

# Università degli Studi Roma Tre



## Facoltà di Ingegneria

Corso di laurea in

### Ingegneria Civile per la Protezione dai Rischi Naturali

Anno Accademico 2013-2014

Luglio 2014

Tesi di Laurea Magistrale

**Monitoraggio strutturale per la valutazione del rischio sismico: Applicazione al complesso monumentale dell'Abbazia di Casamari a Veroli (FR)**

**Relatore:**

*Prof. Gianmarco De Felice*

**Correlatori:**

*Prof. Fabio Sabetta*

*Ing. Daniele Spina*

**Laureanda:**

*Noemi Fiorini*



*Alle persone che mi vogliono bene.*



---

## Indice

Introduzione.....	i
1 Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari. ....	1
1.1 Introduzione.....	1
1.2 Dati di ingresso per il calcolo dello scuotimento atteso.....	4
1.2.1 DISS (Database of Individual Seismogenic Source).....	4
1.2.2 Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani.....	6
1.2.3 Zonazione sismogenetica ZS9.....	10
1.2.4 Legge di Regressione Gutenberg - Richter.....	14
1.2.5 Ground Motion Prediction Equations (GMPEs).....	24
1.3 Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA).....	35
1.3.1 Generalità.....	35
1.3.2 Iter metodologico.....	35
1.3.3 Implementazione dei dati in CRISIS2014.....	37
1.3.4 Risultati.....	40
1.4 Norme Tecniche Italiane 2008(NTC08).....	49
1.4.1 Generalità.....	49
1.4.2 Parametri per la definizione degli spettri.....	51
1.4.3 Risultati : Spettri di risposta NTC08.....	54
1.5 Deterministic Seismic Hazard Analysis (DSHA).....	56
1.5.1 Generalità.....	56

1.5.2	Metodologia.....	57
1.5.3	Risultati .....	57
1.6	Confronti e Conclusioni .....	67
1.6.1	Spettri PSHA e Spettri delle NTC .....	67
2	Misura delle vibrazioni ed analisi modale sperimentale.....	74
2.1	Introduzione.....	74
2.2	Richiami di analisi modale.....	76
2.3	Analisi Modale Sperimentale .....	79
2.3.1	Cenni storici .....	79
2.3.2	Metodi di estrazione dei parametri modali.....	80
2.3.3	Analisi Modale Operativa (OMA).....	90
2.4	Misura delle vibrazioni e sperimentazione dinamica.....	94
2.4.1	Strumentazione .....	94
2.4.2	Configurazione del sistema di monitoraggio.....	96
2.5	Analisi dei segnali: Caratterizzazione dinamica dell'edificio .....	101
2.5.1	Pre-Processamento dei dati .....	101
2.5.2	LMS PolyMAX .....	103
2.5.3	Risultati .....	113
3	Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).....	124
3.1	Introduzione.....	124
3.2	Modello Modale.....	125
3.2.1	Struttura ed ipotesi del modello.....	125

3.2.2	Analisi dinamica lineare.....	127
3.3	Implementazione del modello SMAV .....	129
3.3.1	Procedimento teorico .....	129
3.3.2	Metodologia di applicazione .....	137
3.3.3	Determinazione della massa.....	138
3.3.4	Inserimento dei parametri modali.....	139
3.3.5	Controllo e correzione del modello .....	143
3.3.6	Input sismico .....	144
3.4	Applicazione della metodologia SMAV all'edificio adibito a refettorio-biblioteca .....	144
4	Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi.....	157
4.1	Descrizione dell'edificio Biblioteca-Refettorio.....	157
4.1.1	Materiali e tipologie costruttive.....	160
4.2	Caratteristiche del software di calcolo 3muri©.....	175
4.2.1	Generalità del Metodo FME.....	175
4.2.2	Definizione degli elementi nel software .....	177
4.2.3	Operazione di Model Updating .....	179
4.3	Calcolo .....	186
4.4	Risultati .....	186
5	Conclusioni.....	196
	Bibliografia.....	208
	Appendice.....	204





## **Introduzione**

L'elevata sismicità del territorio italiano richiede l'adozione di misure efficaci finalizzate alla conoscenza approfondita del comportamento dinamico della costruzione, così da poter mitigare gli effetti del terremoto sulle strutture. La diffusione nella maggior parte dei centri storici di strutture murarie costruite senza specifiche regole di progettazione sismica, ha portato alla necessità di stimare la capacità di edifici esistenti a sopportare scuotimenti sismici attesi. L'input sismico richiesto nell'analisi modale con spettro di risposta è stato valutato a seguito di un'approfondita analisi della pericolosità. Nell'ambito di questo studio, oltre ad aver determinato lo spettro elastico a partire dalle indicazioni fornite dalle Norme Tecniche NTC08, sono stati selezionati diversi spettri di risposta utilizzando diverse relazioni di attenuazione. È stato utilizzato un approccio ibrido di tipo PSHA e DSHA, avvalendosi di uno strumento utile quale la disaggregazione. Unitamente ad una corretta definizione dell'input sismico, fondamentale è conoscere le caratteristiche modali delle strutture al fine di valutare le prestazioni delle stesse nel caso di condizioni ambientali estreme come terremoti.

L'analisi modale sperimentale sta acquisendo sempre maggiore rilevanza quale strumento per l'esecuzione di analisi strutturali accurate e la valutazione del comportamento effettivo della struttura in opera. Accanto alle tradizionali tecniche basate sull'input noto, negli ultimi anni si è assistito a una crescente diffusione delle tecniche di identificazione dinamica in presenza di sola eccitazione ambientale, che hanno, tra l'altro, il vantaggio di fornire le caratteristiche dinamiche della struttura nelle effettive condizioni di esercizio. Oggi si tende sempre di più a preferire le tecniche di identificazione ad input

incognito poiché l'esecuzione delle prove avviene con costi ridotti rispetto all'analisi modale sperimentale classica, e interferendo in maniera minima col normale uso della struttura. Poiché, inoltre, le misure vengono effettuate nelle effettive condizioni operative della struttura i parametri modali che si ottengono sono rappresentativi del comportamento dinamico della struttura nelle sue reali condizioni di utilizzo. I parametri modali così ottenuti possono, quindi, essere usati per validare o migliorare i risultati delle analisi agli elementi finiti: la validazione dei modelli analitici consente il loro efficace impiego nella valutazione del rischio sismico per la struttura in esame.

Nella presente tesi è stata descritta anche un'applicazione dell'analisi modale operativa per l'identificazione delle proprietà dinamiche di una struttura presente all'interno del complesso monumentale dell'Abbazia di Casamari a Veroli, in provincia di Frosinone. L'eccitazione utilizzata è relativa a vibrazioni ambientali riconducibili a rumore bianco. I segnali sono stati analizzati utilizzando il Software *Operational Modal Analysis-LMS*<sup>®</sup>; l'identificazione dei parametri dinamici è stata condotta utilizzando una consolidata tecnica operante nel dominio della frequenza, implementata tramite l'algoritmo LMS PolyMAX.

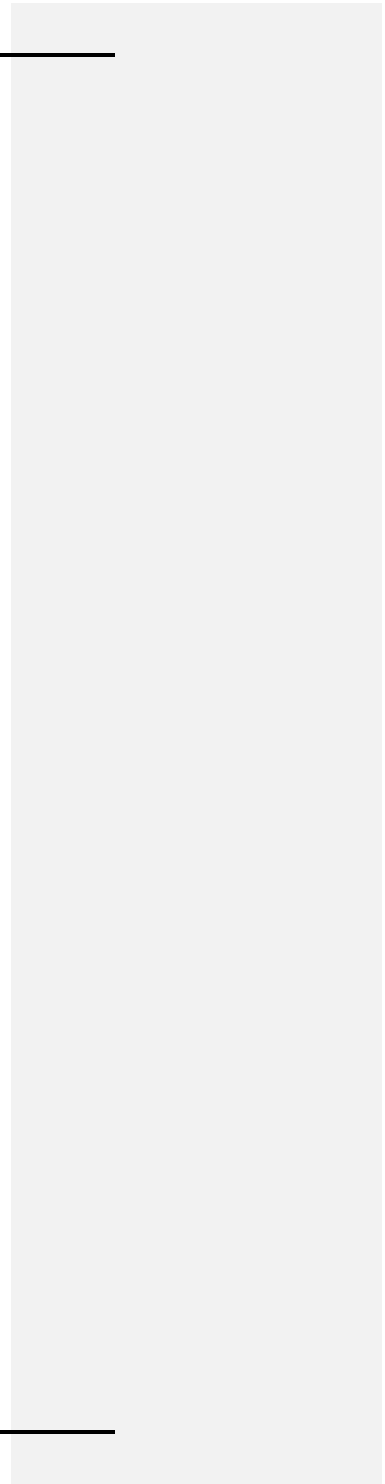
Identificati i periodi di oscillazione e le forme modali dell'edificio, sono stati inseriti in un modello matematico elaborato in MATLAB in grado di condurre, a partire dall'input sismico identificato nella prima fase della tesi, un'analisi dinamica con spettro di risposta. Il metodo, definito SMAV (Seismic Model from Ambient Vibrations), si propone di stimare il grado di danneggiamento degli edifici attraverso un modello sperimentale alternativo capace di restituire la stima del drift massimo dell'edificio, associandovi un indice di operatività. È un metodo speditivo che conduce l'analisi dinamica ipotizzando un comportamento lineare della struttura e parametri modali stazionari, cui si

aggiunge l'ipotesi di impalcati rigidi. I parametri identificati mediante analisi modale operativa sono stati parallelamente utilizzati per tarare un modello a telaio equivalente costituito da macroelementi (Frame by Macro Element), elaborato mediante il Software commerciale *3muri*<sup>®</sup>. Confrontando i risultati delle rispettive analisi lineari dinamiche, si intende valutare l'efficacia della stima di operatività restituita dal modello sperimentale per l'edificio in esame.



---

---





---

# **1 Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.**

## **1.1 Introduzione.**

Questo capitolo si propone di effettuare una valutazione della pericolosità sismica della zona relativa all'Abbazia di Casamari, oggetto del nostro studio, sita nell'omonima contrada del territorio di Veroli, in provincia di Frosinone.

Le coordinate relative al complesso monumentale dell'Abbazia di Casamari sono 41°40'17"N e 13°29'14.5"E, corrispondenti a 41.6714 latitudine, 13.4873 longitudine.

L'analisi di pericolosità sismica o "Seismic Hazard Analysis" (SHA) si articola sostanzialmente in due parti, di cui una prima basata sull'individuazione e caratterizzazione delle sorgenti in termini di dimensione e collocazione, cui segue una seconda finalizzata a determinare gli effetti che queste ultime potrebbero provocare in un determinato luogo, presumibilmente quello di studio. La prima fase è quindi mirata all'inquadramento sismotettonico della zona, in particolare all'identificazione di faglie attive e sorgenti sismiche presenti in quel determinato areale, punti di accumulo di stress in cui il movimento dei due blocchi contrapposti può innescare degli eventi sismici. Tale inquadramento non può essere tuttavia utilizzato da solo dal momento che molte sono le faglie ancora non note e dunque un'analisi della pericolosità di un sito fondata sulle faglie conosciute è sconsigliata in quanto governata dall'incertezza. Un buon quadro dell'effettivo potenziale sismo genetico dell'area adiacente al sito invece può essere costruito, se integrato con un

elenco dei terremoti storici più rappresentativi nella zona, a partire dalla suddivisione in zone sismo-genetiche operata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), nota come ZS9. Per determinare il potenziale sismico delle zone identificate come sufficientemente vicine al sito di interesse tanto da condizionarne la sismicità, si fa riferimento ad opportune relazioni di regressione (Gutenberg-Richter).

Al fine di determinare i corretti input da fornire alla struttura nell'ambito di un'analisi dinamica mirata a conoscerne il comportamento sotto l'effetto di un sisma, si possono utilizzare due differenti approcci, indicati come "Deterministic Seismic Hazard Assessment" (DSHA) e "Probabilistic Seismic Hazard Assessment" (PSHA). Entrambi gli approcci richiedono che siano preliminarmente individuate e caratterizzate le sorgenti sismiche in grado di produrre un effetto significativo nel sito considerato.

Il DSHA valuta lo scenario di scuotimento del terreno ricercando, sulla base della sismicità dell'area, il terremoto storico che ha provocato la massima accelerazione attesa al sito, mediante l'impiego di specifiche equazioni predittive (GMPEs) e delle relative deviazioni standard. In questo approccio non si tiene conto però delle probabilità di accadimento del terremoto designato, né del parametro di incertezza.

Il PSHA al contrario fornisce dei risultati in termini di probabilità o frequenza di eccedenza di un certo moto del terreno in un certo intervallo di tempo, incorporando così le informazioni sull'incertezza e risultando direttamente efficace per la stima del rischio sismico. L'utilizzo di GMPEs è richiesto anche in questo caso. Il limite di questo approccio risiede nell'incapacità di fornire informazioni sulla coppia magnitudo e distanza capaci di provocare lo scenario sismico valutato. In base a quanto detto, nell'ambito della determinazione dell'input necessario per lo studio dell'amplificazione del moto del suolo, in realtà i due criteri menzionati non vanno interpretati come due percorsi



contrapposti, mutualmente esclusivi, ma anzi è bene interagiscano tra loro, così da poterne valorizzare i punti di forza (Sabetta F., 2012).

Un possibile modo per integrare approccio probabilistico e deterministico è operare la disaggregazione nell'ambito dell'analisi del tipo PSHA (Bazzurro e Cornell, 1999), che risulta pertanto la metodologia scelta nella presente trattazione. Attraverso la disaggregazione è possibile valutare il contributo alla pericolosità sismica di differenti scenari magnitudo-distanza, associandovi un certo valore di incertezza  $\epsilon$ , così da fornire indicazioni per la scelta del terremoto di scenario. Il software utilizzato di supporto al calcolo probabilistico della pericolosità sismica di Casamari è CRISIS2014 (Ordaz et al., 2012).

Gli spettri di risposta ottenuti sono stati poi confrontati con quello ricavato seguendo le istruzioni fornite dalle Norme Tecniche Italiane (NTC08) per il calcolo dell'input sismico alla base delle strutture su cui si intende procedere all'analisi sismica. Il moto di input che si utilizza nelle analisi numeriche può essere espresso sia sotto forma di spettro di risposta elastico, sia, come previsto dalle NTC08, "mediante analisi dinamiche al passo con l'uso di accelerogrammi, artificiali, simulati o naturali." Una scelta possibile potrebbe essere pertanto ricercare accelerogrammi compatibili con i terremoti di riferimento evidenziati dall'analisi svolta. Tale analisi non è tuttavia stata reputata necessaria nell'ambito della trattazione svolta.

L'analisi, condotta in riferimento ad un terreno considerato rigido, ovvero con suolo roccioso di tipo A ( $V_s > 800$  m/s), e superficie topografica orizzontale andrà poi adeguata sulla base delle condizioni locali (fattori geologici, morfologici e geotecnici) mediante la valutazione dei cosiddetti effetti di sito.

Nel caso in esame tali effetti sono di entità trascurabili, poiché l'Abbazia si trova, in base a quanto emerso dalle indagini geofisiche in situ condotte dal CNR, su roccia affiorante.

## **1.2 Dati di ingresso per il calcolo dello scuotimento atteso.**

In accordo a quanto espresso nella procedura di analisi probabilistica, si riportano di seguito gli “ingredienti” necessari per il calcolo della sismicità di un’area.

### **1.2.1 DISS (DATABASE OF INDIVIDUAL SEISMOGENIC SOURCE)**

Un utile strumento per l’inquadramento sismotettonico di un sito è la mappa interattiva del DISS (Database of Individual Seismogenic Source), fornita dall’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), la quale permette l’individuazione delle caratteristiche delle principali faglie attive e le posizioni degli epicentri dei terremoti storici e strumentali che hanno interessato la zona.

In particolare sono identificate e classificate le faglie attive (rettangoli gialli), di natura composta (fascia rossa) e di natura dubbia (linea blu); vengono inoltre segnalate (linea arancione) quelle zone che presentano delle pieghe della crosta terrestre, di particolare interesse in quanto zone al cui interno vi sarà accumulo di tensione. Il grado di stress che hanno accumulato faglie e pieghe è riportato mediante un rettangolo e un cerchio, entrambi di colore nero, indici rispettivamente di fonti molto e scarsamente “costrette”.

I terremoti storici sono indicati con un quadrato rosso, mentre un cerchio verde sottolinea i terremoti strumentali. Sono infine presenti le città della penisola, distinte per grandezza.

Di seguito si riporta un’immagine rappresentativa di quanto descritto.

Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.

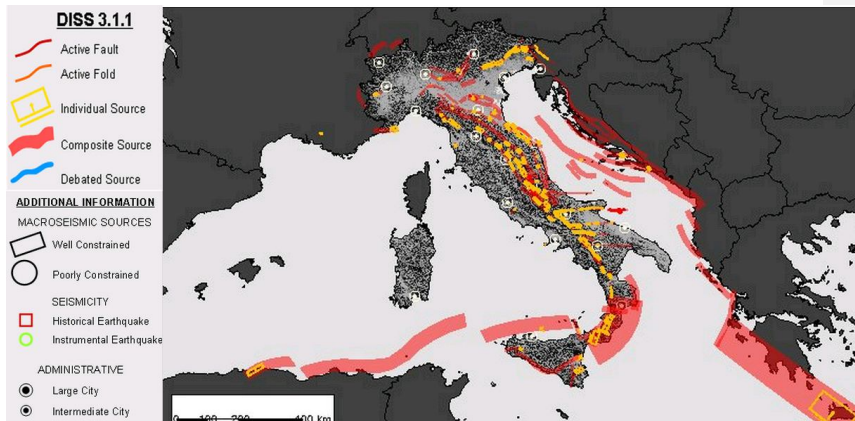


Figura 1.1 – Database of individual Seismogenic Sources (DISS version 3), Penisola italiana.

Osservando il quadro sismico italiano riportato dalla figura precedente, è evidente come la distribuzione dei terremoti storici rifletta i margini delle due

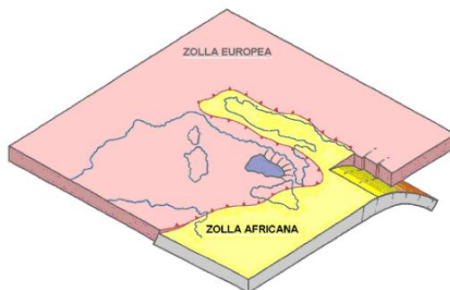


Figura 1.2-Placca euroasiatica e placca africana

zolle in collisione. Gran parte della sismicità italiana è infatti legata alla teoria della tettonica delle placche, dovuta alla subduzione della zolla africana sotto

---

Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.

quella europea. Tale scontro crea una zona di stress che interessa tutto l'Appennino, provocando accumuli di energia che si liberano sotto forma di terremoti (Figura 1.2).

Immaginando di eseguire uno zoom nell'areale di interesse è possibile avere un quadro più chiaro della situazione sismica di Casamari (Figura 1.3).

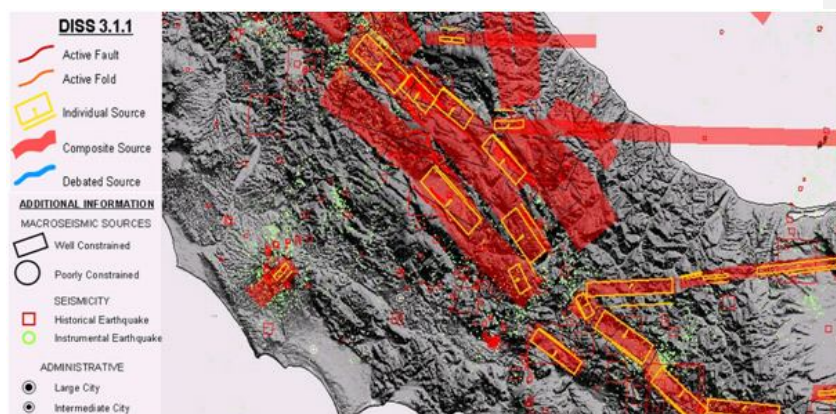


Figura 1.3- Database of Individual Seismogenic Sources (DISS version 3), Italia centrale.

Molte faglie e sorgenti italiane restano tuttavia ancora non identificate, si è scelto pertanto di non basare l'inquadramento sismo tettonico solo su questo database; in tal caso sarebbe troppo alto il rischio di condurre un'analisi non rappresentativa della reale sismicità dell'area, in quanto affetta dall'esclusione dal calcolo di faglie o sorgenti non note.

### 1.2.2 Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani.

Il Catalogo parametrico dei terremoti italiani o CPTI rappresenta uno strumento fondamentale nella fase di identificazione della sismicità storica dell'area.

Il catalogo CPTI11 (Rovida A. et al., 2011) utilizzato è la versione aggiornata e quindi integrata della precedente del 2004 ( Gruppo di lavoro CPTI, 2004), il quale a sua volta è la sintesi dei due precedenti: il Catalogo NT prodotto dal Gruppo Nazionale per la difesa dai Terremoti (aggiornato al 1998) e il Catalogo dei Forti Terremoti in Italia (CFT; 1997) commissionato dall' INGV alla società SGA. Il CPTI11 è composto da due sezioni: una principale, in cui vi sono le registrazioni di tutti i terremoti dal 1000 al 2006 (in realtà il CPTI04 parte addirittura dal 217 a.C.) e un'altra relativa a terremoti etnei, con analogo intervallo storico, in cui nella definizione dei parametri del terremoto è stata applicata una specifica calibrazione.

Nella sola sezione principale sono contenuti 2984 terremoti, di cui sono indicati:

- Parametri generali, quali tempo di origine (giorno, mese, anno) ed area epicentrale.
- Parametri macrosismici, quali intensità epicentrale  $I_0$  (valori in scala MCS e moltiplicati per 10), che costituiscono l'oggetto del DBMI11 (Locati et al., 2011) raccogliendo quanto disponibile fino a tutto il 2008.
- Parametri Strumentali, ottenuti mediante l'utilizzo di cataloghi parametrici e bollettini strumentali.
- Parametri di default.

Le intensità dei terremoti sono fornite in termini di magnitudo momento  $M_w$  (stimata da correlazioni empiriche o misurata), indicando per ciascun valore la fonte del dato primario e l'incertezza. Il valore magnitudo momento di default  $M_{wdef}$ , cui facciamo riferimento, è ottenuto dalla media dei valori macrosismici e strumentali di  $M_w$  (sono presenti entrambi i dati solo per i 262 terremoti avvenuti dopo il 1900), pesata sulla base della corrispondente incertezza. Sebbene le soglie di riferimento siano relative a  $I_0 = 5-6$  e  $M_w = 4.5$ , il catalogo

---

*Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.*

contiene anche degli eventi anche al di sotto di tale soglia, come visibile dall'immagine sottostante (Figura 1.4).

Si può notare che l'area geografica di riferimento è stata leggermente ridotta rispetto alla versione del 2004, per evitare di tenere in considerazione aree non rilevanti per la pericolosità italiana dove, i dati non appartenenti a cataloghi sismici verificabili, ridurrebbero la qualità globale del catalogo nazionale.

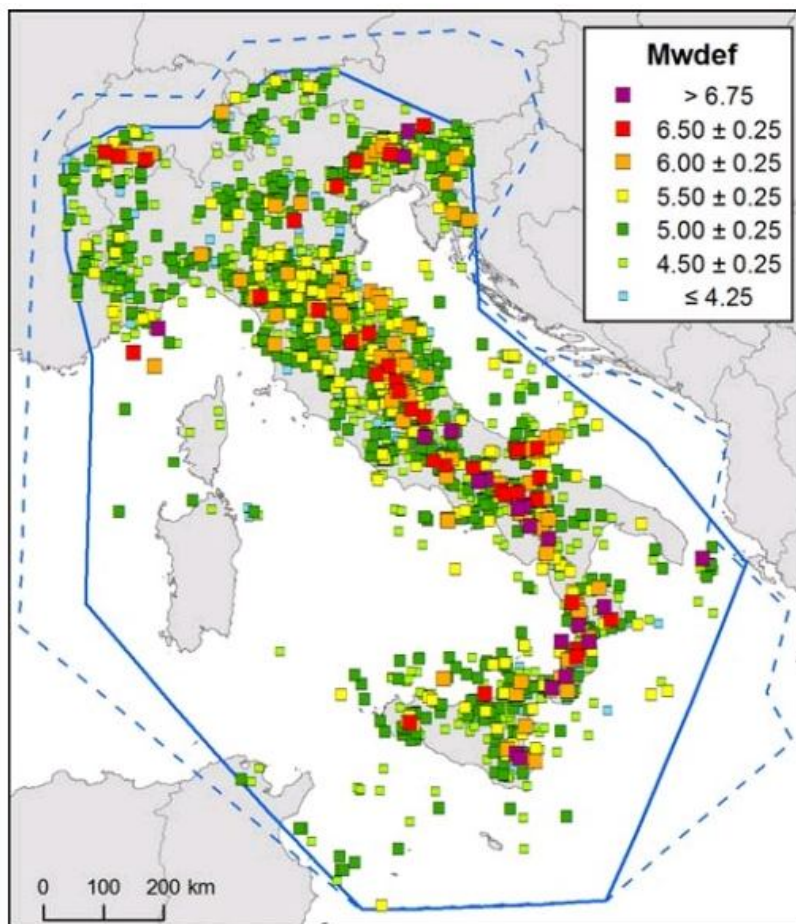


Figura 1.4 - Distribuzione degli eventi di CPTI11 per classe di magnitudo  $M_w$ . E' rappresentata la nuova area CPTI a confronto con la precedente tratteggiata (Rovida A. et al., 2011).

### 1.2.3 ZONAZIONE SISMOGENETICA ZS9

La zonazione sismogenetica ZS9 è la suddivisione, operata dall'INGV, della penisola italiana in 36 zone sismogenetiche, i cui limiti sono stati tracciati sulla base di informazioni tettoniche, geologico-strutturali e relative a differenti caratteristiche della sismicità, quali distribuzione spaziale, frequenza degli eventi e massima magnitudo rilasciata. Le zone identificate si possono ritenere dotate di un tasso di sismicità uniforme sull'estensione della zona stessa, motivo per cui si parla di zone sismogenetiche omogenee.

