delle navate laterali è di 12.5 m.

Anche se le dimensioni, soprattutto la lunghezza in pianta della chiesa, sono maggiori rispetto a quelle della chiesa di san Biagio, si sottolinea che la Basilica presenta un impianto a tre navate come l'oggetto di studio.

I materiali impiegati originariamente nella costruzione dei muri della Basilica sono stati, con buona probabilità, reperiti in gran parte sul posto e sono pietre di origine calcarea, tenute legate da malta di calce e sabbia, che in generale non ha conservato nel tempo caratteristiche di buona qualità. I paramenti murari sono realizzati secondo il già citato apparecchio murario aquilano. La muratura delle pareti longitudinali è stata consolidata alla fine degli anni '90 con iniezioni di cemento che ne hanno sicuramente migliorato le caratteristiche di resistenza.



Figura 3-8 Copertura della chiesa di Santa Maria di Collemaggio

A seguito del terremoto di Avezzano del 1915, che causò il crollo dello spigolo superiore sinistro della facciata, si pensò di rinforzarla con la realizzazione di uno strato posteriore in mattoni in cui si inseriva una griglia di elementi in c.a. e con la costruzione di speroni di irrigidimento in corrispondenza dei muri longitudinali, mentre tra il 1970 ed il 1972 il soprintendente ai beni culturali fece rialzare i muri longitudinali e costruire dei cordoli in c.a. alla quota d'imposta delle capriate della copertura, ed alla base della nuova muratura. In questi anni vennero anche sostituite le capriate della chiesa.

Dopo il recente terremoto del 1997 (Umbria - Marche) la Basilica è stata sottoposta ad alcuni lavori per migliorare il suo comportamento trasversale, attraverso il rinforzo delle pareti iniezioni e la realizzazione di interventi sulle strutture delle coperture, finalizzati ad incrementare l'efficacia del loro collegamento al sistema murario per favorire un miglior comportamento d'insieme; sono state, infatti, irrigidite le strutture della coperture mediante l'inserimento di elementi di controvento in acciaio all'estradosso delle falde delle navate laterali, di connettori metallici agli innesti nelle pareti di navata dei correnti inferiori delle relative capriate e dei controventi in tondi d'acciaio a croce di S. Andrea tra i correnti inferiori delle capriate della navata centrale, che formano con questi una sorta di grande trave

reticolare orizzontale che è stata anche dotata alle estremità, in prossimità della facciata e della parete dell'arco trionfale, di due apparecchi dissipativi.

3.2.5 Santa Margherita

Nonostante la chiesa di S. Margherita non sia affiancabile a S. Biagio dal punto di vista della datazione storica dell'impianto, si ritiene utile citarla poiché è l'unico edificio ecclesiastico di cui si ha la certezza della tipologia del materiale legnoso di cui è costituita la copertura realizzata, tra l'altro nella stessa epoca in cui la copertura di S. Biagio venne ricostruita, ovvero nel '700 a seguito dell'importante sisma che si verificò in quel secolo.

La chiesa S. Margherita, come gran parte delle chiese, ha l'asse principale in direzione Est – Ovest.

Essa ebbe vari progetti, tuttavia l'edificazione della chiesa ebbe inizio il 1 giugno 1636 e la costruzione si protrasse quindi per molti anni finché ebbe termine e la struttura a croce latina con 3 cappelle per lato priva di transetto, cupola e abside entrò in funzione. Il terremoto del 1703 produsse dei danni strutturali alla chiesa, per cui le opere di aggiustamento e decorazione plastica si sovrapposero nei primi anni del '700.

Ciò che tuttavia è importante notare è che la struttura di copertura realizzata in quegli anni era costituita esclusivamente in legno di castagno.

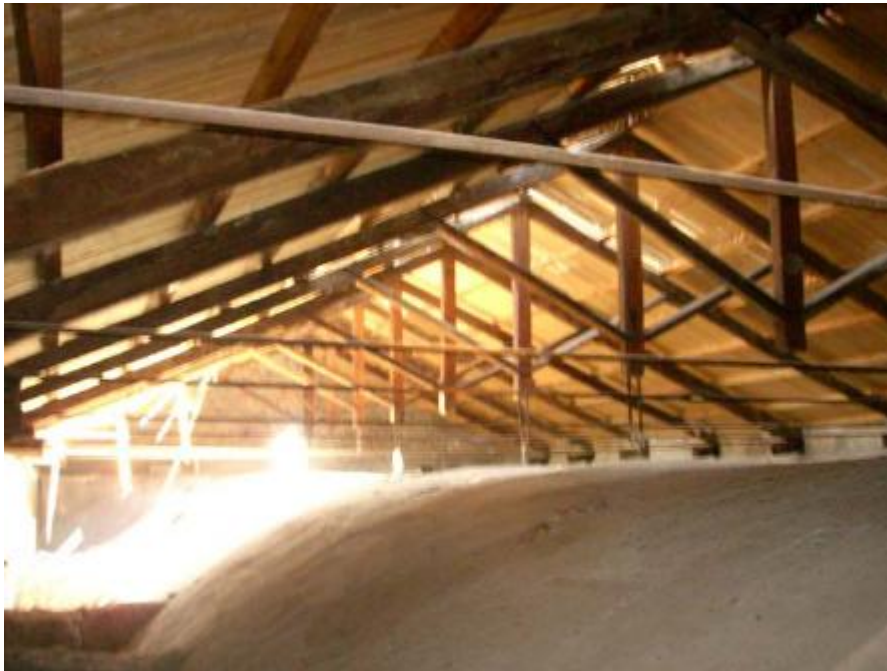


Figura 3-9 Copertura della chiesa di Santa Margherita

Dal momento che la copertura della chiesa di San Biagio interessata dal sisma del 6 Aprile 2009 risale allo stesso periodo storico, questo unico dato circa la natura del materiale legnoso, risulta di particolare rilevanza per le ipotesi successive.

3.3 Rilievo dei danni

Essendo interesse specifico l'analisi della copertura, nel seguito si riassumono i principali danni osservati in tale ambito a seguito del sisma del 6 Aprile 2009.

Si premette che, oltre alle relazioni stilate da diverse università italiane, si fa riferimento alle schede di rilevazione del danno compilate dalla squadra di ingegneri e tecnici coordinata dalla Protezione Civile, che per primi hanno potuto avere accesso ai suddetti manufatti edilizi.

Dall'esame delle quote delle macerie all'interno della chiesa di Santa Maria di Paganica risulta evidente che i crolli hanno avuto una maggiore concentrazione nella zona d'angolo tra navata e transetto, portando l'attenzione sul pilastro a sinistra dell'arco trionfale che è collassato ed ha coinvolto nel crollo i due archi che su esso insistevano, volta e cupole annesse. L'estrema conseguenza è stato il crollo di una parte della copertura. Secondo una prima ipotesi avanzata, a seguito di uno studio effettuato in maniera congiunta, dalle Università di Napoli e Perugia, la causa del crollo è da individuarsi nel collasso del detto pilastro, avente un'area resistente minore di quella necessaria a sostenere l'azione sismica. In pianta ciò non è riscontrabile poiché la pianta lo indicherebbe come un elemento estremamente massiccio e tale caratteristica sembrerebbe poco compatibile con l'ipotesi di un suo cedimento. E' probabile però che le sue dimensioni fossero dovute a esigenze prevalentemente architettoniche e quindi, dal punto di vista strutturale la sezione resistente potrebbe risultare più limitata.



Figura 3-10 Danni relativi alla chiesa di Santa Maria di Paganica

La copertura sarebbe invece collassata poiché, perso il contrasto del tamburo, a causa della mancanza di rigidità nel piano le "capriate in travetti "Varese" iniziano a crollare verso l'interno della chiesa. La snella parete di nord est, rimasta priva di ritegni e di contrasti ribalta infine anche essa verso l'interno.

Pertanto la conclusione che si può trarre circa la suddetta copertura è che l'elevata vulnerabilità e la inadeguatezza della tipologia di copertura hanno avuto come conseguenza il danneggiamento e la distruzione di quanto era contenuto nella navata e sulle pareti della stessa.

I difetti principali messi in evidenza dal detto studio sono mancanza di collegamento tra gli elementi e mancanza di irrigidimento nel piano.

Per quanto concerne la chiesa di San Marco, il sopralluogo condotto per la prima volta internamente il 27 maggio 2009 dal un gruppo formato da un ingegnere ed un architetto del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano ed un ingegnere del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova, ha permesso di constatare un danno particolarmente grave.

In particolare sono stati rilevati i crolli totali del catino absidale, una porzione della muratura posta al di sopra delle cappelle laterali di sinistra e una considerevole porzione di muratura in corrispondenza delle cappelle di sinistra, una parte dell'arco su cui si imposta la volta a vela e l'80% della volta a botte della navata centrale. Il quadro fessurativo interessa principalmente la muratura dell'abside e in modo diffuso le pareti laterali della navata.

Nel dettaglio i danni inerenti la copertura sono i seguenti:

- Su entrambe le facciate e lungo tutto il perimetro si hanno fessure orizzontali che corrono sotto la linea di gronda, sia lungo la navata principale che lungo le cappelle laterali. Questo quadro fessurativo è indicativo del movimento trasversale che ha avuto la copertura rigida e delle spinte che ha attivato sulle estremità superiori delle pareti.
L'altezza di queste lesioni, valutata dalla linea di gronda, risulta esser costante. Questo fenomeno se da una parte mostra la buona connessione tra i travetti e la muratura, dall'altra mette in evidenza la mancanza di una efficace distribuzione delle tensioni lungo l'altezza delle pareti.
- Sulle pareti laterali del transetto dove scarica la copertura vi sono delle fessure orizzontali. Questo tipo di danno appare collegato all'azione di spinta che il tetto ha esercitato al momento della sollecitazione sismica.
Si ritiene inoltre che il tipo di deformazione presente in sommità delle pareti, possa esser ricondotto all'orditura dei travetti prefabbricati.
- L'intera copertura dell'abside risulta crollata. Una volta che l'arco di delimitazione abside - transetto è collassato, il muro che vi poggiava sopra è crollato con parte della copertura. La contemporaneità di questi eventi hanno sicuramente contribuito al crollo della volta absidale.



Figura 3-11 Danni relativi alla chiesa di San Marco

Nel caso della chiesa dei Santi Marciano e Nicandro per quanto concerne la copertura non sono stati rilevati danni e sono stati giudicate, dal Dipartimento di Ingegneria delle costruzioni, dell'Ambiente e del territorio dell'università di Genova, buone le connessioni degli elementi della copertura. Le analisi svolte comunque hanno evidenziato la presenza di cordoli rigidi e copertura pesante come indici di elevata vulnerabilità.



Figura 3-12 Danni relativi alla copertura della chiesa S.S. Nicandro e Marciano

Infine per quanto concerne la chiesa di Santa Maria di Collemaggio, dai sopralluoghi effettuati dal dipartimento di Ingegneria delle strutture, delle acque e del terreno dell'Università dell'Aquila in collaborazione con il dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università La Sapienza e il CNR ITC, dell'Aquila, i danni rilevati riguardano principalmente il crollo di parte del presbiterio, la formazione di lesioni su alcuni pilastri, il crollo della copertura, dell'arco trionfale e dei pilastri del transetto.

Nel merito della copertura, nella navata centrale è stata rilevata la rottura dei collegamenti di 6 barre di controvento dalle relative piastre di ancoraggio.

Inoltre, il crollo del transetto ha causato il distacco di due dei quattro punti di attacco del dissipatore posto in prossimità del transetto. Sulla navata laterale sinistra si è rilevato il crollo del profilato a C posto al di sotto della catena della capriata in legno che sostiene la copertura. Nella navata laterale destra a partire dal transetto e in modo meno evidente andando verso la facciata principale, si è verificato il distacco delle piastre di ancoraggio dei correnti lignei inferiori delle capriate accompagnato dallo sfilamento parziale dei tirafondi dalla parete,

questo è tipico del meccanismo di risposta trasversale dell'aula. La sua attivazione è sicuramente favorita dall'elevata snellezza dei muri longitudinali, maggiormente quelli interni, caratterizzati anche dalla presenza di archi, dalla mancanza di elementi in grado di agire come contrafforti esterni e quindi impedire la rotazione fuori del piano delle pareti.



Figura 3-13 Danni relativi alla copertura della chiesa di Santa Maria di Collemaggio

3.4 Censimento dei danni

Le chiese precedentemente analizzate, così come altri edifici per i quali si è scelto di non descrivere qui i dettagli per non appesantire la trattazione, hanno, nei giorni successivi all'emergenza, subito il rilievo dei danni sismici e per ciascuna di esse è stata compilata la scheda relativa per il *rilievo del danno ai beni culturali (chiese)*.

Secondo il decreto 23 Febbraio 2006, poi pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n° 55 del 7 Marzo 2006, le regioni, gli enti locali e le amministrazioni dello Stato in genere hanno il compito di dotare le proprie strutture di schede che debbano essere compilate in caso si verificano eventi calamitosi. Questo provvedimento si è reso necessario al fine di rilevare e censire i danni alla vulnerabilità del patrimonio culturale nazionale in maniera tempestiva e sulla base di criteri uniformi.

Il censimento dei danni effettuato con il predetto modello comprende il rilievo dell'agibilità, la quantificazione dei danni nonché l'individuazione delle opere provvisorie indispensabili alla salvaguardia del bene danneggiato; inoltre i dati raccolti hanno si prevede costituiscano la base della programmazione pluriennale, predisposta dalle regioni a seguito degli eventi calamitosi, per il ripristino dei danni subiti dal patrimonio culturale.

Esistono due modelli di schede che sono individuate con le prime due lettere dell'alfabeto: A per le chiese e B per i palazzi, per tanto viene considerata la prima delle due.

Nel modulo vi è una prima sezione all'interno della quale vengono forniti dati relativi alla edificio in oggetto, come ad esempio:

- localizzazione geografico - amministrativa;
- destinazione d'uso attuale;

- caratteristiche del sito;
- contesto urbano e posizione;
- infrastrutture;
- presenza di rischio;
- tipologia dei beni artistici presenti.

Nella seconda sezione vengono censiti gli aspetti più inerenti al danno subito, come ad esempio:

- stato di manutenzione generale;
- danno sismico;
- indice di danno;
- agibilità;
- provvedimenti suggeriti;
- danni all'apparato decorativo ed alle opere d'arte;
- descrizione sommaria delle opere necessarie.
-

A conclusione delle sezioni predette vengono richiesti alcuni dati relativi alla squadra che ha effettuato il rilievo e viene fornito l'abaco dei meccanismi di collasso.

Entrando nel merito delle coperture, i meccanismi individuabili sono i seguenti:

- M19: Meccanismi negli elementi di copertura – pareti laterali dell'aula. Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse, sconnessioni tra cordoli e muratura, movimenti significativi del manto di copertura.
- M20: Meccanismi negli elementi di copertura – transetto. Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse, sconnessioni tra cordoli e muratura, movimenti significativi del manto di copertura.
- M21: Meccanismi negli elementi di copertura – abside e presbiterio. Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse, sconnessioni tra cordoli e muratura, movimenti significativi del manto di copertura.

Il danno sismico può essere classificato attraverso un numero da 0 (assenza di danno) a 5 (crollo).

Si riassume quanto risulta per ciascun edificio ecclesiastico per il quale si era in possesso di tale documentazione e si premette che le chiese sono suddivise sulla base della tipologia di copertura.

Le prime sono infatti caratterizzate da coperture lignee non appesantite da solai latero cementizi, mentre le seconde sono per l'appunto caratterizzate dalla presenza di tali elementi.

Edificio	M19	M20	M21
S. Stefano	/	/	/
S. Maria di Collemaggio	/	5	/
S. Margherita	1	/	/
S. Pietro	/	/	/
S. Paolo	/	/	/
S. Maria di Paganica	5	5	1
S. Maria dei Raccomandati	/	1	2
S. Marco	3	4	4
SS. Marciano e Nicandro	/	/	/
S. Biagio	/	/	/

Tabella 3-1 Censimento del danno

4 La copertura e la volta

4.1 Le capriate

Nell'ambito delle strutture portanti di legno, le capriate rivestono un ruolo di primaria importanza, sia per l'evoluzione costruttiva subita nel corso dei secoli, sia per la diffusione geografica (Piazza et al., 2009).

Secondo la cronologia la capriata non dovrebbe essere stata coscientemente nota prima del I-II secolo d.C. (Barbisan e Laner, 2000) e Vitruvio non avrebbe potuto conoscerla anche se vi sono dei disegni di capriate nelle versioni rinascimentali del canone vitruviano.

Ad ogni modo fin dall'epoca romana essa è stata concepita essenzialmente come un elemento strutturale utile per coprire grandi spazi interamente liberi in cui non vi siano muri di spina. Le capriate trasmettono alla muratura su cui sono semplicemente appoggiate solo azioni verticali, eliminando le azioni spingenti attraverso due elementi obliqui (puntoni), uniti fra loro nel vertice e mantenuti fissi in basso da una asta orizzontale più lunga (catena). In taluni casi vi è anche un elemento verticale, il monaco. Questo, pur non essendo staticamente necessario per l'equilibrio del sistema, risulta necessario per la formazione dell'intaglio a dente semplice con il quale viene realizzato il giunto di colmo, per tanto non è generalmente sottoposto ad alcuna sollecitazione se non ad una trazione dovuta alla catena inferiore della quale potrebbe limitare la flessione per peso proprio qualora vi sussiste un collegamento in genere metallico.

Benché siano comunque presenti nel panorama italiano numerose variazioni sul tema, come ad esempio il monaco che poggia sulla catena dando luogo alla così detta capriata "apparente" (configurazioni strutturali che a causa della presenza di appoggi intermedi, ne modificano radicalmente la configurazione strutturale) o quella "spaziale" (in cui l'orditura delle strutture si articola nelle tre direzioni spaziali con l'intenzione di controventare la tipologia canonica), le versioni più ampiamente diffuse sono quelle a catena caricata e quella a triangolo indeformabile (Munaffò, 2002) che implicano come sostanziale differenza il tipo di collegamento tra catena e monaco.

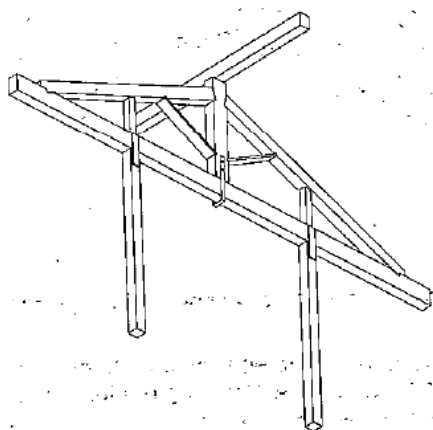
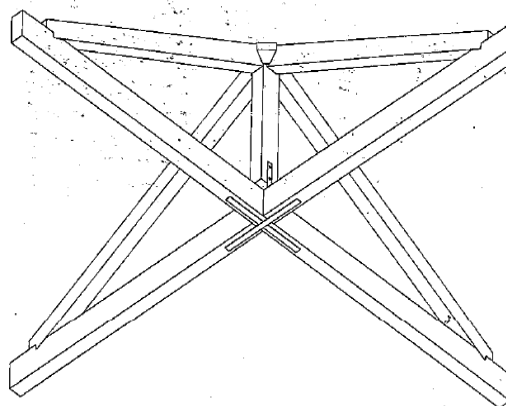


Figura 4-1 Capriata apparente (Barbisan et al., 2000)



Conegliano (Treviso), assonometria di capriata "spaziale".

Figura 4-2 Capriata spaziale (Barbisan et al., 2000)





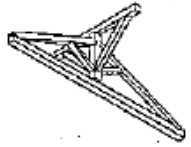
TIPI	CAPRIATE	TERRITORIO	DIFFUSIONE (rispetto al totale capriate)	DATAZIONE
a 	Monaco appoggiato	Venezia-Rovigo-Milano-Verona	1% Fienili, Tettele	1900
b 	Nodo Aperto	Tutto il Nord Italia	90% Abitazioni-chiese-fienili	dal 1850 e in tutti i restauri. Specie quella "conservativi"
c 	Nodo Chiuso	Verona-Vicenza-Belluno-Venezia	7-8%	Capriate originarie prima del 1850 e così successivi
d 	Capriata "apparente"	Venezia e villa venete	1% I monaci appoggiano sui muri	1500 (Palladio...)
e 	Capriata spaziale	Pianura Padana	2% Per coperture grandi luci tetti a padiglione	1900 Soprattutto nei fienili

Figura 4-3 Tipologie di capriate (Barbisan et al.,2000)

La capriata che ha il monaco appoggiato sulla catena è una struttura in cui la catena è soggetta ad inflessione, mentre la capriata a triangolo indeformabile è assimilabile a un triangolo isostatico. La prima capriata è iperstatica, mentre la seconda, ipotizzata appoggiata alle murature d'ambito, risulta essere isostatica.

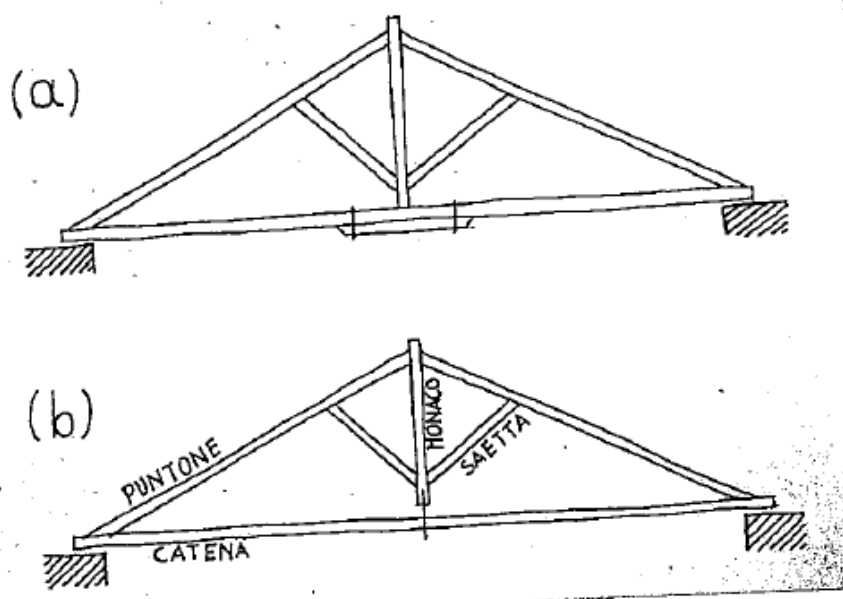
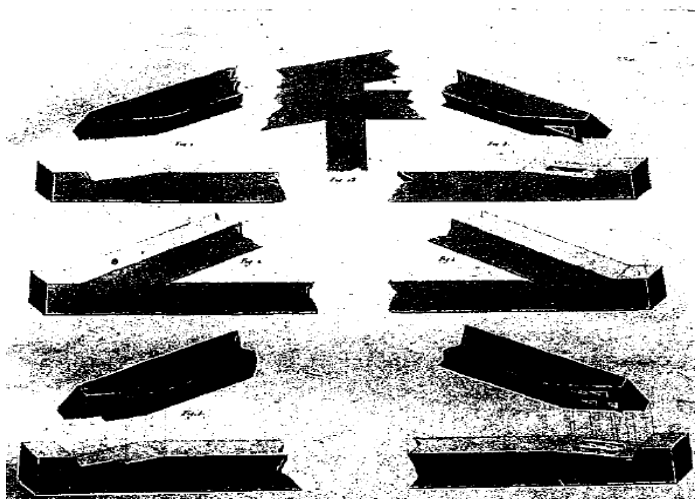


Figura 4-4 Configurazione del monaco (Munaffò, 2002)

La capriata che ha il monaco appoggiato alla catena riceve questa influenza allontanandosi dallo schema reticolare e generando una struttura iperstatica. Nel secondo caso, la capriata in semplice appoggio alle murature d'ambito, presenta uno schema isostatico che può essere assimilato al reticolare trasmettendo la semirigidità dei vincoli. In tale schema statico, le forze verticali vengono trasmesse agli appoggi tramite sforzi di compressione nei puntoni, mentre la catena assorbe la componente orizzontale dello sforzo, in modo da convogliare nei muri su cui la capriata poggia solo sforzi verticali, se il carico è solo verticale. Le capriate di tipo tradizionale, generalmente ottenute con legno massiccio, sono caratterizzate da collegamenti ad intaglio nei quali le forze si trasmettono tra le varie aste per contatto diretto degli elementi da assemblare. A causa del semplice accostamento delle superfici, questi collegamenti non sono in grado di resistere ad inversioni degli sforzi, tipici dell'azione sismica, ma possono generalmente trasmettere solo sforzi di compressione. Benché in tali collegamenti gli elementi metallici conferiscano al nodo una maggiore stabilità, non sempre essi vennero utilizzati, in funzione dell'epoca di costruzione, dell'importanza dell'opera e della zona di costruzione.



2.37. Felice Pizzagalli, Giulio Aluisetti (1827) unioni puntone-catena e puntoni-monaco.

Figura 4-5 Tipologie di unioni (Munaffò, 2002)

È bene sottolineare che l'azione assiale interessante un nodo viene trasmessa attraverso una sezione che, a causa degli intagli, è inferiore alla sezione retta dell'elemento: a ciò si aggiunge molto spesso la non ortogonalità dell'interfaccia alla direzione delle fibre di uno o di entrambi gli elementi convergenti nel nodo. Inoltre in generale è necessario considerare eventuali presenze di stati di tensione ortogonali alla fibratura, concentrazione di tensioni causate dalla lavorazione degli elementi, eccentricità nella trasmissione degli sforzi ed intagli a spigolo vivo da cui possono innescarsi fessure. Infine è possibile che si combinino, in negativo, agli effetti meccanici predetti anche altri legati a fenomeni di ritiro igroscopico e conseguente fessurazione.

Poiché l'orditura secondaria disposta parallelamente alla linea di gronda a sostegno della copertura induce sui puntoni dei momenti flettenti, questo effetto può essere ridotto con l'introduzione delle saette. Queste oltre a puntellare i puntoni al fine di migliorarne il comportamento a flessione, hanno come effetto di indurre la trazione nel monaco.

Questa tipologia di capriata è la più diffusa in Italia, mentre in area germanica ed anglosassone le capriate sono state concepite prevalentemente con il monaco ben fissato alla catena.

Inoltre mentre nelle regioni mediterranee si consolida un tipo essenziale con ridotta inclinazione di falda, nel centro e nel Nord Europa sono presenti capriate generalmente più complesse con articolati tipi strutturali spesso iperstatici (Munaffò, 2002).

4.2 Le capriate di San Biagio

La chiesa di San Biagio, come detto nel primo capitolo, ha subito alcune demolizioni e ricostruzioni, sia a causa degli eventi storici nei quali è stata coinvolta, sia a causa delle calamità naturali dalle quali è stata interessata.

Benché si abbiano numerose notizie relative alle murature ed alle decorazioni che nei secoli hanno caratterizzato la chiesa, le informazioni relative al sistema di copertura sono carenti, se si escludono le generiche descrizioni che classificano la chiusura come copertura con capriate lignee.

Nella relazione dell'architetto Marsili, responsabile del Ministero per i Beni Culturali, vengono citati gli interventi eseguiti nel 1980 sulla copertura, i quali lasciano presumere che le capriate, rimosse poi nel settembre del 2011, fossero quelle messe in opera nella costruzione della chiesa del 1703 a seguito del terremoto che distrusse l'impianto precedente.

Secondo un rilievo sommario effettuato dopo il sisma del 6 Aprile, tali capriate coprono la navata centrale della chiesa ed hanno una luce di 11,80 metri (considerando la mezzeria degli appoggi).

Esse presentano puntoni, catena, monaco e saette, anche se monaco e catena non sono a contatto, vi è una staffa che mantiene in asse il monaco.



Figura 4-6 Monaco

Dall'analisi del materiale fotografico sono ben visibili ulteriori componenti: in primo luogo le saette non sono direttamente connesse ai puntoni, ma vi sono degli elementi presumibilmente volti ad evitare una connessione estremamente puntuale tra saetta e puntone; inoltre in corrispondenza dell'appoggio in alcuni casi il puntone sembra essere "rafforzato" dalla presenza di un secondo elemento ad esso parallelo ma dalle dimensioni ridotte posizionato appunto alla sua estremità.



Figura 4-7 Copertura

Questi elementi tuttavia non sono presenti in ogni capriata, bensì paiono essere disposti non secondo una sequenza determinata bensì sembrano costituire un rinforzo in corrispondenza di travi che presentano evidenti fessure o sezioni variabili.

Non esistendo un rilievo dettagliato della copertura, ci si è riferiti esclusivamente al materiale fotografico a disposizione, quindi sono state dedotte misure ed interassi che presentano quindi un certo grado di approssimazione.

Dimensioni	m
Interasse tra le capriate	2,3
Interasse tra travetti	1
Interasse tra travetti	0,40

Tabella 4-1 Geometria della copertura

La capriata è completamente inserita all'interno della muratura; la presenza di una mensola in legno sottoposta alla catena dalle teste delle capriate ha, oltre a varie funzioni, quella di proteggere il nodo: infatti, in caso di risalita capillare dell'umidità, è essa la prima a marcire preservando catena e puntone.



Figura 4-8 Dettagli della copertura

Per quanto concerne il nodo monaco – puntone, esso è realizzato mediante un intaglio e senza l'ausilio di carpenteria metallica, altrettanto si può supporre per il nodo puntone – catena, non essendo esso stato direttamente ispezionato.



Figura 4-9 Colmo

Quest'ultimo può essere supposto essere a dente semplice. Di norma in questa configurazione si assegna una inclinazione della superficie intagliata anteriore tale da rendere minimo, sia per il puntone che per il tirante, l'angolo tra l'inclinazione della forza e la direzione della fibratura e quindi aumentare la resistenza complessiva dell'unione a schiacciamento, per tanto la configurazione ideale è quella in cui l'angolo del dente individua la bisettrice dell'angolo $\pi - \alpha$.

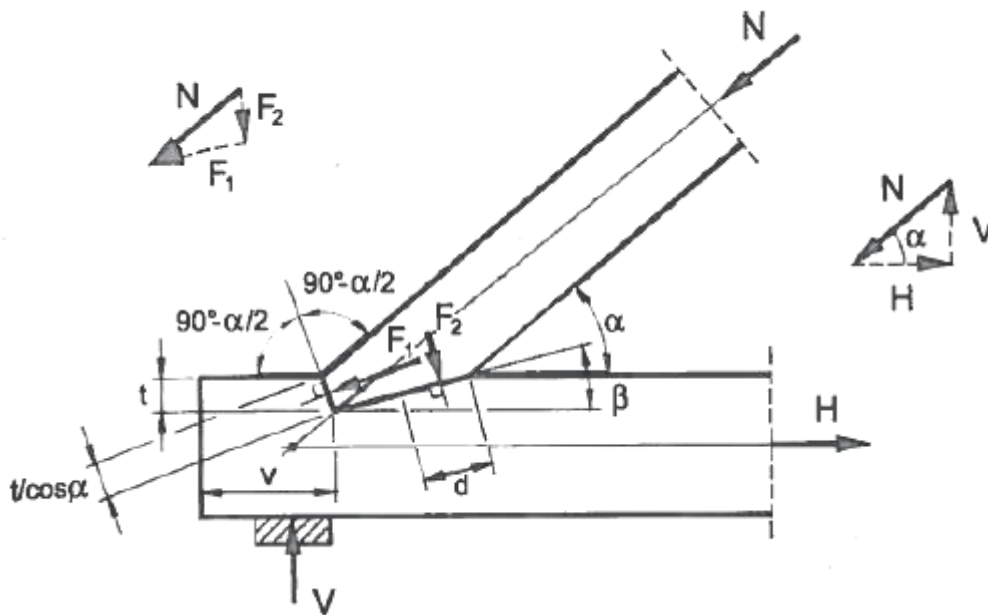


Figura 4-10 Trasmissione degli sforzi in un giunto a dente semplice (Piazza, 2009)

La configurazione d'assieme della copertura comprende una serie di capriate parallele e nella zona absidale dell'edificio, una testata di padiglione, posta a chiusura della copertura stessa. Essa è per la precisione costituita da due falsi puntone diagonali che collegano la muratura al colmo attraverso l'ultima capriata, anch'essi sono caratterizzati dalla presenza di saette. Non è presente una trave d'angolo che sostenga il puntone, bensì si è evidenziata la presenza, per ciascun puntone, di due elementi che, sostenuti dal puntone da un lato ed appoggiati alla muratura dall'altro, sembrano offrire un sostegno all'orditura secondaria.



Figura 4-11 Particolari della testa di padiglione

4.3 Provvedimenti storici per migliorare la risposta al sisma della copertura

Una tecnica impiegata dalla tradizione costruttiva aquilana per ridurre la vulnerabilità sismica delle coperture evitandone lo sfilamento e il collasso consiste nell'utilizzo di paletti lignei atti a bloccare la catena.

Infatti in corrispondenza dell'appoggio della capriata alla muratura sono visibili delle mensole, posizionate appunto sotto la capriata alle quali è connesso questo dispositivo. Il paletto ligneo attraversa la testa della catena, emergente della mensola: è possibile ipotizzare una sezione di 6 x 6 cm con una lunghezza pari a 60 – 80 cm.

Anche questa soluzione si presenta con discreta frequenza all'interno delle costruzioni cittadine e dell'area limitrofa: se ne possono infatti riconoscere nell'adiacente Oratorio di san Giuseppe dei Minimi, in Santa Maria del Suffragio e in molte altre chiese.

Il provvedimento vale a migliorare il collegamento fra tetto e murature e il ritrovamento del paletto ancora integro suggerisce un provvedimento efficace. Tuttavia esistono alcune incertezze: da un lato potrebbe avere ceduto qualche connessione interna e più debole, dall'altro lato alcuni interventi sulle murature di copertura potrebbero avere trasferito ad altri elementi la funzione di collegamento con le pareti murarie. Ad esempio, nel caso della chiesa di san Biagio, le catene metalliche associate all'intervento del 1980 potrebbero avere completamente esautorato le capriate dalla funzione di collegamento fra muri longitudinali. Anche tali presidi potrebbero venire conservati a testimonianza della conoscenza delle capacità tecniche antisismiche acquisite nel tempo (Sorrentino et al., 2009).

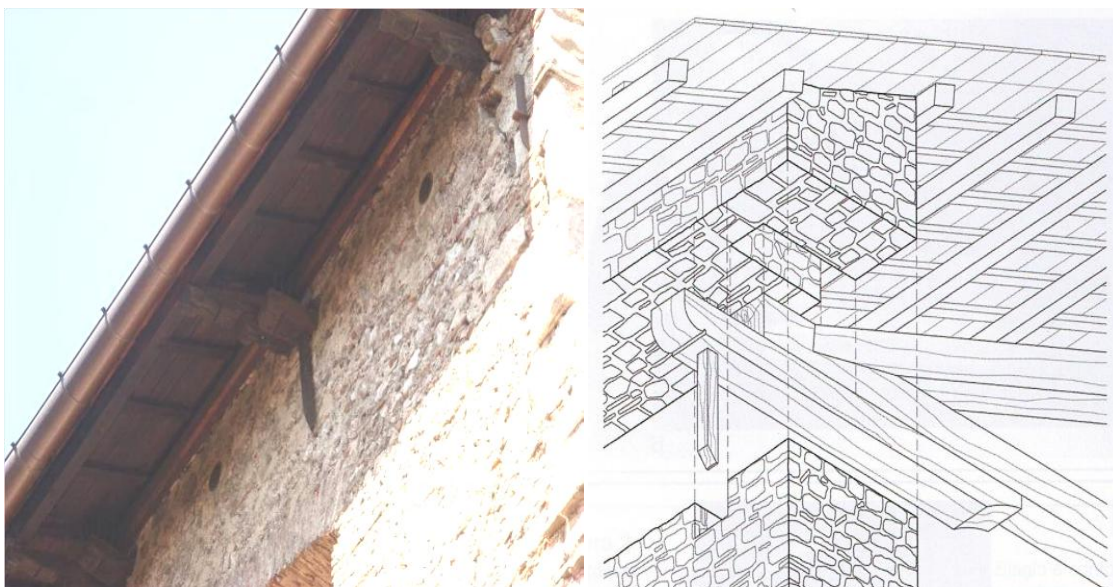


Figura 4-12 Dettagli relativi al paletto

4.4 Interventi

Nella relazione dell'architetto Marsili, vengono citati gli interventi eseguiti nel 1980 che comprendono la realizzazione di un solaio latero - cementizio dotato di cordolo perimetrale e tiranti metallici (Marsili, 2006).

Dall'esame del materiale fotografico si evince che l'assito precedentemente in opera sia stato rimosso e siano state disposte delle piastrelle in laterizio pieno sulle quali è stato eseguito il getto del nuovo solaio.

Inoltre si può presumere, come già detto, che l'orditura principale e secondaria non siano state rimosse e pertanto la struttura lignea sia rimasta invariata nei secoli, ma, probabilmente in concomitanza con i lavori del 1980, solo riverniciata.



Figura 4-13 Solaio latero cementizio

La soletta laterocementizia, al fine di poterne quantificare l'entità in termini di carico gravante sulla struttura sottostante, è stata ipotizzata costituita da pignatte e travetti delle seguenti dimensioni:

	Pignatte	Travetti
Altezza	18 cm + 5 cm di cappa	18 cm
Larghezza	38 cm	12 cm

Tabella 4-2 Dimensioni solaio latero cementizio



Figura 4-14 Tiranti

Nel 2005 si era provveduto alla ricostruzione del manto di copertura, sia della chiesa che dei piccoli locali ad essa annessi, mediante la posa di una nuova guaina impermeabilizzante e l'utilizzo dei precedenti coppi e contro coppi integrati per il 35% da nuovi elementi dello stesso tipo. Tutti gli elementi di lattoneria sono stati rimossi e adeguatamente sostituiti. Inoltre il sottotetto era stato reso accessibile, dopo la chiusura del 1980, attraverso una piccola finestra in corrispondenza della parte sinistra della navata centrale. Ad essa si accedeva tramite una scala in acciaio poggiante sulla copertura della navata laterale corrispondente, mentre all'interno era provvisto di passerelle per evitare appoggi sulla volta sottostante.

4.5 La volta in "camorcanna"

In molte chiese caratterizzanti l'edilizia storica e monumentale italiana sono presenti volte leggere che hanno lo scopo di nascondere le travi dei solai ed abbellire gli interni. Queste sono realizzate con stuoiati di canne ed intonaco appesi a centine lignee, per tanto sono estremamente leggeri e di veloce esecuzione (Quagliarini e D'Orazio, 2005).

Infatti, rispetto a una volta reale, la volta in camorcanna è in grado di ridurre le spinte esercitate sulle murature di imposta e di innalzare solo lievemente il baricentro delle pareti, con grande vantaggio anche della risposta sismica. Infatti al fine di poter quantificare l'entità gravante sulla struttura di una volta di questo tipo, si può considerare il carico pari a 20 kg/m² (Furiozzi, 2003).

La tecnica realizzativa prendeva spunto dal sistema di centinatura impiegato per la realizzazione degli archi e delle volte in muratura e consisteva nel realizzare una struttura lignea principale con la tessitura rivolta generalmente secondo la direzione del lato più corto della sala da coprire. Le centine lignee, che poggiavano direttamente sui muri laterali, venivano realizzate assemblando più tavole, in modo da ottenere le necessarie curvature, le quali venivano chiodate tra di loro. Vi erano inoltre delle sottomisure che avevano lo scopo di controventare il sistema, dette volgarmente "tambocci". Al di sotto della struttura lignea si

applicava il rivestimento costituiti generalmente di una stuoia di canne che in alcuni casi venivano irrigidite con l'adozione di legature fatte con del filo di rame.

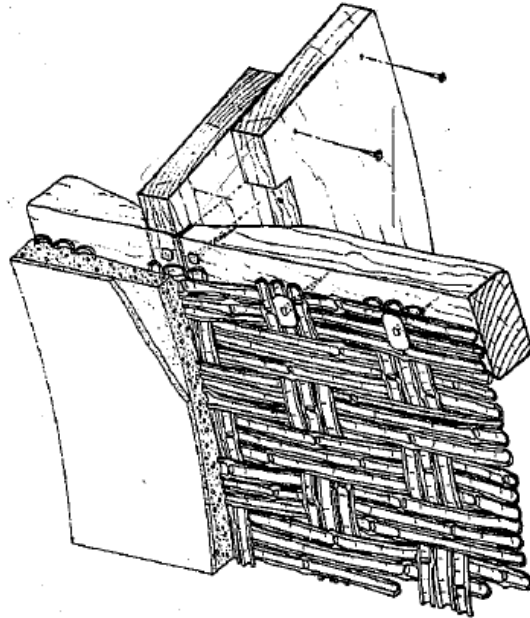


Fig. 1. 1. Particolare di volta in camera-canna con stuoiato a canne incrociate (Carbonara, 1990).

Figura 4-15 Volta in cannicciato (Quagliarini et al., 2005)

Queste cause potevano essere di grosso diametro (20 – 25 mm) spaccate longitudinalmente al proprio asse ed intessute a formare una maglia con doppio ordito (sistema detto “arellato”) oppure potevano essere cannuccie di 5 mm accostate tra loro e legate con giunchi flessibili. Terminata quest’opera si passava alla stesura dei caratteristici strati di intonaco: rinzafo, arriccio, stabilitura e lisciatura finale.

4.6 La volta di San Biagio

Nella chiesa di San Biagio, mentre le navate laterali sono coperte da cupolette emisferiche, che divengono a pianta ellittica e a sesto più rialzato in corrispondenza del transetto, e sono state realizzate in laterizi e malta, la navata centrale è sovrastata da una volta in camorcanna.

Come le tradizionali volte delle chiese, quella di San Biagio presenta centine lignee connesse alla muratura, ma anche alla capriata della copertura sovrastante infatti: “*la struttura lignea soprastante, era composta da un sistema a travicelli e tavole piuttosto grossolano, ancorato rigidamente alle capriate.*”(Marsili, 2006). Anche nella struttura lignea di San Biagio sono presenti i “tambocci” ed il pannello di supporto dell’intonaco consiste in un “arellato”, come nella maggior parte delle volte centinate nelle chiese.



Figura 4-16 Volta

4.7 Interventi recenti

Nel 2005 – 2006 la struttura in legno della volta in canne e gesso posta sulla navata centrale è stata pulita in superficie e trattata con solventi antitarlo e resine acriliche. In alcuni punti è stata rafforzata affiancando le centine con tavole sagomate. La struttura della volta risultava in buono stato, mentre la parte di aggancio era mal realizzata con tavole chiodate direttamente alle soprastanti capriate in legno, ancora presenti al di sotto del tetto in cemento realizzato nel 1980. Ciò ha comportato movimenti anomali anche in occasione di piccoli eventi sismici, causando martellamenti che hanno portato alla formazione di fessure e lesioni. Per questo sono state tolte le tavole e sono state collegate le capriate alle centine con cavetti d'acciaio. Il distacco di alcune pannelle in corrispondenza delle zone più deboli della volta ha provocato ampi squarci, distruggendo le pitture sull'intradosso. La volta è stata allora ricostruita tramite incannucciato e gesso e intonacata, mentre le parti pittoriche sono state reintegrate.



Figura 4-17 Dettaglio dei collegamenti della volta

5 Normativa

Di seguito si riportano i riferimenti alle principali norme sismiche italiane, i cui precedenti storici possono essere considerati, a titolo di esempio, quello del 1783 che, a seguito del terremoto della Calabria, prevedeva la limitazione dell'altezza degli edifici e quello del 1908 che, successivamente al terremoto di Messina, diede vita al dibattito tra un primo concetto di isolamento o l'aumento di resistenza alle forze orizzontali.

In particolare si incentrerà l'attenzione sulle prescrizioni relative agli edifici esistenti ed, ove possibile, si sottolineeranno i particolari provvedimenti suggeriti per gli edifici che hanno rilevanza storico – artistica. Infine si precisa che ci si soffermerà sulle indicazioni relative alle costruzioni in muratura, dal momento che l'edificio oggetto di studio rientra in tale categoria, e sulle coperture vista la particolare attenzione alla capriata della chiesa di San Biagio.

5.1 Gli interventi precedenti all'emissione dei decreti svolto nelle chiese dell'aquilano

La maggior parte delle chiese prese in considerazione all'interno del capitolo relativo alle chiese dell'aquilano della presente trattazione hanno subito numerosi interventi di natura strutturale che però sono stati progettati in assenza di normative, che per le costruzioni in zona sismica hanno trattato il tema delle costruzioni esistenti solo a partire dagli anni '80. Infatti un gran numero di interventi sono stati eseguiti negli anni '70 ed hanno portato alla realizzazione, tra l'altro, di coperture spingenti che saranno poi vietate nei successivi decreti.

La chiesa dei Santi Marcano e Nicandro né è un primo esempio: secondo quanto valutato dal Dipartimento di Ingegneria delle costruzioni, dell'Ambiente e del territorio dell'università di Genova, nonostante le buone connessioni tra gli elementi della copertura, indicatori di vulnerabilità della chiesa sono la presenza di copertura spingente, realizzata con solaio latero cementizio, e la presenza di cordoli in c.a. estremamente rigidi.

I gravissimi danni subiti dalla copertura della chiesa di San Marco, secondo quanto stabilito dagli esperti del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano ed dal Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova, sono anche da imputare alla spinta esercitata dal tetto, realizzato con travetti prefabbricati e tavelloni in laterizio nel 1970.

Tra i più gravi crolli avvenuti negli edifici ecclesiastici a seguito del sisma del 6 Aprile 2009 a L'Aquila, vi è sicuramente quello che ha interessato la chiesa di Santa Maria di Paganica in cui nel 1960 è stato effettuato il rifacimento della copertura realizzata con travetti prefabbricati tipo "Varese", al di sopra dei quali sono alloggiati tavelloni in laterizio, a loro volta sormontati da un massetto non armato.

5.2 Decreto Ministeriale 3 Marzo 1975

La legge n°64 del 2 Febbraio del 1974 -*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.* - pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n°76 del 21 Marzo 1974, prevedeva che in tutti i comuni, le costruzioni sia pubbliche che private dovessero essere realizzate in osservanza delle norme tecniche che sarebbero state fissate con i successivi decreti del Ministero dei Lavori Pubblici. Tali norme tecniche avrebbero dovuto riguardare, tra gli altri argomenti, *“i criteri generali tecnico - costruttivi per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”* (Art. 3.).

Tuttavia la suddetta legge tratta, nel capo 1, essenzialmente gli edifici di nuova costruzione, mentre nel capo 2, accenna alle *Riparazioni e sopraelevazioni*, limitandosi alle seguenti indicazioni:

- *“Art. 15. – Riparazioni. – Le riparazioni degli edifici devono tendere a conseguire un maggiore grado di sicurezza alle azioni sismiche di cui ai precedenti articoli. I criteri sono fissati nelle norme tecniche di cui al precedente articolo 3.*
- *Art. 16. – Edifici di speciale importanza artistica. – Per l'esecuzione di qualsiasi lavoro di riparazione in edifici o manufatti di carattere monumentale o aventi, comunque, interesse archeologico, storico o artistico, siano essi pubblici o di privata proprietà, restano ferme le disposizioni vigenti in materia.”*

Le norme tecniche per le costruzioni in zona sismica, anticipate dalla legge predetta, sono contenute all'interno del D.M. 3 Marzo 1975 -*Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.* - pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n°93 dell'8 Aprile 1975. Le suddette norme tecniche disciplinavano tutte le costruzioni la cui sicurezza potesse interessare la pubblica incolumità.

Alla sezione C vengono riportate le indicazioni relative agli edifici ed al punto C.5. vengono dettagliate le disposizioni per gli edifici in muratura:

“Fino a quando non saranno emanate le norme di cui all'Art.1, lettera a), della legge 2 Febbraio 1974, n.64, con i conseguenti adeguamenti delle prescrizioni per le zone sismiche, gli edifici in muratura devono soddisfare i seguenti requisiti:

A) le strutture costituenti vari orizzontamenti, comprese le coperture di ogni tipo, non devono essere spingenti;

B) le murature devono essere solidali tra loro mediante opportune ammorsature agli innesti ed agli incroci, evitando di inserirvi canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere;

C) in corrispondenza dei solai di piano e della copertura, sia essa a tetto o a terrazza, si devono disporre sulle murature cordoli in cemento armato di larghezza pari a quella della muratura sottostante e di altezza minima pari almeno alla metà della larghezza. l'armatura di detti cordoli deve essere costituita da almeno quattro tondi di diametro non inferiore a 16 mm; le legature trasversali (staffe) devono essere costituite da tondi di diametro non inferiore a 6 mm

poste a distanza non superiore a 25 centimetri. Per assicurare il comportamento a catena dei cordoli suddetti, deve essere assicurata la continuità dell'armatura ed il suo ancoraggio alle estremità;

D) le aperture praticate nei muri maestri devono essere delimitate da zone di muratura di dimensioni pari ad almeno la metà della larghezza del vano stesso; due aperture contigue devono essere separate da una zona di muratura di larghezza almeno pari a quella del vano più largo;

E) ciascun muro maestro deve essere intersecato da altri muri maestri trasversali, ad esso ben ammorsati, ad interasse non superiore a 7 m;

F) la muratura portante deve essere realizzata con mattoni o blocchi squadrati, gli uni e gli altri pieni, con impiego di malta cementizia. È ammesso per gli edifici con non più di 2 piani l'uso di muratura di pietrame listata (interasse delle listature $\leq 1,5$ m) con impiego di malta cementizia;

G) nei due piani più alti è ammesso l'uso di muratura con mattoni o blocchi squadrati semipieni rispondenti alle prescrizioni di cui allo allegato i

H) le murature devono avere all'ultimo piano lo spessore minimo d_0 riportato nella tabella 2; detto spessore sarà aumentato di una testa oppure di 15 cm ogni piano sottostante e di 20 cm in fondazione

Tipo di muratura	d_0		
	S = 6	S = 9	S = 12
mattoni o blocchi (pieni o semipieni)	2 teste oppure 30 cm	2 teste oppure 30 cm	3 teste oppure 40 cm
pietrame	40 cm	40 cm	50 cm

Tabella 5-1 D.M. 3 Marzo 1975

I) la distanza massima fra lo spiccato dalle fondazioni e l'intradosso del primo solaio (o fra due solai successivi) non può superare i 7 metri;

L) al di sopra dei vani di porte e finestre devono essere disposti architravi in cemento armato o in acciaio efficacemente ammorsati nella muratura;

M) sono ammessi solai in cemento armato e laterizi o in acciaio efficacemente collegati ai cordoli. Le travi metalliche e i travetti prefabbricati devono essere prolungati nel cordolo per una lunghezza non inferiore alla metà della larghezza del cordolo stesso. Le travi metalliche devono essere inoltre munite di appositi ancoraggi;

N) le fondazioni possono essere realizzate con muratura ordinaria, purché sul piano di spiccato venga disposto un cordolo di calcestruzzo armato, le cui dimensioni ed armatura devono essere conformi a quanto prescritto al precedente punto c)."

Ulteriori informazioni vengono fornite al punto C.9. :

"C.9.3. Murature.

Le murature che non presentino gravi sintomi di instabilità, quali strapiombi od estese lesioni, possono essere riparate mediante opportuna ripresa con murature di mattoni e malta cementizia, getti di conglomerato cementizio ed anche con l'eventuale inserimento di elementi metallici o in cemento armato.

I legamenti, oltre che con catene in acciaio, potranno effettuarsi anche con cavi posti in leggera pre-tensione e comunque non superiore al 50% della tensione ammissibile d'esercizio. (...)

C.9.4. Cordoli.

Qualora le murature portanti siano prive di cordoli armati in corrispondenza degli orizzontamenti, questi dovranno essere realizzati con altezze non inferiori allo spessore del solaio. I cordoli potranno essere eseguiti - se necessario - a tratti sovrapponendo le armature ed eventualmente con predisposizione di un tubo centrale per l'inserimento di tiranti o cavi di pre-compressione. Qualora le murature presentino consistenza e buona fattura i cordoli potranno non essere estesi a tutto lo spessore delle murature ovvero sostituiti con iniezioni di pasta cementizia o miscele sintetiche.(...)

C.9.8. Coperture.

I tetti devono essere resi non spingenti."

Degli edifici descritti all'interno del capitolo relativo alle chiese dell'aquilano, molti hanno subito interventi strutturali intorno agli anni '80, interventi circa i quali i progettisti dovrebbero aver tenuto conto di tale decreto ministeriale. In riferimento agli elementi di copertura, si sottolinea l'importanza del realizzare coperture non spingenti, la possibilità di realizzare solai latero cementizi e l'indicazione relativa ai cordoli in cemento armato in corrispondenza dei solai e delle coperture per l'appunto.

Ad esempio la chiesa di S. Maria dei Raccomandati a San Demetrio, vicino l'Aquila, che ha subito interventi di natura strutturale in quel periodo, presenta, a detta di uno studio congiunto delle facoltà di architettura dell'Università La Sapienza di Roma e dell'Università di Catania, una copertura non spingente nella navata centrale che infatti non ha subito danni, ma una copertura spingente nelle zone dell'abside e del presbiterio che, dalla scheda di rilievo del danno, presentano un livello di danno pari a 2, limitatamente al meccanismo M21 (elementi di copertura – transetto e presbiterio). Sempre nella stessa chiesa, benché non sia nota la presenza di un solaio latero cementizio, è stata riscontrata, sempre dallo stesso gruppo di studio, la presenza di cordoli in c.a. e una trave, sempre in c.a. tra l'estradosso della volta della navata centrale e l'intradosso delle capriate lignee.



Figura 5-1 Danni nella chiesa di Santa Maria dei Raccomandati

Gli interventi che hanno interessato la copertura di San Biagio nel 1980 non possono per tanto non aver tenuto conto della normativa vigente in quegli anni, ovvero il decreto appena citato. Si ricorda a tal proposito che quanto effettuato, limitatamente alla copertura della chiesa, riguardava in primo luogo la creazione di un solaio latero cementizio sulla preesistente orditura di capriate. Ciò era previsto dal D.M. 3 Marzo 1975, tuttavia occorre sottolineare che, benché la normativa prevedesse la realizzazione di un cordolo armato tra copertura e muratura, ciò non è stato messo in pratica, come si evince ampiamente dalle immagini (l'unica armatura presente è quella dei travetti del solaio).



Figura 5-2 Copertura di San Biagio

5.3 Decreto Ministeriale 2 Luglio 1981

La legge del 14 Maggio 1981 n. 219, recante provvedimenti organici per la ricostruzione e lo sviluppo dei territori colpiti dagli eventi sismici del novembre 1980 e del febbraio 1981, stabiliva all'Art. 10. che il Ministro dei Lavori Pubblici definisse, con proprio decreto, la normativa tecnica per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma.

Con Decreto Ministeriale del 2 Luglio 1981 - Normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia. - , pubblicato sulla gazzetta Ufficiale n°198 del 21 Luglio 1981, si è provveduto ad emanare detta normativa.

Lo scopo delle norme è quello di conseguire una adeguata sicurezza alle azioni sismiche: a tal fine l'intervento sarà costituito dalla riparazione dei danni e, ove necessario, dall'adeguamento antisismico dell'intero complesso strutturale secondo i criteri stabiliti dallo stesso decreto. Vengono pertanto definiti gli interventi di riparazione e quello di adeguamento antisismico, ove il primo è un complesso di opere finalizzate a ripristinare l'integrità di ogni parte di un edificio, mentre il secondo si consegue mediante l'esecuzione di un complesso di opere che rendano l'edificio atto a resistere alle azioni sismiche.

Al punto 2 si specifica che *“Gli interventi di riparazione e di adeguamento antisismico di un edificio devono essere eseguiti sulla base di un progetto esecutivo firmato, ai sensi dell'Art. 7 della legge 2 Febbraio 1974, n. 64, da un ingegnere, architetto, geometra e perito edile iscritto nell'albo, nei limiti delle rispettive competenze.*

Il progetto deve essere esauriente per planimetria, piante, prospetti e sezioni ed accompagnato da una relazione tecnica e dal fascicolo dei calcoli per la verifica sismica delle strutture portanti.

La verifica sismica (...)può essere omessa e sostituita da una specifica ed adeguata relazione tecnica sul comportamento delle strutture, per gli edifici in muratura che, con la avvenuta esecuzione delle progettate opere di rinforzo, posseggono requisiti costruttivi di pari efficacia di quelli indicati al punto C.5. del D.M. 3 marzo 1975 ed hanno altezze contenute nei limiti prescritti dai suddetti decreti. Se gli edifici in muratura non hanno i requisiti innanzi citati la verifica sismica è obbligatoria.”

Al punto 3.4 vengono specificati i provvedimenti tecnici d'intervento, limitatamente alle costruzioni in muratura:

“3.4.2. Pareti murarie

Per aumentare la resistenza di un elemento murario si può ricorrere, in genere, ad uno o più dei seguenti provvedimenti:

- risarciture localizzate;*
- iniezioni di miscele leganti;*
- applicazione di lastre in cemento armato o di reti metalliche elettrosaldate;*

- *inserimento di pilastri in cemento armato o metallici in breccia nella muratura;*
- *tirantature orizzontali e verticali.*

Gli interventi localizzati sono sconsigliati come unico modo di rafforzamento delle murature se non inseriti in un sistema generale di riorganizzazione della struttura. Indebolimenti locali delle pareti murarie, in prossimità degli innesti e degli incroci per l'eventuale presenza di canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere, devono essere eliminati. In caso di irregolare distribuzione delle aperture (vani di finestre o porte) nei muri maestri, quando non sia possibile la loro chiusura, con muratura efficacemente immorsata alla esistente, si deve provvedere alla cerchiatura delle aperture stesse a mezzo di telai in cemento armato o metallici collegati alla muratura adiacente tramite perforazioni armate. (...)

3.4.6. Coperture

I tetti devono essere resi non spingenti. Nelle riparazioni si avrà cura in particolare di assicurarsi della capacità di resistere alle azioni orizzontali da parte delle murature perimetrali ed interne che spiccano dall'ultimo solaio per sostenere il tetto e di realizzare un efficace collegamento fra le strutture del tetto e le murature suaccennate. Nel caso di tetti in legno si dovrà garantire anche una adeguata connessione fra i diversi elementi costituenti l'orditura. Gli elementi sporgenti dalle coperture (comignoli, abbaini, parapetti, torrini, antenne, ecc.) devono essere ben fissati alla base e, se necessario, controventati.

Ulteriori indicazioni vengono date all'interno della Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n°21745 – Istruzioni relative alla norma tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma. -.

Ad esempio, al punto 3.7 vengono specificati i provvedimenti tecnici d'intervento, limitatamente alle coperture delle costruzioni in muratura: *“Le coperture a tetto, anche se non spingenti, costituiscono una struttura particolarmente vulnerabile dal punto di vista sismico, anche nel caso di scosse di media intensità.*

I provvedimenti intesi ad ottenere l'adeguamento sismico possono essere i seguenti:

- *costruzione di cordoli di sottotetto in c.a. per la ripartizione delle forze trasmesse alla muratura dagli elementi strutturati lignei e cerchiatura dell'edificio in sommità;*
- *applicazione di un tavolato di sottotetto in legno o di croci di Sant'Andrea per irrigidire la struttura nei piano di falda;*
- *applicazione di catene in ferro e/o in legno. Qualora, per motivi di particolare pregio architettonico o per l'ottimo stato di conservazione della copertura, non risulti conveniente la creazione di cordoli in c.a. di sommità si potrà, in via del tutto eccezionale, procedere al rinforzo della muratura che spicca dall'ultimo piano (compresi gli eventuali timpani) mediante iniezioni e cuciture armate o incorniciatura con lastre di c.a.; particolare cura si dovrà porre comunque per realizzare efficaci collegamenti della orditura principale lignea con la muratura così*

rinforzata. In tutti i casi, comunque, come prescrive la normativa, non sono ammesse strutture spingenti in copertura.”

5.4 Decreto Ministeriale 24 Gennaio 1986

Con il decreto ministeriale del 24 Gennaio del 1986, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n°108 del 12 Maggio del 1986, sono state approvate le - *Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.*-

Sempre al punto C.5. vengono presi in considerazione gli edifici in muratura, mentre al C.9. vengono fornite indicazioni circa gli edifici esistenti per i quali vengono definiti gli interventi di adeguamento e miglioramento: *“Si definisce intervento di adeguamento l'esecuzione di un complesso di opere che risultino necessarie per rendere l'edificio atto a resistere alle azioni sismiche” e “Si definisce intervento di miglioramento l'esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio con lo scopo di conseguire un maggior grado di sicurezza senza peraltro modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale.”*

Al punto C.9. vengono definiti gli interventi di adeguamento delle costruzioni in muratura ed inoltre vengono forniti, come nelle precedenti norme tecniche, indicazioni per interventi di miglioramento per i suddetti edifici:

“ C.9.8.1. Pareti murarie.

Le murature che non presentino gravi sintomi di instabilità quali strapiombi od estese lesioni, possono essere riparate; nel caso contrario andranno demolite e ripristinate possibilmente con materiali inerti simili alla muratura preesistente.

Le riparazioni saranno in genere effettuate mediante:

- iniezione di miscele leganti;*
- applicazione di lastre in cemento armato o reti metalliche elettrosaldate.*
- inserimento di pilastrini;*
- tiranti orizzontali e verticali.*

Indebolimenti locali delle pareti murarie, in prossimità degli innesti e degli incroci per l'eventuale presenza di

canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere, devono essere eliminati.

In caso di irregolare distribuzione delle aperture (vani di finestre o porte) nei muri maestri, quando non sia possibile la loro chiusura, con muratura efficacemente immorsata alla

esistente, si deve provvedere alla cerchiatura delle aperture stesse a mezzo di telai in cemento armato o metallici collegati alla muratura adiacente tramite perforazioni armate.(...)

C.9.8.5. Coperture.

I tetti ove sostituiti debbono essere non spingenti ed efficacemente collegati ad un cordolo di coronamento.

Nel caso di tetti in legno si dovrà garantire una adeguata connessione fra i diversi elementi costituenti l'orditura.”

Ulteriori indicazioni vengono date all'interno della Circolare del Ministero dei lavori pubblici n°27690 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. 24 Gennaio 1986 recante norma tecniche per le costruzioni in zona sismica.-

Ad esempio al punto 3.9 vengono specificati i provvedimenti tecnici d'intervento, limitatamente alle coperture delle costruzioni in muratura: *“I tetti devono essere resi non spingenti. Negli interventi di semplice miglioramento si avrà cura in particolare di assicurarsi della capacità di resistere alle azioni orizzontali da parte delle murature perimetrali ed interne che spiccano dall'ultimo solaio per sostenere il tetto e di realizzare un efficace collegamento fra le strutture del tetto e le murature suaccennate. Nel caso di tetti in legno si dovrà garantire anche una adeguata connessione fra i diversi elementi costituenti l'orditura. Gli elementi sporgenti dalle coperture (comignoli, abbaini, parapetti, torrioni, antenne, ecc.) devono essere ben fissati alla base e se necessario controventati.*

I provvedimenti intesi ad ottenere l'adeguamento sismico possono essere i seguenti:

- *costruzione di cordoli di sottotetto in c.a. per la ripartizione delle forze trasmesse alla muratura dagli elementi strutturali lignei e cerchiatura dell'edificio in sommità;*
- *applicazione di un tavolato di sottotetto in legno o di croci di Sant'Andrea per irrigidire la struttura nel piano di falda;*
- *applicazione di catene in ferro e/o in legno.”*

Inoltre viene introdotta per la prima volta una nota riguardante edifici di particolare pregio architettonico:

“Qualora, per motivi di particolare pregio architettonico o per l'ottimo stato di conservazione della copertura, non risulti conveniente la creazione di cordoli in c.a. di sommità, si potrà, in via del tutto eccezionale, procedere al rinforzo della muratura che spicca dall'ultimo piano (compresi gli eventuali timpani) mediante iniezioni e cuciture armate o incorniciatura con lastre di c.a.; particolare cura si dovrà porre comunque per realizzare efficaci collegamenti della orditura principale lignea con la muratura così rinforzata.”

Il 18 Luglio del 1986 è stata emanata dal Ministero dei beni culturali ed ambientali la seguente circolare:

-Interventi sul patrimonio monumentale a tipologia specialistica in zone sismiche: raccomandazioni.-

Infatti poiché gli interventi sugli edifici monumentali risultano particolarmente difficoltosi a causa della delicatezza e dell'età degli organismi interessati, dalla poca chiarezza normativa (inerente gli aspetti tecnici degli interventi), del conflitto tra esigenze di conservazione e protezione dal rischio sismico, gli interventi effettuati sono stati inutilmente eccessivamente pesanti (snaturando l'organismo coinvolto) e costosi.

Si può pertanto affermare che, alla luce di quanto previsto per l'edilizia ordinaria, l'obiettivo degli interventi sul patrimonio monumentale per quanto attiene alla sicurezza alle azioni sismiche, è assimilabile al miglioramento. In questa ottica si può concludere che gli interventi sul patrimonio monumentale devono essere caratterizzati da un aumento di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche senza però che si ponga in modo rigido il problema del rispetto delle verifiche formali nei confronti delle azioni sismiche di progetto previste per le nuove costruzioni.

La circolare prevede che: *“Le operazioni da compiere saranno, a titolo esemplificativo, del tipo seguente:*

- interventi coordinati sui collegamenti, specie se compromessi dai sismi precedenti o da mancata manutenzione;

- verifica e riparazione degli orizzontamenti (tetti, solai, archi, volte, piattabande) con procedimenti prevalentemente tradizionali (sostituzione parziale dei soli elementi lignei degradati, ripristino della tensione di catene e capi chiave, irrigidimenti dei tavolati con un secondo tavolato chiodato, collocazione di nuovi tiranti ai piani a bassa tensione di esercizio, reintegrazioni parziali di archi o piattabande, ecc.);

- verifica e riparazione delle lesioni verticali o sub verticali con procedimenti tradizionali ai fini di ricostituire, pur senza eccessivi irrigidimenti, la continuità della compagine muraria;

- scarnitura dei giunti, rabbocatura e ripristino con malta tradizionale degli intonaci laddove esistevano e sono caduti, a reintegrazione delle capacità portanti della compagine muraria, con attenzione ad eventuali intonaci decorati.”

Tra le chiese analizzate nel capitolo relativo alle chiese dell'aquilano, si segnala a titolo esemplificativo il caso della chiesa di Santa Maria di Collemaggio. Questa, in primo luogo ha subito tra il 1970 ed il 1972 la costruzione dei cordoli in c.a. alla quota d'imposta delle capriate della copertura che vennero anche sostituite e, dopo il terremoto del 1997 (Umbria - Marche) è stata sottoposta ad alcuni lavori, tra i quali l'irrigidimento delle strutture della coperture. Sono stati inseriti elementi di controvento in acciaio all'estradosso delle falde delle navate laterali, connettori metallici agli innesti nelle pareti di navata dei correnti inferiori delle relative capriate e dei controventi in tondi d'acciaio a croce di S. Andrea tra i correnti inferiori delle

capriate della navata centrale e, in prossimità della facciata e della parete dell'arco trionfale, due apparecchi dissipativi.

Si è tenuto conto così di quanto presente nel D.M. del 1981 al punto 3.4.6 sulle coperture. Infatti sono state previste delle connessioni tra le pareti e gli elementi di copertura ma anche di quanto suggerito dalle ordinanze e dai decreti successivi del 1986, in cui si specifica ad esempio l'importanza della riparazione degli orizzontamenti con procedimenti prevalentemente tradizionali: le capriate lignee sono infatti state solo sostituite e poi non appesantite.

Benché si sia intervenuti sulla copertura di San Biagio prima dell'emanazione dei decreti del 1981 e del 1986, si ritrova in tale intervento una indicazione che è stata poi chiaramente esplicitata nei successivi decreti, ovvero la disposizione di tiranti.

A tal proposito, si ricorda che tiranti con capo chiave metallico erano già in opera nell'edificio in direzione longitudinale, tuttavia, nel 1980, ne sono stati inseriti altri in direzione trasversale: uno in corrispondenza di ciascuna capriata.



Figura 5-3 San Biagio, tirante

5.5 Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008

Prima di entrare nel merito delle Norme Tecniche delle Costruzioni, è bene ricordare che già nell'Ordinanza 3274 del 2003 al punto 11 venivano presi in considerazione gli edifici esistenti per i quali si considera importante che il progetto rifletta lo stato delle conoscenze al tempo della costruzione e che gli edifici in oggetto possono essere stati soggetti a terremoti

precedenti senza che gli effetti siano visibili. Secondo tale ordinanza inoltre l'adeguamento risulta obbligatorio nel caso di ampliamento, variazione di destinazione ed interventi strutturali.

Successivamente all'interno dell'Ordinanza 3431 del 2005 i punti elencati nella precedente ordinanza sono stati ampiamente chiariti nell'allegato 11.E -*Criteri per gli interventi di consolidamento di edifici in muratura*. – tra questi si citano: “*Cordoli in sommità alla muratura possono costituire una soluzione efficace per collegare le pareti, in una zona dove la muratura è meno coesa a causa del limitato livello di compressione, e per migliorare l'interazione con la copertura; (...)L'efficace connessione dei solai di piano e delle coperture alle murature è necessaria per evitare lo sfilamento delle travi, con conseguente crollo del solaio, e può permettere ai solai di svolgere un'azione di distribuzione delle forze orizzontali e di contenimento delle pareti. I collegamenti possono essere effettuati in posizioni puntuali, eseguiti ad esempio in carotaggi all'interno delle pareti, e allo stesso tempo non devono produrre un disturbo eccessivo ed il danneggiamento della muratura.(...)*”

Interventi in copertura

E' in linea generale opportuno il mantenimento dei tetti in legno, in quanto capaci di limitare le masse nella parte più alta dell'edificio e di garantire un'elasticità simile a quella della compagine muraria sottostante.

È opportuno, ove possibile, adottare elementi di rafforzamento del punto di contatto tra muratura e tetto. Oltre al collegamento con capi chiave metallici che impediscano la traslazione, si possono realizzare cordoli-tirante in legno o in metallo opportunamente connessi sia alle murature che alle orditure in legno del tetto (cuffie metalliche), a formare al tempo stesso un bordo superiore delle murature resistente a trazione, un elemento di ripartizione dei carichi agli appoggi delle orditure del tetto e un vincolo assimilabile ad una cerniera tra murature e orditure.

Ove i tetti presentino orditure spingenti, come nel caso di puntoni inclinati privi di semicatene in piano, la spinta deve essere compensata.

Nel caso delle capriate, deve essere presente un buon collegamento nei nodi, necessario ad evitare scorrimenti e distacchi in presenza di azioni orizzontali. Questo può essere migliorato con piastre e barre metalliche o con altri materiali (ad esempio fibro rinforzati).

In generale, vanno il più possibile sviluppati i collegamenti e le connessioni reciproche tra la parte terminale della muratura e le orditure e gli impalcati del tetto, ricercando le configurazioni e le tecniche compatibili con le diverse culture costruttive locali.”

All'interno delle Norme Tecniche delle Costruzioni, al capitolo 8 vengono definiti i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti. Per quanto concerne la valutazione della sicurezza,

poiché le situazioni che si possono riscontrare sono differenti, bisognerà procedere tenendo conto dei seguenti aspetti:

- Rilievo geometrico- strutturale;
- Analisi storico-critica;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali;
- Livelli di conoscenza e conseguenti fattori di confidenza che verranno utilizzati come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza per tener conto delle carenze conoscitive.

In merito alla progettazione dei tipi di intervento, dal punto 8.7.4, si cita:

“Per tutte le tipologie di costruzioni esistenti gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata, considerando la variazione nella distribuzione delle rigidità e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con le parti restanti della struttura. Particolare attenzione deve essere posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione può peggiorare il comportamento globale delle costruzioni. La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione.

In generale dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- *riparazione di eventuali danni presenti;*
- *riduzione delle carenze dovute ad errori grossolani;*
- *miglioramento della capacità deformativa ("duttilità") di singoli elementi;*
- *riduzione delle condizioni che determinano situazioni di forte irregolarità degli edifici, in termini di massa, resistenza e/o rigidità, anche legate alla presenza di elementi non strutturali;*
- *riduzione delle masse, anche mediante demolizione parziale o variazione di destinazione d'uso;*
- *riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originari mediante l'introduzione di sistemi d'isolamento o di dissipazione di energia;*
- *riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti;*
- *miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali;*
- *incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti, tenendo eventualmente conto di una possibile riduzione della duttilità globale per effetto di rinforzi locali;*

- realizzazione, ampliamento, eliminazione di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad attenuare gli urti;

- miglioramento del sistema di fondazione, ove necessario,

(...)Per le strutture in muratura, inoltre, dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

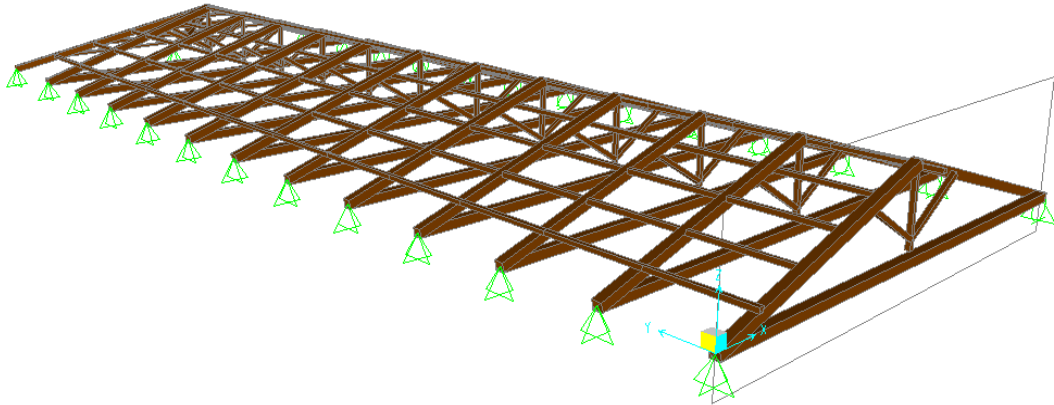
- miglioramento dei collegamenti tra solai e pareti o tra copertura e pareti e fra pareti confluenti in martelli murari ed angolate;

- riduzione ed eliminazione delle spinte non contrastate di coperture, archi e volte;

- rafforzamento delle pareti intorno alle aperture.”

La chiesa di San Biagio, come precedentemente esposto nel capitolo dedicato alla copertura, è stata oggetto di nuovi interventi nel 2006 che hanno coinvolto anche la copertura. Questi tuttavia, essendo stati volti tutti alla sostituzione dei coppi e della lattoneria, non hanno minimamente interessato gli aspetti strutturali, per tanto l'edificio che ha subito il sisma del 6 Aprile 2009 era sostanzialmente in linea con quanto previsto dalla normativa precedentemente in vigore.

6 Il Modello di calcolo



6.1 Introduzione

Al fine di analizzare i modi di vibrare e la risposta sismica della chiesa di San Biagio, si è reso necessario eseguire un'analisi ad elementi finiti. Si è per questo utilizzato il programma SAP2000. È stato quindi necessario formulare un modello della capriata.

In primo luogo si premette che si è scelto di focalizzare l'attenzione su due differenti situazioni volte a rappresentare le configurazioni che hanno caratterizzato storicamente la copertura della chiesa di San Biagio: la copertura originaria e la copertura così come ha subito il sisma del 6 Aprile 2009 ovvero, a seguito degli interventi strutturali eseguiti nel 1980, gravata del solaio in latero cemento.

La struttura del capitolo prevede un primo inquadramento del problema, con la definizione della geometria che verrà utilizzata nel programma di calcolo e la descrizione della struttura dal punto di vista tecnologico al fine di poter valutare i carichi insistenti su di essa.

Successivamente verrà descritta la procedura utilizzata per ottenere il modello ed infine verranno presentate le varie tipologie di modello che sono state approntate prima di giungere al modello definitivo che è stato in ultima analisi considerato come valido.

6.2 Definizione del problema

6.2.1 Geometria

Innanzitutto occorre definire la geometria della copertura; questa caratterizza entrambe le situazioni che sono state considerate, poiché, come ampiamente anticipato nei capitoli precedenti, le modifiche strutturali apportate nel secolo scorso non hanno causato alcuna variazione dimensionale.

Pertanto si considera una struttura della lunghezza complessiva pari a 28 m ed una larghezza pari ad 11,8 m, considerando che la copertura sporge dalla muratura di circa 50 cm.

Dalle limitate informazioni a disposizione, provenienti da un rilievo geometrico eseguito dopo il sisma, l'inclinazione delle falde risulta essere pari a 17° , pertanto la lunghezza dei puntoni della capriata è stata imposta pari a 6,20 m circa e la distanza tra il colmo e la catena risulta essere pari a 1,8 m.

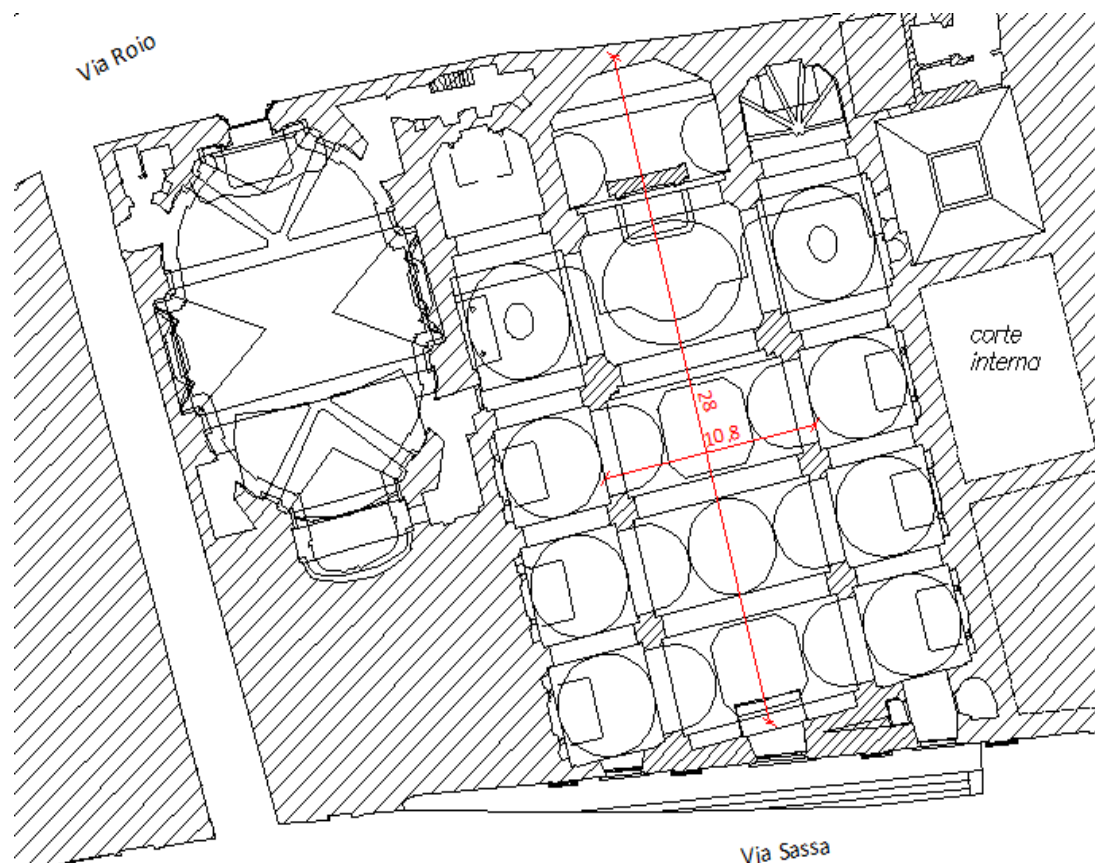


Figura 6-1 Pianta della chiesa di San Biagio

Le saette ed il monaco presenti non sono stati oggetto di rilievo geometrico, pertanto le relative dimensioni e gli angoli di inclinazione delle prime sono stati dedotti dal materiale fotografico a disposizione: la lunghezza del monaco è stata impostata pari a 1,6 m e l'inclinazione delle saette rispetto a quest'ultimo è stata posta pari a 60° .

Infine si precisa che, dalla lunghezza in pianta e dal numero delle capriate visibili, l'interasse tra le campate è stato calcolato pari a 2,3 m.

Un discorso a parte merita la parte terminale della copertura, nella zona dell'abside: essa è costituita da una testata di padiglione ed è stata realizzata con tre falsi puntoni.

Nella definizione della geometria del modello sono state anche considerate le terzere: esse sono state quantificate in un numero pari a quattro per ogni puntone. Benché, come è ovvio presumere e come anche dal materiale fotografico è possibile notare nella disposizione effettiva delle terzere non sia stato mantenuto un preciso interasse tra le stesse, nella modellazione le terzere sono state disposte con un interasse pari a 1,2 m circa.

6.2.2 Analisi dei carichi

Al fine di eseguire l'analisi è necessario definire da quali carichi la struttura è gravata.

In primo luogo è necessario definire i pesi propri delle capriate e delle terzere. Per fare ciò è utile precisare la geometria dei puntoni, della catena, del monaco, delle saette e delle terzere: i primi due sono stati definiti come elementi di sezione quadrata in legno, di sezione rispettivamente 20 cm x 20 cm, mentre gli ultimi tre elementi sono stati definiti, sempre di sezione quadrata e sempre in materiale legnoso, ma di dimensioni 10 cm x 10 cm.

Per quanto concerne i parametri fisici e meccanico-tecnologici sono stati considerati massa volumica e modulo di elasticità.

Successivamente si è considerata la copertura originaria della chiesa, ovvero quella di impostazione settecentesca, la quale è stata ipotizzata costituita dalla seguente stratigrafia (dall'estradosso all'intradosso):

- Manto di tegole;
- Assito;
- Listelli 5 cm x 5 cm.

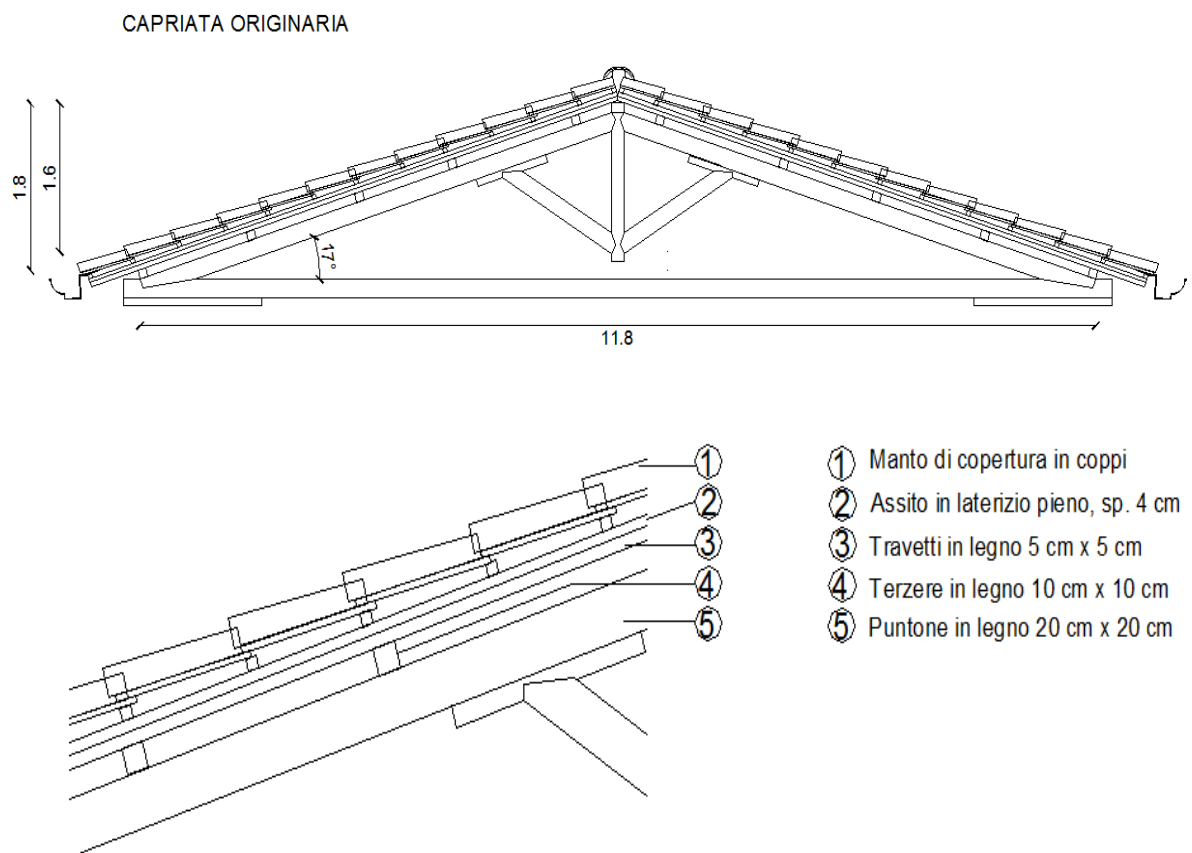


Figura 6-2 Definizione della copertura originaria

Per quanto concerne il manto di tegole il carico ipotizzato è pari a quello dei coppi tradizionali, pertanto risulterà essere pari a 70 kg/m^2 . L'assito presente è stato ipotizzato in laterizio e dunque la massa volumica è pari a quella del mattone pieno. Infine sono presenti dei listelli dalle dimensioni inferiori rispetto alle terzere, i quali sono stati assunti di sezione $5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$, i quali si ipotizza siano stati ragionevolmente costituiti dello stesso materiale della capriata e delle terzere. Pertanto i carichi risultano essere:

COPERTURA ORIGINARIA					
Strati	sp. (m)	kN/m^2	kN/m^3	kN	kN/m
Manto di tegole		0,700			
Assito laterizio pieno	0,040	0,520	13,000		
Listelli $5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$	0,050	0,045	7,120		
Volta camorcanna		0,200		5,4	
Carico permanente struttura					3,041
Carico permanente totale sui falsi puntoni					0,529
Carico permanente totale sulla prima capriata					1,521

Tabella 6-1 Carichi gravanti sulla copertura originaria

Si ricorda che l'interasse delle capriate è pari a $2,3 \text{ m}$ e che tale valore è stato impiegato per ottenere il valore del carico in kN/m su ciascuna capriata (moltiplicando tale interasse per il carico al metro quadrato).

A seguito degli interventi strutturali effettuati nel 1980, la copertura è stata gravata da un solaio latero cementizio costituito da travetti e pignatte. Tali modifiche sono state effettuate mantenendo l'assetto originario della copertura, pertanto capriate, terzere, listelli e assito in laterizio pieno sono rimasti invariati mentre, come già detto, è stato aggiunto il solaio, una membrana impermeabilizzante (ininfluente ai fini dei carichi) ed è stato sostituito il manto di tegole impiegando comunque la stessa tipologia di materiale.

Le misure relative alla stratigrafia proposta nel seguito sono state dedotte dal materiale fotografico a disposizione e da alcune considerazioni: l'altezza del solaio latero cementizio è stata stabilita considerando che la luce dello stesso è pari a $5,9 \text{ m}$ e, dovendo essere l'altezza del solaio almeno $1/25$ della luce, le pignatte impiegate dovevano avere almeno una altezza di 18 cm per ottenere, con la soletta collaborante in calcestruzzo di 5 cm , una altezza totale di 23 cm . Ciò è stato confermato dal materiale fotografico a disposizione (come si vede nella foto, l'altezza della pignatta è paragonabile a quella del puntone della capriata, ipotizzato alto 20 cm).

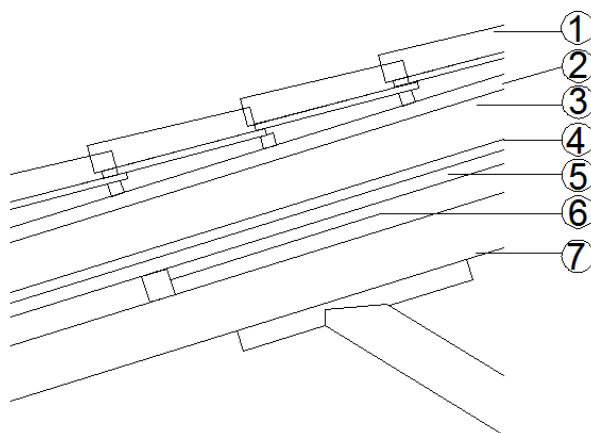
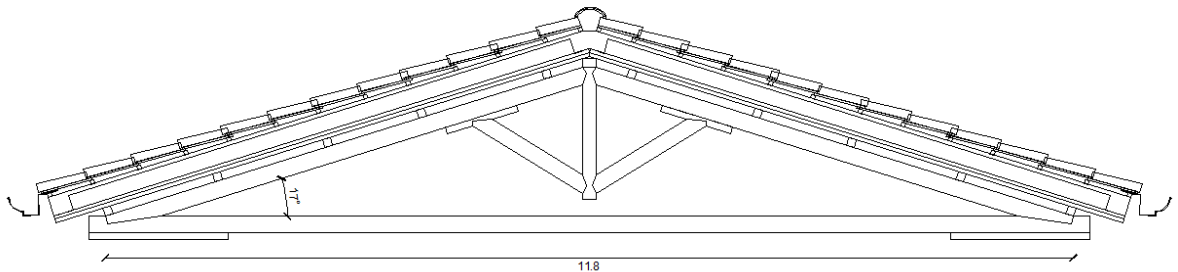


Figura 6-3 Copertura dopo gli interventi

Pertanto si ha la seguente stratigrafia:

- Manto di tegole;
- Guaina impermeabilizzante;
- Soletta collaborante in calcestruzzo;
- Solaio latero cementizio;
- Assito;
- Listelli 5 cm x 5 cm.

CAPRIATA DOPO INTERVENTO STRUTTURALE



- ① Manto di copertura in coppi
- ② Cappa in calcestruzzo, sp. 4 cm
- ③ Pignatta, sp. 18 cm
- ④ Assito in laterizio pieno, sp. 4 cm
- ⑤ Travetti in legno 5 cm x 5 cm
- ⑥ Terzere in legno 10 cm x 10 cm
- ⑦ Puntone in legno 20 cm x 20 cm

Figura 6-4 Definizione della copertura dopo gli interventi

Per quanto riguarda il carico del manto di tegole, dell'assito e dei listelli vale quanto detto per il caso precedente, mentre per quanto concerne i carichi della soletta collaborante si precisa che si è scelto un valore della massa volumica tipico del calcestruzzo armato. Per le pignatte il valore della massa al metro quadrato è reperibile da scheda tecnica del prodotto in commercio, mentre per i travetti in C.A. si è moltiplicato il valore della massa volumica del calcestruzzo armato per l'altezza del travetto ed il valore ottenuto è stato moltiplicato per la quantità di travetti contenuta in un metro di solaio (con pignatte da 38 cm e travetti da 12, in 1 metro di solaio, risultano esserci 2 travetti. Pertanto i carichi risultano essere:

COPERTURA LATEROCEMENTO					
Strati	sp. (m)	kN/m ²	kN/m ³	kN	kN/m
Manto di tegole		0,700			
Assito in laterizio pieno	0,04	0,520	13,000		
Listelli 5 cm x 5 cm	0,05	0,045	7,120		
Guaina impermeabilizzante		0,040			
Soletta collaborante calcestruzzo	0,05	1,250	25,000		
Travetti	0,18	1,080	25,000		
Pignatte		0,750			
Volta camorcanna		0,200			
Carico permanente totale sulla generica capriata					10,545
Carico permanente totale sui falsi puntoni					1,834
Carico permanente totale sulla prima capriata					5,273

Tabella 6-2 Carichi gravanti sulla copertura dopo gli interventi

Si è inoltre considerato il carico della neve, che ovviamente rimane invariato per entrambe le situazioni considerate.

L'intensità del carico di neve sulla copertura di un edificio dipende da variabili topografiche (zona geografica e quota sul livello del mare della costruzione, ventosità del sito, presenza di edifici circostanti) e dalla tipologia della copertura (inclinazione delle falde, rugosità della superficie, dispersione di calore attraverso la copertura ecc). L'azione statica q_s , rappresenta il carico di neve considerato agente sulla proiezione orizzontale della copertura, per l'area ove esso è presente.

L'intensità del carico di neve q_s è stato determinato a partire da:

- il carico di neve q_{sk} funzione dei parametri che caratterizzano il sito (zona geografica ed effetti locali legati all'ubicazione) relativo a un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni;

- i parametri che caratterizzano la tipologia strutturale e il tipo di opera (coefficienti di forma, di esposizione e termico). La relazione è:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t$$

L'Aquila, secondo le NTC (al punto 3.4.2), viene inserita nella zona III, per la quale, considerando anche che il capoluogo abruzzese si trova alla quota di 714 m slm viene proposta

la seguente correlazione ai fini del calcolo del valore caratteristico del carico della neve al suolo:

$$q_{sk} = 0,51 * [1 + (\frac{a_s}{481})^2] = 1,634 \text{ kN/m}^2$$

con:

- $200 \text{ m} \leq a_s \leq 750 \text{ m}$ e, nel nostro caso $a_s = 714 \text{ m}$;
- μ_i per la presenza di parapetto e/o di elementi ferma neve è $\mu_i = 0,80$;
- C_E coefficiente di esposizione. In assenza di indicazioni specifiche si assume $C_E = 1,0$
- C_t coefficiente termico. In presenza di sottotetto non riscaldato si assume $C_t = 1,0$

Risulta dunque:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t = 0,80 * 1,634 * 1,0 * 1,0 = 1,307 \text{ kN/m}^2$$

6.2.3 Verifiche

Prima di procedere con la modellazione si presenta una breve trattazione in cui ci si propone di verificare che le sezioni ipotizzate siano abbastanza corrette e fossero in grado di sostenere i carichi che si prevede siano applicati. A tal proposito si è svolta l'analisi statica di una semplice capriata e si presentano nel seguito i risultati.

Ricordando quanto detto al paragrafo 6.2.2 in merito ai carichi, si procede, grazie all'impiego di un software, alla valutazione delle azioni (considerando la combinazione allo stato limite ultimo), i valori sono i seguenti:

- Azione di compressione nel puntone: -281,69 kN;
- Azione di trazione nella catena: 259,75 kN;
- Azione di compressione nella saetta: -81 kN;
- Azione di trazione nel monaco: 108,95 kN;
- Taglio nel puntone: 46,53 kN;
- Momento nel puntone: 18,9 kNm.

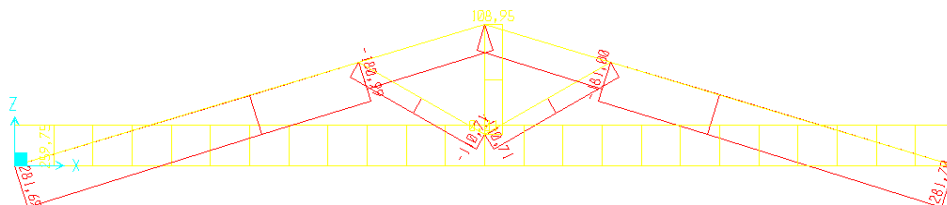


Figura 6-5 Azione assiale

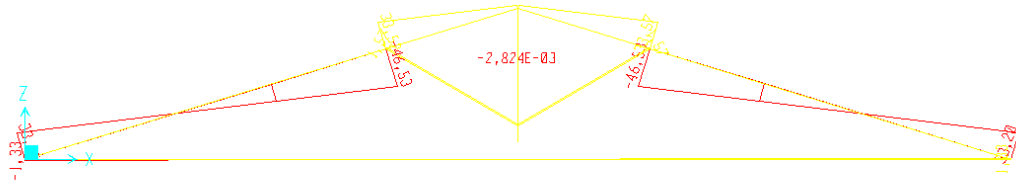


Figura 6-6 Taglio

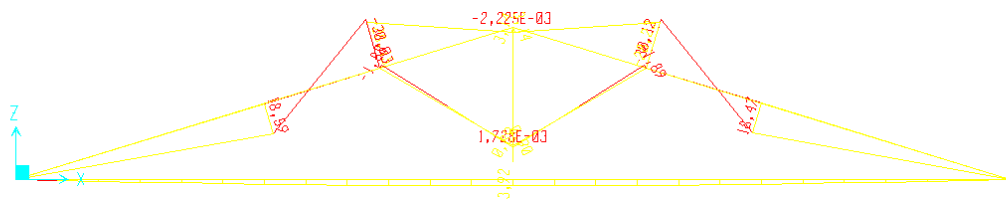


Figura 6-7 Momento

Le caratteristiche meccaniche ed i valori di progetto sono i seguenti:

D30		
k_{mod}	0,8	
$f_{m,k}$	30	N/mm ²
$f_{t,0,k}$	18	N/mm ²
$f_{c,0,k}$	23	N/mm ²
γ_M	1,3	
$f_{c,90,k}$	8	N/mm ²
$f_{v,k}$	3	N/mm ²

$f_{m,d}$	18,46154	N/mm ²
$f_{t,0,d}$	11,07692	N/mm ²
$f_{c,0,d}$	14,15385	N/mm ²
$f_{c,90,d}$	4,923077	N/mm ²
$f_{v,d}$	1,846154	N/mm ²

Tabella 6-3 Caratteristiche del legno considerate

In merito alla verifica a pressoflessione del puntone, si eseguono le verifiche di stabilità e di resistenza (secondo l'euro codice 8):

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$$

dove:

$\sigma_{m,d}$ è la tensione a flessione di progetto;

$\sigma_{c,0,d}$ è la tensione a compressione di progetto parallela alla fibratura;

$f_{c,0,d}$ è la resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura;

$k_{c,z}$ è fornita dall'espressione (6.26).

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Per le quali si ha dunque:

- $\left(\frac{7,04}{(14,15 \cdot 0,63)}\right)^2 + \left(\frac{2,84}{(18,46 \cdot 0,63)}\right)^2 = 0,81 < 1$
- $\left(\frac{7,04}{14,15}\right)^2 + \left(\frac{2,84}{18,46}\right) = 0,4 < 1$

Per quanto concerne il puntone è stata effettuata anche la verifica a taglio:

- $\tau = 1,5 \cdot \frac{46,53 \cdot 10^3}{200 \cdot 200} \frac{N}{mm^2} < 1,85 \frac{N}{mm^2}$

In merito alla verifica a trazione della catena:

Trazione parallela alla fibratura

(1)P Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

dove:

$\sigma_{t,0,d}$ è la tensione a trazione di progetto, parallelamente alla fibratura;

$f_{t,0,d}$ è la resistenza di progetto a trazione, parallelamente alla fibratura.

Per la quale si ha dunque:

$$\bullet \frac{259,75 \cdot 10^3 \text{ N}}{200 \cdot 200 \text{ mm}^2} < 11,08 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Visto che le verifiche sono risultate soddisfatte, si può affermare che le sezioni ipotizzate sono plausibili.

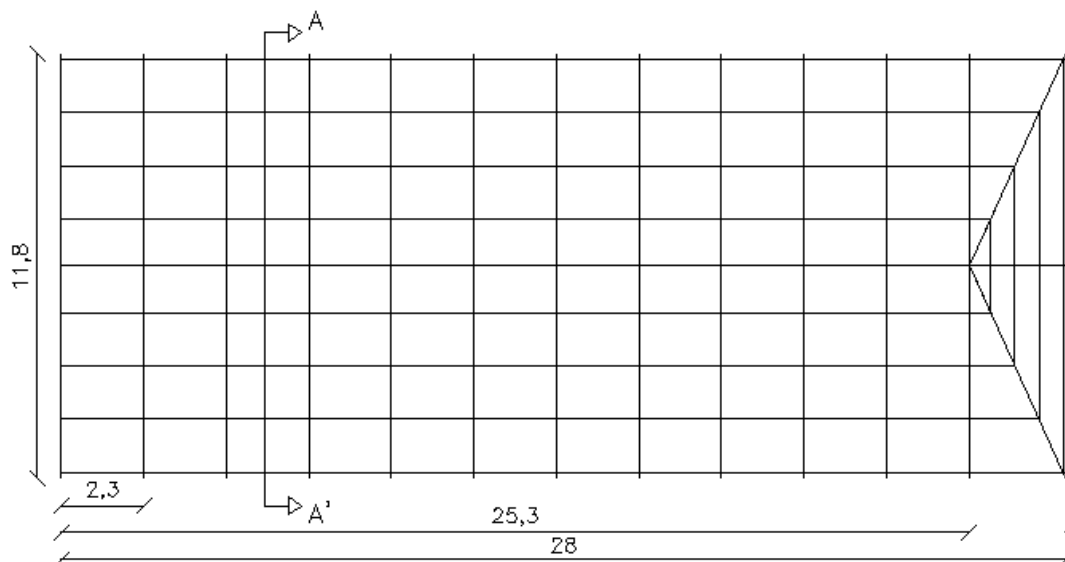
6.3 Modellazione

Un qualsiasi programma di analisi agli elementi finiti richiede in forma più o meno esplicita alcuni dati di base che sono essenziali per la generazione di un modello di calcolo. Pertanto, solo una volta chiarito il problema da modellare, è possibile cominciare ad introdurre i dati. In primo luogo è necessario stabilire le unità di misura che si intendono utilizzare per tutta la modellazione ed un sistema di riferimento globale: nel caso di studio sono stati scelti kN e m ed il sistema di coordinate è x,y,z.

6.3.1 Geometria

La definizione geometrica del modello è stata eseguita con Autocad e poi importata in SAP2000 attraverso un file .dxf.

A tal proposito si precisa che, al fine di ottenere una struttura che abbia uno dei nodi della prima capriata in corrispondenza dell'origine degli assi, è opportuno disegnare già in Autocad tale punto in corrispondenza dell'origine poiché il programma utilizzato per l'analisi ad elementi finiti (SAP2000) non consente di traslare poi la struttura in maniera rapida.



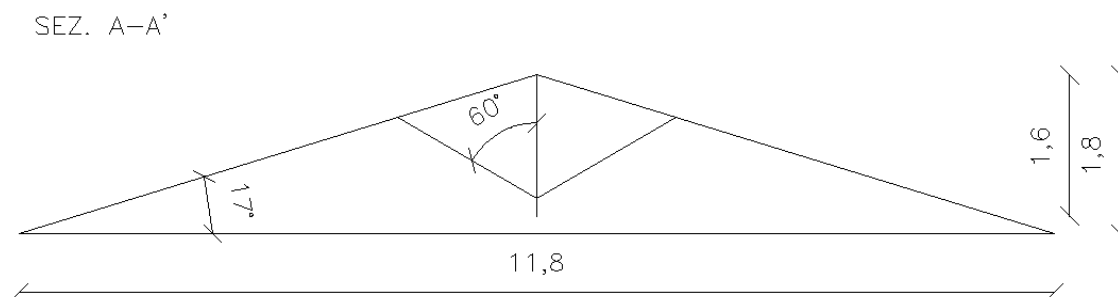


Figura 6-8 Geometria di in put nel programma

Inoltre si specifica che in Autocad è bene disegnare l'intera struttura in un unico layer cui verrà poi, durante l'importazione in SAP2000, attribuito il layer corrispondente *frames*.

In questo modo la struttura è geometricamente definita: ad ogni punto corrispondono delle coordinate e per ogni elemento (puntone, catena etc.) è possibile riconoscere le coordinate del nodo iniziale e finale, ciò risulta importante al momento della definizione dei vincoli interni.

6.3.2 Definizione dei materiali

Una volta definita la geometria della struttura è necessario definire i materiali di cui è costituita, questo al fine di poter procedere correttamente all'analisi ovvero al fine di consentire al programma di recepire il corretto peso proprio della struttura.

I materiali che verranno considerati, nei due casi che prenderemo in esame sono fondamentalmente legno, ed acciaio.

Nel primo caso verrà dunque considerato solo il legno poiché gli altri materiali, quelli relativi alla sovrastruttura, come tavelle e coppi, saranno poi considerati come carico distribuito. Nel secondo caso verranno pertanto considerati il legno, sempre nell'ambito delle capriate e delle terzere, e l'acciaio poiché, come detto sopra, verranno modellati anche i tiranti metallici, mentre assito, solaio latero cementizio e coppi saranno considerati esclusivamente come carichi distribuiti.

Tuttavia, dato che lo scopo della presente trattazione è anche quello di analizzare il comportamento della struttura variando la tipologia di legno di cui la stessa è costituita, si proporranno, nel capitolo dedicato, i vari risultati ottenuti.

A differenza del legno, le caratteristiche dell'acciaio impiegato nelle analisi, verranno mantenute invariate.

Questo fase viene eseguita tramite il menù *define* nell'ambito relativo alla definizione dei materiali; non essendo a disposizione alcun dato per quanto concerne il materiale legno, è necessario immettere manualmente quanto necessario: peso per unità di volume e modulo di elasticità i quali vengono selezionati sulla base della tipologia di legname preso in considerazione, del quale si dirà nel capitolo dedicato.

Le caratteristiche del materiale acciaio sono invece proposte dal programma, pertanto devono solo essere selezionate tramite un menù a tendina.

Al solo fine di esemplificare la procedura seguita, si presenta la schermata relativa all'inserimento di una delle tipologie considerate, nello specifico il Castagno; la stessa procedura verrà svolta per i diversi casi esaminati.

Figura 6-9 Schermata relativa all'inserimento dei materiali

Si noti che il legno non è un materiale isotropo ma è solitamente modellato come ortotropo. La direzione delle fibre presenta la massima resistenza e rigidità. Poiché gli elementi della capriata seguono questa direzione, per l'analisi globale da svolgere l'ipotesi di semplificativa isotropia può essere accettata.

6.3.3 Caratteristiche geometriche delle sezioni

Una volta definiti i materiali, è necessario descrivere tutte le sezioni che si impiegano all'interno del modello, limitatamente alla loro geometria e successivamente assegnando loro il materiale corrispondente.

Per fare ciò è necessario selezionare dal menù *define* il comando relativo alla definizione della sezione. Il programma presenta diverse opzioni di default (sezione rettangolare, cava, etc.), ciascuna legata ad un particolare materiale, come calcestruzzo, acciaio etc. Tuttavia, poiché il materiale prescelto, nel caso dell'oggetto di studio, cioè il legno, non è tra le opzioni, essa deve essere definita dall'utente.

Viene a titolo di esempio riportata la schermata relativa all'inserimento della sezione del puntone della capriata, tale procedura è stata poi seguita per tutti gli elementi costituenti la struttura.

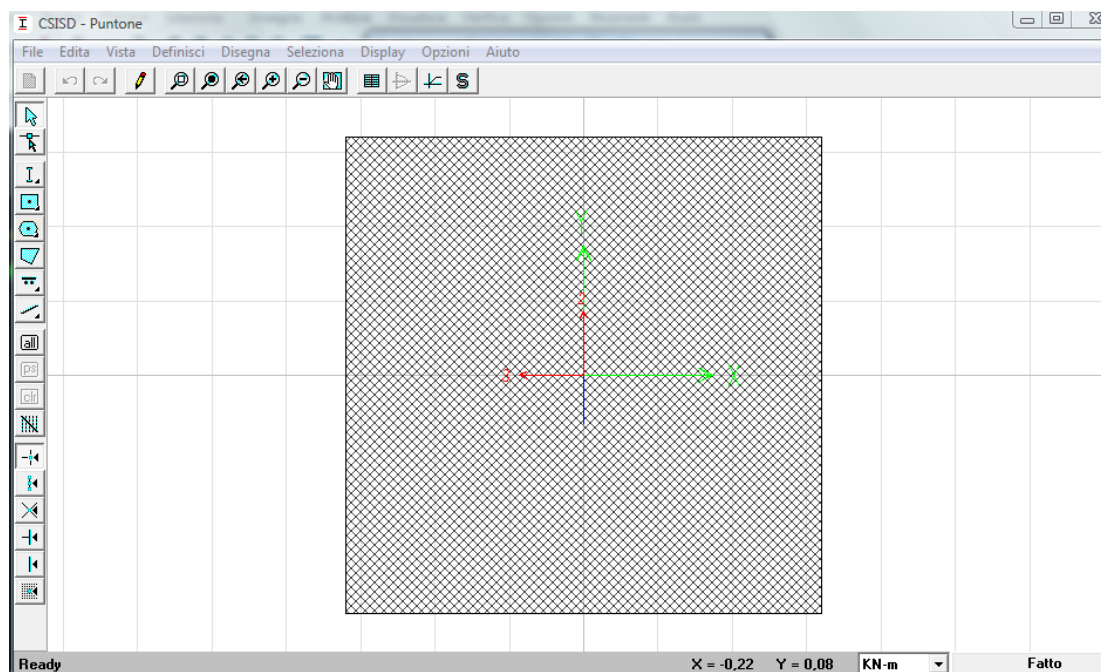


Figura 6-10 Schermata relativa alla definizione delle sezioni

Si riepilogano nel seguito le caratteristiche geometriche delle sezioni che sono state inserite nel modello:

Elemento	Altezza (m)	Larghezza (m)	Area (m ²)	Materiale	Nome
Puntone	0,2	0,2	0,04	Legno	Puntone
Catena	0,2	0,2	0,04	Legno	Catena
Monaco	0,1	0,1	0,02	Legno	Monaco
Saetta	0,1	0,1	0,02	Legno	Saetta
Terzere	0,1	0,1	0,02	Legno	Terzera
Tirante	Diametro (m) 0,016		2,010 * 10 ⁻⁴	Acciaio	Tirante

Tabella 6-4 Riepilogo delle sezioni

6.3.4 Assegnazione dei vincoli esterni

Ai fini dell'analisi sono state ipotizzate differenti configurazioni dei vincoli alla base della capriata. Infatti, benché dal materiale fotografico a disposizione sia evidente che le catene erano annegate nella muratura della navata centrale, definire in maniera esatta ed univoca una tipologia di vincolo non pare possibile. Pertanto sono state modellate quattro possibilità alternative, delle quali, a seguito di alcune considerazioni, sono state selezionate le due configurazioni rappresentati i due estremi in termini di vincolo della struttura.

Le configurazioni ipotizzate sono le seguenti:

- A. appoggio, sia in direzione x che y, relativamente al nodo di sinistra e carrello nella direzione x ed appoggio nella direzione y per il nodo di destra (dove 1 corrisponde a vincolato e 0 a libero):

Nodi	δ_x	δ_y	δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	Vincolo
Parete Sud-Est	1	1	1	0	0	1	Appoggio
Parete Sud-Ovest	1	1	1	0	0	1	Appoggio
Parete Nord-Ovest	0	1	1	0	0	1	Carrello nel piano x-z

Tabella 6-5 Vincoli configurazione A

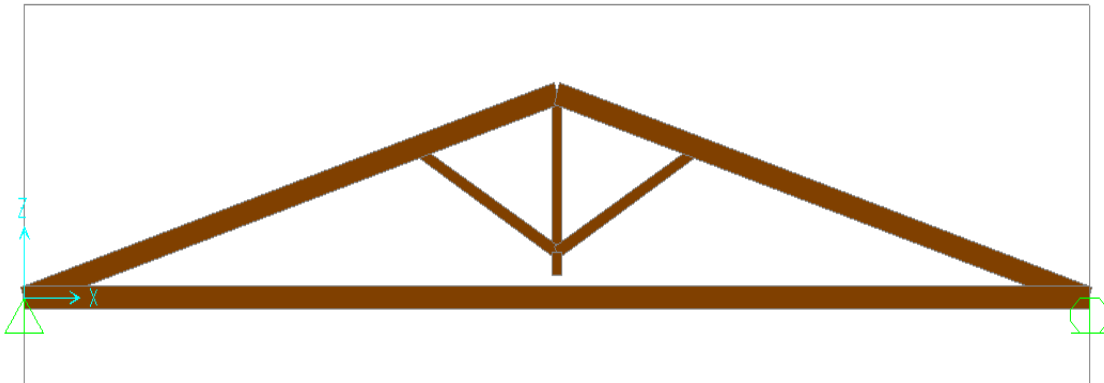


Figura 6-11 Configurazione A

- B. incastro, sia in direzione x che y, relativamente al nodo di sinistra e carrello nella direzione x ed incastro nella direzione y per il nodo di destra (dove 1 corrisponde a vincolato e 0 a libero):

Nodi	δ_x	δ_y	δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	Vincolo
Parete Sud-Est	1	1	1	1	1	1	Appoggio
Parete Sud-Ovest	1	1	1	1	1	1	Appoggio
Parete Nord-Ovest	0	1	1	1	0	1	Carrello nel piano x-z

Tabella 6-6 Vincoli configurazione B

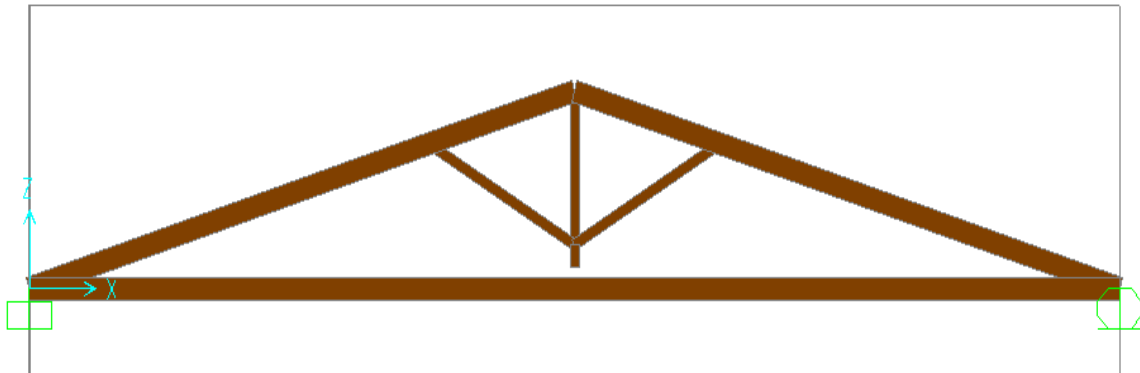


Figura 6-12 Configurazione B

C. Appoggi in direzione x e incastro in direzione y per la parete Sud-Est e carrello in direzione x ed incastro in direzione y per la parete Nord-Ovest (dove 1 corrisponde a vincolato e 0 a libero);

Nodi	δ_x	δ_y	δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	Vincolo
Parete Sud-Est	1	1	1	1	0	1	Appoggio
Parete Sud-Ovest	1	1	1	1	0	1	Appoggio
Parete Nord-Ovest	0	1	1	1	0	1	Carrello nel piano x-z

Tabella 6-7 Vincoli configurazione C

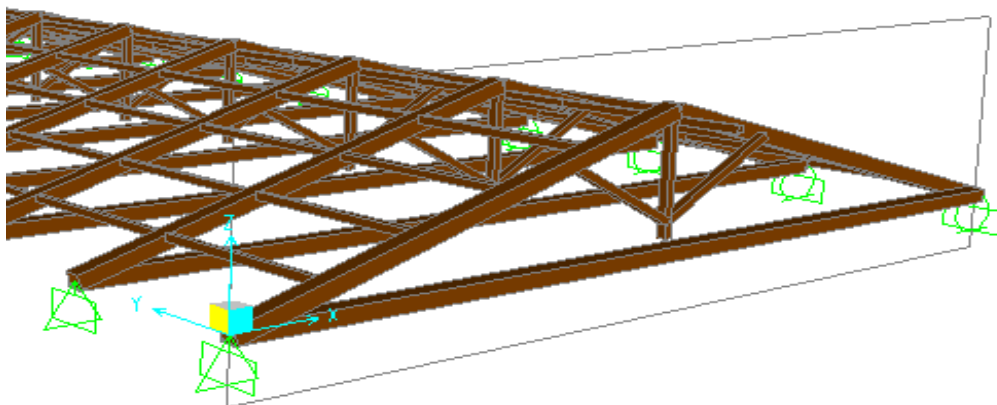


Figura 6-13 Configurazione C

D. Appoggi in direzione x e incastro in direzione y per la parete Sud-Est e carrello in direzione ed appoggio in direzione y per la parete Nord-Ovest (dove 1 corrisponde a vincolato e 0 a libero);

Nodi	δ_x	δ_y	δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	Vincolo
Parete Sud-Est	1	1	1	1	0	1	Appoggio
Parete Sud-Ovest	1	1	1	1	0	1	Appoggio
Parete Nord-Ovest	0	1	1	0	0	1	Carrello nel piano x-z

Tabella 6-8 Vincoli configurazione D

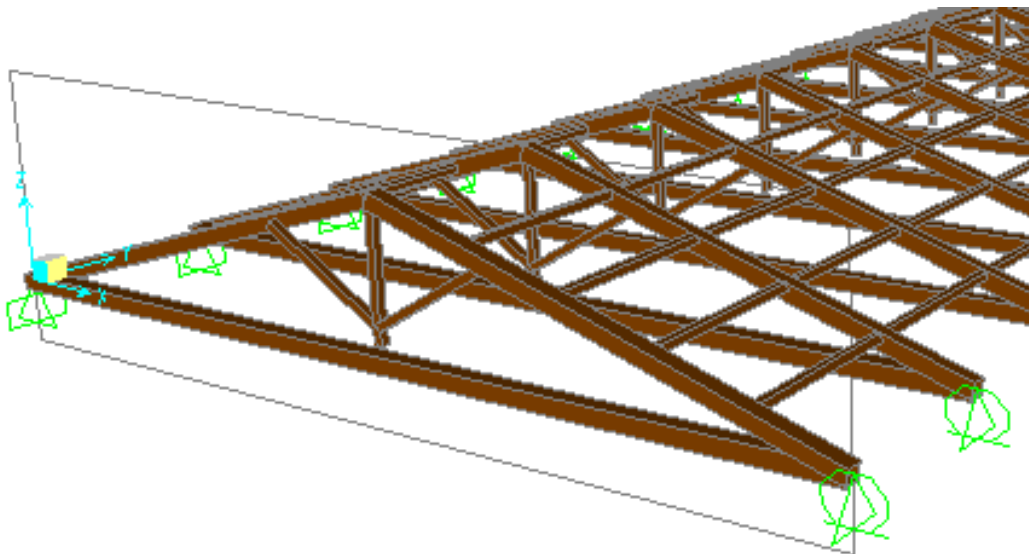


Figura 6-14 Configurazione D

Si precisa che le suddette configurazioni sono state imposte sia al modello gravato dai carichi originari della struttura che a quelli aggiunti a seguito delle modifiche strutturali dello scorso ventennio.

Di tali scenari, a seguito della modellazione, sono stati confrontati alcuni parametri, quali ad esempio il periodo della struttura: il grafico sottostante mostra come, per la copertura originaria, non vi siano sensibili scostamenti del periodo della struttura, a seguito dell'analisi modale eseguita con il programma di calcolo descritto nel seguente capitolo ed impostando la stessa analisi per 50 modi.

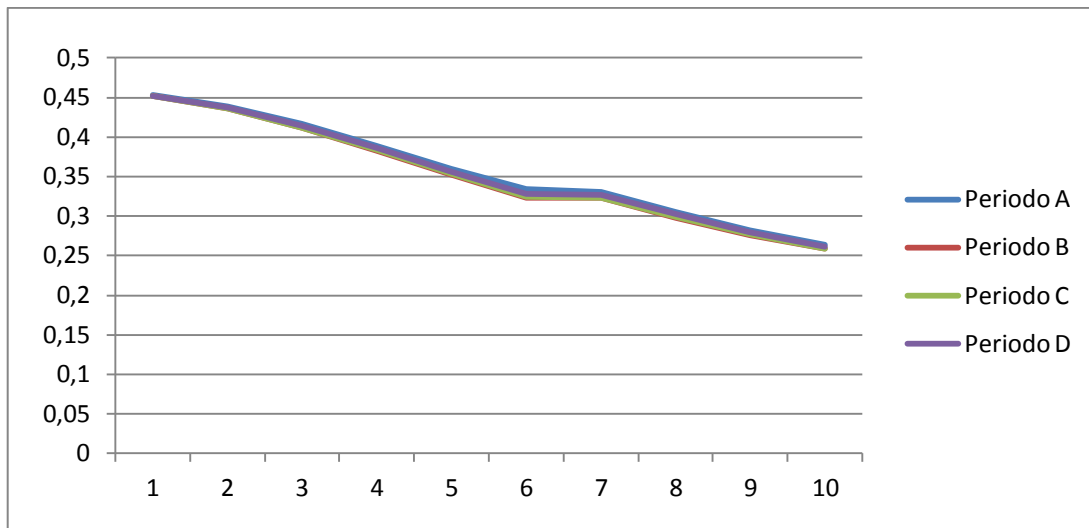


Grafico 6-1 Andamento del periodo in funzione dei vincoli relativamente alla copertura originaria

Dai risultati ottenuti si nota che la configurazione A è più facilmente confrontabile con la configurazione D così come la B è mostra andamenti più assimilabili alla configurazione C; inoltre dalle tabelle estrapolate dall'analisi, si nota che le differenze del periodo tra i casi A e D e B e C sono valutabili nell'ordine dello 0%, massimo 1%, come si può vedere dai seguenti grafici che mostrano lo scostamento dei valori nei due casi predetti:

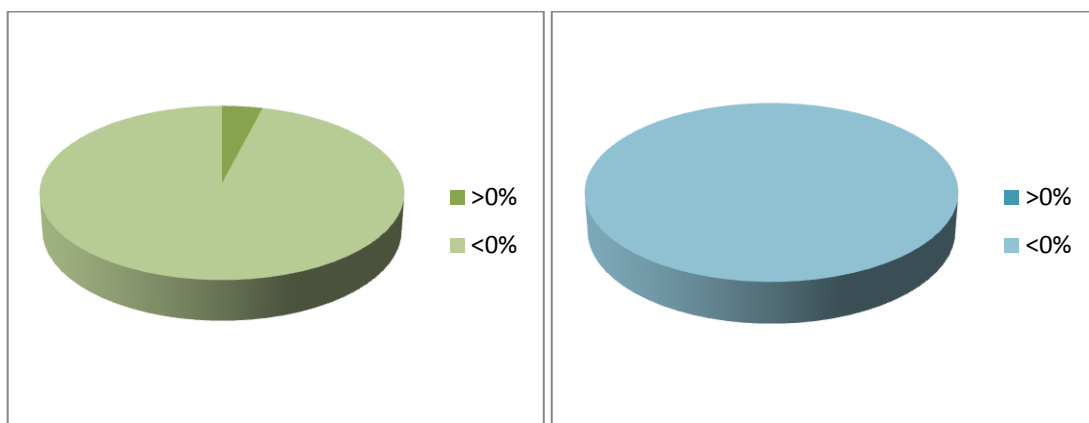


Grafico 6-2 Differenze percentuali tra configurazioni A-D e B-C

Medesime valutazioni possono essere svolte nel caso della copertura gravata dal solaio latero cementizio.

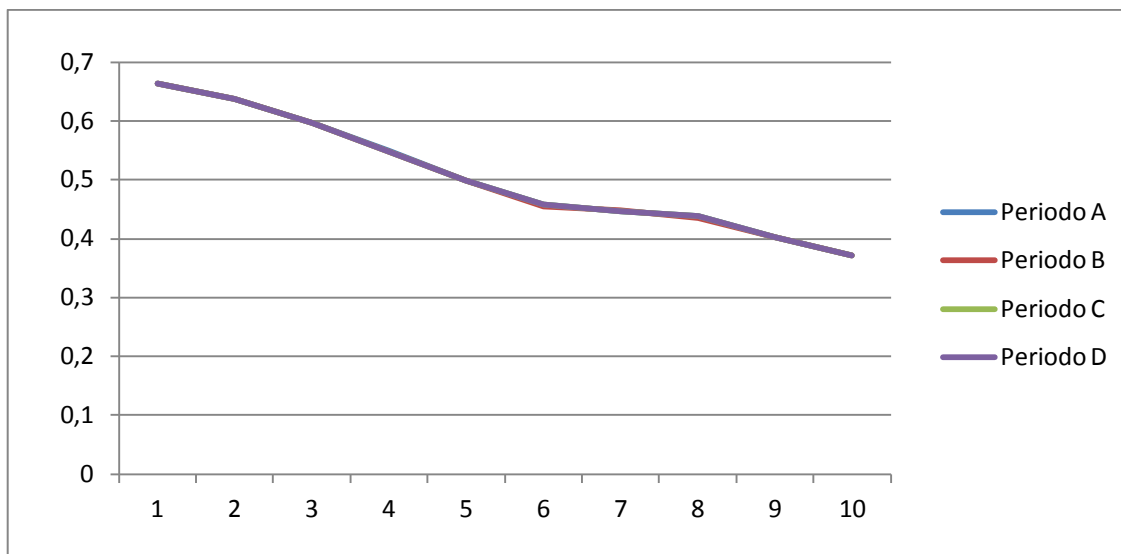


Grafico 6-3 Andamento del periodo in funzione dei vincoli relativamente alla copertura sovraccaricata

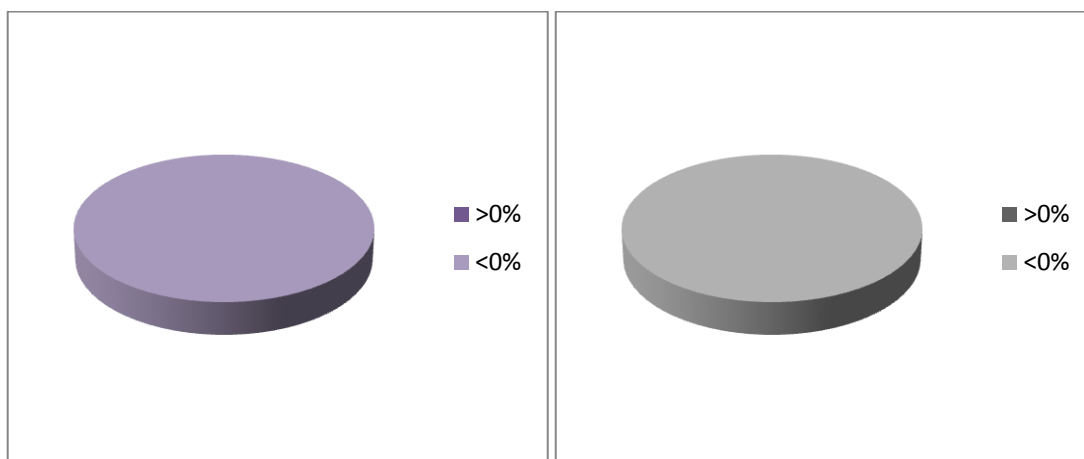


Grafico 6-4 Differenze percentuali tra le configurazioni A-D e B-C

6.3.5 Assegnazione dei carichi

I carichi gravanti sulla copertura, sia nel caso della copertura originaria che nel caso della copertura a seguito delle modifiche strutturali, sono stati presentati precedentemente. Nel presente paragrafo si discute la modalità di assegnazione dei carichi alle aste rappresentanti la copertura. Sono state svolte infatti due prove: la prima prevede che i pesi propri degli elementi costituenti le capriate siano quelli automaticamente recepiti dal programma grazie alla massa volumica e alle dimensioni delle sezioni previste e che il carico degli elementi gravanti sulle capriate sia imposto su di esse come carico distribuito; la seconda invece prevede che il peso proprio di ogni elemento sia stato calcolato a parte e sommato poi al carico distribuito che rappresenta sempre il peso degli elementi non portanti.

A seguito della presente trattazione, sarà possibile dedurre, sempre grazie al confronto tra alcuni parametri, che le due modalità di imposizione del carico sono equivalenti.

Si precisa che le suddette configurazioni sono state imposte sia al modello gravato dai carichi originari della struttura che a quelli aggiunti a seguito delle modifiche strutturali dello scorso ventennio.

6.3.5.1 Caso 1

Prima di procedere con l'assegnazione del carico permanente come distribuito sui puntoni della capriata, si definiscono le sorgenti di massa: come si può notare dall'immagine sottostante, si seleziona l'opzione *Massa da Elementi, Masse Aggiunte e Carichi*, in questo modo il programma riceverà, oltre ai carichi che verranno successivamente imposti, anche la massa degli elementi così come sono stati precedentemente definiti.

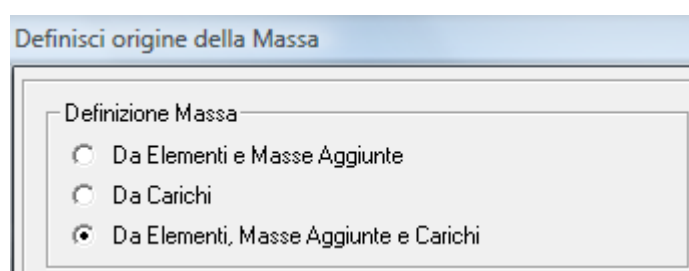


Figura 6-15 Assegnazione dell'origine della massa

I carichi della copertura invece sono distribuiti sui puntoni delle capriate e sui falsi puntoni. Si precisa che per quanto concerne la prima capriata, ovvero quella più prossima alla facciata, l'area di influenza è stata dimezzata e di conseguenza il carico risulta inferiore. Un simile calcolo è stato fatto per l'area di influenza dei puntoni che è stata ridotta tenendo conto della geometria dell'intera struttura.

Aste	Carico copertura originale (kN/m)	Carico copertura 1980 (kN/m)	Carico neve (kN/m)
Prima capriata	3,00	10,50	3,00
Capriate	1,50	5,25	1,50
Falsi puntoni	0,50	1,83	0,52

Tabella 6-9 Definizione dei carichi

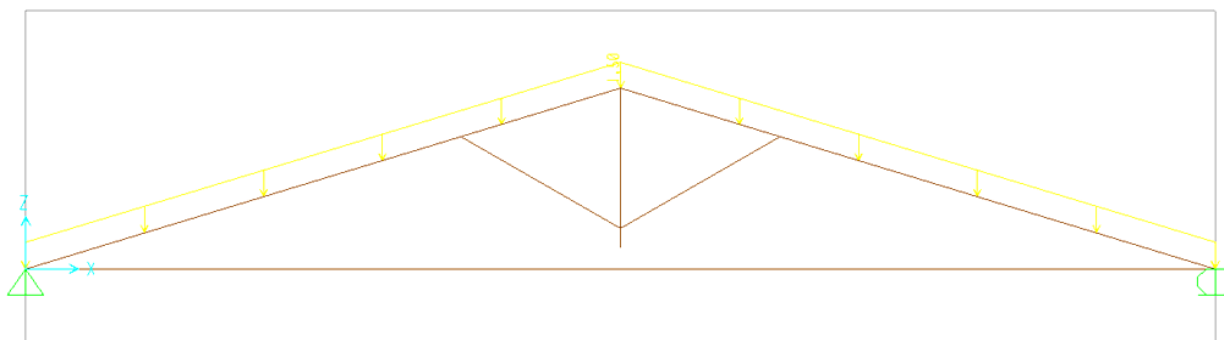


Figura 6-16 Assegnazione carichi capriate, configurazione originaria

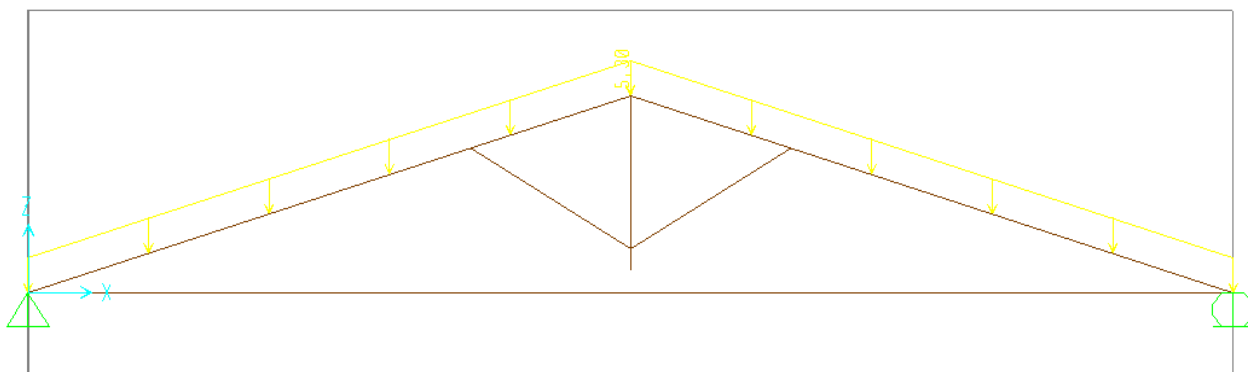


Figura 6-17 Assegnazione dei carichi capriate, configurazione sovraccaricata

6.3.5.2 Caso 2

In questo secondo caso si può notare come l'opzione selezionata nel menù adibito alla definizione della massa è *Massa Da Carichi*, in questo modo il programma non terrà più in considerazione il peso proprio degli elementi.

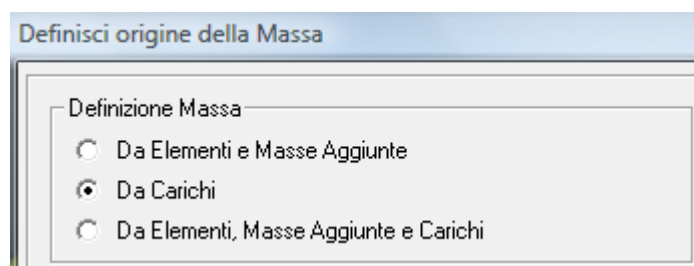


Figura 6-18 Assegnazione dell'origine della massa

Infatti si presenta nel seguito il calcolo del peso proprio della capriata:

Peso della capriata						
	lunghezza (m)	larghezza (m)	altezza (m)	peso (KN/m ³)	peso (kN)	peso (kN/m)
Puntone	6,200	0,200	0,200	7,120	3,532	
Catena	11,800	0,200	0,200	7,120	3,361	
Saetta	1,826	0,100	0,100	7,120	0,260	
Monaco	1,600	0,100	0,100	7,120	0,114	
Totale					7,266	0,300

Tabella 6-10 Carico della capriata

E successivamente il carico distribuito che verrà assegnato ai puntone, dove è bene notare che, rispetto alle tabelle precedentemente presentate, nell'analisi dei carichi, compare anche il valore relativo al carico rappresentato dalle terzere, che nel caso precedente non era presente, essendo state le suddette modellate ed il cui carico era pertanto stato valutato dal programma stesso:

COPERTURA ORIGINARIA					
Strati	sp. (m)	kN/m ²	kN/m ³	kN	kN/m
Manto di tegole		0,700			
Assito laterizio pieno	0,040	0,520	13,000		
Listelli 5 cm x 5 cm	0,050	0,045	7,120		
Terzere 10 cm x 10 cm	0,100	0,071	7,120		
Volta camorcanna		0,200		5,4	
Peso proprio capriata					0,300
Carico permanente capriata					0,314
Carico permanente struttura					3,212
Carico permanente totale sulla generica capriata					3,526
Carico permanente totale sui falsi puntoni					0,684
Carico permanente totale sulla prima capriata					1,763

Tabella 6-11 Carico della capriata originaria

COPERTURA LATEROCEMENTO					
Strati	sp. (m)	kN/m ²	kN/m ³	kN	kN/m
Manto di tegole		0,700			
Assito in laterizio pieno	0,04	0,520	13,000		
Listelli 5 cm x 5 cm	0,05	0,045	7,120		
Terzere 10 cm x 10 cm	0,100	0,071	7,120		
Cappa collaborante calcestruzzo	0,05	1,250	25,000		
Travetti	0,18	1,080	25,000		
Pignatte		0,750			
Volta camorcanna		0,200			
Peso proprio capriata					0,300

Tabella 6-12 Carico della capriata sovraccaricata

Come si evince dai grafici sottostanti, limitatamente al periodo, in entrambi i casi non si notano scostamenti tra le due configurazioni di carico, né nel caso di vincoli di tipo A, né nel caso di vincoli di tipo B.