La zonazione ZS9 si presenta come versione aggiornata della precedente ZS4 (Scandone P. & Stucchi M., 2000) che ha rappresentato fino al 2002 il principale punto di riferimento per le valutazioni delle valutazioni della pericolosità sismica nell'area italiana. L'obiettivo principale della ZS9 è fornire un modello che sia il più coerente possibile con i dati e con il quadro sismotettonico oggi disponibile, in particolare per quel che riguarda la geometria delle sorgenti sismogenetiche. Infatti è in grado di recepire le informazioni sismogenetiche messe a disposizione dal DISS (Basili R. et al., 2008) e da altre compilazioni regionali di faglie attive ( Meletti C. & Valensise G., 2014). La ZS9 può essere utilizzata congiuntamente al catalogo dei terremoti storici CPTI (cap. 1.2.2), fornendo una stima della "profondità efficace", ovvero dell'intervallo di profondità con il quale viene rilasciato il maggior numero di terremoti in ogni zona sorgente. A ciascuna zona è inoltre associato il meccanismo di fagliazione prevalente, ovvero quello che ha la maggiore probabilità di caratterizzare i futuri terremoti significativi. I dati utilizzati per l'assegnazione fanno riferimento a meccanismi focali di terremoti significativi tratti da un database nazionale, congiuntamente a informazioni circa dati di sottosuolo e stime della cinematica delle principali faglie attive.



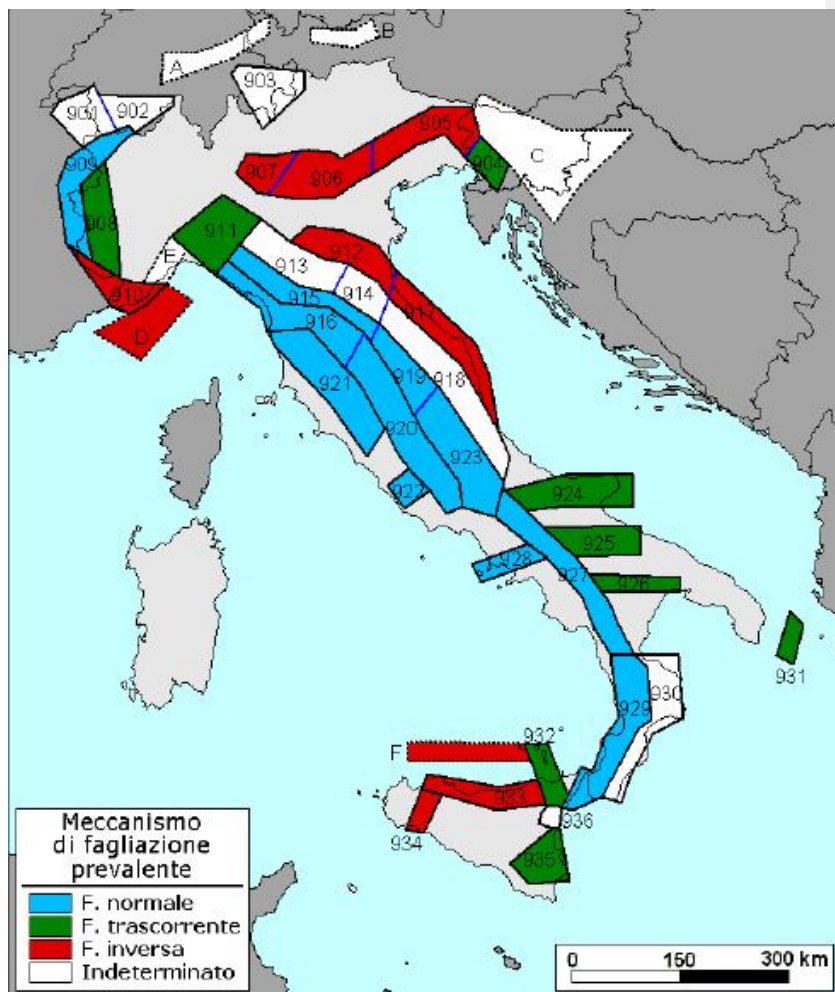


Figura 1.5- Meccanismo di fagliazione prevalente atteso per le diverse zone ismogenetiche che compongono ZS9. L'assegnazione è basata su una combinazione dei meccanismi focali osservati con dati geologici a varie scale eseguita dal Gruppo di Lavoro per la redazione di pericolosità sismica (Ordinanza PCM 20.03.03 N.3274),

Con il software *Quantum Gis* è possibile visualizzare, attivando i diversi layer, tutte le informazioni circa i dati di sismicità storica e di inquadramento sismotettonico. Gli epicentri dei terremoti storici sono rappresentati da cerchi, il cui raggio è proporzionale all'intensità del terremoto, fornita dal CPTI11 (Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, 2011). Redatto nel 2011, riporta i dati fino al 2006, mentre nella versione precedente (Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, 2004) si arriva solo fino al 2002. Nell'interfaccia grafica del software è inoltre riportata la suddivisione ZS9 sopra menzionata della penisola italiana nelle 36 zone sismogenetiche. In questo modo possiamo avere un quadro riepilogativo chiaro di tutti i dati in nostro possesso, così da poter adeguatamente selezionare quelli ritenuti capaci di influenzare l'area dell'Abbazia di Casamari (Figura1.6).

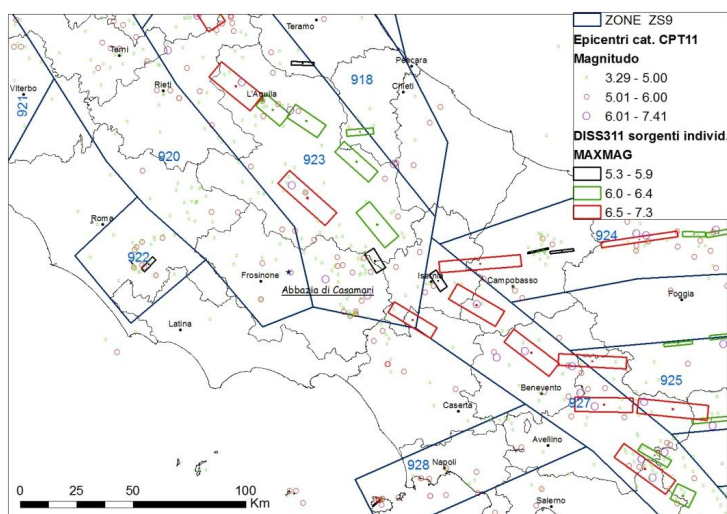


Figura1.6- Inquadramento sismotettonico di Casamari mediante il Software

---

*Valutazione* della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.

*QuantumGis*

La distanza ritenuta di interesse per la pericolosità del sito è stata stimata come 100 km (oltre questa distanza l'attenuazione del moto porta a valori di accelerazione irrilevanti dal punto di vista ingegneristico anche per magnitudo elevate).

Sono state selezionate sulla base di quanto appena esposto, le sole zone facenti parte dell'intervallo sopra definito (Tabella 1).

<b>Nome ZS</b>	<b>Numero identificativo</b>
Trasimeno-Ceccano	920
Colli Albani	922
Appennino Abruzzese	923
Molise-Gargano	924
Sannio - Irpinia – Basilicata	927
Ischia – Vesuvio	928

*Tabella 1 – Elenco delle zone sismogenetiche valutate di interesse per la zona di Casamari.*

#### *1.2.4 Legge di Regressione Gutenberg - Richter.*

Nell'elaborazione dei dati è stato innanzitutto necessario consultare il catalogo sismico CPTI11 e selezionare i terremoti appartenenti alle zone individuate, tenendo conto del loro periodo di completezza.

La completezza storica indica l'anno a partire dal quale si può usufruire delle registrazioni dei vari eventi, quindi, per ogni zona sismogenetica si riporta il periodo dal quale è opportuno considerare gli eventi del catalogo per un dato intervallo di magnitudo  $M_w$ . Ogni gruppo di eventi è classificato tramite un range di magnitudo, la cui ampiezza è riportata in tabella ed è di 0.23 unità di magnitudo  $M_w$ . Si riportano di seguito il valore di completezza per ciascun intervallo di magnitudo relativamente a ciascuna zona ( Tabella 2).

Il calcolo di tale periodo verrà fatto numerando gli anni che intercorrono tra l'anno ritenuto valido come periodo di completezza dei dati e il 2006.

Il periodo di completezza aumenta al crescere della magnitudo, ovvero l'anno di riferimento è anteriore per terremoti più intensi, poiché difficilmente eventi di grande entità non vengono documentati.

Per ogni zona sismogenetica viene conteggiato nel catalogo il numero di eventi sismici che ricadono nel periodo di completezza (Tabella 3) e ne viene determinata una relazione con la magnitudo nota come legge di occorrenza o relazione di Gutenberg-Richter, dal nome degli studiosi che l'hanno formulata:

$$\log N = a - b \cdot M$$

dove

$N$  è la frequenza cumulata, ovvero il numero di terremoti di magnitudo pari a  $M$  o superiore, verificatisi in un dato intervallo di tempo e in una data area.

Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.

Nome ZS	Mw classi	4.76 ± 0.115	4.99 ± 0.115	5.22 ± 0.115	5.45 ± 0.115	5.68 ± 0.115	5.91 ± 0.115	6.14 ± 0.115	6.37 ± 0.115	6.60 ± 0.115	6.83 ± 0.115	7.06 ± 0.115	7.29 ± 0.115
<b>Trasimeno Ceccano</b>	920	1871	1871	1650	1650	1650	1300	1300	1300	1200	1200	1200	1200
<b>Colli Albani</b>	922	1871	1871	1530	1530	1530	1300	1300	1200	1200	1200	1200	1200
<b>App. Abruzzese</b>	923	1871	1871	1650	1650	1650	1530	1530	1300	1300	1300	1300	1300
<b>Molise-Gargano</b>	924	1871	1871	1787	1787	1787	1530	1530	1400	1400	1400	1400	1400
<b>Sannio-Irpinia Basilicata</b>	927	1895	1895	1787	1787	1787	1530	1530	1530	1400	1400	1400	1400
<b>Ischia Vesuvio</b>	928	1871	1871	1787	1530	1530	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300

Tabella 2- Valori di completezza storica per ciascuna zona ZS9, in relazione alla classe Mw.

Nome ZS	Mw classi	4.76 ± 0.115	4.99 ± 0.115	5.22 ± 0.115	5.45 ± 0.115	5.68 ± 0.115	5.91 ± 0.115	6.14 ± 0.115	6.37 ± 0.115	6.60 ± 0.115	6.83 ± 0.115	7.06 ± 0.115	7.29 ± 0.115
<b>Trasimeno Ceccano</b>	920	24	6	14	2	1	0	0	0	0	0	0	0
<b>Colli Albani</b>	922	8	2	6	2	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>App. Abruzzese</b>	923	50	3	21	7	3	5	0	3	1	3	1	0
<b>Molise-Gargano</b>	924	9	7	5	5	3	1	0	1	2	0	0	0
<b>Sannio-Irpinia Basilicata</b>	927	19	5	8	2	4	0	2	0	3	3	2	1
<b>Ischia Vesuvio</b>	928	3	2	2	1	2	1	0	0	0	0	0	0

Tabella 3- Numero di eventi sismici per zona raggruppati in base alla Mw, tenendo conto della completezza storica individuata.

Generalmente,  $N$  è indicato come il tasso medio annuale di eccedenza  $\lambda_M$  e quindi:

$$\log \lambda_M = a - b \cdot M$$

$a$  rappresenta l'attività sismica, proporzionale al grado di sismicità della regione.

$b$  descrive la relativa probabilità di piccoli e grandi terremoti; rappresenta la pendenza della retta che esprime la relazione Gutenberg-Richter, per cui un basso valore di  $b$  comporta una piccola pendenza, ovvero una percentuale relativamente più elevata di forti terremoti. Generalmente la frequenza maggiore si ha per gli eventi di bassa magnitudo, per i quali il periodo di ritorno ( $Tr = 1/\lambda_M$ ) è breve.

Tramite la relazione di Gutenberg-Richter si costituisce quindi un modello di distribuzione della sismicità, calcolando i valori di  $\lambda_M$ ,  $\beta$ ,  $M_0$  e  $M_{max}$  da inserire nel software CRISIS2014, così da caratterizzare ciascuna zona sismo genetica.

Nome ZS	N. Identificativo	$a$	$b$	$\beta =$ $\ln(10) \cdot b$	$\lambda$	$M_0$	$M_{max}$
Trasimeno- Ceccano	920	9.85	2.17	2.30	0.270	4.76	5.68
Colli Albani	922	7.83	1.86	4.28	0.091	4.76	5.45
App. Abruzzese	923	3.60	0.88	2.03	0.501	4.76	7.06
Molise- Gargano	924	4.15	1.03	2.36	0.185	4.76	6.60
Sannio Irpinia Basilicata	927	2.75	0.72	1.67	0.299	4.76	7.29
Ischia Vesuvio	928	4.53	1.2	2.76	0.057	4.76	5.91

Tabella 4- Valori relativi alla stima della sismicità di differenti regioni sismogenetiche mediante applicazione della legge di regressione Gutenberg-Richter.

Rappresentando  $\lambda$  il tasso medio annuale di eccedenza se ne riscontra il valore massimo nella zona dell'Appennino Abruzzese, in cui si riscontrano un numero elevatissimo di terremoti, sebbene con magnitudo non molto elevate. In particolare troviamo ben 50 eventi sismici di  $M_w$  compresa tra 4.76 e 4.99, e 21 scosse di intensità compresa tra 5.22 e 5.45 in termini di magnitudo momento.

Per quanto concerne il parametro  $b$ , all'aumentare del suo valore aumenta la pendenza della curva di regressione, caratterizzando la zona come soggetta con più probabilità a piccoli terremoti.

In tabella si è evidenziato il valore più basso di  $b$  nella zona ZS927, poiché coinvolta con maggiore probabilità da scuotimenti forti piuttosto che deboli; si può osservare in tabella che risulta l'unica che ha registrato un evento sismico di  $M_w$  pari a 7.29.

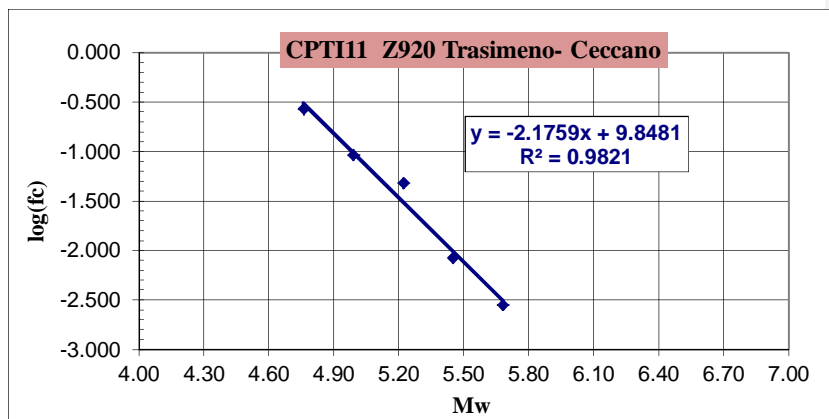
La zona dei Colli Albani ha un valore di  $\lambda$  molto basso, poiché colpita da pochi eventi e per di più di bassa intensità ed una pendenza  $b$  tra le più alte, subito dopo la zona ZS920 di Trasimeno- Ceccano, per cui valgono le medesime osservazioni. Inoltre la ZS922 è fortemente troncata, poiché ha informazioni su eventi sismici fino ad un valore di magnitudo momento pari a  $M_w=5.45$ .

La curva viene troncata in un intervallo di  $M_w$  scandito da un limite inferiore ( $M_0$ ) e da un limite superiore ( $M_{max}$ ). Il valore  $M_0$  rappresenta il livello di intensità di un terremoto sotto il quale non vi è interesse ingegneristico (in quanto non in grado di causare danni strutturali) o per cui non vi sono dati sufficienti.  $M_{max}$  tronca la relazione di regressione al limite del potenziale sismogenetico della zona. Può rappresentare il valore di magnitudo corrispondente alla rottura dell'intera faglia o più comunemente è il valore massimo di magnitudo momento registrato nei terremoti storici della zona.

Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.

Si riporta di seguito la visualizzazione dei valori e delle curve per tutte le zonesismo genetiche cui la legge di regressione è stata applicata:

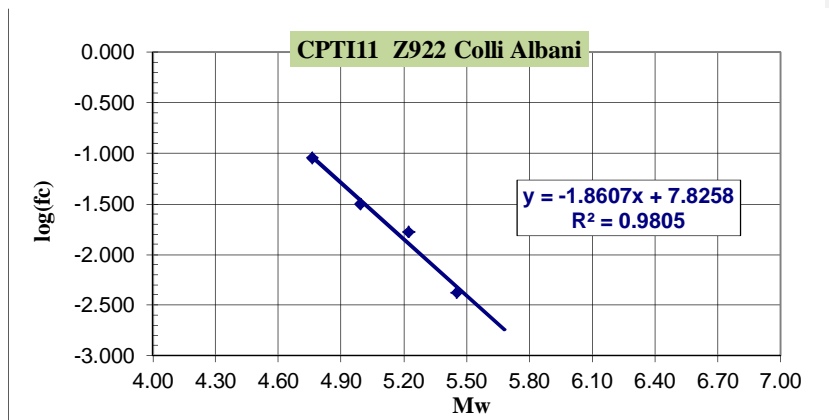
ZS 920	Mw	Intervallo di Mw	N ° terremoti	Periodo Completezza	Intervallo di completezza	fs (N/year)	frequenza cumulata (fc)	log (fc)
<b>Mmin</b>	<b>4.76</b>	4.645 4.875	24	1871	135	0.1778	$\lambda = 0.2700$	-0.569
	4.99	4.875 5.105	6	1871	135	0.0444	0.0922	-1.035
	5.22	5.105 5.335	14	1650	356	0.0393	0.0478	-1.321
	5.45	5.335 5.565	2	1650	356	0.0056	0.0084	-2.074
<b>Mmax</b>	<b>5.68</b>	5.565 5.795	1	1650	356	0.0028	0.0028	-2.551
	5.91	5.795 6.025	0	1300	706	0.0000	0.0000	
	6.14	6.025 6.255	0	1300	706	0.0000	0.0000	
	6.37	6.255 6.485	0	1200	806	0.0000	0.0000	
	6.60	6.485 6.715	0	1200	806	0.0000	0.0000	
	6.83	6.715 6.945	0	1200	806	0.0000	0.0000	
	7.06	6.945 7.175	0	1200	806	0.0000	0.0000	
	7.29	7.175 7.405	0	1200	806	0.0000	0.0000	



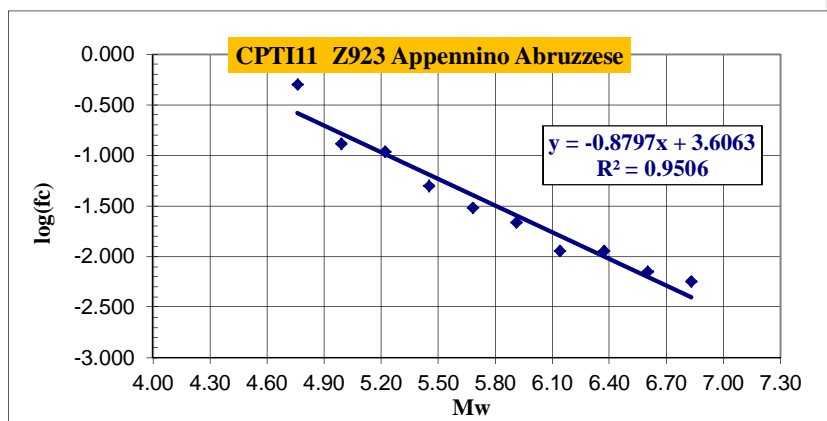


Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.

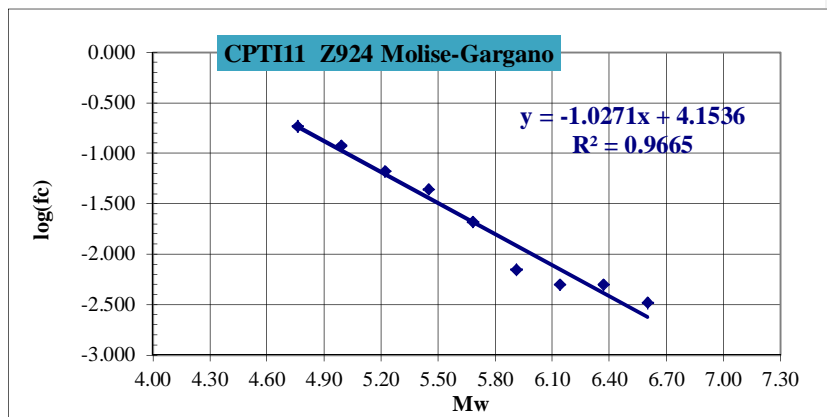
ZS 922	Mw	Intervallo di Mw	N ° terremoti	Periodo Completezza	Intervallo di completezza	fs (N/year)	frequenza cumulata (fc)	log (fc)
Mmin	4.76	4.645 4.875	8	1871	135	0.0593	$\lambda = 0.0909$	-1.042
	4.99	4.875 5.105	2	1871	135	0.0148	0.0316	-1.500
	5.22	5.105 5.335	6	1530	476	0.0126	0.0168	-1.775
Mmax	5.45	5.335 5.565	2	1530	476	0.0042	0.0042	-2.377
	5.68	5.565 5.795	0	1530	476	0.0000	0.0000	
	5.91	5.795 6.025	0	1300	706	0.0000	0.0000	
	6.14	6.025 6.255	0	1300	706	0.0000	0.0000	
	6.37	6.255 6.485	0	1200	806	0.0000	0.0000	
	6.60	6.485 6.715	0	1200	806	0.0000	0.0000	
	6.83	6.715 6.945	0	1200	806	0.0000	0.0000	
	7.06	6.945 7.175	0	1200	806	0.0000	0.0000	
	7.29	7.175 7.405	0	1200	806	0.0000	0.0000	



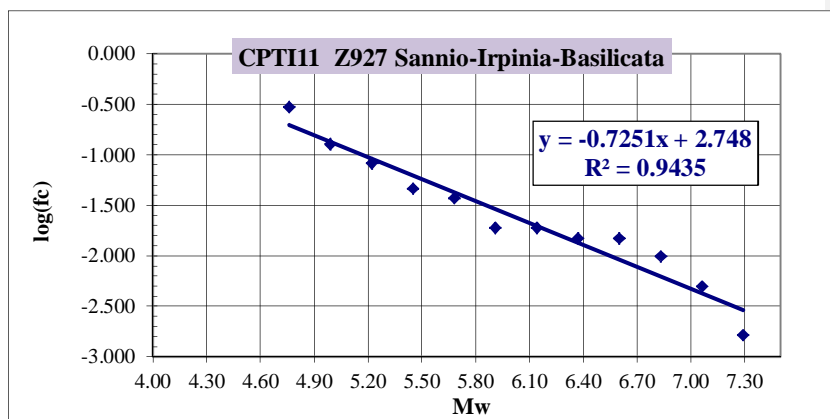
ZS 923	Mw	Intervallo di Mw	N ° terremoti	Periodo Completezza	Intervallo di completezza	fs (N/year)	frequenza cumulata (fc)	log (fc)
<b>Mmin</b>	<b>4.76</b>	4.645 4.875	50	1871	135	0.3704	$\lambda = 0.5015$	-0.300
	4.99	4.875 5.105	3	1871	135	0.0222	0.1311	-0.882
	5.22	5.105 5.335	21	1650	476	0.0590	0.1089	-0.963
	5.45	5.335 5.565	7	1650	476	0.0197	0.0499	-1.302
	5.68	5.565 5.795	3	1650	476	0.0084	0.0303	-1.519
	5.91	5.795 6.025	5	1530	706	0.0105	0.0218	-1.661
	6.14	6.025 6.255	0	1530	706	0.0000	0.0113	-1.946
	6.37	6.255 6.485	3	1300	806	0.0042	0.0113	-1.946
	6.60	6.485 6.715	1	1300	806	0.0014	0.0071	-2.150
	6.83	6.715 6.945	3	1300	806	0.0042	0.0057	-2.247
<b>Mmax</b>	<b>7.06</b>	6.945 7.175	1	1300	806	0.0014	0.0014	-2.849
	7.29	7.175 7.405	0	1300	806	0.0000	0.0000	



ZS 924	Mw	Intervallo di Mw	N ° terremoti	Periodo Completezza	Intervallo di completezza	fs (N/year)	frequenza cumulata (fc)	log (fc)
Mmin	4.76	4.645 4.875	9	1871	135	0.0667	$\lambda = 0.1849$	-0.733
	4.99	4.875 5.105	7	1871	135	0.0519	0.1183	-0.927
	5.22	5.105 5.335	5	1787	219	0.0228	0.0664	-1.178
	5.45	5.335 5.565	5	1787	219	0.0228	0.0436	-1.361
	5.68	5.565 5.795	3	1787	219	0.0137	0.0207	-1.683
	5.91	5.795 6.025	1	1530	476	0.0021	0.0071	-2.152
	6.14	6.025 6.255	0	1530	476	0.0000	0.0050	-2.305
	6.37	6.255 6.485	1	1400	606	0.0017	0.0050	-2.305
Mmax	6.60	6.485 6.715	2	1400	606	0.0033	0.0033	-2.481
	6.83	6.715 6.945	0	1400	606	0.0000	0.0000	
	7.06	6.945 7.175	0	1400	606	0.0000	0.0000	
	7.29	7.175 7.405	0	1400	606	0.0000	0.0000	

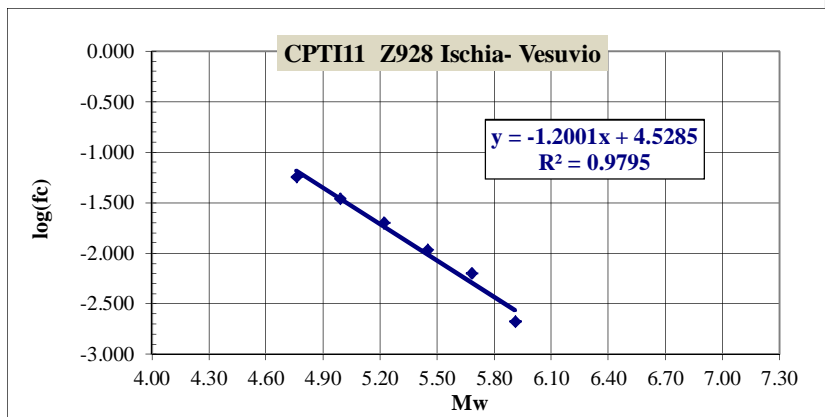


S 927	Mw	Intervallo di Mw	N ° terremoti	Periodo Completezza	Intervallo di completezza	fs (N/year)	frequenza cumulata (fc)	log (fc)
<b>Mmin</b>	<b>4.76</b>	4.645 4.875	19	1895	111	0.1712	$\lambda = 0.2992$	-0.524
	4.99	4.875 5.105	5	1895	111	0.0450	0.1280	-0.893
	5.22	5.105 5.335	8	1787	219	0.0365	0.0830	-1.081
	5.45	5.335 5.565	2	1787	219	0.0091	0.0465	-1.333
	5.68	5.565 5.795	4	1787	219	0.0183	0.0373	-1.428
	5.91	5.795 6.025	0	1530	476	0.0000	0.0191	-1.720
	6.14	6.025 6.255	2	1530	476	0.0042	0.0191	-1.720
	6.37	6.255 6.485	0	1530	476	0.0000	0.0149	-1.828
	6.60	6.485 6.715	3	1400	606	0.0050	0.0149	-1.828
	6.83	6.715 6.945	3	1400	606	0.0050	0.0099	-2.004
	7.06	6.945 7.175	2	1400	606	0.0033	0.0050	-2.305
<b>Mmax</b>	<b>7.29</b>	7.175 7.405	1	1400	606	0.0017	0.0017	-2.782



Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.

ZS 928	Mw	Intervallo di Mw	N ° terremoti	Periodo Completezza	Intervallo di completezza	fs (N/year)	frequenza cumulata (fc)	log (fc)
<b>Mmin</b>	<b>4.76</b>	4.645 4.875	3	1871	135	0.0222	$\lambda = 0.0570$	-1.244
	4.99	4.875 5.105	2	1871	135	0.0148	0.0348	-1.458
	5.22	5.105 5.335	2	1787	219	0.0091	0.0200	-1.699
	5.45	5.335 5.565	1	1787	219	0.0046	0.0109	-1.964
	5.68	5.565 5.795	2	1530	476	0.0042	0.0063	-2.200
<b>Mmax</b>	<b>5.91</b>	5.795 6.025	1	1530	476	0.0021	0.0021	-2.678
	6.14	6.025 6.255	0	1300	706	0.0000	0.0000	
	6.37	6.255 6.485	0	1300	706	0.0000	0.0000	
	6.60	6.485 6.715	0	1300	706	0.0000	0.0000	
	6.83	6.715 6.945	0	1300	706	0.0000	0.0000	
	7.06	6.945 7.175	0	1300	706	0.0000	0.0000	
	7.29	7.175 7.405	0	1300	706	0.0000	0.0000	



## 1.2.5 GROUND MOTION PREDICTION EQUATIONS (GMPEs)

### 1.2.5.1 Cosa sono?

Le relazioni di attenuazione sono espressioni di tipo empirico, elaborate su basi statistiche a partire da dati strumentali o macrosismici, che permettono di ricavare il valore di un parametro sismico ( $a_{\max}$ ,  $v_{\max}$ , Intensità, durata, ordinate spettrali, ecc.) in funzione di altri, quali solitamente magnitudo e distanza, congiuntamente all'utilizzo di alcune variabili predittive.

### 1.2.5.2 Come sono strutturate?

La forma delle leggi di attenuazione è generalmente del tipo:

$$\log Y(M,R,T) = a + F_M(M) + F_D(R,M) + S + F \pm \sigma \log Y$$

con:

- $Y$  parametro rappresentativo del moto considerato dalla relazione, espresso in termini di accelerazione, velocità o spostamento. E' funzione della magnitudo  $M$ , della distanza  $R$  e del periodo strutturale che si intende considerare  $T$ .
- $a$  coefficiente empirico costante, funzione del periodo e naturalmente variabile a seconda della relazione di attenuazione considerata.
- $F_M(M)$  termine generalmente lineare che descrive la dipendenza dello scuotimento provocato dalla magnitudo
- $F_D(R,M)$  termine non lineare, rappresentativo della relazione tra il parametro del moto e la distanza  $R$  dalla sorgente o dall'epicentro. Si riporta in Figura 1.7 uno schema finalizzato ad esplicitare il diverso significato tra le diverse distanze :

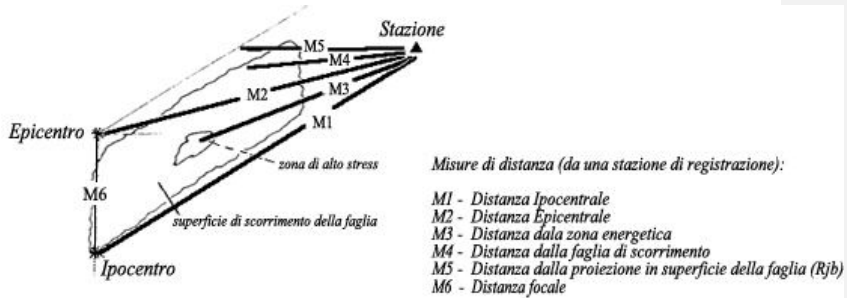


Figura 1.7-Rappresentazione delle differenti misure di distanza da una stazione di registrazione (Shankal e Bernreuter, 1981).

- $S$  coefficiente di sito, è un fattore di scala che permette di tenere in considerazione eventuali effetti di amplificazione dovuti alle caratteristiche geologiche e geotecniche locali. In Figura 1.8 è riportata una rappresentazione del significato fisico della massima accelerazione attesa *reference peak ground acceleration*  $a_{gR}$  in relazione alle diverse categorie di sottosuolo (A, B, C, D), basate sull'Eurocodice8. Un sito roccioso, definito di categoria A, è caratterizzato da una velocità delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità ( $V_{S30}$ ) superiori a 800m/s.

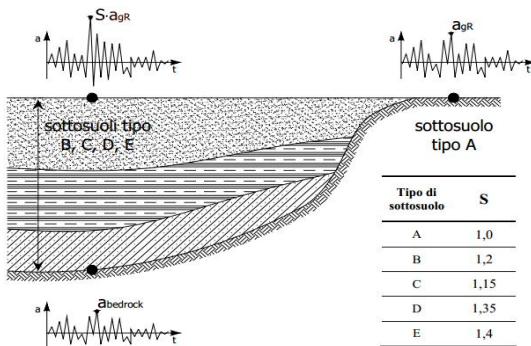


Figura 1.8-Rappresentazione schematica del significato delle accelerazioni (al

*bedrock ed in superficie) e delle classi di sottosuolo.*

- **F** fattore correttivo, presente solo nelle GMPEs più recenti, capace di modulare il parametro di scuotimento cercato in funzione del meccanismo di fagliazione prevalente. Tale parametro si basa sul concetto che un terremoto generato in un ambiente compressivo provoca un'accelerazione maggiore di un altro osservato in un ambiente distensivo, sebbene della stessa magnitudo. Questo termine dunque conterrà al suo interno informazioni sul tipo di faglia, ovvero se essa sia normale (N), inversa (I), trascorrente (SS), mediante l'utilizzo di tre differenti fattori di scala. Come visibile in Figura 1.5 per ogni ZS è stato identificato un meccanismo di fagliazione prevalente, mentre là dove non si è riusciti ad identificarlo si farà riferimento alla relazione di attenuazione nella sua forma originale, ovvero senza l'applicazione del termine correttivo.
- ***σ*logy** deviazione standard di logY, è una stima dell'incertezza aleatoria del parametro del moto considerato (PGA o valore spettrale). Rappresenta il livello di dispersione del parametro del moto intorno al valor medio dovuto alla semplificazione del modello che considera essenzialmente solo magnitudo e distanza quali variabili indipendenti. Va sottolineato come i valori di ***σ*logy** delle GMPEs siano particolarmente elevati portando a incertezze che possono raggiungere anche il 200%, sul parametro stimato. Ad esempio, a parità di magnitudo e distanza, i valori di PGA, misurati su siti rigidi per diversi terremoti, mostrano una dispersione considerevole che potrebbe portare a un risultato del tipo  $0.2 \pm 0.4$  g. Generalmente le deviazioni standard sono funzioni crescenti del periodo spettrale e per le GMPEs disponibili in letteratura sono comprese:



$0.17 < \sigma < 0.36$  per periodi brevi (in unità log10 significa un fattore tra 1.5 e 2.3);

$0.28 < \sigma < 0.4$  per periodi lunghi (in unità log10 significa un fattore tra 1.9 e 2.5).

La forma funzionale delle relazioni di attenuazione è pressoché comune a tutte le differenti GMPEs mentre si differenziano sostanzialmente riguardo:

- Numerosità dei dati strong-motion utilizzati per definire l'equazione.
- Area geografica relativa alla base dei dati raccolti, per cui di conseguenza la relazione risulterà maggiormente rappresentativa.
- Intervallo del periodo spettrale T rispetto al quale la legge è definita.
- Scala di Magnitud utilizzata (Ms, ML, Mw) e intervallo di valori per cui è definita la relazione
- Definizione della distanza R rispetto cui si valuta l'attenuazione (Rjb, R epicentrale, R ipocentrale), come in Figura 1.7.
- Utilizzo della combinazione delle due componenti orizzontali del moto (massima delle due, media aritmetica, media geometrica, etc.)

Il numero di GMPEs disponibili è superiore a 300, tuttavia è stato recentemente stillato un elenco di quelle più recenti e la cui struttura è risultata essere più "robusta", così da avere una sorta di pre-selezione dei modelli utilizzabili per la valutazione della pericolosità sismica per tutti i differenti regimi sismo tettonici presenti a scala globale (Douglas J. et al., 2013).

#### 1.2.5.3 Quali GMPEs selezionare?

La scelta delle relazioni da utilizzare per il calcolo deterministico della pericolosità sismica richiede una valutazione "ragionata", dato il gran numero

di equazioni disponibili in letteratura<sup>1</sup>. Il criterio comunemente usato è quello di scegliere relazioni derivate da insiemi di dati registrati nella regione di interesse. Qualora non fossero disponibili a causa della scarsità di registrazioni, la scelta ricade forzatamente su equazioni derivate da insiemi di dati più numerosi, anche se disomogenei dal punto di vista sismo tettonico e propagativo (Malagnini L. & Montaldo V., 2004).

Per questa ragione non potendo per ragioni logistiche applicare tutti i modelli forniti per il calcolo dello scuotimento atteso, alcune GMPEs sono preferibili ad altre; nel caso specifico si è scelto di operare mediante:

1. Sabetta&Pugliese(1996); sebbene datata è stata elaborata sulla base di registrazioni derivanti dalla banca dati italiana; pertanto resta valida nel panorama nazionale sulla base di quanto esposto alle righe precedenti. Questa GMPE è stata applicata sia nell'ambito dell'approccio probabilistico (CRISIS2014) che in fase di analisi DSHA.
2. Boore&Atkinson NGA (2008); elaborata nel quadro del PEER NGA<sup>2</sup> sulla base di oltre 2000 registrazioni di tutto il mondo. L'elevata quantità di dati utilizzati la rende molto competitiva per la stima dello spettro in termini di pseudo-accelerazione PSA. Tale modello predittivo è stato utilizzato per la PSHA.
3. Cauzzi&Faccioli (2008); elaborata su un *dataset* di 1164

---

<sup>1</sup> Tra i più recenti compendi ben fatti ne è stato elaborato uno da Douglas (Douglas J. et al., 2004) in cui ne sono presenti oltre 160 per il PGA e circa 100 per gli spettri di risposta.

<sup>2</sup> Nel 2008, the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) mise a disposizione il suo database, il quale include un gran numero di registrazioni di terremoti a livello globale in regioni tettoniche attive, per un progetto finalizzato all'elaborazione delle cosiddette Next Generation Attenuation (NGA). La Boore&Atkinson fu una delle cinque GMPE che ne derivarono, definite appunto NGA GMPEs.

accelerogrammi, dei quali la maggior parte provenienti dal Giappone (84%) per la qualità decisamente migliore delle registrazioni nonché per le informazioni dettagliate fornite per ciascun sito di registrazione; nonostante solo il 5% degli accelerogrammi selezionati provenga da Europa e Turchia, ha dimostrato di dare buoni risultati anche in contesto europeo (Cauzzi C. & Faccioli E., 2008).

4. Akkar&Bommer (2010); si presenta come un set di equazioni valide per Europa, Mediterraneo e Medio Oriente elaborate su banca dati delle citate aree, di sismicità medio-alta; è capace quindi di contenere un numero abbastanza esteso di dati, per dettagli si rimanda all'articolo (Akkar S. & Bommer J., 2009).
5. ITA10, Bindi (2011); ha il vantaggio di essere recentemente compilata per l'Italia sulla base della banca dati italiana ITACA (<http://itaca.mi.ingv.it>). La trattazione completa è consultabile nell'articolo preposto (Bindi D. et al., 2011).

Si riporta in tabella un quadro riassuntivo delle GMPEs utilizzate.



**TABELLA 5**

--	--	--



In Figura 1.9 si riportano differenti valori di PGA previsti dalle GMPEs considerate. La notazione “mean adj” relativa alla relazione Sabetta Pugliese sta a rappresentare che i valori di accelerazione spettrale sono stati corretti, considerando la media geometrica delle accelerazioni orizzontali anziché assumerne la maggiore (come in “Note” della Tabella ).

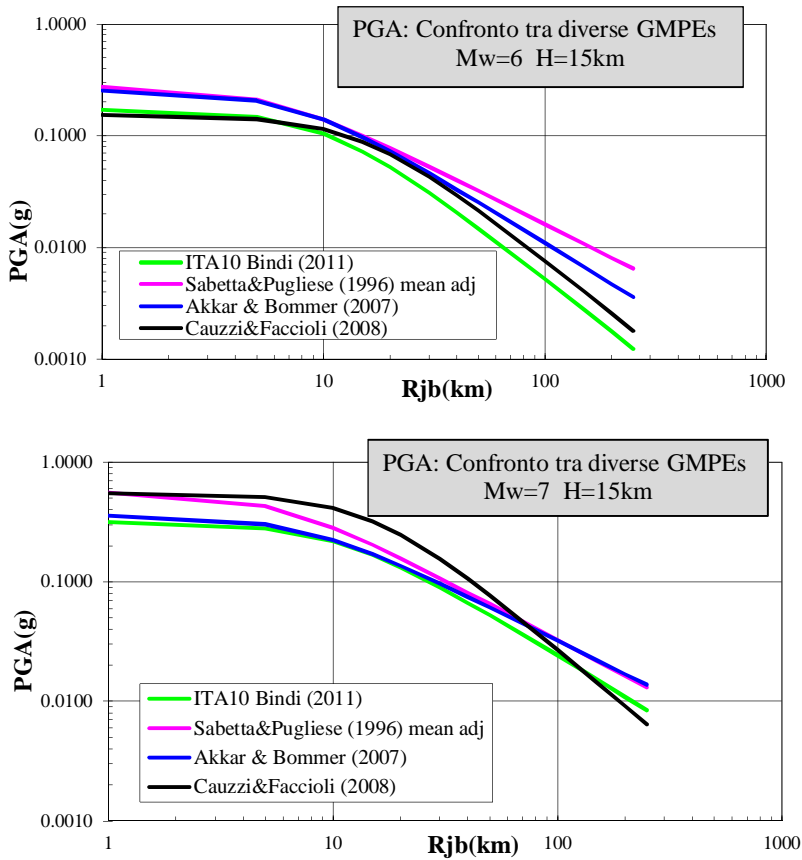


Figura 1.9- PGA (Rjb, Mw) attese su roccia per fagliazione normale e H=15 km.

Per una magnitudo intermedia ( $M_w=6$ ) le diverse attenuazioni forniscono valori confrontabili mentre per una magnitudo elevata ( $M_w=7$ ) la Cauzzi Faccioli sovrastima le accelerazioni. In realtà la CF08 assumendo come parametro di distanza  $R$  ipocentrale, è molto sensibile alla profondità  $H$ . Ha senso eseguire un ulteriore confronto inserendo una profondità minore: Mentre le altre GMPEs restano pressoché invariate, la Cauzzi Faccioli restituisce valori massimi per entrambe le magnitudo.

**Commento [SF1]:** Spiegare bene l'utilizzo di diverse distanze (Repi  $R_{jb}$   $R_{hypo}$ ) e come sono utilizzate nel grafico; in particolare spiegare il valore della profondità  $h$  che ha una influenza rilevante sulla Cauzzi Faccioli. (mostrare altro grafico con  $h$  diversa)

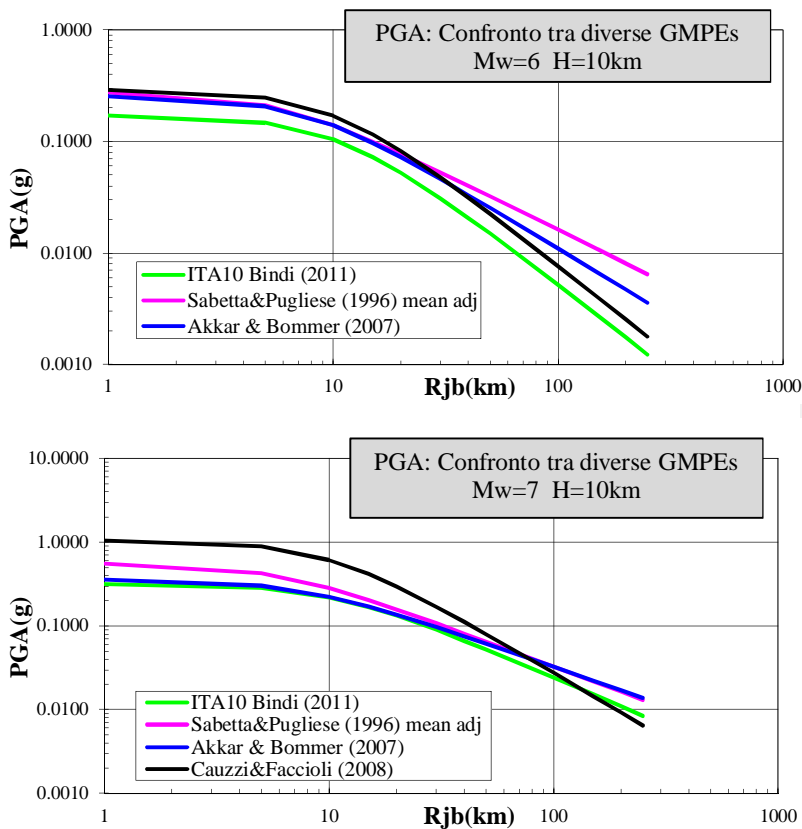


Figura 1.10-PGA ( $R_{jb}$ ,  $M_w$ ) attese su roccia per fagliazione normale  $H=10\text{km}$



### **1.3 Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA).**

#### 1.3.1 GENERALITÀ

*PSHA it is a process that integrates (aggregation) over aleatory uncertainties (e.g., future earthquake locations, future earthquake magnitudes) to calculate the likelihood of occurrence (or, alternatively, the probability of exceedance) of an earthquake characteristic,  $Y$ , at a site during a given period of time.*

(Cornell, 1968)

In sostanza quindi i metodi probabilistici rappresentano un'integrazione degli effetti legati a tutti i terremoti potenziali delle varie sorgenti ritenute in grado di influenzare il sito, associandovi un valore di incertezza. In particolare facendo uso delle informazioni disponibili sulla storia sismica, si determina la probabilità che entro un intervallo di tempo fissato il moto del suolo superi un certo livello (Probabilità di eccedenza).

#### 1.3.2 ITER METODOLOGICO

In accordo con quanto previsto dal metodo di Cornell (1968), i passi per la determinazione della pericolosità sismica in un approccio probabilistico sono:

1. Individuazione delle zone sorgenti e inquadramento sismotettonico dell'area(punto 1.2.3);
2. Definizione delle leggi di occorrenza dei terremoti per ciascuna zona sorgente identificata (1.2.4);
3. Valutazione della propagazione attraverso l'uso di opportune GMPEs

(1.2.5) ovvero la definizione delle modalità di trasmissione dell'energia dalla sorgente al sito.

4. Calcolo probabilistico dell'hazard, tenendo conto di possibili effetti locali capaci di modificare lo scuotimento al suolo atteso. Dall'analisi fatta per ogni zona di interesse si estrapolano i dati utili per il software, in modo da poter calcolare la probabilità che la grandezza rappresentativa della severità del sisma (PGA), superi un certo valore nel sito in esame. Ovvero si vuole calcolare la probabilità che, in un punto qualsiasi appartenente alle zone sismogenetiche interessate, si verifichi un evento che arrivi al sito di Casamari, secondo le equazioni predittive di Sabetta&Pugliese, Akkar&Bommer e Boore&Atkinson (vedi 1.2.5.3).

Le ipotesi alla base del metodo di Cornell sono le seguenti:

- gli eventi sono indipendenti tra loro e stazionari nel tempo, ovvero i tempi di intercorrenza tra i diversi terremoti seguono la distribuzione statistica di un processo di Poisson. Supporre che non ci sia memoria a proposito dell'ultimo evento sismico accaduto (sul periodo, sulla dimensione e sulla zona) potrebbe sembrare compatibile con la valutazione probabilistica di un evento, ma meno con i processi di accumulo stress nelle faglie. Tuttavia se considerato a livello globale anche i processi tettonici seguono una distribuzione esponenziale poissoniana e dunque ha senso fare un ipotesi di questo tipo.
- la distribuzione statistica della magnitudo è di tipo esponenziale, vale cioè la relazione di Gutenberg-Richter (1954) tra numero annuo dei terremoti e magnitudo;
- la sismicità all'interno di ogni zona sismogenetica è uniforme, cioè i

terremoti hanno la stessa probabilità di comparsa su tutta la zona e seguono la stessa legge di ricorrenza. Questo equivale a dire che ogni punto della faglia ha stessa probabilità di essere colpito da un evento sismico.

### 1.3.3 IMPLEMENTAZIONE DEI DATI IN CRISIS2014

Il punto 4. in cui si articola a tutti gli effetti l'analisi probabilistica è stato realizzato mediante l'utilizzo del software CRISIS 2014 (Ordaz M et al., 2012). La prima operazione eseguita è stata quella di selezionare il comando "*Map data*" assegnando i file necessari per visualizzare la mappa italiana con i capoluoghi di provincia e la suddivisione ZS9. Sotto la voce "*Source geometry data*" è opportuno scegliere quali tra queste tenere accese o spente durante l'analisi; devono essere "alive" tutte le zone che si trovano in un raggio di 100 Km dall'origine mentre le altre possono anche essere tenute spente, ma ad ogni modo non influiscono nel processo. Completata questa operazione si inseriscono le coordinate del sito, identificato in Figura 1.11 dal puntino rosso.

## Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.

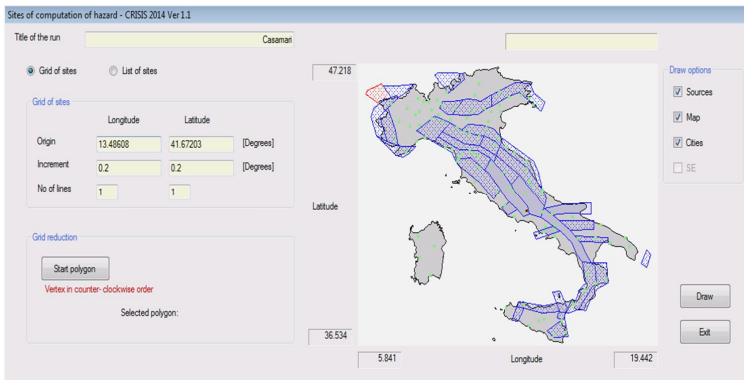


Figura 1.11- CRISIS2014: Interfaccia grafica del sito di Casamari

In “*Seismicity data*”, sono stati inseriti per ciascuna zona di influenza nell’analisi i valori ricavati mediante la regressione Gutenberg–Richter (come visto in 1.2.4), così da assegnare al programma le informazioni ottenute preliminarmente per ZS920, ZS922, ZS923, ZS924, ZS927, ZS928.

Nella sezione “*Data on spectral ordinates*”, per ciascuna GMPE selezionata per l’analisi, si è suddiviso lo spettro in un certo numero di valori spettrali, tenendo conto del limite superiore ed inferiore del periodo strutturale previsto dal modello di attenuazione (vedi Tabella 5). Il programma richiede di assegnare anche un intervallo al livello di accelerazione presunto, motivo per cui è necessario verificare a posteriori che l’interpolazione sia stata eseguita con successo; diversamente si opererà una correzione dei valori e sarà necessario rilanciare l’analisi.

Ora è necessario inserire la relazione di attenuazione per tutte le zone, operazione possibile nella sezione “*Attenuation data*”, selezionando quelli scelti per l’analisi tra i diversi modelli predittivi presenti. Nel caso in esame si è scelto di considerare:

1. Akkar&Bommer (2010);

2. Boore&Atkinson (2010) NGA;
3. Sabetta&Pugliese (1996, distanza epicentrale).

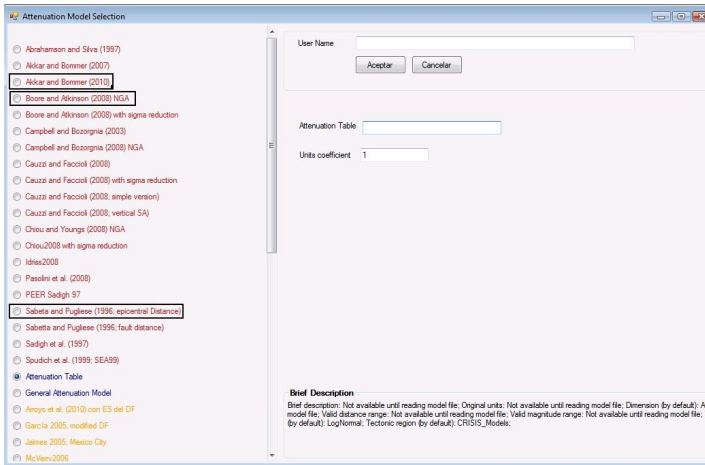


Figura 1.12- CRISIS2014: Selezione dei modelli di attenuazione.

Prima di lanciare l'analisi sono stati assegnati, sempre in accordo con i parametri della GMPE utilizzata :

- Valore massimo e minimo di magnitudo.
- Parametro “distanza” da considerare (se epicentrale, focale, etc.).
- Misura di pericolosità richiesta, in particolare se ricercata in termini di frequenza o di probabilità di eccedenza (rispettivamente *Equivalent Exceedance Rate* e *Exceedance Probability*).
- Vita nominale (*Time frame indexes* =1 se  $V_n = 50$  anni).
- Periodo di Ritorno, funzione dell'opera e posto in questo caso  $T_R = 475$  anni.
- Valore di Epsilon  $\epsilon$ , frazione di deviazione standard rappresentativa di quanto lo scuotimento si discosta dal valore medio stimato dalla GMPE per quell'assegnata coppia M-R.

### 1.3.4 RISULTATI

#### 1.3.4.1 Curve di eccedenza

Il primo risultato utilizzato, tra i diversi output forniti da CRISIS, è il file .GRA, il quale fornisce la frequenza di eccedenza relativa ai valori di PGA/PSA (valori compresi nei range definiti in *Crisis*) per ognuno dei periodi strutturali richiesti. Sono stati evidenziati solo tre periodi spettrali, per i quali si riportano i dieci valori di intensità di accelerazione richiesti al programma, a ciascuno dei quali si associa una frequenza di eccedenza (vedi Tabella 6).