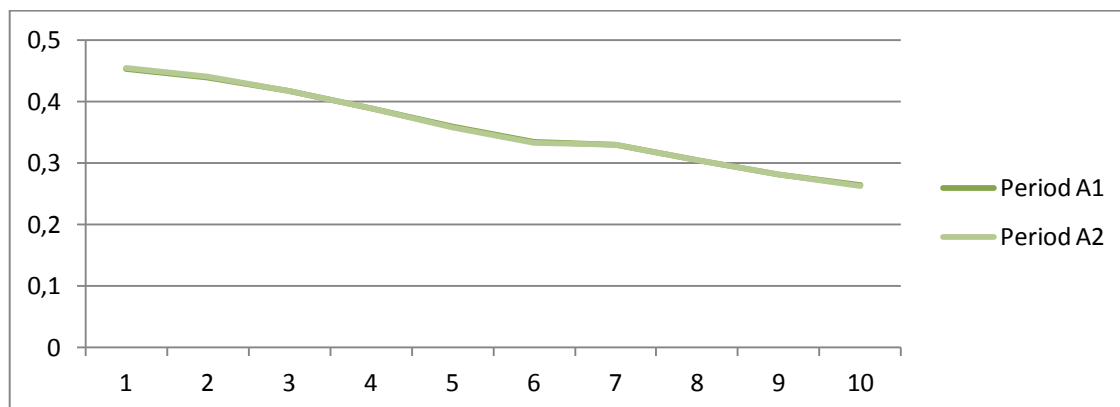


Grafico 6-5 Andamento del periodo in funzione dell'assegnazione delle masse, configurazione A, copertura originaria

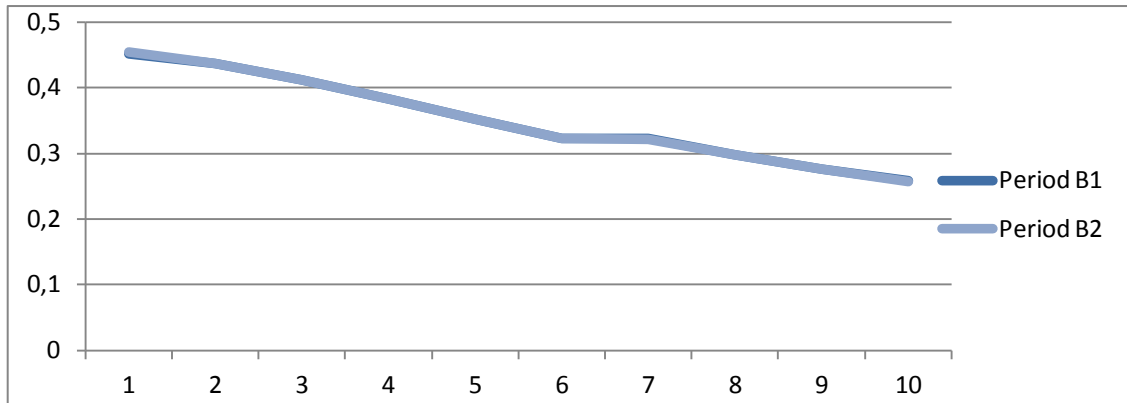


Grafico 6-6 Andamento del periodo in funzione dell'assegnazione delle masse, configurazione B, copertura originaria

Simili i risultati che vengono forniti dalla copertura più recente:

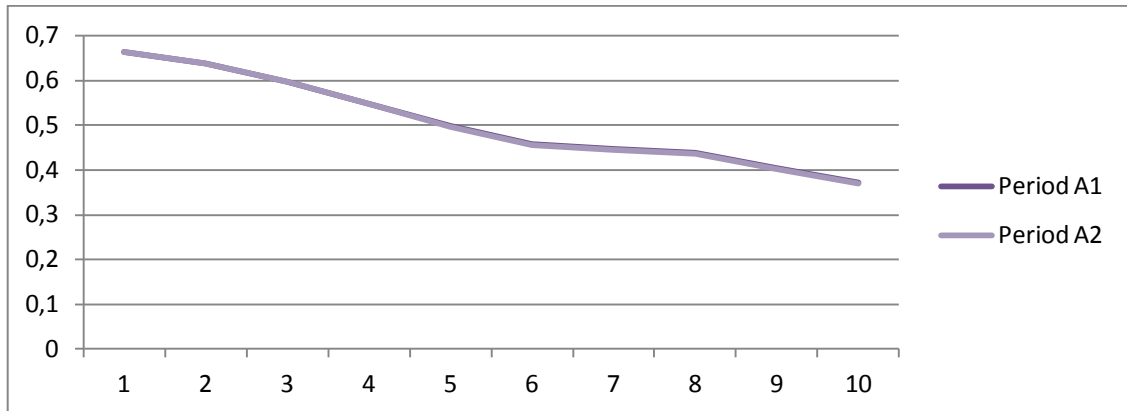


Grafico 6-7 Andamento del periodo in funzione dell'assegnazione delle masse, configurazione A, copertura sovraccaricata

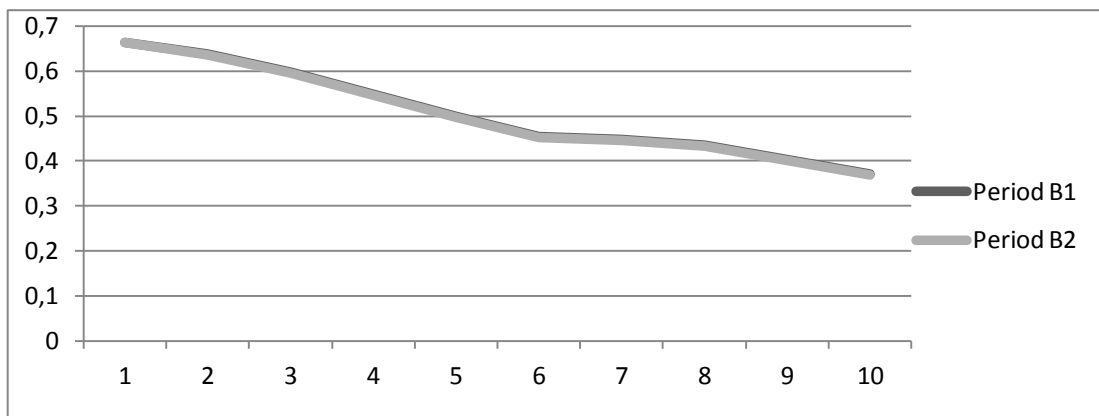


Grafico 6-8 Andamento del periodo in funzione dell'assegnazione delle masse, configurazione B, copertura sovraccaricata

7 LEGNO

7.1 INTRODUZIONE

Benché sia naturale ed, in parte corretto, immaginare che per le costruzioni siano stati storicamente impiegati i legnami disponibili sul posto, essendo cresciuta nei secoli una consapevolezza dei diversi materiali, è bene sottolineare che, in funzione degli usi, venivano scelte specie legnose differenti.

In primo luogo occorre specificare che per legname da costruzione si intende qualsiasi legno impiegato in strutture portanti in fabbricati ed opere edilizie di qualsiasi genere; tra i legnami da costruzione non saranno quindi compresi i legni destinati agli infissi, all'arredamento ed ai pavimenti.

I legnami da costruzione vengono suddivisi nelle due categorie di legnami di Conifere e di Latifoglie, mentre venendo alle esigenze ed i requisiti a cui deve soddisfare un legname da costruzione essi possono essere così precisati:

- Adeguate caratteristiche di resistenza meccanica alle varie sollecitazioni;
- Assenza di difetti che possono compromettere detta resistenza;
- Dimensioni e forma adatte all'impiego previsto;
- Lunga durata in opera;
- Lavorazione agevole con mezzi ordinari;
- Facilità di rifornimento e costo non troppo elevato.

Al fine di determinare la tipologia di legno impiegata per la realizzazione della copertura della chiesa di San Biagio, non essendo stata possibile una classificazione né a vista, né a macchina del materiale che era in opera, è stata svolta una ricerca bibliografica basata su informazioni di carattere storico e tecnico.

7.2 INVENTARIO NAZIONALE DELLE FORESTE E DEI SERBATOI FORESTALI DI CARBONIO

Gli Inventari Forestali Nazionali registrano lo stato delle risorse forestali di un paese e le sue variazioni nel tempo.

La superficie territoriale italiana ammonta a circa 300.000 km² di cui un terzo circa è occupato da aree boschive. Gli ecosistemi forestali, oltre ad essere da sempre importanti per la conservazione della flora e della fauna, forniscono da secoli una materia prima rinnovabile: il legno.

Storicamente gli Inventari Forestali sono nati principalmente per la stima dell'entità e del valore delle risorse legnose di un paese. Essi producono informazioni relative ad estensione e distribuzione della superficie forestale, specie arboree presenti, caratteri delle stazioni

forestali, proprietà del bosco, forma e intensità di gestione, volume e massa legnosa, ritmi di crescita, struttura delle formazioni forestali, rinnovazione del bosco, stato di salute, ecc.

Nel nostro Paese oltre all'Inventario Forestale Nazionale (IFN) che fornisce statistiche forestali a livello statale, varie indagini inventariali sono state condotte in maniera autonoma dalle Regioni. Considerando gli inventari realizzati e conclusi, quelli ancora in corso o in progetto, praticamente oltre la metà delle Regioni italiane ha realizzato un inventario forestale, con l'obiettivo primario di costituire una base di conoscenza più aderente alle specifiche esigenze di scala regionale o locale. Ad oggi le regioni che hanno realizzato un inventario forestale sull'intero territorio sono: Valle d'Aosta, Veneto, Friuli V.G., Emilia Romagna, Liguria, Toscana, Marche, Umbria e Sardegna. In quest'ultima regione e in Friuli V.G. i risultati non sono stati resi pubblici. In Emilia Romagna l'IFR è stato attuato per singoli bacini idrografici. Inoltre, Inventari locali sono stati realizzati nel Lazio e in Lombardia. Occorre ancora segnalare che la Provincia autonoma di Trento ha da poco ultimato il suo inventario del carbonio dei boschi della Provincia ed altre Regioni hanno realizzato lo studio di progetto (Abruzzo) o semplicemente avviato l'iter per l'affidamento dello stesso (Calabria, Sicilia).

Il primo Inventario Forestale Nazionale (IFN) è stato realizzato nel 1985 dal Ministero dell'Agricoltura e delle Foreste, Direzione Generale per l'Economia Montana e per le Foreste, con progettazione, direzione tecnica e responsabilità scientifica dell'Istituto Sperimentale per l'Assestamento Forestale e per l'Alpi coltura (ISAFA). Alla fine degli anni '90 le informazioni disponibili sulla consistenza e lo stato delle foreste in Italia apparivano datate e insufficienti a fornire risposte efficaci alle rinnovate esigenze informative a livello nazionale e internazionale. Il Corpo forestale dello Stato avviava quindi un'azione finalizzata ad aggiornare e integrare le conoscenze sulle foreste italiane affidando al CRA-ISAFA il compito di realizzare uno studio preliminare di fattibilità per il secondo inventario forestale nazionale (IFN) italiano. Su tale base e alla luce delle nuove esigenze emerse nel frattempo, è stato delineato nel 2002 - 2003 un nuovo percorso progettuale, organizzativo ed attuativo, volto a fornire ad acquisire una considerevole mole di informazioni sull'intero territorio nazionale.

Il progetto del l'INFC prevede la realizzazione di un'indagine per campionamento in tre fasi successive. La prima fase è dedicata alla classificazione per foto interpretazione di un insieme di unità di campionamento, circa 300.000, una per ciascuna delle maglie quadrangolari di 1 km² di estensione che formano il territorio nazionale; la classificazione consiste nell'attribuzione della classe di uso del suolo a ciascuno di questi punti. La seconda fase è finalizzata a perfezionare la classificazione delle formazioni forestali distinguendo le diverse categorie inventariali (boschi, boschi bassi, boscaglie, arbusteti, impianti di arboricoltura) e i diversi tipi di vegetazione secondo una tipologia omogenea per tutto il territorio nazionale che si basa sul criterio della specie prevalente. Questa fase viene realizzata al suolo con rilievi speditivi che consistono quasi esclusivamente in classificazioni di caratteri qualitativi e riguarda un sottocampione dei punti di prima fase appartenenti alle aree di interesse forestale, circa 30.000. La terza fase riguarda un sottocampione dei punti della seconda fase, circa 7.000, che vengono nuovamente rilevati ed è finalizzata a misurare e principali caratteri quantitativi delle

formazioni forestali quali i diametri, le altezze, gli accrescimenti dei fusti e l'entità del legno morto.

L'INFC utilizza nelle sue diverse fasi varie fonti informative:

- le orto foto in bianco e nero (voli 2000-2003), utilizzate in prima fase per la classificazione del tipo di copertura del suolo e per l'individuazione dei punti di campionamento di interesse inventariale ricadenti in aree forestali; le orto foto servono inoltre in seconda fase per la valutazione di alcuni caratteri dei popolamenti forestali (grado di copertura, tessitura, margini) come pure per l'orientamento delle squadre sul terreno.
- le basi cartografiche e le cartografie tematiche;
- il catasto;
- il complesso di normative regionali e locali;
- i rilievi al suolo, che costituiscono la principale fonte delle informazioni sia in seconda fase, quando vengono osservati i caratteri qualitativi (composizione della vegetazione, tipo colturale, stadio di sviluppo, presenza di microhabitat e infrastrutture ecc.), che in terza fase.

I risultati ottenuti riguardano dunque le stime delle estensioni della superficie forestale che derivano dalle classificazioni attuate prima per foto interpretazione (prima fase INFC) e successivamente al suolo durante i rilievi di seconda fase. Tali stime sono presentate in forma tabellare e riportano le estensioni delle diverse categorie, nelle quali si articola la superficie occupata dalle formazioni forestali, accompagnate dalla stima dell'incertezza campionaria espressa in termini di coefficiente di variazione percentuale. Le stime degli attributi quantitativi derivano da rilievi di terza fase effettuati nella stagione vegetativa 2006 ma, in analogia a quanto fatto per la seconda fase, le stime dei caratteri quantitativi si riferiscono convenzionalmente all'anno 2005. I risultati sono presentati in tabelle che riportano le stime dei valori totali di strato e dei valori medi per unità di superficie associate al loro errore campionario espresso in termini di coefficiente di variazione percentuale.

Per tanto, ci è serviti di tali informazioni per selezionare le possibili specie legnose impiegate, tenendo conto della reperibilità del materiale nella regione Abruzzo.

Distretto territoriale	PROVINCIA	Boschi di larice e cembro		Boschi di abete rosso		Boschi di abete bianco		Pinete di pino silvestre e montano		Pinete di pino nero, laricio e loricato		Pinete di pini mediterranei	
		superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)
Abruzzo	L'aquila	0	-	362	100.1	0	-	724	70.8	15 565	15.0	362	100.1
	Teramo	0	-	0	-	0	-	0	-	724	70.8	0	-
	Pescara	0	-	0	-	0	-	0	-	1 421	50.1	1 810	44.7
	Chieti	0	-	0	-	724	70.8	362	100.1	1 448	50.0	362	100.1

Comportamento sismico delle strutture lignee di copertura: la chiesa di San Biagio Amiterno a L'Aquila

Distretto territoriale	PROVINCIA	Altri boschi di conifere, pure o miste		Faggete		Boschi a rovere, roverella e farnia		Cerrete, boschi di farnetto, fragno, vallonea		Castagneti		Ostrieti, carpineti	
		superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)
Abruzzo	L'aquila	724	70.8	80 693	6.2	38 731	9.3	21 356	12.8	4 706	27.7	23 194	12.2
	Teramo	724	70.8	21 746	12.7	13 393	16.3	2 896	35.3	362	100.1	11 703	17.4
	Pescara	0	-	8 353	20.7	6 153	24.1	0	-	0	-	2 534	37.8
	Chieti	0	-	11 611	17.5	23 501	12.1	6 489	23.5	0	-	8 715	20.3

Distretto territoriale	PROVINCIA	Boschi igrofilii		Altri boschi caducifogli		Leccete		Sugherete		Altri boschi di latifoglie sempreverdi		Totale Boschi alti	
		superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)	superficie (ha)	ES (%)
Abruzzo	L'aquila	5 068	26.6	12 669	16.7	4 706	27.7	0	-	0	-	208 857	3.2
	Teramo	5 792	24.9	7 575	21.7	2 172	40.8	0	-	0	-	67 085	6.9
	Pescara	4 344	28.8	18 045	13.9	0	-	0	-	0	-	42 660	8.9
	Chieti	5 068	26.6	10 471	18.4	1 810	44.7	0	-	0	-	70 559	6.7

Tabella 7-1 Estensione delle categorie forestali Regione Abruzzo

Come si evince dagli stralci delle tabelle relative all'estensione delle categorie forestali dei boschi alti, ripartita per province, focalizzando l'attenzione sull'Aquilano si hanno le seguenti estensioni:

Categoria forestale	Superficie (ha)
Abete rosso	362
Pino mediterraneo	362
Pino silvestre e montano	724
Castagneti	4'706
Leccete	4'706
Pino nero e laricio	15'565
Cerrete	21'356
Ostrieti e carpineti	23'194
Rovere, roverella e farnia	38'731
Faggete	80'693

Tabella 7-2 Riepilogo delle categorie forestali provincia de L'Aquila

7.3 SPECIE LEGNOSE

Facendo riferimento alla bibliografia, però è possibile effettuare una ulteriore selezione considerando quali tra i precedenti legnami citati possono essere impiegati, anche storicamente, nelle costruzioni. Infatti ai legnami da costruzione forniti da Conifere appartengono: Abete rosso, Pino silvestre, Pino nero e laricio mentre a quelli forniti da Latifoglie appartengono Rovere, Cerrete, Ostrieti, Carpineti e Lecceti (appartenenti alle querce) e il Castagno. I restanti sono impiegati per lo più per infissi ed arredamento.

Si considerano Pino nero, Castagno ed eventualmente Quercia come possibili legnami impiegati per la realizzazione della capriata.

Categoria forestale	Massa volumica (kg/m ³)	Modulo di Elasticità (N/mm ²)
Pino Nero o Laricio	543	12000
Castagno	563	9000
Quercia	702	13000

Tabella 7-3 Specie legnose preferibilmente impiegate per uso strutturale (capriate)

Tanto più che il pino nero viene indicato in letteratura come principale materiale impiegato per la realizzazione delle capriate e più in generale degli elementi strutturali ed il castagno è stato impiegato in alcune chiese della zona per realizzare coperture in epoca settecentesca, ad esempio si consideri la chiesa di Santa Margherita a L'Aquila.

7.3.1 PINO NERO O LARICIO

Benché il Pino laricio formi importanti comprensori forestali nella Sila, nell'Aspromonte o sull'Etna, agli effetti della produzione di legname sono anche da considerarsi gli ottimi rimboschimenti effettuati in varie zone pedemontane ed appenniniche.

Si tratta di un pino con fusti di ottima forma ce può raggiungere notevoli dimensioni (anche diametro di 100 cm ed altezza sino a 35 -40 m).

Per quanto concerne il Pino laricio è possibile stabilire una correlazione tra ampiezza degli anelli e massa volumica, come è possibile vedere in figura, al diminuire della massa volumica, aumenta l'ampiezza degli anelli.

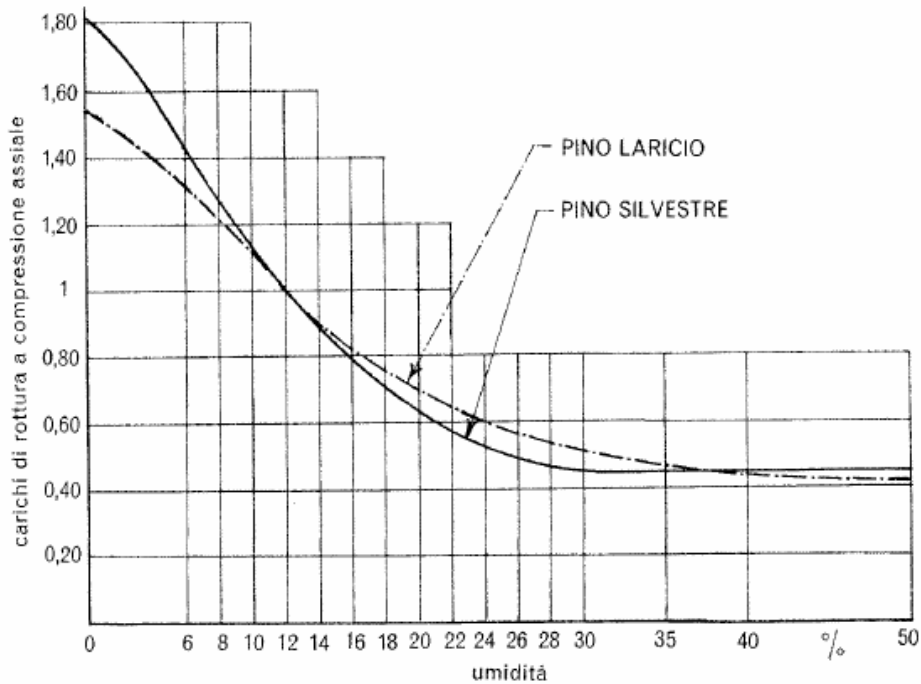


Fig. 5.13 Influenza dell'umidità sopra il carico di rottura a compressione assiale del legno di Pino silvestre dalle Alpi italiane e di Pino laricio della Sila: come dato di comparazione è stato assunto eguale ad 1 il carico di rottura ad umidità normale del 12% (Giordano, 1990).

Poiché tra massa volumica e resistenze a compressione assiale e a flessione statica esiste una interdipendenza, si possono direttamente rappresentare resistenza a compressione e a flessione in funzione dell'ampiezza degli anelli.

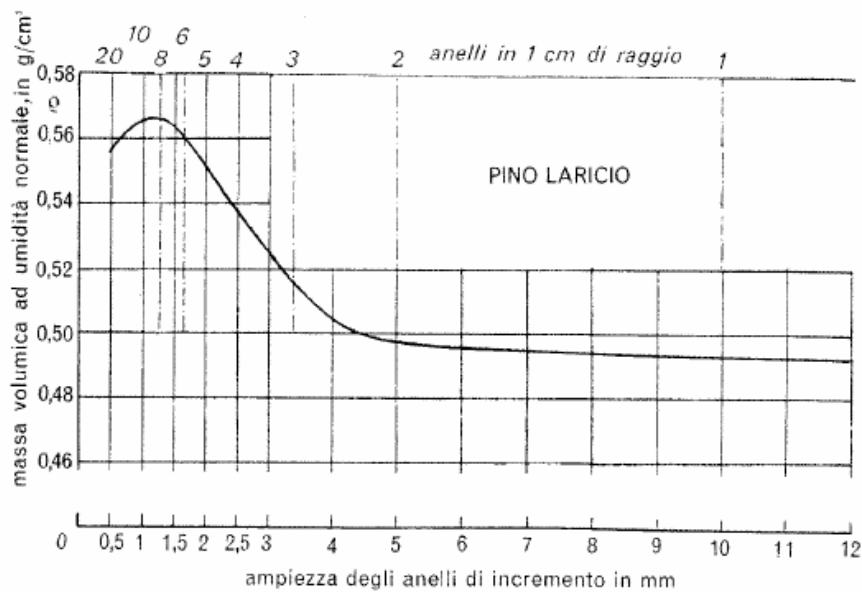


Fig. 5.14 Massa volumica ad umidità normale del legno di Pino laricio proveniente dalla Sila in funzione dell'ampiezza degli anelli di incremento (Giordano, 1990).

L'influenza dell'umidità sulla resistenza a compressione è illustrata nel seguente grafico, mentre per l'influenza relativa alla resistenza a flessione possono considerarsi degli scarti pari alla metà di quelli relativi alla compressione.

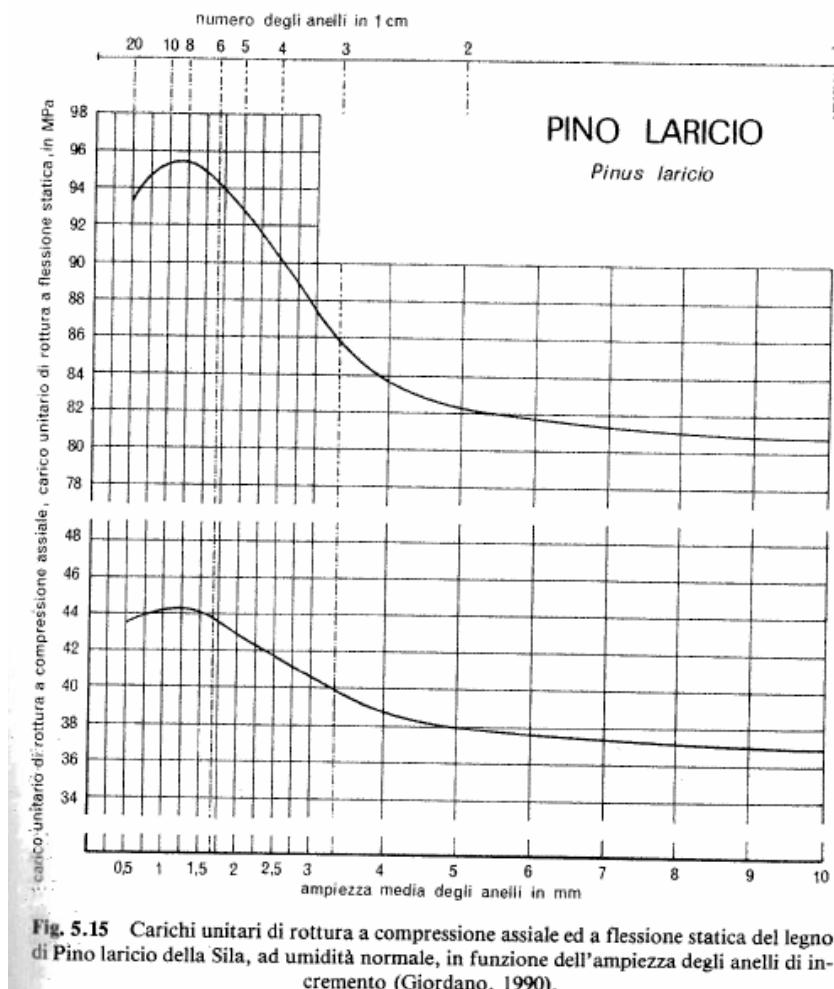


Fig. 5.15 Carichi unitari di rottura a compressione assiale ed a flessione statica del legno di Pino laricio della Sila, ad umidità normale, in funzione dell'ampiezza degli anelli di incremento (Giordano, 1990).

I pregi del Pino laricio per scopi costruttivi sono essenzialmente la buona regolarità dei fusti e le notevoli dimensioni che gli stessi possono raggiungere.

7.3.2 CASTAGNO

Il Castagno è la specie legnosa che, dopo il Pioppo, fornisce il maggior quantitativo di legname da lavoro e da opera nel nostro paese, essendo largamente diffuso nelle zone collinari e di media montagna di tutta Italia.

Esso per la sua longevità può raggiungere notevoli dimensioni (si citano esemplari di oltre 5 m di diametro), ma anche attenendosi alle medie si può avere verso i 120 anni di età un diametro di 80 cm con una altezza di 25 -30 m. I fusti non innestati per la produzione dei frutti, sono dritti e slanciati (a differenza dei primi che sono più tozzi).

Le caratteristiche di resistenza alla compressione assiale ed alla flessione in funzione della massa volumica risultano dai diagrammi seguenti senza che sia possibile porre in relazione tali resistenze con l'ampiezza degli anelli.

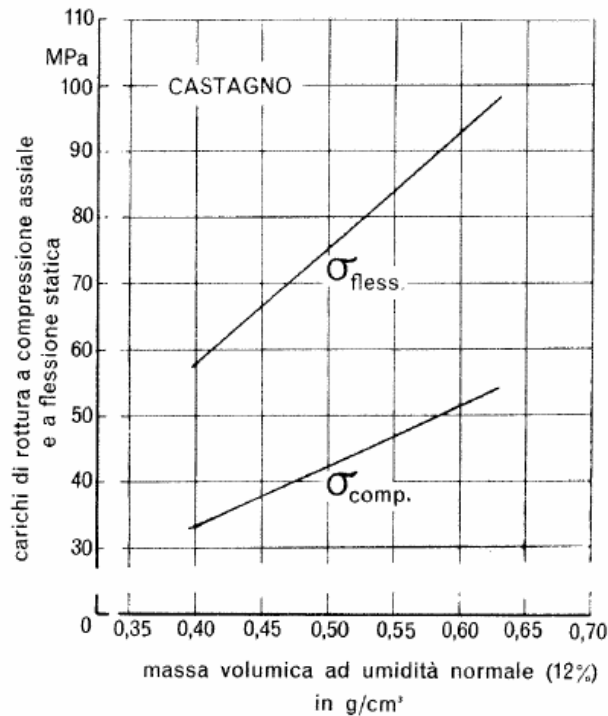


Fig. 5.16 Carichi unitari di rottura a compressione assiale e a flessione statica del legno di Castagno italiano, ad umidità normale, in funzione della massa volumica (Giordano, 1991).

Nella seguente figura è invece indicato il decremento della resistenza a compressione con l'aumento dell'umidità, mentre per la resistenza a flessione possono considerarsi degli scarti pari alla metà di quelli della compressione.

In conclusione, gli alberi di Castagno, si prestano egregiamente per travi, purché non siano affetti da cipollature difetto che pare dipendere dalle condizioni di crescita.

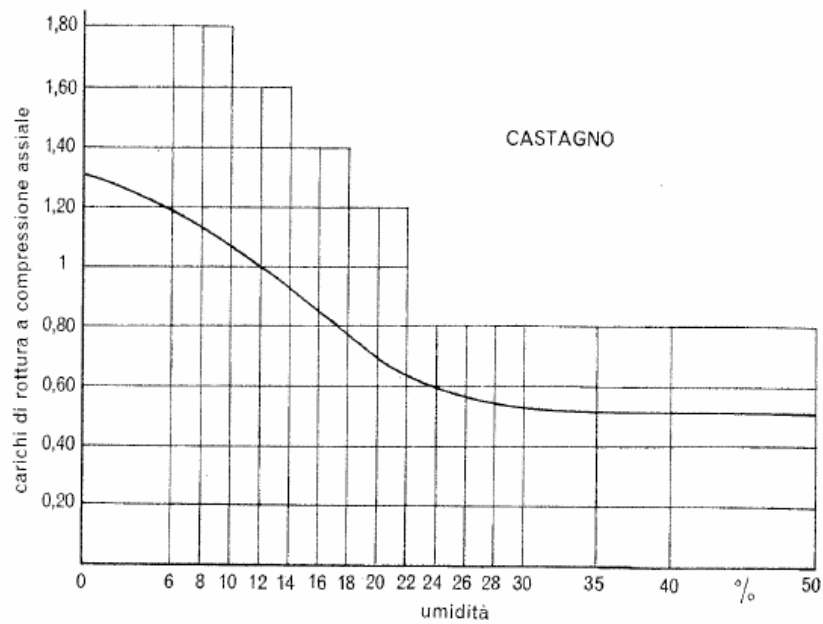


Fig. 5.17 Influenza dell'umidità sopra il carico di rottura a compressione assiale del legno di Castagno italiano: come dato di comparazione è stato assunto eguale ad 1 il carico di rottura ad umidità normale del 12% (Giordano, 1991).

7.3.3 QUERCIA

Il genere botanico della quercia è molto diffuso nel mondo con moltissime specie delle quali 10 sono presenti in Italia.

Mentre i precedenti diagrammi indicano come variano le caratteristiche di resistenza alla compressione assiale ed alla flessione in funzione della massa volumica, nessuna relazione del genere può essere formulata in dipendenza dello spessore degli anelli.

Nella seguente figura è invece indicato il decremento della resistenza a compressione con l'aumento dell'umidità, mentre, come per le specie legnose già citate, per la resistenza a flessione possono considerarsi degli scarti pari alla metà di quelli della compressione.

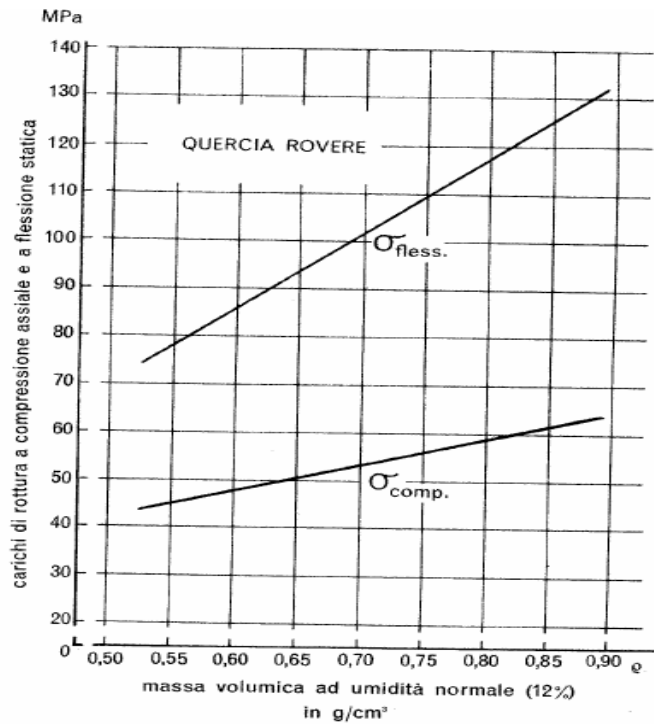


Fig. 5.22 Carichi unitari di rottura a compressione assiale ed a flessione statica del legno di Quercia Rovere dell'Appennino, ad umidità normale, in funzione della massa volumica (Giordano, 1990).

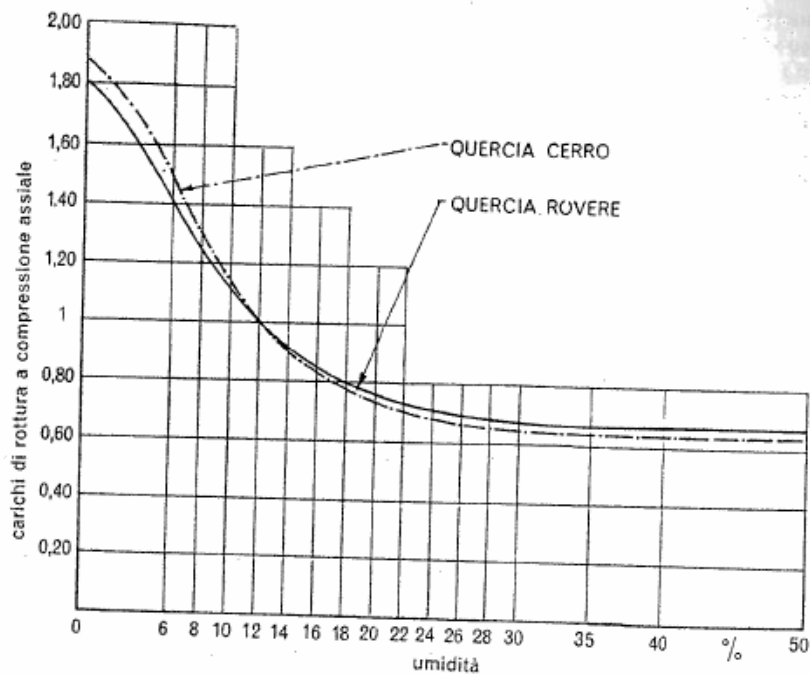


Fig. 5.23 Influenza dell'umidità sopra il carico di rottura a compressione assiale del legno di Quercia Rovere e di Quercia Cerro dell'Appennino: come dato di comparazione è stato assunto eguale ad 1 il carico di rottura ad umidità normale del 12% (Giordano, 1990).

8 ANALISI

8.1 Introduzione

Dopo aver definito la copertura, ovvero a seguito della selezione delle possibili configurazioni dei vincoli esterni e delle differenti entità di carico gravanti sulla struttura, si è pervenuti ad un modello definitivo sul quale poter procedere con le analisi.

Si specifica che le suddette analisi riguardano sia l'ipotizzata struttura originaria, che quella sovraccaricata dal solaio latero cementizio e, visto quanto risultato nel capitolo relativo alla modellazione, sono state scelte due situazioni di vincolo abbastanza differenti: appoggi ed incastri per le prime analisi, mentre successivamente, considerando i risultati ottenuti, si procederà con l'analisi della sola copertura vincolata con appoggi.

Innanzitutto si procederà andando a considerare la risposta in termini di analisi modale della copertura variando la tipologia di materiale di cui potrebbe essere costituita la struttura, successivamente si effettuerà una analisi con lo spettro di risposta previsto dalla normativa tecnica per le costruzioni per il sito in cui sorge la chiesa. Tale spettro è stato determinato per mezzo del programma fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. In un secondo momento si costruirà uno spettro "reale", sulla base di 7 eventi realmente accaduti ed opportunamente selezionati e scalati, che si avvicini il più possibile a quello di riferimento, ed infine si procederà con l'analisi della struttura imponendo gli accelerogrammi relativi agli stessi 7 eventi precedentemente impiegati per la costruzione dello spettro "reale".

8.2 Forme modali

Un significativo aspetto, dal punto di vista sismico, è la capacità di una struttura di rispondere all'azione sismica nelle diverse direzioni.

La copertura della chiesa di San Biagio è costituita da una serie di 12 capriate parallele connesse trasversalmente da terzere, nella configurazione originaria, e anche dalla soletta di getto, nella configurazione sovraccaricata.

Considerando il primo dei due casi, si nota che la risposta nelle due direzioni orizzontali è molto differente e l'analisi modale è un metodo semplice e chiaro per evidenziare ciò.

I primi modi della struttura (dal 1° al 5°, come evidenziato in figura 1) sono trasversali, mentre al 6° modo (come si nota dalla figura 2) è possibile vedere la forma modale che interessa la direzione longitudinale.

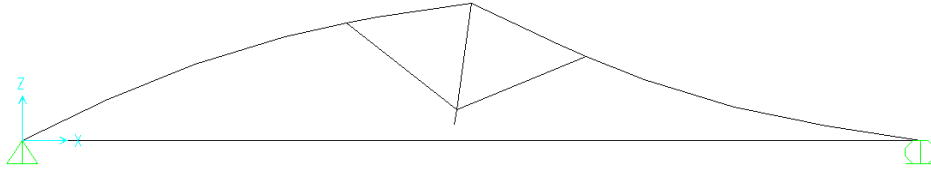


Figura 8-1 Forma modale in direzione trasversale, modo 3

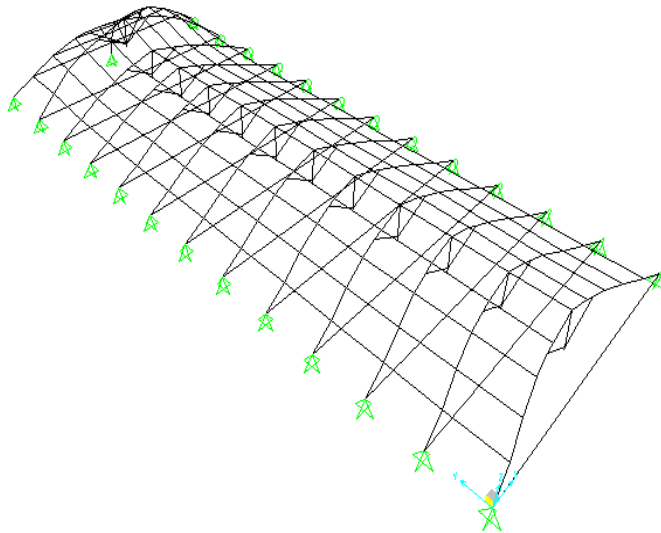


Figura 8-2 Forma modale in direzione longitudinale, modo 6

8.3 Analisi del materiale

Come è emerso dalle ricerche bibliografiche, la tipologia di materiale legnoso di cui potrebbero essere costituite le capriate della chiesa di San Biagio sono le seguenti:

1. Castagno;
2. Pino nero;
3. Quercia.

Pertanto è stata condotta l'analisi modale variando i parametri dei suddetti materiali all'interno del programma, ovvero sono stati modificati il peso per unità di volume e, con prevedibili più importanti conseguenze, la rigidità.

A tal proposito è bene precisare che, al fine di reperire i dati necessari, si è fatto riferimento al catalogo *I volti del legno* (Promolegno, 2007).

8.3.1 Castagno

I dati relativi al castagno sono i seguenti:

- Peso per unità di volume: 712 kg/m^3
- Modulo di elasticità: 9000 N/mm^2

In primo luogo si incentra l'attenzione sui risultati ottenuti in termini di periodo, considerando le prime 12 forme modali.

Dal grafico 8.1 è possibile effettuare un confronto tra le configurazioni prese in esame. Immediatamente si può notare una decisiva influenza sui valori del periodo data dal carico che grava sulla copertura: infatti, mentre nel caso della copertura originaria, per tanto più leggera, il periodo, nella prima forma modale, ad esempio, assume valori di circa 0,56, nel caso della copertura sovraccaricata, il periodo aumenta notevolmente, superando la soglia dello 0,8. Pertanto si afferma, come atteso, che aumentando il carico, il periodo aumenta.

Una seconda riflessione può essere condotta concentrando l'attenzione sulla variazione dei vincoli esterni: come si evince sempre dal grafico 8.1, essi non influenzano l'andamento del periodo, poiché le variazioni risultano essere decisamente trascurabili.

Ad ogni modo, per una più approfondita osservazione dei risultati, si rimanda all'allegato A.

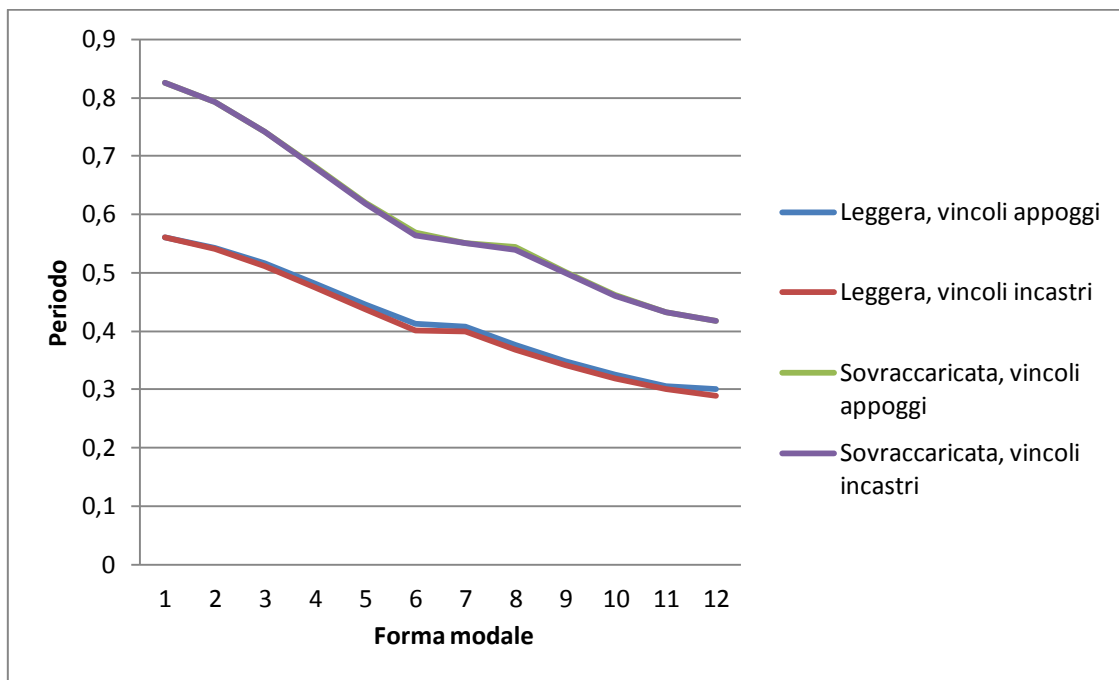


Grafico 8-1 Andamento del periodo, legno di castagno

In un secondo momento si è concentrata l'attenzione sui valori delle masse modali partecipanti. In questo caso si evince che la direzione in cui si ha la più alta percentuale di massa partecipante è quella relativa all'asse longitudinale della copertura e si raggiunge una percentuale di circa 70% alla sesta o settima forma modale, in relazione alla configurazione considerata. Infatti, come si può notare in tabella 8.1, nel caso di appoggi e copertura leggera si ha il 76% della massa partecipante al sesto modo, mentre negli altri casi il modo in cui si ha il raggiungimento di una consistente percentuale di massa partecipante è il settimo, quantificabile nell'ordine del 60% per la copertura leggera incastrata alla base, 73% e 70% rispettivamente per le medesime ipotesi di vincolo nel caso della copertura sovraccaricata.

4	0,0001300	0,0000001	0,0000001	0,0663700	0,0000040	0,0000017
5	0,0032500	0,0000104	0,0000001	0,0663200	0,0000150	0,0000318
6	0,0001400	0,7591100	0,0127000	0,0664600	0,7591300	0,0127300
7	0,0003600	0,0005100	0,0000060	0,0668200	0,7596400	0,0127400
8	0,0031300	0,0000004	0,0000000	0,0680500	0,7596400	0,0127400

Tabella 8-1 Masse modali partecipanti, copertura leggera e vincolata con appoggi, legno di castagno

Anche in questo caso, per la consultazione dei risultati integrali, si rimanda all'allegato A.

Infine si è scelto di visualizzare i risultati ottenuti in termini di somma progressiva delle percentuali della massa partecipante modo per modo. Come si evince dal grafico 8.2, in cui sono raccolti i dati per ciascuna configurazione di vincolo ed ipotesi di carico, la percentuale di massa partecipante, ad esempio al 24^{esimo} modo, è mediamente pari al 75-80% nella direzione longitudinale, 7-8% scarso in quella trasversale e poco più del 75% nella terza direzione: quella ortogonale al terreno.

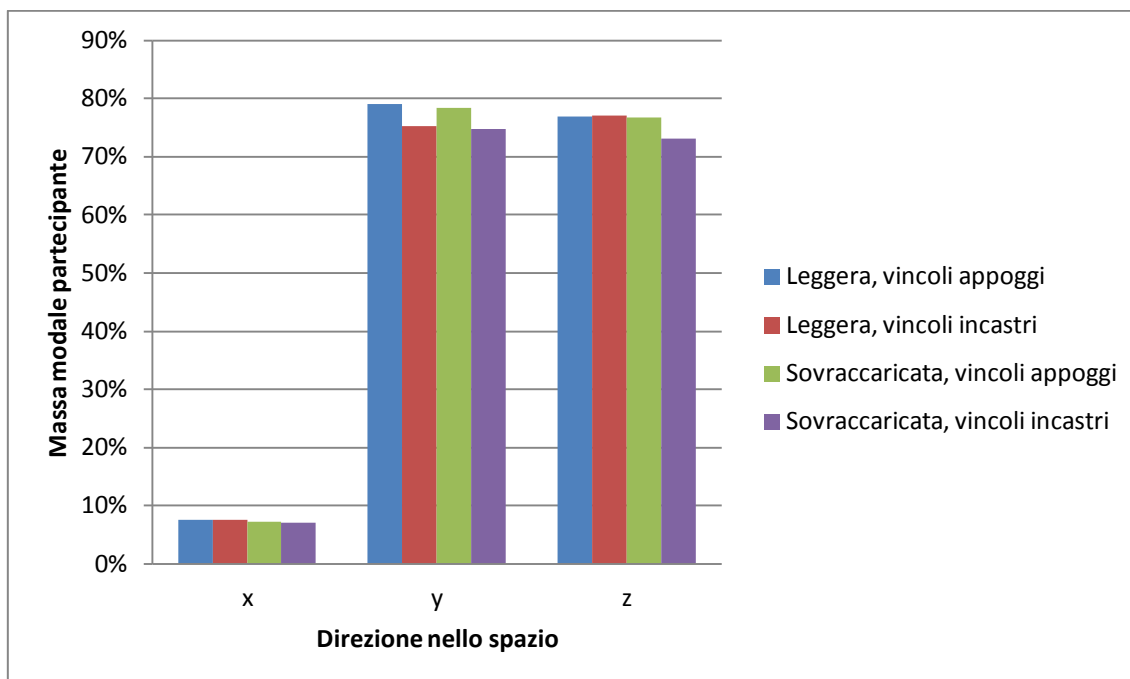


Grafico 8-2 Masse modali partecipanti, legno di castagno

8.3.2 Pino nero

I dati relativi al pino nero sono i seguenti:

- Peso per unità di volume: 543 kg/m^3
- Modulo di elasticità: 11000 N/mm^2

Come nel caso precedente, si osservano i risultati ottenuti in termini di periodo, considerando le prime 12 forme modali.

Dal grafico 8.3, si ritrova l'andamento del periodo in funzione dei carichi e dei vincoli come per il legno di castagno.

Tuttavia è visibile, rispetto al caso precedente, una variazione dei valori in gioco a causa del differente materiale: il pino nero, essendo più rigido, causa, in tutte le configurazioni di vincolo e in tutte le ipotesi di carico, una diminuzione del periodo. Considerando il primo modo, infatti, si passa da 0,56, per la copertura leggera, a circa 0,5, mentre per la copertura sovraccaricata, si ha un decremento di 0,05 rispetto allo stesso valore relativo alla struttura in castagno.

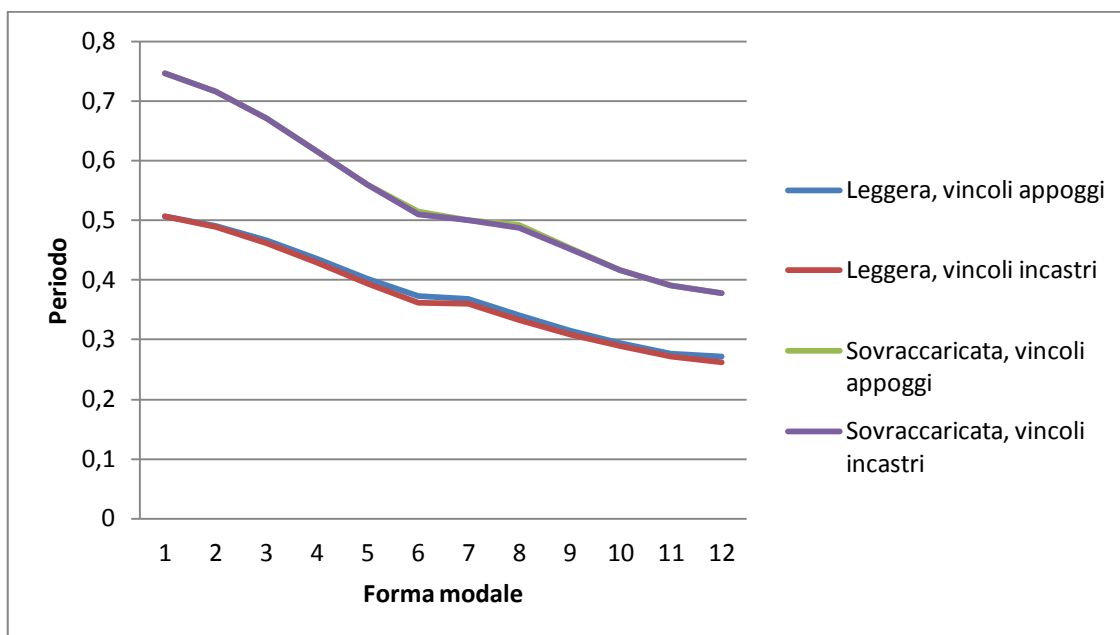


Grafico 8-3 Andamento del periodo, legno di pino nero

Osservando le masse modali partecipanti, si può notare un andamento dei risultati simile a quello che si è osservato nel caso del castagno: si evince che nella direzione dell'asse longitudinale della copertura si raggiunge, anche nel caso del Pino Nero, una percentuale di circa 70% alla sesta o settima forma modale, in relazione alla configurazione considerata. Infatti, come si può notare in tabella 8.2, nel caso di appoggi e copertura leggera si ha il 76% della massa partecipante al sesto modo, mentre negli altri casi il modo in cui si ha il raggiungimento di una consistente percentuale di massa partecipante è il settimo, quantificabile nell'ordine del 60% per la copertura leggera incastrata alla base, 73% e 70% rispettivamente per le medesime ipotesi di vincolo nel caso della copertura sovraccaricata.

5	0,00325000	0,00001040	0,00000009	0,06632000	0,00001498	0,00003182
6	0,00014000	0,75911000	0,01270000	0,06646000	0,75913000	0,01273000
7	0,00036000	0,00051000	0,00000600	0,06682000	0,75964000	0,01274000

Tabella 8-2 Masse modali partecipanti, copertura leggera e vincolata con appoggi, legno di pino nero

Infine si è scelto, come nel caso del castagno, di visualizzare i risultati ottenuti in termini di somma progressiva delle percentuali della massa partecipante modo per modo. Come si osserva dal grafico 8.4, le percentuali di massa partecipante, ad esempio al 24^{esimo} modo, ricalcano quanto accade nell'analisi precedente: mediamente pari al 75-80% nella direzione longitudinale, 7-8% in quella trasversale e poco più del 75% nella terza direzione.

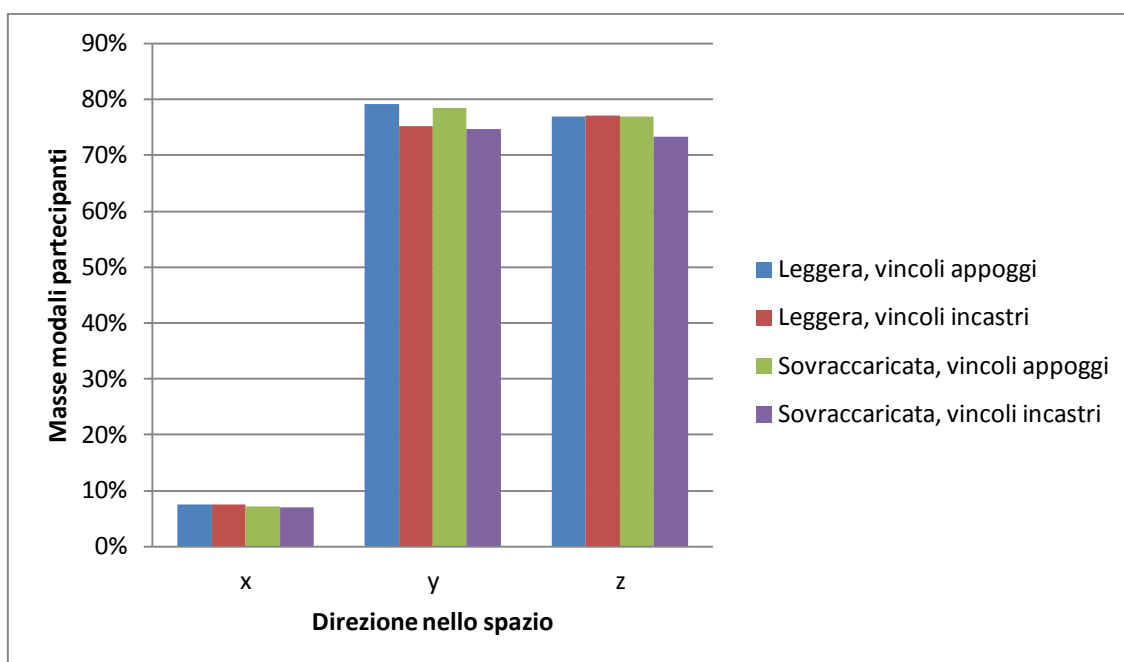


Grafico 8-4 Masse modali partecipanti, legno di pino nero

8.3.3 Quercia

I dati relativi alla quercia sono i seguenti:

- Peso per unità di volume: 712 kg/m³
- Modulo di elasticità: 14000 N/mm²

Come è stato fatto per il legno di castagno e per il legno di pino nero, si commentano in primo luogo i risultati in termini di periodo, considerando le prime 12 forme modali.

Dal grafico 8.5 si osserva che, ancora una volta, vale quanto detto per l'analisi della struttura costituita in legno di castagno e pino nero, relativamente all'andamento del periodo in funzione dei carichi e dei vincoli.

Tuttavia è visibile, rispetto ad entrambi i casi precedenti, una variazione dei valori in gioco a causa del differente materiale: la quercia, avendo un modulo di elasticità più alto sia del castagno che del pino nero, causa, in tutte le configurazioni di vincolo e in tutte le ipotesi di

carico, una diminuzione del periodo. Considerando il primo modo, infatti, si ha un valore pari a 0,46, per la copertura leggera, e 0,68 per la copertura sovraccaricata.

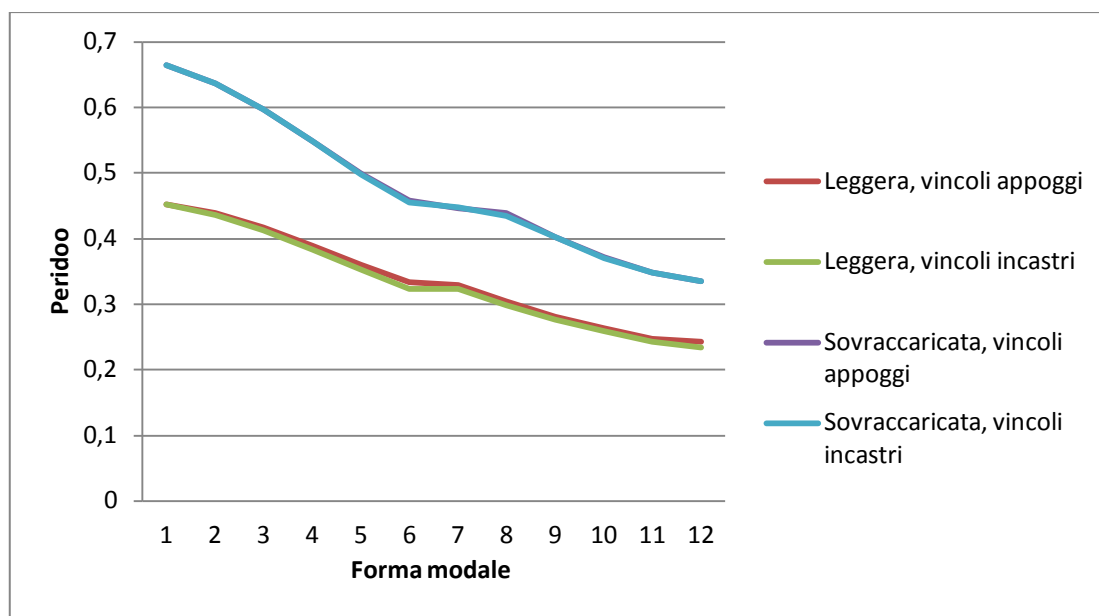


Grafico 8-5 Andamento del periodo, legno di quercia

Osservando le masse modali partecipanti, si può notare un andamento dei risultati simile a quello che si è osservato nei casi precedenti: come si può notare in tabella 8.3, nel caso di appoggi e copertura leggera si ha il 76% della massa partecipante al sesto modo, mentre negli altri casi il modo in cui si ha il raggiungimento di una consistente percentuale di massa partecipante è il settimo, quantificabile nell'ordine del 60% per la copertura leggera incastrata alla base, 73% e 70% rispettivamente per le medesime ipotesi di vincolo nel caso della copertura sovraccaricata.

4	0,00014000	0,00000313	0,00000010	0,06292000	0,00000459	0,00003180
5	0,00328000	0,00001038	0,00000008	0,06620000	0,00001496	0,00003189
6	0,00014000	0,75820000	0,01296000	0,06634000	0,75822000	0,01299000
7	0,00037000	0,00039000	0,00000440	0,06671000	0,75861000	0,01300000
8	0,00211000	0,00000288	0,00000002	0,06886000	0,75862000	0,01300000

Tabella 8-3 Massa modale partecipante, copertura leggera e vincolata con appoggi, legno di quercia

Infine in termini di somma progressiva delle percentuali della massa partecipante modo per modo, come si mostra nel grafico 8.6, le percentuali di massa partecipante, ad esempio al 24^{esimo} modo, ricalcano quanto accade nelle analisi precedenti.

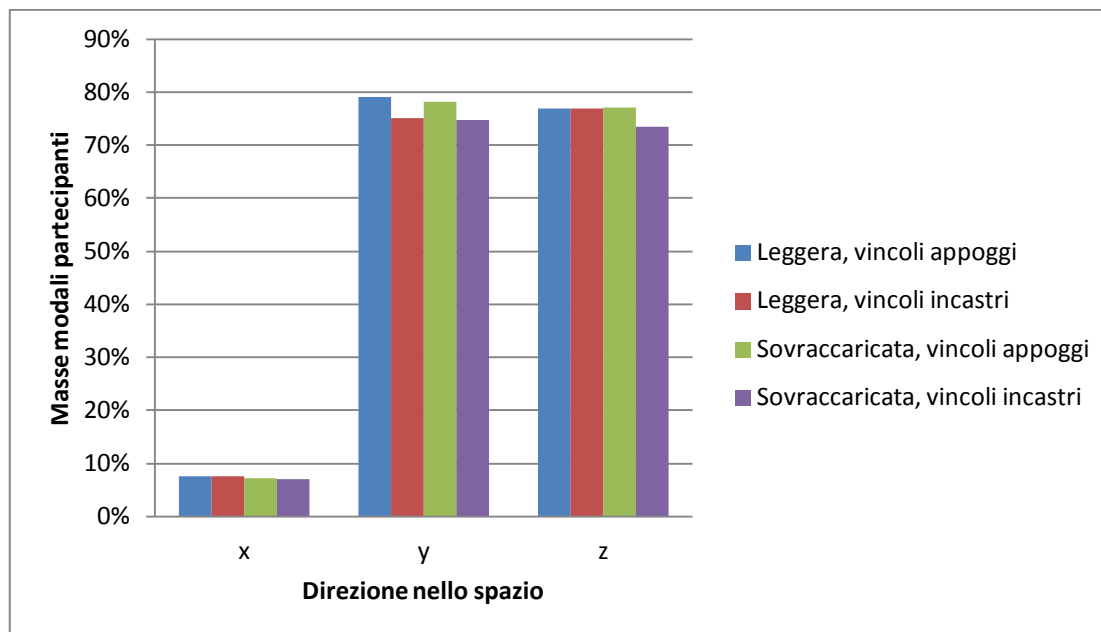


Grafico 8-6 Masse modali partecipanti, legno di quercia

8.4 Analisi con spettro di risposta elastico

In un secondo momento, per tutte le configurazioni precedenti sia in termini di vincoli che in termini di carico gravante sulla struttura, si è effettuata una analisi con spettro di risposta considerando come tipologia di legno esclusivamente il castagno, essendo il più probabile materiale costituente gli elementi della copertura.

Si ricorda a tal proposito che per ogni valore di smorzamento e per ogni accelerogramma è possibile costruire un diagramma dell'accelerazione in funzione del periodo: tale diagramma viene definito spettro di risposta elastica del terremoto.

Basandosi sulle registrazioni relative a vari terremoti realmente avvenuti sono stati elaborati diagrammi per definire valori realistici dell'accelerazione applicabili ai vari siti geografici.

Lo spettro di risposta elastico permette di stabilire relazioni tra l'intensità prevedibile dei terremoti, le caratteristiche costruttive dell'oscillatore e la prevedibile risposta di quest'ultimo.

In generale si può affermare che l'effetto perturbante dell'azione sismica sull'oscillatore tende:

- Ad aumentare con la massa dell'oscillatore;
- Ad aumentare con la rigidità dello stesso;
- Ad aumentare al crescere dello smorzamento, cioè della capacità della struttura di dissipare energia.

Quindi un oscillatore elementare si dimostrerà tanto meno sensibile al sisma quanto maggiori saranno la sua leggerezza, la sua flessibilità e la sua capacità di smorzamento delle oscillazioni. Ciò può essere esteso anche ai sistemi a più gradi di libertà, quali strutture ed edifici più complessi per i quali l'azione sismica globale sarà comunque funzione della massa, dei modi di

vibrare della struttura, del suo periodo di vibrazione fondamentale e della capacità di smorzamento. Come sarà illustrato nel seguito, lo spettro di risposta elastica può anche essere considerato rappresentativo di un dato terremoto, dal quale è possibile valutare la risposta di un determinato edificio in funzione delle sue caratteristiche.

8.4.1 Definizione dello spettro

Lo spettro di risposta impiegato nelle analisi è stato ottenuto grazie al documento messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: esso fornisce gli spettri elastici rappresentativi delle componenti orizzontali e verticali delle azioni sismiche per qualsiasi sito del territorio nazionale.

Il procedimento che consente di ottenere i dati necessari è articolato nelle seguenti tre fasi:

1. Individuazione della pericolosità de sito;
2. Scelta della strategia di progettazione ;
3. Determinazione dell'azione di progetto.

Relativamente al caso di studio è bene specificare che sono state inserite le coordinate della città de L'Aquila (Latitudine: 42°21' e Longitudine 13°23'), nonostante fosse possibile anche specificare solamente il comune, la provincia e la regione.

Successivamente sono stati specificati la vita nominale della costruzione, il coefficiente d'uso, in seguito ai quali vengono restituiti automaticamente dal file di calcolo periodo di riferimento per la costruzione e il periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica.

La vita nominale della struttura, essendo intesa come il numero di anni in cui la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, è certamente maggiore di 50 anni, come da tabella presente nelle NTC.

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

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

Figura 8-3 Stralcio delle norme tecniche riguardante la vita nominale

Per quanto concerne la classe d'uso è stata scelta la Classe III poiché, benché non si tratti di un edificio in cui siano eseguite attività pericolose per l'ambiente, comunque gli affollamenti potrebbero essere in taluni casi significativi, avendo l'edificio una funzione pubblica.

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

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

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

Figura 8-4 Stalcio delle norme tecniche riguardante il coefficiente d'uso

Infine è stato scelto come stato limite, lo stato di salvaguardia della vita e sono stati inseriti nel software i dati relativi alle categorie di sottosuolo e topografica: rispettivamente B e T2.

Si riporta quanto ottenuto in termini di spettri di risposta:

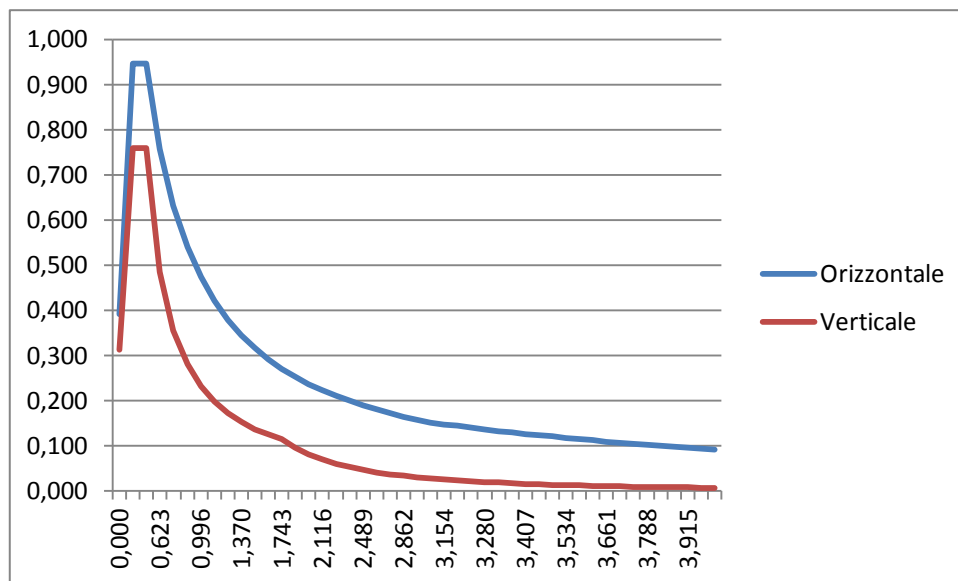


Grafico 8-7 Spettro C.S.L.P., periodo di ritorno SLV di 975 anni

Una volta ottenuti i suddetti dati, è possibile eseguire una analisi con spettro di risposta. Al fine di fare ciò è necessario in primo luogo definire in SAP una funzione spettro di risposta dal menù *define*, nel caso di studio è necessario selezionare l'opzione *from file* avendo a disposizione i valori precedentemente citati.

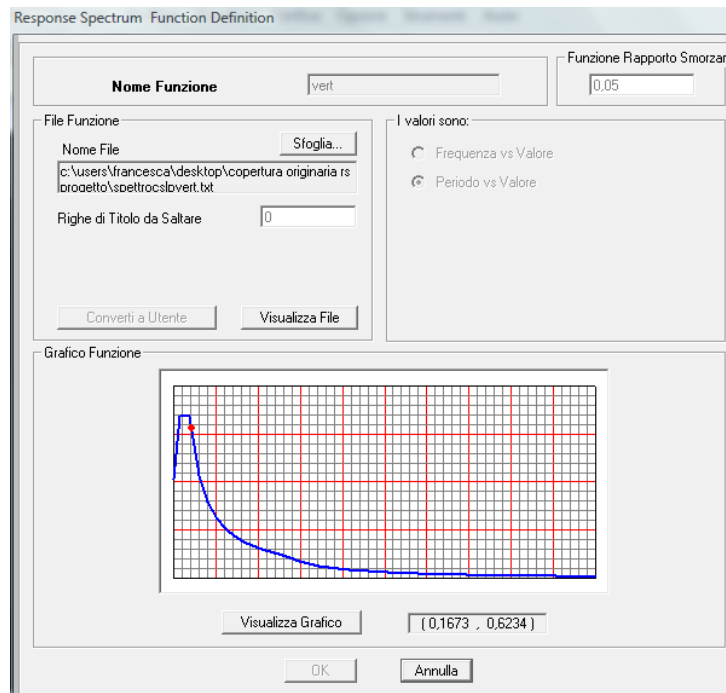


Figura 8-5 Schermata dell'inserimento dello spettro nel programma

A tal proposito è necessario specificare che i file disponibili sono due, uno per l'azione orizzontale ed uno per quella verticale ed il primo verrà impiegato sia per la direzione longitudinale dell'edificio sia per quella trasversale.

Successivamente è necessario definire un nuovo caso di carico la cui tipologia sia *Response Spectrum* in cui per l'appunto siano specificati i carichi applicati.

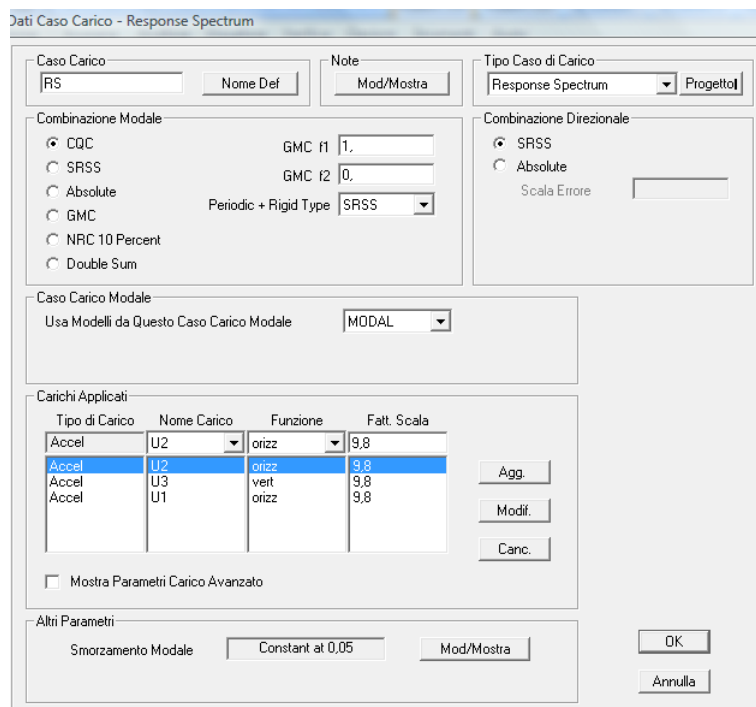


Figura 8-6 Schermata dell' inserimento nel programma del caso di carico

A tal proposito risulta di primaria importanza la definizione del fattore di scala, infatti il documento fornito dal C.S.L.P. restituisce i valori dell'accelerazione in funzione dell'accelerazione di gravità, per tanto è necessario tarare il carico secondo quanto impostato dall'inizio in SAP.