PGA [gal]	T = 0 s		PSA [gal]	T = 0,3 s		PSA [gal]	T = 1 s	
	Fr Exceedance Rate	T <sub>R</sub> [anni]		fr Exceedance Rate	T <sub>R</sub> [anni]		fr Exceedance Rate	T <sub>R</sub> [anni]
<b>50</b>	0.0797	13	50	0.32186	3	50	0.04549	22
<b>67</b>	0.0451	22	75	0.18447	5	70	0.02604	38
<b>90</b>	0.0239	42	114	0.09631	10	97	0.01418	71
<b>121</b>	0.0117	85	171	0.04577	22	136	0.00732	137
<b>162</b>	0.0052	191	258	0.01951	51	189	0.00356	281
<b>217</b>	0.002	484	388	0.00729	137	264	0.00163	614
<b>290</b>	0.0007	1406	585	0.00232	430	368	0.0007	1430
<b>389</b>	0.0002	4752	881	0.00062	1616	514	0.00028	3560
<b>522</b>	0.00005	18927	1327	0.00014	7397	717	0.0001	9539
<b>700</b>	0.00001	9044	2000	0.00002	41936	1000	0.00004	27814

Tabella 6- Frequenza di eccedenza e periodo di ritorno per PGA(T=0 s) e PSA T=0.3 s e T=1 s.

Il grafico in Figura 1.13 riporta le curve di pericolosità per il sito di Casamari ossia l'andamento del logaritmo della frequenza di eccedenza dell'accelerazione, per oscillatori di periodo T = 0 s, 0,3s e 1s. Le curve esprimono in sostanza il tasso medio annuo di eccedenza di fissati valori di scuotimento. In generale, si può osservare che la curva a 0.3s è sempre più alta rispetto alle altre poiché intorno a tale periodo si attestano i valori massimi dello spettro. La curva a 0 s corrisponde al PGA e prevale su quella a 1 s solo per valori bassi del

periodo di ritorno (inverso della frequenza di eccedenza) mentre per valori maggiori prevale quella a 1 s che è più sensibile alle alte magnitudo associate solo a lunghi periodi di ritorno

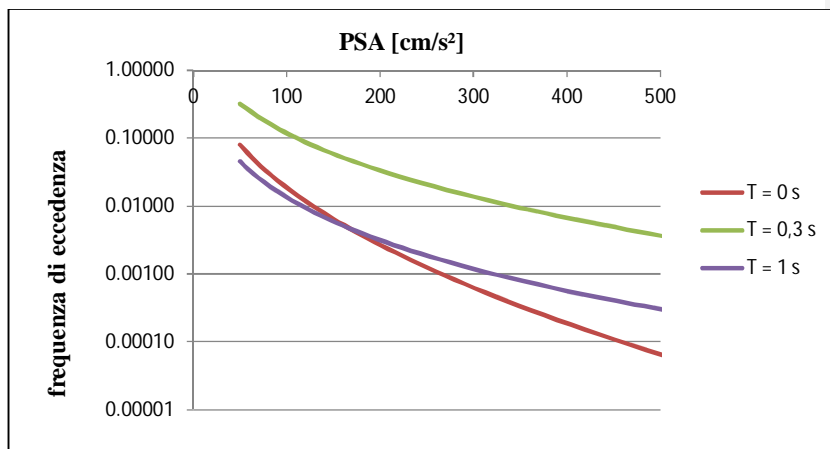


Figura 1.13- Curve di pericolosità per  $T=0$  s,  $T=0.3$  s,  $T=1$  s.

#### 1.3.4.2 Spettri a pericolosità uniforme (UHS)

Gli spettri UHS rappresentano i valori di accelerazione in funzione del periodo spettrale cui si riferiscono data una fissata probabilità di eccedenza. Sono anche denominati *spettri isoprobabili* dal momento che per ogni spettro è definito il parametro di probabilità di eccedenza, mentre variano accelerazione e periodo strutturale  $T$ . Ciascuno spettro UHS rappresenta un involucro di eventi sismici piccoli e vicini, con eventi sismici intensi e distanti, implicandone quindi una sorta di simultaneità. Le ordinate spettrali per ciascun periodo possono al contrario essere fortemente indipendenti le une dalle altre; utilizzare gli spettri UHS è pertanto cautelativo ai fini ingegneristici poichè l'accadimento di un terremoto piccolo e vicino non è connesso ad un altro grande e lontano.

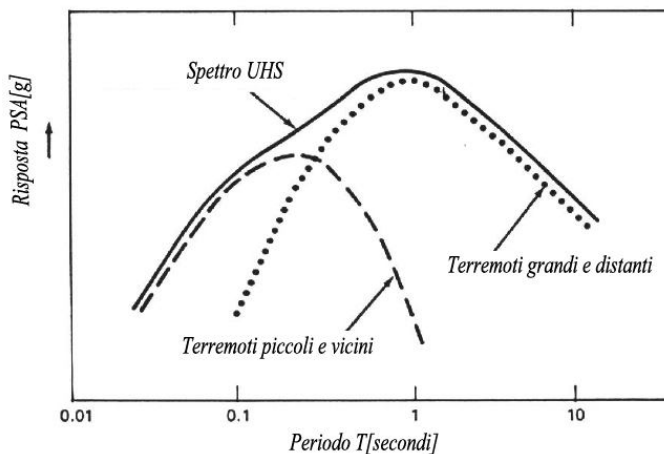


Figura 1.14 - Costruzione di uno Spettro a Pericolosità Uniforme.



Di seguito sono riportati i valori restituiti da Crisis (file .map) per un fissato valore del periodo di ritorno  $T_R$ .

Per $V_R = V_N \cdot cu = 50$ anni		
STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	Probabilità di superamento [%]
SLO	30	81%
SLD	50	63%
SLV	475	10%
SLC	975	5%

Tabella 7- Tempo di ritorno e probabilità di superamento per un  $VR = 50$  anni.

Si riportano gli spettri UHS per  $T_R = 50$  anni (Figura 1.15),  $T_R = 475$  anni (Figura 1.16),  $T_R = 975$  anni (Figura 1.17). Gli andamenti sono pressoché simili per tutti e tre gli spettri, mentre le accelerazioni aumentano progressivamente in maniera proporzionale al tempo di ritorno.

**Spettri a pericolosità uniforme  $T_r = 50$  anni per CASAMARI**

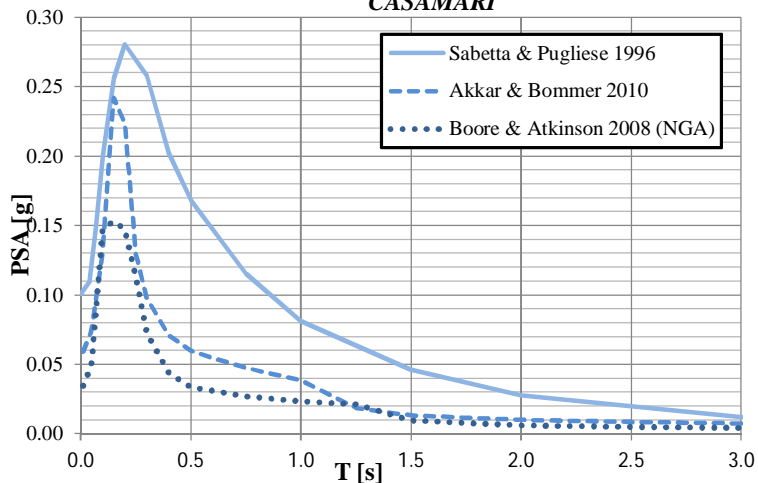


Figura 1.15- Spettri isoprobabili relativi ad un periodo di ritorno  $T_R=50$  anni.

**Spettri a pericolosità uniforme  $T_r = 475$  per CASAMARI**

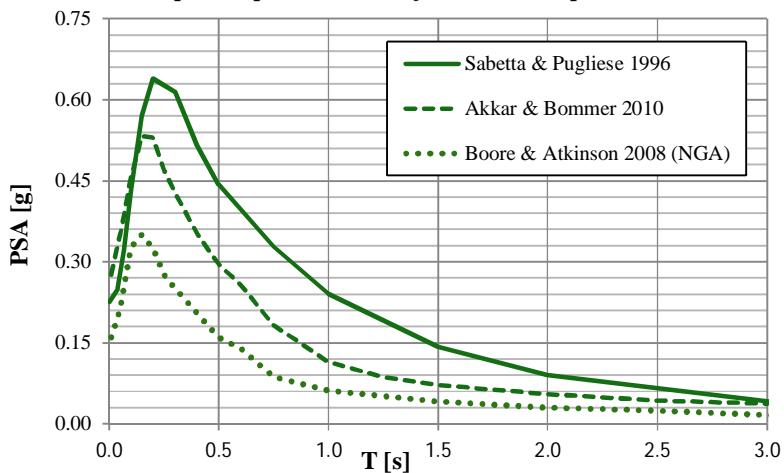


Figura 1.16- Spettri isoprobabili relativi ad un periodo di ritorno  $T_R=475$ anni.

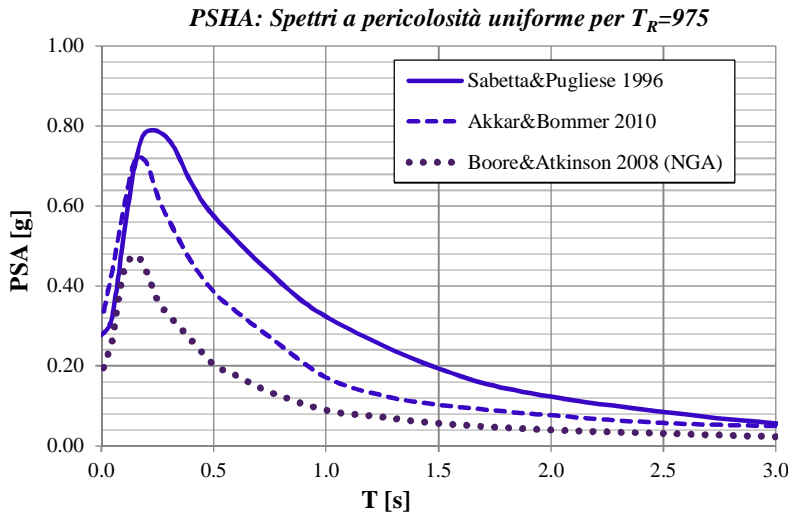


Figura 1.17- Spettri isoprobabili relativi ad un periodo di ritorno  $T_R=975$  anni.

Nel riportare il confronto tra le GMPEs risulta evidente una sovrastima dei valori spettrali della Sabetta&Pugliese(SP96), soprattutto nell'intervallo di periodo strutturale tra  $T=0.3s$  e  $T=3 s$ , mentre la Boore&Atkinson(BA08) presenta valori di accelerazione più bassi per l'intero intervallo spettrale considerato. In base a quanto detto i valori più rappresentativi risultano essere, almeno in accordo all'analisi probabilistica condotta finora, quelli derivanti dalla Akkar&Bommer(AB10).

Nell'approccio probabilistico, in particolare negli spettri a pericolosità uniforme, si perde il concetto di terremoto di scenario, dal momento che essi restituiscono l'effetto combinato di differenti sorgenti a diverse distanze. Per questo motivo ad un'analisi PSHA si associa generalmente un'analisi di disaggregazione.

#### 1.3.4.3 Disaggregazione

La disaggregazione è un'operazione che permette di valutare i contributi di diverse sorgenti sismogenetiche alla pericolosità del sito, nota la distanza  $R$  tra sorgente e polo di studio e la magnitudo  $M$  che è in grado di provocare.

Il processo di disaggregazione più comune è quello bidimensionale, il quale restituisce il terremoto, caratterizzato da una coppia  $M$ - $R$ , che domina lo scenario in termini di pericolosità, contribuendo maggiormente alla pericolosità del sito stesso. A ciascun terremoto di scenario sarà inoltre associato il parametro  $\varepsilon$ , frazione di deviazione standard, rappresentativo di quanto lo scuotimento si discosta dal valore medio stimato dalla GMPE per quell'assegnata coppia  $M$ - $R$  (Bazzurro P., Cornell C.A., 1999).

Il programma restituisce le analisi di disaggregazione relative al tempo di ritorno desiderato (475 anni nel nostro caso) attraverso tabelle a doppia entrata in cui ogni casella riporta la probabilità di superamento per ogni coppia  $M$ - $R$ .

Alti valori di scuotimento possono essere causati da terremoti di scenario differenti, in particolare generalmente per alti periodi spettrali prevalgono terremoti forti ma distanti, mentre per periodi spettrali più bassi spiccano terremoti più deboli ma vicini. In accordo con quanto detto, si può osservare che per il PGA ( $T=0$ ) a contribuire maggiormente alla pericolosità del sito sono terremoti di magnitudo  $M_w \approx 5$ , con distanza epicentrale  $R$  compresa tra 0 e 20 km.

Per un periodo spettrale di 1secondo invece, il terremoto di scenario corrisponde a un evento di magnitudo  $M_w \approx 7$  con distanza epicentrale  $0 < R < 40$  km. Nelle figure sottostanti sono riportati rispettivamente i risultati della disaggregazione per PGA e PSA ( $T=1s$ ). Entrambe le informazioni saranno utilizzate per la selezione di terremoti di scenario corrispondenti a eventi reali nell'ambito dell'approccio deterministico DSHA.

Casamari  $T_R=474$  anni

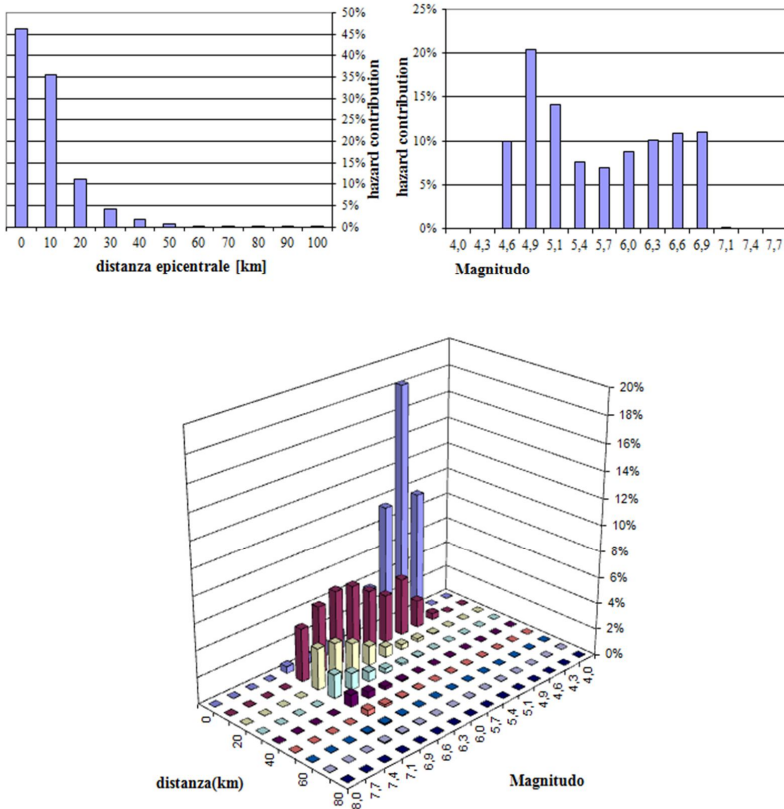
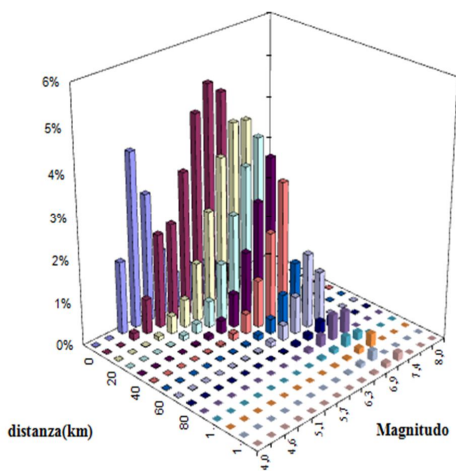
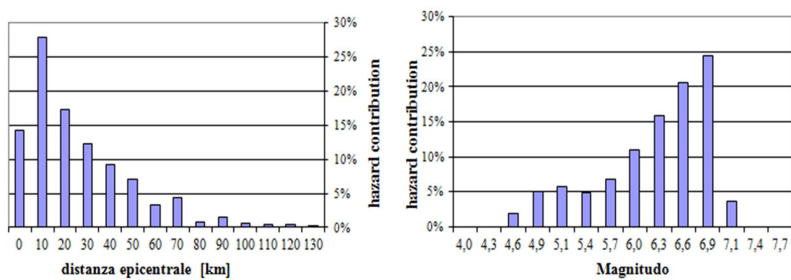


Figura 1.18 - Analisi di disaggregazione per  $PGA(T=0s)$  relativa a  $T_R=475$  anni, località Casamari

Casamari  $T_R=470$  anni



Figural.19 - Analisi di disaggregazione per PSA(T=1s) relativa a  $T_R=475$  anni, località Casamari

## 1.4 Norme Tecniche Italiane 2008(NTC08)

### 1.4.1 GENERALITÀ

L'attuale normativa antisismica prevede che l'azione sismica sia definita da uno specifico spettro di risposta elastico e vada determinata sito per sito.

Gli spettri di normativa sono ricavati da studi probabilistici di pericolosità condotti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), in particolare si basano sulla mappa di pericolosità nazionale MPS04 realizzata dall'INGV.

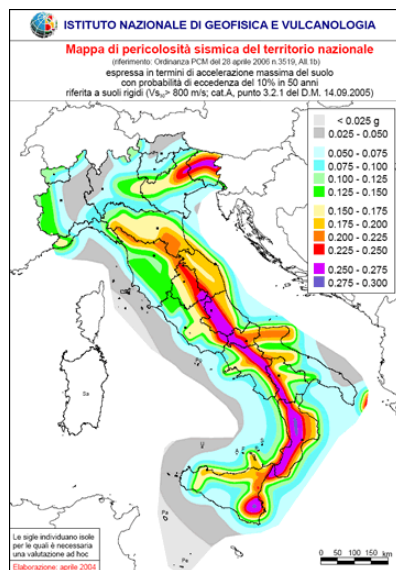


Figura 1.20- Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa in termini di accelerazione massima al suolo con una probabilità di eccedenza del 10%

in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante.

La MPS04 descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante ed è ufficialmente la mappa di riferimento per il territorio nazionale(Ordinanza PCM 3519/2006)<sup>3</sup>.

Le peculiarità di questo modello sono le seguenti:

- i valori forniti dall' INGV rappresentano la mediana pesata dei 16 rami dell'albero logico (vedi Figura 1.21) per individuare le modellazioni più probabili;
- la GMPE utilizzata non viene selezionata singolarmente, come visto nell'analisi PSHA, bensì lo spettro ne contiene intrinsecamente una combinazione; in particolare considera la *Sabetta&Pugliese96* (valida per l'intero territorio nazionale), l'*Ambraseys96* (Ambraseys N.N. et al., 1996) valida a scala europea e due equazioni predittive dello scuotimento elaborate a scala regionale.

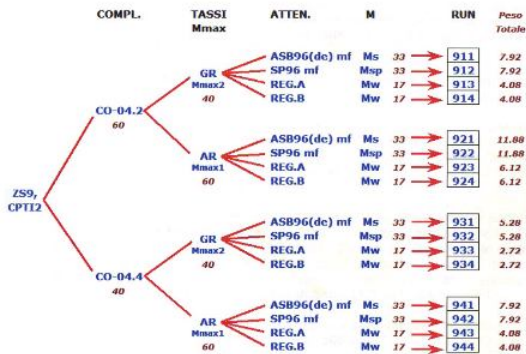


Figura 1.21- Schema ad albero logico utilizzato per la redazione dello spettro

<sup>3</sup> Contiene i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone (G.U. n.108 del 11/05/2006)



---

Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.

NTC08.

Le leggi di attenuazione impiegate nelle norme sono però piuttosto obsolete e frutto di analisi eseguite in regime altamente conservativo, tanto che la Sabetta&Pugliese fu concepita nell'ambito delle verifiche al nucleare. Le relazioni REG.A e REG.B hanno un'impostazione altamente geofisica e sono da sempre poco verificabili. Il catalogo utilizzato andrebbe implementato con i dati più recenti, per esempio sostituendolo con il nuovo CPTII1.

Concludendo, sarebbe più opportuno considerare all'interno del processo di suddivisione ad alberi logici parametri che siano realmente rappresentativi e al variare dei quali corrispondano panorami di accelerazione spettrale considerevolmente variati.

#### 1.4.2 PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPETTRI.

Per la definizione degli spettri di risposta di normativa ci si avvale del software, fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Spettri NTC ver. 1.0.3* (sito web: <http://www.cslp.it>) in accordo alle indicazioni disponibili nelle NTC.

La definizione degli spettri di risposta di normativa relativi ad un fissato Stato Limite è articolata in tre fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri:

1. Individuazione della pericolosità del sito;

in questa fase è stato necessario localizzare il punto di interesse mediante coordinate geografiche (latitudine e longitudine), in quanto Casamari non è presente tra i comuni.

2. Scelta della strategia di progettazione;

Per procedere alla definizione delle forze sismiche, operativamente, una volta fissate la vita nominale  $V_N$  a cui viene riferita la valutazione della

sicurezza o per la quale viene eventualmente progettato un intervento di miglioramento sismico e la classe d'uso coerentemente alle indicazioni al punto 2.4.2 delle NTC, le azioni sismiche sulla costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento definito come segue:

$$V_R = V_N C_U$$

dove  $C_U$  è il coefficiente d'uso il cui valore è definito al variare della classe d'uso del manufatto nella Tabella 2.4.II delle NTC. Non avendo ricevuto particolari indicazioni dal committente, la costruzione in esame si reputa appartenente alla *Classe II*, in quanto soggetta a normale affollamento e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.

Per quanto riguarda la vita nominale, è utile precisare come, in riferimento a un bene culturale, essa dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno. Ciò porta comunque ad una verifica sismica gravosa o, in alcuni casi, alla necessità di realizzare interventi molto invasivi nei riguardi dell'opera. Coerentemente con la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, il progetto potrà fare riferimento, quindi, anche ad una vita nominale ridotta (inferiore di 50 anni) in modo da certificare la sicurezza di interventi meno invasivi, tali da tutelare la costruzione in termini probabilistici per un numero minore di anni, posticipando nel tempo ulteriori e più pesanti interventi.

In questa fase si definiscono, in base a quanto esplicitamente descritto nelle Norme Tecniche Italiane :

- ✓ Vita nominale  $V_N$  dell'opera ( $V_N = 50$  anni)
- ✓ Coefficiente d'uso della costruzione ( $C_U = 1$ ).

3. Determinazione dell'azione di progetto;

Nell'ambito di questa terza fase sono richiesti i seguenti dati di input:

- ✓ Stato Limite considerato (SLO, SLD, SLV, SLC);  
a ciascuno Stato Limite corrisponde un certo periodo di ritorno  $T_R$ , avendo selezionato alternativamente tutti i differenti stati limite è stato possibile avere un quadro completo dello spettro per tutti i differenti  $T_R$ .
- ✓ Categoria di sottosuolo (Categoria A)
- ✓ Categoria topografica ( Categoria T1)

In relazione al periodo di riferimento  $V_R$  ed allo stato limite considerato, cui è associata una probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo  $V_R$ , il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica è valutato come

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

Sia il periodo di riferimento stimato  $V_R = 50$  anni,

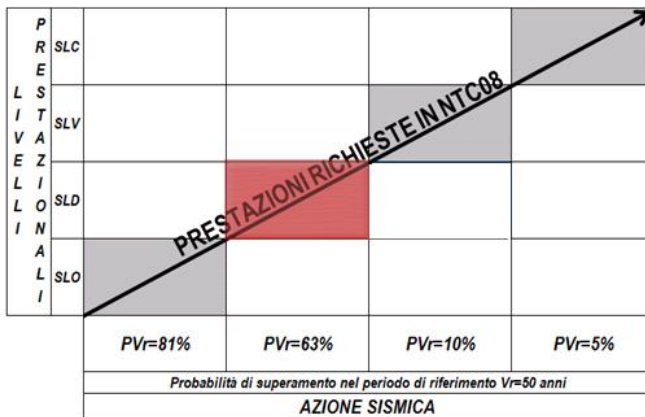


Figura 1.22- Livelli prestazionali richiesti alla struttura in base alla probabilità di superamento accettata per  $V_R = 50$  anni; in rosso lo Stato limite di Danno utilizzato in fase di verifica.

In **Figura 1.23** sono riportate le interfacce delle operazioni svolte:

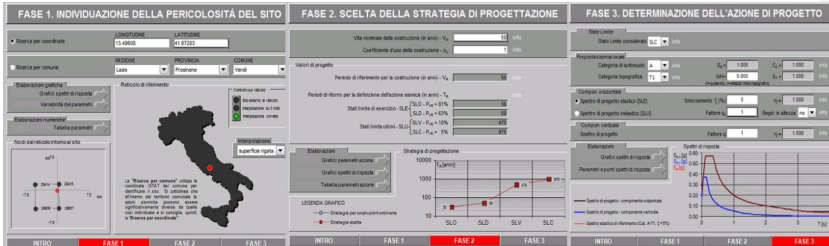


Figura 1.23- Interfaccia grafica delle fasi previste per il calcolo dello spettro NTC08 per Casamari (FR).

1.4.3 RISULTATI : SPETTRI DI RISPOSTA NTC08

I parametri di scuotimento ottenuti per il sito in esame per i differenti Periodi di Ritorno  $T_R$  sono stati riportati in **Figura 1.24**.

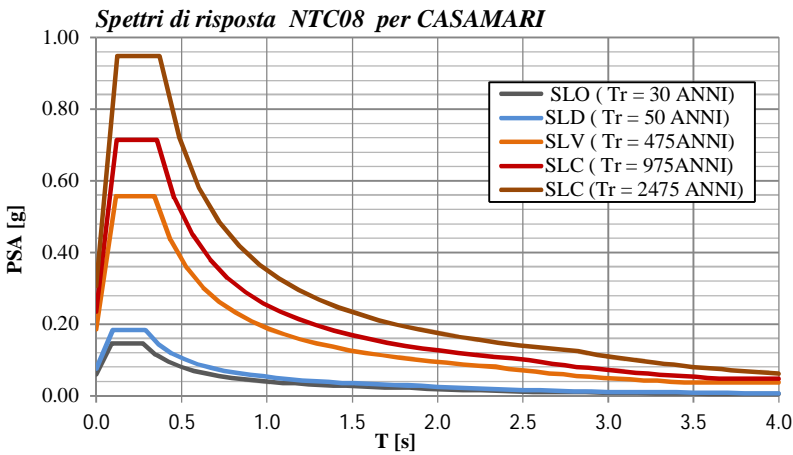


Figura 1.24- Spettri di risposta rappresentativi della componente verticale delle azioni sismiche di progetto per Casamari(FR)

<i>SLO (T<sub>R</sub> 30 ANNI)</i>		<i>SLD (T<sub>R</sub> 50 ANNI)</i>		<i>SLV (T<sub>R</sub> 475 ANNI)</i>		<i>SLC (T<sub>R</sub> 975 ANNI)</i>	
<i>T [s]</i>	<i>Sa[g]</i>	<i>T [s]</i>	<i>Sa[g]</i>	<i>T [s]</i>	<i>Sa[g]</i>	<i>T [s]</i>	<i>Sa[g]</i>
<b>0.000</b>	0.059	0.000	0.075	0.000	0.185	0.000	0.234
<b>0.091</b>	0.146	0.096	0.183	0.113	0.557	0.118	0.713
<b>0.273</b>	0.146	0.287	0.183	0.339	0.557	0.355	0.713
<b>0.348</b>	0.115	0.364	0.144	0.435	0.435	0.459	0.551
<b>0.422</b>	0.095	0.441	0.119	0.530	0.356	0.563	0.450
<b>0.497</b>	0.080	0.517	0.101	0.625	0.302	0.667	0.380
<b>0.571</b>	0.070	0.594	0.088	0.721	0.262	0.771	0.329
<b>0.646</b>	0.062	0.671	0.078	0.816	0.232	0.875	0.290
<b>0.720</b>	0.055	0.748	0.070	0.911	0.207	0.978	0.259
<b>0.795</b>	0.050	0.825	0.064	1.007	0.188	1.082	0.234
<b>0.869</b>	0.046	0.902	0.058	1.102	0.171	1.186	0.213
<b>0.944</b>	0.042	0.978	0.054	1.197	0.158	1.290	0.196
<b>1.018</b>	0.039	1.055	0.050	1.292	0.146	1.394	0.182
<b>1.093</b>	0.037	1.132	0.046	1.388	0.136	1.498	0.169
<b>1.167</b>	0.034	1.209	0.043	1.483	0.127	1.602	0.158
<b>1.242</b>	0.032	1.286	0.041	1.578	0.120	1.705	0.148
<b>1.316</b>	0.030	1.363	0.038	1.674	0.113	1.809	0.140
<b>1.391</b>	0.029	1.439	0.036	1.769	0.107	1.913	0.132
<b>1.465</b>	0.027	1.516	0.035	1.864	0.101	2.017	0.126
<b>1.540</b>	0.026	1.593	0.033	1.960	0.096	2.121	0.119
<b>1.614</b>	0.025	1.670	0.031	2.055	0.092	2.225	0.114
<b>1.689</b>	0.024	1.747	0.030	2.150	0.088	2.328	0.109
<b>1.763</b>	0.023	1.824	0.029	2.245	0.084	2.432	0.104
<b>1.838</b>	0.022	1.900	0.028	2.341	0.081	2.536	0.100
<b>1.911</b>	0.019	2.000	0.025	2.420	0.076	2.606	0.095
<b>2.044</b>	0.018	2.100	0.023	2.499	0.071	2.676	0.090
<b>2.147</b>	0.016	2.200	0.021	2.578	0.067	2.745	0.085
<b>2.250</b>	0.014	2.300	0.019	2.657	0.063	2.815	0.081
<b>2.456</b>	0.012	2.500	0.016	2.815	0.056	2.954	0.074
<b>2.662</b>	0.010	2.700	0.014	2.973	0.050	3.094	0.067
<b>2.867</b>	0.009	2.900	0.012	3.131	0.045	3.233	0.061
<b>2.970</b>	0.008	3.000	0.011	3.210	0.043	3.303	0.059
<b>3.073</b>	0.008	3.100	0.010	3.289	0.041	3.373	0.056
<b>3.176</b>	0.007	3.200	0.010	3.368	0.039	3.442	0.054
<b>3.382</b>	0.006	3.400	0.009	3.526	0.037	3.582	0.050
<b>3.485</b>	0.006	3.500	0.008	3.605	0.037	3.651	0.048
<b>3.588</b>	0.006	3.600	0.008	3.684	0.037	3.721	0.047
<b>3.691</b>	0.005	3.700	0.007	3.763	0.037	3.791	0.047
<b>3.794</b>	0.005	3.800	0.007	3.842	0.037	3.861	0.047
<b>4.000</b>	0.005	4.000	0.006	4.000	0.037	4.000	0.047

Tabella 8- Valori spettrali per i differenti Stati Limite per Vr = 50

## **1.5 Deterministic Seismic Hazard Analysis (DSHA)**

### 1.5.1 GENERALITÀ

Questo approccio, molto utilizzato fino agli anni 80, ha come cardine l'identificazione del terremoto di scenario, ovvero si propone di identificare l'evento sismico caratterizzato da magnitudo e distanza tale da provocare lo scuotimento massimo al sito; sulla base di questo scenario sismico individuato si basa la valutazione della pericolosità sismica attesa. In base a quanto esposto, rappresentando in qualche modo il "caso peggiore", l'applicazione di tale metodo a strutture il cui danno porterebbe a conseguenze catastrofiche (quali centrali nucleari o grandi dighe) fornisce un quadro chiaro per la valutazione dello scuotimento atteso (Bommer 2002).

Gli svantaggi risiedono sostanzialmente nei seguenti punti:

- Non viene fornita alcuna indicazione sulla probabilità di accadimento del terremoto selezionato; le accelerazioni orizzontali stimate non sono legate ad alcun periodo di ritorno.
- Il parametro di scuotimento non è associato alla vita utile della struttura; infatti non tenendo in considerazione la probabilità di occorrenza dell'evento sismico selezionato si rischia di far riferimento ad un sisma di progetto che al contrario potrebbe non verificarsi mai nella vita utile dell'opera.
- Gli effetti dovuti all'incertezza non riescono ad essere tenuti in considerazione, se non mediante la deviazione standard nelle GMPEs.

### 1.5.2 METODOLOGIA

I passaggi necessari per condurre l'analisi della pericolosità sismica sono concettualmente molto simili a quelli visti nell'approccio probabilistico, in particolare:

1. Individuazione delle sorgenti di pericolosità, mediante un inquadramento sismotettonico dell'area, osservando quanto riportato nel DISS. Le sorgenti vanno caratterizzate in base alla geometria, associandovi dei terremoti potenziali.
2. Selezione del terremoto di scenario tra quelli presenti nel catalogo sismico CPTI11, ovvero l'evento sismico descritto in termini di magnitudo e distanza capace di provocare lo scuotimento massimo. In questa fase di valutazione le linee guida per designare il terremoto di scenario sono tracciate sulla base di quanto emerso dall'analisi di disaggregazione (per dettagli consultare la sezione 1.3.4.3).
3. Stima dello scuotimento atteso mediante l'impiego di GMPE; in questa fase sarà fondamentale associare alle relazioni di attenuazione il parametro deviazione standard dell'incertezza che al contrario è intrinseco all'approccio probabilistico.

### 1.5.3 RISULTATI

#### 1.5.3.1 Terremoti di scenario

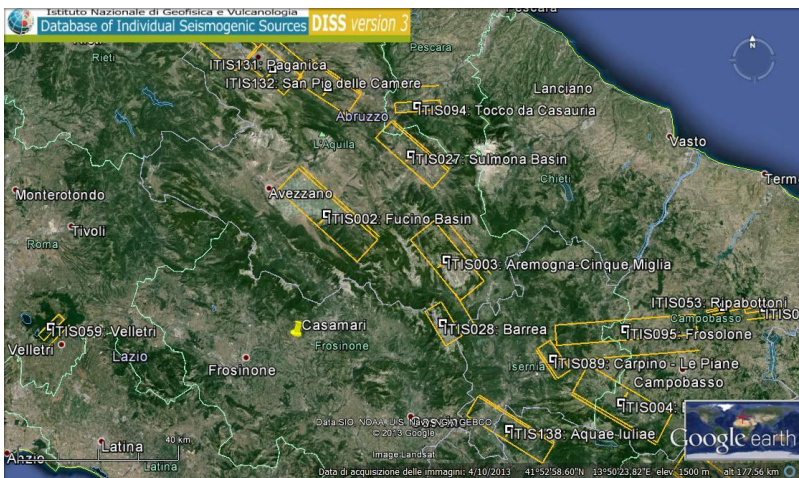
In base a quanto riscontrato dalla disaggregazione della pericolosità sismica svolta nell'analisi probabilistica, sono stati selezionati diversi eventi sismici mediante l'utilizzo dello strumento GIS (Software *Quantum Gis*). Definiti i terremoti capaci di riprodurre lo scenario dedotto dalla disaggregazione, se ne

*Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.*

valuteranno gli spettri di risposta deterministici.

Tra i terremoti candidati ad essere terremoti di scenario sono stati selezionati i seguenti:

- un terremoto rappresentativo della sismicità locale, avvenuto il 19/08/1777 con epicentro a Isola dei Liri, di magnitudo  $M_w=5.14$  e con distanza epicentrale di 1.4 km.
- il terremoto della Marsica del 13/01/1915 avente epicentro ad Avezzano con magnitudo  $M_w=7$  a distanza epicentrale di 38km, rappresentativo dell'alta sismicità della sorgente Fucino basin (vedi Figura 1.25) .



*Figura 1.25- Diss v.3, identificazione delle sorgenti sismogenetiche principali per Casamari, tra cui la sorgente di Fucino Basin.*



---

Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.

#### 1.5.3.2 Spettri di risposta deterministici (Spettri DSHA).

La scelta di un evento rappresentativo della sismicità locale ed uno invece a più ampia scala geografica permette di tenere effettivamente in considerazione tutti i massimi valori di accelerazione al sito:

- il primo terremoto selezionato (Isola dei Liri 1777 Mw=5.14 R=1.4 km) fornisce un valore di picco maggiore al secondo a bassi periodi strutturali (per T fino a 0.5 s).
- il secondo (Avezzano 1915 Mw=7 R=38km) risulta prevalente per tutto il resto dell'intervallo temporale.

Quanto detto trova un riscontro grafico in Figura 1.26, nella quale si sono calcolati gli spettri di risposta deterministici mediante la SP96 (Sabetta e Pugliese, 1996) per entrambi i terremoti:

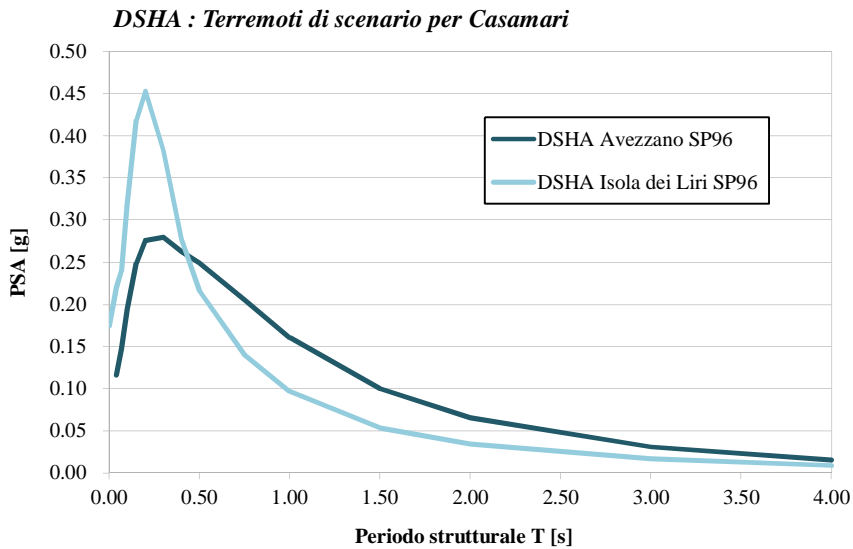


Figura 1.26- DSHA: Confronto tra i due terremoti di scenario per Casamari (5% smorzamento, senza incremento della  $\sigma$ ).

Gli spettri di risposta di questi due terremoti di scenario identificati sono stati inoltre calcolati utilizzando le seguenti equazioni predittive, selezionate in base a quanto esposto nella sezione relativa alle GMPE (1.2.5):

1. Sabetta&Pugliese(1996), ridotta secondo degli aggiustamenti calcolati in funzione del periodo strutturale, per tenere in considerazione il fatto che la SP96 considera il valore massimo della componente orizzontale dell'accelerazione, anziché la media.
2. Ita10 Bindi (2011).
3. Cauzzi&Faccioli (2008).
4. Akkar&Bommer (2010).

I dati di input assegnati alle diverse GMPEs per il calcolo degli spettri sono stati i seguenti:

- ✓ Mw, magnitudo momento.
- ✓ R distanza epicentrale espressa in km.
- ✓ h distanza focale, richiesta solo nella CF08, posta pari a la giusta distanza km.
- ✓ Tipo di fagliazione, selezionata di tipo normale N ( in base a quanto visibile in Figura 1.5, sia la zona ZS923 cui appartiene il terremoto di Avezzano sia la ZS920 sono caratterizzate da fagliazione prevalente normale).
- ✓ Categoria sottosuolo di tipo A ( $V_{S30} > 800\text{m/s}$ ).

Si riportano gli spettri di risposta deterministici rispettivamente per il terremoto di Avezzano (Figura 1.27) e per quello di Isola dei Liri (Figura 1.28)

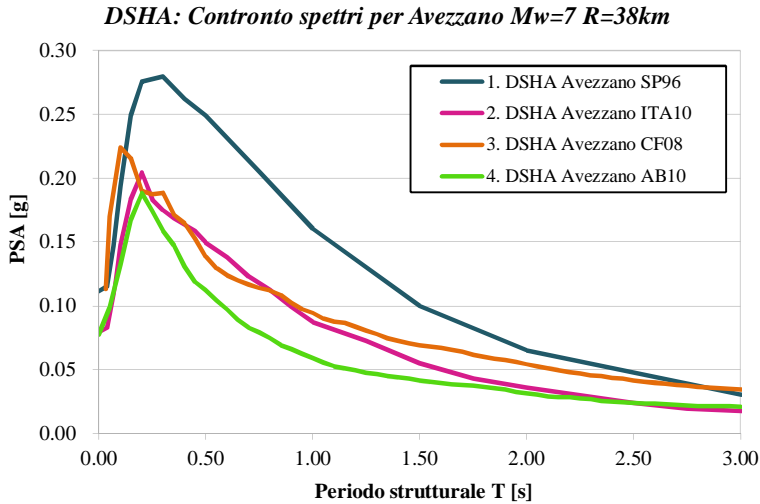


Figura 1.27 - Avezzano: Spettri di risposta in accelerazione selezionati sulla base dell'approccio deterministico DSHA.

Si nota quanto il valore di picco ( $0.25 < T < 0.3s$ ) fornito dagli spettri 2, 3 e 4 restituisca valori confrontabili con PSA compreso tra 0.19 e 0.22 g , mentre lo spettro 1 fornisce un valore di accelerazione massima visibilmente superiore (0.28g). Come sottolineato più volte la Sabetta&Pugliese ricostruisce sempre un panorama più gravoso, proponendosi come fortemente conservativa. Spostando l'attenzione su gli altri periodi spettrali si osserva una buona corrispondenza tra ITA10(Spettro 2) e CF08 (Spettro3), mentre SP96 (Spettro 1) sovrastima rispetto agli altri il parametro di accelerazione per il range  $0.5 s < T < 3 s$ . Lo Spettro 4 (AB10) restituisce valori leggermente inferiori per l'intero intervallo temporale considerato.

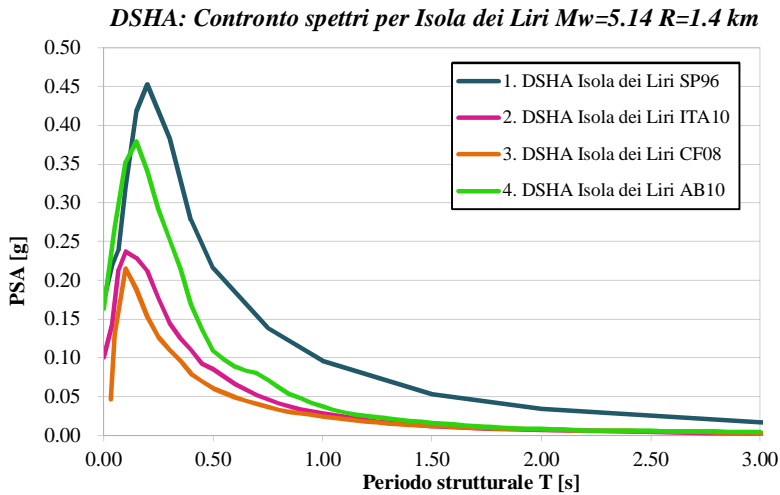


Figura 1.28- Isola dei Liri (1777): Spettri di risposta in accelerazione (5% smorzamento) selezionati sulla base dell'approccio deterministico DSHA.

Al diminuire di magnitudo e distanza la situazione tra i diversi spettri varia consistentemente rispetto alla precedente:

Lo Spettro 2 (ITA10) si conforma ancora una volta allo Spettro 3 CF08, ma con picchi in accelerazione più bassi rispetto a quelli restituiti da SP96 e AB10.

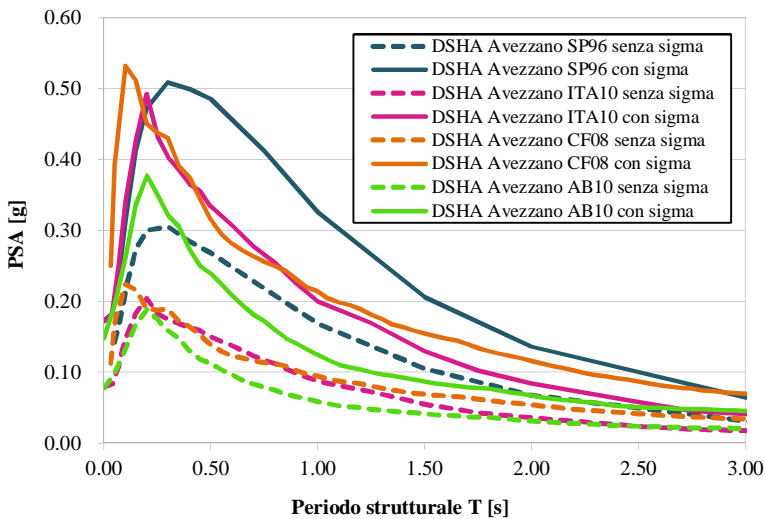
Lo Spettro 4 AB10 assume un andamento molto più severo, con un picco intorno a 0.3 s che arriva fino a 0.38g . La SP96 resta prevalente in termini di accelerazioni stimate per tutto l'intervallo temporale, con un picco di 0.45 g intorno a 0.2 s. L'analisi DSHA non è tiene conto dell'incertezza, il cui contributo va quindi stimato calcolando la deviazione standard  $\sigma$  sulla base delle GMPEs selezionate. Non esiste una scelta univoca a proposito, ma si tende a considerare la quota parte di deviazione standard capace di restituire

una buona corrispondenza tra lo spettro DSHA e quello definito mediante approccio PSHA (Fiorentino G. et al., 2012).

È stato valutato opportuno aggiungere un valore pari a  $1\sigma$  al valore medio di ciascuna GMPE.

Di seguito si riporta lo spettro per Avezzano corretto del valore  $+1\sigma$ , per esplicitare il notevole contributo della deviazione standard in termini di accelerazione spettrale.

**DSHA: Contronto spettri per Avezzano  $M_w=7$   $R=38km$**



In base alle divergenze registrate negli spettri deterministici per le differenti relazioni di attenuazione, si è pensato di proporre uno spettro rappresentativo dell'analisi deterministica che sia la media degli spettri restituiti dalle differenti relazioni di attenuazione nell'ambito dell'analisi DSHA condotta.

In Tabella 9 sono riportati i valori di accelerazione per tutte le leggi di attenuazione considerate, con annesso il contributo di un unità di deviazione standard.

<i>Spettri DSHA per Avezzano Mw=7 R=38 km</i>					
<b>T</b>	<b>1 (SP96)</b>	<b>2 (ITA10)</b>	<b>3 (CF08)</b>	<b>4 (AB10)</b>	<b>Media</b>
[s]	[g]	[g]	[g]	[g]	[g]
<b>0.03</b>	0.180	0.183	0.250	0.190	0.201
<b>0.05</b>	0.200	0.210	0.393	0.195	0.250
<b>0.10</b>	0.314	0.341	0.532	0.262	0.362
<b>0.15</b>	0.413	0.426	0.512	0.336	0.422
<b>0.20</b>	0.472	0.492	0.451	0.377	0.448
<b>0.25</b>	0.490	0.433	0.437	0.351	0.428
<b>0.30</b>	0.509	0.403	0.430	0.321	0.416
<b>0.35</b>	0.510	0.386	0.391	0.305	0.398
<b>0.40</b>	0.499	0.365	0.375	0.273	0.378
<b>0.45</b>	0.490	0.355	0.344	0.250	0.360
<b>0.50</b>	0.486	0.334	0.316	0.240	0.344
<b>0.75</b>	0.412	0.270	0.256	0.172	0.277
<b>1.00</b>	0.326	0.200	0.214	0.125	0.216
<b>1.50</b>	0.206	0.130	0.155	0.087	0.144
<b>2.00</b>	0.136	0.085	0.116	0.067	0.101
<b>3.00</b>	0.064	0.040	0.070	0.046	0.055

<i>Spettri DSHA per Isola dei Liri Mw=5.14 R=1.4 km</i>					
<b>T</b>	<b>1 (SP96)</b>	<b>2 (ITA10)</b>	<b>3 (CF08)</b>	<b>4 (AB10)</b>	<b>Media</b>
[s]	[g]	[g]	[g]	[g]	[g]
<b>0.033</b>	0.330	0.270	0.103	0.450	0.288
<b>0.050</b>	0.370	0.385	0.303	0.528	0.396
<b>0.100</b>	0.517	0.547	0.519	0.700	0.571
<b>0.150</b>	0.694	0.530	0.451	0.761	0.609
<b>0.200</b>	0.775	0.511	0.370	0.683	0.585
<b>0.250</b>	0.735	0.418	0.304	0.589	0.511
<b>0.300</b>	0.696	0.336	0.263	0.513	0.452
<b>0.350</b>	0.610	0.287	0.232	0.445	0.393
<b>0.400</b>	0.529	0.248	0.193	0.353	0.331
<b>0.450</b>	0.480	0.207	0.170	0.288	0.286
<b>0.500</b>	0.421	0.190	0.150	0.233	0.249
<b>0.750</b>	0.280	0.110	0.091	0.156	0.159
<b>1.000</b>	0.196	0.065	0.061	0.080	0.100
<b>1.500</b>	0.110	0.028	0.029	0.034	0.050
<b>2.000</b>	0.071	0.016	0.017	0.018	0.031
<b>3.000</b>	0.035	0.009	0.008	0.010	0.015

Tabella 9- Valori spettrali con l'aggiunta di  $1 \sigma$  al valore medio in accelerazione; in

Valutazione della pericolosità sismica al bedrock del sito di Casamari.

ultima colonna ne è stata eseguita la media aritmetica tra le differenti GMPEs.

Graficamente:

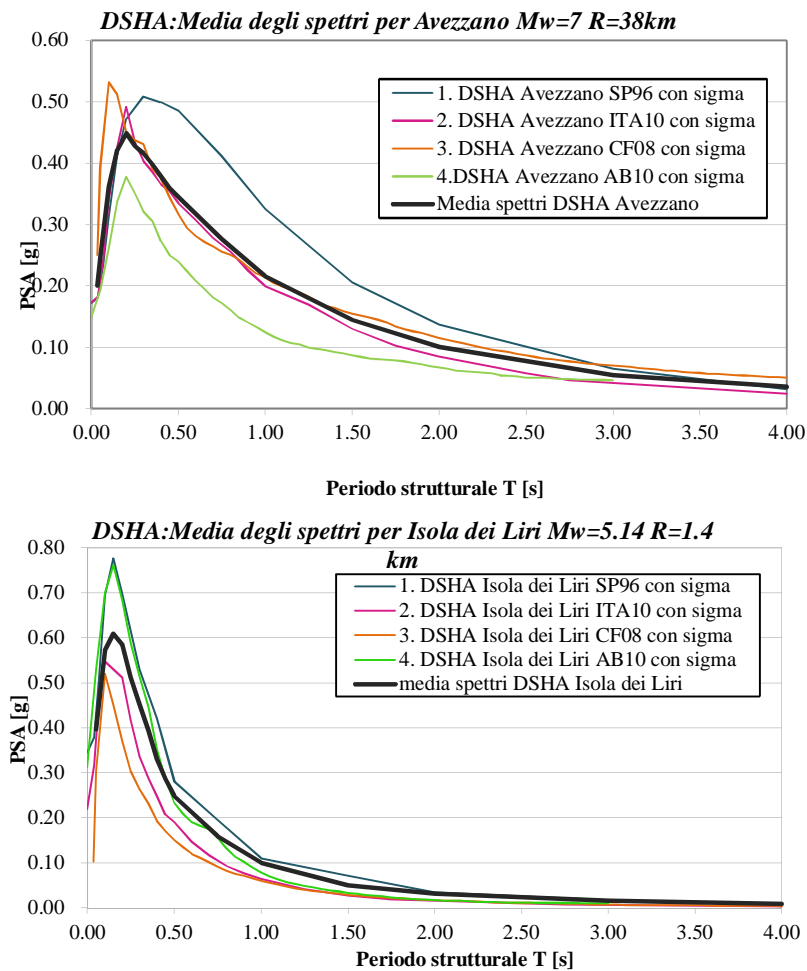


Figura 1.29-Spettri DSHA per Avezzano (1915) e Isola dei Liri (1777) : Valori di PSA [g] e media.



## 1.6 Confronti e Conclusioni

### 1.6.1 SPETTRI PSHA E SPETTRI DELLE NTC

Si riportano a confronto gli spettri determinati sulla base delle normative 2008 e quelli a pericolosità uniforme ottenuti mediante CRISIS2014.