Poiché il periodo di ritorno dello spettro appena presentato per lo stato di salvaguardia della vita è di 975 anni, per poter valutare al meglio i risultati ottenuti, si propone anche lo spettro avente periodo di ritorno di 475 anni, tipico delle costruzioni ordinarie.

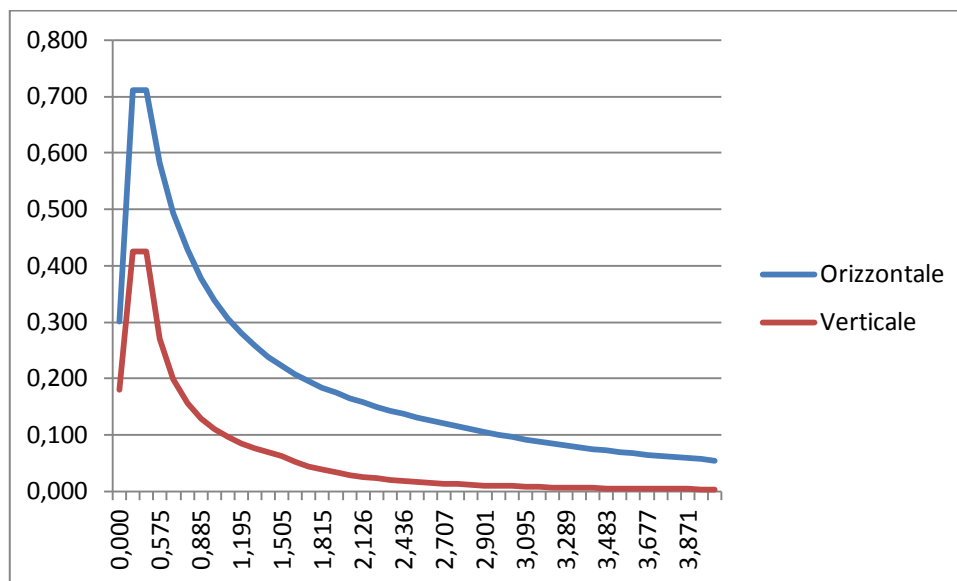


Grafico 8-8 Spettro di risposta C.S.L.P. periodo di ritorno di 475 anni

8.4.2 Risultati dell'analisi

8.4.2.1 Premessa

Si rammenta sono stati considerati due modelli: il primo rappresenta la situazione ipotizzata originaria della copertura, quindi più leggera e del suddetto sono stati considerati sia vincoli di appoggio, che incastri; il secondo rappresenta la situazione della copertura sovraccaricata dalla struttura che è stata imposta negli anni '80 ed anche questo caso è stato modellato sia con appoggi che con incastri.

Quindi, ad esclusione dei grafici in cui i risultati dei diversi casi saranno presenti contemporaneamente e quindi opportunamente segnalati, i grafici rappresentativi dei risultati ottenuti verranno sempre proposti nell'ordine in cui la casistica analizzata è stata precedentemente presentata.

Si precisa che si è scelto di considerare prima di tutto gli spostamenti dei nodi del colmo, successivamente dei nodi agli estremi degli arcarecci. Inoltre, come verrà precisato nel seguito, anche se in prima battuta vengono presentati gli spostamenti in tutte le tre direzioni (x,y,z),

essendo una delle direzioni preponderante rispetto alle altre, a seguire essa sarà l'unica ad essere considerata.

8.4.2.2 *Spostamento dei nodi di colmo*

Nei grafici sottostanti si presentano gli spostamenti dei nodi di colmo relativamente ai vari casi considerati e per ciascuna delle tre direzioni x,y, e z in funzione della distanza sull'asse delle y. In primo luogo, nel grafico 8.9, si può notare che gli spostamenti nella direzione x sono in generale estremamente limitati (inferiori al mezzo centimetro) e sono crescenti dalla prima capriata verso la testa di padiglione al termine della copertura.

Un simile andamento lo si può notare per quanto concerne gli spostamenti in direzione z (grafico 8.11), però con valori maggiori.

Sono tuttavia gli spostamenti nella direzione y quelli aventi maggiore consistenza (grafico 8.10), essi sono decrescenti dalla prima capriata in direzione dell'abside e ciò è ragionevole essendo la parte terminale della copertura maggiormente vincolato.

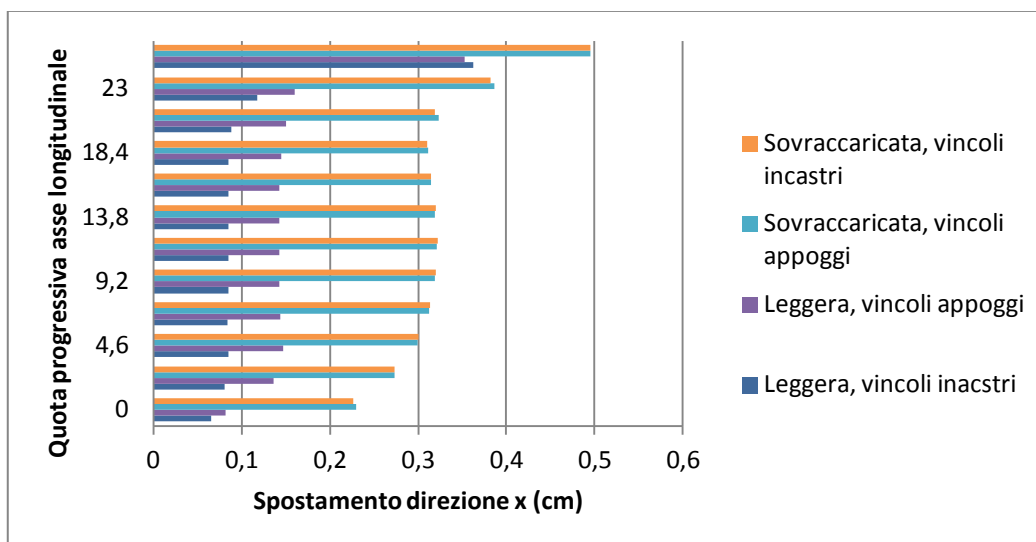


Grafico 8-9 Spostamenti nodi di colmo direzione x

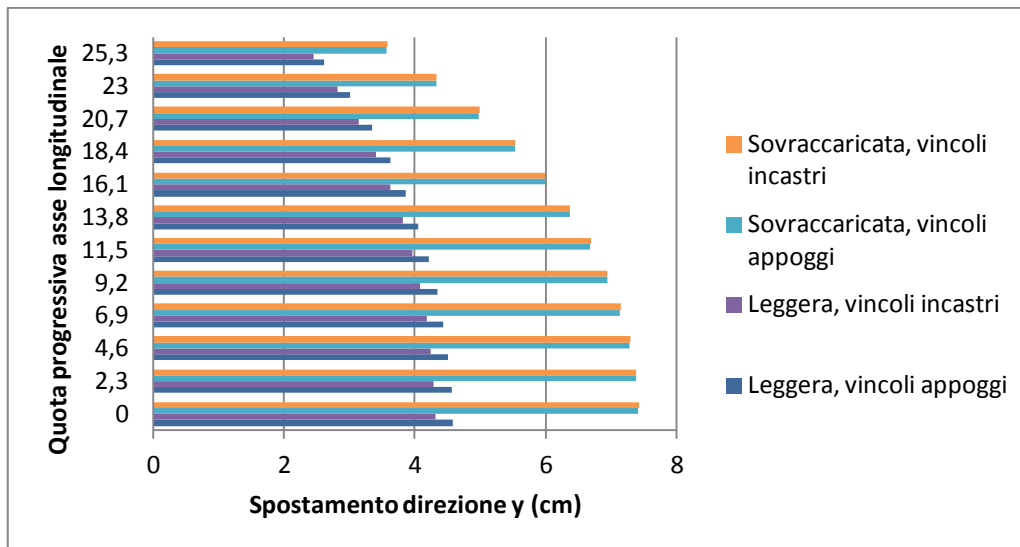


Grafico 8-10 Spostamenti nodi di colmo direzione y

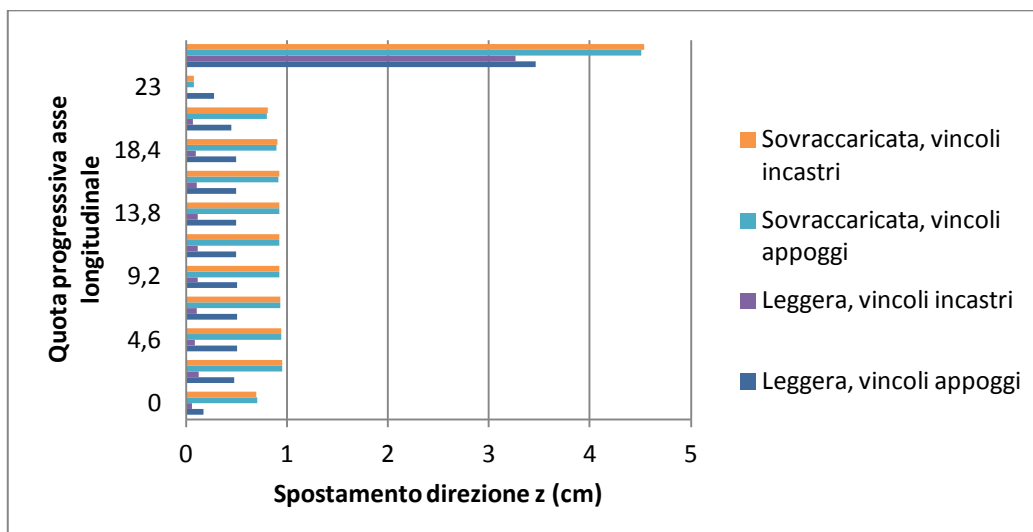


Grafico 8-11 Spostamenti nodi di colmo direzione z

Comune agli spostamenti in tutte le direzioni è la netta differenza tra la situazione più leggera e quella sovraccaricata, la prima infatti ha degli spostamenti mediamente molto inferiori della seconda.

Si sottolinea come i vincoli non abbiano quasi alcuna influenza sull'entità degli spostamenti.

Nei grafici 8.12 ed 8.13, rispettivamente per vincoli di appoggio ed incastro, si può notare che, limitatamente alla copertura leggera, la maggior parte degli spostamenti è dell'ordine di 4 – 5 centimetri, cioè il 58 %, per il caso degli appoggi e 42 % per il caso più vincolato degli incastri, dove aumenta la percentuale di valori dei range inferiori, ovvero quello di 2-3 cm e di 3 -4 cm.

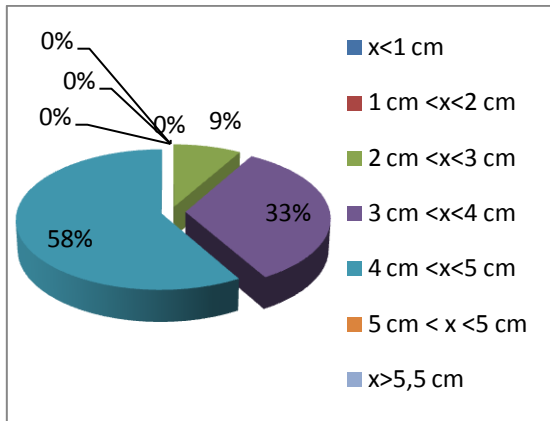


Grafico 8-12 Copertura leggera, vincoli appoggi

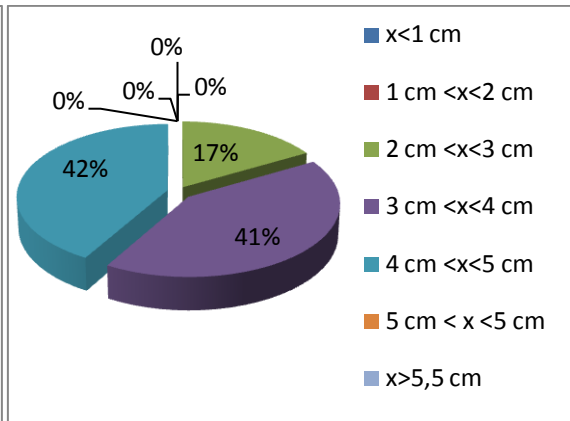


Grafico 8-13 Copertura leggera, vincoli incastri

Nei grafici 8.14 ed 8.15, rispettivamente per vincoli di appoggio ed incastro, si può notare che, limitatamente alla copertura sovraccaricata, la maggior parte degli spostamenti ha un valore superiore a 5,5 centimetri, cioè il 75% e si evince facilmente come i vincoli non influenzino minimamente i risultati.

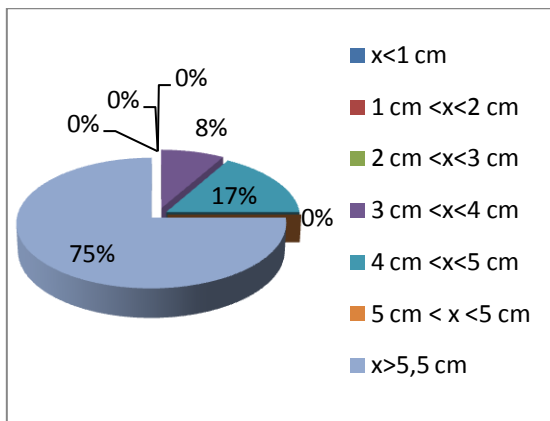


Grafico 8-14 Copertura sovraccaricata, vincoli appoggi

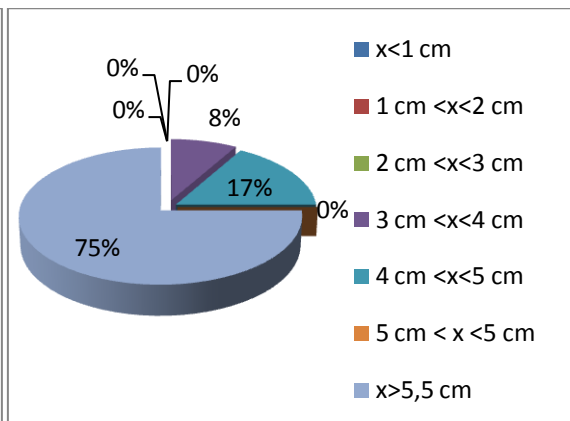


Grafico 8-15 Copertura sovraccaricata, vincoli incastri

8.4.2.3 Spostamento dei nodi degli arcarecci

Data l'impossibilità di raccogliere in un unico grafico l'andamento degli spostamenti dei nodi degli arcarecci di tutte le configurazioni in funzione della quota y dalla prima capriata, a causa dell'eccessivo numero di dati, si è scelto di procedere nel seguente modo: in primo luogo si valuta l'entità della maggior parte degli spostamenti dei nodi e successivamente si è cercato di individuarli lungo l'asse longitudinale della copertura.

Nei grafici 8.16 ed 8.17, rispettivamente per vincoli di appoggio ed incastro, si può notare che, limitatamente alla copertura leggera, la maggior parte degli spostamenti è dell'ordine di 3 - 4 cm. Si può notare che vi è una differenza tra la situazione con vincoli di appoggio e con vincoli di incastro, nel secondo caso infatti, benché resti simile la percentuale degli spostamenti del range di 3 - 4 cm, diminuisce nettamente quella degli spostamenti di 1 - 2 cm in favore di spostamenti minori (inferiori al centimetro). Questo può essere spiegato considerando che i

nodì in prossimità dei vincoli di incastro subiscono minori spostamenti rispetto agli stessi posizionati in prossimità degli appoggi.

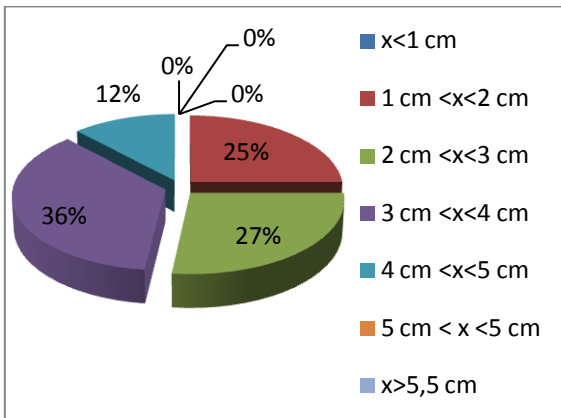


Grafico 8-16 Copertura leggera, vincoli appoggi

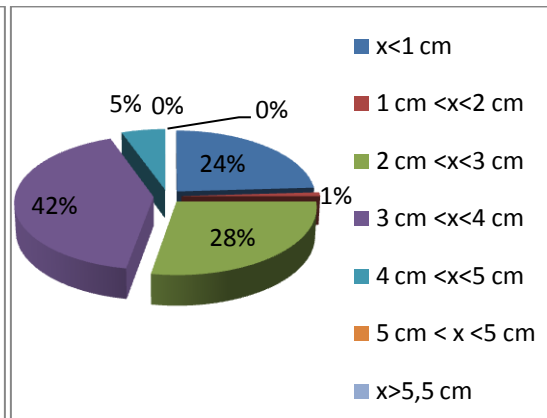


Grafico 8-17 Copertura leggera, vincoli incastri

Nei grafici 8.18 ed 8.19,rispettivamente per vincoli di appoggio ed incastro, si può notare che, limitatamente alla copertura sovraccaricata, la maggior parte degli spostamenti ha un valore superiore ai 5,5 centimetri e che non vi è alcuna differenza variando i vincoli della struttura.

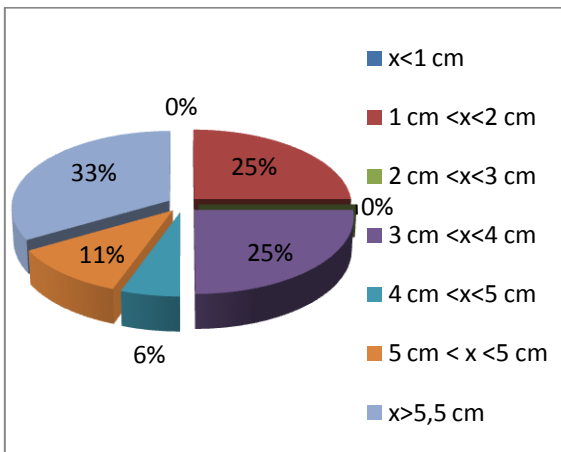


Grafico 8-18 Copertura sovraccaricata, vincoli appoggi

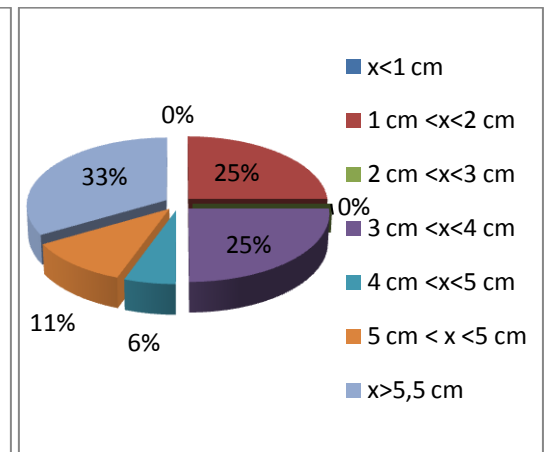


Grafico 8-19 Copertura sovraccaricata, vincoli incastri

A questo punto, come anticipato precedentemente, per valutare tali spostamenti lungo la direzione principale della copertura al fine di vedere se vi sono delle capriate interessate da un particolare range di spostamento si propongono i seguenti grafici.

Si premette che tale analisi viene svolta sia per la copertura leggera che per quella sovraccaricata ed esclusivamente per la condizione di vincolo in appoggio.

Nei grafici 8.20, 8.21, 8.22, relativi alla copertura leggera, si può notare la distribuzione lungo l'asse longitudinale dei più consistenti range di spostamenti precedentemente mostrati, ovvero 3 -4 cm, 2 -3 cm ed 1-2 cm.

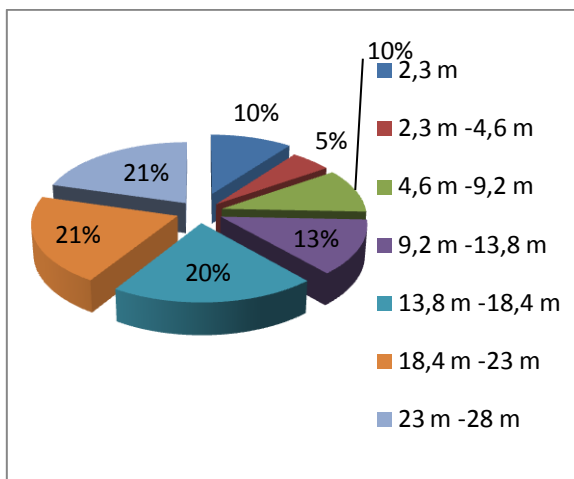


Grafico 8-20 Range di spostamento 3 -4cm

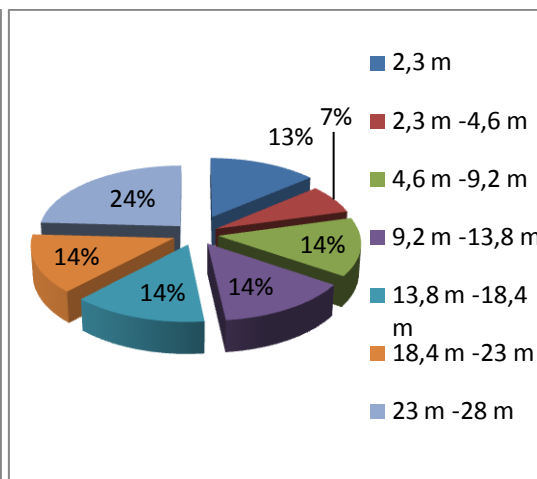


Grafico 8-21 Range di spostamento 2 - 3cm

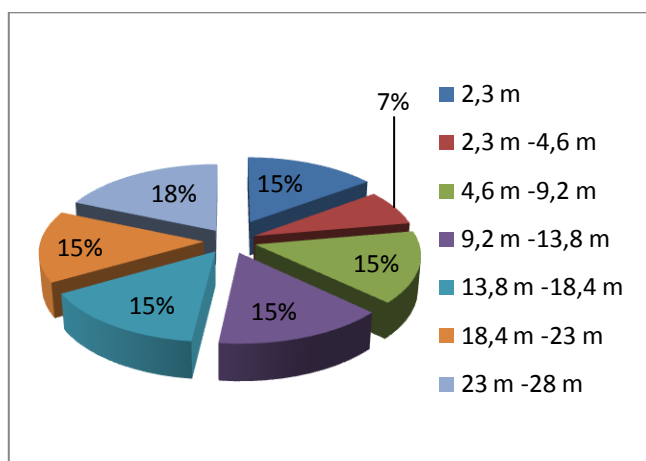


Grafico 8-22 Range di spostamento 1 -2 cm

Come si può notare dai grafici sopra riportati, la distribuzione dei valori degli spostamenti risulta egualmente distribuita lungo tutta la campata, allo stesso risultato si perviene nel caso della copertura maggiormente caricata (grafici 8.23, 8.24, 8.25).

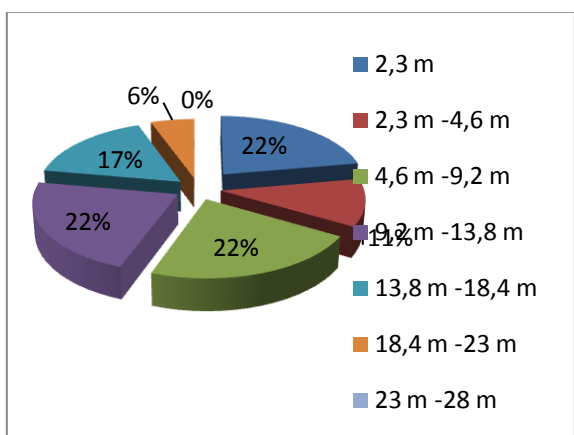


Grafico 8-23 Range di spostamento > 5,5 cm

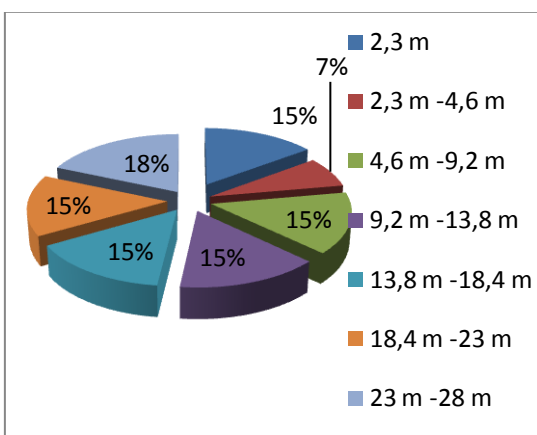


Grafico 8-24 Range di spostamento 3 - 4 cm

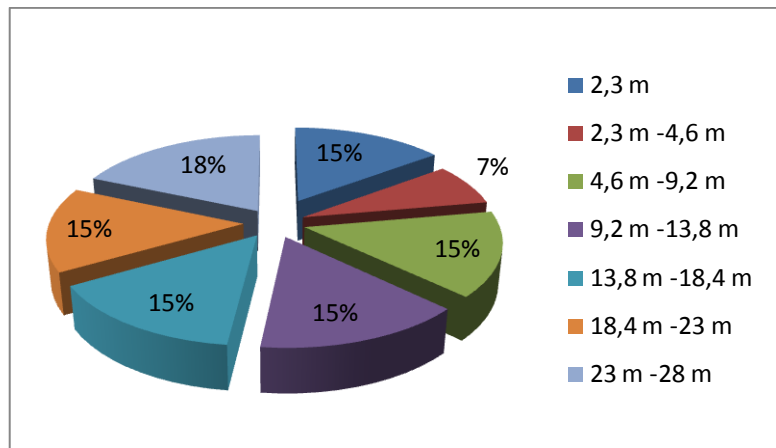


Grafico 8-25 Range di spostamento 1-2 cm

Preso atto di ciò, si procede con una valutazione maggiormente dettagliata, ovvero si considerano gli arcarecci fila per fila, come indicato in figura 8.7 in cui è evidenziata la fila 1:

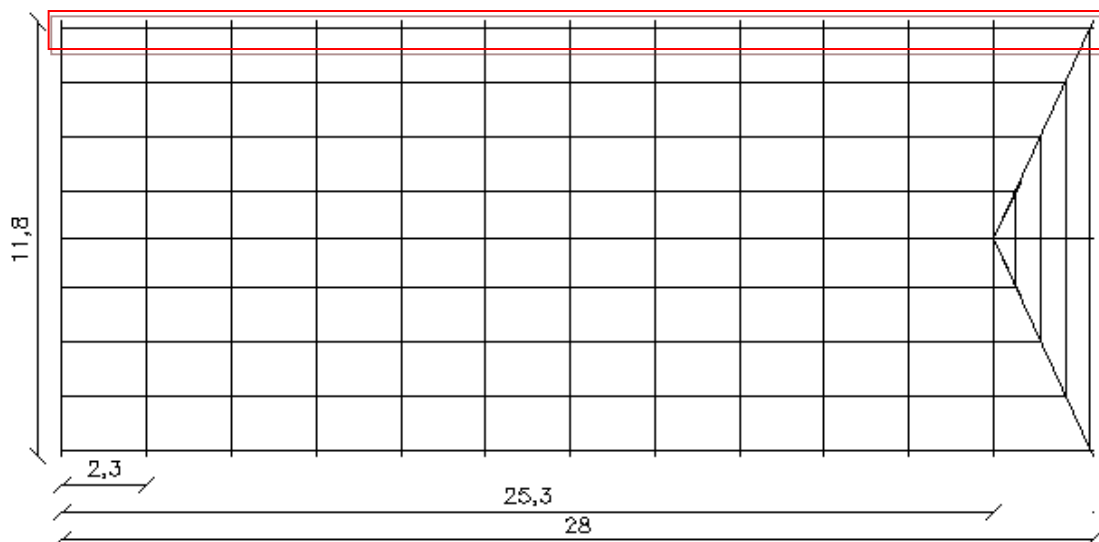


Figura 8-7 Localizzazione della prima fila di arcarecci

Da tale analisi si possono ricavare i seguenti risultati:

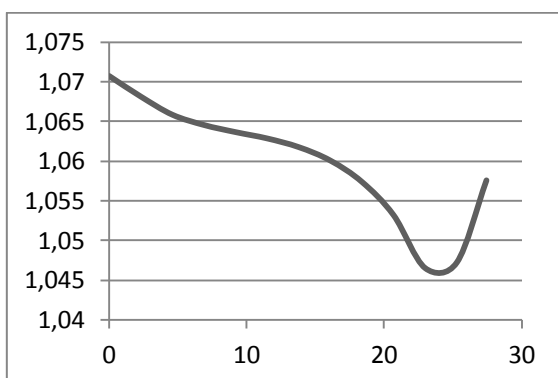


Grafico 8-26 Spostamento prima fila di arcarecci

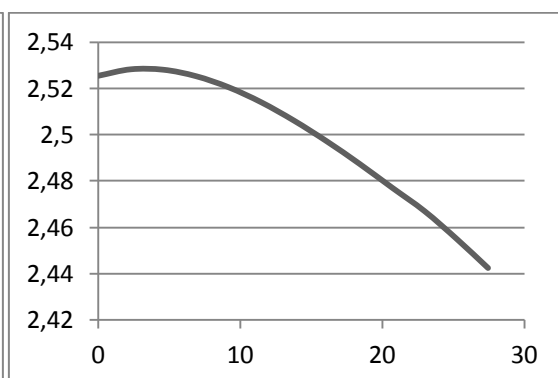


Grafico 8-27 Spostamento seconda fila di arcarecci

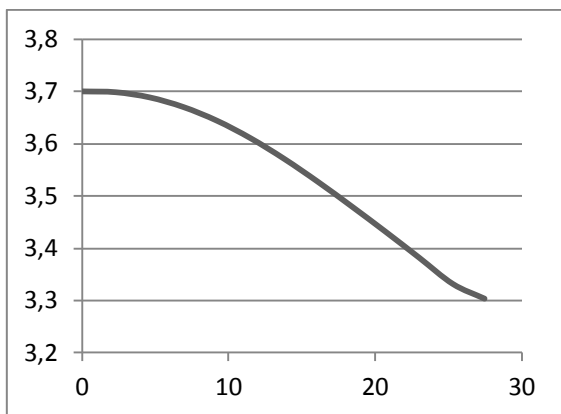


Grafico 8-28 Spostamento terza fila di arcarecci

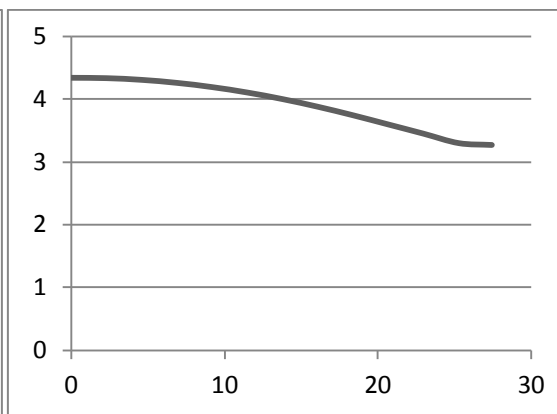


Grafico 8-29 Spostamento quarta fila di arcarecci

Da questi grafici si può notare che lungo la direzione y gli spostamenti dei nodi degli arcarecci diminuiscono ad eccezione della prima fila in cui nella parte terminale si verifica un comportamento opposto, tuttavia mediando i valori si ottiene quanto segue:

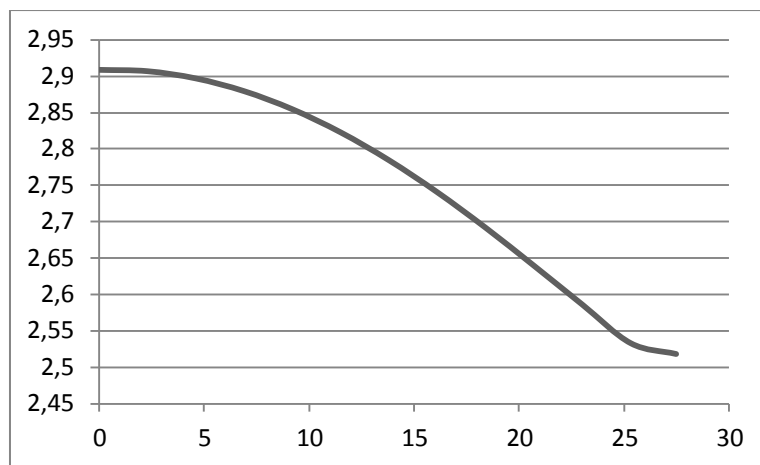


Grafico 8-30 Spostamento medio arcarecci

Inoltre si è analizzato l'andamento degli spostamenti dei nodi degli arcarecci per ciascuna capriata e si evince, come prevedibile che gli spostamenti stessi sono minori avvicinandosi ai vincoli a terra e, considerando lo sviluppo della capriata nella direzione y lo scostamento tra i nodi più vicini al colmo si riduce sempre più.

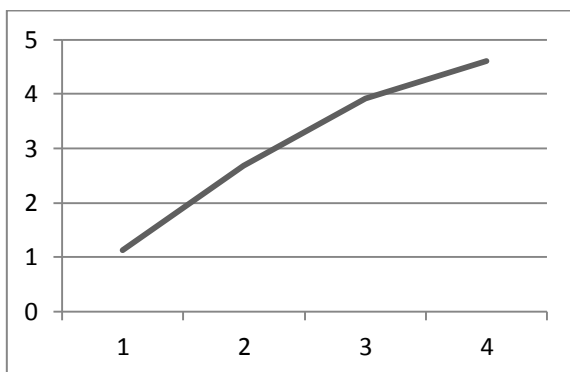


Grafico 8-31 Spostamento nodi quarta capriata (y = 0 m)

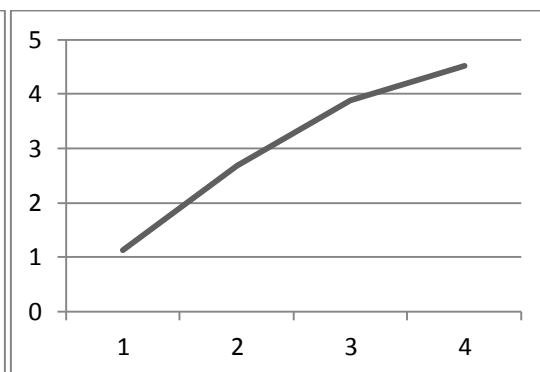


Grafico 8-32 Spostamento nodi prima capriata (y = 6,9 m)

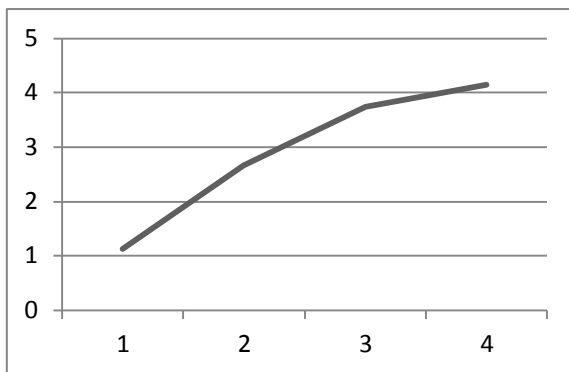


Grafico 8-33 Spostamento nodi ottava capriata ($y = 16,1$ m)

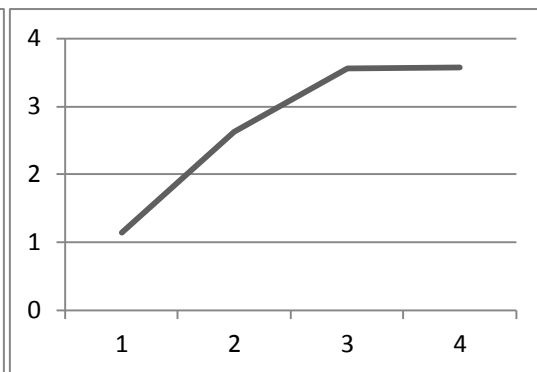


Grafico 8-34 Spostamento nodi dodicesima capriata ($y = 25,3$ m)

Lo stesso tipo di analisi è stato svolto per la copertura sovraccaricata per la quale però si può notare che, mentre seconda, terza e quarta fila di arcarecci gli spostamenti diminuiscono allontanandosi dalla prima capriata, per la prima fila ciò non accade:

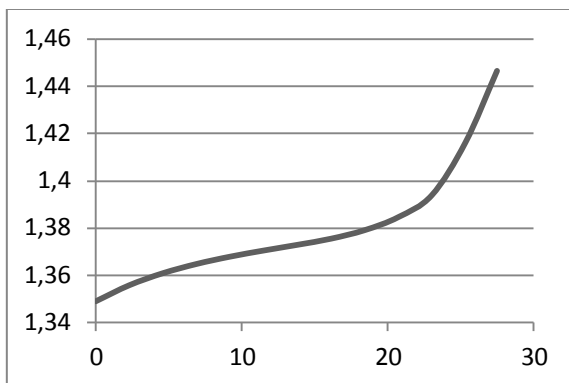


Grafico 8-35 Spostamento prima fila di arcarecci

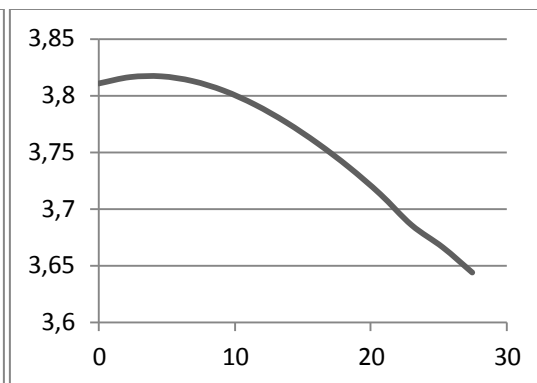


Grafico 8-36 Spostamento seconda fila di arcarecci

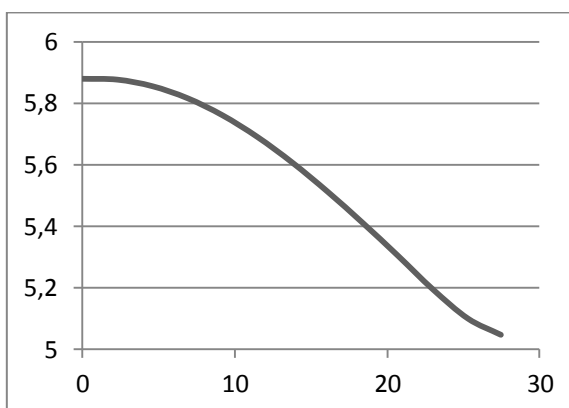


Grafico 8-37 Spostamento terza fila di arcarecci

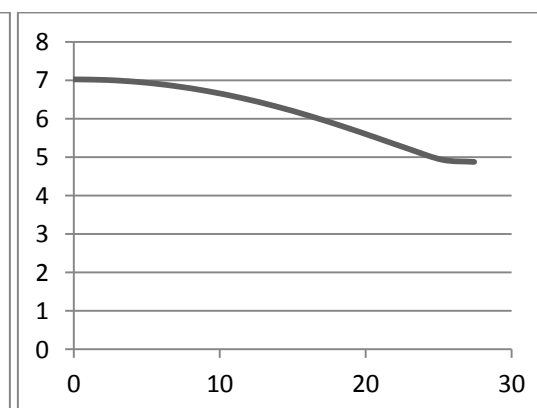


Grafico 8-38 Spostamento quarta fila di arcarecci

Stessi ragionamenti valgono per la singola capriata:

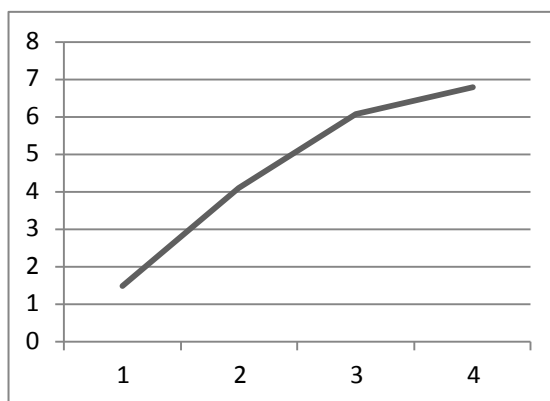
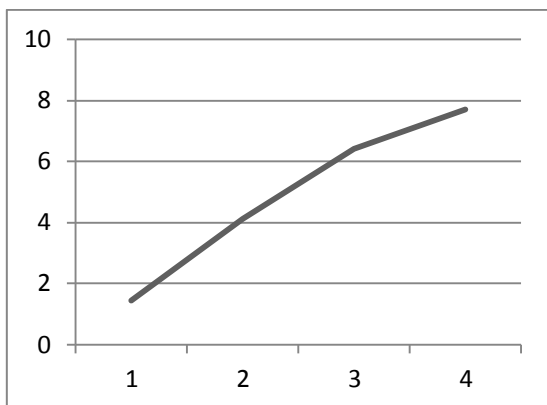


Grafico 8-39 Spostamento nodi prima capriata (y = 0 m) Grafico 8-40 Spostamento nodi quarta capriata (y = 6,9 m)

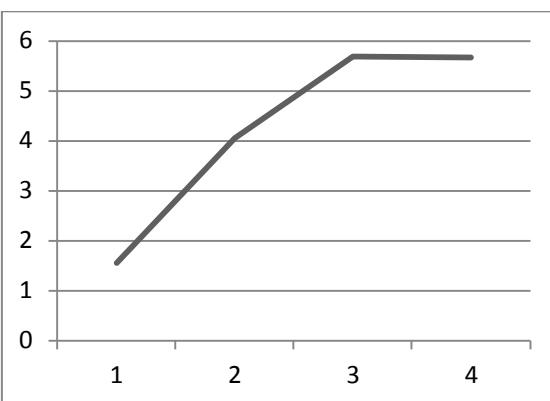
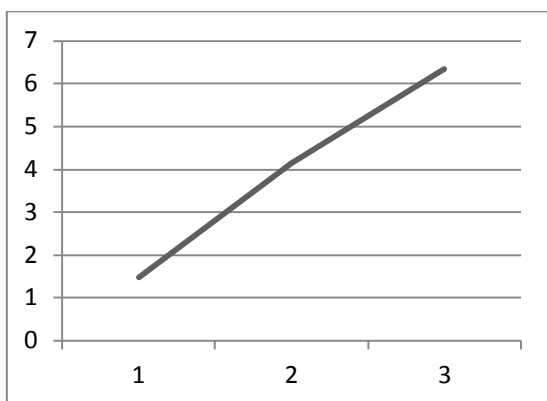


Grafico 8-41 Spostamento nodi ottava capriata (y= 16,1 m) Grafico 8-42 Spostamento nodi dodicesima capriata (y=25,3 m)

8.5 Analisi con spettri di risposta registrati

Al fine di vedere le differenze tra lo spettro fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e quello che deriva invece dagli eventi sismici realmente accaduti e misurati, si propone la seguente analisi.

8.5.1 Selezione degli eventi e definizione dello spettro

L'Istituto di geofisica e vulcanologia, in collaborazione con la protezione civile, ha istituito un archivio degli accelerogrammi costantemente misurati dalle stazioni situate sul territorio nazionale, noto come ITACA (ITalian Accelerometric Archive).

All'interno di quest'ultimo è possibile selezionare gli accelerogrammi e gli spettri relativi ai singoli eventi disponibili sulla base di alcuni parametri di ricerca, quali magnitudo, distanza dall'epicentro, accelerazione di picco, durata, etc.

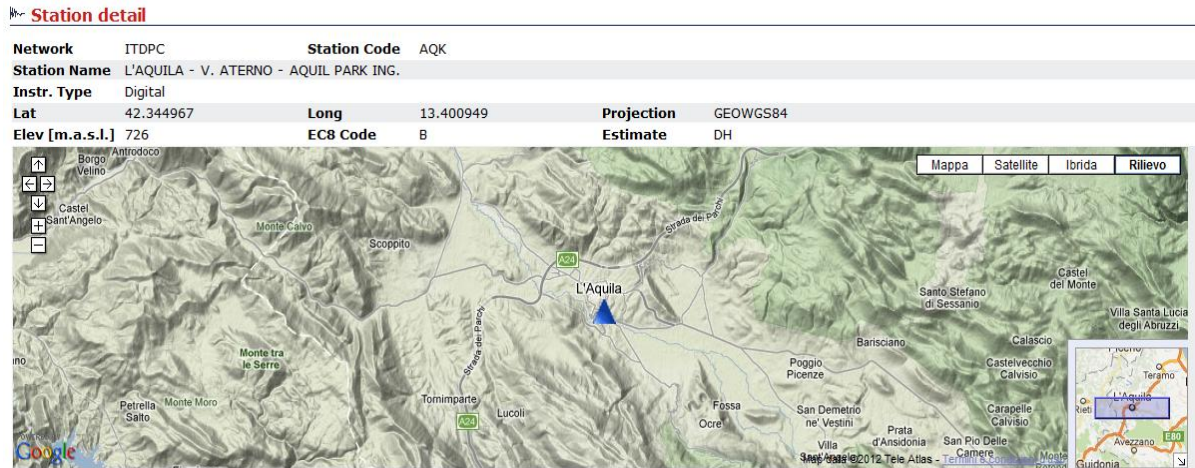
Limitatamente al caso in esame, sono stati scelti 5 eventi accaduti nell'anno 2009 e circoscritti al periodo del sisma del 6 Aprile i quali erano simili per magnitudo e per profondità:

1. 06 Aprile 2009, ore 01:32:39;
2. 06 Aprile 2009, ore 02:37:04;
3. 06 Aprile 2009, ore 09:26:28;

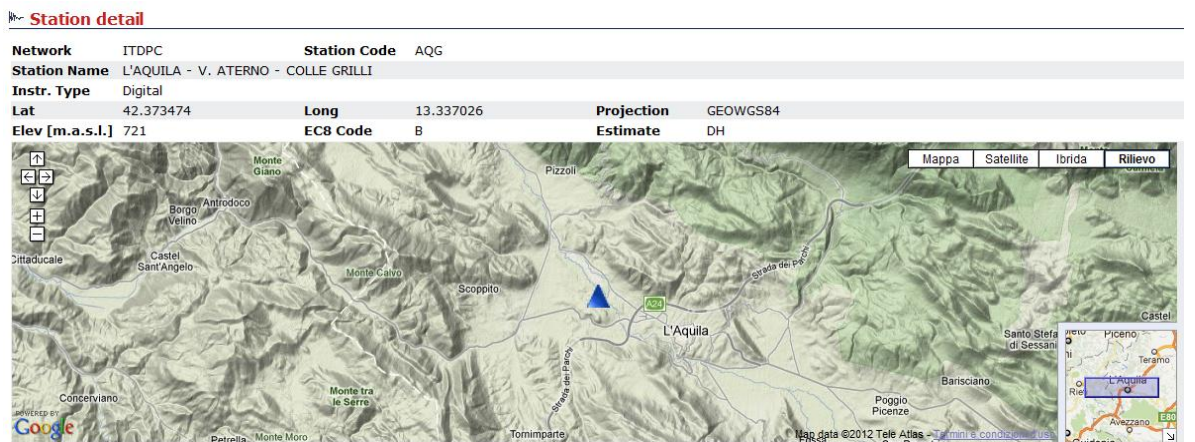
4. 07 Aprile 2009, ore 09:26:28;
5. 13 Aprile 2009, ore 21:14:24.

Ciascuno dei predetti eventi è stato registrato da numerose stazioni nel territorio dell'aquilano, tuttavia, al fine di facilitare la definizione di uno spettro univoco, sono stati scelti i dati relativi alle stazioni situate nella zona più circoscritta alla città de L'Aquila, ovvero:

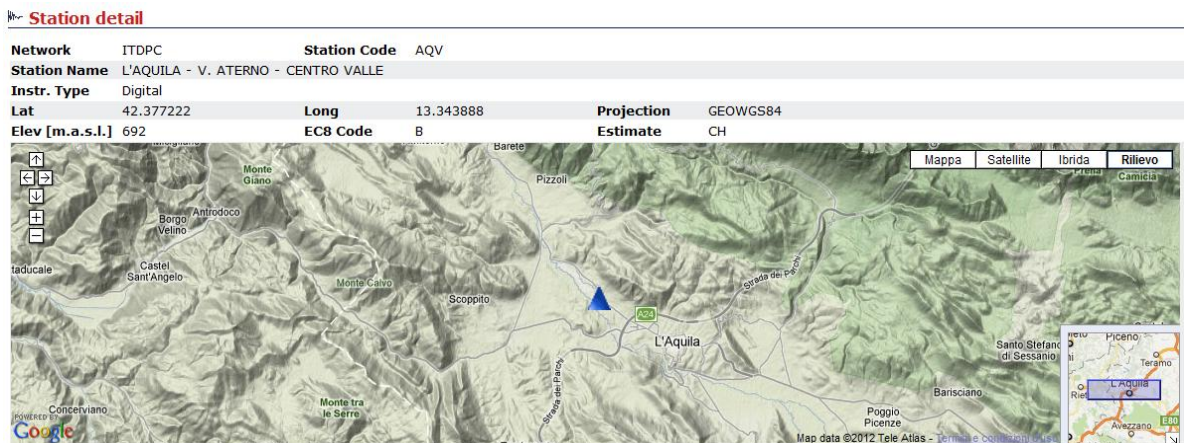
1. AQK :



2. AQG:



3. AQV:



4. AQU:

Station detail

Network	MN	Station Code	AQU		
Station Name	AQUILA CASTELLO				
Instr. Type	Digital				
Lat	42.353880	Long	13.401930	Projection	GEOGCS84
Elev [m.a.s.l.]	729	EC8 Code	B*	Estimate	GEO



5. AQP:

Station detail

Network	ITDPC	Station Code	AQP		
Station Name	L'AQUILA - V. ATERNO - M. PETTINO				
Instr. Type	Digital				
Lat	42.383686	Long	13.368598	Projection	GEOGCS84
Elev [m.a.s.l.]	1193	EC8 Code	A	Estimate	ESAC



6. AQM:

Station detail

Network	ITDPC	Station Code	AQM		
Station Name	L'AQUILA - V. ATERNO - IL MORO				
Instr. Type	Digital				
Lat	42.378643	Long	13.349262	Projection	GEOGCS84
Elev [m.a.s.l.]	724	EC8 Code	A*	Estimate	GEO



7. AQUA:

Station detail

Network	ITDPC	Station Code	AQA
Station Name	L'AQUILA - V. ATERNO - F. ATERNO		
Instr. Type	Digital		
Lat	42.375530	Long	13.339298
Elev [m.a.s.l.]	693	EC8 Code	B
		Projection	GEOGCS84
		Estimate	DH



8.5.2 Analisi con spettro di risposta mainshock

Prima però di valutare i sette eventi, si è pensato di considerare esclusivamente le registrazioni relative al mainshock rilevate nelle varie stazioni che sono state selezionate per vedere se, eventualmente scaldando i singoli spettri e mediandoli, fosse possibile ottenere uno spettro paragonabile a quello proposto del C.S.L.P. per poi imputare nel programma gli spettri relativi a ciascuna registrazione e mediare i risultati ottenuti.

Il primo passo è stato dunque quello di vedere se è possibile che lo spettro mediato sia paragonabile a quello presentato nell'analisi precedente.

Si preannuncia che, a seguito delle analisi svolte, ciò non sarà possibile e si è scelto di passare direttamente all'analisi di uno spettro mediato che tiene conto dei diversi eventi precedentemente riportati, certamente dei sette spettri selezionati sarà presente anche almeno uno che rappresenti il mainshock.

8.5.2.1 Definizione dello spettro

Il mainshock, che ha avuto luogo nel giorno 04-06-2009 alle ore 01:32:39, è stato registrato da tutte le stazioni presenti nell'aquilano ed ovviamente anche dalle stazioni precedentemente citate.

Prima di mediare i valori a disposizione, si è verificato che esse non dovessero, come nel precedente caso, essere scalati, ovvero si è osservato che tutti gli spettri fossero confrontabili con quello della norma, ciò è facilmente visibile grazie ai grafici sotto riportati.

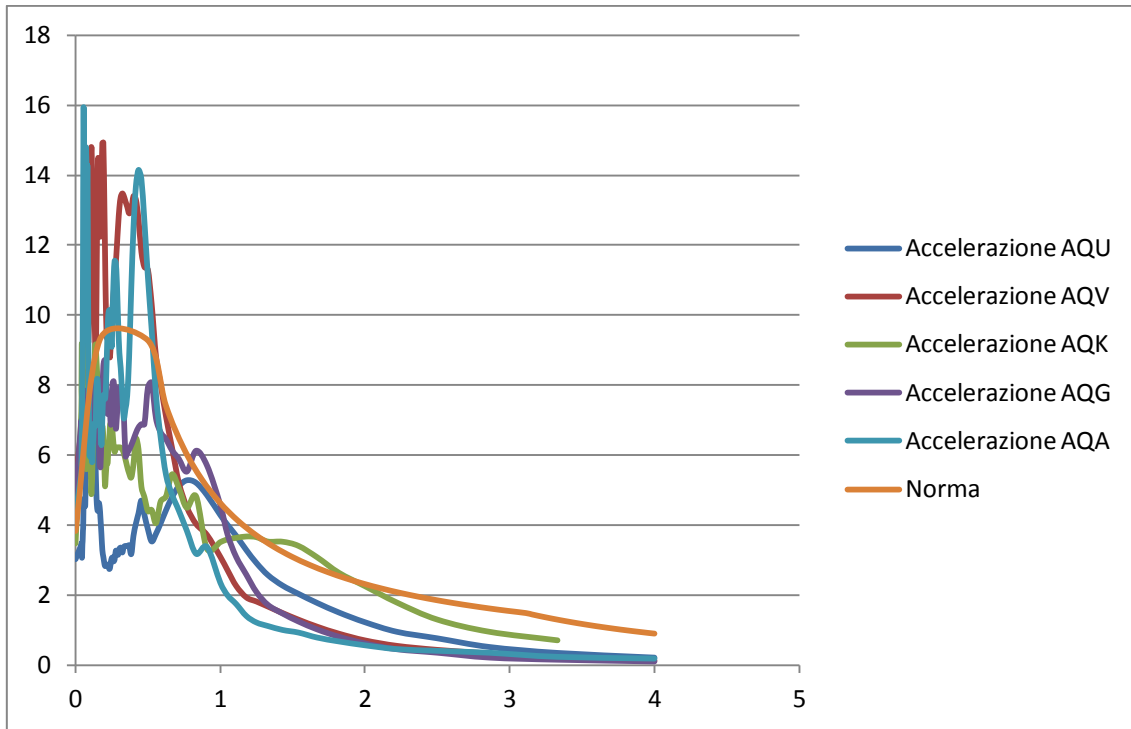


Grafico 8-43 Confronto spettri registrati e spettro C.S.L.P. direzione Nord - Sud

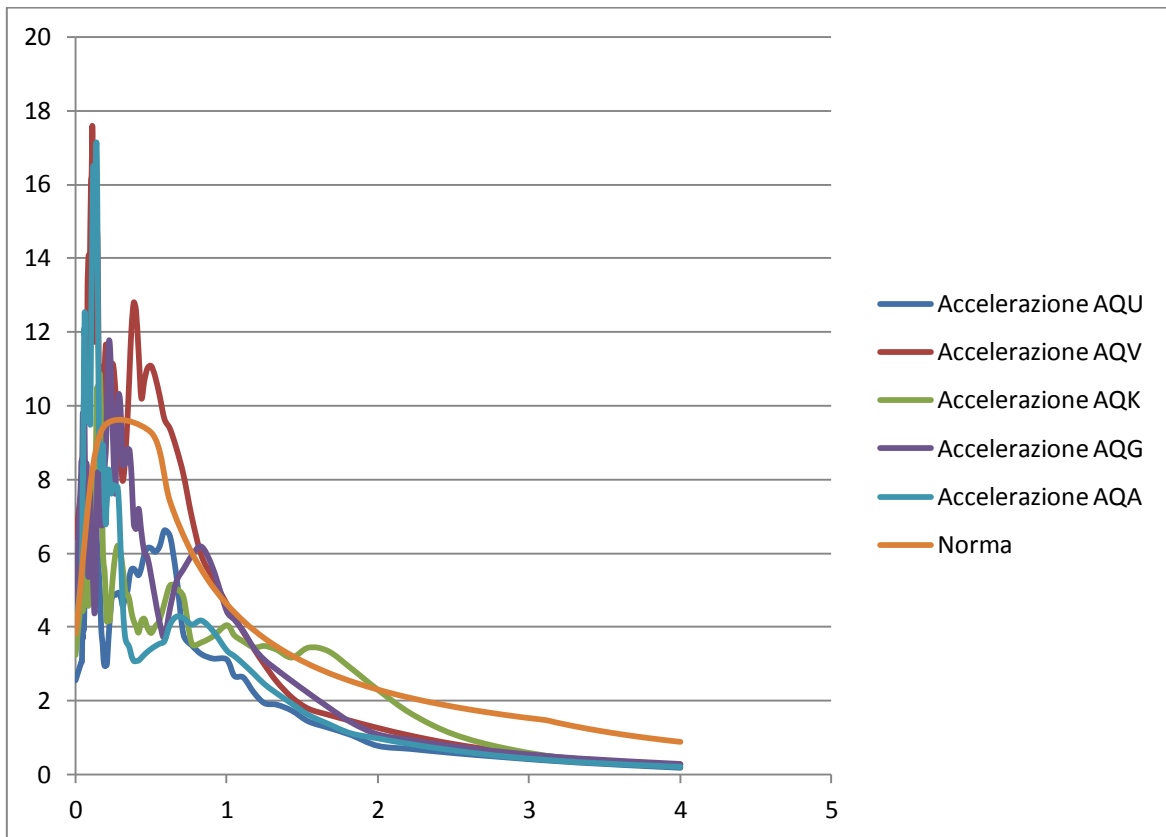


Grafico 8-44 Confronto spettri registrati e spettro C.S.L.P. direzione Est-Ovest

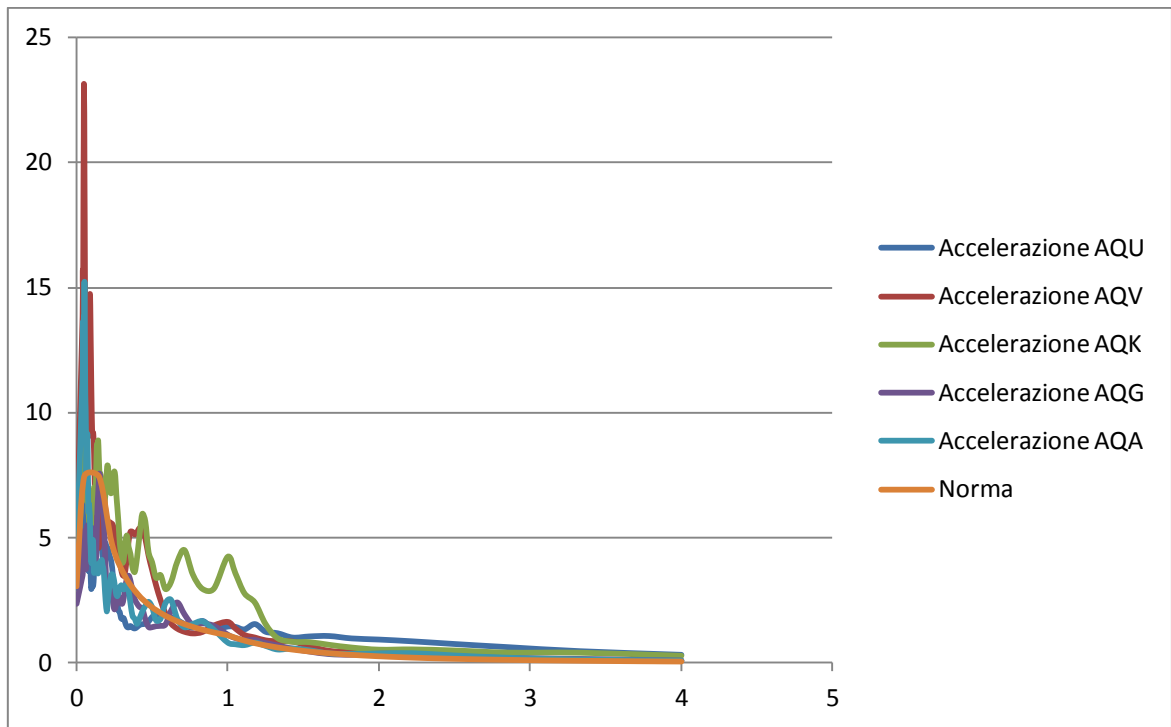


Grafico 8-45 Confronto spettri registrati e spettro C.S.L.P. direzione verticale

Si presenta per tanto il grafico relativo alla media delle registrazioni appena presentate, confrontato con lo spettro della normativa. Come è facilmente visibile, soprattutto nella direzione Nord -Sud, la media si avvicina abbastanza a quanto viene proposto dallo spettro ottenibile dal file proposto dal C.S.L.P. , ciò soprattutto a causa dello spettro ottenuto sulla base degli accelerogrammi della stazione AQV che tende ad “allargare” il plateau.

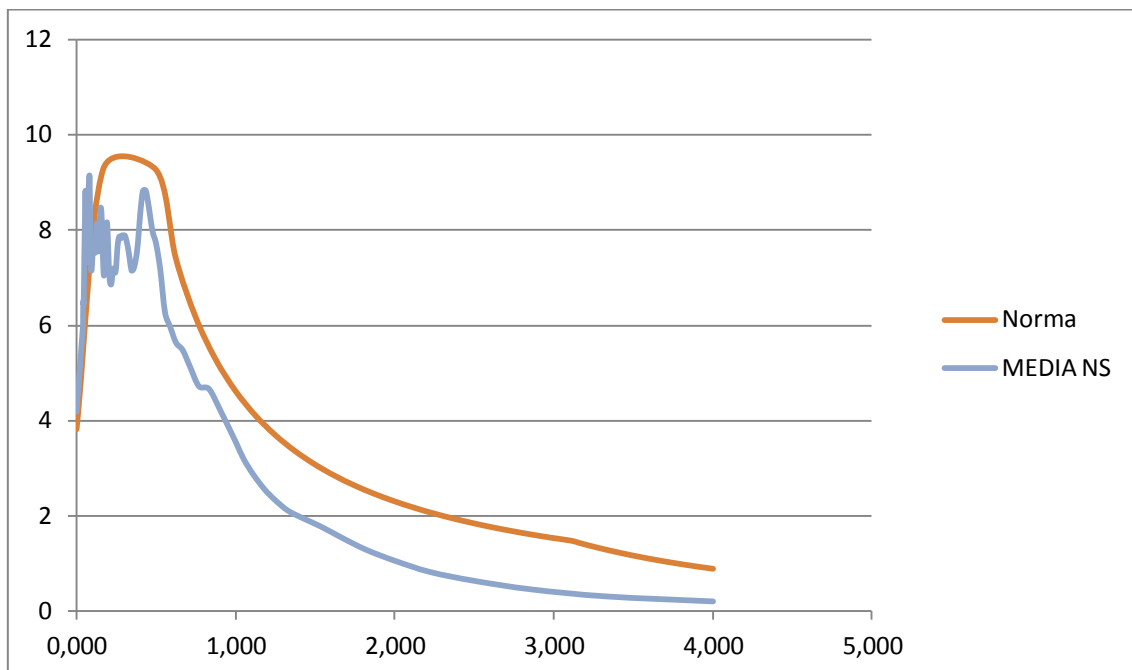


Grafico 8-46 Confronto spettro mediato e spettro C.S.L.P. direzione Nord - Sud

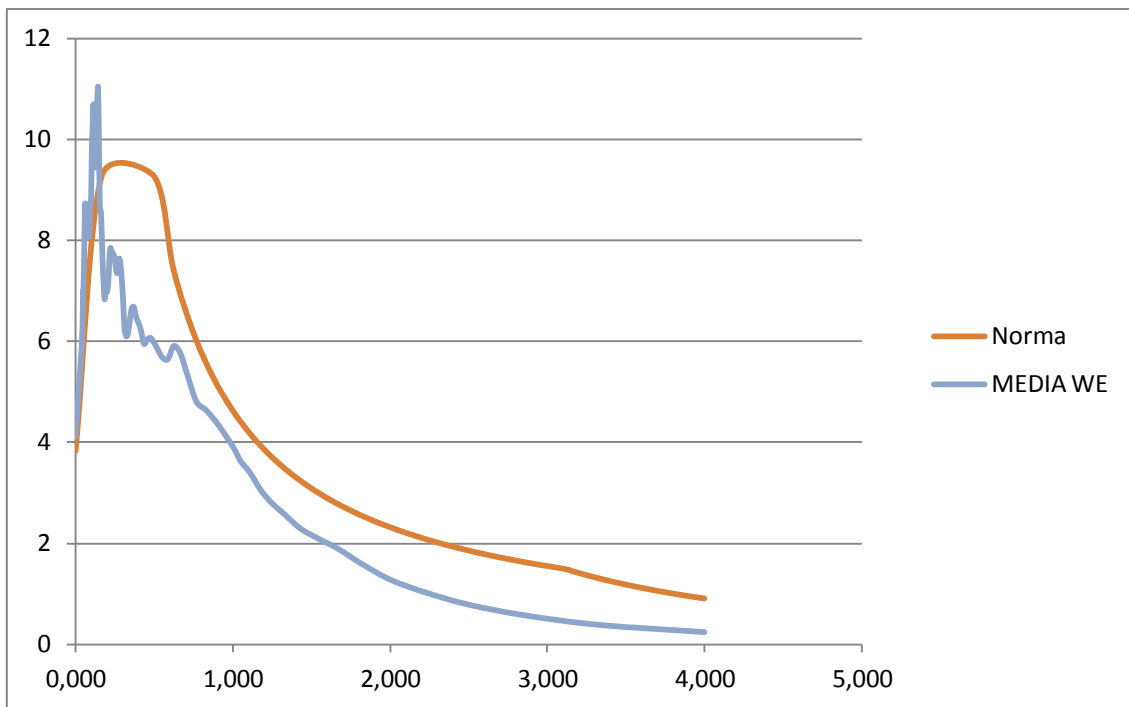


Grafico 8-47 Confronto spettro mediato e spettro C.S.L.P. direzione Est - Ovest

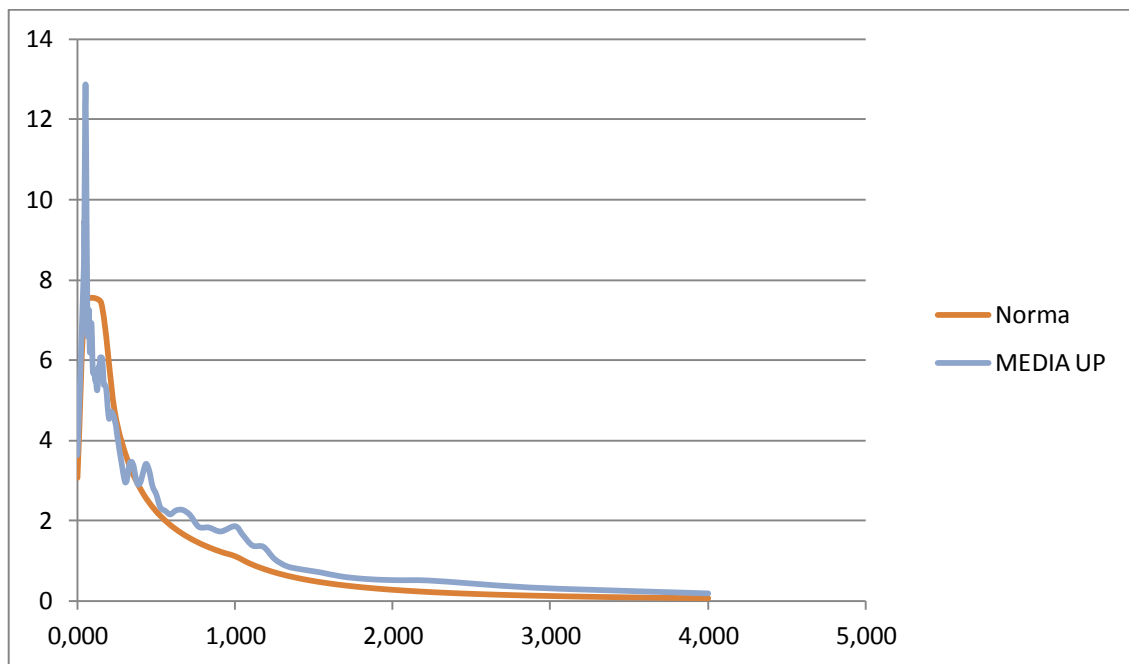


Grafico 8-48 Confronto spettro mediato e spettro C.S.L.P. direzione verticale

Gli spettri relativi al mainshock nonostante non siano troppo lontani dalla normativa, rappresentano un unico evento, per tanto non sono stati presi in considerazione e si è passati all'analisi successiva.