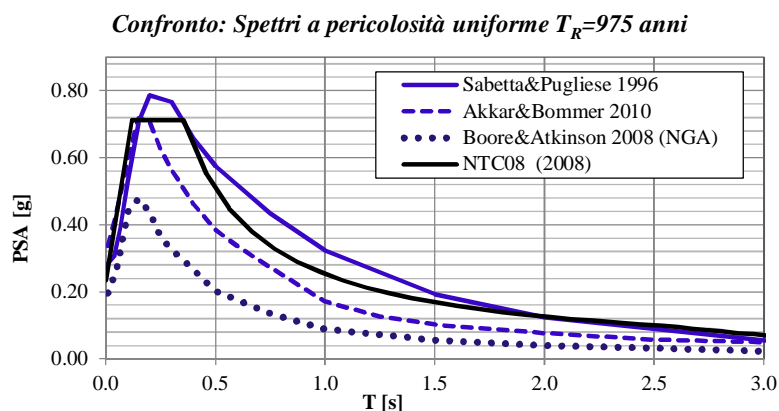
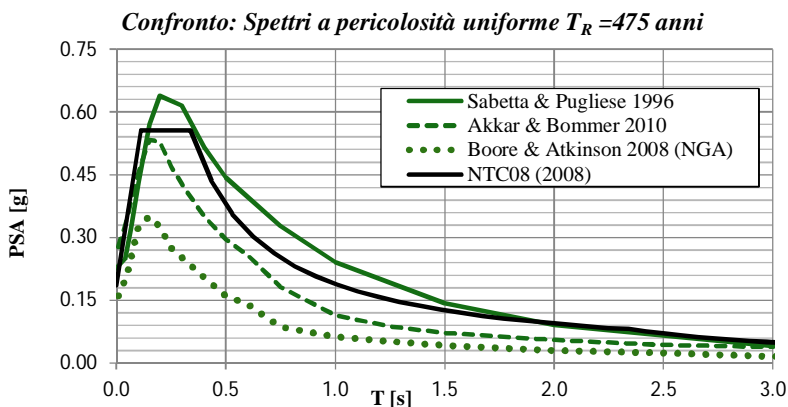


Figura 1.30- SLV e SLC: Confronto tra NTC08 e gli spettri ottenuti mediante PSHA.

Riportiamo infine lo spettro allo SLD, che verrà poi impiegato nella presente tesi per stimare il grado di danneggiamento dell'edificio.

**Confronto: Spettri a pericolosità uniforme  $T_R = 50$  anni**

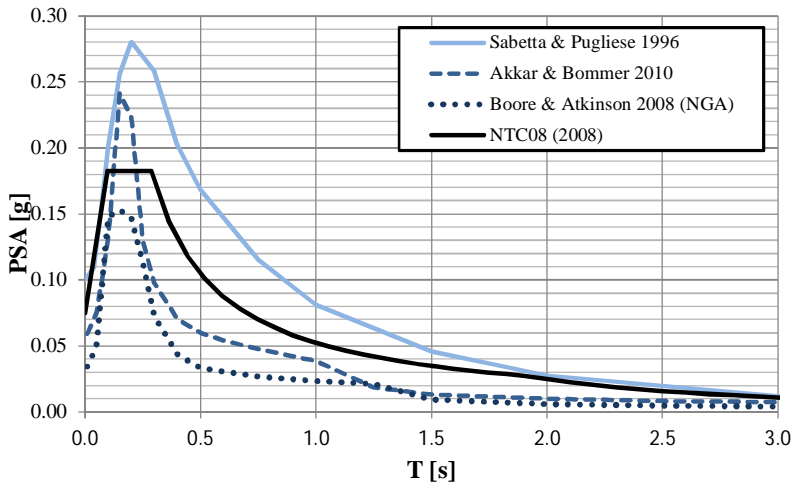


Figura 1.31-SLD: Confronto tra NTC08 e gli spettri ottenuti mediante PSHA (Crisis2014).

La buona approssimazione tra la SP96 e lo spettro normativo è dovuta al fatto che tale GMPE è contenuta, sebbene mediata con altre, all'interno dello spettro delle NTC08. Si vede il tratto fortemente conservativo della relazione di attenuazione che tende a sovrastimare visibilmente le accelerazioni spettrali.

Si riscontra una buona approssimazione dello spettro delle NTC anche con la relazione implementata da Akkar&Bommer (AB10), che raggiunge accelerazioni nel picco che sono praticamente coincidenti con il valore massimo fornito dalla norme per  $T_R = 475$  anni e  $T_R = 975$  anni; il picco in accelerazione fornito dalla AB10 per  $T_R = 50$  anni è più consistente del valore di accelerazione di normativa, pur restando un po' al di sotto per i restanti periodi spettrali. La legge proposta da Boore&Atkinson (BA08) restituisce valori di scuotimento

decisamente inferiori per i differenti periodi di ritorno.

In base ai risultati ottenuti lo spettro selezionato come spettro di input alla valutazione del danneggiamento dell'edificio in esame è quello ottenuto mediante relazione di attenuazione Akkar&Bommer, poiché interpola bene i risultati tra i diversi spettri probabilistici, approssimando bene anche lo spettro di normativa.

La scelta è stata supportata dal carattere molto recente della GMPE (2010) e dal fatto che i dati strong-motion utilizzati per elaborarne i coefficienti predittivi dello scuotimento sono sviluppati sulla base di eventi sismici relativi a Europa e Medio Oriente, includendo dunque l'area italiana.

#### *1.6.1.1 Spettri PSHA e Spettri DSHA.*

Per eseguire una riflessione circa le differenze tra i due approcci apparentemente dicotomici, finalizzati alla selezione dello spettro di risposta necessario come input per la valutazione sismica del complesso murario di Casamari, può essere utile riportarne un confronto grafico per una stessa GMPE. Tale confronto ha poco senso nel caso di periodi di ritorno bassi (come quelli utilizzati per Stato Limite di Danno impiegati nella presente tesi) ma viene riportata per completezza all'analisi della pericolosità svolta.

Lo spettro di normativa e i tre spettri probabilistici (PSHA) sono quindi riportati per un periodo di ritorno  $TR = 475$  anni, periodo cui si fa generalmente riferimento per una struttura ordinaria con vita utile 50 anni.

I due spettri deterministici (DSHA) non contengono invece alcuna informazione sulla probabilità di accadimento, come specificato nella sezione 1.5.1., ragione per cui l'influenza della variabile aleatoria, indice dell'incertezza, riveste un ruolo fondamentale nel confronto tra gli spettri ottenuti mediante i differenti

approcci PSHA e DSHA. In questa analisi è stata aggiunta una componente  $+\sigma$  al valore medio di tutte le GMPEs utilizzate, come descritto al punto 1.5.3.2.

In [Figura 1.32](#) si riportano gli spettri ottenuti mediante l'utilizzo di relazione di attenuazione Sabetta e Pugliese del 1996, mentre in [Figura 1.33](#) si esegue il medesimo confronto utilizzando però l'equazione predittiva dello scuotimento atteso di Akkar e Bommer del 2010.

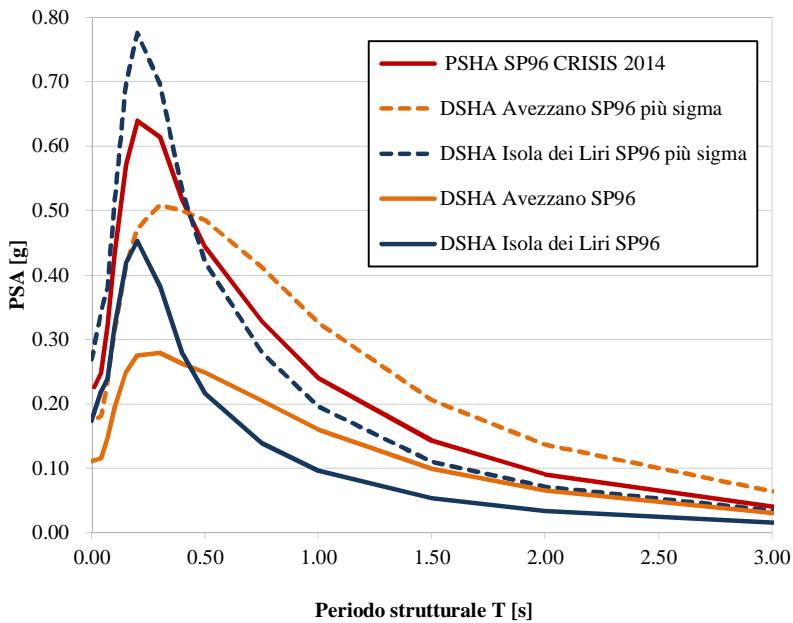


Figura 1.32 - Confronto : Spettri di risposta ottenuti mediante approccio PSHA e DSHA, Sabetta e Pugliese GMPE (SP96).

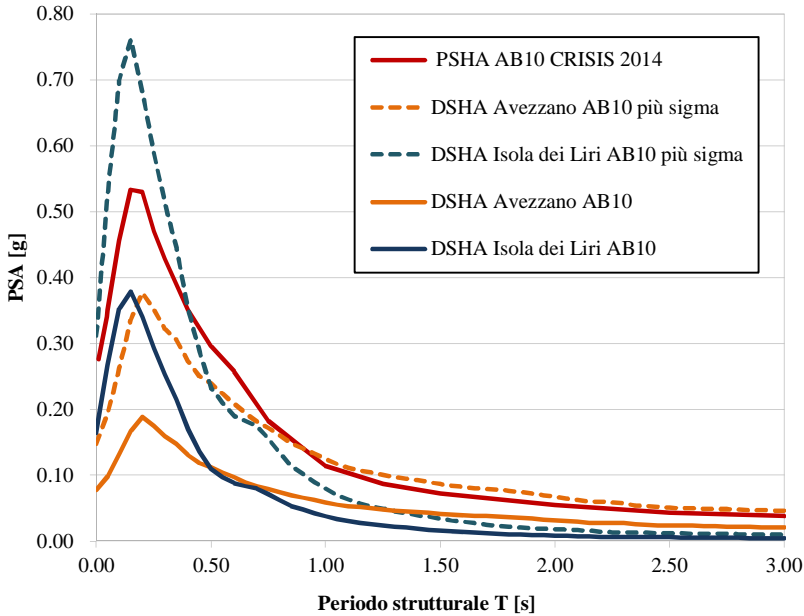


Figura 1.33 - Confronto : Spettri di risposta ottenuti mediante approccio PSHA e DSHA, Akkar e Bommer GMPE (AB10).

La presenza di due differenti terremoti di scenario (uno più gravoso per periodi bassi della struttura e l'altro per periodi più alti) rende il confronto con lo spettro probabilistico ancora più interessante. Lo spettro DSHA di Isola dei Liri (incrementato di una unità di  $\sigma$ ) fornisce valori più alti di accelerazione. Aver aggiunto una unità di deviazione standard allo spettro deterministico di Avezzano rende invece estremamente simili gli spettri PSHA e DSHA.

Infine si riportano nello stesso grafico tutti gli spettri di risposta calcolati nell'analisi di pericolosità:

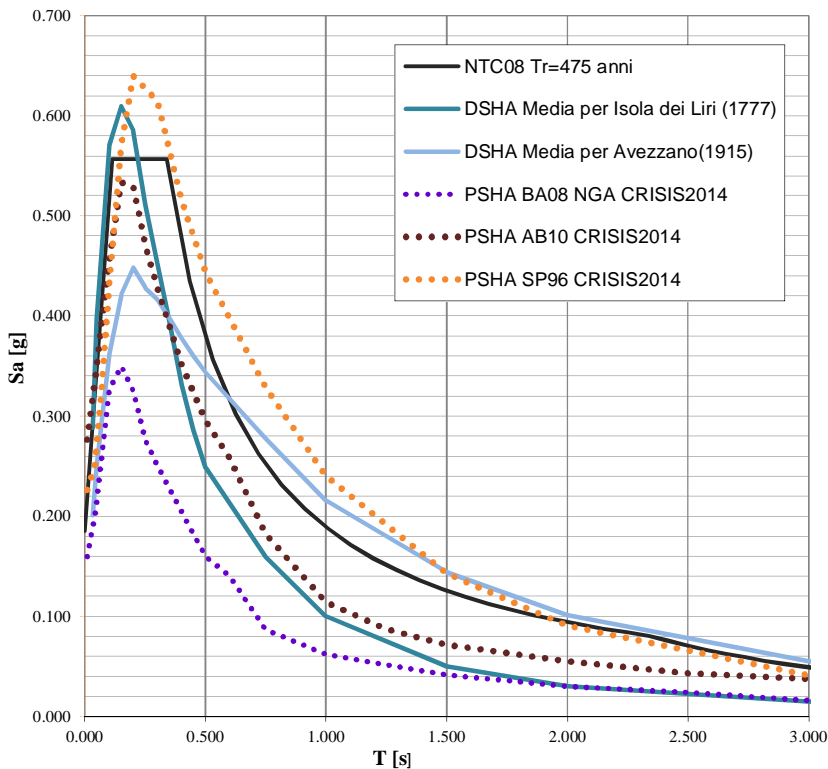


Figura 1.34 - Confronto spettri di risposta su suolo rigido per il sito di Casamari.

Lo spettro probabilistico SP96 risulta sempre un po' sopra la soglia scandita dallo spettro normativo che in particolare ne "smussa" il picco al periodo  $T=0.2$ s (accelerazione massima di 0.64 g anziché i 0.56g della NTC08).

Lo spettro probabilistico restituito da CRISIS sulla base dei coefficienti di

attenuazione forniti da Akkar&Bommer ha un andamento simile allo Spettro NTC08, sebbene con accelerazioni che restano inferiori per l'intero intervallo di analisi. Se confrontato con lo spettro deterministico ottenuto come media tra i differenti spettri DSHA, acquisisce maggiore aderenza con Isola dei Liri, discondandosi invece da quello di Avezzano (contrariamente a quanto avveniva in Figura 1.33). Queste osservazioni supportano la selezione di quest'ultima relazione di attenuazione anche nel caso di una analisi allo SLV.

I valori restituiti dalla GMPE di Boore e Atkinson sono invece assolutamente un limite inferiore nella definizione dello spettro, per cui probabilmente selezionare questo spettro per un'analisi non risulterebbe opportuno per qualsiasi Stato Limite o Periodo di Ritorno.

Confrontando gli spettri deterministici per i due differenti scenari si vede bene la differente distribuzione dello spettro al variare di intensità e distanza: eventi sismici intensi ma distanti danno allo spettro una forma più sinuosa e distribuita, mentre eventi più vicini e meno intensi imprimono un picco evidente a bassi periodi per poi decrescere repentinamente. Considerare entrambi gli spettri DSHA (Isola dei Liri e Avezzano) ci permette di tener conto delle massime accelerazioni sia per bassi che per alti periodi.

## **2 Misura delle vibrazioni ed analisi modale sperimentale.**

### **2.1 Introduzione**

Per studiare una struttura è necessario ricostruirne un modello di comportamento. Identificare i modi di vibrazione<sup>4</sup> di una struttura ha un ruolo decisivo in questo senso, poiché i parametri modali sono funzione solo delle caratteristiche intrinseche della struttura, quali masse, rigidità, smorzamenti e condizioni al contorno, ma non dipendono dal tipo, dall'entità o dalla distribuzione spaziale dell'eccitazione applicata. Nel caso di strutture esistenti, specie se costruite in assenza di regolamentazioni sismiche, definire il reale comportamento della struttura è particolarmente complesso, tanto nella determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati, quanto nella definizione della loro disposizione costruttiva e sulla qualità della loro interconnessioni .

I metodi sperimentali su edifici esistenti si sono sviluppati proprio come tentativo di facilitare tale operazione, ritenuta critica. Alla base di questi metodi vi sono sperimentazioni rapide e mirate, che eseguite sull'edificio in esame possono identificarne le caratteristiche dinamiche, riducendo in questo modo le incertezze legate alla definizione del modello. Nella rosa dei possibili approcci

---

<sup>4</sup> I modi di vibrazione rappresentano una soluzione particolare del problema, più complesso, relativo all'identificazione delle oscillazioni di una struttura soggetta a delle forze; i moti si ricercano infatti sotto l'ipotesi di assenza di forzanti e imponendo che tutti i punti vibrino con stessa frequenza (oscillazioni monofrequenziali).



sperimentali, particolare attenzione è stata rivolta all'Analisi Modale Operazionale, capace di stimare le proprietà dinamiche di un edificio a partire da misure di vibrazioni ambientali.

Sotto le ipotesi di comportamento lineare e di smorzamento viscoso proporzionale a massa e rigidità della struttura, il comportamento dinamico dell'edificio può essere descritto utilizzando i suoi modi normali caratteristici, ovvero mediante analisi modale (Clough R.W. et al., 1993). Ogni modo è caratterizzato da una sua frequenza naturale, un coefficiente di smorzamento, una forma modale e un coefficiente di partecipazione al modo. La frequenza fondamentale è il parametro chiave per predire la risposta di una struttura ad un sisma e rappresenta pertanto il parametro più significativo per la stima della sua vulnerabilità. La tesi descrive l'applicazione della metodologia SMAV ad un edificio del complesso dell'Abbazia di Casamari. L'edificio è adibito a refettorio e biblioteca, lungo 68m per 13.5 m, è composto da tre livelli, il terzo dei quali occupato dalle residenze dei monaci, più il piano sottotetto. L'ambiente principale, relativo al refettorio, posto al livello 0, è strutturato secondo sette campate coperte con volte a crociera. La biblioteca occupa il livello 0 e -1, estendendosi anche in ambienti dell'edificio attiguo; per una descrizione più dettagliata si può fare riferimento al 4.1.

In questo capitolo vengono espone e descritte le fasi necessarie all'individuazione dei parametri modali a partire dalle misure ambientali. In una prima fase sono stati acquisiti i segnali relativi al rumore ambientale nell'edificio, eseguendo le misure sperimentali per due differenti configurazioni degli strumenti. L'elaborazione dei dati sperimentali è stata eseguita utilizzando l'algoritmo LMS Polymax che utilizza lo stimatore Least Squares Complex nel dominio della frequenza (LSCF), permettendo di identificare frequenze, smorzamenti e forme modali della struttura.

## 2.2 Richiami di analisi modale.

Una struttura può sempre essere ricondotta ad un sistema discreto a  $N$  gradi di libertà, ad esempio attraverso una modellazione agli elementi finiti.

Assumendo, come visto in precedenza, che la struttura resti in campo lineare, il sistema di  $N$  equazioni accoppiate che descrive il comportamento sismico della struttura è del tipo:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{v}}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{v}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{v}(t) = \mathbf{f}(t) \quad (1)$$

Tale espressione descrive il moto di un oscillatore a  $N$  gradi di libertà soggetto a vibrazioni forzate, in presenza di smorzamento. In particolare,

$\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  e  $\mathbf{K}$  sono rispettivamente la matrice di massa, di smorzamento e di rigidità del sistema, tali che  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$ ,  $\mathbf{K} \in \mathbb{R}^{N \times N}$ .

$\mathbf{v}(t)$  rappresenta lo spostamento relativo della struttura rispetto al suolo, con  $\mathbf{v} \in \mathbb{R}^N$ .

$\mathbf{f}(t)$  rappresenta il contributo delle forze di inerzia, in particolare  $\mathbf{f} = -\mathbf{M} \mathbf{a}_g(t)$ ,

con  $\mathbf{a}_g(t)$  accelerazione di trascinamento dovuta al movimento del terreno, definita come  $\mathbf{a}_g(t) = \mathbf{b} \ddot{\mathbf{v}}_g(t)$ .

$\mathbf{v}_g(t)$  è lo spostamento misurato del terreno nelle due direzioni ortogonali  $x$  ed  $y$ ;  $\mathbf{v}_g(t) = [x_g(t); y_g(t)]^T$ .

$\mathbf{b}$  è la matrice di trascinamento che assegna ad ogni  $N$ -esimo grado di libertà la forza di inerzia corrispondente alla sua direzione;  $\mathbf{b} \in \mathbb{R}^{N \times 2}$  ed è definita mediante una struttura del tipo  $\mathbf{b} = b_{hk}$ , tale che:

$$b_{hk} = 1 \quad \text{se } v_h \text{ rappresenta lo spostamento in direzione } k,$$

$$b_{hk} = 0 \quad \text{diversamente.}$$

La matrice di trascinamento avrà in sostanza valore 1 o 0 nella posizione associata ai gradi di libertà a seconda che siano concordi o meno con la direzione dell'accelerazione misurata al suolo  $\ddot{\mathbf{v}}_g(t)$ .

Le equazioni sopra riportate possono essere disaccoppiate dall'introduzione di una matrice quadrata  $\Phi$  le cui colonne siano costituite dai modi propri di vibrare del sistema descritto ( $\Phi_1, \Phi_2, \dots, \Phi_N$ ) definita matrice modale.

Utilizzando i modi di vibrazione come base per la costruzione della soluzione al problema, possiamo definire lo spostamento relativo della struttura  $\mathbf{v}(t)$  come combinazione lineare di N funzione linearmente indipendenti.

$$\mathbf{v}(t) = \Phi \mathbf{V}(t) = \sum_{k=1}^N \Phi_k V_k(t) \quad (2)$$

Siano  $\Phi_N$  i modi di vibrazione identificati e  $V_N(t)$  delle funzioni incognite del tempo, che devono soddisfare le cosiddette equazioni modali, ovvero:

$$\sum_{k=1}^N [\ddot{V}_k(t) + 2\omega_k \xi_k \dot{V}_k(t) + \omega_k^2 V_k(t)] = \sum_{k=1}^N [\Gamma_k(t) \ddot{\mathbf{v}}_g(t)] \quad (3)$$

Ottenuta sostituendo la (2) nella (1), moltiplicando a destra e sinistra per la trasposta della matrice modale e sfruttando le proprietà di ortogonalità di  $\Phi$  con le matrici di massa e rigidezza<sup>5</sup>.

Sotto queste ipotesi è facilmente dimostrabile che nel nuovo sistema di coordinate le matrici di massa e rigidezza sono matrici diagonali,

<sup>5</sup> La proprietà di ortogonalità dei modi di vibrazione rispetto a massa e rigidezza possono essere espresse rispettivamente come:

$$(\Phi_h)^T \mathbf{M} \Phi_k \begin{cases} = 0 & \text{se } h \neq k \\ \neq 0 & \text{se } h = k \end{cases} \quad \text{e} \quad (\Phi_h)^T \mathbf{K} \Phi_k \begin{cases} = 0 & \text{se } h \neq k \\ \neq 0 & \text{se } h = k \end{cases}$$

Inoltre volendo normalizzare rispetto alla massa,  $(\Phi_h)^T \mathbf{M} \Phi_k = \delta_{hk}$  sia  $\delta_{hk}$  l'operatore di Kronecher.

dove  $[\phi]^T [M] [\phi] = \text{diag}[m_i]$  e  $[\phi]^T [K] [\phi] = \text{diag}[k_i]$

siano  $m_i$  e  $k_i$  rispettivamente la massa e la rigidezza associate al modo  $i$ -esimo.

Nell'ipotesi che lo smorzamento sia proporzionale a massa e rigidezza del sistema, possiamo esprimere  $\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K}$ . Si dimostra facilmente che in questo modo la matrice modale diagonalizza anche  $\mathbf{C}$ , semplificando ulteriormente il problema.

Il set di parametri presenti nella (3) definisce in maniera completa la risposta della struttura ad una sollecitazione sismica, caratterizzandola, per  $k = 1, 2, \dots, N$  mediante:

- ✓  $f_k = \frac{\omega_k}{2\pi}$ , frequenza modale caratteristica del  $k$ -esimo modo.
- ✓  $\xi_k$ , smorzamento modale relativo a ciascun modo.
- ✓  $\Gamma_k(t)$ , vettore definito *Coefficiente di Partecipazione Modale*, funzione delle forme modali normalizzate rispetto alla massa, della matrice di massa stessa e delle forze inerziali presenti nel  $k$ -esimo modo. In particolare:

$$\Gamma_k(t) = (\Phi_k)^T \mathbf{M} \mathbf{b} \quad (4)$$

## 2.3 *Analisi Modale Sperimentale*

### 2.3.1 *CENNI STORICI*

Negli ultimi anni la necessità crescente di simulare il comportamento di strutture civili ha portato, grazie anche al grande sviluppo della tecnologia informatica, alla definizione di nuovi e potenti strumenti per le analisi statiche e dinamiche sugli edifici. Il metodo degli Elementi Finiti (*Finite Element FE*) si colloca certamente tra questi strumenti di analisi. Il comportamento predetto dal metodo FE può tuttavia differire in modo significativo dalla reale risposta strutturale poiché i modelli FE contengono al loro interno delle approssimazioni legate alla necessità di operare una discretizzazione della struttura, definendo inoltre una geometria approssimata rispetto alla realtà, cui si sommano le difficoltà a predire la reale rigidezza della struttura.

Per ovviare alle approssimazioni di sopra, parallelamente al metodo FE, si sono pertanto sviluppate tecniche finalizzate ad un'analisi modale sperimentale, basate sull'identificazione dei parametri modali secondo una tecnica input-output (Experimental Modal Analysis – EMA). Nelle tecniche EMA i parametri modali sono stimati dall'analisi congiunta dell'eccitazione applicata e della risposta dinamica della struttura; dunque l'eccitazione deve necessariamente essere misurata.

I segnali registrati nel dominio del tempo sono convertiti nel dominio della frequenza mediante algoritmo FFT (*Fast Fourier Transform*). Dal rapporto fra le FFT della risposta strutturale e quella dell'eccitazione applicata si ottengono le funzioni di risposta in frequenza della struttura FRFs (*Frequency Responce Functions*). Utilizzando dei software specifici si possono quindi stimare i

parametri richiesti, come descritto in Figura 2.1.

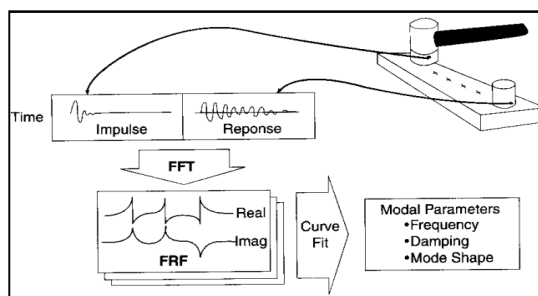


Figura 2.1- *Experimental Modal Analysis: Procedura per la definizione dei parametri modali.*

Accanto all'analisi modale classica, negli ultimi venti anni hanno avuto uno sviluppo intensivo tecniche basate sull'analisi della sola risposta strutturale (tecniche output-only) e che utilizzano come sorgente di eccitazione il rumore ambientale (vibrazioni di sottofondo, vento, traffico pedestre e veicolare, etc..). Questo tipo di analisi prevede eccitazioni solo di tipo ambientale e ci restituisce quindi i parametri modali della struttura sotto condizione di scuotimento limitato. Si riferisce a misure condotte in condizioni operative della struttura ed è definito pertanto *Operational Modal Analysis (OMA)*.

### 2.3.2 METODI DI ESTRAZIONE DEI PARAMETRI MODALI

L'importanza dell'identificazione dei parametri modali delle strutture nelle condizioni di esercizio giustifica il considerevole ruolo rivestito dall'analisi modale sperimentale nell'ambito del monitoraggio strutturale. I metodi di analisi modale possono essere classificati sulla base della tipologia di analisi più opportuna cui conviene operare per estrarre i parametri modali dell'edificio

(Ewins D.J., 2000).