8.5.3 Analisi con spettro mediato

8.5.3.1 Definizione dello spettro

Secondo quanto previsto dalle NTC, al fine di effettuare una analisi corretta, è necessario scegliere 7 eventi con accelerazione di picco massima ed aventi andamento dello spettro che sia coerente con lo spettro fornito dalla normativa, per tanto relativamente agli eventi selezionati ed alle stazioni precedentemente riportati è stata effettuata una ulteriore selezione, riassunta in tabella e riportati nel grafico sottostante.

	Giorno	Ora	Stazione	PGA N-S (m/s ²)	PGA W-E (m/s ²)	PGA UP (m/s ²)
1	06/04/2009	1.32.39	AQV	4,79	4,37	2,34
2	06/04/2009	1.32.39	AQU	5,35	6,44	4,86
3	06/04/2009	1.32.39	AQG	3,23	3,24	3,55
4	06/04/2009	1.32.39	AQK	3,01	2,54	3,01
5	06/04/2009	2.37.04	AQM	3,32	0,98	0,97
6	06/04/2009	23.15.37	AQV	0,94	1,48	0,5
7	07/04/2009	9.26.28	AQV	0,96	1,84	0,5

Tabella 8-4Eventi considerati

Come è possibile vedere dalla tabella, la maggior parte delle registrazioni selezionate sono relative al mainshock, perché ovviamente forniva i valori di accelerazione di picco maggiori, ad ogni modo, sono state assicurate sia una variabilità temporale, essendo comunque presenti quattro diversi eventi, ed è stata garantita variabilità spaziale, avendo considerato stazioni differenti (a tal proposito si evince che sono presenti tre registrazioni della stazione AQV che è generalmente caratterizzata dai valori di accelerazione di picco maggiori).

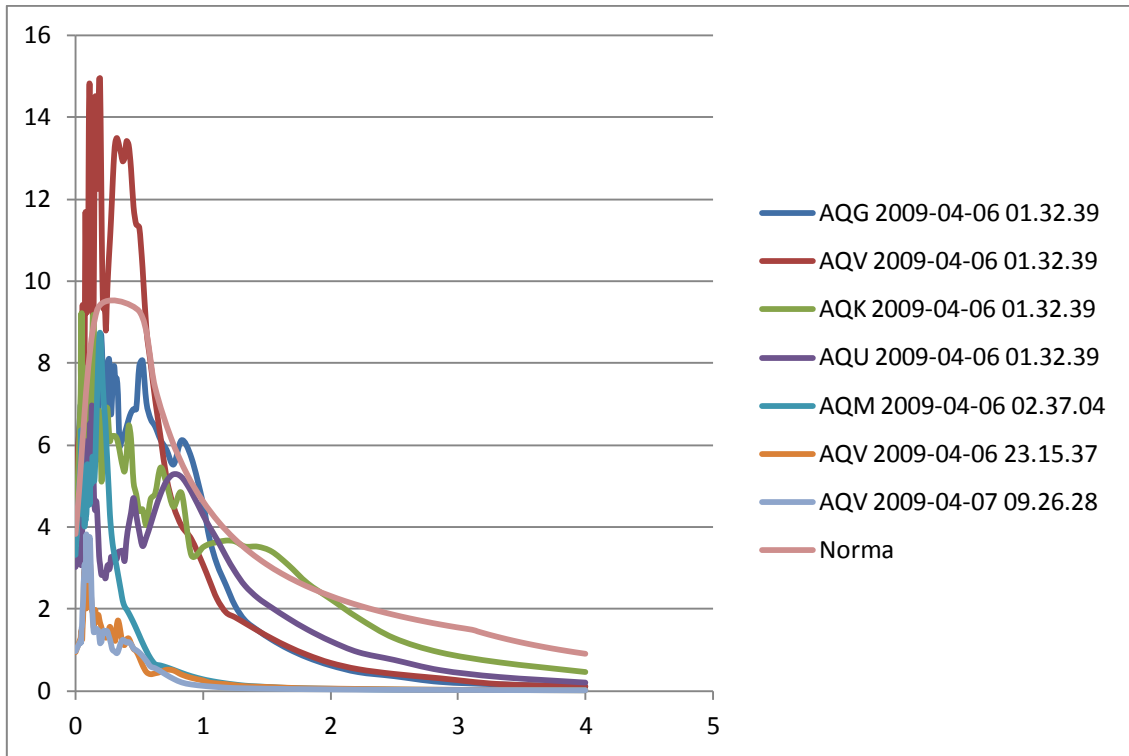


Grafico 8-49 Confronto spettri registrati e spettro C.S.L.P. direzione Nord - Sud

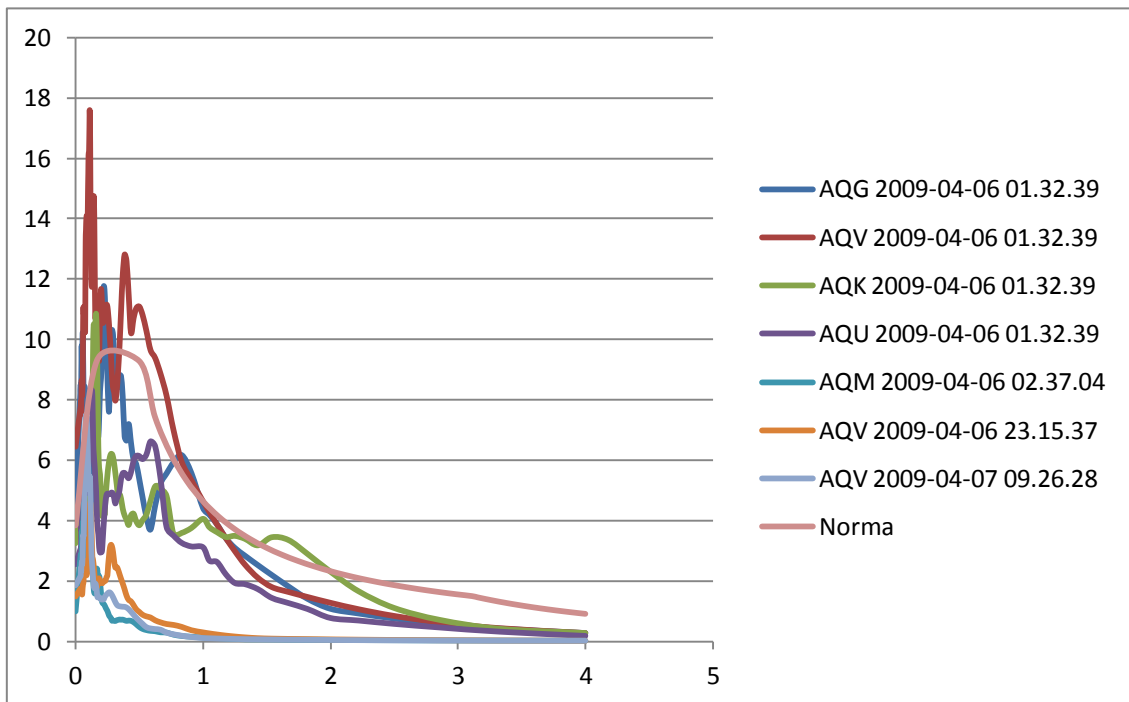


Grafico 8-50 Confronto spettri registrati e spettro C.S.L.P. direzione Est - Ovest

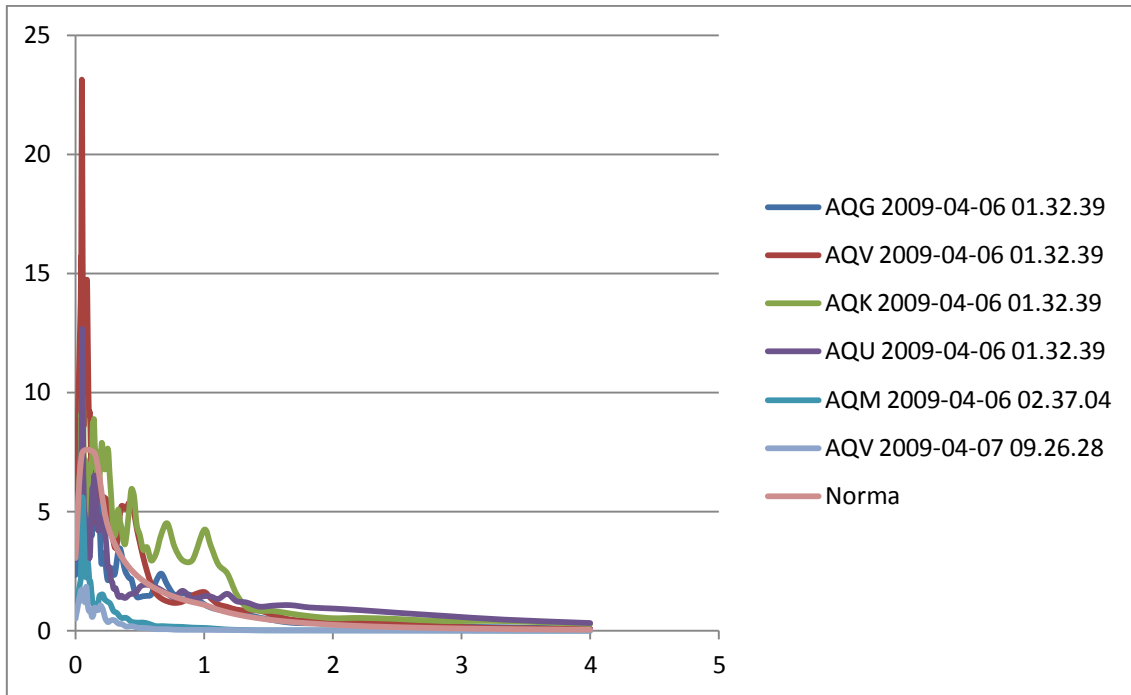


Grafico 8-51 Confronto spettri registrai e spettro C.S.L.P. direzione verticale

Poiché questi non risultano, come necessario, abbastanza confrontabili con lo spettro fornito dalla C.S.L.P., essi sono stati opportunamente scalati, al fine di avvicinarsi maggiormente a quanto previsto dalla norma.

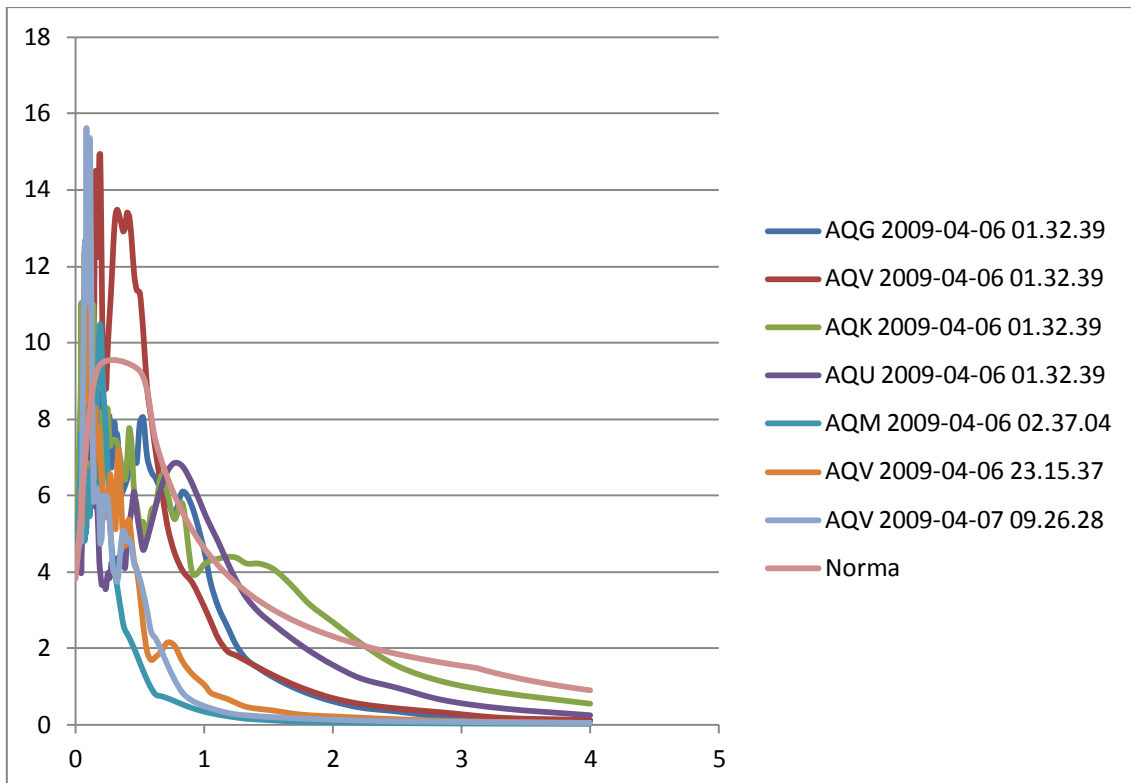


Grafico 8-52 Spettri scalati direzione Nord - Sud

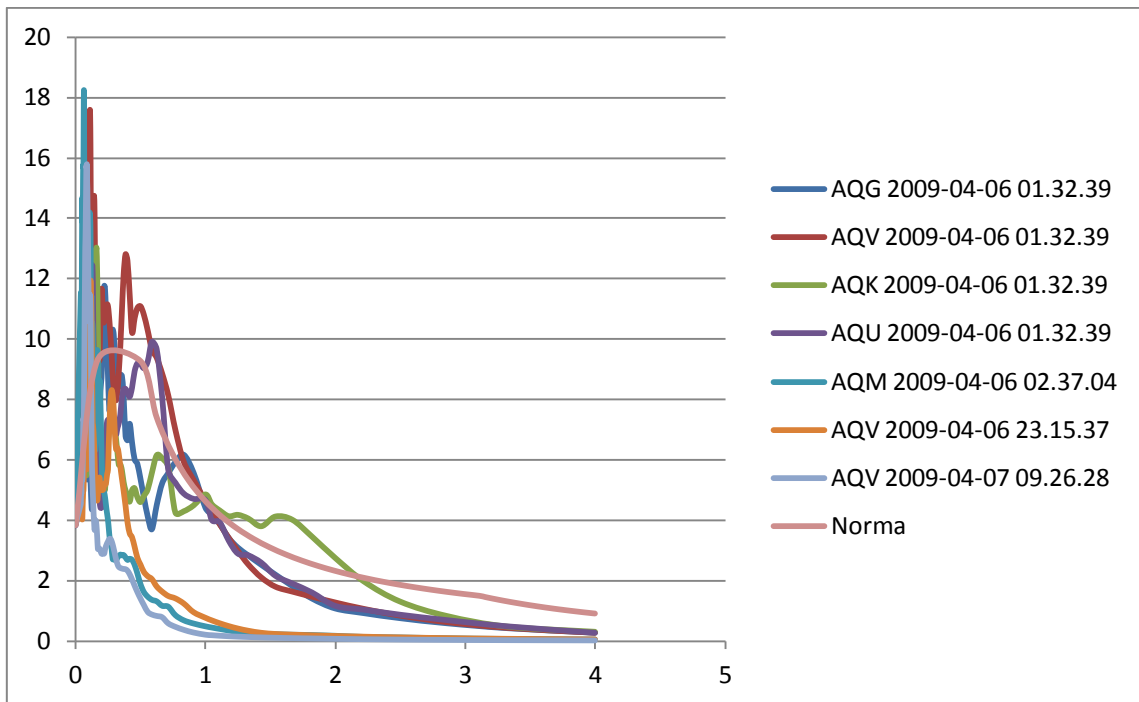


Grafico 8-53 Spettri scalati direzione Est - Ovest

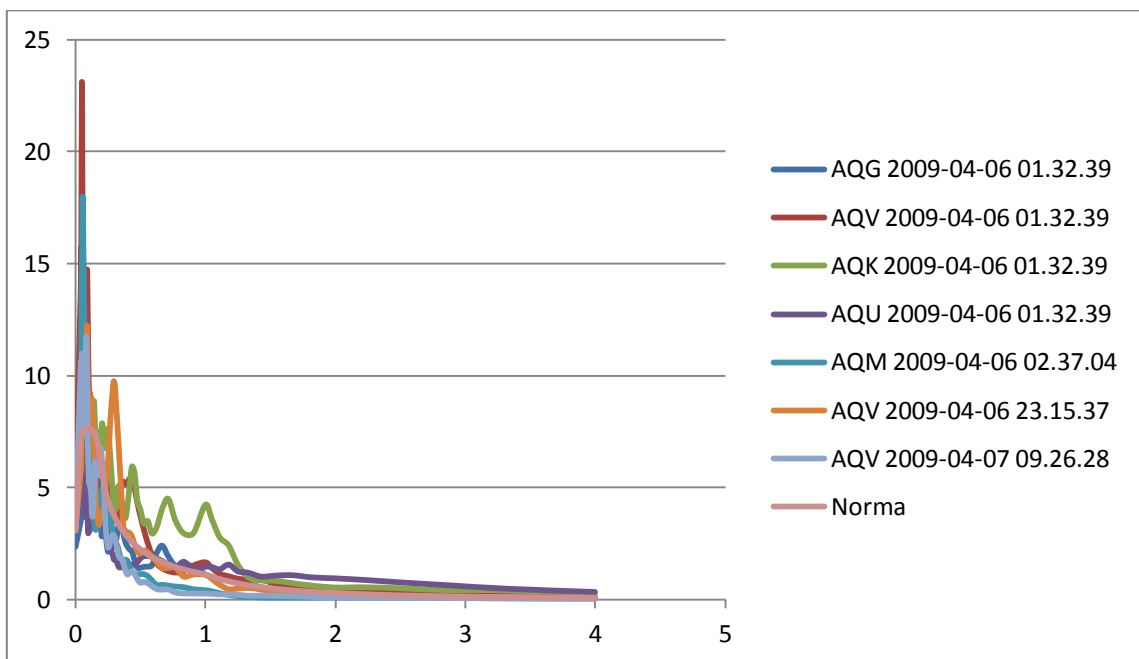


Grafico 8-54 Spettri scalati direzione verticale

A questo punto è possibile effettuare una media, per ottenere uno spettro univoco rappresentativo degli spettri considerati, tuttavia per maggiore trasparenza si sottolinea che, nelle componenti orizzontali (la cui scalatura è sicuramente più importante della componente verticale), solo in tre casi è stato un fattore di scala pari a circa 4, mentre nei restanti casi si è sempre impiegato un fattore di scala massimo pari a 2,6.

Lo spettro mediato ottenuto è di più soddisfacente si è potuto ottenere senza scalare eccessivamente gli spettri registrati rispetto a quello previsto dal C.S.L.P.

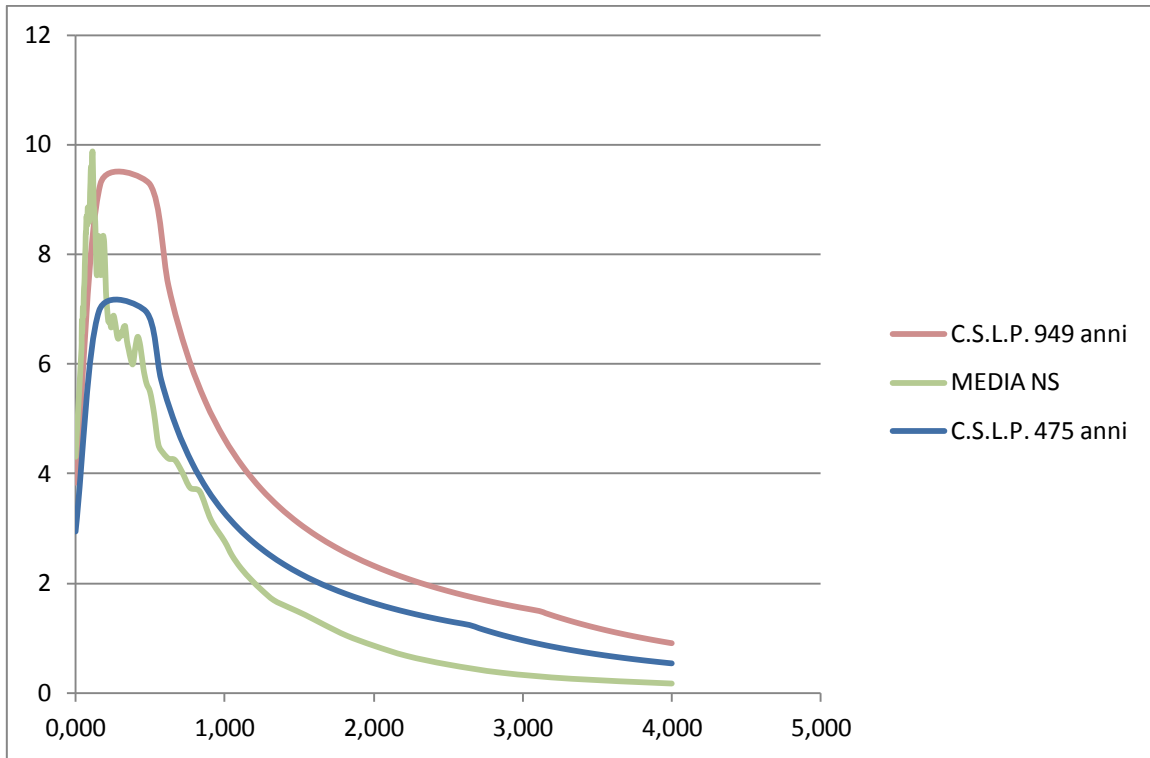


Grafico 8-55 Confronto spettro mediato e spettro C.S.L.P. direzione Nord - Sud

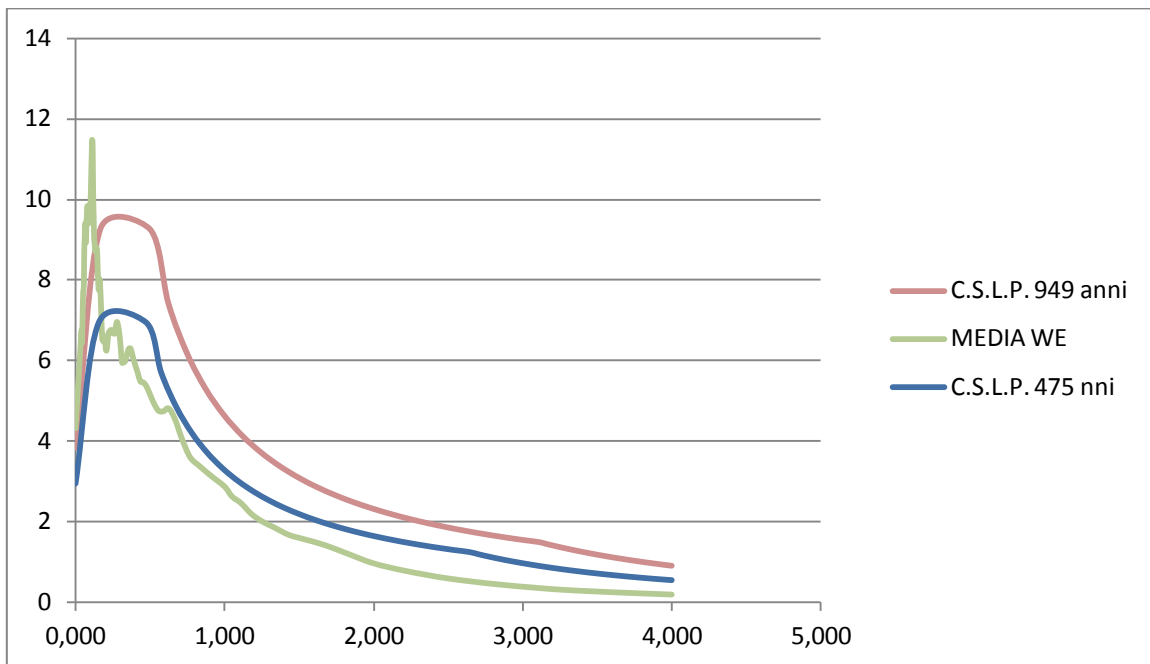


Grafico 8-56 Confronto spettro mediato e spettro C.S.L.P. direzione Est - Ovest

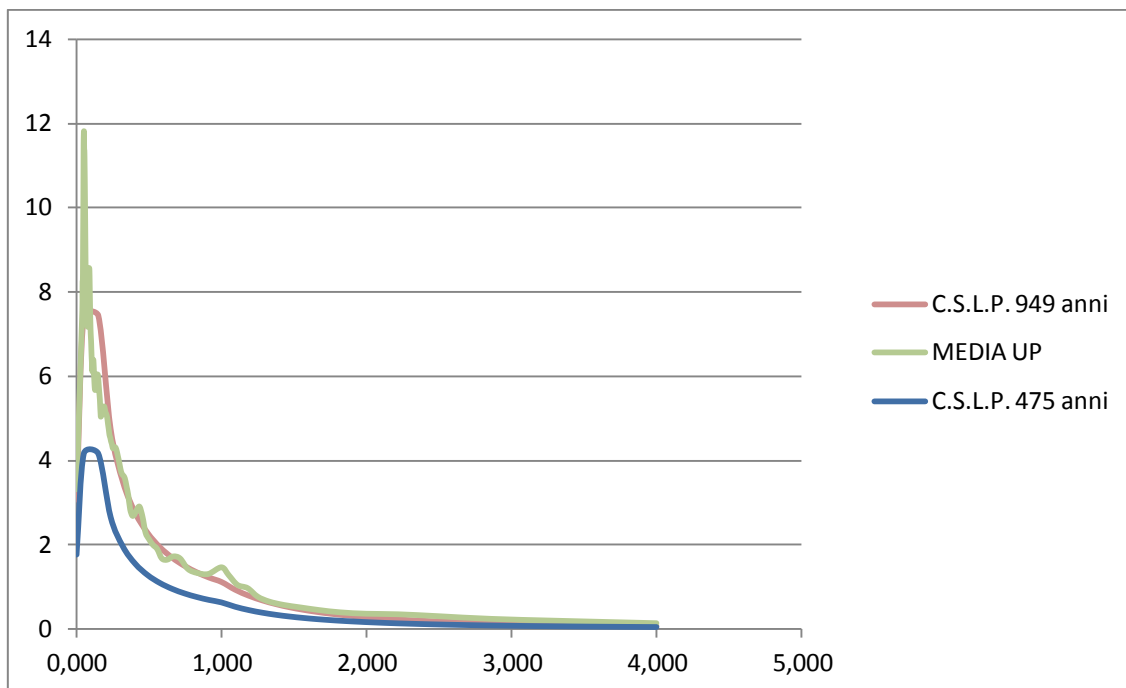


Grafico 8-57 Confronto spettro mediato e spettro C.S.L.P. direzione verticale

Successivamente si è passati alla fase di analisi la quale è consistita nell'inserimento dei sette spettri, tre per ogni spettro a seconda della componente considerata, nel programma ed i risultati delle sette analisi sono stati successivamente mediati. A tal proposito si sottolinea che non è stato possibile inserire nel programma la media ottenuta dai sette spettri e precedentemente mostrata poiché essa è solo frutto di una elaborazione, ma non è una registrazione realmente esistente, per tanto sono state considerate le registrazioni effettivamente esistenti e poi sono stati mediati i risultati.

Inoltre si precisa che, essendo numerosi i dati da inserire nel programma, si è preferito effettuare l'analisi solo per una configurazione di vincolo esterno, ovvero quella con gli appoggi e, naturalmente, questa analisi è stata svolta sia per la copertura con i carichi originari che con il sovraccarico della soletta latero cementizia.

8.5.4 Risultati dell'analisi

Come nel caso dello spettro da normativa, sono stati valutati gli spostamenti sia per quanto concerne i nodi di colmo che per quanto riguarda quelli degli arcarecci per le due configurazioni di carico e la modalità di esposizione dei risultati è la medesima.

8.5.4.1 Spostamento dei nodi di colmo

Come nel caso analizzato in precedenza, si presentano in primo luogo, nei grafici 8.58, 8.59 ed 8.60 gli andamenti degli spostamenti dei nodi di colmo in funzione della quota progressiva nella direzione y. Come nel caso dello spettro del C.S.L.P., gli spostamenti in direzione x e z risultano trascurabili rispetto a quelli nella direzione y che verrà indagata nel dettaglio.

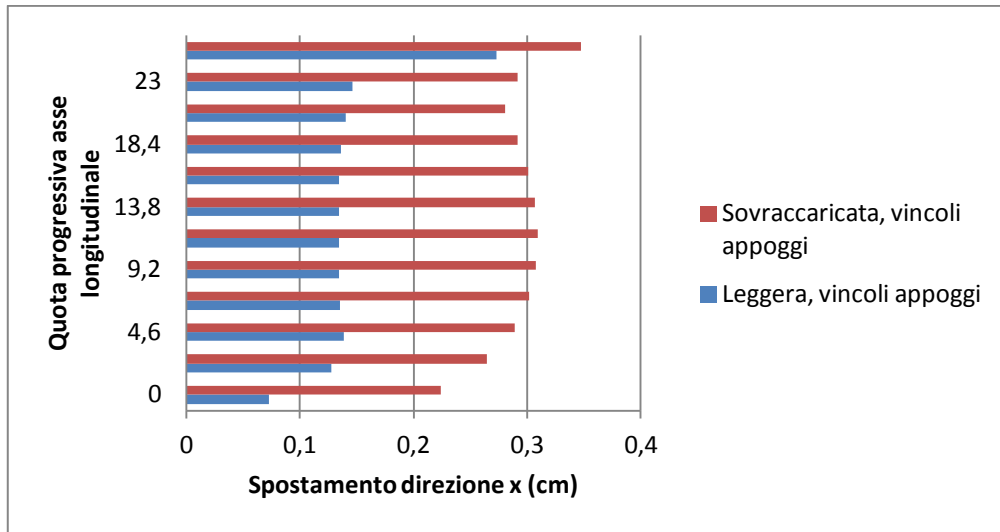


Grafico 8-58 Spostamento nodi di colmo, direzione x

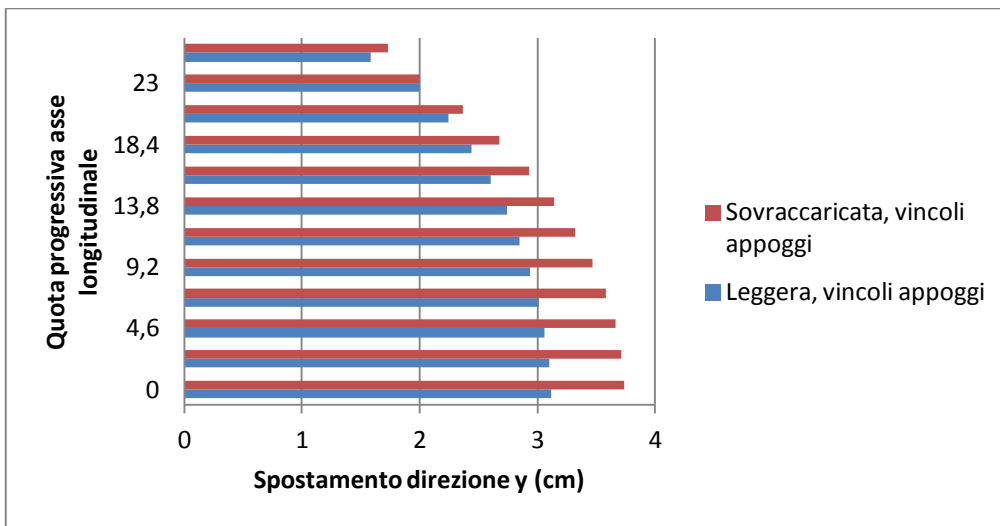


Grafico 8-59 Spostamento nodi di colmo, direzione y

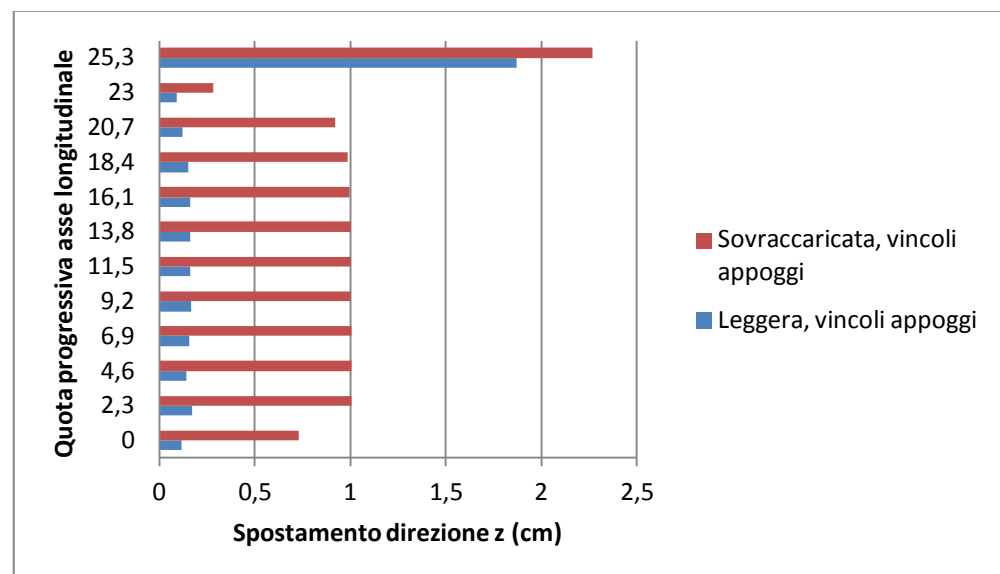


Grafico 8-60 Spostamento nodi di colmo, direzione z

Dai grafici sopra riportati si può pertanto notare, in entrambe le configurazioni considerate, che più ci si allontana dall'origine del sistema di riferimento, che per comodità, ha origine in corrispondenza della prima capriata, ovvero della facciata, minori sono gli spostamenti a conferma del maggior grado di vincolo offerto dalla testa di padiglione in chiusura della copertura.

Nel grafico 8.61 si evince che la maggior parte degli spostamenti nel caso della copertura leggera è compreso tra 2 e 3 centimetri, mentre (grafico 8.62) nel caso della copertura sovraccaricata la maggior parte dei nodi si sposta di 3 – 4 cm.

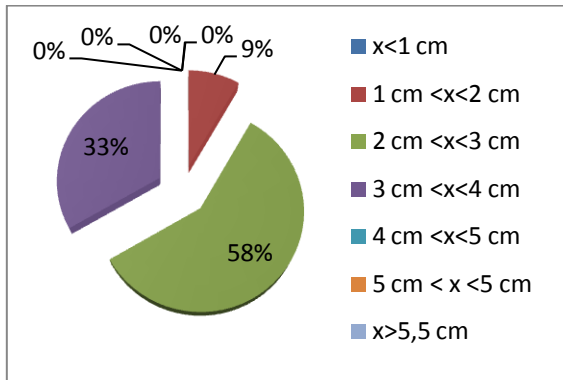


Grafico 8-61 Copertura leggera, vincoli appoggi

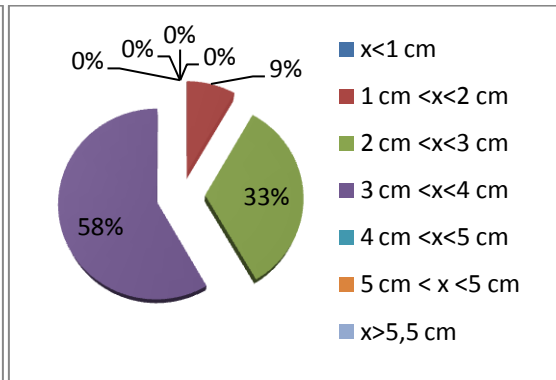


Grafico 8-62 Copertura pesante, vincoli appoggi

8.5.4.2 Spostamento dei nodi degli arcarecci

Nei grafici sottostanti si presentano gli spostamenti dei nodi degli arcarecci esattamente come è stato fatto per il precedente caso dei nodi di colmo. Nel grafico 8.63 si può notare che nel caso della copertura leggera i nodi degli arcarecci si spostano prevalentemente di 2 – 3 cm, mentre, il numero di nodi che si sposta di 2 – 3 cm si riduce a favore dei nodi che assumono uno spostamento maggiore.

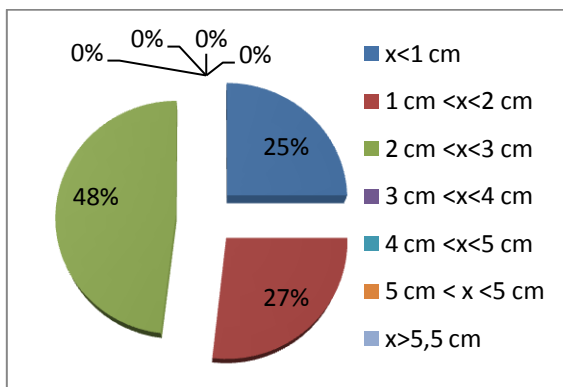


Grafico 8-63 Spostamento arcarecci, copertura leggera

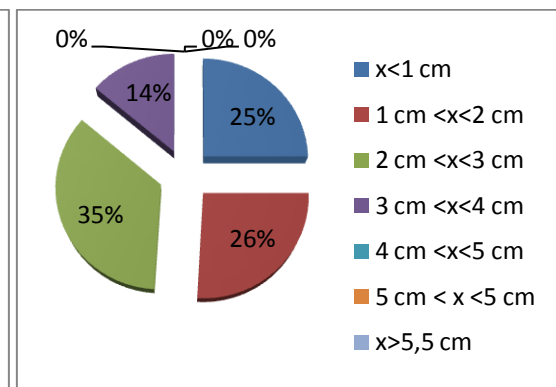


Grafico 8-64 Spostamento nodi arcarecci, copertura sovraccaricata

Anche in questo caso si è scelto di visualizzare dove sono collocati i suddetti spostamenti lungo l'asse longitudinale della copertura e si evince che la distribuzione, non è ben definita sia per la copertura leggera (grafici 8.65 e 8.66) che per quella sovraccaricata (grafici 8.67 e 8.68).

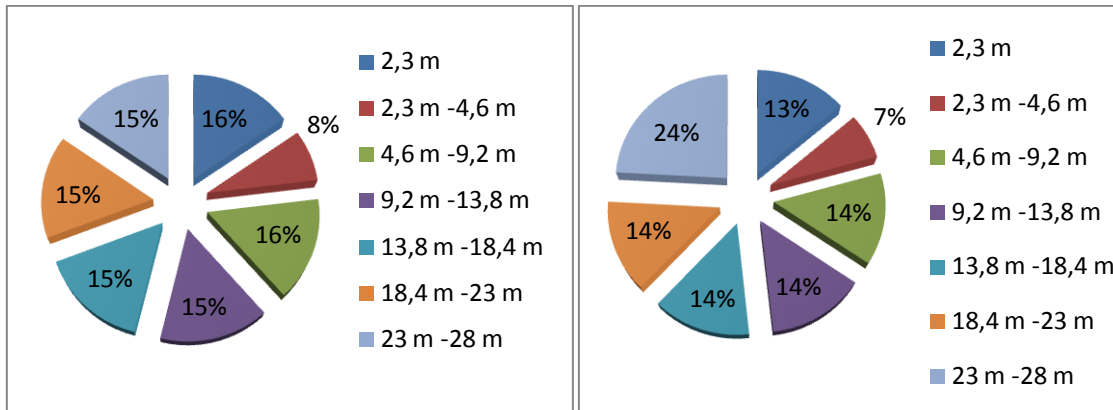


Grafico 8-65 Range di spostamento 2-3 cm

Grafico 8-66 Range di spostamento 1-2 cm

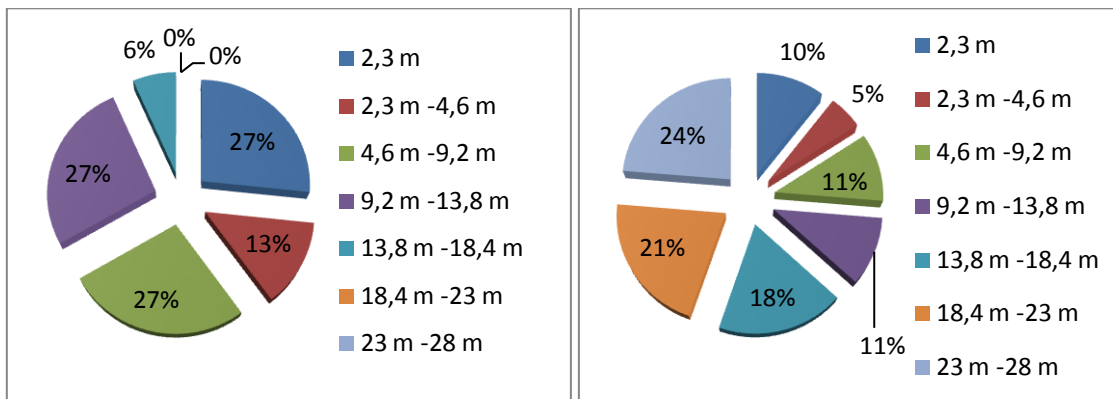


Grafico 8-67 Range di spostamento 3-4 cm

Grafico 8-68 Range di spostamento 2-3 cm

Preso atto di ciò, si procede con una valutazione maggiormente dettagliata, ovvero si considerano gli arcarecci fila per fila, come indicato in figura 8-8 in cui è evidenziata la fila 1 e come già effettuato nel paragrafo precedente:

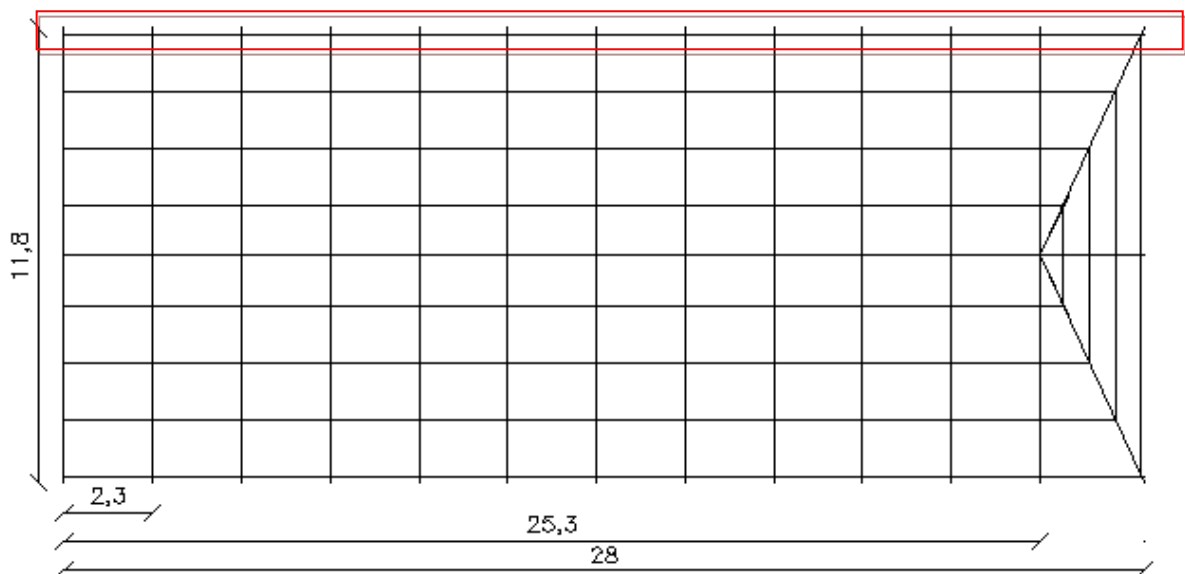


Figura 8-8 Localizzazione della prima fila di arcarecci

Da tale analisi si possono ricavare i seguenti risultati.

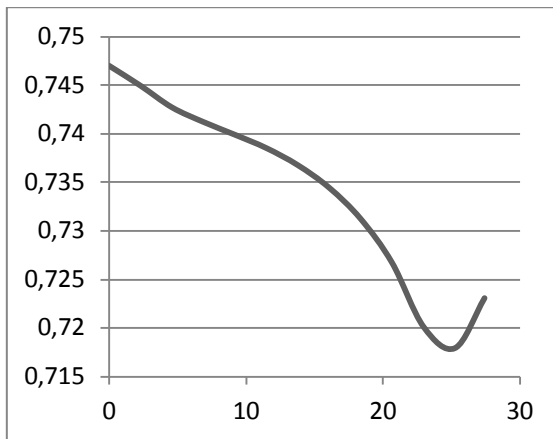


Grafico 8-69 Spostamento prima fila di arcarecci

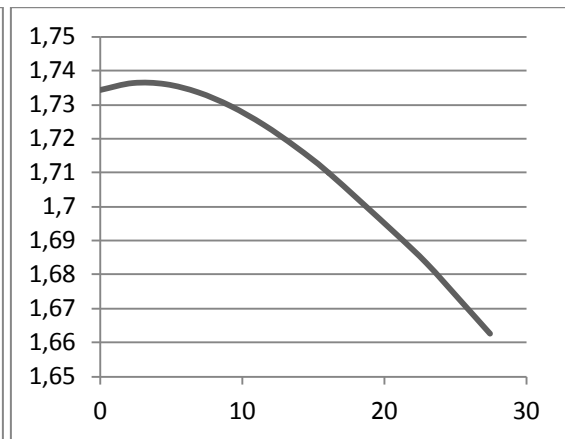


Grafico 8-70 Spostamento seconda fila di arcarecci

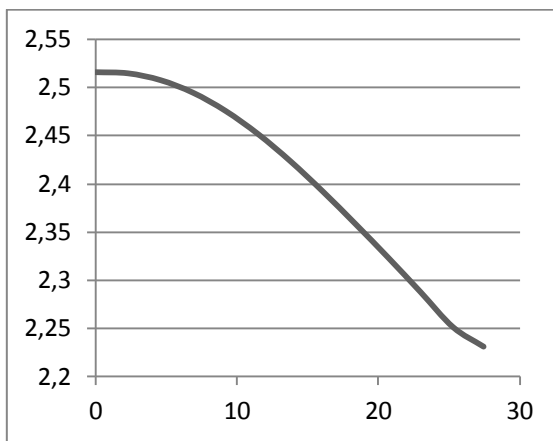


Grafico 8-71 Spostamento terza fila di arcarecci

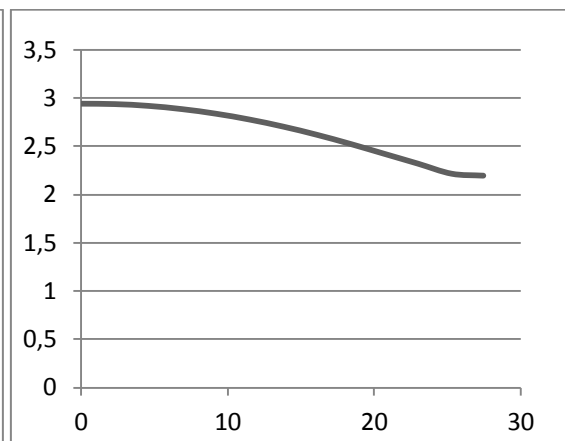


Grafico 8-72 Spostamento quarta fila di arcarecci

Da questi grafici si può notare che, mentre le file da 2 a 4 seguono il comportamento del colmo, la prima fila, quella più vicina ai vincoli a terra ha comportamento differente anche se mediando i valori si ottiene quanto segue:

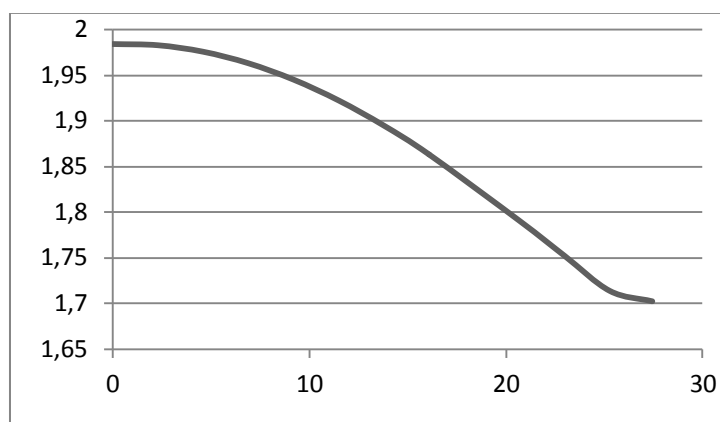


Grafico 8-73 Spostamento medio degli arcarecci

Inoltre si è analizzato l'andamento degli spostamenti dei nodi degli arcarecci per ciascuna capriata e si evince, come prevedibile che gli spostamenti stessi sono minori avvicinandosi ai vincoli a terra e, considerando lo sviluppo della capriata nella direzione y lo scostamento tra i nodi più vicini al colmo si riduce sempre più.

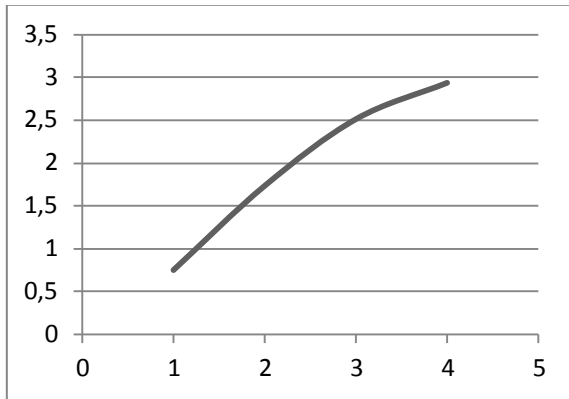


Grafico 8-74 Spostamento dei nodi prima capriata (y=0)

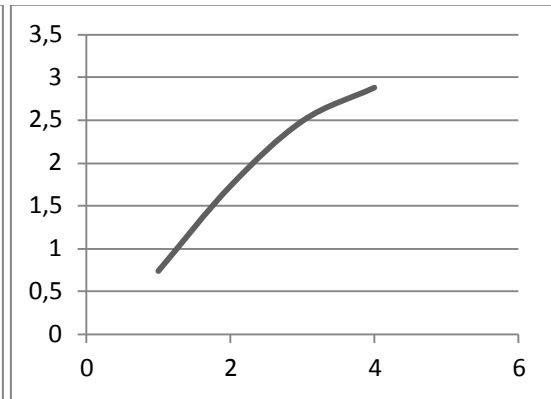


Grafico 8-75 Spostamento dei nodi quarta capriata (y=6,9)

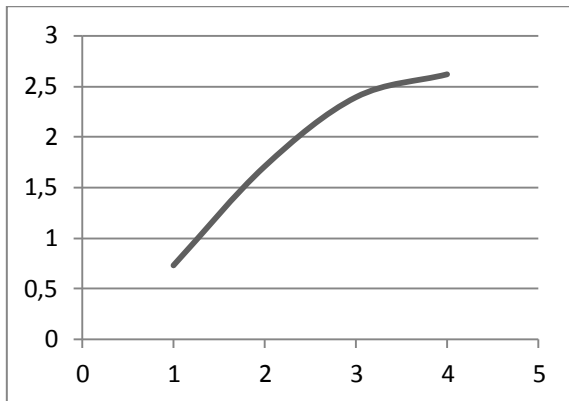


Grafico 8-76 Spostamento dei nodi ottava (y=16,1)

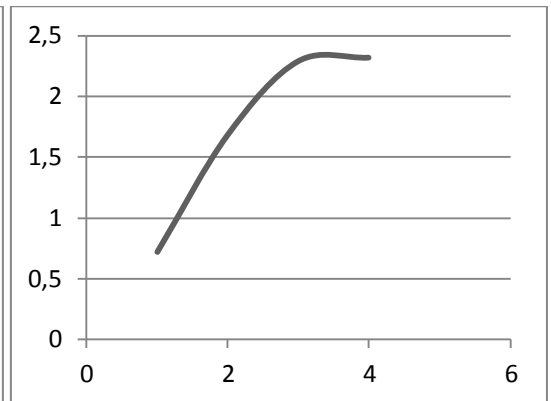


Grafico 8-77 Spostamenti dei nodi dodicesima capriata (y=23)

Lo stesso tipo di analisi è stato svolto per la copertura sovraccaricata per tanto:

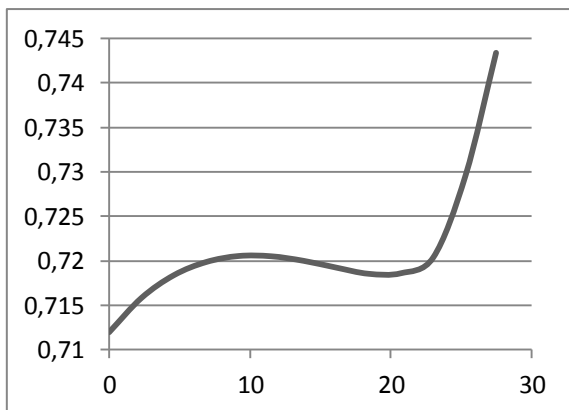


Grafico 8-78 Spostamento prima fila di arcarecci

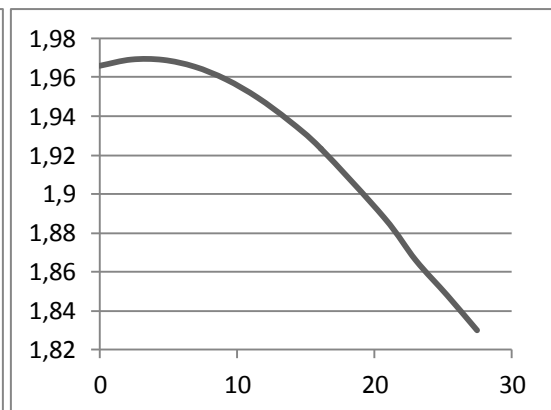


Grafico 8-79 Spostamento seconda fila di arcarecci

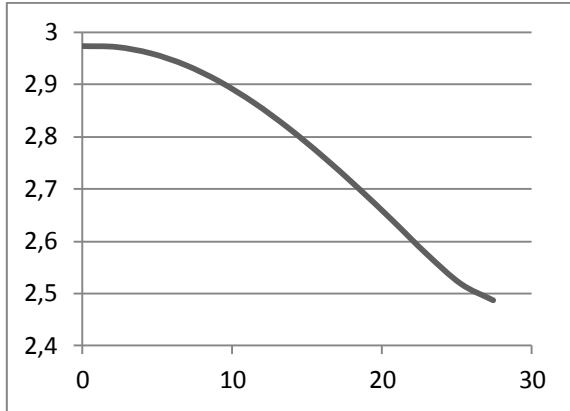


Grafico 8-80 Spostamento quarta fila di arcarecci

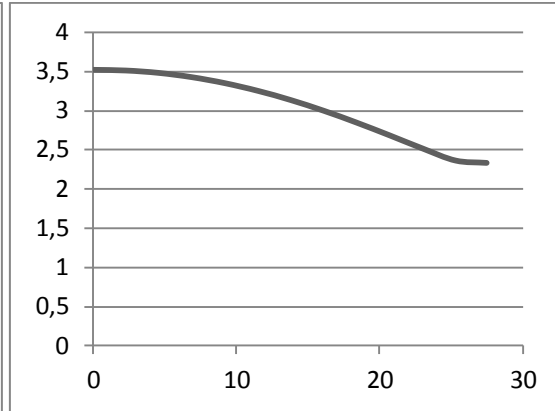


Grafico 8-81 Spostamento terza fila di arcarecci

Stessi ragionamenti valgono per la singola capriata:

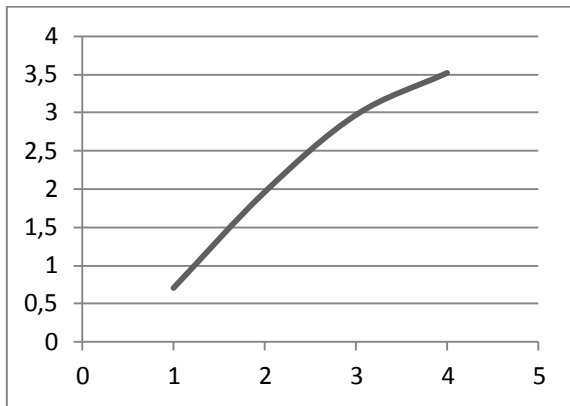


Grafico 8-82 Spostamento nodi prima capriata ($y=0$)

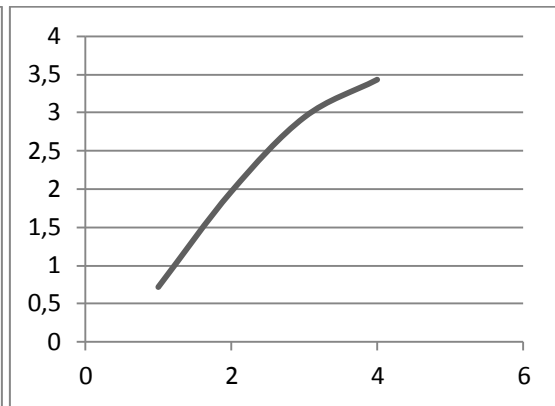


Grafico 8-83 Spostamento nodi quarta capriata ($y=6,9$)

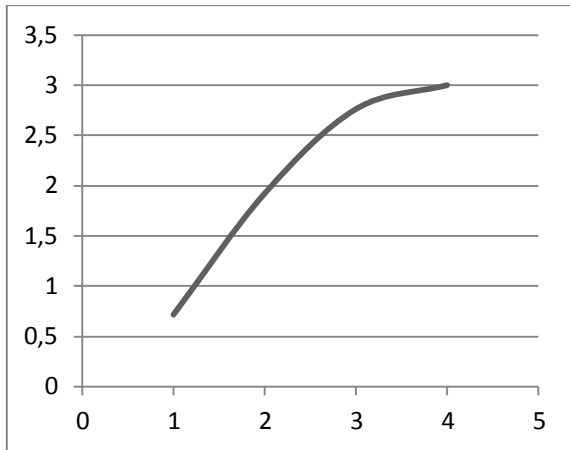


Grafico 8-84 Spostamento nodi ottava capriata ($y=16,1$)

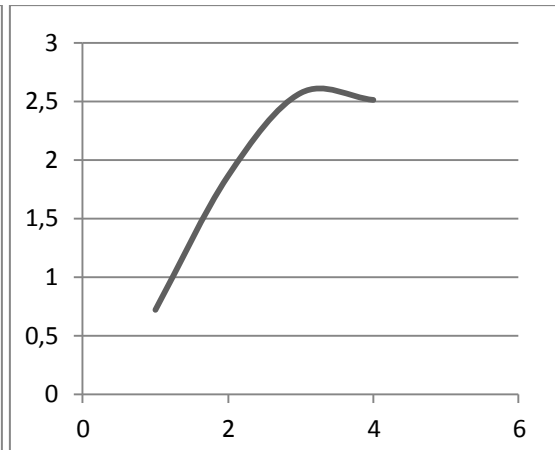


Grafico 8-85 Spostamento nodi dodicesima capriata ($y=23$)

8.5.5 Confronto tra risultati ottenuti da spettro C.S.L.P. e spettro mediato

Riassumendo quanto fino ad ora è stato presentato, tra lo spettro proposto dal C.S.L.P. e lo spettro ottenuto mediante i dati disponibili a seguito delle registrazioni effettuate dalle stazioni dell'istituto di geofisica e vulcanologia, si può confermare quanto la norma sia ampiamente conservativa e ciò è dimostrato dai seguenti grafici che illustrano, limitando l'analisi alla configurazione di vincolo in semplice appoggio, ma considerando entrambe le situazioni di carico, come i valori degli spostamenti ottenuti inserendo nel modello lo spettro "reale" siano minori rispetto a quelli che si hanno considerando quanto proposto dalla normativa.

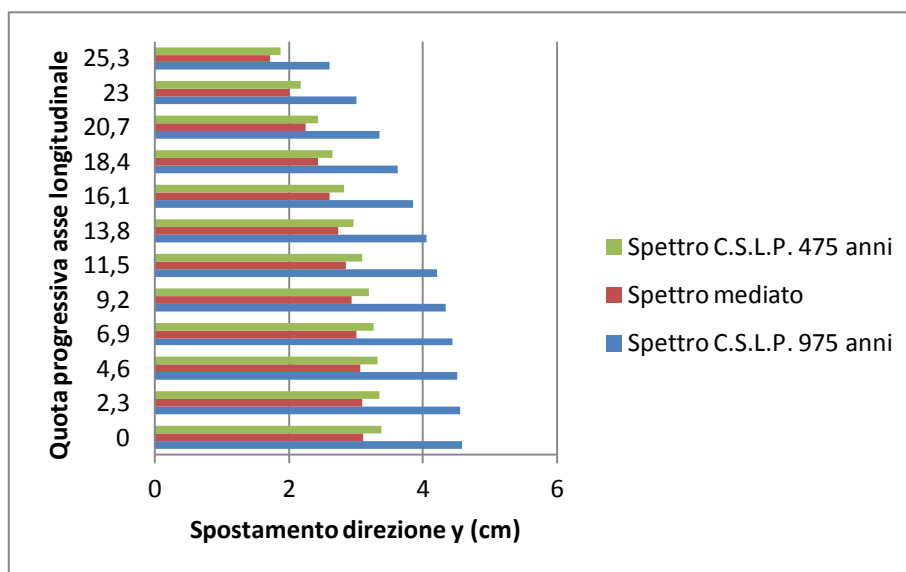


Grafico 8-86 Confronto spostamenti nodi di colmo copertura leggera

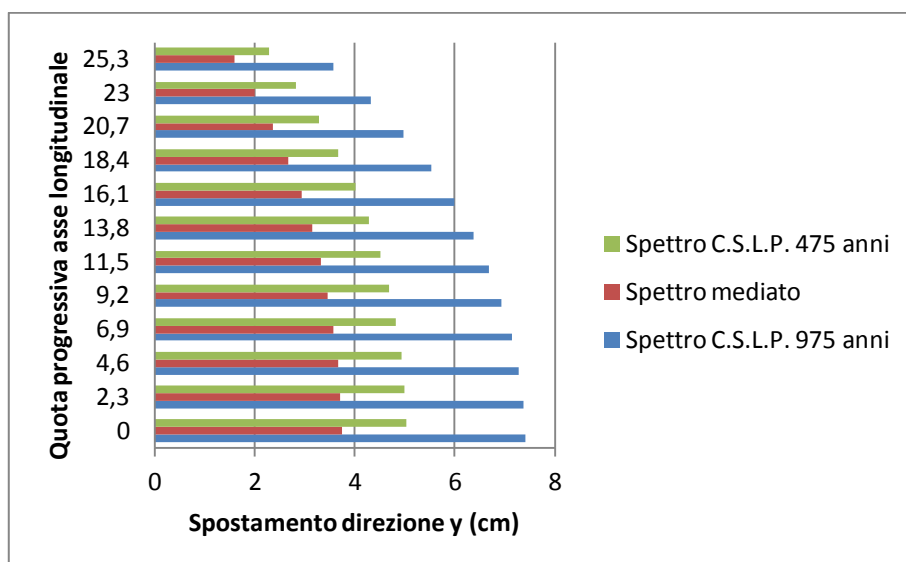


Grafico 8-87 Confronto spostamenti nodi di colmo copertura sovraccaricata

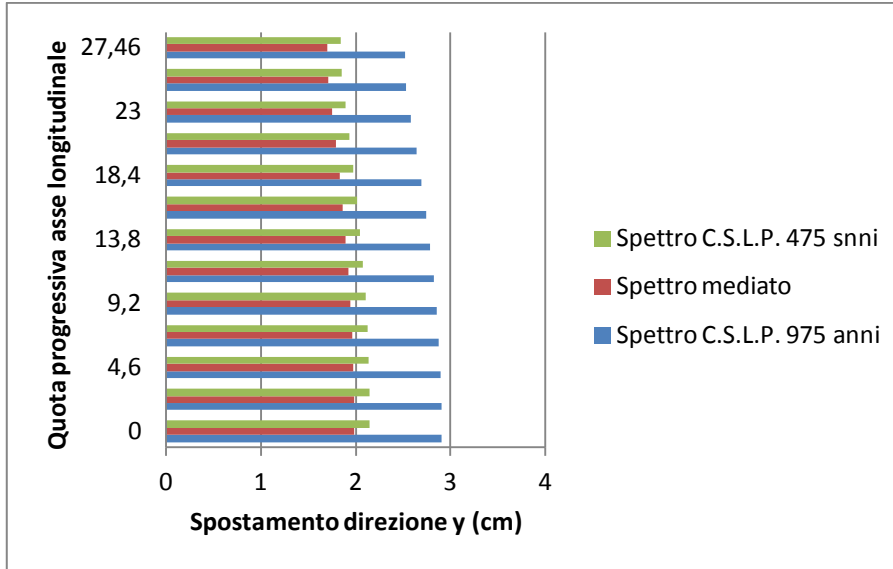


Grafico 8-88 Confronto spostamento nodi arcarecci copertura leggera

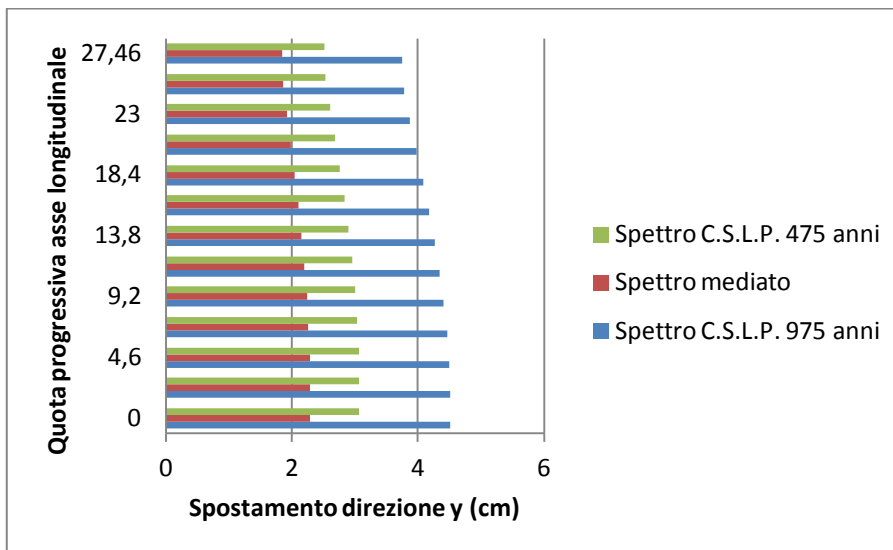


Grafico 8-89 Confronto spostamento nodi arcarecci copertura leggera

8.6 Analisi con accelerogrammi

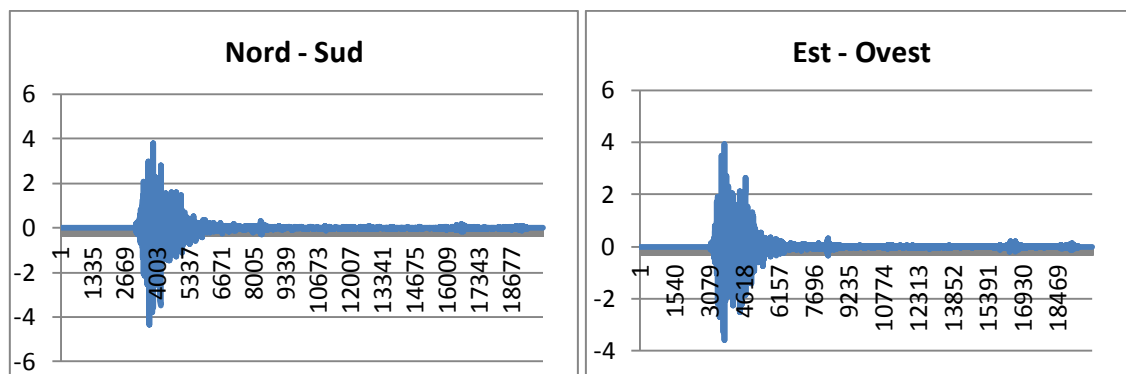
Come definito all'interno della normativa è stata svolta una ultima analisi con gli accelerogrammi effettivamente registrati dalle stazioni menzionate precedentemente. I suddetti accelerogrammi sono anch'essi stati scalati, come nel caso degli spettri di risposta, ed anche in questo caso è stata svolta una analisi per ciascun accelerogramma ed, in un secondo momento, i risultati ottenuti sono stati mediati.

8.6.1 Definizione degli accelerogrammi

Si riportano in primo luogo gli accelerogrammi considerati nell'analisi. A tal proposito si rammentano gli eventi relativi a ciascun accelerogramma. Ovviamente per ciascun evento devono essere considerate, e poi inserire nel programma, le tre componenti del sisma nelle direzioni Nord – Sud, Est – Ovest e nella direzione verticale.

	Giorno	Ora	Stazione	PGA N-S (m/s ²)	PGA W-E (m/s ²)	PGA UP (m/s ²)
1	06/04/2009	1.32.39	AQV	4,79	4,37	2,34
2	06/04/2009	1.32.39	AQU	5,35	6,44	4,86
3	06/04/2009	1.32.39	AQG	3,23	3,24	3,55
4	06/04/2009	1.32.39	AQK	3,01	2,54	3,01
5	06/04/2009	2.37.04	AQM	3,32	0,98	0,97
6	06/04/2009	23.15.37	AQV	0,94	1,48	0,5
7	07/04/2009	9.26.28	AQV	0,96	1,84	0,5

Tabella 8-5 5Eventi considerati



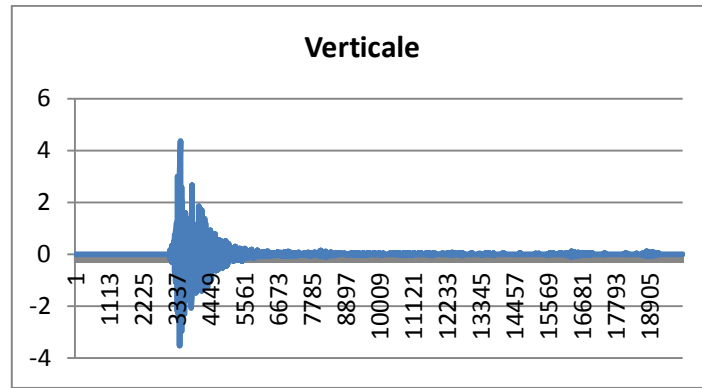


Grafico 8-90 Accelerogrammi evento 1

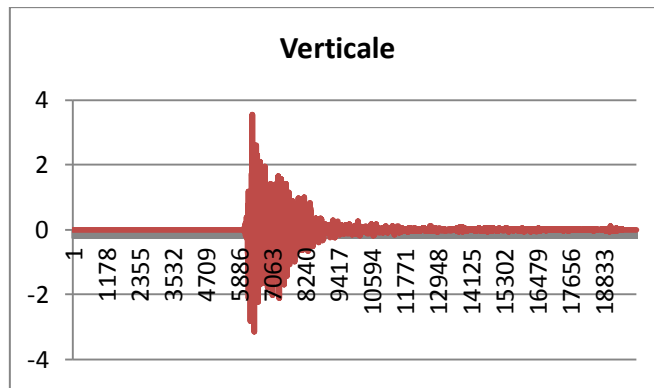
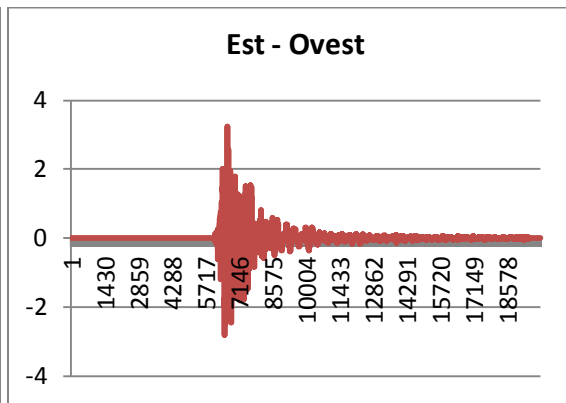
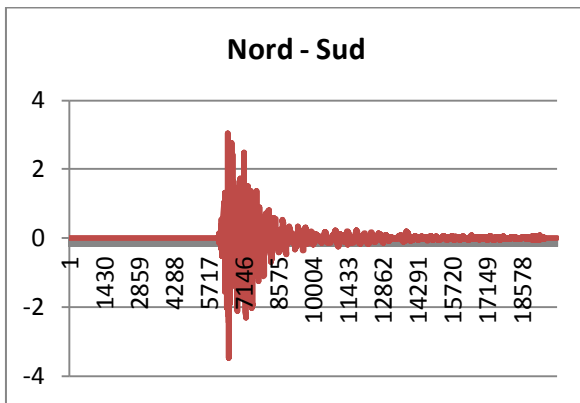


Grafico 8-91 Accelerogrammi evento 2

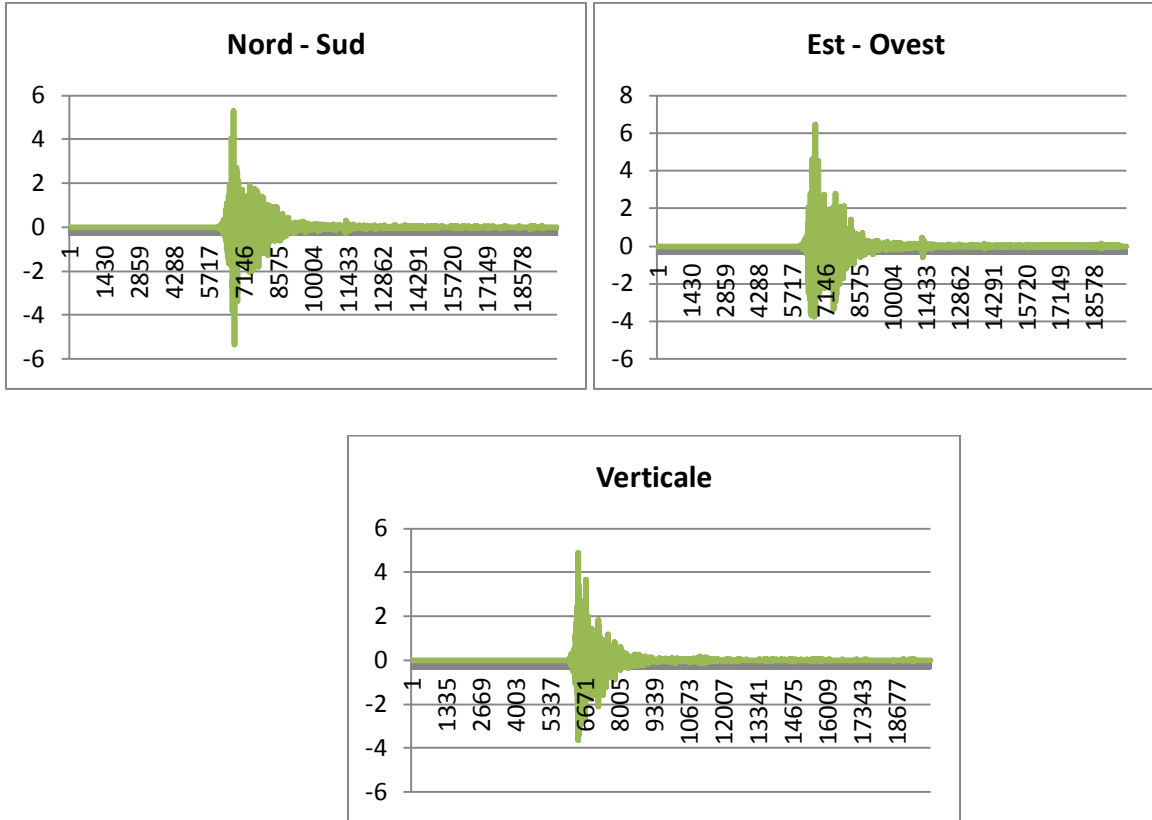


Gráfico 8-92 Accelerogrammi evento 3

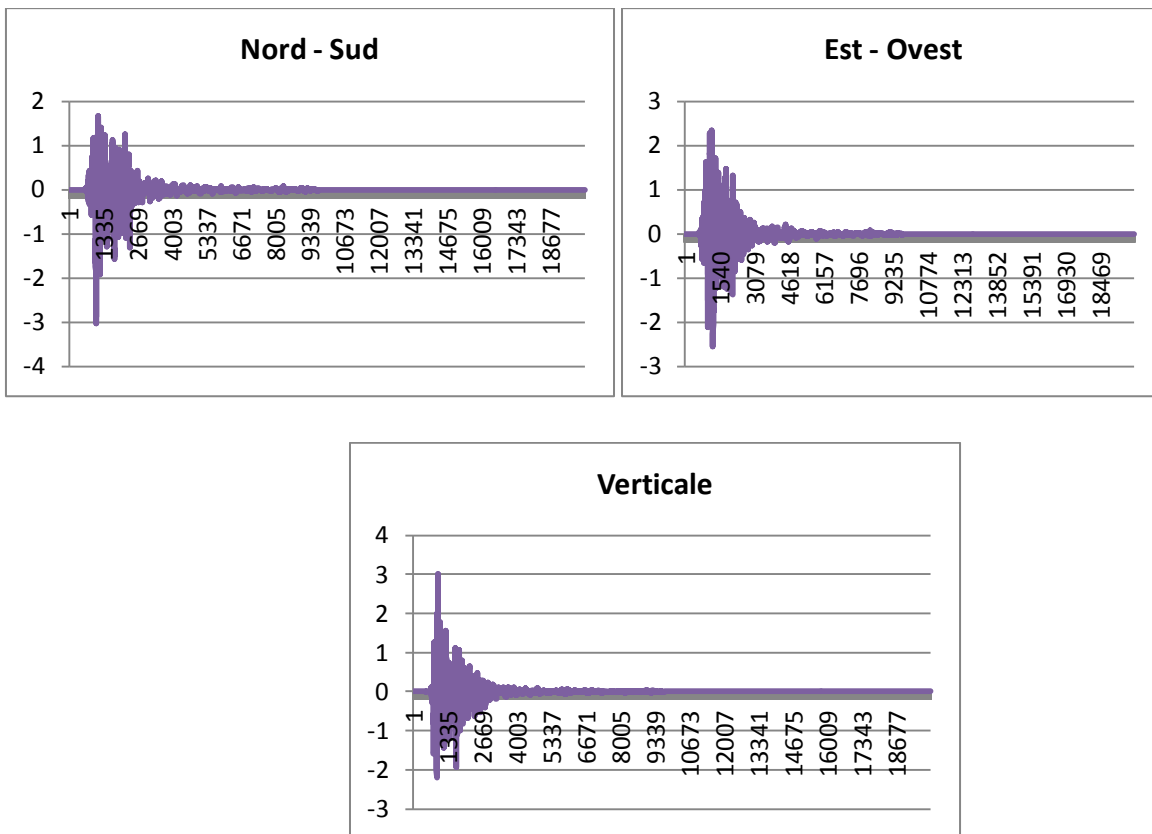


Gráfico 8-93 Accelerogrammi evento 4

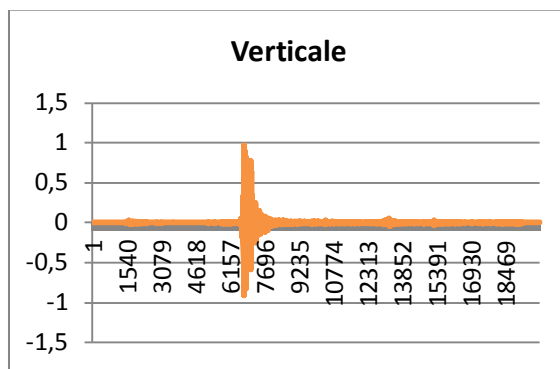
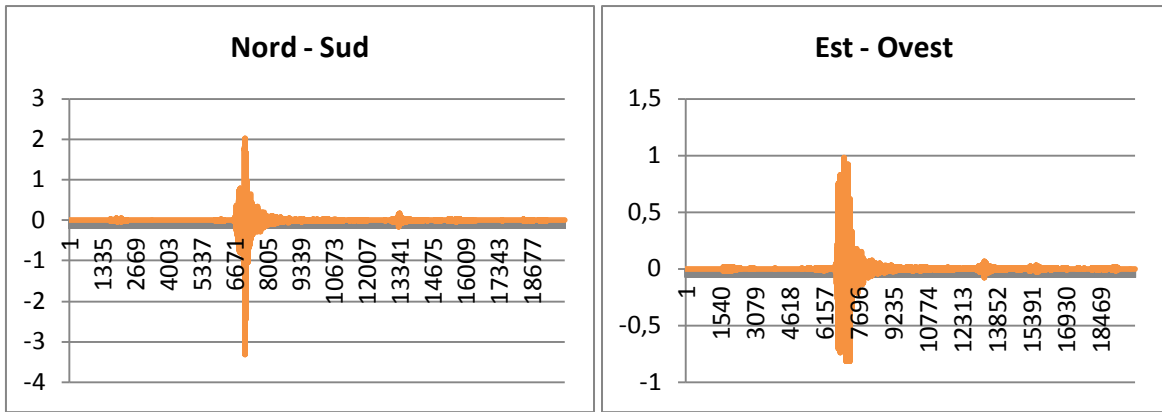


Grafico 8-94 Accelerogrammi evento 5

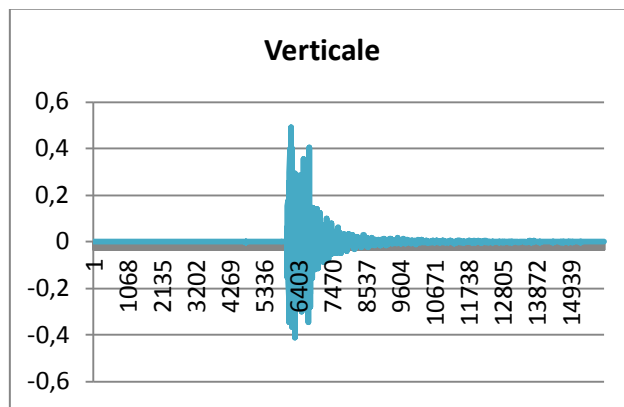
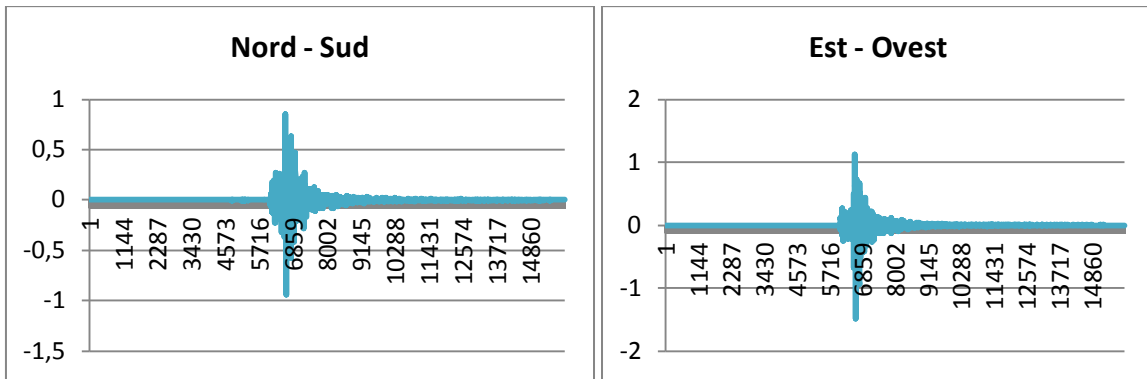


Grafico 8-95 Accelerogrammi evento 6

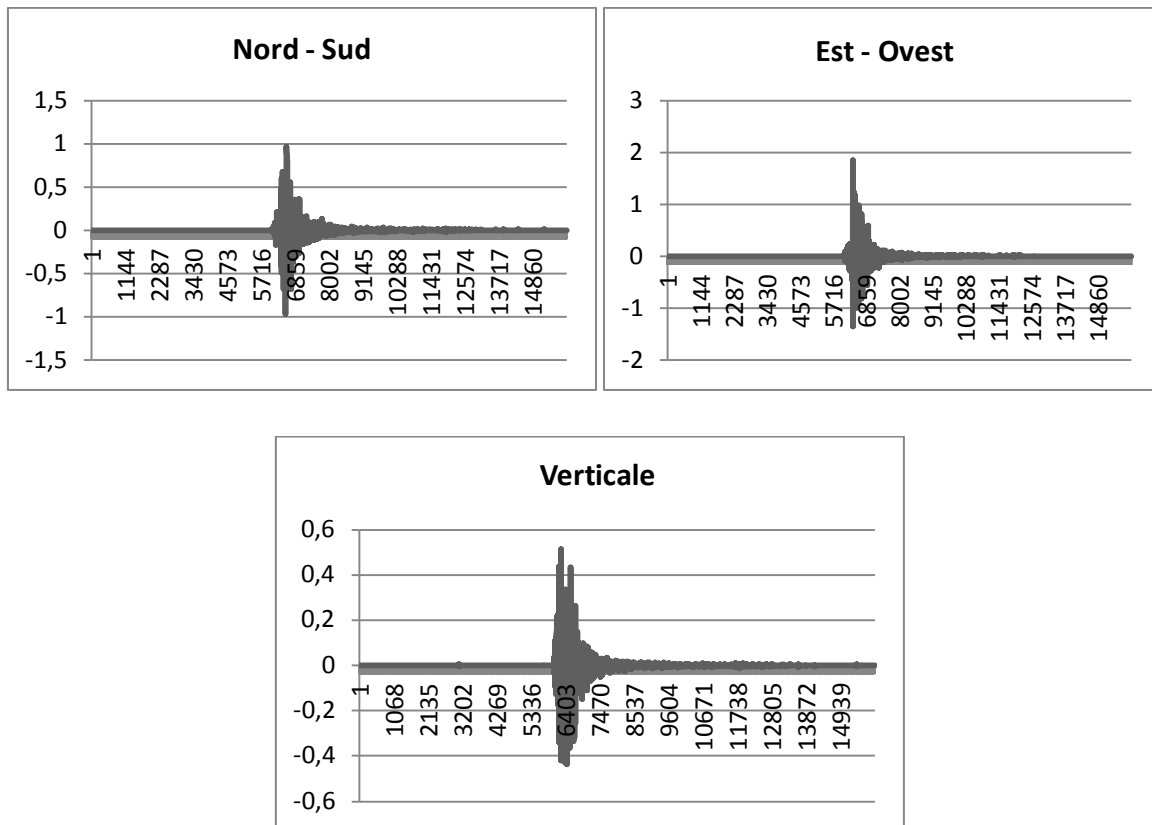


Grafico 8-96 Accelerogrammi evento 7

8.6.2 Risultati dell'analisi

Si riportano a questo punto i risultati ottenuti, come fatto nei casi precedenti. Si analizzeranno per tanto gli spostamenti dei nodi di colmo e dei nodi relativi agli arcarecci, valutando ciò per una unica configurazione di vincoli della struttura, ovvero quella con appoggi.

8.6.2.1 Spostamenti dei nodi di colmo

Per quanto concerne i nodi di colmo, si è scelto di procedere anche in questo caso, andando a valutare in primo luogo gli spostamenti nelle tre direzioni. Come si evince dai grafici 8.97, 8.98 e 8.99 si conferma la maggior consistenza degli spostamenti nella direzione y che verrà per tanto considerata.

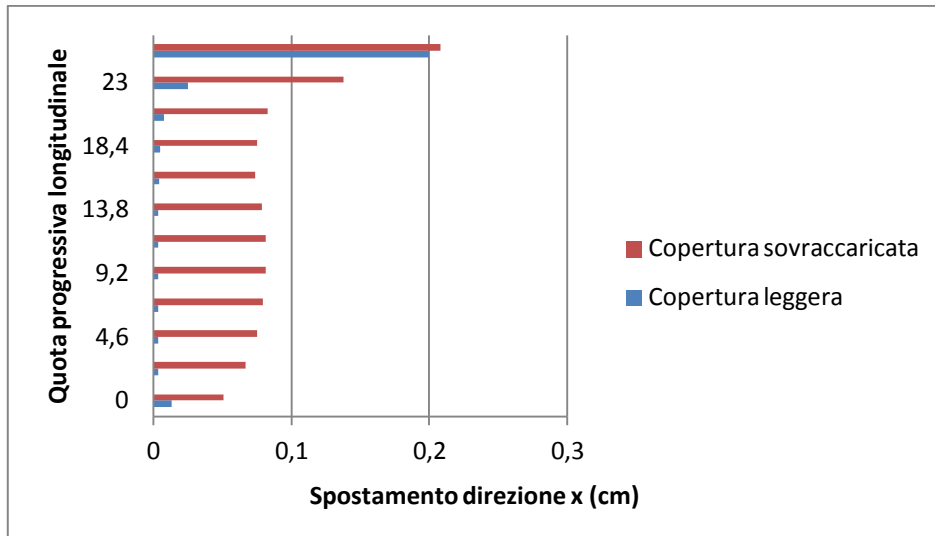


Grafico 8-97 Spostamento nodi di colmo, direzione x

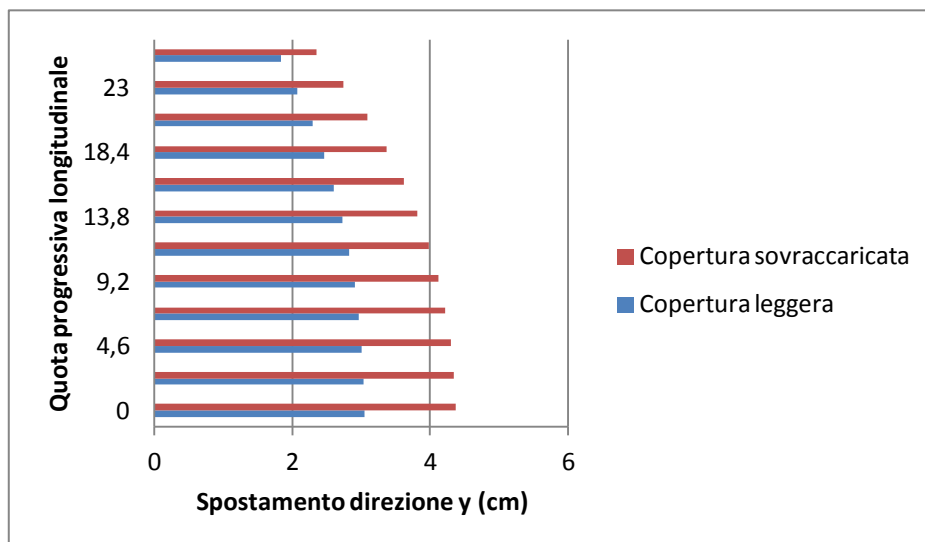


Grafico 8-98 Spostamento nodi di colmo, direzione y

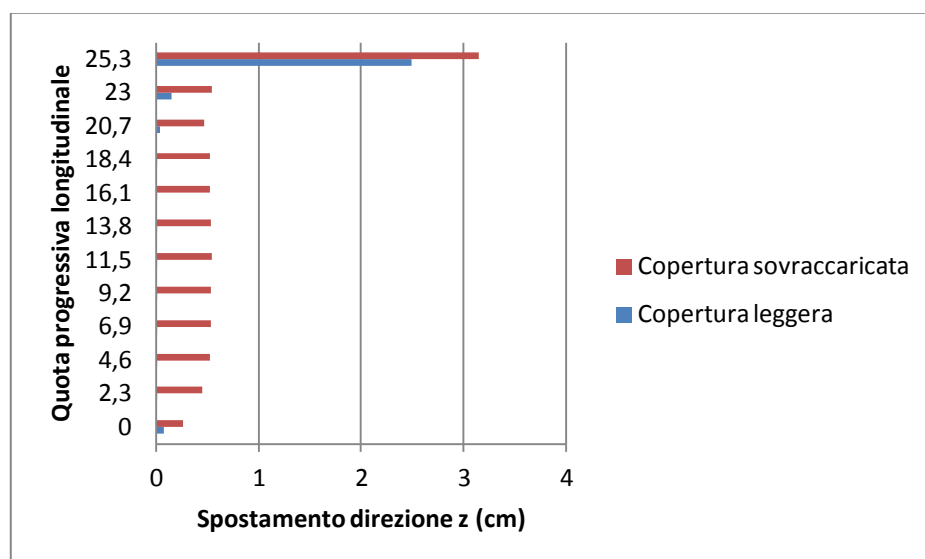


Grafico 8-99 Spostamento nodi di colmo, direzione z

Come si evince chiaramente dai grafici di seguito, si nota, come in ogni caso, una netta differenza tra il caso della copertura originaria e quello della copertura gravata dal peso del solaio latero cementizio: nel primo caso infatti la maggior parte dei nodi ha uno spostamento di 2 – 3 cm, mentre nel secondo invece, la metà dei nodi si colloca nel range superiore (3 – 4 cm).

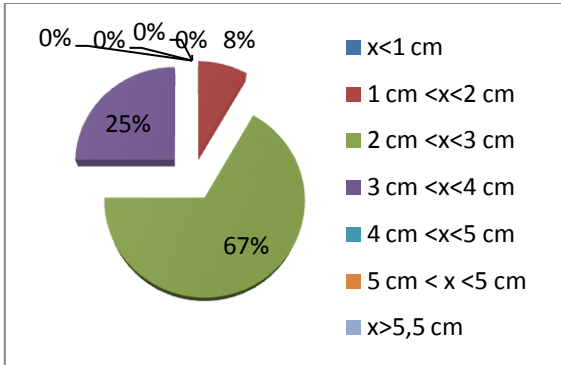


Grafico 8-100 Copertura leggera

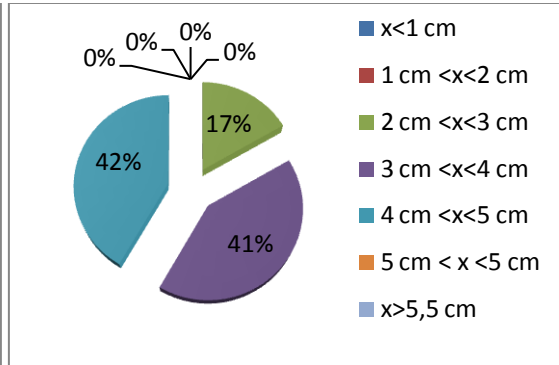


Grafico 8-101 Copertura sovraccaricata

Anche in questo caso, gli spostamenti minori si trovano verso la parte terminale della copertura, come si può chiaramente capire dai prossimi grafici relativi sia alla copertura originaria che a quella sovraccaricata.

8.6.2.2 Spostamento dei nodi degli arcarecci

A questo punto è stata svolta la stessa analisi per i nodi relativi agli arcarecci. Come si evince dal grafico 8.102, i nodi si spostano prevalentemente di 2 – 3 cm nel caso della copertura leggera e di 3 -4 cm nel caso della copertura sovraccaricata.

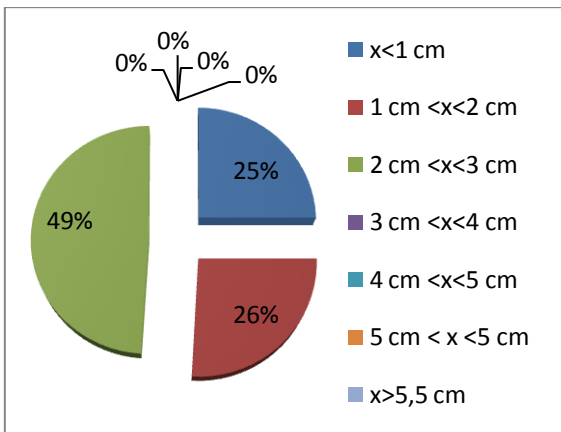


Grafico 8-102 Copertura leggera

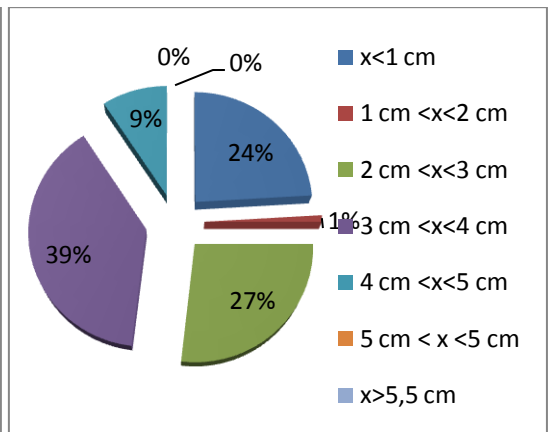


Grafico 8-103 Copertura sovraccaricata

A questo punto per i primi due range prevalenti, in entrambi i casi di carico della copertura, si è cercato di valutare dove potessero collocarsi i suddetti spostamenti, ma come si evince dai grafici successivi, anche in questo caso, non è stato possibile trovare omogeneità di distribuzione, né nel caso della copertura originaria (grafici 8.104 e 8.105), né nella copertura sovraccaricata (grafici 8.106 e 8.107).

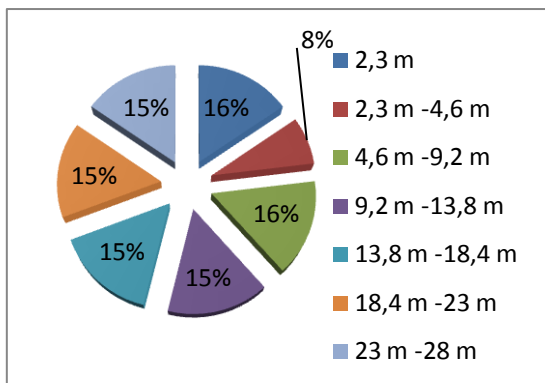


Grafico 8-104 Range di spostamento 2 - 3 cm

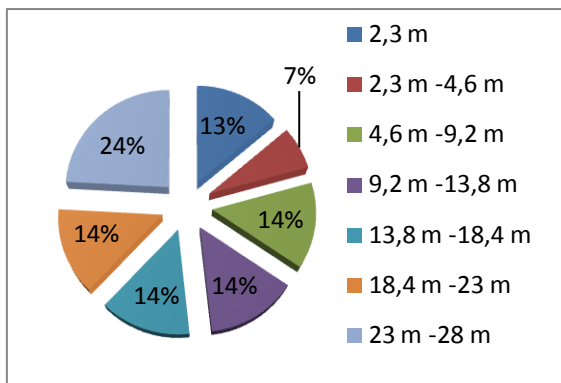


Grafico 8-105 Range di spostamento 1 - 2 cm

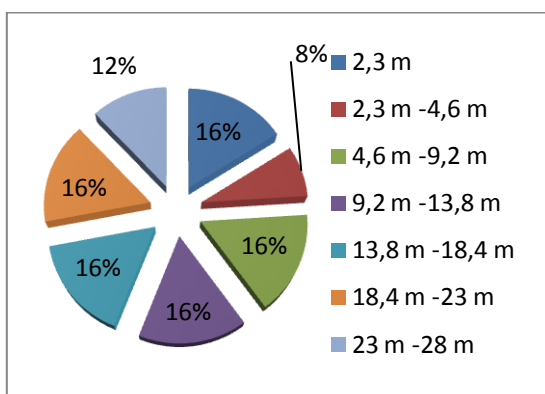


Grafico 8-106 Range di spostamento 3-4 cm

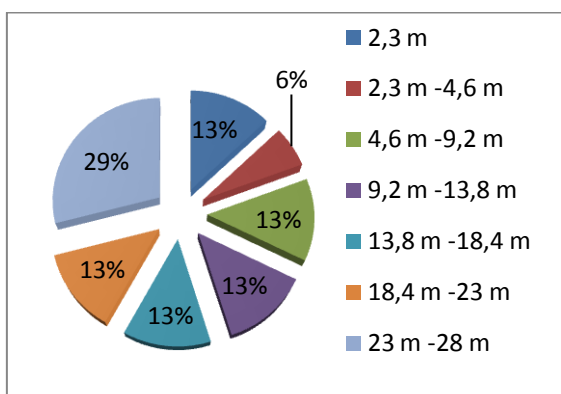


Grafico 8-107 Range di spostamento 2-3 cm

Preso atto di ciò, si procede con una valutazione maggiormente dettagliata, ovvero si considerano gli arcarecci fila per fila, come indicato in figura 8.9 in cui è evidenziata la fila 1 e come già effettuato nel paragrafo precedente:

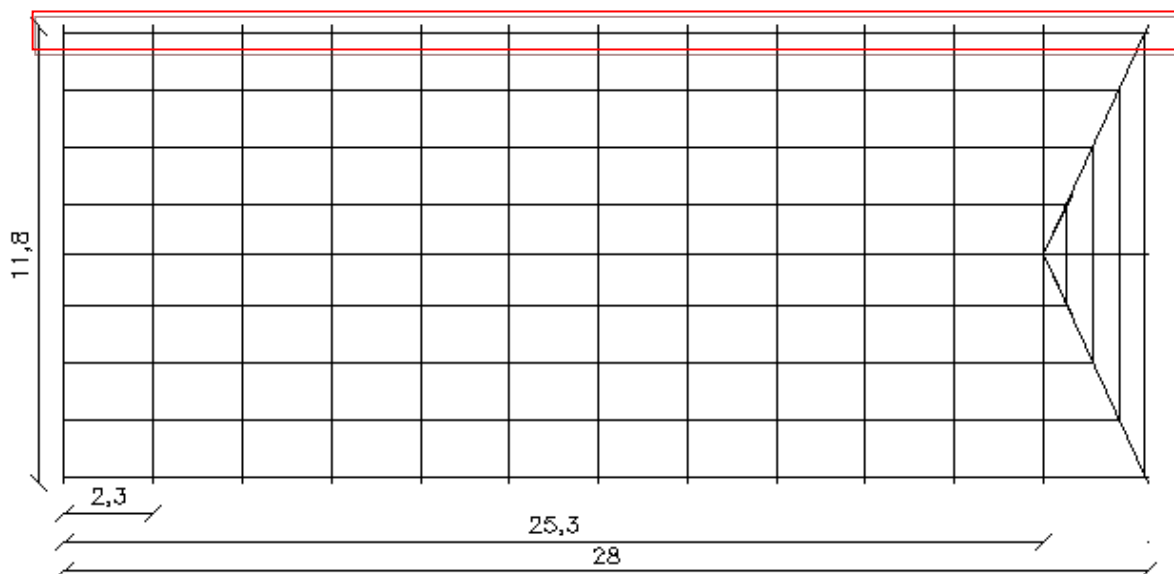


Figura 8-9 Localizzazione della prima fila di arcarecci

Da tale analisi si possono ricavare i seguenti risultati.

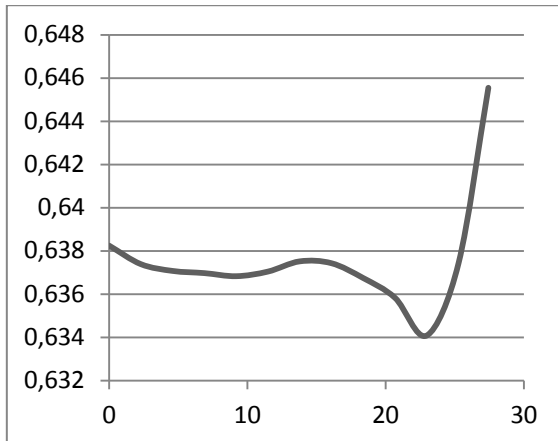


Grafico 8-108 Spostamento prima fila di arcarecci

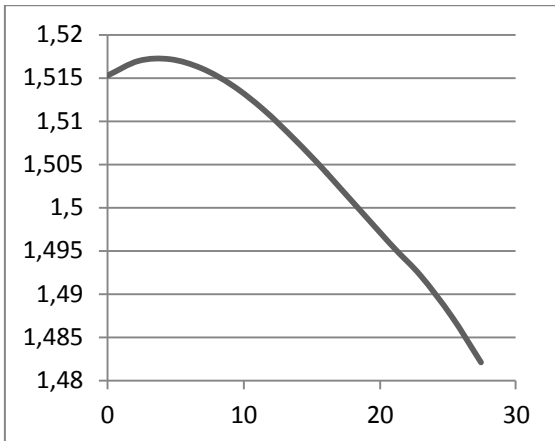


Grafico 8-109 Spostamento seconda fila di arcarecci

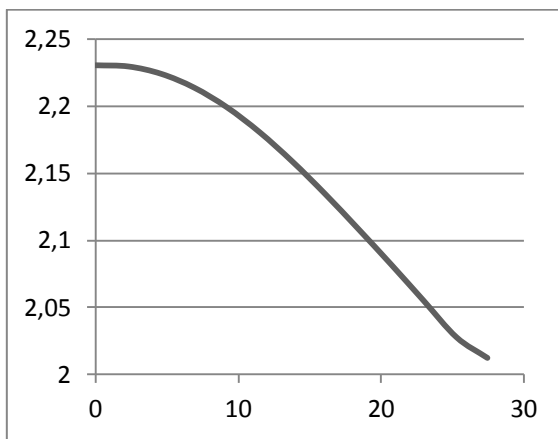


Grafico 8-110 Spostamento terza fila di arcarecci

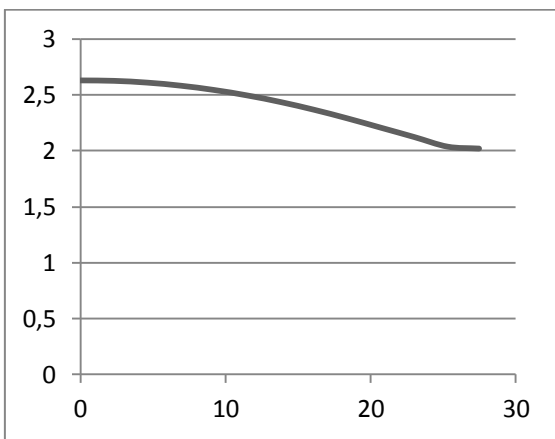


Grafico 8-111 Spostamento quarta fila di arcarecci

Inoltre si è analizzato l'andamento degli spostamenti dei nodi degli arcarecci per ciascuna capriata e si evince, come prevedibile che gli spostamenti stessi sono minori avvicinandosi ai vincoli a terra e, considerando lo sviluppo della capriata nella direzione y lo scostamento tra i nodi più vicini al colmo si riduce sempre più.

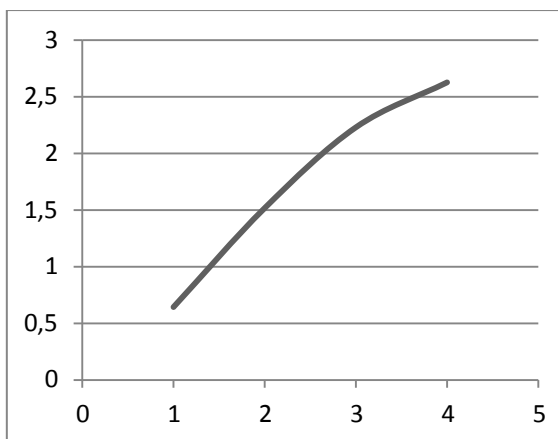


Grafico 8-112 Spostamento nodi prima capriata (y=0)

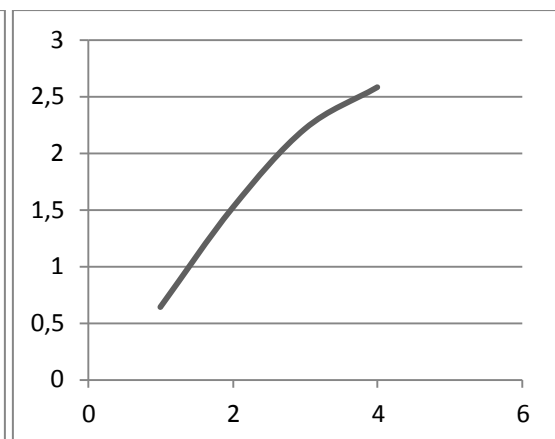


Grafico 8-113 Spostamento nodi quarta capriata (y=6,9)

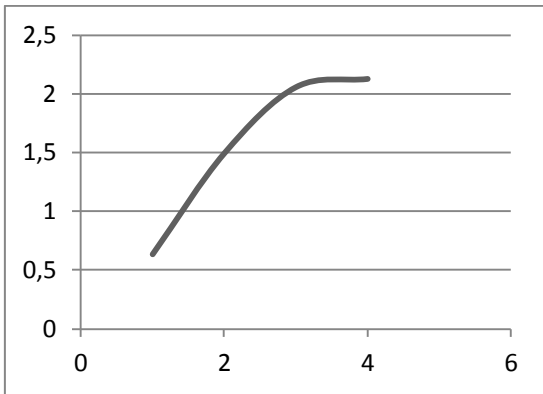
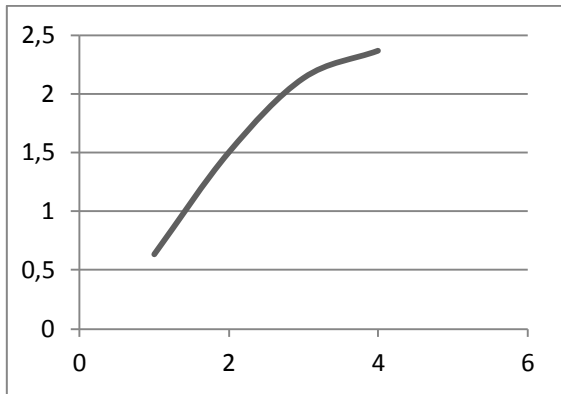


Grafico 8-114 Spostamento nodi ottava capriata (y=16,1) Grafico 8-115 Spostamento nodi dodicesima capriata (y=23)

Lo stesso tipo di analisi è stato svolto per la copertura sovraccaricata:

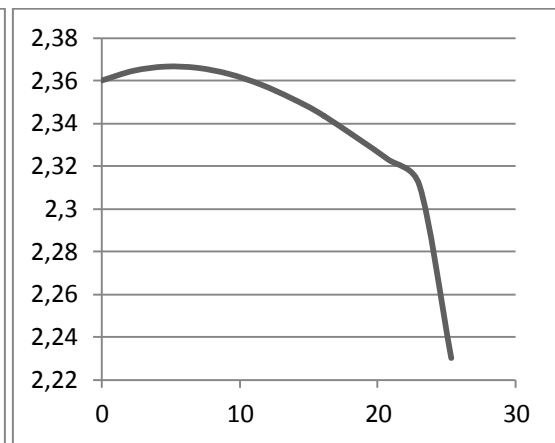
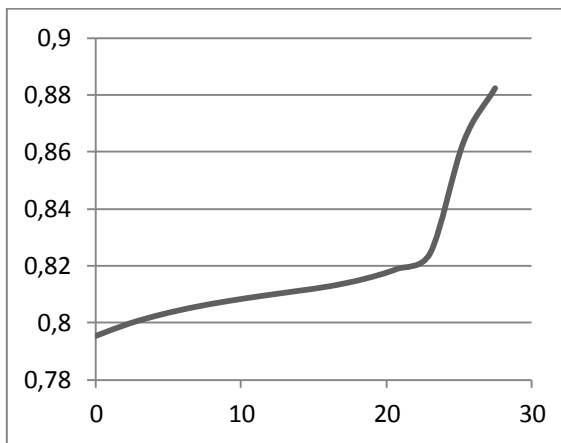


Grafico 8-116 Spostamento nodi prima fila di arcarecci Grafico 8-117 Spostamento nodi seconda fila di arcarecci

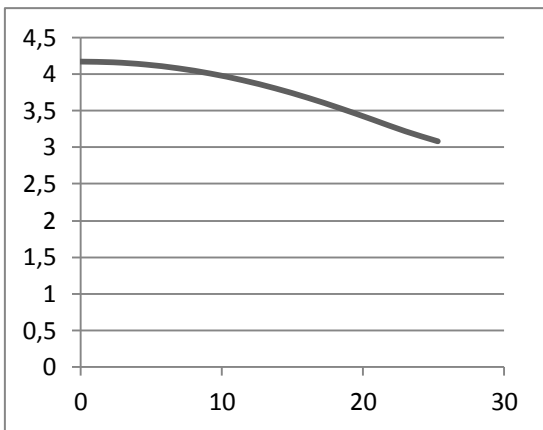
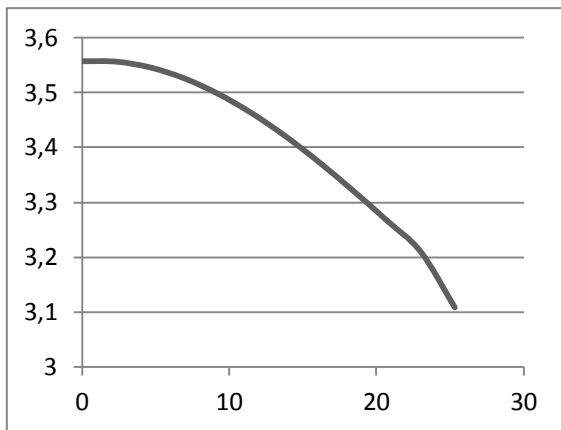


Grafico 8-118 Spostamento nodi terza fila di arcarecci Grafico 8-119 Spostamento nodi quarta fila di arcarecci

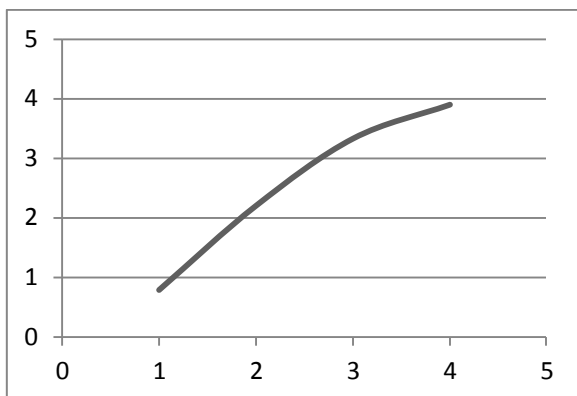


Grafico 8-120 Spostamento nodi prima capriata ($y=0$)

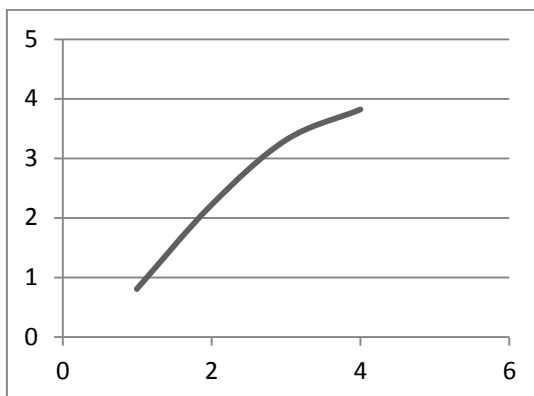


Grafico 8-121 Spostamento nodi quarta capriata ($y=6,9$)

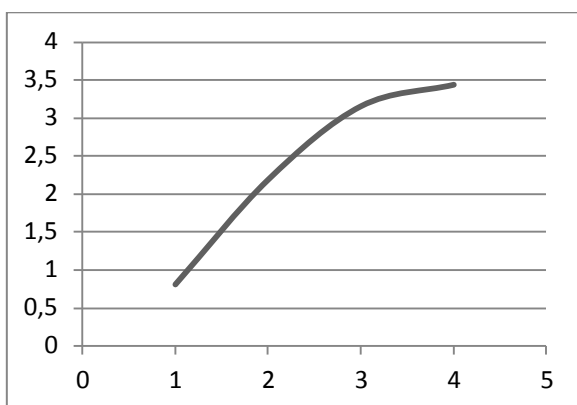


Grafico 8-122 Spostamento nodi ottava capriata ($y=16,1$)

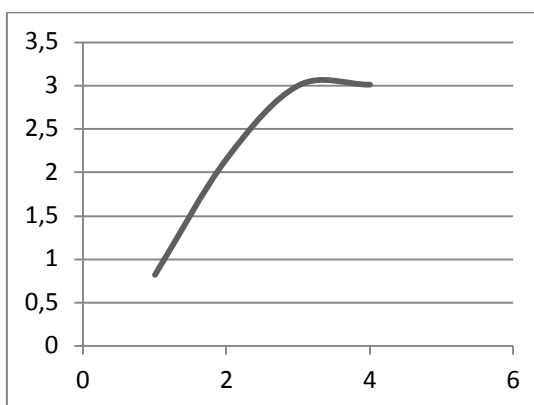


Grafico 8-123 Spostamento nodi dodicesima capriata ($y=23$)

8.6.3 Confronto con spettri di risposta

Riassumendo quanto fino ad ora è stato presentato, tra lo spettro proposto dal C.S.L.P. e lo quanto ottenuto mediante i dati disponibili a seguito delle registrazioni effettuate dalle stazioni dell'istituto di geofisica e vulcanologia, si può confermare quanto la norma sia ampiamente conservativa e ciò è dimostrato dai seguenti grafici che illustrano, limitando l'analisi alla configurazione di vincolo in semplice appoggio, ma considerando entrambe le situazioni di carico, come i valori degli spostamenti ottenuti inserendo nel modello lo spettro "reale" siano minori rispetto a quelli che si hanno considerando quanto proposto dalla normativa.

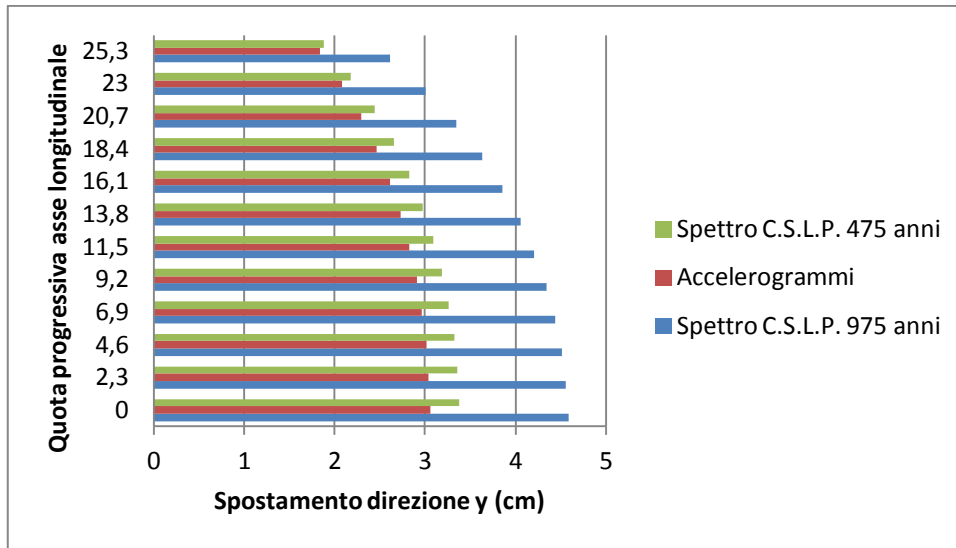


Grafico 8-124 Confronto spostamenti nodi di colmo copertura leggera

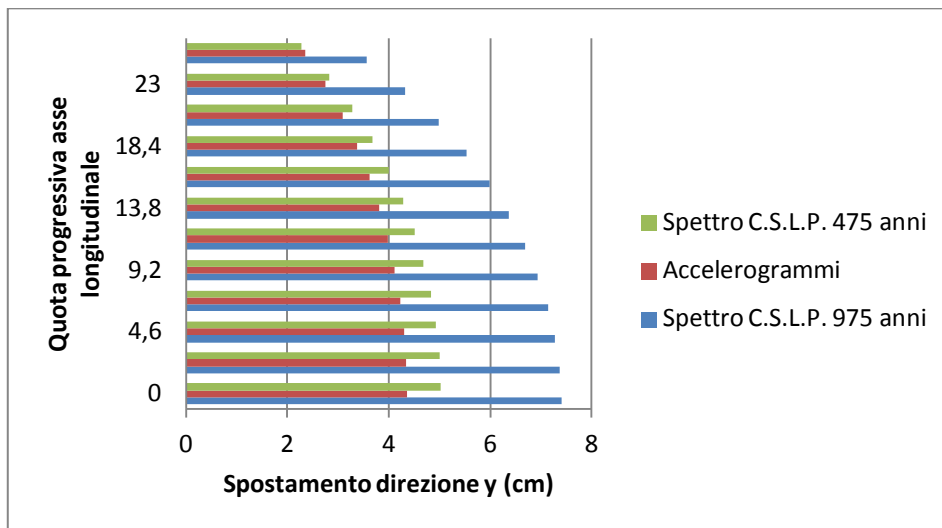


Grafico 8-125 Confronto spostamento nodi di colmo copertura sovraccaricata

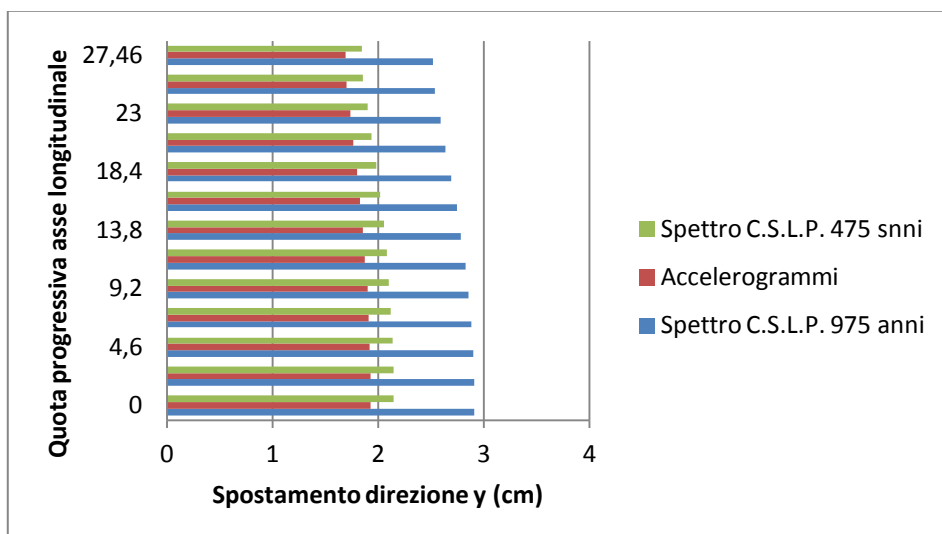


Grafico 8-126 Confronto spostamento nodi arcarecci copertura leggera

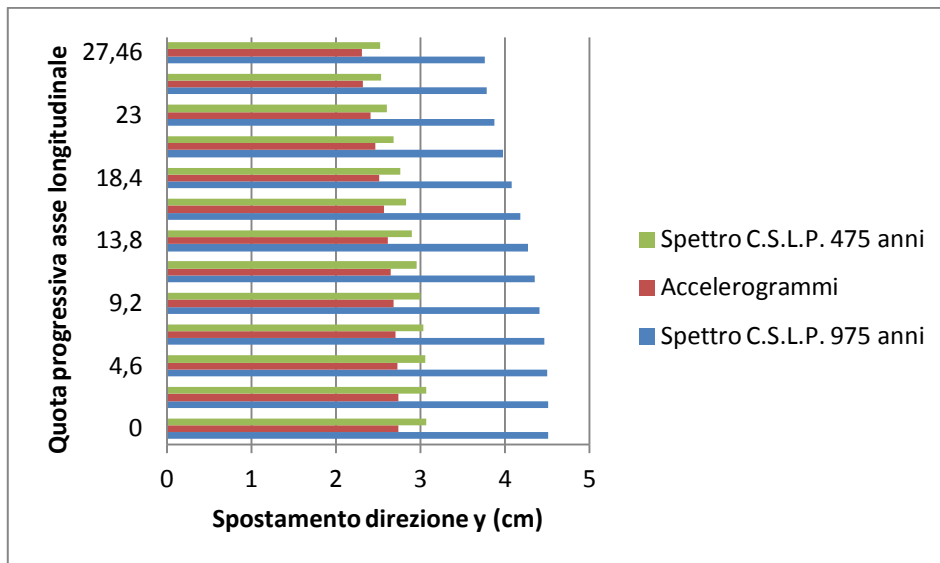


Grafico 8-127 Confronto spostamento nodi arcarecci copertura sovraccaricata

Poiché i risultati dell'analisi con gli accelerogrammi sono costruiti considerando la media degli spostamenti massimi di ciascun nodo, si è scelto di considerare, in ultima battuta, un nodo in particolare della copertura e di valutare gli spostamenti del suddetto nodo nel tempo. Quindi i valori che si presenteranno nel seguito sono ottenuti considerando la media degli spostamenti del nodo in esame ottenuti da ciascun accelerogramma.

A tal proposito si ricorda che, inserendo nel programma gli accelerogrammi, è stata definita, compatibilmente ai dati forniti dalle registrazioni, una durata complessiva di 100 secondi, con time – step di 0,005 secondi, per un totale di 20000 step per ciascun accelerogramma.

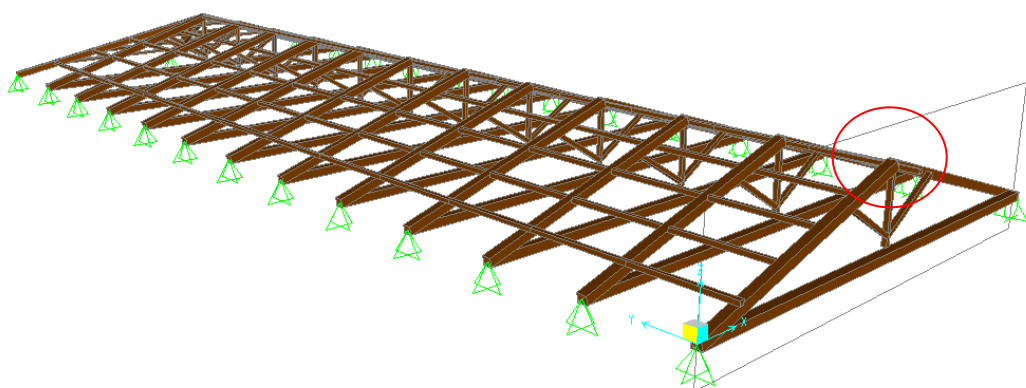


Figura 8-10 Individuazione del nodo 1

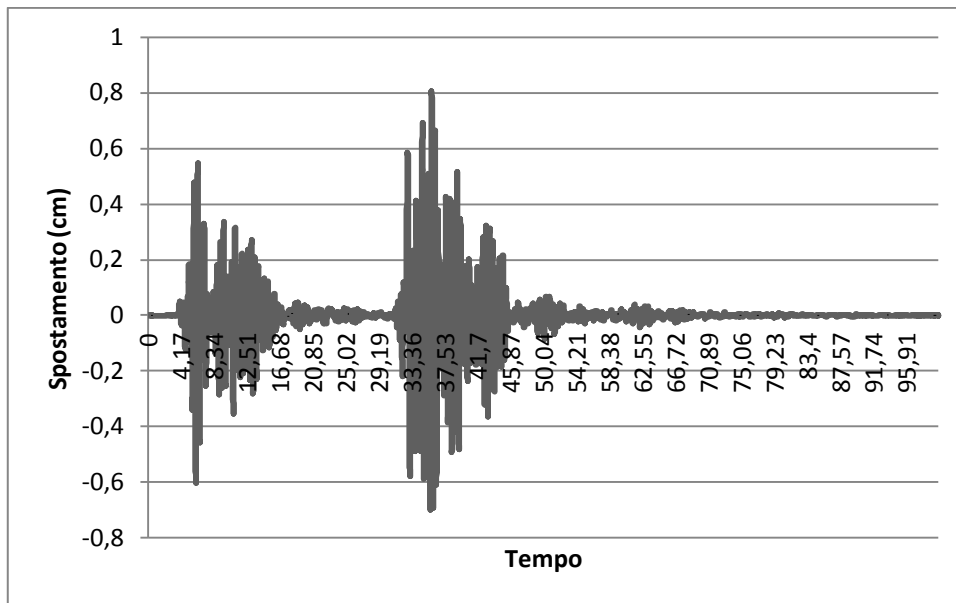


Grafico 8-128 Spostamento nel tempo nodo 1 copertura leggera

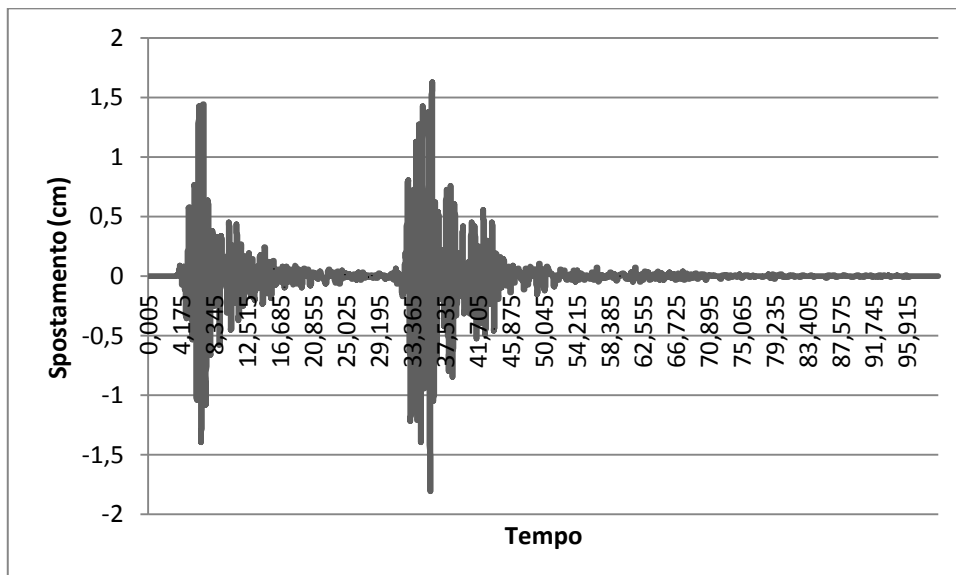


Grafico 8-129 Spostamento nel tempo nodo 1 copertura sovraccaricata

Considerando quanto risulta dai grafici 8.128 e 8.129 lo spostamento del nodo considerato, risulta essere inferiore rispetto a quanto ottenuto considerando i valori massimi, ciò perché, per ciascun accelerogramma, il massimo valore di spostamento non avviene nel medesimo time – step e per tanto la media risulta inferiore.

8.7 Analisi degli stati tensionali

Per tutti i casi presentati nei paragrafi precedenti si riportano a questo punto dei grafici riassuntivi degli stati tensionali, nello specifico si è scelto di illustrare quanto è stato ottenuto, valutando la prima, la sesta e l'ultima capriata e l'elemento di colmo.

Cominciando da quest'ultimo, si può notare che, come gli spostamenti, l'azione assiale, ad esempio, diminuisce lungo la direzione longitudinale della copertura e, sempre analogamente a quanto detto per gli spostamenti, il valore dell'azione assiale è minore nel caso della copertura originaria rispetto a quella sovraccaricata.

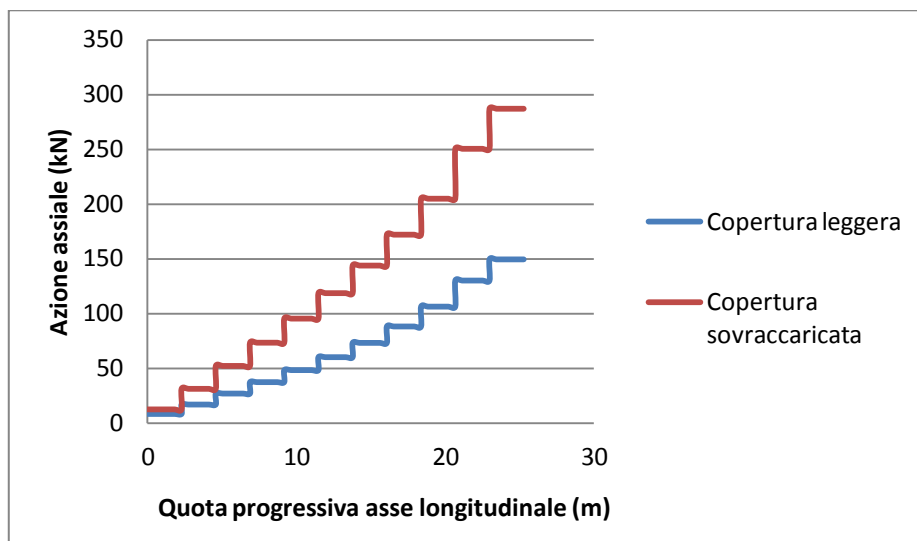


Grafico 8-130 Andamento azione assiale del colmo (spettro C.S.L.P.)

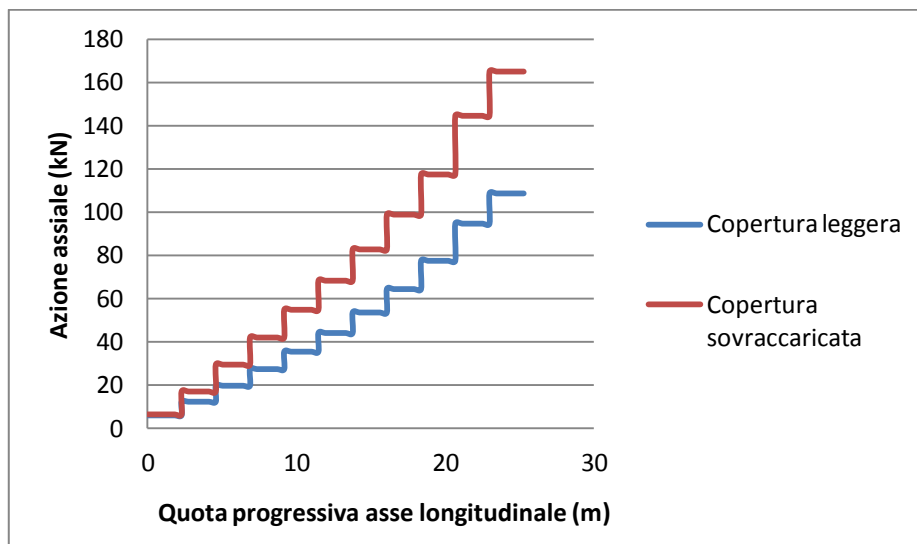


Grafico 8-131 Andamento azione assiale del colmo (spettro mediato)

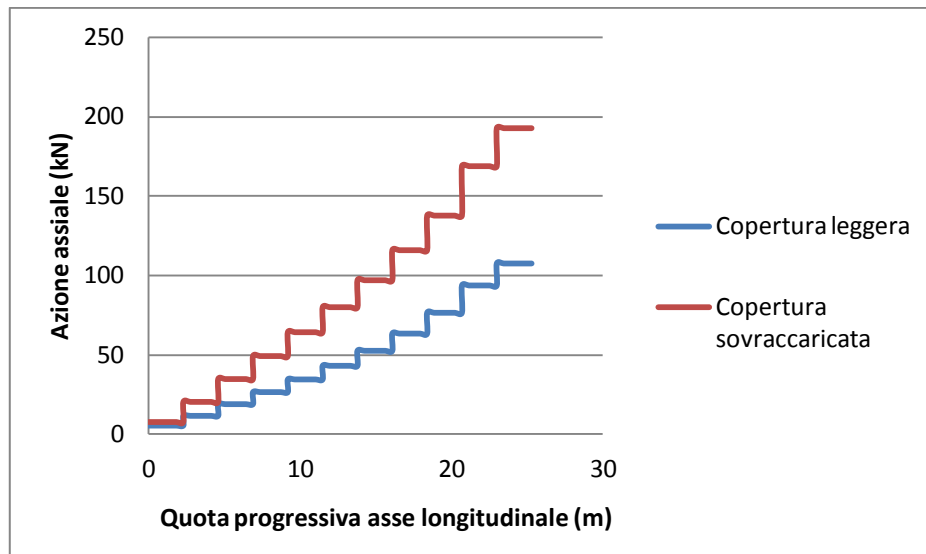


Grafico 8-132 Andamento azione assiale del colmo (accelerogrammi)

Dai grafici 8.130, 8.131 e 8.132 è possibile notare invece, come sia nel caso di copertura leggera che in quello di copertura sovraccaricata, gli spostamenti siano maggiori inserendo nell'analisi lo spettro fornito dal C.S.L.P. rispetto a quelli ottenuti con spettro mediato e accelerogrammi.

A questo punto si propone una analisi degli stati tensionali delle capriate, per le quali si è scelto di considerare quanto accade nel puntone e nella catena.

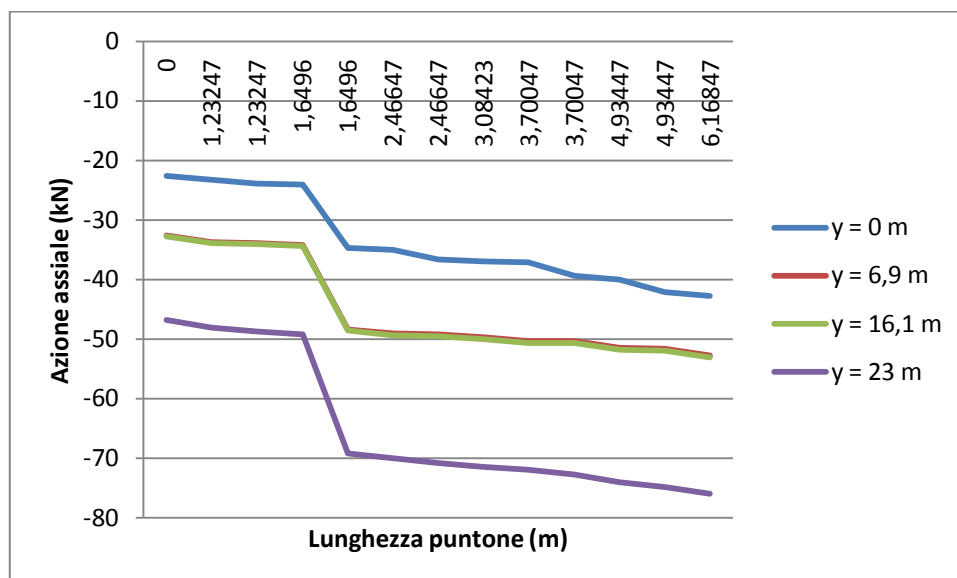


Grafico 8-133 Copertura leggera, spettro C.S.L.P.