### 2.3.2.1 Funzioni FRF e Funzioni IRF.

I sistemi presi in considerazione nell'ambito dell'analisi modale sperimentale sono sistemi lineari e stazionari, dunque essi risultano completamente caratterizzati dalla loro risposta impulsiva  $h(t)$  o dalla sua equivalente funzione di risposta nel dominio della frequenza  $H(f)$ .

In generale, quindi, le prove sperimentali per la determinazione dei parametri modali sono basate sulla possibilità di descrivere il comportamento dinamico della struttura o mediante un set di equazioni differenziali nel dominio del tempo, oppure mediante un set di equazioni algebriche nel dominio della frequenza. Le tecniche di identificazione dinamica possono, pertanto, essere raggruppate in :

- ✓ Metodi che operano nel dominio della frequenza (funzioni di risposta in frequenza - FRFs).
- ✓ Metodi che si articolano nel dominio del tempo (storie di risposta o funzioni di risposta all'impulso - IRFs).

In letteratura inoltre sono presenti metodi in cui si opera congiuntamente nei due domini di tempo e frequenza, sebbene non trattati nell'ambito del presente studio.

#### *Funzioni IRFs*

Le tecniche nel dominio del tempo sono basate sulle soluzioni del sistema di equazioni differenziali nel dominio del tempo riportato nell'espressione (1) della sezione 2.2.

La risposta di un oscillatore semplice alla forzante  $f(t)$  variabile nel tempo può essere quindi

rappresentata come somma delle risposte agli impulsi infinitesimi al tempo  $\tau$ . Nel caso in cui la forzante sia definita analiticamente da una funzione che permetta di calcolarne l'integrale, si ottiene quindi la risposta della struttura mediante l'espressione (che prende il nome di *Integrale di Duhamel*):

$$\mathbf{v}(t) = \int_0^t \mathbf{f}(\tau) \mathbf{h}(t - \tau) d\tau \quad (5)$$

Dove,

$\mathbf{h}(t - \tau)$  è la matrice delle *funzioni di risposta all'impulso (IRF)*, scritta come somma di risposte sinusoidali smorzate:

$$\mathbf{h}(t - \tau) = \sum_{k=1}^m \frac{1}{M \omega_k} e^{-\xi \omega_k(t-\tau)} \cdot \sin(\omega_k(t - \tau) + \alpha_k) \quad (6)$$

$m$  è il numero di modi di vibrazione;

$\alpha_k$  è la matrice dei residui in termini di fase;

$\sigma_k$  è lo smorzamento modale che definisce l'andamento esponenziale decrescente dell'involuppo degli  $m$  modi considerati;

$\omega_k$  è la frequenza propria del  $k$ -esimo modo.

L'integrale di Duhamel è sicuramente efficace quando la forzante è definita da una funzione continua; quando la forzante è definita da valori numerici a istanti di tempo discreti non è più possibile utilizzare il metodo di risoluzione tramite l'integrale di Duhamel, ma è necessario procedere alla risoluzione attraverso metodi numerici. Un esempio è il caso delle registrazioni accelerometriche condotte sulle strutture che, nonostante la continuità del fenomeno naturale registrato, vengono campionate ad intervalli di tempo discreti.

I metodi numerici si basano sulla tecnica dell'integrazione al passo che consiste sinteticamente nel dividere la durata della forzante in un numero di intervalli di ampiezza costante, di interpolare la forzante nei vari intervalli e di determinare



la risposta in ogni intervallo, nota la risposta nell'intervallo precedente.

### *Funzioni FRFs*

Il sistema di equazioni differenziali (1) se risolto nel dominio della frequenza viene ridotto ad un sistema di equazioni algebriche più facilmente risolvibili, sfruttando la trasformazione funzionale nota come “trasformata di Fourier”. Per cui il sistema di equazioni diviene:

$$(\mathbf{M} \omega^2 + \mathbf{C} \omega + \mathbf{K}) \cdot \mathbf{X}(\omega) = \mathbf{F}(\omega) \quad (7)$$

Siano  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$ ,  $\mathbf{K}$  matrici di massa, smorzamento e rigidità del sistema (come definite nel punto 2.2) e  $\omega$  il vettore contenente le frequenze proprie. I parametri modali possono allora essere ottenuti da un set di misure *FRF*.

La *funzione di risposta in frequenza (FRF)* è definita come il rapporto tra la trasformata di Fourier della risposta  $\mathbf{X}(\omega)$  e la trasformata della forzante di ingresso  $\mathbf{F}(\omega)$ , ovvero:

$$\mathbf{H}(j\omega) = \frac{\mathbf{X}(j\omega)}{\mathbf{F}(j\omega)} \quad (8)$$

La funzione FRF, come definita nell'espressione (8) si può calcolare facilmente nell'ambito di un test strutturale se si conosce la forzante ed è possibile misurare la risposta in diversi punti (tanti quanti sono i DOFs che si intendono misurare), come rappresentato in Figura 2.2.

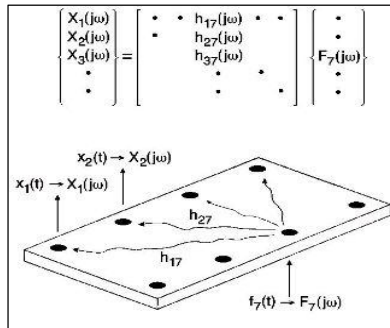


Figura 2.2- Misure su una struttura per ricavare un set di FRFs.

Testare una struttura reale equivale a selezionare un certo numero di DOFs e ricavare un set di FRFs a partire dalle quali possiamo definire i modi contenuti nell'intervallo di frequenza campionato. In realtà i moderni computeri FFT calcolano la funzione FRF diversamente, per rimuovere il rumore random ed eventuali non linearità (distorsioni) del segnale (Schwarz B.J. & Richardson M.H., 1999). Inoltre nel caso di analisi condotta utilizzando l'eccitazione ambientale stimare la forzante di ingresso  $F(\omega)$  non sarebbe possibile.

Per stimare i parametri modali della struttura si procede perciò il più delle volte con tecniche di *curve fitting*. Il processo di curve fitting consiste nel ricercare un'espressione matematica capace di rappresentare bene un insieme di valori ottenuti empiricamente, minimizzando l'errore quadratico presente tra la funzione analitica e i dati misurati. Si costruisce la  $H(j\omega)$  sulla base delle misure sperimentali, si sceglie un modello matematico e infine si estraggono i parametri del modello ricercando i coefficienti che inseriti in un'espressione teorica della funzione di risposta in frequenza più si avvicinano ai dati misurati (Ewins D.J., 2000).

**Comento [L2]:** Spiegare meglio. Dire che si costruisce la H con le misure sperimentali, si sceglie un modello matematico per H (Si trovano sullo Ewins) e poi si estraggono i parametri del modello minimizzando la differenza tra modello e valori sperimentali.

Se consideriamo il vettore  $\mathbf{u}(t) \in \mathbb{C}^s$  e il vettore  $\mathbf{v}(t) \in \mathbb{C}^l$  come contenenti rispettivamente gli spettri di input e di output, vale l'equazione

$$\mathbf{S}_{vv}(\omega) = \mathbf{H}(\omega) \mathbf{S}_{uu}(\omega) \mathbf{H}^T(\omega) \quad (9)$$

Dove,

$\mathbf{S}_{vv}(\omega)$  è il cross-spettro di output

$\mathbf{S}_{uu}(\omega)$  è il cross-spettro di input

$\mathbf{H}(\omega)$  è la matrice  $\mathbf{H}(\omega) \in \mathbb{C}^{sl}$  delle FRFs, la cui espressione è:

$$\mathbf{H}(\omega) = \sum_{n=1}^M \frac{\Phi_n \mathbf{l}_n^T}{j\omega - \lambda_n} + \frac{\Phi_n^* \mathbf{l}_n^H}{j\omega - \lambda_n^*} \quad (10)$$

Nella quale

$$j = \sqrt{-1};$$

$\mathbf{l}_n \in \mathbb{R}^s$  è il vettore dei *fattori di partecipazione modale*;

$\Phi_n$  è il vettore degli spostamenti modali.

$\lambda_n$  e  $\lambda_n^*$  sono i poli del sistema, la cui trattazione particolareggiata è rimandata alla sezione 2.5.2.4.

In sintesi l'estrazione dei parametri modali di una struttura può avvenire secondo le possibilità espresse in Figura 2.3.

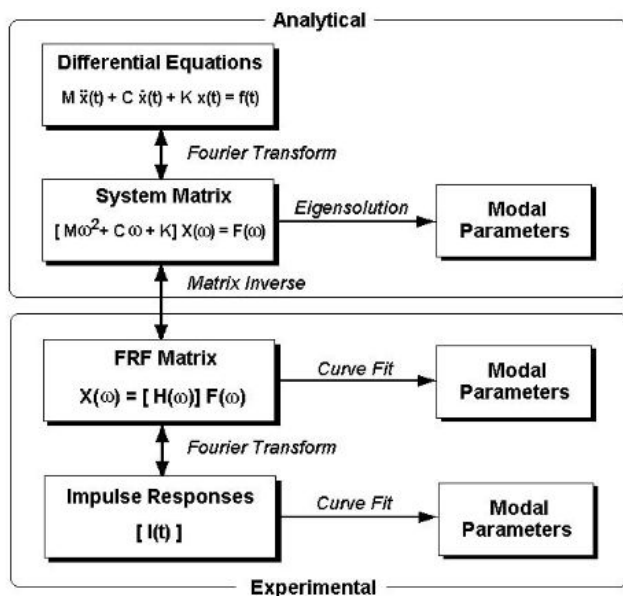


Figura 2.3- Tecniche di estrazione dei parametri modali di una struttura

### 2.3.2.2 Sistemi SDOF e sistemi MDOF

È possibile approssimare il sistema ad  $n$  gradi di libertà, siano  $n$  i picchi riscontrati nella funzione di trasferimento. Ogni picco osservato può essere trattato come un singolo grado di libertà del sistema, cui si associa una deformata modale e una sua  $n$ -esima frequenza di risonanza, ovvero la

frequenza in prossimità della quale si riscontra il picco del segnale (Brincker R. et al., 2000). Tutti i metodi di Curve Fitting ricadono nelle seguenti categorie (Schwarz B. J. & Richardson M.H., 1999):

- ✓ Metodi SDOF, in cui il sistema viene definito ad un solo grado di libertà; tale denotazione non implica la riduzione del sistema ad un singolo grado di libertà, ma intende sottolineare quanto ciascun modo venga analizzato in maniera disgiunta dagli altri.
- ✓ Metodi MDOF, in cui l'estrazione dei modi della struttura avviene simultaneamente, per cui il sistema si presenta a tutti gli effetti come a più gradi di libertà.

Nei modelli a SDOF ogni picco viene analizzato separatamente, per cui ogni analisi modale condotta sul sistema estrae le proprietà relative ad un solo modo del sistema; tutti i modi compresi nell'intervallo di frequenza selezionato vengono comunque analizzati, sebbene in maniera sequenziale.

Tale approccio viene generalmente utilizzato in fase di prima approssimazione: la semplicità nei passaggi e quindi nel controllo dell'analisi rende il metodo utile a livello ingegneristico preliminare, soprattutto in quelle situazioni in cui è richiesta una stima rapida delle caratteristiche fondamentali di una struttura.

Un ulteriore parametro di distinzione tra le diverse analisi modali risiede nel numero di funzioni di risposta in frequenza considerate come simultanee nell'analisi; in particolare troviamo:

- ✓ Metodi ad una sola funzione FRF, molto semplificati e generalmente poco utilizzati dato che l'elaborazione di una funzione per volta risulta molto oneroso per gli analisti in termini di tempo impiegato.
- ✓ Metodi che considerano contemporaneamente nell'analisi più funzioni FRFs, tra cui si collocano gli approcci di definizione dei parametri modali definiti "*Polyreference*", approcci sui quali lo stesso algoritmo

LMS Polymax si basa (per una trattazione più particolareggiata rivolgersi al sottoparagrafo 2.5.2.2). La sequenza di dati è riferita ad un set di FRFs misurate simultaneamente in diversi punti di risposta mentre la struttura è al contempo eccitata in diversi punti.

Vi sono un certo numero di situazioni in cui un approccio modale semplificato del tipo SDOF risulta inadeguato a rappresentare la complessità del problema (modi fortemente accoppiati o bassi smorzamenti di difficile identificazione); in questi casi si procede con metodi di analisi a più gradi di libertà (MDOF).

Tra i metodi parametrici, più complessi e onerosi dal punto di vista computazionale rispetto ai precedenti, vanno ricordate le tecniche note come Least Square Complex Exponential, Eigensystem Realization Algorithm, i modelli ARMA, i metodi del sottospazio stocastico e il metodo della “Maximum Likelihood” nel dominio della frequenza (Zhang L. et al.; 2005).

#### *Metodo del “Peak-Picking”*

Tra le tecniche di analisi che operano sotto queste ipotesi, ampio utilizzo ha la tecnica del Basic Frequency Domain, tra cui prevale il metodo “Peak-Picking” o metodo dell’ampiezza dei picchi. Le ipotesi alla base di tale approccio semplificato sono:

- ✓ Frequenze proprie modali della struttura ben separate tra loro.
- ✓ Particolari condizioni di smorzamento; Lo smorzamento deve essere sufficientemente elevato da permettere una netta distinzione tra le varie frequenze di risonanza della struttura, ma non tanto alto da far sì che la risposta della struttura risulti fortemente influenzata da più di un modo.

Il metodo è applicato come segue:

- i. Si individuano i picchi di risonanza visibili diagrammando la funzione FRF e individuando il corrispondente valore di pulsazione e frequenza

di ciascun modo ( $\omega_r = 2 \pi f_r$ ).

- ii. Si valuta il valore di massimo locale  $|\hat{H}|$  della funzione e il relativo intervallo di frequenza  $\Delta f$ , calcolato come  $\frac{|\hat{H}|}{\sqrt{2}}$ , siano  $f_A$  e  $f_B$  gli estremi dell'intervallo.

- iii. Si stimano i parametri modali, utilizzando le seguenti relazioni:

$$2\zeta_r = \frac{f_A^2 - f_B^2}{2 f_r^2} \cong \frac{\Delta f}{f_r}$$

$$|\hat{H}| = \frac{A_r}{2 f_r^2 \zeta_r}$$

Dove

$\zeta_r$  è smorzamento del r-esimo modo di vibrazione

L'approssimazione del metodo risiede, in accordo a quanto detto, nel considerare che gli effetti legati alla presenza di altri modi possano essere ignorati. Il metodo identifica le cosiddette “*operational deflection shapes*” che, nel caso di modi vicini, sono il risultato della sovrapposizione di molteplici modi anziché le forme modali vere e proprie (Peeters B., De Roeck G., 2001). Un altro elemento di approssimazione risiede nella soggettività insita nella selezione delle frequenze a partire dai picchi.

La decomposizione in valori singolari della matrice delle densità spettrali di potenza ha consentito il superamento di questi limiti: il metodo non-parametrico basato sulla decomposizione in valori singolari della matrice dei cross-spettri prende il nome di Frequency Domain Decomposition (FDD) e si tratta di un metodo in grado di tener conto di più modi alla stessa frequenza (Brincker R. et al., 2003).

### 2.3.3 ANALISI MODALE OPERATIVA (OMA)

L'Operational Modal Analysis è dunque un'analisi di identificazione dei parametri modali di una struttura basata su dati sperimentali, misurati nelle condizioni operative. L'input sulla struttura, trattandosi di rumore ambientale, non è noto, diversamente da quanto accade nelle altre tecniche di analisi modale sperimentale descritte in precedenza. L'esecuzione di un'analisi modale effettuata a partire da un'eccitazione ambientale può essere utile alle seguenti operazioni:

- Determinare i parametri modali di una struttura in modo da poterne identificare le caratteristiche dinamiche, così da poter utilizzare tali informazioni in un modello agli elementi finiti.
- Valutare lo stato di danno presente nella struttura.
- Dare una stima della vulnerabilità sismica dell'edificio e pianificare sulla base di questa eventuali di adeguamento/miglioramento sismico.

Se confrontato con le precedenti tecniche di analisi descritte nella sezione 2.3.1, i vantaggi dell'analisi condotta con metodo OMA sono molteplici :

- Garantisce un'ottimizzazione dei tempi e dei costi; le misure possono essere eseguite con strumentazioni mobili in assenza di cavi, permettendone costi contenuti ed un utilizzo ripetuto.
- Non richiede l'interruzione della funzionalità dell'edificio, prerogativa vantaggiosa nel caso di edifici con normale affollamento, come nel caso dell'Abbazia di Casamari, ma che può essere fondamentale nel caso di edifici strategici quali ospedali o istituti adibiti a sale operative, cui l'attenzione della Protezione Civile è rivolta (Spina D. et al., 2011).
- Permette l'identificazione della risposta dinamica di una struttura senza richiederne l'eccitamento diretto esterno, mediante ad esempio



vibrodine, martelli strumentati, eccitatori oleodinamici o elettrodinamici. L'utilizzo di forzanti esterne controllate può essere inapplicabile per grandi edifici o condizioni al contorno complesse.

Non essendo richiesta un'eccitazione diretta esterna come input, le tecniche finalizzate all'identificazioni dei parametri modali sotto queste ipotesi si definiscono analisi di solo output ("*output-only*" *techniques*).

Le ipotesi alla base di un'analisi modale operativa sono dunque:

- ✓ La struttura è lineare, ovvero ha un comportamento dinamico lineare, per cui la risposta a una certa combinazione di ingressi al sistema è uguale alla medesima combinazione delle rispettive risposte (principio di sovrapposizione degli effetti).
- ✓ Le caratteristiche dinamiche della struttura sono costanti nel tempo, in particolare i coefficienti delle equazioni differenziali che ne reggono il problema dinamico sono invariati nel tempo.
- ✓ L'eccitazione applicata, seppure non misurabile, è un rumore bianco.

Il rumore bianco Gaussiano rappresenta un particolare tipo di rumore caratterizzato da una densità spettrale costante e distribuzione gaussiana delle ampiezze; questo comporta un input stazionario e spettri di output costanti nel tempo. Un segnale così definito è in realtà presente solo nella sua definizione teorica, tuttavia possono essere assimilati a questo modello teorico dei segnali la cui forma spettrale sia pressoché costante nell'intervallo in frequenza di interesse strutturale (vedi Figura 2.4).

Codice campo modificato

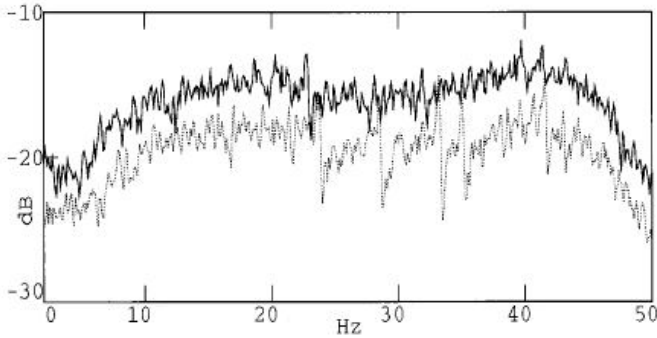


Figura 2.4- Esempio di segnale approssimabile a rumore bianco, in decibel<sup>6</sup> nel dominio della frequenza.

I metodi di analisi modale operativa che lavorano nel dominio della frequenza sono basati sul calcolo dei cross-spettri dei segnali contenenti le misure di vibrazione ambientale relative a rumore bianco. Sotto le ipotesi descritte è possibile dimostrare che il cross-spettro dell'output definito nell'equazione (9) diventa:

$$\mathbf{S}_{vv}(\omega) = \mathbf{H}(\omega) \mathbf{S}_{uu} \mathbf{H}^T(\omega) \quad (11)$$

In particolare la matrice ( $s \times s$ ) non dipende dalla frequenza, pertanto la matrice dei cross-spettri di output ( $l \times l$ ) può essere scritta come:

$$\mathbf{S}_{vv}(\omega) = \sum_{n=1}^M \frac{\Phi_n \mathbf{g}_n^T}{j\omega - \lambda_n} + \frac{\Phi_n^* \mathbf{g}_n^H}{j\omega - \lambda_n^*} + \frac{\mathbf{g}_n \Phi_n^T}{-j\omega - \lambda_n} + \frac{\mathbf{g}_n^* \Phi_n^H}{-j\omega - \lambda_n^*} \quad (12)$$

Dove,

$\mathbf{g}_n \in \mathbb{C}^l$  è un vettore definito *fattore di riferimento operativo* il quale sostituisce

<sup>6</sup> Un decibel (dB) di una quantità (per esempio di un'ampiezza) è definito come:

*Quantità in dB* =  $10 \log_{10} \frac{P}{P_{ref}}$ , dove  $P$  è l'ampiezza e  $P_{ref}$  ne è il valore di riferimento.

il fattore di partecipazione modale nell'equazione (10) relativa all'analisi modale sperimentale classica, in cui sono noti gli spettri  $\mathbf{S}_{uu}$ .

È possibile osservare che l'ordine del modello spettrale è raddoppiato rispetto al modello della FRF. Tuttavia è possibile dimostrare che se ne calcoliamo il contributo del solo intervallo temporale positivo otteniamo cosiddetto "mezzo-spettro", per cui l'espressione (12) può essere ridotta:

$$\mathbf{S}_{vv}^+(\omega) = \sum_{n=1}^M \frac{\Phi_n \mathbf{g}_n^T}{j\omega - \lambda_n} + \frac{\Phi_n^* \mathbf{g}_n^H}{j\omega - \lambda_n^*} \quad (13)$$

Che si presenta in una forma analoga allo spettro proposto nel modello FRF.

In conclusione se segnale di risposta della struttura è di tipo stazionario, presentandosi come costante per un certo lasso temporale, è direttamente la sua funzione di trasferimento FRF se il rapporto segnale-rumore si presenta considerevole e lo smorzamento della struttura basso. Nota la funzione cross-spettro dell'output sulla struttura se ne possono stimare i parametri modali mediante l'impiego di software specifici. Quello che manca è il contributo del fattore di partecipazione modale  $l_n$ , che è stato sostituito dal coefficiente  $\mathbf{g}_n$ .

## **2.4 Misura delle vibrazioni e sperimentazione dinamica.**

Il monitoraggio strutturale per le strutture civili non coinvolge solo l'identificazione di danni improvvisi o progressivi delle costruzioni ma si presta bene all'individuazione delle prestazioni delle stesse nelle condizioni di esercizio o durante particolari condizioni ambientali quali i terremoti (Mufti A.A., 2001). In generale un sistema di monitoraggio si compone di vari sensori finalizzati a rilevare la risposta strutturale dell'edificio a diverse sollecitazioni, sia quelle relative ad un sisma che quelle ambientali o in esercizio, poiché tutte importanti per pianificarne l'adeguamento sismico o il rinforzo in caso di strutture critiche o strategiche.

### *2.4.1 STRUMENTAZIONE*

Nelle applicazioni di identificazione dinamica delle strutture è possibile ricorrere a diversi tipi di trasduttori (trasduttori di spostamento, velocimetri, accelerometri, geofoni).

Tra questi più ampio utilizzo hanno generalmente gli accelerometri, date le loro ridotte dimensioni; inoltre una misurazione in termini di accelerazione è in grado di restituire, mediante semplice integrazione numerica, le altre grandezze utili, quali velocità e spostamenti. La misurazione selezionata nell'analisi è un sistema di acquisizione dati integrato, specializzato per il monitoraggio strutturale. Il sistema si compone di:

- Un accelerometro monoassiale, biassiale o triassiale (in funzione del modello); L'accelerometro è di tipo "force balance" a bassissimo rumore (qualche micro-g) ed elevata dinamica che consente di rilevare rumore ambientale e forti fenomeni sismici (strong motion).

- Il convertitore analogico digitale A/D. La sezione di conversione A/D ha una risoluzione di 24 bit al fine di ridurre l'errore di quantizzazione. La frequenza di campionamento programmabile fino al massimo di 500 Hz per canale; nel caso di studio la frequenza di campionamento è stata fissata a 250 Hz. I canali sono campionati in modo sincrono, come richiesto dall'analisi.
- La memoria di massa, fino a 30GB, che consente lunghi periodi di registrazione continuativa. Le registrazioni, nel caso di studio, sono state eseguite per 60 minuti continuativi.
- Un ricevitore GPS per la sincronizzazione dei segnali registrati dai vari dispositivi collocati in diversi punti di misura utilizzati all'interno di una configurazione. Il ricevitore GPS integrato consente di creare una rete di strumenti tutti sincronizzati con il tempo assoluto. Tale requisito è indispensabile per il monitoraggio strutturale richiesto, ovvero è necessario che i segnali siano sincroni affinché sia possibile identificare correttamente i parametri modali della struttura.

In Figura 2.5 sono riportate le caratteristiche principali dello strumento utilizzato.



Figura 2.5- Unità Integrativa (UI) utilizzata nel monitoraggio, scheda riassuntiva delle caratteristiche dello strumento.

E' possibile collegarsi localmente al sistema tramite un collegamento di rete via cavo o Wi-Fi, oppure tramite interfaccia Bluetooth. In questo modo è possibile installare più unità realizzando una rete locale in cui una unità è MASTER e le altre unità sono SLAVE. Il MASTER è in grado di comunicare e accumulare i dati di tutte le unità presenti nella rete, permettendo elaborazioni in tempo reale volendo eseguire l'analisi dei dati in sito.

#### *2.4.2 CONFIGURAZIONE DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO*

Se l'edificio è composto da  $n$  impalcati fuori terra, sono necessarie  $n-1$  configurazioni ed altrettante registrazioni. Per ciascuna configurazione si posizionano generalmente almeno 2 Unità Integrate all'ultimo impalcato (accelerometri che restano fissi durante tutto il monitoraggio), collocate in due angoli d'estremità ed almeno altre 2 Unità Integrate collocate sulla stessa verticale su un altro impalcato (accelerometri mobili). Gli accelerometri mobili sono spostati nelle diverse configurazioni fino a coprire tutti gli impalcati fuori terra dell'edificio.

#### ***Edificio Refettorio Biblioteca***

L'edificio è composto da 4 livelli, di cui il primo è relativo ad un piano interrato, che è stato escluso dall'analisi poiché le accelerazioni riscontrabili nei punti di tale impalcato per effetto di vibrazioni ambientali sarebbero state di entità troppo piccola per essere rilevate.

L'architettura del sistema di monitoraggio utilizzata nell'edificio è piuttosto semplice e consente di eseguire le misure semplicemente appoggiano i sensori nei punti di misura.

Sono state eseguite due configurazioni, ciascuna delle quali ha richiesto tre

---

*Misura delle vibrazioni ed analisi modale sperimentale.*

punti di misurazione per impalcato e 8 Unità Integrative (UI), ognuna delle quali è associata a registrazioni di 60 minuti, con una frequenza di campionamento di 250 Hz.