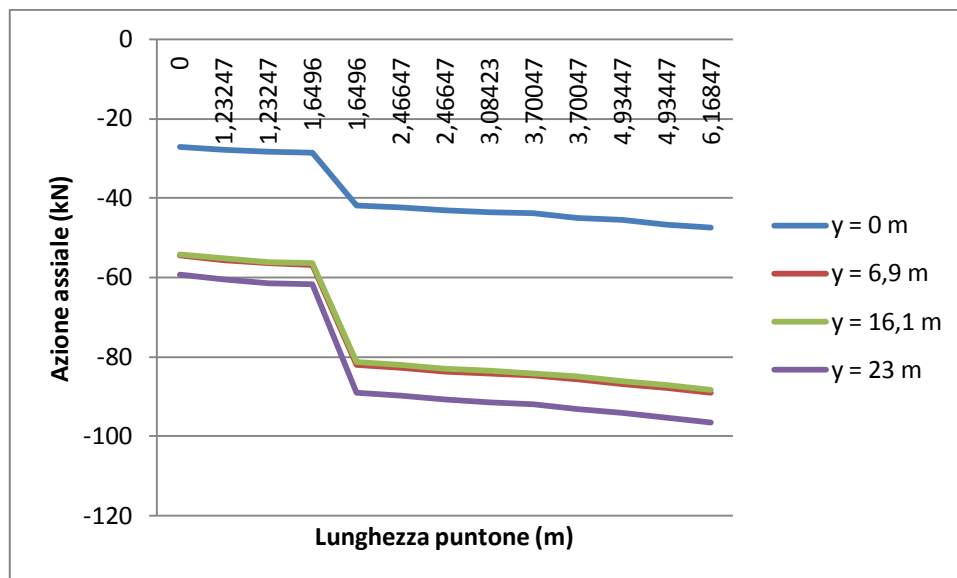


Grafico 8-134 Copertura leggera, spettro mediato

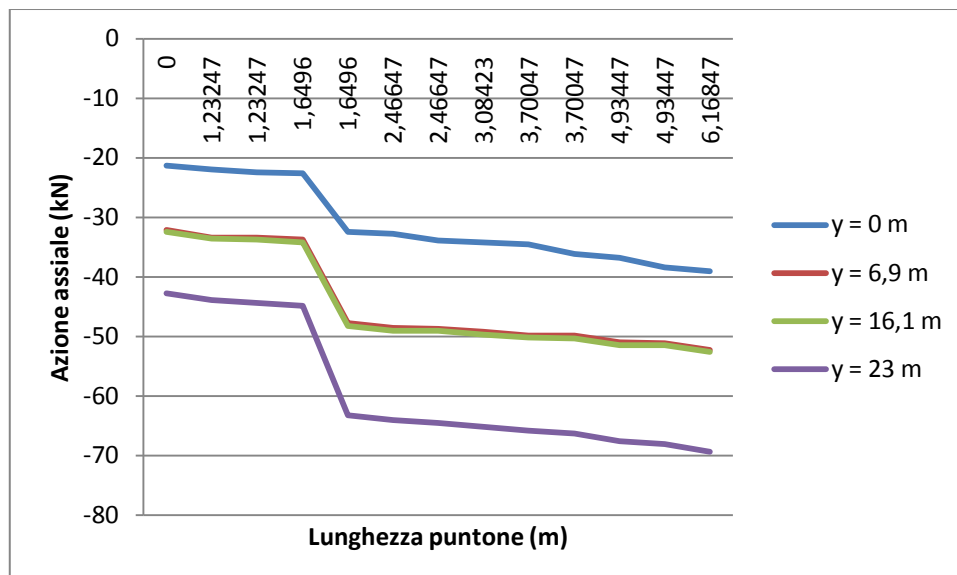


Grafico 8-135 Copertura leggera, accelerogrammi

Come è possibile notare nei grafici precedentemente proposti, in merito alla copertura leggera, l'azione di compressione nel singolo puntone (nei grafici si presenta il puntone di destra di ciascuna capriata), precedendo lungo la direzione y, dalla quota 0 (corrispondente alla facciata) alla quota 25,3 m (corrispondente all'ultima capriata), aumenta, così come accade nel caso dell'azione del colmo.

Si presenta adesso la stessa analisi per il caso della copertura sovraccaricata.

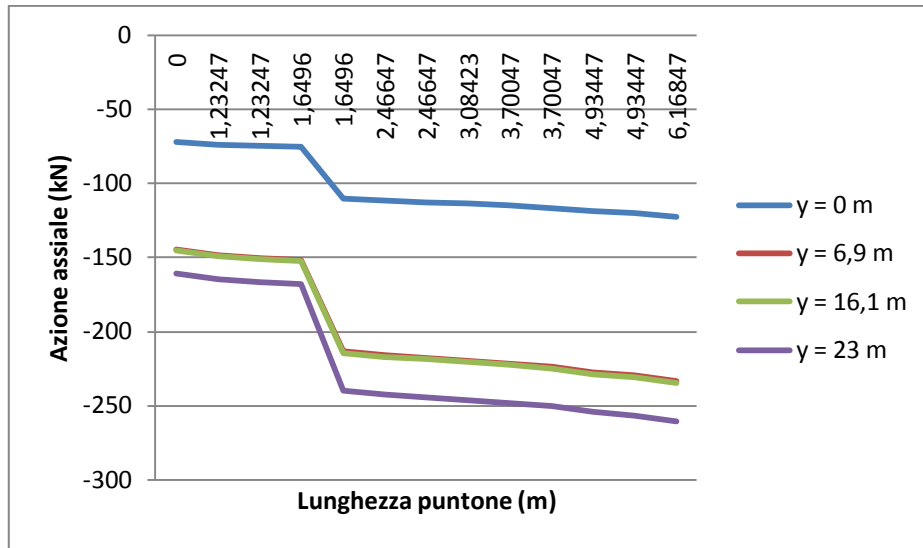


Grafico 8-136 Copertura sovraccaricata, spettro C.S.L.P.

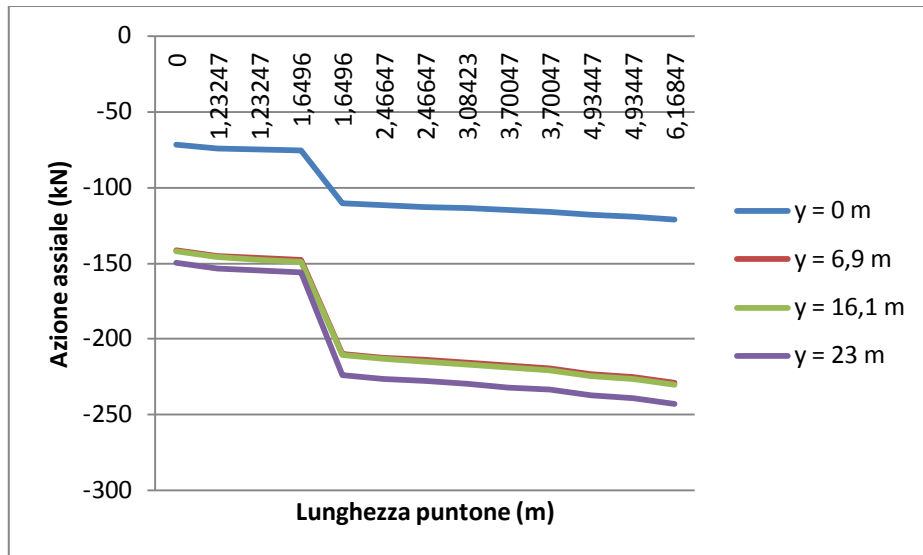


Grafico 8-137 Copertura sovraccaricata, spettro mediato

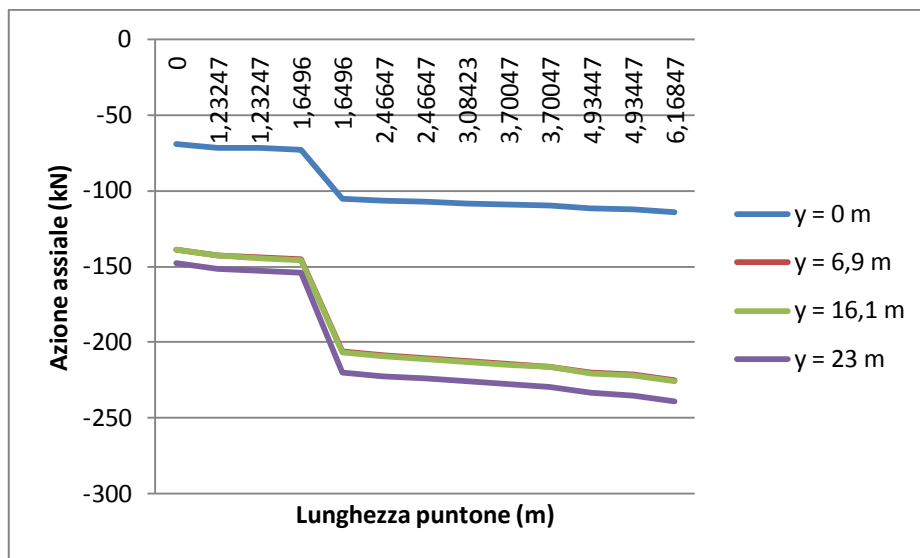


Grafico 8-138 Copertura sovraccaricata, accelerogrammi

Nel caso della copertura sovraccaricata, si può osservare una anomalia rispetto al caso precedente: l'entità dell'azione assiale nelle capriate terminali della copertura non aumenta bensì diminuisce, nonostante lo spostamento nella direzione y , come si è visto nell'analisi precedente, comunque diminuisca.

A questo punto è pertanto utile ricordare che, benché si siano considerati maggiormente gli spostamenti nella direzione y , rappresentativi della maggiore debolezza della struttura, a causa della testa di padiglione, presente a copertura dell'abside, gli spostamenti nella direzione z della parte terminale della copertura non sono trascurabili e la loro entità potrebbe giustificare questa diminuzione delle azioni di compressione.

Si riporta infine l'andamento delle azioni assiali relative alla catena, così come è stato fatto precedentemente.

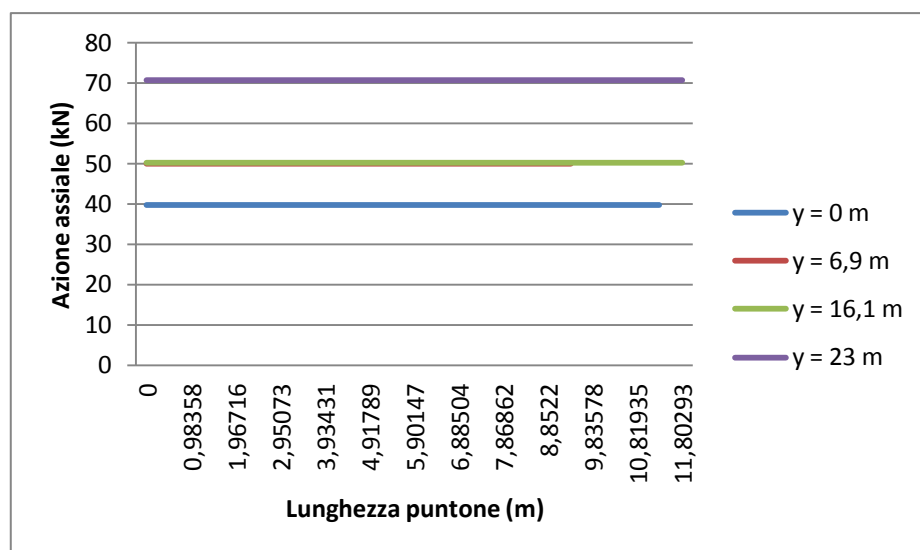


Grafico 8-139 Copertura leggera, spettro C.S.L.P.

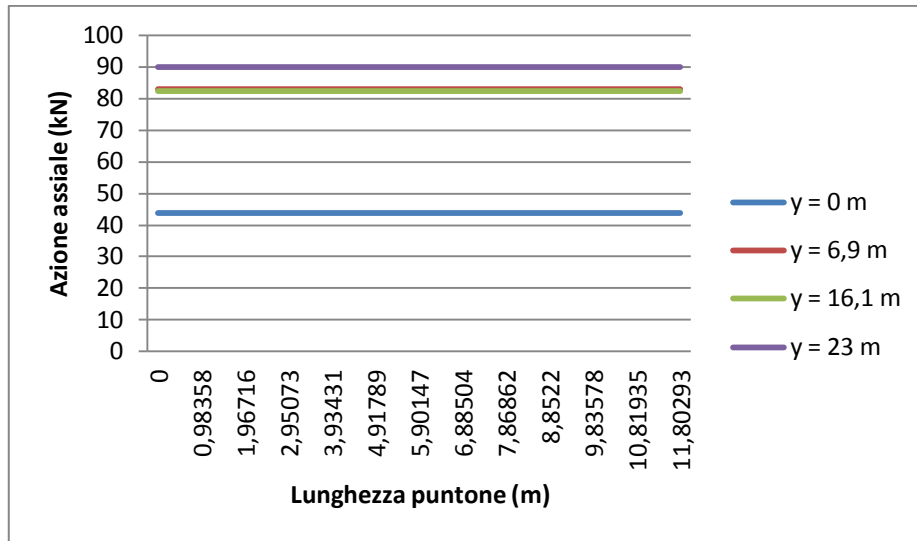


Grafico 8-140 Copertura leggera, spettro mediato

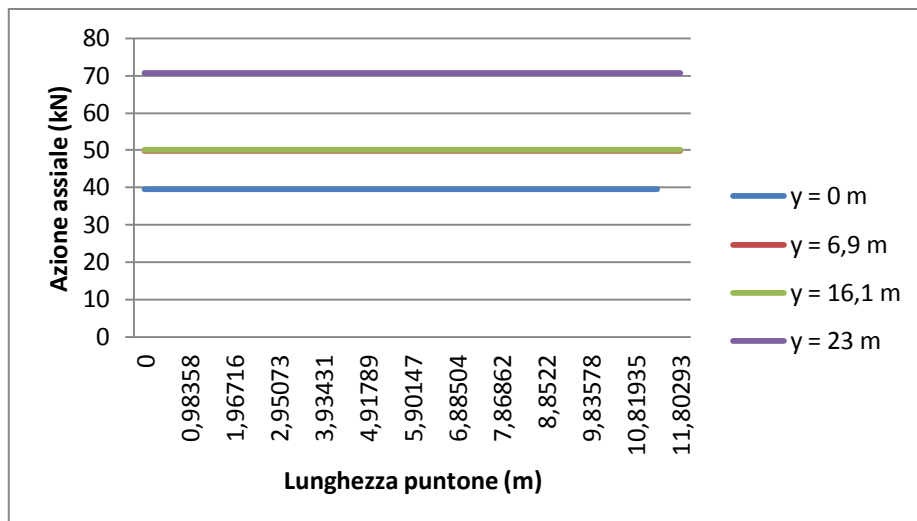


Grafico 8-141 Copertura leggera, accelerogrammi

Anche in questo caso è possibile notare come, l'azione assiale aumenti, procedendo nella direzione longitudinale della copertura.

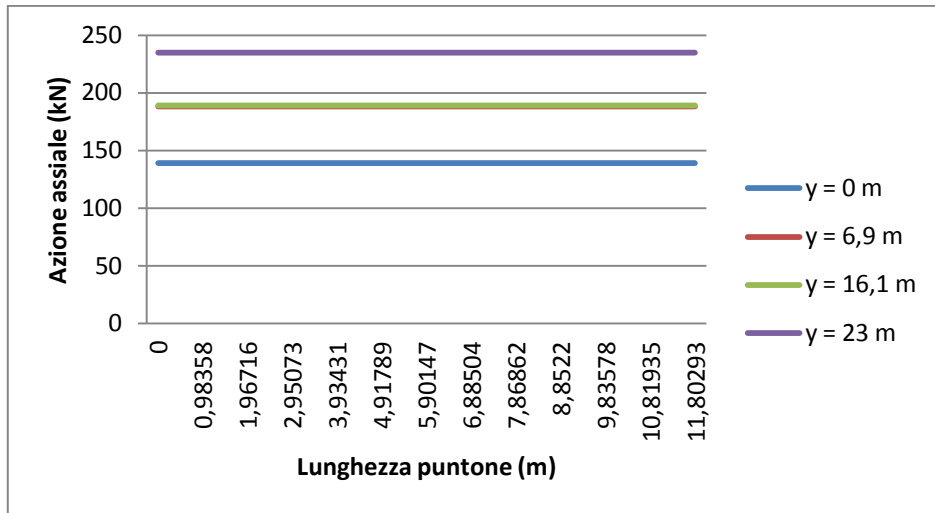


Grafico 8-142 Copertura sovraccaricata, spettro C.S.L.P.

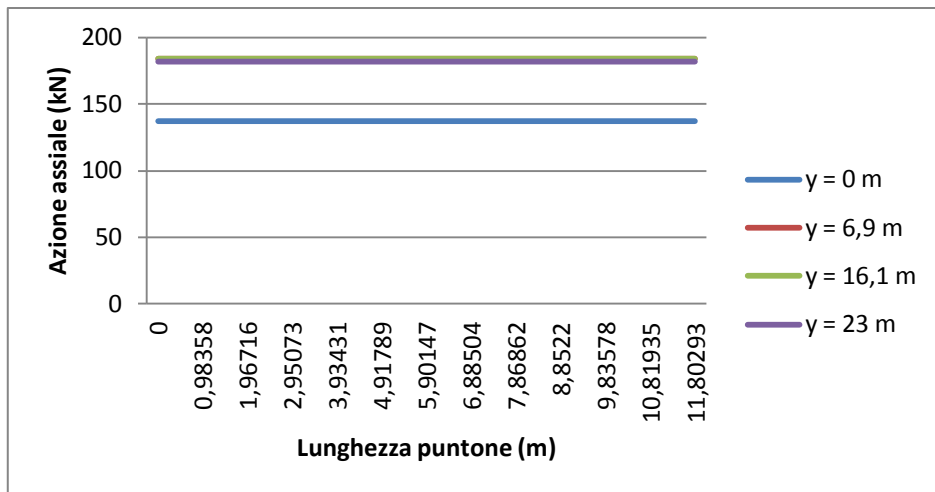


Grafico 8-143 Copertura sovraccaricata, spettro mediato

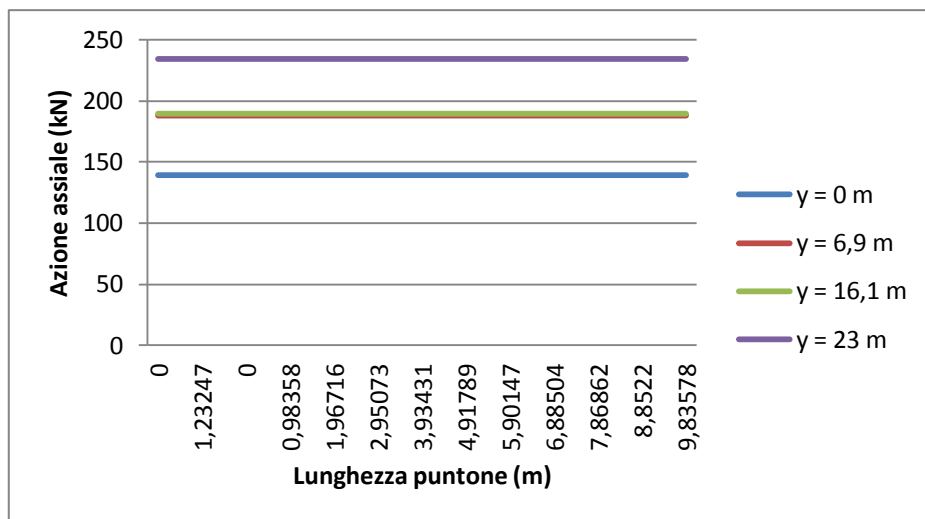


Grafico 8-144 Copertura sovraccaricata, accelerogrammi

9 RECUPERO, CONSOLIDAMENTO E RAFFORZAMENTO ANTISISMICO

9.1 Introduzione

Benché la copertura della chiesa di San Biagio non abbia subito rilevanti danni durante il sisma del 6 Aprile 2009, si ritiene necessario redigere alcune considerazioni in merito al restauro, al consolidamento e al rafforzamento antisismico del suddetto sistema strutturale ligneo.

Non casualmente si è parlato di restauro, consolidamento e rafforzamento antisismico, infatti tra le intenzioni delle prossime riflessioni vi è certamente quella di considerare tutte queste azioni di intervento che singolarmente rivelano differenti accezioni.

Avendo preso in esame un edificio storico, non ci si può esimere dal dovere di ripristinare qualcosa di originario e continuare a mantenere vivo il motivo per cui l'opera è stata realizzata in precedenza. Queste le basi su cui deve fondarsi l'azione del restauro.

L'architettura deteriorata o manomessa deve essere restaurata nel senso che deve essere ripristinato il suo significato storico; l'edificio deve dunque essere riportato alla propria efficienza mantenendo la funzione di veritiero testimone della storia. Questo porta con sé delle immediate conseguenze: la prima, più pragmatica, individua l'importanza del soddisfacimento dei bisogni che deve essere garantito contemporaneamente al restauro dell'edificio. La seconda riguarda invece le modalità con cui il restauro può essere eseguito: dovendo l'opera portare avanti il proprio messaggio storico attraverso la materia, risulta preferibile l'aggiunta di materiale piuttosto che la sua sostituzione. Rendendo dunque riconoscibili e percepibili gli interventi, essi assumono il ruolo di ulteriore stratificazione e rappresentano l'ultimo segno del tempo.

Inoltre evitando la sostituzione si garantisce la tutela del dato materiale: ciò che viene dismesso potrà anche essere ricostruito nella forma ma il messaggio intrinseco nella materia andrebbe comunque perso.

Ciascuna struttura è interessata da azioni che ne causano il degrado, per questo motivo entra in gioco il consolidamento che, per quanto concerne un sistema strutturale ligneo, si compie migliorando il comportamento generale spaziale e l'efficienza dei collegamenti tra le unità strutturali e tra il complesso ligneo e le unità strutturali.

Infine il rafforzamento antisismico, presentandosi come un sottoinsieme del risanamento e o adeguamento statico, riguarda tutto quel complesso di interventi volti a garantire un maggiore grado di sicurezza alle azioni sismiche: riducendo gli effetti e aumentando la resistenza del sistema strutturale. Nel dettaglio del rafforzamento antisismico delle strutture in legno inserite in edifici in muratura antichi non può considerarsi la struttura in legno svincolata dalla muratura viste le interazioni che ne insorgono.

9.2 Cause di degrado

Vi sono diverse cause che possono portare al mancato funzionamento della copertura a capriate lignee. Esse possono essere brevemente ricondotte a problematiche che riguardano le membrature (geometria e sezioni) oppure che concernono le connessioni.

9.2.1 Membrature

Di fondamentale importanza è la geometria delle membrature, dove per geometria si intendono, non solo le dimensioni delle sezioni resistenti, bensì la pendenza dei puntoni, la posizione delle saette, etc. A tal proposito si nota che la ridotta pendenza porta ad un numero minore di saette e alla loro concentrazione nella parte più alta lasciando sguarnite le parti terminali (Tampone, 1983). Ad esempio, il problema dell'inclinazione del puntone era individuabile nella copertura del Teatro di Sarteano (SI), prima degli interventi eseguiti nel 1987, dove l'esigua pendenza aveva causato eccessive inflessioni e conseguenti fessurazioni longitudinali e trasversali, calcolate fino a 5 volte superiori a quelle ammissibili (Tampone, 1989).

Nella copertura di San Biagio, ad esempio, si nota la presenza di un elemento tra puntone e saetta, che distribuisce al meglio l'azione di "supporto" fornita dal contraffisso al puntone stesso; infatti nonostante la pendenza sia elevata, non si notano ingenti deformazioni nei puntoni.

Alle estremità delle catene sono disposte delle tavole che, tra i vari compiti che rivestono, riducono la luce libera della catena ed aumentano la sezione resistente al taglio nel punto in cui esso assume i valori più alti.

Lo svergolamento può intervenire ad esempio a causa delle irregolarità del materiale da costruzione e ciò può essere superato tramite l'apposizione della staffa tra catena e monaco che anche in San Biagio è presente (come visto nel capitolo 4).

9.2.2 Collegamenti

Le cause principali di dissesto possono essere riscontrate in problematiche relative alle unioni in corrispondenza dei nodi, che, come ben noto, possono essere interne oppure tra unità strutturali ed altri sistemi strutturali, come la muratura.

Per quanto concerne questo secondo caso, ad esempio gli appoggi delle capriate sono un punto critico a causa della deteriorabilità per fattori reologici e biologici. Ad esempio, nella copertura a capriate della chiesa di Pieve di San Marino, mentre in campata il legno si presenta in buono stato di conservazione, le parti terminali di buona parte di catene e puntoni, sono

risultate pressoché completamente devastate e dunque quasi inesistenti, a causa di un attacco di carie bruna.

A tal proposito nella capriata di San Biagio vi è un presidio in opera da tempi remoti: la tavola, presente all'estremità della catena, che ha lo scopo di proteggere la testa della catena in legno dalla risalita di umidità.

Fondamentale è evitare lo scorrimento tra puntone e catena che può avere come conseguenza anche la sconnessione tra puntone e monaco e compromettere totalmente il funzionamento della capriata. Il degrado di tali nodi può avvenire per diverse cause: nel caso di incastro a gravità è difficile che le facce del nodo combacino in maniera perfetta anche a causa di schiacciamenti che per la geometria del nodo naturalmente si manifestano. Nel caso siano presenti elementi metallici essi possono arrugginarsi, (sia che si tratti di regge, che di bulloni) oppure possono non avere la necessaria trazione. Infine il legname, ritirandosi, può causare la perdita di contatto tra sé stesso ed un eventuale bullone che non avendo materiale di supporto potrà inflettersi e non lavorare più.

Infine i collegamenti trasversali tra le capriate hanno una notevole importanza: le capriate infatti sono inette a resistere a carichi esterni aventi linee di azione che agiscono fuori dal piano della membratura stessa (questo è un fenomeno tipico degli eventi sismici). Quindi a causa degli inefficienti collegamenti trasversali le capriate possono subire rotazioni perdendo in ultima battuta la propria capacità portante.

Si precisa che le unioni, soprattutto per quanto concerne l'azione sismica, sono fondamentali per la resistenza del sistema: esse devono essere atte a sopportare l'alternanza rapida del carico.

9.3 Tecniche di intervento a livello globale

Un primo intervento che consente di irrigidire la copertura aumentandone la resistenza alle azioni orizzontali (vento compreso) e che interessa globalmente l'edificio è l'impiego di controventi.

Nella chiesa di San Biagio, l'irrigidimento, nell'intervento del 1980 è stato affidato al solaio in latero cemento, in particolare al getto di completamento localizzato sull'alleggerimento.

Tuttavia, come dimostrato dalla precedente trattazione, questo a causa del carico che induce sulla copertura, causa un notevole aumento degli spostamenti dei nodi rispetto alla situazione, senza controvento, di carico originaria.

Alla luce di ciò, sono stati considerati numerosi esempi di proposte di controventamento provenienti dalla letteratura ed una delle soluzioni maggiormente diffuse è quella dell'impiego di controventi realizzati con croci tipo S. Andrea in legno od in acciaio.

In primo luogo, questa tipologia può essere applicata o sul piano inclinato della falda o sul piano di imposta delle coperture; possono essere connessi più elementi portanti oppure essa

può riguardare singole unità dei sottosistemi. Il numero e la disposizione sono decisi dal progettista (Ceccotti, 2007).

Visto quanto presentato nell'introduzione a questo capitolo, si rammenta che ci si è posti, tra gli altri obiettivi, quello di non mascherare gli interventi di consolidamento e rafforzamento antisismico, bensì di renderli facilmente individuabili dunque rappresentativi delle stratificazioni temporali.

Inoltre, sempre in relazione a quanto visto nel precedente paragrafo, si può facilmente presumere la necessità di operare interventi che, nel tempo siano continuamente mantenibili o meglio governabili (si pensi al mantenimento della trazione degli elementi metallici).

In questa chiave di lettura, una scelta percorribile sembra essere quella dell'impiego di controventi in acciaio.

I controventi in acciaio, lungi dall'essere costituiti da un materiale non compatibile con gli edifici storici, rappresentano il metodo che efficacemente potrebbe contemporaneamente garantire il controllo nel tempo della soluzione di intervento, limitarne le trasformazioni del sistema strutturale ed ovviamente rispondere all'esigenza primaria di consolidamento.

Tuttavia, anche se ciò non è lo scopo di tale trattazione, si rammenta che al fine di ottenere rispondenza a tale esigenza, è bene porre particolare attenzione ai collegamenti.

Come si è visto nel capitolo di panoramica sulle chiese dell'aquilano, non sempre, gli edifici che hanno subito interventi di consolidamento che hanno visto l'impiego di controventi in barre di acciaio, hanno risposto al sisma in maniera adeguata: si ricorda a tal proposito il caso della chiesa di santa Maria di Collemaggio, ove parte della copertura è crollata e, nella navata centrale, è stata rilevata la rottura dei collegamenti di 6 barre di controvento dalle relative piastre di ancoraggio.

Inoltre in letteratura è spesso sottolineata l'importanza di verificare preliminarmente la resistenza del colmo prima di controventare e, nel caso di edifici di grandi dimensioni, in cui l'azione sismica potrebbe produrre effetti di non poco conto sui collegamenti in legno (che potrebbero anche non essere adeguati), viene proposta spesso la possibilità di realizzare una imbragatura che, oltre a collegare meglio capriata e muratura, consente di non sovraccaricare l'unione legno – legno (Ceccotti, 1983).

9.3.1 Analisi della copertura con controventi

Si propone a questo punto, una breve analisi della copertura supponendo di installare dei controventi del tipo a croce di Sant'Andrea in acciaio.

In primo luogo si sceglie di considerare la copertura in legno di castagno e di considerare come vincoli alla base gli appoggi; in merito ai carichi, si sceglie la configurazione di carico rappresentativa della copertura originaria.

Per tanto si ricorda che la copertura di impostazione settecentesca è stata ipotizzata costituita dalla seguente stratigrafia (dall'estradosso all'intradosso):

- Mano di tegole;
- Assito;

- Listelli 5 cm x 5 cm.

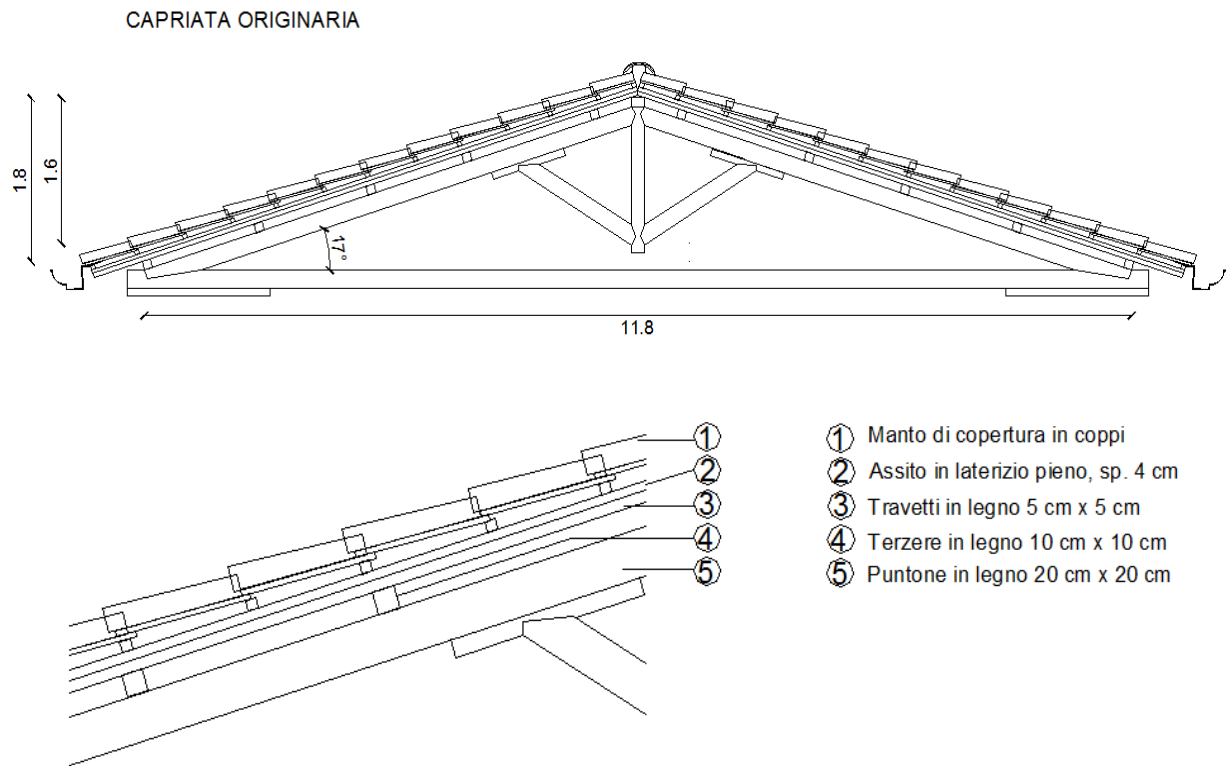


Figura 9-1 Definizione della copertura originaria

Per quanto concerne il manto di tegole il carico ipotizzato è pari a quello dei coppi tradizionali, per tanto risulterà essere pari a 70 kg/m^2 . L'assito presente è stato ipotizzato in laterizio e dunque la massa volumica è pari a quella del mattone pieno. Infine sono presenti dei listelli dalle dimensioni inferiori rispetto alle terzere, i quali sono stati assunti di sezione 5 cm x 5 cm, i quali si ipotizza siano stati ragionevolmente costituiti dello stesso materiale della capriata e delle terzere. Per tanto i carichi risultano essere:

COPERTURA ORIGINARIA					
Strati	sp. (m)	kN/m^2	kN/m^3	kN	kN/m
Manto di tegole		0,700			
Assito laterizio pieno	0,040	0,520	13,000		
Listelli 5 cm x 5 cm	0,050	0,045	7,120		
Volta camorcanna		0,200		5,4	
Carico permanente struttura					3,041
Carico permanente totale sui falsi puntoni					0,529
Carico permanente totale sulla prima capriata					1,521

Tabella 9-1 Carichi sulla copertura

Si ricorda che l'interasse delle capriate è pari a 2,3 m e che tale valore è stato impiegato per ottenere il valore del carico in kN/m su ciascuna capriata (moltiplicando tale interasse per il carico al metro quadrato).

Si dispongono i controventi nel piano inclinato di falda secondo il seguente schema:

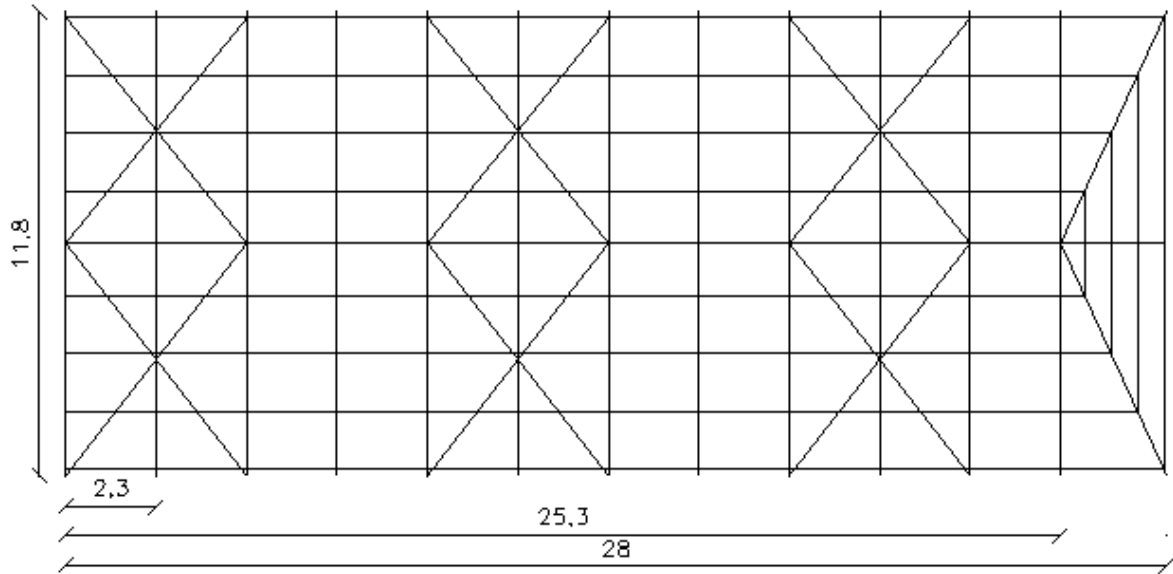


Figura 9-2 Disposizione dei controventi

I controventi sono stati modellati come dei cavi di acciaio del diametro di 16 mm, le estremità dei suddetti cavi di acciaio sono state vincolate in corrispondenza del nodo catena - puntone e del nodo puntone – colmo.

Il modello assume la seguente configurazione:

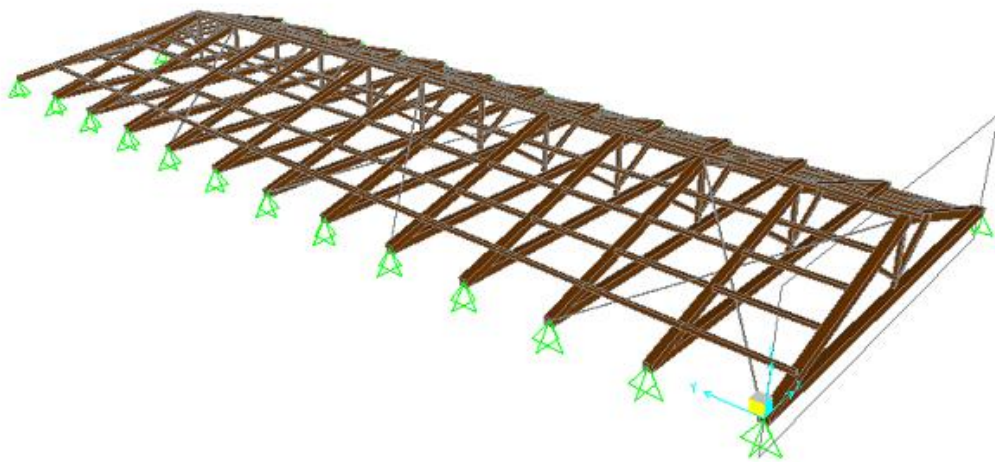


Figura 9-3 Modello 3D

Si è scelto di effettuare l'analisi con lo spettro di risposta proposto dal C.S.L.P che, come è risultato dalle analisi precedentemente proposte, rappresenta la condizione più gravosa perché restituisce i valori di spostamento dei nodi (sia di colmo, che degli arcarecci), nella direzione y, più elevati.

Si è scelto quindi di confrontare quest'ultimo caso con quello della copertura originaria in cui non siano disposti i controventi e si può brevemente concludere quanto segue: come si può notare dalle tabelle nell'allegato B, gli spostamenti dei nodi di colmo sono mediamente ridotti del 62 % nella configurazione in cui è presente il controventi, rispetto a quella priva dello stesso. Per quanto concerne i nodi degli arcarecci, gli spostamenti nel caso in cui vi è il controvento si assestano su valori comunque inferiori rispetto alla copertura originaria, ma mediamente ridotti di una percentuale meno consistente: 34 % (la tabella contenente tutti i valori degli spostamenti degli arcarecci, analoga a quella sopra riportata del colmo, è sempre consultabile nell'allegato B).

10 VULNERABILITA' DELLE STRUTTURE LIGNEE DI COPERTURA

10.1 Introduzione

La vulnerabilità sismica delle strutture lignee di copertura può essere ridotta con degli interventi più o meno prioritari a seconda del grado di vulnerabilità che deve pertanto essere determinato.

Uno dei metodi per consentire tale valutazione viene preso in esame, nel seguito, ed applicato al caso di studio.

Le procedure di valutazione della vulnerabilità evidenziano i punti deboli di una struttura fornendone una misura relativa rispetto ad una situazione di riferimento (Parisi et al., 2011). Una struttura che risponda adeguatamente all'azione sismica deve possedere la seguente serie di requisiti:

- Concezione strutturale adeguata: spesso, ad esempio, le coperture non presentano uguale capacità di risposta nelle diverse direzioni;
- Connessioni alle murature efficaci che quindi non consentano lo slittamento della capriata in caso di moto sismico, ma che, essendo ispezionabili, non causino il degrado del legno interno alla muratura;
- Buone connessioni tra gli elementi, ovvero la capacità di mantenere la connessione durante condizioni di carico alternato quando può manifestarsi una diminuzione della compressione;
- Sezioni adeguate che sopportino dunque livelli di sforzo che comprendono l'azione sismica;
- Stato di conservazione della struttura. Questo punto comprende sia gli interventi di consolidamento succedutisi negli anni, che il livello di degrado e manutenzione dell'intero sistema.

La procedura si articola in due fasi successive: la prima consiste in una raccolta di dati relativi all'oggetto che si intende indagare (sia geometrica che di natura tecnologica e strutturale); nella seconda invece queste stesse informazioni vengono impiegate per associare ad alcuni aspetti del sistema di copertura degli indici di vulnerabilità che quantifichino ed esplicitino i requisiti indicati precedentemente.

10.2 La procedura

Come anticipato, la procedura è strutturata in due fasi, una preliminare alla successiva.

In un primissimo momento vengono richieste informazioni geografiche, al fine di localizzare l'edificio sul territorio nazionale, deve essere individuata la destinazione d'uso della costruzione. Questo punto è puramente organizzativo ed è utile per una raccolta dati all'interno di una campagna di rilievo di molti casi. È inoltre necessario descrivere, anche graficamente tramite una pianta, le strutture verticali a sostegno del tetto.

Entrando nel merito della struttura di copertura vengono richieste le seguenti informazioni:

- Tipologia di copertura;
- Tipologia di struttura;
- Specie legnose;
- Stato di degrado;
- Interventi;
- Analisi degli elementi trasversali.

In maniera decisamente più dettagliata vengono indagati gli elementi, connessioni ed elementi di collegamento trasversali, dei quali sono richieste geometria, condizioni, etc.

La seconda fase consente di associare degli indici di vulnerabilità sulla base delle informazioni ottenute. La valutazione degli indicatori è espressa al momento assegnando classi di vulnerabilità in forma linguistica, da A a D, dove A rappresenta la situazione più soddisfacente e D la peggiore (Parisi et al., 2011).

In primo luogo deve essere valutata la tipologia strutturale: infatti diverse tipologie risultano essere più o meno adatte alla risposta sismica. Ad esempio mentre una copertura costituita da semplici travi unite in sommità risulterà essere più vulnerabile per la bassa capacità in direzione trasversale e magari per la presenza di spinte, una copertura a capriate in cui è garantita la tridimensionalità (anche con semplici elementi trasversali ben connessi), risponderà in maniera più adeguata al sisma nelle diverse direzioni.

Schema strutturale	Classe di vulnerabilità
Capriate in direzioni ortogonali	A
Capriate parallele con elementi trasversali	A-B
Cariate parallele con 2 terzere	A-B
Capriate parallele con 1 terza	B-C
Semplici travi unite in sommità	D

Tabella 10-1 Tipologia strutturale

Anche la dimensione delle sezioni degli elementi deve essere considerata, dal momento che essi devono sopportare l'aumento del livello di sforzo dovuto all'azione sismica. Nella tabella sottostante (Chesi et al., 2008), si mostra in modo sintetico la valutazione della classe di vulnerabilità in funzione di luce e dimensione delle sezioni.

Sezioni (cm x cm)	Luce (m)				
	6	9	12	18	24
15x15	A	B	C		
20x20		A	B	C	C
25x25			A	B	B
30x30				A	A

Tabella 10-2 Effetto delle dimensioni

Per quanto concerne la classificazione dei nodi di carpenteria, viene preso in considerazione il requisito di mantenimento dell'unione in condizioni sismiche; perciò nei casi in cui non vi è nessun rinforzo metallico o nel caso di rinforzo che comporti connessioni estremamente rigide il giudizio non potrà che essere negativo; ove invece sono presenti chiusure metalliche

adeguate che consentano sempre la rotazione, evitando la separazione degli elementi, la giunzione sarà poco vulnerabile.

Tipo di rinforzo		Classe di vulnerabilità
Non rinforzato		D
Rinforzato con		
	1 bullone	B
	>2 bulloni, piccolo diametro	
	Trasversali	A
	Longitudinali	C
	Staffe	C
Reggia		
	Fissa	B
	regolabile	A
	Cuffia metallica	D

Tabella 10-3 Classificazione delle unioni

Limitatamente ai vincoli e agli appoggi possono esserci situazioni di appoggio semplice (privo di ritegni) oppure capriate trattenute da ancoraggi in acciaio o in legno. Un ulteriore elemento di giudizio è l'ispezionabilità dell'appoggio (Parisi et al., 2011).

Appoggio	Classe di vulnerabilità
Non vincolato e supporto insufficiente	D
Non vincolato e supporto sufficiente	C
Rotazione libera, senza controventi	C
Rotazione , con controventi	A-B
Visibile	A
Non visibile	B-D

Tabella 10-4 Condizioni di vincolo e appoggio

Ultimo punto da analizzare è lo stato della struttura, inteso sia come manutenzione, che degrado. All'interno dello stesso punto si considerano anche possibili precedenti interventi, quali l'aumento dei carichi della copertura e le modifiche agli elementi che la costituiscono.

Voce		Classe di vulnerabilità
Manutenzione		
	Copertura	C-D
	Data dell'ultima manutenzione	B-D
Degrado		
	Riduzione delle sezioni	B-D
	Degrado dei giunti	B-D
Interventi precedenti		
	Elementi modificati	B-D
	Aumento dei carichi	C-D

Tabella 10-5 Stato della struttura

10.3 Applicazione al caso di studio

Alla copertura della chiesa di san Biagio Amiterno è stata applicata la procedura per la valutazione della vulnerabilità sopra riportata. La scheda compilata è riportata nell'allegato C. Per quanto concerne la concezione strutturale, la copertura è risultata essere caratterizzata da una buona capacità di rispondere all'azione sismica: lo schema non spingente, la regolarità della disposizione degli elementi, la regolarità delle dimensioni degli stessi, la luce non eccessiva e le sezioni ad essa adeguate (in termini di dimensioni) sono tutti fattori che consentono di affermare ciò. Anche la disposizione delle travi ed il loro numero sono garanti della buona connessione trasversale degli elementi.

Un giudizio in parte positivo e in parte negativo deve essere espresso nei confronti dei vincoli e dell'appoggio alla muratura. Infatti, benché esso non sia ispezionabile, essendo la capriata incastrata nella muratura, la presenza di un elemento di protezione tra quest'ultima e la catena costituito da una trave di piccolo spessore, ha protetto tale tirante da un possibile degrado dovuto all'eccessiva umidità. Inoltre la presenza del paletto ligneo, in qualità di ancoraggio, avente riscontro sulla parete esterna, riduce la vulnerabilità della copertura limitatamente a questo indicatore.

Infine vengono espressi due giudizi negativi: il primo riguarda le unioni che, essendo prive di qualsiasi rinforzo, non possono che concretizzarsi in un indicatore di elevata vulnerabilità. Si sottolinea, tuttavia, che, per quanto riguarda tale punto critico, è abbastanza facile intervenire per porvi rimedio.

Il secondo riguarda l'intervento effettuato nel 1980: il consolidamento mediante un solaio latero cementizio rappresenta un incremento di carichi rispetto alla configurazione originaria costituita da un semplice assito.

Infine è necessario precisare, per completezza, che il giudizio relativo alla manutenzione e al degrado della copertura sono entrambi positivi, infatti gli elementi che la costituiscono non sono caratterizzati da ammaloramenti (ed il materiale fotografico né è una prova) e complessivamente lo stato di conservazione può essere definito buono, anche grazie ai lavori eseguiti nel 2006 di cui si è detto nel capitolo di descrizione della copertura di San Biagio.

CONCLUSIONI

La presente trattazione ha riguardato l'analisi del comportamento della copertura della chiesa di San Biagio ad un evento sismico, incentrandosi nel dettaglio sul sisma che il 6 Aprile 2009 ha interessato l'area dell'aquilano, dal momento che l'edificio oggetto di studio sorge nel centro storico del capoluogo abruzzese.

Come descritto nel capitolo relativo al modello è stata confrontata la configurazione della struttura di copertura che ha effettivamente subito il terremoto, ovvero quella gravata dal solaio latero cementizio, con quella che rappresenta l'assetto originario del sistema tetto.

Una prima parte dell'analisi ha mostrato come la massa gravante sulla configurazione consolidata porti ad un naturale innalzamento del periodo della struttura e che la variazione del materiale di cui essa è costituita (legno di castagno, pino nero o quercia) non comporta significative differenze in termini di periodo per l'appunto e masse modali partecipanti.

In seconda battuta si evince che la direzione più debole della copertura, ovvero quella longitudinale, è quella che presenta gli spostamenti più significativi. Indagando dunque sui suddetti spostamenti si perviene alla conclusione che questi ultimi diminuiscono muovendosi lungo l'asse longitudinale della copertura, a partire dalla quota corrispondente alla facciata fino al termine della copertura (in corrispondenza dell'abside). Ciò è indice del maggiore grado di vincolo offerto dalla parte terminale del sottosistema strutturale stesso.

Questo si verifica sia nei nodi che sono disposti lungo il colmo, sia nei nodi in cui confluiscono gli arcarecci.

Questo tipo di comportamento si riscontra in tutte le analisi svolte, sia nel caso di copertura in assetto originario, che nel caso della copertura sovraccaricata, sia si impieghino gli spettri di risposta forniti dalla normativa, sia nel caso si impieghino quelli costruiti sulla base delle registrazioni effettuate in sito nelle date del 6 Aprile 2009 e nei giorni immediatamente precedenti e successivi.

I risultati che però assumono sicuramente maggiore rilevanza sono i seguenti:

- In primo luogo gli spostamenti nel caso della copertura originaria sono inferiori rispetto a quelli che caratterizzano la copertura sovraccaricata e ciò si può riscontrare sia nei nodi di colmo che limitatamente a quelli degli arcarecci.

Questo certamente è causato dal notevole incremento di massa che si è verificato a seguito dell'intervento di consolidamento.

Contemporaneamente agli spostamenti anche l'azione assiale che, vista la natura della capriata, si è scelto di considerare rispetto a taglio e momento flettente, è decisamente minore nel caso dell'assetto originario della copertura.

- In secondo luogo si evince che gli spostamenti (così come le azioni interne) nei casi dell'analisi con lo spettro della normativa risultano superiori rispetto a quanto si è ottenuto sia con lo spettro costruito sulla base delle registrazioni che con l'inserimento degli accelerogrammi corrispondenti.

A tal proposito si sottolinea la non trascurabile differenza tra lo spettro avente periodo di ritorno di 975 anni (ipotizzabile per un edificio adibito al culto) e quello avente periodo di

ritorno di 475 anni che, nonostante sia tipico delle costruzioni ad uso civile senza particolari affollamenti, sembra avvicinarsi con maggiore precisione allo spettro "reale". In ultima analisi si è proposta la valutazione degli spostamenti della copertura considerata in assetto originario e a seguito dell'inserimento di controventi metallici sul piano di falda. Considerando l'analisi con lo spettro proposto dalla normativa, si sono evidenziati spostamenti mediamente ridotti del 60 % per quanto concerne i nodi di colmo e del 35 % limitatamente ai nodi degli arcarecci.

Le analisi svolte possono infine costituire un supporto valido per una migliore interpretazione di quanto emerso dalla scheda di vulnerabilità. In primo luogo può essere ribadita la buona concezione strutturale del sistema di copertura: a tal proposito si sottolinea come le sezioni fossero di misura tale da poter garantire il buon funzionamento della struttura, così come è realmente accaduto. Viene inoltre confermata, come ampiamente chiarito in precedenza, l'influenza negativa dell'incremento dei carichi.

BIBLIOGRAFIA

Capitolo 1

[1] www.INGV.it, *Terremoti storici nell'area colpita dagli eventi sismici del 6 Aprile 2009*, Aprile 2009

[2] www.INGV.it, *Terremoti storici nell'area colpita dagli eventi sismici del 6 Aprile 2009*, Aprile 2009

[3] www.INGV.it, *Pericolosità sismica normativa e zone sismiche nell'aquilano*, Aprile 2009

[4] A. Ceccotti , M. Follesa, M.P. Lauriola, *Le strutture di legno in zona sismica*, CLUT, Torino, 2007

Capitolo 2

[1] O. Antonini, *Architettura religiosa aquilana*, Edizioni Gallo Cedrone, L'Aquila, 1993

[2] C. Marsili, Ministero per i Beni e le Attività culturali, *Relazione storico-artistica*, L'Aquila, 2006

[3] Binda L., Chiesi C., Parisi M.A., Guarisco M., Longo A., Marsili C., Tagliabue S., Politecnico di Milano e Università degli Studi di Padova, *Chiesa di San Biagio Amiterno L'Aquila, Luglio 2009, "L'Aquila 6 Aprile 2009"*, ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

[4] Decanini L., Liberatore D., Liberatore L., Raglione E., Sorrentino L., Università di Roma "La Sapienza", *Chiesa di San Biagio Amiternum: analisi dei danni causati dal terremoto del 6 Aprile 2009 al patrimonio culturale*, 30 Giugno 2009, "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

[5] Binda L., Condoleo P., Tedeschi C., Politecnico di Milano, *Relazione interpretativa relativa a "Prove diagnostiche sulle strutture della chiesa di San Biagio a L'Aquila"*, Giugno 2010, "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

Capitolo 3

[1] Carocci C., Cattari S., Largomasino S., Tocci C., Chiesa di Santa Maria di Paganica. Note storiche e costruttive. Lettura del danno e della vulnerabilità. Considerazioni sul restauro e la ricostruzione, "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

[2] Brignola A., Cattari S., Curti E., Podestà S., Prime considerazioni sul comportamento sismico della Chiesa di Santi Marciano e Nicandro a L'Aquila (tra gestione dell'emergenza e prevenzione), "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

[3] Binda L., Condoleo P., Magi J., Silva B., Valluzzi M.R., Chiesa di San Marco - L'Aquila, "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

[4] Augenti N., Borri A., Chiesa di santa Maria di Paganica nel centro storico de L'Aquila, "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

[5] Valluzzi M.R., Costa C., Bolondi L., De Ponti R., Marchetti M., La chiesa di San Pietro Apostolo a Coppito (L'Aquila), "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

[6] Lemme A., Milano L., Morisi C., Mazzariello A.R., Miozzi C., Petracca A., Castellucci A., Manella A., Conti G.L., Florio G., La Chiesa di S. Paolo ad Peltuinum a Prata D'Ansidonia, "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

[7] Russo S., Adami A., Aldreggetti I., Barbieri A., Boscato G., Bufo D., Celebrin F., Colla C., Danese A., Di Tommaso A., Faccio P., Guerra F., Massaria L., Silvestri M., Sperduti A., Venier P., Complesso monumentale della Chiesa di San Pietro di Coppito a L'Aquila, "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

[8] Cacciaguerra A., Piazza M., Gatti M.P., Tomasi R., Zonta D., La Chiesa di Santa Margherita dei padri gesuiti, "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

[9] Antonacci E., Benedettini F., Di Fabio F., Di Egidio A., Fusco F., Gattulli V., Martinelli A., Vestroni F., Basilica di S. Maria di Collemaggio in L'Aquila studi e ricerche dell'università, "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

[10] Vignoli A., Del Monte E., Ortolani B., Borghini A., Chiesa di Santo Stefano, "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

Capitolo 4

[1] M. Piazza, R. Tommasi, R. Modena, Strutture in legno, Biblioteca Tecnica Hoepli, Milano, 2009

[2] U. Barbisan, F. Laner, Capriate e tetti in legno, progetto e recupero, FrancoAngeli, Milano, 2000

[3] P. Munafò, Le capriate lignee antiche per i tetti a bassa pendenza, Alinea, Firenze, 2002

[4] C. Marsili, Ministero per i Beni e le Attività culturali, Relazione storico-artistica, L'Aquila, 2006

[5] Decanini L., Liberatore D., Liberatore L., Raglione E., Sorrentino L., Università di Roma "La Sapienza", Chiesa di San Biagio Amiternum: analisi dei danni causati dal terremoto del 6 Aprile 2009 al patrimonio culturale, 30 Giugno 2009, "L'Aquila 6 Aprile 2009", ITC-CNR, <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it/>, 21 Dicembre 2011

[6] A. Ceccotti, M. Follesa, M.P. Lauriola, Le strutture di legno in zona sismica, CLUT, Torino, 2007

[7] L. Sorrentino, E. Raglione, L.D. Decanini, D. Liberatore, La chiesa di San Biagio all' Aquila, tratto da: "Arkos", n°20, pp. 67-72, Luglio/Settembre, 2009

[8] E. Quaglarini, M. D'Orazio, Recupero e conservazione delle volte in "camorcanna": dalla regola d'arte alle tecniche di intervento, Edizioni Alilinea, Firenze, 2005

Capitolo 5

[1] Legge n°64 2 Febbraio 1974, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

[2] Decreto Ministeriale n° 40 del 3 Marzo 1975, Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

[3] Decreto Ministro dei Lavori Pubblici del 2 Luglio 1981, Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia.

[4] Circolare Ministero Lavori Pubblici n°21745, Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma

[5] Decreto Ministro dei Lavori Pubblici del 24 Gennaio 1986, Norme tecniche relative alle costruzioni in zona sismica

[6] Circolare Ministero dei Lavori Pubblici n°27690, Istruzioni per l'applicazione del D.M. 24-1-1986 recante norme tecniche per le costruzioni in zona sismica

[7] Circolare Ministero Beni Culturali ed Ambientali n°1032, Interventi sul patrimonio monumentale a tipologia specialistica in zone sismiche: raccomandazioni.

[8] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica

[9] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3431 del 3 Maggio 2005, Ulteriori modifiche ed integrazioni all'O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»

[10] Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 Gennaio 2008, Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni

Capitolo 6

[1] Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 Gennaio 2008, Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni

[2] Promolegno, I volti del legno: aspetti, descrizioni e parametri, Prontuario 6, Edizioni Promo Holtz, 2007

Capitolo 7

[1] www.corpoforestale.it

[2] Giordano G., Tecnica delle costruzioni in legno : caratteristiche, qualificazione e normazione dei legnami da costruzione; progettazione e controllo delle strutture lignee tradizionali; applicazione dei moderni metodi di calcolo alle nuove tipologie costruttive; classi di resistenza dei legnami strutturali, secondo la normativa europea, Hoepli, Milano 1999

Capitolo 8

[1] A. Ceccotti , M. Follesa, M.P. Lauriola, Le strutture di legno in zona sismica, CLUT, Torino, 2007

[2] Iervolino I., Galasso C., Cosenza E., REXEL: computer aided record selection for code based seismic structural analysis, Bull Earthquake Eng, DOI: 10.1007/s10518-009-9146-1,2009

Capitolo 9

[1] Tampone G. (a cura di), Legno nel restauro e restauro nel legno, atti del Congresso Nazionale ANIAI, Firenze, 30 Novembre – 3 Dicembre 1983

[2] Tampone G., Il restauro delle strutture di legno: il legname da costruzione, le strutture lignee e il loro studio, restauro, tecniche di esecuzione del restauro, Hopeli, Milano, 1996

[3] Ceccotti A. et al., Restauro conservativo di capriate lignee: la Pieve di San Marino: progettazione, prove di lavoro e fasi di lavoro, CLUT, Torino, 1998

[4] AA.VV., Il recupero delle coperture in legno, Maggioli Editore, Repubblica di San Marino, 2000

[5] Jurina L., I controventi nelle coperture lignee antiche: evoluzione storica e sviluppi recenti, Atti del Convegno Architettura e Tecnica delle Coperture, Ancona 10 – 11 Marzo 2006

[6] Bellini A., Comunicazione orale dalla lezione: Finalità del restauro dell'architettura, ieri. Finalità della conservazione dell'architettura, oggi, Politecnico di Milano, 8 Febbraio 2012

Capitolo 10

[1] Parisi M.A., Chesi C., Tardini C., Piazza M., Seismic vulnerability and preservation of timber roof structures, SACH08, Bath, pp. 1253-1260, 2008

[2] Parisi M.A., Chesi C., Tardini C., Seismic vulnerability indicators for timber roof structures, 9th US National and 10th Canadian Conference of Earthquake Engineering, Toronto, 2010

[3] Parisi M.A., Riggio M., Tardini C., Piazza M., Rehabilitation of timber structures and seismic vulnerability: a case study, SACH-2010, Shanghai, pp. 741-746, 2010

[4] Parisi M.A., Chesi C., Tardini C., Strutture lignee di copertura e vulnerabilità sismica, ANIDIS, Bari, 2011

Indice delle figure

Figura 1-1 Mappa classificazione sismica	10
Figura 1-2 Mappa pericolosità sismica	11
Figura 2-1 Inquadramento urbano	14
Figura 2-2 Prospetto principale	16
Figura 2-3 Prove eseguite sulla muratura	17
Figura 2-4 Prove eseguite sui pilastri	18
Figura 2-5 Ribaltamento della facciata	19
Figura 2-6 Crollo della volta in cannicciato	21
Figura 2-7 Crollo delle cupole laterali	21
Figura 2-8 Comportamento del colonnato	22
Figura 2-9 Danni nella sacrestia	23
Figura 3-1 Apparecchio aquilano	25
Figura 3-2 Pianta della chiesa di Santa Maria di Paganica	26
Figura 3-3 Danni relativi alla chiesa di Santa Maria di Paganica	27
Figura 3-4 Pianta della chiesa di San Marco	28
Figura 3-5 Interventi sulla copertura della chiesa di San Marco	28
Figura 3-6 Pianta della chiesa dei Santi Nicandro e Marciano	30
Figura 3-7 Interventi sulla copertura della chiesa S.S. Nicandro e Marciano	30
Figura 3-8 Copertura della chiesa di Santa Maria di Collemaggio	31
Figura 3-9 Copertura della chiesa di Santa Margherita	32
Figura 3-10 Danni relativi alla chiesa di Santa Maria di Paganica	33
Figura 3-11 Danni relativi alla chiesa di San Marco	35
Figura 3-12 Danni relativi alla copertura della chiesa S.S. Nicandro e Marciano	35
Figura 3-13 Danni relativi alla copertura della chiesa di Santa Maria di Collemaggio	36
Figura 4-1 Capriata apparente (Barbisan et al., 2000) Figura 4-2 Capriata spaziale (Barbisan et al., 2000)	39
Figura 4-3 Tipologie di capriate (Barbisan et al., 2000)	40
Figura 4-4 Configurazione del monaco (Munaffò, 2002)	40
Figura 4-5 Tipologie di unioni (Munaffò, 2002)	41
Figura 4-6 Monaco	42
Figura 4-7 Copertura	43
Figura 4-8 Dettagli della copertura	44
Figura 4-9 Colmo	44
Figura 4-10 Trasmissione degli sforzi in un giunto a dente semplice (Piazza, 2009)	45
Figura 4-11 Particolari della testa di padiglione	45
Figura 4-12 Dettagli relativi al paletto	46
Figura 4-13 Solaio latero cementizio	47
Figura 4-14 Tiranti	48
Figura 4-15 Volta in cannicciato (Quagliarini et al., 2005)	49
Figura 4-16 Volta	50
Figura 4-17 Dettaglio dei collegamenti della volta	50
Figura 5-1 Danni nella chiesa di Santa Maria dei Raccomandati	55
Figura 5-2 Copertura di San Biagio	55
Figura 5-3 San Biagio, tirante	61

Figura 6-1 Pianta della chiesa di San Biagio	66
Figura 6-2 Definizione della copertura originaria	67
Figura 6-3 Copertura dopo gli interventi	69
Figura 6-4 Definizione della copertura dopo gli interventi.....	69
Figura 6-5 Azione assiale	71
Figura 6-6 Taglio	72
Figura 6-7 Momento.....	72
Figura 6-8 Geometria di in put nel programma.....	75
Figura 6-9 Schermata relativa all'inserimento dei materiali.....	76
Figura 6-10 Schermata relativa alla definizione delle sezioni.....	77
Figura 6-11 Configurazione A	78
Figura 6-12 Configurazione B.....	79
Figura 6-13 Configurazione C.....	79
Figura 6-14 Configurazione D	80
Figura 6-15 Assegnazione dell'origine della massa	83
Figura 6-16 Assegnazione carichi capriate, configurazione originaria.....	83
Figura 6-17 Assegnazione dei carichi capriate, configurazione sovraccaricata	84
Figura 6-18 Assegnazione dell'origine della massa	84
Figura 8-1 Forma modale in direzione trasversale, modo 3	98
Figura 8-2 Forma modale in direzione longitudinale, modo 6	98
Figura 8-3 Stralcio delle norme tecniche riguardante la vita nominale.....	105
Figura 8-4 Stalcio delle norme tecniche riguardante il coefficiente d'uso	106
Figura 8-5 Schermata dell'inserimento dello spettro nel programma	107
Figura 8-6 Schermata dell' inserimento nel programma del caso di carico	107
Figura 8-7 Localizzazione della prima fila di arcarecci	114
Figura 8-8 Localizzazione della prima fila di arcarecci.....	132
Figura 8-9Localizzazione della prima fila di arcarecci.....	145
Figura 8-10 Individuazione del nodo 1	150
Figura 9-1 Definizione della copertura originaria	163
Figura 9-2 Disposizione dei controventi	164
Figura 9-3 Modello 3D.....	164

Indice delle tabelle

Tabella 3-1 Censimento del danno	38
Tabella 4-1 Geometria della copertura	43
Tabella 4-2 Dimensioni solaio latero cementizio	47
Tabella 5-1 D.M. 3 Marzo 1975	53
Tabella 6-1 Carichi gravanti sulla copertura originaria	68
Tabella 6-2 Carichi gravanti sulla copertura dopo gli interventi	70
Tabella 6-3 Caratteristiche del legno considerate	72
Tabella 6-4 Riepilogo delle sezioni	77
Tabella 6-5 Vincoli configurazione A	78
Tabella 6-6 Vincoli configurazione B	78
Tabella 6-7 Vincoli configurazione C	79
Tabella 6-8 Vincoli configurazione D	80
Tabella 6-9 Definizione dei carichi	83
Tabella 6-10 Carico della capriata	84
Tabella 6-11 Carico della capriata originaria	85
Tabella 6-12 Carico della capriata sovraccaricata	85
Tabella 7-1 Estensione delle categorie forestali Regione Abruzzo	90
Tabella 7-2 Riepilogo delle categorie forestali provincia de L'Aquila	90
Tabella 7-3 Specie legnose preferibilmente impiegate per uso strutturale (capriate)	91
Tabella 8-1 Masse modali partecipanti, copertura leggera e vincolata con appoggi, legno di castagno ..	100
Tabella 8-2 Masse modali partecipanti, copertura leggera e vincolata con appoggi, legno di pino nero	102
Tabella 8-3 Massa modale partecipante, copertura leggera e vincolata con appoggi, legno di quercia ..	103
Tabella 8-4 Eventi considerati	124
Tabella 8-5 5 Eventi considerati	138
Tabella 9-1 Carichi sulla copertura	163
Tabella 10-1 Tipologia strutturale	167
Tabella 10-2 Effetto delle dimensioni	167
Tabella 10-3 Classificazione delle unioni	168
Tabella 10-4 Condizioni di vincolo e appoggio	168
Tabella 10-5 Stato della struttura	168

Indice dei grafici

Grafico 6-1 Andamento del periodo in funzione dei vincoli relativamente alla copertura originaria	81
Grafico 6-2 Differenze percentuali tra configurazioni A-D e B-C.....	81
Grafico 6-3 Andamento del periodo in funzione dei vincoli relativamente alla copertura sovraccaricata .	82
Grafico 6-4 Differenze percentuali tra le configurazioni A-D e B-C.....	82
Grafico 6-5 Andamento del periodo in funzione dell'assegnazione delle masse, configurazione A, copertura originaria.....	85
Grafico 6-6 Andamento del periodo in funzione dell'assegnazione delle masse, configurazione B, copertura originaria.....	86
Grafico 6-7 Andamento del periodo in funzione dell'assegnazione delle masse, configurazione A, copertura sovraccaricata	86
Grafico 6-8 Andamento del periodo in funzione dell'assegnazione delle masse, configurazione B, copertura sovraccaricata	86
Grafico 8-1 Andamento del periodo, legno di castagno.....	99
Grafico 8-2 Masse modali partecipanti, legno di castagno	100
Grafico 8-3 Andamento del periodo, legno di pino nero	101
Grafico 8-4 Masse modali partecipanti, legno di pino nero	102
Grafico 8-5 Andamento del periodo, legno di quercia	103
Grafico 8-6 Masse modali partecipanti, legno di quercia.....	104
Grafico 8-7 Spettro C.S.L.P., periodo di ritorno SLV di 975 anni.....	106
Grafico 8-8 Spettro di risposta C.S.L.P. periodo di ritorno di 475 anni.....	108
Grafico 8-9 Spostamenti nodi di colmo direzione x.....	109
Grafico 8-10 Spostamenti nodi di colmo direzione y.....	110
Grafico 8-11 Spostamenti nodi di colmo direzione z.....	110
Grafico 8-12 Copertura leggera, vincoli appoggi Grafico 8-13 Copertura leggera, vincoli incastri	111
Grafico 8-14 Copertura sovraccaricata, vincoli appoggi Grafico 8-15 Copertura sovraccaricata, vincoli incastri	111
Grafico 8-16 Copertura leggera, vincoli appoggi Grafico 8-17 Copertura leggera, vincoli incastri	112
Grafico 8-18 Copertura sovraccaricata, vincoli appoggi Grafico 8-19 Copertura sovraccaricata, vincoli incastri	112
Grafico 8-20 Range di spostamento 3 -4cm Grafico 8-21 Range di spostamento 2 – 3cm	113
Grafico 8-22 Range di spostamento 1 -2 cm	113
Grafico 8-23 Range di spostamento > 5,5 cm Grafico 8-24 Range di spostamento 3 - 4 cm	113
Grafico 8-25 Range di spostamento 1-2 cm	114
Grafico 8-26 Spostamento prima fila di arcarecci Grafico 8-27 Spostamento seconda fila di arcarecci	114
Grafico 8-28 Spostamento terza fila di arcarecci Grafico 8-29 Spostamento quarta fila di arcarecci	115
Grafico 8-30 Spostamento medio arcarecci	115
Grafico 8-31 Spostamento nodi quarta capriata (y = 0 m) Grafico 8-32 Spostamento nodi prima capriata (y=6,9 m).....	115
Grafico 8-33 Spostamento nodi ottava capriata (y = 16,1 m) Grafico 8-34 Spostamento nodi dodicesima capriata (y = 25,3 m)	116
Grafico 8-35 Spostamento prima fila di arcarecci Grafico 8-36 Spostamento seconda fila di arcarecci	116
Grafico 8-37 Spostamento terza fila di arcarecci Grafico 8-38 Spostamento quarta fila di arcarecci	116

Grafico 8-39 Spostamento nodi prima capriata ($y = 0$ m)	Grafico 8-40 Spostamento nodi quarta capriata ($y = 6,9$ m)	117
Grafico 8-41 Spostamento nodi ottava capriata ($y= 16,1$ m)	Grafico 8-42 Spostamento nodi dodicesima capriata ($y=25,3$ m)	117
Grafico 8-43 Confronto spettri registrati e spettro C.S.L.P. direzione Nord - Sud.....		121
Grafico 8-44 Confronto spettri registrati e spettro C.S.L.P. direzione Est-Ovest.....		121
Grafico 8-45 Confronto spettri registrati e spettro C.S.L.P. direzione verticale		122
Grafico 8-46 Confronto spettro mediato e spettro C.S.L.P. direzione Nord - Sud.....		122
Grafico 8-47 Confronto spettro mediato e spettro C.S.L.P. direzione Est - Ovest.....		123
Grafico 8-48 Confronto spettro mediato e spettro C.S.L.P. direzione verticale		123
Grafico 8-49 Confronto spettri registrati e spettro C.S.L.P. direzione Nord - Sud.....		125
Grafico 8-50 Confronto spettri registrati e spettro C.S.L.P. direzione Est - Ovest.....		125
Grafico 8-51 Confronto spettri registrati e spettro C.S.L.P. direzione verticale		126
Grafico 8-52 Spettri scalati direzione Nord - Sud		126
Grafico 8-53 Spettri scalati direzione Est - Ovest		127
Grafico 8-54 Spettri scalati direzione verticale.....		127
Grafico 8-55 Confronto spettro mediato e spettro C.S.L.P. direzione Nord - Sud.....		128
Grafico 8-56 Confronto spettro mediato e spettro C.S.L.P. direzione Est - Ovest.....		128
Grafico 8-57 Confronto spettro mediato e spettro C.S.L.P. direzione verticale		129
Grafico 8-58 Spostamento nodi di colmo, direzione x		130
Grafico 8-59 Spostamento nodi di colmo, direzione y		130
Grafico 8-60 Spostamento nodi di colmo, direzione z.....		130
Grafico 8-61 Copertura leggera, vincoli appoggi	Grafico 8-62 Copertura pesante, vincoli appoggi	131
Grafico 8-63 Spostamento arcarecci, copertura leggera	Grafico 8-64 Spostamento nodi arcarecci, copertura sovraccaricata	131
Grafico 8-65 Range di spostamento 2-3 cm	Grafico 8-66 Range di spostamento 1-2 cm.....	132
Grafico 8-67 Range di spostamento 3-4 cm	Grafico 8-68 Range di spostamento 2-3 cm.....	132
Grafico 8-69 Spostamento prima fila di arcarecci	Grafico 8-70 Spostamento seconda fila di arcarecci	133
Grafico 8-71 Spostamento terza fila di arcarecci	Grafico 8-72 Spostamento quarta fila di arcarecci ..	133
Grafico 8-73 Spostamento medio degli arcarecci.....		133
Grafico 8-74 Spostamento dei nodi prima capriata ($y=0$)	Grafico 8-75 Spostamento dei nodi quarta capriata ($y=6,9$)	134
Grafico 8-76 Spostamento dei nodi ottava ($y=16,1$)	Grafico 8-77 Spostamenti dei nodi dodicesima capriata ($y=23$).....	134
Grafico 8-78 Spostamento prima fila di arcarecci	Grafico 8-79 Spostamento seconda fila di arcarecci	134
Grafico 8-80 Spostamento quarta fila di arcarecci	Grafico 8-81 Spostamento terza fila di arcarecci ..	135
Grafico 8-82 Spostamento nodi prima capriata ($y=0$)	Grafico 8-83 Spostamento nodi quarta capriata ($y=6,9$)	135
Grafico 8-84 Spostamento nodi ottava capriata ($y=16,1$)	Grafico 8-85 Spostamento nodi dodicesima capriata ($y=23$)	135
Grafico 8-86 Confronto spostamenti nodi di colmo copertura leggera		136
Grafico 8-87 Confronto spostamenti nodi di colmo copertura sovraccaricata		136
Grafico 8-88 Confronto spostamento nodi arcarecci copertura leggera.....		137
Grafico 8-89 Confronto spostamento nodi arcarecci copertura leggera.....		137

Grafico 8-90 Accelerogrammi evento 1.....	139
Grafico 8-91 Accelerogrammi evento 2.....	139
Grafico 8-92 Accelerogrammi evento 3.....	140
Grafico 8-93 Accelerogrammi evento 4.....	140
Grafico 8-94 Accelerogrammi evento 5.....	141
Grafico 8-95 Accelerogrammi evento 6.....	141
Grafico 8-96 Accelerogrammi evento 7.....	142
Grafico 8-97 Spostamento nodi di colmo, direzione x	143
Grafico 8-98 Spostamento nodi di colmo, direzione y	143
Grafico 8-99 Spostamento nodi di colmo, direzione z.....	143
Grafico 8-100 Copertura leggera Grafico 8-101 Copertura sovraccaricata	144
Grafico 8-102 Copertura leggera Grafico 8-103 Copertura sovraccaricata.....	144
Grafico 8-104 Range di spostamento 2 - 3 cm Grafico 8-105 Range di spostamento 1 -2 cm.....	145
Grafico 8-106 Range di spostamento 3-4 cm Grafico 8-107 Range di spostamento 2-3 cm.....	145
Grafico 8-108 Spostamento prima fila di arcarecci Grafico 8-109 Spostamento seconda fila di arcarecci	146
Grafico 8-110 Spostamento terza fila di arcarecci Grafico 8-111 Spostamento quarta fila di arcarecci	146
Grafico 8-112 Spostamento nodi prima capriata ($y=0$) Grafico 8-113 Spostamento nodi quarta capriata	146
($y=6,9$)	
Grafico 8-114 Spostamento nodi ottava capriata ($y=16,1$) Grafico 8-115 Spostamento nodi dodicesima	147
capriata ($y=23$)	
Grafico 8-116 Spostamento nodi prima fila di arcarecci Grafico 8-117 Spostamento nodi seconda fila di	147
arcarecci	
Grafico 8-118 Spostamento nodi terza fila di arcarecci Grafico 8-119 Spostamento nodi quarta fila di	147
arcarecci	
Grafico 8-120 Spostamento nodi prima capriata ($y=0$) Grafico 8-121 Spostamento nodi quarta capriata	148
($y=6,9$)	
Grafico 8-122 Spostamento nodi ottava capriata ($y=16,1$) Grafico 8-123 Spostamento nodi dodicesima	148
capriata ($y=23$).....	
Grafico 8-124 Confronto spostamenti nodi di colmo copertura leggera	149
Grafico 8-125 Confronto spostamento nodi di colmo copertura sovraccaricata	149
Grafico 8-126 Confronto spostamento nodi arcarecci copertura leggera.....	149
Grafico 8-127 Confronto spostamento nodi arcarecci copertura sovraccaricata	150
Grafico 8-128 Spostamento nel tempo nodo 1 copertura leggera	151
Grafico 8-129 Spostamento nel tempo nodo 1 copertura sovraccaricata	151
Grafico 8-130 Andamento azione assiale del colmo (spettro C.S.L.P.).....	152
Grafico 8-131 Andamento azione assiale del colmo (spettro mediato)	152
Grafico 8-132 Andamento azione assiale del colmo (accelerogrammi)	153
Grafico 8-133 Copertura leggera, spettro C.S.L.P.....	153
Grafico 8-134 Copertura leggera, spettro mediato	154
Grafico 8-135 Copertura leggera, accelerogrammi	154
Grafico 8-136 Copertura sovraccaricata, spettro C.S.L.P.....	155
Grafico 8-137 Copertura sovraccaricata, spettro mediato	155
Grafico 8-138 Copertura sovraccaricata, accelerogrammi	156
Grafico 8-139 Copertura leggera, spettro C.S.L.P.....	156

Grafico 8-140 Copertura leggera, spettro mediato	157
Grafico 8-141 Copertura leggera, accelerogrammi	157
Grafico 8-142 Copertura sovraccaricata, spettro C.S.L.P.....	158
Grafico 8-143 Copertura sovraccaricata, spettro mediato	158
Grafico 8-144 Copertura sovraccaricata, accelerogrammi	158

Allegato A**Castagno**

N modo	Copertura originaria appoggi	Copertura originaria incastri	Copertura 1980 appoggi	Copertura 1980 incastri
1	0,5609	0,5600	0,8257	0,8256
2	0,5435	0,5403	0,7924	0,7923
3	0,5162	0,5106	0,7421	0,7420
4	0,4818	0,4745	0,6818	0,6816
5	0,4449	0,4366	0,6195	0,6189
6	0,4130	0,4004	0,5690	0,5646
7	0,4084	0,3991	0,5509	0,5517
8	0,3768	0,3686	0,5448	0,5395
9	0,3483	0,3415	0,5010	0,5003
10	0,3258	0,3196	0,4612	0,4611
11	0,3052	0,3014	0,4328	0,4327
12	0,3003	0,2893	0,4174	0,4174

Originaria Appoggi						
N	Ux	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
1	0,0559500	0,0000001	0,0000290	0,0559500	0,0000001	0,0000290
2	0,0000287	0,0000004	0,0000000	0,0559800	0,0000005	0,0000290
3	0,0069600	0,0000009	0,0000026	0,0629400	0,0000015	0,0000316
4	0,0001300	0,0000031	0,0000001	0,0630700	0,0000046	0,0000317
5	0,0032500	0,0000104	0,0000001	0,0663200	0,0000150	0,0000318
6	0,0001400	0,7591100	0,0127000	0,0664600	0,7591300	0,0127300
7	0,0003600	0,0005100	0,0000060	0,0668200	0,7596400	0,0127400
8	0,0021300	0,0000034	0,0000000	0,0689500	0,7596400	0,0127400
9	0,0002200	0,0000008	0,0000011	0,0691700	0,7596400	0,0127400
10	0,0005900	0,0000010	0,0000010	0,0697600	0,7596500	0,0127400
11	0,0000416	0,0000000	0,0000011	0,0698100	0,7596500	0,0127400
12	0,0003200	0,0000140	0,0000000	0,0701300	0,7596600	0,0127400
13	0,0003600	0,0000012	0,0000010	0,0704900	0,7596600	0,0127400
14	0,0000021	0,0000002	0,0000001	0,0704900	0,7596600	0,0127400
15	0,0040000	0,0000435	0,6298900	0,0744900	0,7597000	0,6426300
16	0,0000000	0,0002500	0,0000590	0,0744900	0,7599600	0,6426900
17	0,0004400	0,0006300	0,0730900	0,0749400	0,7605900	0,7157800
18	0,0000000	0,0013600	0,0001600	0,0749400	0,7619500	0,7159400

19	0,0001500	0,0023200	0,0280100	0,0750900	0,7642600	0,7439500
20	0,0000001	0,0036100	0,0003400	0,0750900	0,7678700	0,7443000
21	0,0000616	0,0049500	0,0149800	0,0751500	0,7728200	0,7592800
22	0,0000002	0,0060100	0,0006200	0,0751500	0,7788300	0,7599000
23	0,0000227	0,0066600	0,0086000	0,0751700	0,7854800	0,7685000
24	0,0000000	0,0060100	0,0011400	0,0751700	0,7914900	0,7696400

Originaria incastri						
N	Ux	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
1	0,05652000	0,00000023	0,00002822	0,05652000	0,00000023	0,00002822
2	0,00003508	0,00000105	0,00000007	0,05656000	0,00000128	0,00002829
3	0,00667000	0,00000314	0,00000146	0,06323000	0,00000442	0,00002975
4	0,00014000	0,00001311	0,00000091	0,06337000	0,00001753	0,00003067
5	0,00290000	0,00007904	0,00000135	0,06627000	0,00009657	0,00003202
6	0,00012000	0,13277000	0,00263000	0,06639000	0,13287000	0,00266000
7	0,00036000	0,59167000	0,01103000	0,06674000	0,72454000	0,01369000
8	0,00189000	0,00026000	0,00000024	0,06863000	0,72480000	0,01369000
9	0,00023000	0,00008635	0,00000242	0,06887000	0,72488000	0,01369000
10	0,00068000	0,00003420	0,00000376	0,06955000	0,72492000	0,01370000
11	0,00000258	0,00001548	0,00000410	0,06955000	0,72493000	0,01370000
12	0,00005526	0,00000509	0,00000223	0,06960000	0,72494000	0,01370000
13	0,00002526	0,00000135	0,00000046	0,06963000	0,72494000	0,01370000
14	0,00056000	0,00000035	0,00000042	0,07019000	0,72494000	0,01370000
15	0,00405000	0,00006433	0,63516000	0,07424000	0,72501000	0,64886000
16	0,00000004	0,00033000	0,00000820	0,07424000	0,72534000	0,64887000
17	0,00044000	0,00082000	0,07182000	0,07468000	0,72616000	0,72069000
18	0,00000007	0,00155000	0,00007657	0,07468000	0,72771000	0,72077000
19	0,00015000	0,00249000	0,02683000	0,07482000	0,73019000	0,74760000
20	0,00000017	0,00349000	0,00023000	0,07482000	0,73368000	0,74783000
21	0,00005845	0,00451000	0,01392000	0,07488000	0,73818000	0,76175000
22	0,00000025	0,00506000	0,00050000	0,07488000	0,74325000	0,76225000
23	0,00002010	0,00527000	0,00743000	0,07490000	0,74852000	0,76968000
24	0,00000000	0,00388000	0,00079000	0,07490000	0,75240000	0,77047000

1980 Appoggi						
N	Ux	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
1	0,05244000	0,00000021	0,00002173	0,05244000	0,00000021	0,00002173
2	0,00001021	0,00000043	0,00000000	0,05245000	0,00000064	0,00002173
3	0,00565000	0,00000072	0,00000227	0,05810000	0,00000136	0,00002399
4	0,00007251	0,00000068	0,00000000	0,05817000	0,00000204	0,00002399
5	0,00293000	0,00000082	0,00000110	0,06110000	0,00000286	0,00002509

6	0,00281000	0,00006661	0,00000287	0,06390000	0,00006947	0,00002797
7	0,00012000	0,73746000	0,01492000	0,06403000	0,73753000	0,01495000
8	0,00306000	0,00169000	0,00003276	0,06709000	0,73922000	0,01498000
9	0,00001836	0,00000925	0,00000073	0,06710000	0,73922000	0,01498000
10	0,00012000	0,00000138	0,00000027	0,06722000	0,73923000	0,01498000
11	0,00006875	0,00000035	0,00000229	0,06729000	0,73923000	0,01498000
12	0,00001370	0,00000023	0,00000045	0,06731000	0,73923000	0,01498000
13	0,00033000	0,00000470	0,00000330	0,06764000	0,73923000	0,01499000
14	0,00333000	0,00015000	0,62669000	0,07097000	0,73938000	0,64167000
15	0,00000343	0,00025000	0,00071000	0,07098000	0,73963000	0,64238000
16	0,00018000	0,00025000	0,04181000	0,07116000	0,73987000	0,68419000
17	0,00000125	0,00019000	0,00020000	0,07116000	0,74006000	0,68439000
18	0,00001811	0,00000239	0,00000188	0,07118000	0,74006000	0,68439000
19	0,00007877	0,00024000	0,01521000	0,07126000	0,74030000	0,69961000
20	0,00000113	0,00047000	0,00044000	0,07126000	0,74077000	0,70004000
21	0,00020000	0,01866000	0,04514000	0,07146000	0,75944000	0,74518000
22	0,00005290	0,02487000	0,02073000	0,07151000	0,78430000	0,76591000
23	0,00000250	0,00019000	0,00047000	0,07152000	0,78450000	0,76638000
24	0,00000595	0,00001407	0,00044000	0,07152000	0,78451000	0,76683000

1980 Incastri						
N	Ux	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
1	0,05128000	0,00000014	0,00002060	0,05128000	0,00000014	0,00002060
2	0,00000882	0,00000025	0,00000000	0,05129000	0,00000038	0,00002060
3	0,00547000	0,00000035	0,00000185	0,05676000	0,00000073	0,00002245
4	0,00005667	0,00000006	0,00000005	0,05682000	0,00000079	0,00002250
5	0,00258000	0,00000116	0,00000017	0,05940000	0,00000196	0,00002267
6	0,00168000	0,00169000	0,00005579	0,06107000	0,00170000	0,00007846
7	0,00009354	0,69813000	0,01392000	0,06117000	0,69983000	0,01400000
8	0,00412000	0,00511000	0,00006615	0,06528000	0,70494000	0,01407000
9	0,00000082	0,00005692	0,00000087	0,06528000	0,70500000	0,01407000
10	0,00013000	0,00000480	0,00000007	0,06541000	0,70500000	0,01407000
11	0,00006540	0,00000172	0,00000298	0,06548000	0,70500000	0,01407000
12	0,00001502	0,00000005	0,00000062	0,06549000	0,70500000	0,01407000
13	0,00039000	0,00000533	0,00000340	0,06588000	0,70501000	0,01407000
14	0,00328000	0,00011000	0,59587000	0,06916000	0,70512000	0,60994000
15	0,00000305	0,00020000	0,00054000	0,06916000	0,70532000	0,61048000
16	0,00019000	0,00022000	0,04154000	0,06935000	0,70554000	0,65202000
17	0,00000094	0,00017000	0,00018000	0,06935000	0,70571000	0,65220000
18	0,00001189	0,00002101	0,00000007	0,06936000	0,70573000	0,65220000
19	0,00007795	0,00021000	0,01481000	0,06944000	0,70594000	0,66701000
20	0,00000109	0,00043000	0,00039000	0,06944000	0,70637000	0,66740000

21	0,00018000	0,01537000	0,03977000	0,06963000	0,72174000	0,70717000
22	0,00006548	0,02641000	0,02363000	0,06969000	0,74815000	0,73080000
23	0,00000248	0,00020000	0,00047000	0,06969000	0,74835000	0,73128000
24	0,00000568	0,00001415	0,00043000	0,06970000	0,74836000	0,73170000

Pino nero

N modo	Copertura originaria appoggi	Copertura originaria incastri	Copertura 1980 appoggi	Copertura 1980 incastri
1	0,5069	0,5060	0,7465	0,7465
2	0,4911	0,4883	0,7164	0,7164
3	0,4664	0,4614	0,6710	0,6709
4	0,4354	0,4288	0,6164	0,6162
5	0,4020	0,3945	0,5601	0,5596
6	0,3731	0,3618	0,5144	0,5104
7	0,3690	0,3606	0,4997	0,5004
8	0,3404	0,3330	0,4925	0,4877
9	0,3147	0,3086	0,4529	0,4523
10	0,2944	0,2888	0,4170	0,4168
11	0,2758	0,2724	0,3913	0,3912
12	0,2713	0,2614	0,3774	0,3774

Originaria Appoggi						
N	Ux	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
1	0,05595000	0,00000011	0,00002900	0,05595000	0,00000011	0,00002900
2	0,00002868	0,00000043	0,00000001	0,05598000	0,00000054	0,00002901
3	0,00696000	0,00000092	0,00000262	0,06294000	0,00000146	0,00003163
4	0,00013000	0,00000312	0,00000010	0,06307000	0,00000458	0,00003173
5	0,00325000	0,00001040	0,00000009	0,06632000	0,00001498	0,00003182
6	0,00014000	0,75911000	0,01270000	0,06646000	0,75913000	0,01273000
7	0,00036000	0,00051000	0,00000600	0,06682000	0,75964000	0,01274000
8	0,00213000	0,00000338	0,00000002	0,06895000	0,75964000	0,01274000
9	0,00022000	0,00000079	0,00000112	0,06917000	0,75964000	0,01274000
10	0,00059000	0,00000101	0,00000097	0,06976000	0,75965000	0,01274000
11	0,00004159	0,00000003	0,00000106	0,06981000	0,75965000	0,01274000
12	0,00032000	0,00001395	0,00000000	0,07013000	0,75966000	0,01274000
13	0,00036000	0,00000115	0,00000104	0,07049000	0,75966000	0,01274000
14	0,00000206	0,00000016	0,00000011	0,07049000	0,75966000	0,01274000
15	0,00400000	0,00004349	0,62989000	0,07449000	0,75970000	0,64263000

16	0,00000003	0,00025000	0,00005901	0,07449000	0,75996000	0,64269000
17	0,00044000	0,00063000	0,07309000	0,07494000	0,76059000	0,71578000
18	0,00000000	0,00136000	0,00016000	0,07494000	0,76195000	0,71594000
19	0,00015000	0,00232000	0,02801000	0,07509000	0,76426000	0,74395000
20	0,00000006	0,00361000	0,00034000	0,07509000	0,76787000	0,74430000
21	0,00006161	0,00495000	0,01498000	0,07515000	0,77282000	0,75928000
22	0,00000022	0,00601000	0,00062000	0,07515000	0,77883000	0,75990000
23	0,00002274	0,00666000	0,00860000	0,07517000	0,78548000	0,76850000
24	0,00000000	0,00601000	0,00114000	0,07517000	0,79149000	0,76964000

Originaria incastri						
N	Ux	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
1	0,0565400	0,0000002	0,0000282	0,0565400	0,0000002	0,0000282
2	0,0000350	0,0000010	0,0000001	0,0565700	0,0000013	0,0000283
3	0,0066700	0,0000031	0,0000015	0,0632500	0,0000044	0,0000298
4	0,0001400	0,0000131	0,0000009	0,0633900	0,0000175	0,0000307
5	0,0029000	0,0000786	0,0000013	0,0662900	0,0000961	0,0000320
6	0,0001200	0,1225200	0,0024300	0,0664100	0,1226200	0,0024600
7	0,0003500	0,6020200	0,0112000	0,0667600	0,7246400	0,0136600
8	0,0018900	0,0002600	0,0000002	0,0686500	0,7249000	0,0136600
9	0,0002300	0,0000866	0,0000024	0,0688800	0,7249900	0,0136600
10	0,0006800	0,0000344	0,0000038	0,0695600	0,7250200	0,0136600
11	0,0000026	0,0000156	0,0000041	0,0695600	0,7250400	0,0136700
12	0,0000558	0,0000051	0,0000022	0,0696200	0,7250400	0,0136700
13	0,0000250	0,0000013	0,0000005	0,0696400	0,7250400	0,0136700
14	0,0005600	0,0000003	0,0000004	0,0702000	0,7250400	0,0136700
15	0,0040400	0,0000644	0,6352800	0,0742400	0,7251100	0,6489500
16	0,0000000	0,0003300	0,0000082	0,0742400	0,7254400	0,6489600
17	0,0004400	0,0008200	0,0718300	0,0746800	0,7262600	0,7207900
18	0,0000001	0,0015500	0,0000768	0,0746800	0,7278100	0,7208700
19	0,0001500	0,0024900	0,0268300	0,0748200	0,7303000	0,7477000
20	0,0000002	0,0034900	0,0002300	0,0748200	0,7337900	0,7479300
21	0,0000582	0,0045100	0,0139200	0,0748800	0,7383000	0,7618500
22	0,0000002	0,0050700	0,0005000	0,0748800	0,7433700	0,7623500
23	0,0000200	0,0052700	0,0074300	0,0749000	0,7486400	0,7697700
24	0,0000000	0,0038900	0,0007900	0,0749000	0,7525300	0,7705700

1980 Appoggi						
N	Ux	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
1	0,0524600	0,0000002	0,0000227	0,0524600	0,0000002	0,0000227
2	0,0000102	0,0000004	0,0000000	0,0524700	0,0000005	0,0000227

3	0,0056500	0,0000007	0,0000023	0,0581200	0,0000012	0,0000251
4	0,0000722	0,0000006	0,0000000	0,0581900	0,0000018	0,0000251
5	0,0029200	0,0000008	0,0000011	0,0611200	0,0000027	0,0000261
6	0,0028000	0,0000799	0,0000032	0,0639100	0,0000826	0,0000293
7	0,0001400	0,7367800	0,0147400	0,0640500	0,7368700	0,0147700
8	0,0030600	0,0009700	0,0000183	0,0671100	0,7378400	0,0147900
9	0,0000183	0,0000085	0,0000007	0,0671300	0,7378400	0,0147900
10	0,0001200	0,0000013	0,0000003	0,0672500	0,7378500	0,0147900
11	0,0000689	0,0000003	0,0000022	0,0673100	0,7378500	0,0147900
12	0,0000138	0,0000002	0,0000004	0,0673300	0,7378500	0,0147900
13	0,0003300	0,0000054	0,0000029	0,0676600	0,7378500	0,0147900
14	0,0034700	0,0001100	0,6251900	0,0711300	0,7379600	0,6399800
15	0,0000027	0,0002000	0,0005100	0,0711300	0,7381600	0,6404900
16	0,0002000	0,0002300	0,0443700	0,0713400	0,7383900	0,6848700
17	0,0000009	0,0001800	0,0001800	0,0713400	0,7385700	0,6850500
18	0,0000188	0,0000047	0,0000001	0,0713600	0,7385700	0,6850500
19	0,0000821	0,0002300	0,0156800	0,0714400	0,7388000	0,7007300
20	0,0000011	0,0004700	0,0004100	0,0714400	0,7392700	0,7011400
21	0,0001900	0,0172100	0,0430800	0,0716300	0,7564800	0,7442200
22	0,0000622	0,0272100	0,0235100	0,0717000	0,7836900	0,7677300
23	0,0000026	0,0002100	0,0004900	0,0717000	0,7839000	0,7682200
24	0,0000060	0,0000147	0,0004500	0,0717000	0,7839100	0,7686700

1980 Incastri						
N	Ux	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
1	0,0513100	0,0000001	0,0000215	0,0513100	0,0000001	0,0000215
2	0,0000088	0,0000002	0,0000000	0,0513200	0,0000003	0,0000216
3	0,0054700	0,0000003	0,0000019	0,0567900	0,0000006	0,0000235
4	0,0000565	0,0000000	0,0000001	0,0568400	0,0000006	0,0000235
5	0,0025800	0,0000014	0,0000002	0,0594200	0,0000020	0,0000237
6	0,0016600	0,0023700	0,0000715	0,0610800	0,0023700	0,0000952
7	0,0001200	0,6972700	0,0137500	0,0611900	0,6996400	0,0138400
8	0,0041100	0,0039500	0,0000474	0,0653000	0,7035800	0,0138900
9	0,0000008	0,0000541	0,0000009	0,0653100	0,7036400	0,0138900
10	0,0001300	0,0000047	0,0000001	0,0654300	0,7036400	0,0138900
11	0,0000655	0,0000017	0,0000028	0,0655000	0,7036400	0,0138900
12	0,0000152	0,0000000	0,0000006	0,0655100	0,7036400	0,0138900
13	0,0003900	0,0000049	0,0000030	0,0659000	0,7036500	0,0139000
14	0,0034100	0,0000791	0,5944100	0,0693100	0,7037300	0,6083100
15	0,0000023	0,0001600	0,0003800	0,0693100	0,7038900	0,6086900
16	0,0002100	0,0001900	0,0439400	0,0695200	0,7040800	0,6526300
17	0,0000008	0,0001600	0,0001500	0,0695200	0,7042400	0,6527800

18	0,0000125	0,0000247	0,0000014	0,0695400	0,7042700	0,6527800
19	0,0000814	0,0002100	0,0152600	0,0696200	0,7044800	0,6680500
20	0,0000011	0,0004200	0,0003700	0,0696200	0,7048900	0,6684100
21	0,0001700	0,0136700	0,0372000	0,0697900	0,7185600	0,7056200
22	0,0000772	0,0289300	0,0268800	0,0698700	0,7475000	0,7324900
23	0,0000026	0,0002100	0,0005000	0,0698700	0,7477100	0,7329900
24	0,0000057	0,0000149	0,0004300	0,0698800	0,7477200	0,7334200

Quercia

N modo	Copertura originaria appoggi	Copertura originaria incastri	Copertura 1980 appoggi	Copertura 1980 incastri
1	0,4530	0,4522	0,6642	0,6642
2	0,4389	0,4363	0,6375	0,6374
3	0,4169	0,4124	0,5971	0,5970
4	0,3892	0,3833	0,5486	0,5484
5	0,3594	0,3527	0,4985	0,4981
6	0,3341	0,3237	0,4582	0,4546
7	0,3300	0,3228	0,4469	0,4475
8	0,3046	0,2980	0,4386	0,4344
9	0,2816	0,2761	0,4032	0,4027
10	0,2634	0,2584	0,3712	0,3711
11	0,2468	0,2437	0,3484	0,3483
12	0,2426	0,2338	0,3359	0,3358

Originaria Appoggi						
N	Ux	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
1	0,05579000	0,00000011	0,00002908	0,05579000	0,00000011	0,00002908
2	0,00002916	0,00000043	0,00000001	0,05582000	0,00000054	0,00002908
3	0,00696000	0,00000092	0,00000262	0,06279000	0,00000146	0,00003170
4	0,00014000	0,00000313	0,00000010	0,06292000	0,00000459	0,00003180
5	0,00328000	0,00001038	0,00000008	0,06620000	0,00001496	0,00003189
6	0,00014000	0,75820000	0,01296000	0,06634000	0,75822000	0,01299000
7	0,00037000	0,00039000	0,00000440	0,06671000	0,75861000	0,01300000
8	0,00214000	0,00000288	0,00000003	0,06886000	0,75862000	0,01300000
9	0,00022000	0,00000065	0,00000118	0,06908000	0,75862000	0,01300000
10	0,00058000	0,00000092	0,00000099	0,06966000	0,75862000	0,01300000
11	0,00004336	0,00000005	0,00000106	0,06970000	0,75862000	0,01300000
12	0,00034000	0,00001455	0,00000001	0,07004000	0,75863000	0,01300000

13	0,00035000	0,00000117	0,00000102	0,07040000	0,75863000	0,01300000
14	0,00000148	0,00000015	0,00000011	0,07040000	0,75863000	0,01300000
15	0,00407000	0,00004303	0,62882000	0,07447000	0,75868000	0,64182000
16	0,00000003	0,00025000	0,00005925	0,07447000	0,75893000	0,64188000
17	0,00045000	0,00062000	0,07301000	0,07492000	0,75955000	0,71488000
18	0,00000000	0,00134000	0,00016000	0,07492000	0,76089000	0,71504000
19	0,00015000	0,00230000	0,02800000	0,07507000	0,76319000	0,74304000
20	0,00000005	0,00358000	0,00034000	0,07507000	0,76677000	0,74338000
21	0,00006384	0,00492000	0,01503000	0,07514000	0,77169000	0,75841000
22	0,00000022	0,00598000	0,00061000	0,07514000	0,77767000	0,75902000
23	0,00002414	0,00664000	0,00867000	0,07516000	0,78431000	0,76769000
24	0,00000000	0,00599000	0,00111000	0,07516000	0,79030000	0,76880000

Originaria incastri						
N	Ux	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
1	0,05638000	0,00000023	0,00002827	0,05638000	0,00000023	0,00002827
2	0,00003562	0,00000107	0,00000007	0,05642000	0,00000130	0,00002834
3	0,00667000	0,00000320	0,00000144	0,06309000	0,00000450	0,00002978
4	0,00015000	0,00001344	0,00000095	0,06323000	0,00001793	0,00003074
5	0,00292000	0,00008237	0,00000148	0,06615000	0,00010000	0,00003221
6	0,00005596	0,24094000	0,00478000	0,06621000	0,24104000	0,00481000
7	0,00043000	0,48275000	0,00910000	0,06664000	0,72379000	0,01391000
8	0,00191000	0,00025000	0,00000021	0,06854000	0,72404000	0,01391000
9	0,00023000	0,00008488	0,00000248	0,06878000	0,72412000	0,01392000
10	0,00067000	0,00003312	0,00000374	0,06944000	0,72416000	0,01392000
11	0,00000249	0,00001494	0,00000403	0,06945000	0,72417000	0,01392000
12	0,00005163	0,00000501	0,00000221	0,06950000	0,72418000	0,01393000
13	0,00002729	0,00000137	0,00000046	0,06952000	0,72418000	0,01393000
14	0,00057000	0,00000038	0,00000041	0,07009000	0,72418000	0,01393000
15	0,00411000	0,00006366	0,63425000	0,07420000	0,72424000	0,64818000
16	0,00000004	0,00033000	0,00000805	0,07420000	0,72457000	0,64819000
17	0,00045000	0,00081000	0,07175000	0,07465000	0,72538000	0,71994000
18	0,00000007	0,00153000	0,00007476	0,07465000	0,72692000	0,72002000
19	0,00015000	0,00247000	0,02684000	0,07480000	0,72938000	0,74686000
20	0,00000017	0,00346000	0,00022000	0,07480000	0,73284000	0,74708000
21	0,00006032	0,00448000	0,01396000	0,07486000	0,73733000	0,76104000
22	0,00000025	0,00504000	0,00049000	0,07486000	0,74237000	0,76152000
23	0,00002116	0,00526000	0,00749000	0,07488000	0,74762000	0,76901000
24	0,00000000	0,00387000	0,00078000	0,07488000	0,75149000	0,76979000

1980 Appoggi						
N	Ux	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
1	0,05242000	0,00000012	0,00002381	0,05242000	0,00000012	0,00002381
2	0,00001040	0,00000028	0,00000000	0,05243000	0,00000039	0,00002381
3	0,00566000	0,00000058	0,00000240	0,05809000	0,00000097	0,00002621
4	0,00007472	0,00000058	0,00000000	0,05816000	0,00000155	0,00002621
5	0,00296000	0,00000082	0,00000107	0,06112000	0,00000237	0,00002728
6	0,00286000	0,00011000	0,00000396	0,06399000	0,00011000	0,00003123
7	0,00016000	0,73515000	0,01465000	0,06414000	0,73526000	0,01468000
8	0,00296000	0,00053000	0,00000963	0,06711000	0,73579000	0,01469000
9	0,00001883	0,00000736	0,00000072	0,06713000	0,73580000	0,01469000
10	0,00012000	0,00000122	0,00000021	0,06724000	0,73580000	0,01469000
11	0,00006703	0,00000031	0,00000198	0,06731000	0,73580000	0,01470000
12	0,00001229	0,00000027	0,00000035	0,06732000	0,73580000	0,01470000
13	0,00034000	0,00000649	0,00000252	0,06766000	0,73581000	0,01470000
14	0,00364000	0,00007035	0,62237000	0,07130000	0,73588000	0,63707000
15	0,00000193	0,00015000	0,00033000	0,07130000	0,73603000	0,63740000
16	0,00023000	0,00019000	0,04744000	0,07154000	0,73622000	0,68484000
17	0,00000087	0,00017000	0,00015000	0,07154000	0,73639000	0,68499000
18	0,00001762	0,00000450	0,00000003	0,07155000	0,73639000	0,68499000
19	0,00008789	0,00023000	0,01634000	0,07164000	0,73662000	0,70134000
20	0,00000112	0,00046000	0,00039000	0,07164000	0,73707000	0,70173000
21	0,00019000	0,01491000	0,03985000	0,07183000	0,75198000	0,74158000
22	0,00007807	0,03048000	0,02771000	0,07191000	0,78247000	0,76928000
23	0,00000279	0,00024000	0,00055000	0,07191000	0,78270000	0,76983000
24	0,00000613	0,00001653	0,00046000	0,07192000	0,78272000	0,77029000

1980 Incastri						
N	Ux	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
1	0,05128000	0,00000007	0,00002258	0,05128000	0,00000007	0,00002258
2	0,00000900	0,00000013	0,00000000	0,05128000	0,00000020	0,00002258
3	0,00548000	0,00000023	0,00000196	0,05676000	0,00000043	0,00002454
4	0,00005838	0,00000001	0,00000005	0,05682000	0,00000044	0,00002459
5	0,00260000	0,00000189	0,00000013	0,05943000	0,00000233	0,00002473
6	0,00170000	0,00416000	0,00011000	0,06113000	0,00416000	0,00014000
7	0,00015000	0,69483000	0,01365000	0,06128000	0,69899000	0,01379000
8	0,00403000	0,00292000	0,00003203	0,06531000	0,70190000	0,01382000
9	0,00000102	0,00004963	0,00000086	0,06531000	0,70195000	0,01382000
10	0,00013000	0,00000454	0,00000005	0,06544000	0,70196000	0,01382000
11	0,00006389	0,00000169	0,00000254	0,06551000	0,70196000	0,01382000
12	0,00001377	0,00000006	0,00000046	0,06552000	0,70196000	0,01382000
13	0,00040000	0,00000421	0,00000250	0,06592000	0,70196000	0,01382000

Comportamento sismico delle strutture lignee di copertura: la chiesa di San Biagio Amiterno a L'Aquila

14	0,00357000	0,00005054	0,59199000	0,06949000	0,70201000	0,60582000
15	0,00000165	0,00012000	0,00024000	0,06949000	0,70213000	0,60606000
16	0,00024000	0,00016000	0,04679000	0,06973000	0,70229000	0,65285000
17	0,00000075	0,00014000	0,00013000	0,06973000	0,70244000	0,65298000
18	0,00001143	0,00002553	0,00000246	0,06974000	0,70246000	0,65299000
19	0,00008733	0,00020000	0,01591000	0,06983000	0,70266000	0,66890000
20	0,00000105	0,00040000	0,00034000	0,06983000	0,70307000	0,66924000
21	0,00016000	0,01136000	0,03368000	0,06999000	0,71443000	0,70292000
22	0,00009545	0,03216000	0,03133000	0,07009000	0,74658000	0,73425000
23	0,00000282	0,00024000	0,00056000	0,07009000	0,74683000	0,73482000
24	0,00000584	0,00001696	0,00044000	0,07010000	0,74685000	0,73526000

Allegato B

Confronto spostamenti nodi di colmo

SENZA CONTROVENTO					CON CONTROVENTO					Δ	%
num. nodo	tipo nodo	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	num. nodo	tipo nodo	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)		
0	C	0,06 52	4,58 5	0,17 07	0	C	0,07 7	1,47 42	0,49 57	3,11	67,85
2,3	C	0,08 1	4,56 02	0,48 01	2,3	C	0,00 96	1,52 34	0,05 39	3,04	66,59
4,6	C	0,08 45	4,51 12	0,50 57	4,6	C	0,09 56	1,50 26	0,62 27	3,01	66,69
6,9	C	0,08 44	4,43 8	0,50 17	6,9	C	0,00 68	1,52 72	0,01 34	2,91	65,59
9,2	C	0,08 45	4,33 84	0,50 13	9,2	C	0,09 11	1,50 28	0,60 37	2,84	65,36
11,5	C	0,08 46	4,21 05	0,50 05	11,5	C	0,00 7	1,52 35	0,01 37	2,69	63,82
13,8	C	0,08 47	4,05 2	0,49 96	13,8	C	0,09 1	1,47 46	0,59 89	2,58	63,61
16,1	C	0,08 47	3,85 95	0,49 83	16,1	C	0,00 69	1,46 88	0,01 39	2,39	61,94
18,4	C	0,08 5	3,62 77	0,49 41	18,4	C	0,09 12	1,41 45	0,58 67	2,21	61,01
20,7	C	0,08 85	3,34 81	0,45 3	20,7	C	0,00 65	1,40 15	0,01 54	1,95	58,14
23	C	0,11 72	3,00 55	0,27 88	23	C	0,05 64	1,31 76	0,35 69	1,69	56,16
25,3	C	0,36 25	2,60 98	3,46 09	25,3	C	0,14 98	1,28 13	1,81 24	1,33	50,90

Confronto spostamenti nodi arcarecci

SENZA CONTROVENTO					CON CONTROVENTO					Δ	%
num.n odo	tipo nodo	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	num.n odo	tipo nodo	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)		
0	A	0,26 24	1,07 78	0,28 7	0	A	0,34 12	0,86 92	1,10 04	0,21	19,35
0	A	0,40 15	2,55 15	0,68 52	0	A	0,54 58	1,87 77	1,76 95	0,67	26,41
0	A	0,50 18	3,72 68	0,95 73	0	A	0,54 37	2,30 76	1,75 93	1,42	38,08
0	A	0,14	1,08	0,15	0	A	0,20	0,86	0,71		

		04	03	63			01	88	22	0,21	19,58
0	A	0,21 63	2,54 86	0,36 97	0	A	0,30 25	1,87 44	1,12 87	0,67	26,45
0	A	0,27 65	3,72 83	0,52 19	0	A	0,30 42	2,30 43	1,12 15	1,42	38,19
0	A	0,22 48	4,35 66	0,31 39	0	A	0,19 81	1,99 02	0,77 7	2,37	54,32
0	A	0,39 81	4,35 08	0,56 78	0	A	0,33 6	1,99 75	1,07 57	2,35	54,09
2,3	A	0,56 62	1,06 82	0,29 9	2,3	A	0,33 98	0,86 31	1,11 35	0,21	19,20
2,3	A	0,83 8	2,52 82	0,70 57	2,3	A	0,54 66	1,86 21	1,79 08	0,67	26,35
2,3	A	0,33 13	1,07 08	0,16 14	2,3	A	0,20 79	0,86 3	0,70 57	0,21	19,41
2,3	A	0,48 53	2,52 54	0,37 8	2,3	A	0,32 84	1,85 89	1,12	0,67	26,39
2,3	A	0,41 91	3,69 99	0,53 14	2,3	A	0,32 19	2,28 55	1,11 52	1,41	38,23
2,3	A	0,23 93	4,33 74	0,32 49	2,3	A	0,20 5	1,97 82	0,77 35	2,36	54,39
2,3	A	0,73 51	3,69 83	0,98 15	2,3	A	0,54 46	2,28 88	1,78 31	1,41	38,11
2,3	A	0,42 33	4,33 14	0,59 27	2,3	A	0,33 61	1,98 53	1,09 95	2,35	54,16
4,6	A	0,34 8	1,07 57	0,54 19	4,6	A	0,43 5	0,86 61	1,48 92	0,21	19,48
4,6	A	0,53 85	2,55 14	1,10 63	4,6	A	0,68 98	1,87 86	2,37 98	0,67	26,37
4,6	A	0,64 37	3,71 72	1,39 23	4,6	A	0,68 76	2,30 77	2,35 92	1,41	37,92
4,6	A	0,48 98	4,32 41	0,83 64	4,6	A	0,42 99	2,00 35	1,51 43	2,32	53,67
4,6	A	0,66 64	1,06 59	0,55 49	4,6	A	0,44 28	0,85 96	1,46 84	0,21	19,35
4,6	A	0,99 64	2,52 8	1,12 9	4,6	A	0,70 78	1,86 3	2,35 1	0,67	26,31
4,6	A	0,88 8	3,68 84	1,41 96	4,6	A	0,70 03	2,28 88	2,33 65	1,40	37,95
4,6	A	0,51 56	4,30 43	0,86 57	4,6	A	0,43 51	1,99 1	1,49 94	2,31	53,74
6,9	A	0,37 95	1,07 45	0,64 69	6,9	A	0,46 22	0,86 27	1,48 55	0,21	19,71
6,9	A	0,58 95	2,54 87	1,27 54	6,9	A	0,74	1,87 72	2,39 46	0,67	26,35
6,9	A	0,69 41	3,69 93	1,55 99	6,9	A	0,73 78	2,30 39	2,38 56	1,40	37,72
6,9	A	0,52	4,27	0,93	6,9	A	0,45	2,00	1,45		

Comportamento sismico delle strutture lignee di copertura: la chiesa di San Biagio Amiterno a L'Aquila

		04	68	93			56	58	91	2,27	53,10
6,9	A	0,69 56	1,06 46	0,66 03	6,9	A	0,45 77	0,85 61	1,49 88	0,21	19,58
6,9	A	1,04 43	2,52 52	1,29 88	6,9	A	0,73 85	1,86 15	2,41 78	0,66	26,28
6,9	A	0,93 67	3,67 82	1,58 82	6,9	A	0,73 77	2,28 46	2,41 39	1,39	37,75
6,9	A	0,54 6	4,25 66	0,97 0,97	6,9	A	0,45 56	1,99 3	1,48 92	2,26	53,18
9,2	A	0,38 27	1,07 37	0,65 72	9,2	A	0,47	0,86 34	1,57 65	0,21	19,59
9,2	A	0,59 5	2,54 41	1,29 32	9,2	A	0,74 55	1,87 26	2,52 73	0,67	26,39
9,2	A	0,69 98	3,67 35	1,57 84	9,2	A	0,74 4	2,29 78	2,51 12	1,38	37,45
9,2	A	0,52 4	4,21 02	0,95 08	9,2	A	0,46 47	1,99 61	1,59 79	2,21	52,59
9,2	A	0,69 86	1,06 37	0,67 05	9,2	A	0,47 53	0,85 68	1,57 33	0,21	19,45
9,2	A	1,04 96	2,52 04	1,31 65	9,2	A	0,76 19	1,85 68	2,52 53	0,66	26,33
9,2	A	0,94 24	3,64 37	1,60 67	9,2	A	0,75 58	2,27 82	2,51 49	1,37	37,48
9,2	A	0,54 96	4,18 92	0,98 16	9,2	A	0,46 95	1,98 29	1,60 59	2,21	52,67
11,5	A	0,39 19	1,07 28	0,68 67	11,5	A	0,47 46	0,86 34	1,52 53	0,21	19,52
11,5	A	0,60 97	2,53 77	1,34 07	11,5	A	0,76 02	1,86 6	2,45 99	0,67	26,47
11,5	A	0,71 44	3,64 07	1,62 57	11,5	A	0,75 82	2,28 75	2,45 15	1,35	37,17
11,5	A	0,53 3	4,12 47	0,97 98	11,5	A	0,46 83	1,98 24	1,49 96	2,14	51,94
11,5	A	0,70 77	1,06 29	0,70 03	11,5	A	0,47	0,85 7	1,53 9	0,21	19,37
11,5	A	1,06 43	2,51 39	1,36 45	11,5	A	0,75 86	1,85 01	2,48 39	0,66	26,41
11,5	A	0,95 7	3,61 01	1,65 46	11,5	A	0,75 81	2,26 74	2,48 07	1,34	37,19
11,5	A	0,55 86	4,10 29	1,01 11	11,5	A	0,46 83	1,96 87	1,53 06	2,13	52,02
13,8	A	0,39 24	1,07 16	0,68 85	13,8	A	0,47 97	0,85 81	1,60 59	0,21	19,92
13,8	A	0,61 06	2,53 01	1,34 37	13,8	A	0,76 11	1,85 82	2,57 5	0,67	26,56
13,8	A	0,71 53	3,60 2	1,62 87	13,8	A	0,75 95	2,27 35	2,55 86	1,33	36,88
13,8	A	0,53	4,02	0,98	13,8	A	0,47	1,96	1,62		

Comportamento sismico delle strutture lignee di copertura: la chiesa di San Biagio Amiterno a L'Aquila

		36	14	16			42	76	48	2,05	51,07
13,8	A	0,70 83	1,06 18	0,70 21	13,8	A	0,48 45	0,85 17	1,60 28	0,21	19,79
13,8	A	1,06 53	2,50 6	1,36 75	13,8	A	0,77 69	1,84 23	2,57 32	0,66	26,48
13,8	A	0,95 79	3,57 05	1,65 76	13,8	A	0,77 1	2,25 29	2,56 28	1,32	36,90
13,8	A	0,55 92	3,99 84	1,01 3	13,8	A	0,47 88	1,95 31	1,63 35	2,05	51,15
16,1	A	0,38 87	1,06 99	0,67 64	16,1	A	0,47 14	0,85 23	1,51 54	0,22	20,34
16,1	A	0,60 45	2,52 12	1,32 39	16,1	A	0,75 51	1,84 87	2,44 35	0,67	26,67
16,1	A	0,70 92	3,55 89	1,60 87	16,1	A	0,75 3	2,25 52	2,43 49	1,30	36,63
16,1	A	0,52 98	3,90 17	0,96 93	16,1	A	0,46 5	1,94 9	1,48 94	1,95	50,05
16,1	A	0,70 47	1,06 01	0,69	16,1	A	0,46 68	0,84 6	1,52 88	0,21	20,20
16,1	A	1,05 93	2,49 71	1,34 76	16,1	A	0,75 35	1,83 28	2,46 7	0,66	26,60
16,1	A	0,95 19	3,52 65	1,63 75	16,1	A	0,75 29	2,23 4	2,46 36	1,29	36,65
16,1	A	0,55 54	3,87 71	1,00 05	16,1	A	0,46 51	1,93 36	1,52	1,94	50,13
18,4	A	0,38 8	1,06 72	0,67 41	18,4	A	0,47 46	0,85 03	1,59 1	0,22	20,32
18,4	A	0,60 29	2,51 15	1,31 86	18,4	A	0,75 31	1,83 66	2,55 07	0,67	26,87
18,4	A	0,70 73	3,51 32	1,60 24	18,4	A	0,75 1	2,23 45	2,53 54	1,28	36,40
18,4	A	0,52 86	3,76 79	0,96 51	18,4	A	0,46 82	1,91 91	1,61 15	1,85	49,07
18,4	A	0,70 4	1,05 74	0,68 78	18,4	A	0,47 79	0,84 45	1,57 96	0,21	20,13
18,4	A	1,05 77	2,48 74	1,34 25	18,4	A	0,76 65	1,82 08	2,53 61	0,67	26,80
18,4	A	0,95	3,47 96	1,63 13	18,4	A	0,76 1	2,21 26	2,52 63	1,27	36,41
18,4	A	0,55 42	3,74 14	0,99 64	18,4	A	0,47 26	1,90 26	1,60 8	1,84	49,15
20,7	A	0,35 01	1,06 28	0,55 45	20,7	A	0,43 3	0,84 77	1,39 15	0,22	20,24
20,7	A	0,54 18	2,50 1	1,12 35	20,7	A	0,69 26	1,82 34	2,24 07	0,68	27,09
20,7	A	0,64 6	3,46 6	1,40 64	20,7	A	0,69 01	2,20 91	2,23 09	1,26	36,26
20,7	A	0,49	3,62	0,84	20,7	A	0,42	1,88	1,36		

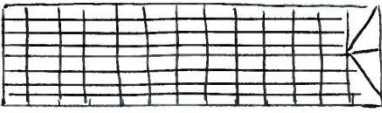
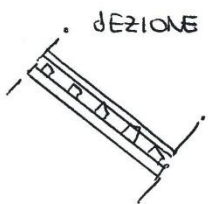
		07	47	56			61	7	41	1,74	47,94
20,7	A	0,66 69	1,05 32	0,56 64	20,7	A	0,42 89	0,84 24	1,40 45	0,21	20,02
20,7	A	0,99 71	2,47 71	1,14 48	20,7	A	0,69 13	1,80 77	2,26 32	0,67	27,02
20,7	A	0,88 88	3,43 13	1,43 28	20,7	A	0,69	2,18 64	2,25 8	1,24	36,28
20,7	A	0,51 63	3,59 56	0,87 42	20,7	A	0,42 61	1,86 9	1,39 26	1,73	48,02
23	A	0,24 2	1,05 56	0,24 66	23	A	0,35 02	0,84 04	1,05 13	0,22	20,39
23	A	0,36 93	2,49 05	0,61 07	23	A	0,53 19	1,81 04	1,69 32	0,68	27,31
23	A	0,47 17	3,41 71	0,87 27	23	A	0,52 27	2,17 83	1,69 87	1,24	36,25
23	A	0,38 49	3,48 16	0,52 15	23	A	0,32 29	1,85 7	1,08 5	1,62	46,66
23	A	0,57 58	1,04 65	0,26 81	23	A	0,32 37	0,83 57	1,05 99	0,21	20,14
23	A	0,84 27	2,46 69	0,64 49	23	A	0,52 06	1,79 5	1,70 68	0,67	27,24
23	A	0,72 47	3,38 15	0,90 91	23	A	0,52	2,15 5	1,71 29	1,23	36,27
23	A	0,41 23	3,44 91	0,55 29	23	A	0,32 55	1,83 71	1,09 85	1,61	46,74
25,3	A	0,40 15	1,05 51	1,43 43	25,3	A	0,18 45	0,83 89	1,64 91	0,22	20,49
25,3	A	0,16 27	2,47 82	2,60 82	25,3	A	0,30 6	1,79 66	2,46 63	0,68	27,50
25,3	A	0,21 48	3,36 74	3,28 32	25,3	A	0,25 04	2,14 16	2,29 95	1,23	36,40
25,3	A	0,28 23	3,33 67	3,49 11	25,3	A	0,17	1,82 16	1,89 46	1,52	45,41
25,3	A	0,65 84	1,04 72	1,32 42	25,3	A	0,41 27	0,83 56	1,60 7	0,21	20,21
25,3	A	0,93 99	2,45 47	2,41 18	25,3	A	0,57 5	1,78 11	2,38 65	0,67	27,44
25,3	A	0,78 6	3,33 12	3,05 67	25,3	A	0,44 67	2,11 78	2,20 25	1,21	36,43
25,3	A	0,51 87	3,29 92	3,34 12	25,3	A	0,24 95	1,79 91	1,82 64	1,50	45,47
25,84	A	0,26 99	3,26 99	4,18 79	25,84	A	0,15 46	1,78 77	2,46 12	1,48	45,33
25,84	A	0,28 94	3,30 31	4,29 94	25,84	A	0,20 45	2,09 75	2,92 45	1,21	36,50
25,84	A	0,29 64	2,44 24	3,41 46	25,84	A	0,19 44	1,76 92	2,66 06	0,67	27,56
26,38	A	0,24	1,05	1,77	26,38	A	0,14	0,84	1,51		

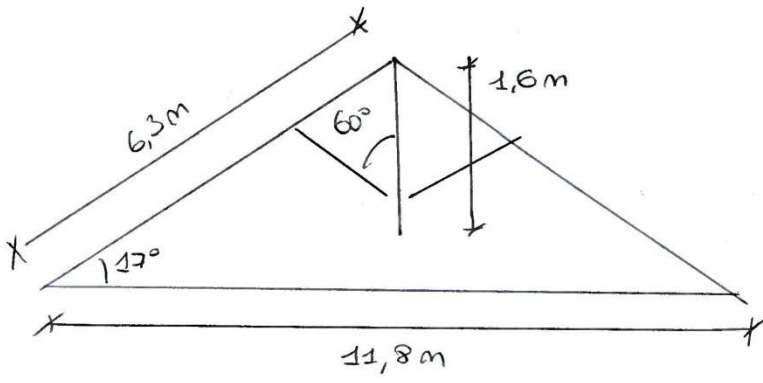
Comportamento sismico delle strutture lignee di copertura: la chiesa di San Biagio Amiterno a L'Aquila

		54	76	14			78	31	92	0,21	20,28
26,38	A	0,42 74	3,31	4,20 31	26,38	A	0,22 33	1,81 15	2,46 68	1,50	45,27
26,38	A	0,41 69	3,34	4,26 52	26,38	A	0,27 81	2,12 2	2,91 12	1,22	36,47
26,92	A	0,27 29	2,46 65	3,38 89	26,92	A	0,21 26	1,78 54	2,66 61	0,68	27,61
26,92	A	0,13 53	1,06 34	1,76 79	26,92	A	0,10 19	0,84 43	1,54 28	0,22	20,60
26,92	A	0,34 77	2,96 26	4,07 82	26,92	A	0,18 58	1,64 3	2,37 52	1,32	44,54
27,47	A	0,34 27	2,87 59	4,03 82	27,47	A	0,22 9	1,71 67	2,50 72	1,16	40,31
27,46	A	0,28 56	2,24 18	3,17 88	27,46	A	0,20 14	1,38 97	2,03 93	0,85	38,01
27,46	A	0,16 36	1,22 06	1,73 88	27,46	A	0,10 98	0,77 15	1,13 47	0,45	36,79

Allegato C

1. CODICE EDIFICIO			
2. LUOGO L'AQUILA (Cat. 13,22, Cong. 42, 235)			
INDIRIZZO VIA SASSA			
DATI CATASTALI		Foglio	Mappale
DATI SISMICI		Ag 2,434	Fo 2,35 T*(s) 0,34
3. PERIODO DI COSTRUZIONE IMPIANTO ORIGINALE '200, CAPRIATA '700.			
4. DESTINAZIONE FUNZIONALE	4.1 Residenziale		
	4.2 Industriale		
	4.3 Commerciale		
	4.4 Agricolo/Rurale		
	4.5 Servizi		
	4.6 Altro: CHIESA		
5. DIMENSIONI E GEOMETRIA		vedi fondo pagina	
6. SVILUPPO IN ALTEZZA dell'EDIFICIO	6.1 N° piani fuori terra: 1		
	6.1.1 di cui in legno:		
	6.2.1 Regolarità in altezza	<input checked="" type="checkbox"/> si	<input type="checkbox"/> no
	6.2.2 Presenza di aggetti e rientranze:		%
7. MATERIALE STRUTTURE VERTICALI	7.1 Struttura portante		7.1.1 muratura <input checked="" type="checkbox"/>
			7.1.2 c.a. travi pilastri
			7.1.3 acciaio
			7.1.4 legno
			7.1.5 altro:
	7.2 Tamponamenti		7.2.1 muratura
			7.2.2 pannelli di legno
			7.2.3 cartongesso
			7.2.4 altro:
8. PRESENZA APERTURE PIANI SOTTOSTANTI	8.1 Allineate o no	<input checked="" type="checkbox"/> si	<input type="checkbox"/> no
	8.2 Percentuale pieni e vuoti: 10 %		
	4 APERTURE PER LATO DI AREA $\approx 1 \times 1,5$ m m		
9. DIMENSIONI STRUTTURE VERTICALI		9.1 Spessore muro portante (o dimensioni travi e pilastri)	
GEOMETRIA DI PIANTA (misure al bordo della muratura, da CAD)			
<p style="text-align: center;">32m</p> <p style="position: absolute; left: 240px; top: 800px; transform: rotate(-90deg);">24m</p>			

10. CONNESSIONE EDIFICIO-COPERTURA	visibile	tutti				
		alcuni				
	non visibile	tutti	X			
		alcuni				
	appoggio diretto					
	dormiente					
	cordolo perimetrale					
	ritegno esterno	tutti				
	alcuni					
	legno	X		(PALETTO)		
	acciaio					
	efficacia (presunta)		A	B	C	D
11. TIPI DI COPERTURA	SCHIZZO					
	11.1.1 Piana					
	11.1.2 Ad 1 falda					
	11.1.3 A 2 falde	X				
	11.1.4 A 4 falde					
	11.1.6 A più falde					
	11.1.7 Altro					
	11.2.1 Spingente					
	11.2.2 Non spingente					
	11.2.3 Altro:					
12. TIPO DI STRUTTURA			LUCE	n° tot.	NOTE	
12.1 Bidimensionale	12.1.1 Falda singola					
	12.1.2 Copertura alla lombarda	X	11,8m	12		
	12.1.3 Copertura alla piemontese					
	12.1.4 Capriata semplice					
	12.1.5 Capriata doppia					
	12.1.6 Struttura reticolare					
	12.2.1 Incavallatura longitudinale					
12.2 Tridimensionale	12.2.2 Capriata spaziale					
	12.3 Altro					
13. SPECIE LEGNOSE	13.1 Abete rosso		COMMENTI			
	13.2 Abete bianco		ROVINA NON VISIBILE PERCHÉ LE CAPRIATE SONO STATE RIVERNICIATE			
	13.3 Larice					
	13.4 Castagno	X				
	13.5 Quercia					
	13.6 Rovere					
	13.7 Altro:					
14. DEGRADO	14.1 Attacco funghi e muffe		NOTE			
	14.2 Attacco insetti		NON CI SONO SEGNI DI DEGRADO EVIDENTI			
	14.3 Umidità > 20%					
	Danni da incendio					
	14.4 Altro:					

15. INTERVENTI	Descrizione: SOLAIO IN LATERO CEMENTO REALIZZATO NEL 1980				
16. QUALITA' DELLA MANODOPERA				COMMENTI	
	Precisione nella lavorazione degli elementi	buona	media	bassa	(MONACO CATENA)
	Precisione nella realizzazione dei giunti	buona	media	bassa	
	Variabilità delle sezioni	alta	media <input checked="" type="checkbox"/>	bassa	
Stato delle parti metalliche	buono	medio <input checked="" type="checkbox"/>	danneggiate		
17. ANALISI ELEMENTI TRASVERSALI	17.1 Trave al colmo	Forma sezione	circolare		
		Dimensione: \varnothing 10 x 40	rettangolare	K	
GEOMETRIA DELLA STRUTTURA		Degrado:			
		17.2 Terzere	Forma sezione	circolare	sx dx
		Dimensione:	rettangolare		
		Degrado:	altro:		

18. CAPRIATA BIDIMENSIONALE n° ...1... Simile a...12							
18.1 ANALISI ELEMENTI	18.1.1 Puntone	Forma e dimensione sezione	circolare		sx	dx	
			rettangolare 20x20	x	Λ		
			altro:				
	Condizioni: BUONE						
	18.1.2 Contropuntone	Forma e dimensione sezione	circolare		sx	dx	
			rettangolare	x	Λ		
			altro:				
	Condizioni: BUONE						
	18.1.3 Catena	Forma e dimensione sezione	circolare				
			rettangolare 20x20		x		
			altro:				
	Condizioni: BUONE						
	18.1.4 Monaco	n°		1	2	3	4
		Forma e dimensione sezione	circolare				
			rettangolare	x			
			altro:				
	Condizioni: 10x10 BUONE						
18.1.5 Saetta	n°		1	2	3	4	
	Forma e dimensione sezione	circolare					
		rettangolare		x			
		altro:					
Condizioni: 10x10 BUONE							
18.1.6 Controcattena	Forma e dimensione sezione	circolare					
		rettangolare					
		altro:					
	Condizioni:						
18.1.7 Note e altro	Forma e dimensione sezione	circolare					
		rettangolare					
		altro:					
	Condizioni:						
18.2 ELEMENTI DI COLLEGAMENTO LONGITUDINALE	18.2.1 Trave di colmo Tratto capriata continua o no...	Forma e dimensione sezione	circolare				
			rettangolare 10x10		x		
			altro:				
	Condizioni: BUONE						
	18.2.2 Terzera/mezzacasa Note	n°		1	2	3	4
Forma e dimensione sezione		circolare					
		rettangolare				x	
		altro:					
Lunghezza: 2,3 m SEZIONE 10x10							
Condizioni: BUONE							

		Interasse:					
	18.2.3 Altro	n°	1	2	3	4	
	Note	Forma e dimensione sezione	circolare				
			rettangolare				
			altro:				
	Dimensione:						
Condizioni:							
18.3 ELEMENTI AUSILIARI	18.3.1 Diagonali di falda	n°	1	2	3	4	
	(Diagonali, saette...) Note	Forma e dimensione sezione	circolare				
			rettangolare				
			altro:				
	Dimensione:						
Condizioni:							

18.4 ANALISI CONNESSIONI					
commenti	GIUNTO DI PIEDE			sx	dx
	18.4.1 Puntone - Catena	dente semplice		<	>
		dente doppio			
		dente arretrato			
			profondità dell'intaglio:		
		angolo di inclinazione:		47°	
		tenone e mortasa			
		Condizioni:			
	Presenza di elementi di chiusura: fasce metalliche, bulloni...)				
	Connettore con l'esterno. Efficacia:		Buona	Media	Scarsa
Altro:					
18.4.2 Catena - Trave del cordolo			sx	dx	
	a mezzo legno		<	>	
	a coda di rondine				
	altro:				
	Condizioni:				
	Presenza di elementi di chiusura: fasce metalliche, bulloni...)				
18.4.3 Monaco - Catena	nodo aperto			<	
		tenone e mortasa			
		staffa (specificare materiale)		<	
		unione bullonata (catena doppia)			
		perni			
	nodo chiuso				
		staffa doppia			
	altro:				
	Condizioni:				
	GIUNTO DI MEZZERIA				
18.4.5 Puntone - Controcatena			1	2	
	a coda di rondine				
	altro:				
	angolo di inclinazione:				
	Condizioni:				
Presenza di elementi di chiusura: fasce metalliche, bulloni...)					
18.4.6 Monaco - Controcatena			1	2	
	a coda di rondine				

		Interasse:					
	18.2.3 Altro	n°	1	2	3	4	
	Note	Forma e dimensione sezione	circolare				
			rettangolare				
			altro:				
	Dimensione:						
Condizioni:							
18.3 ELEMENTI AUSILIARI	18.3.1 Diagonali di falda (Diagonali, saette...)	n°	1	2	3	4	
	Note	Forma e dimensione sezione	circolare				
			rettangolare				
			altro:				
	Dimensione:						
Condizioni:							

		altro:			
		angolo di inclinazione:			
		Condizioni:	Presenza di elementi di chiusura: fasce metalliche, bulloni...)		
18.4.7 Puntone - Saetta			sx	dx	
		dente semplice	X	A	
		dente doppio			
		dente arretrato			
		profondità dell'intaglio:			
		Chiodatura			
		Angolo di inclinazione: 60°			
		Condizioni:	Presenza di elementi di chiusura: fasce metalliche, bulloni...)		
		altro: <i>CONTROPUNTO</i>			
18.4.8 Monaco - Saetta			sx	dx	
		dente semplice	X	A	
		dente doppio			
		profondità dell'intaglio:			
		Condizioni:	Presenza di elementi di chiusura: fasce metalliche, bulloni...)		
GIUNTO DI TESTA					
18.4.9 Puntone - Monaco		Tenone e mortasa			
		dente semplice	X	A	
		dente doppio			
		Angolo di inclinazione: 60°			
		profondità dell'intaglio:			
		Altro:			
		Condizioni:	Presenza di elementi di chiusura: fasce metalliche, bulloni...)		
18.4.10 Puntone - Puntone		a mezzo legno			
		a tenone e mortasa			
		altro:			
		Condizioni:	Presenza di elementi di chiusura: fasce metalliche, bulloni...)		
18.4.11 Altro:					

		Condizioni: Presenza di elementi di chiusura: fasce metalliche, bulloni...)
	GIUNTO DI PROLUNGAMENTO	
	18.4.12 Catena - Catena	dardo di giove
		a mezzo legno
		a coda di rondine
		altro:
		Condizioni: Presenza di elementi di chiusura: fasce metalliche, bulloni...)
	18.4.13 Altro:	
		Condizioni: Presenza di elementi di chiusura: fasce metalliche, bulloni...)
Altro: SI NOTA NELLA TAVOLA SOTTO CATENA IL PALETO LIGNEO.		