In Figura 2.6 si riporta in maniera schematica la disposizione dei sensori nella Configurazione 1 del sistema di monitoraggio eseguito nel complesso della biblioteca e refettorio con le relative immagini delle Unità Integrative utilizzate. Analogamente in Figura 2.7 è possibile osservare lo schema distributivo adottato nelle Configurazione 2; la disposizione delle UI relativa all'ultimo impalcato resta fissa, mentre gli accelerometri del livello degli alloggi vengono spostati all'impalcato inferiore.

La presenza di sensori fissi comuni alle due configurazioni permette di assemblare le deformate parziali delle due configurazioni nelle deformate globali dell'edificio, considerando tutti i piani misurati.

[Digitare il testo]

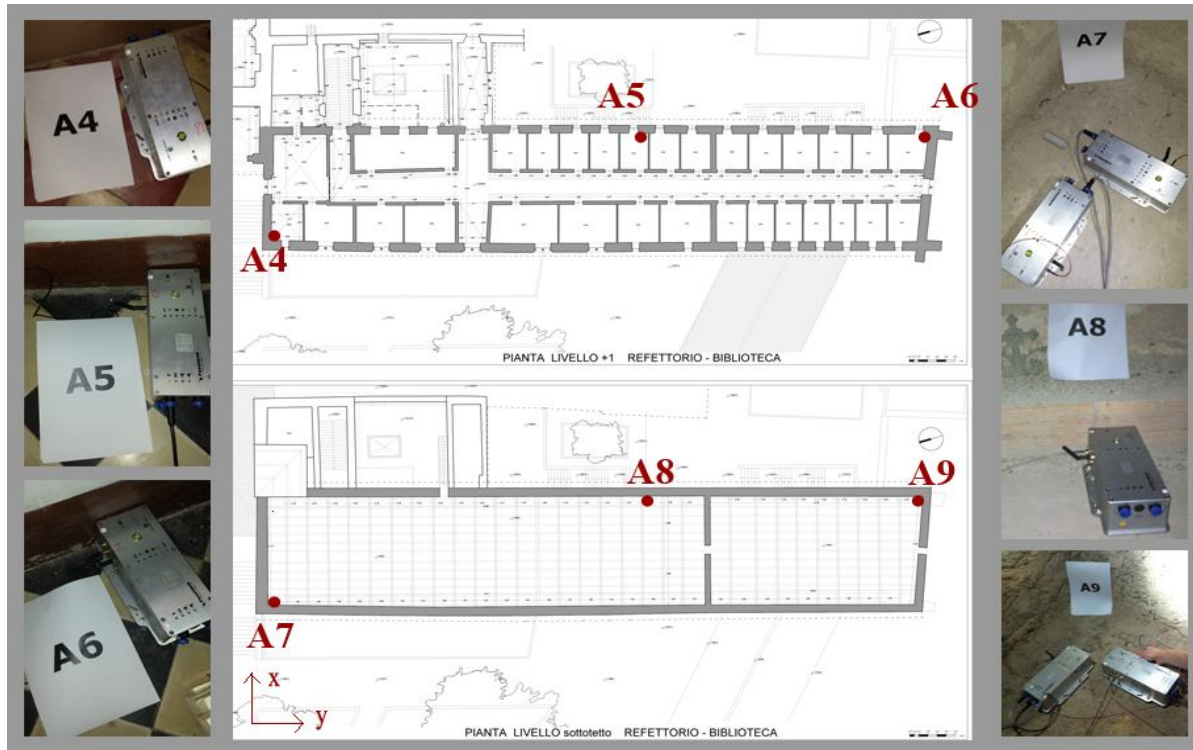


Figura 2.6-Configurazione1 del sistema di monitoraggio: i sensori sono posti al livello sottotetto e al livello degli alloggi dei monaci .



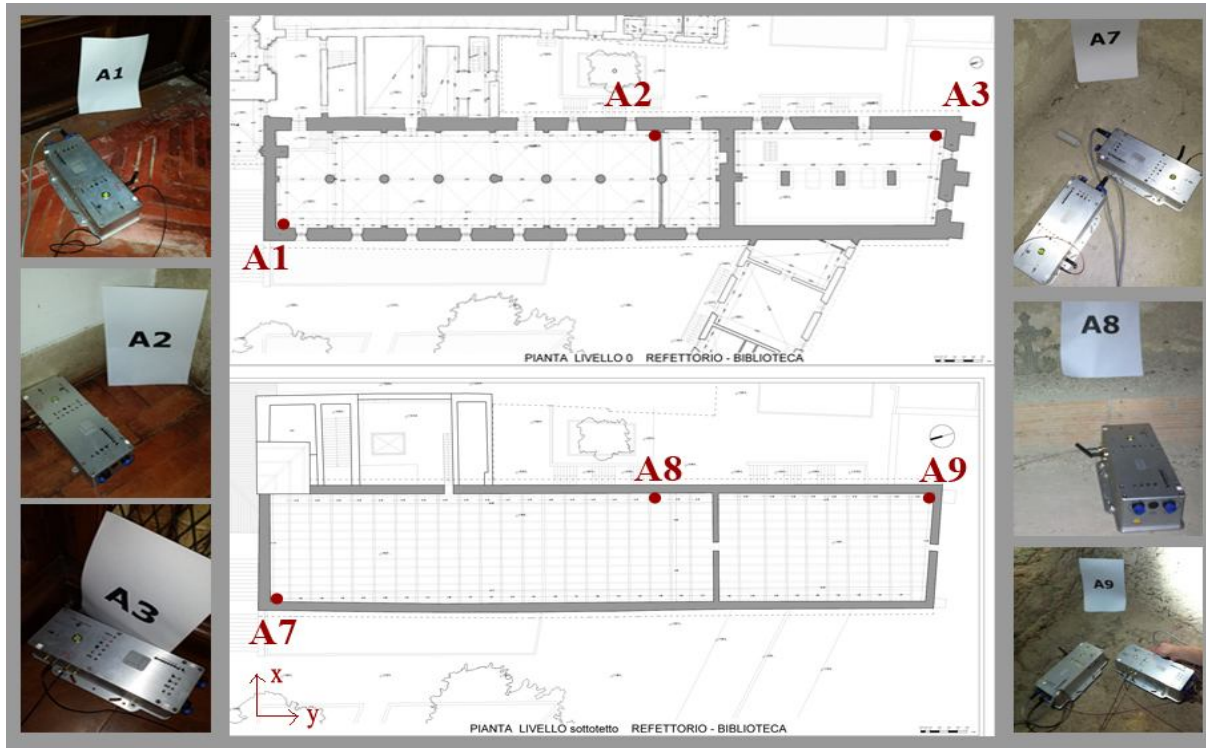


Figura 2.7-Configurazione2 del sistema di monitoraggio: i sensori sono posti al livello sottotetto e al livello del refettorio dei monaci

In corrispondenza di ciascun punto di misura si intendono misurare le accelerazioni in direzione X ed Y, pertanto sarà sufficiente una sola UI nel caso essa sia di tipo triassiale (X, Y, Z), mentre ne occorreranno due nel caso di UI biassiali (X, Z). Questo motiva la presenza, in entrambe le configurazioni, di un numero variabile di UI. Unica eccezione è nel punto di misura identificato come A8 in cui è presente un solo strumento sebbene biassiale, come visibile indicato dalla freccia. La componente in direzione Z non viene misurata poiché non è di interesse per la determinazione dei drift previsti dal modello Smav, cui l'analisi mira a fornire i parametri necessari.

Gli strumenti sono configurabili tramite rete WiFi, per cui i dati registrati sono scaricati su un portatile tramite la medesima WiFi e quindi sincronizzati usando il tempo GPS attraverso un opportuno software che assembla i segnali sincronizzati in un unico file.

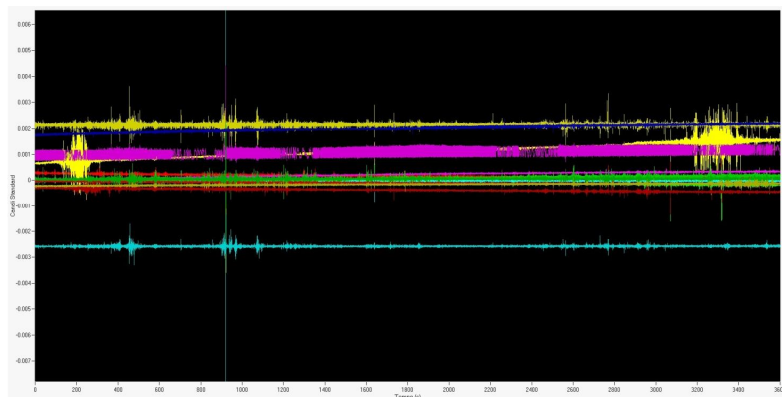


Figura 2.8- Segnali registrati durante la Configurazione 1, assemblati in un unico file grazie al GPS.

## 2.5 *Analisi dei segnali: Caratterizzazione dinamica dell'edificio*

In questa sezione sono descritte tutte le operazioni matematiche e numeriche intercorse tra l'osservazione di un segnale analogico reale (inteso come risposta dinamica della struttura) e la determinazione compiuta in termini di contenuto in frequenza, spettri e altre caratteristiche della medesimo, al fine di produrre i dati necessari per la fase successiva di identificazione dinamica vera e propria.

### 2.5.1 *PRE-PROCESSAMENTO DEI DATI*

Prima di iniziare l'analisi sul set dei cross-spettri ottenuti, a garanzia di una qualità sufficientemente buona dei risultati, è bene eseguire un controllo preventivo dei dati a disposizione, assicurandosene la qualità.

Prima di procedere con la fase di identificazione modale è necessaria una fase di pre-processamento dei dati in cui si esegue un controllo sulla qualità delle registrazioni e regolarizzano i dati.

Si devono verificare che i livelli di vibrazione siano sufficienti per l'identificazione modale (deviazione standard uguale o superiore a  $10^{-5}$  g) controllare che non siano presenti nei segnali componenti armoniche spurie o impulsi elettrici anomali che potrebbero pregiudicare la qualità dei risultati finali.

Deve essere inoltre verificato che non siano presenti trend anomali di fondo dovuti ad effetti di deriva. Nel caso di studio tale operazione è stata eseguita mediante un ciclo implementato in codice MATLAB, applicando alla funzione un filtro passabanda in cui si considera il solo segnale con frequenza  $f$  compresa tra 0.5 e 100 Hz (sia 250 la frequenza di campionamento del segnale). L'ordine del filtro è 4, ordine che consente di operare il filtraggio alle frequenze richieste

Formattato: Apice

## Misura delle vibrazioni ed analisi modale sperimentale.

evitando al contempo possibili problemi numerici agli estremi intervallo di registrazione, generabili per effetto di un filtro troppo rigido (per esempio di ordine 10). Nelle due figure sottostanti è possibile visualizzare il segnale del canale corrispondente al punto di misura A7 in direzione +Y rispettivamente prima e dopo l'operazione di filtraggio illustrata.

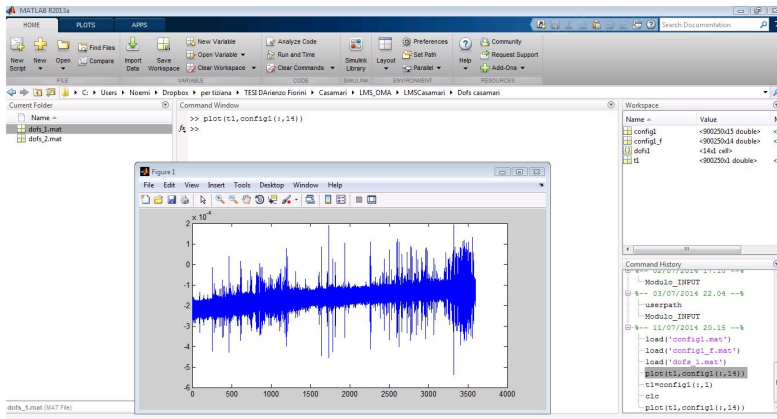


Figura 2.9.- Segnale corrispondente ad un canale di registrazione non filtrato.

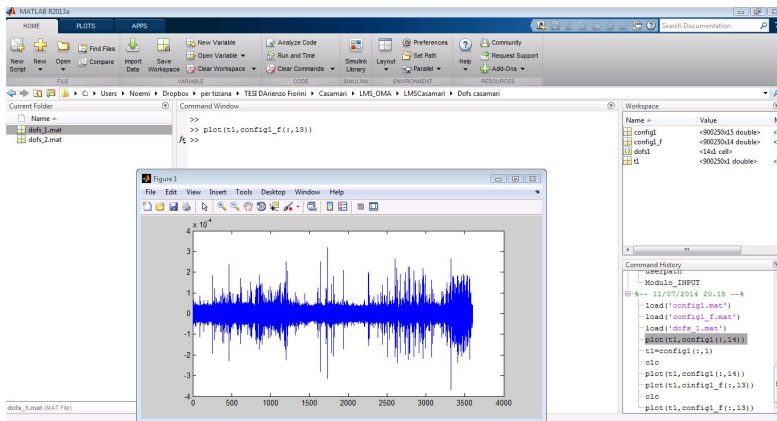
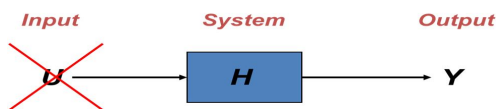


Figura 2.10- Segnale filtrato con filtro passabanda di ordine 4, con  $0.5 < f < 100$  Hz.

## 2.5.2 LMS POLYMAX

### 2.5.2.1 Generalità

L'identificazione dei parametri modali è stata eseguita utilizzando il software commerciale LMS-Test.Lab e in particolare LMS-Operational Modal Analysis. In tale software sono implementati due diversi algoritmi per l'estrazione dei parametri modali: il Complex Exponential Method, che opera nel dominio del tempo, e il Polymax che agisce invece nel dominio della frequenza. Questo secondo metodo, che è stato effettivamente utilizzato per l'analisi delle vibrazioni ambientali registrate presso l'Abbazia di Casamari, sarà brevemente descritto nel seguito. Il software Operational Modal Analysis- LMS<sup>®</sup> si classifica tra le tecniche di identificazione dei parametri modali basate su solo "output", il che significa che sono in grado di identificare  $H$ , sulla base di  $Y$  e senza conoscere alcuna informazione circa  $U$ . Un'analisi di questo tipo è l'unica possibile in caso di misure relative a rumore ambientale poiché, come già detto, l'input non è identificabile.



Il software trova ampio sviluppo anche nell'ingegneria meccanica ed aeronautica<sup>7</sup>.

<sup>7</sup> Le varie tecniche di identificazione sono nate inizialmente nel campo della ricerca

Rispetto alla classificazione eseguita nel 2.3.2, l'approccio presentato nel software si colloca tra quelli che operano congiuntamente sia nel dominio del tempo che in quello della frequenza, del tipo MDOF.

Nel caso in esame si è scelto di operare in termini di frequenza, dopo aver comunque verificato che i risultati nel dominio del tempo individuassero i medesimi poli, restituendo gli stessi modi naturali di vibrazione.

#### 2.5.2.2 LMS Polymax: Fondamenti teorici

I dati primari per l'identificazione sono i cross-spettri (Cross Power) misurati, come per tutti i metodi che si propongono di identificare i parametri modali nel dominio della frequenza.

Il metodo LMS PolyMAX si considera un'ulteriore evoluzione del metodo *LSCF Least Squares Complex Frequency* (Guillaume P. et al. 1996).

Il metodo stima un modello definito *common-denominator transfer function model*, il quale è in grado di approssimare molto bene i dati ottenuti nel monitoraggio contenuti nella funzione CP. Il segnale di risposta della struttura ad un segnale stazionario<sup>8</sup> è direttamente la sua funzione transfer se il rapporto segnale-rumore si presenta considerevole e lo smorzamento della struttura

---

aeronautica, allo scopo di studiare il comportamento dei velivoli sotto l'azione delle vibrazioni indotte dai carichi dinamici a cui essi sono sottoposti in esercizio; si sono poi estese a vari altri campi, dall'industria automobilistica alla robotica, alle costruzioni.

<sup>8</sup> Il segnale si definisce stazionario nel caso di vibrazioni ambientali in cui i parametri statistici non variano nel tempo mentre è transitorio se provocato da fenomeni variabili, quali terremoti, scosse, etc. Le registrazioni vengono processate in maniera differenziata in base alla natura del segnale ("input-output" analysis per fenomeni transitori; "output-only" analyses per fenomeni stazionari).

basso. Sia la struttura delle funzioni di risposta in frequenza (FRFs) del tipo descritto in equazione (8), evidente è la somiglianza con il modello del LMS Polymax:

$$\mathbf{H}(\omega) \cong \mathbf{S}_{vv}^+(\omega) = \frac{\sum_{r=0}^P z^r [\beta_r]}{\sum_{r=0}^P z^r [\alpha_r]} \quad (14)$$

Dove

$\mathbf{H}(\omega)$  è la matrice contenente le funzione FRFs tra tutti gli  $m$  input e gli  $l$  output, ovvero  $[\mathbf{H}(\omega)] \in \mathbb{C}^{l \times m}$ .

$\mathbf{S}_{vv}^+(\omega)$  è il valore positivo del Cross-Spettro, come definito nell'equazione (13)

$[\beta_r]$  è la matrice che contiene i coefficienti del numeratore polinomiale, il quale contiene le informazioni tra input ed output, per cui  $[\beta_r] \in \mathbb{R}^{l \times m}$ .

$[\alpha_r]$  è la matrice dei coefficienti del denominatore polinomiale della funzione, comune a tutti gli output poiché relativa al solo input, infatti  $[\alpha_r] \in \mathbb{R}^{m \times m}$ ; in base a quanto detto l'espressione al denominatore è definita *comun denominatore polinomiale*.

$P$  è l'ordine del modello.

$z^r$  sta a rappresentare che il modello è formulato nel dominio  $z$ , per cui

$$z = e^{-j \omega \Delta t}$$

Dove

$$\Delta t \text{ è il periodo di campionamento } \Delta t = \frac{1}{2(f_{fin} - f_0)};$$

$$\omega \text{ è la pulsazione alla frequenza } f \text{ di interesse, ovvero } \omega = 2\pi (f - f_0);$$

L'espressione (9) può evidentemente essere scritta per tutti i valori  $\omega$  nell'asse delle frequenze della funzione CP misurata.

I coefficienti incogniti sono evidentemente  $[\beta_r]$  e  $[\alpha_r]$ , i quali vengono

determinati dall' algoritmo Polymax linearizzando le equazioni e imponendone la soluzione con il metodo dei *Minimi Quadrati*. I poli sono le radici (complesse) del polinomio a denominatore, in particolare la parte reale del polo è lo smorzamento mentre quella immaginaria fornisce la frequenza.

Determinati i coefficienti i poli possono essere trovati risolvendo un problema agli autovalori-autovettori. La relazione che lega i poli trovati con frequenze proprie  $\omega_i$  e smorzamenti  $\xi_i$  è:

$$\lambda_n, \lambda_n^* = -\xi_n \omega_n \pm j \sqrt{1 - \xi_n^2} \omega_n \quad (15)$$

Con  $\lambda_i^*$  polo complesso coniugato del polo reale  $\lambda_i$ .

### 2.5.2.3 Metodologia

Il software richiede che vengano eseguiti i seguenti passi:

1. Definizione della struttura a livello geometrico-spaziale.

Vengono definiti i nodi della struttura coerentemente ai punti di misurazione, utilizzando un indice letterale comune ed un indice numerico progressivo. Sono stati definiti inoltre altri punti non misurati con il vincolo che fossero "slaves", ovvero vincolandoli a muoversi secondo le direzioni dei punti misurati. L'inserimento di questi punti non misurati, così come la definizione dei punti a terra fissi, hanno il solo fine di poter visualizzare la deformata dell'edificio a seguito dell'analisi.

Si riporta di seguito la geometria dell'edificio analizzato così come è stata schematizzata nel modello (sono stati evidenziati in verde i nodi



corrispondenti agli effettivi punti di misurazione).

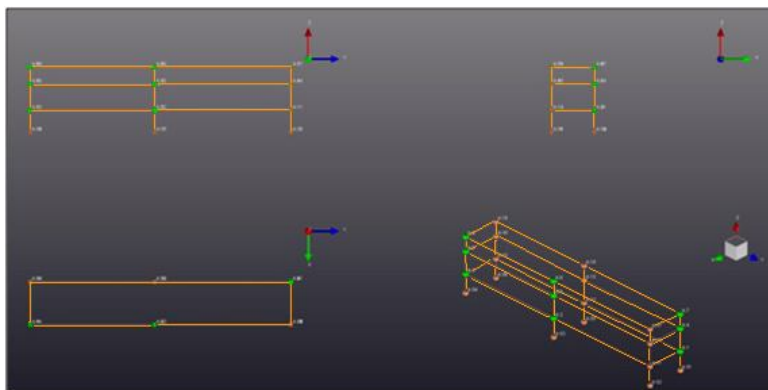


Figura 2.11- Software LMS: Geometria dell'edificio destinato a biblioteca e refettorio; in verde i punti di misurazione.

## 2. Inserimento dei dati e scelta dei canali di riferimento.

In primo luogo vengono caricati i segnali precedentemente filtrati ed opportunamente correlati ai rispettivi punti di misurazione (vedi 2.5.1). Si visualizzano i cross-spettri <sup>9</sup> tra i diversi canali di registrazione, permettendo in questo modo di confrontare le relazioni presenti tra i diversi segnali. Si esegue una correlazione incrociata tra i diversi canali al fine di stimarne la similitudine. Come richiesto dall'analisi, sono stati selezionati i canali A:9+X e A:7+Y come elementi di riferimento, cui associare i segnali

<sup>9</sup> Un segnale non è definito generalmente in modo continuo ma è campionato in N istanti con un passo  $\Delta t$ , dunque la sua trasformata di Fourier è una funzione discreta e complessa. Siano  $A(f)$  e  $B(f)$  le trasformate discrete dei segnali  $a(t)$  e  $b(t)$ , il cross-spettro tra i due canali si definisce  $S_{AB}(f) = A^*(f) \cdot B(f)$ , dove  $*$  rappresenta il complesso coniugato (si ottiene cambiando segno alla fase). Il prodotto tra valori complessi è la somma delle fasi, tuttavia se le fasi sono opposte si dicono complessi coniugati e la loro somma è zero.

registrati relativi rispettivamente alla direzione x ed y; la scelta è stata condizionata da un controllo sui cross-spettri ma anche dal fatto che fossero relativi al piano di copertura, comune ad entrambe le configurazioni (vedi 2.4.2).

In Figura 2.12 si riporta l'interfaccia grafica del software relativa alla fase descritta.

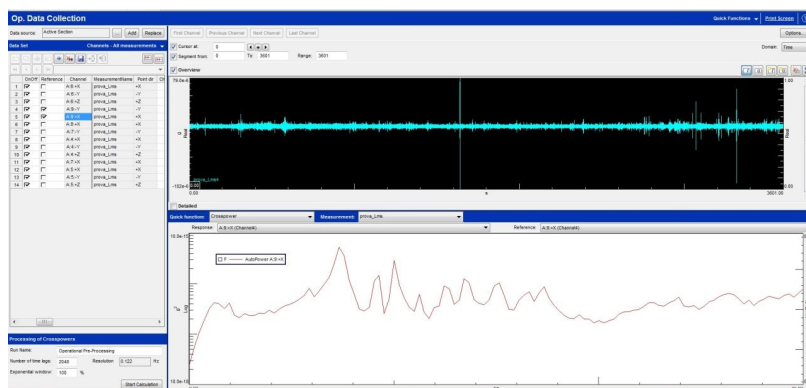


Figura 2.12- LMS Polymax: Segnale A:9+X (relativo al nodo misurato 9 in direzione x) nel dominio del tempo e rappresentazione grafica del suo auto-spettro<sup>10</sup>.

### 3. Selezione e processamento dei dati.

Si selezionano i canali che si intende considerare in fase di analisi, quindi si avvia la fase di processamento vera e propria. Né per la prima configurazione né per la seconda è stato ritenuto opportuno scartare alcun segnale, per tutti hanno contribuito alla definizione dei parametri modali di

<sup>10</sup> Si definisce auto-spettro il cross-spettro di un segnale con sé stesso  $S_{AA}(f)=A^*(f) \cdot A(f)$ ; restituisce la distribuzione di potenza (ampiezza) del segnale in funzione della frequenza.

output.

#### 4. Analisi operativa modale.

La definizione dei parametri modali necessari ad identificare i modi di vibrazione naturale della struttura in esame viene seguita mediante tre sotto fasi:

- ✓ Selezione della banda di analisi.
- ✓ Selezione dei poli mediante diagrammi di stabilizzazione.
- ✓ Calcolo delle forme modali, visualizzandone le relative deformate per ciascun modo identificato.

Le tre fasi menzionate nell'ambito dell'analisi modale operativa sono state schematizzate in Figura 2.13.



Figura 2.13- Interfaccia grafica delle fasi necessarie all'identificazione dei parametri modali mediante modello LMS Polymax.

In prima fase si impone l'intervallo in frequenza cui siamo interessati, ovvero entro cui ipotizzo possano trovarsi le frequenze modali cercate. Per una struttura a quattro livelli ipotizzo un valore

$0 < f_R < 15$  Hz, ovvero periodi che, per i primi tre o quattro periodi, non scendano sotto ai 0.07 secondi.

#### 2.5.2.4 *Analisi di stabilizzazione dei poli*

Il metodo si colloca tra le possibili tecniche atte ad identificare i poli corretti del sistema strutturale discriminandone i poli spuri, comuni nel caso di alto smorzamento ed un alta percentuale di rumore rispetto al segnale. Il cosiddetto diagramma di stabilizzazione è un ottimo strumento per il raggiungimento di tale obiettivo; i diagrammi di stabilizzazione vengono costruiti usando le informazioni sui poli determinati risolvendo i coefficienti al denominatore dell'equazione (8).

Per la stima dei poli si richiedono generalmente diversi cicli iterativi, in cui viene aumentato progressivamente l'ordine  $P$  del polinomio, fino all'identificazione di poli ritenuti stabili (segnalati dal programma con la lettera "s"). I poli corrispondono ad un certo ordine del modello e vengono comparati con i poli di un modello di un ordine appena inferiore.

I poli stabili corrispondono a modi rilevati a scala fisica e tendono per questo a riproporsi ai vari ordini incrementati, mentre i poli instabili sono soluzioni matematiche delle equazioni e –generalmente derivano dalla presenza del rumore nelle misure, motivo per cui si presentano in maniera discontinua al variare dell'ordine del modello.

In Figura 2.14 sono riportati i digrammi di stabilizzazione per due differenti ordini (riportati in ordinata) rendendo visibile il criterio di iterazione con cui il programma identifica i poli stabili separandoli da quelli instabili o spuri.

## Misura delle vibrazioni ed analisi modale sperimentale.

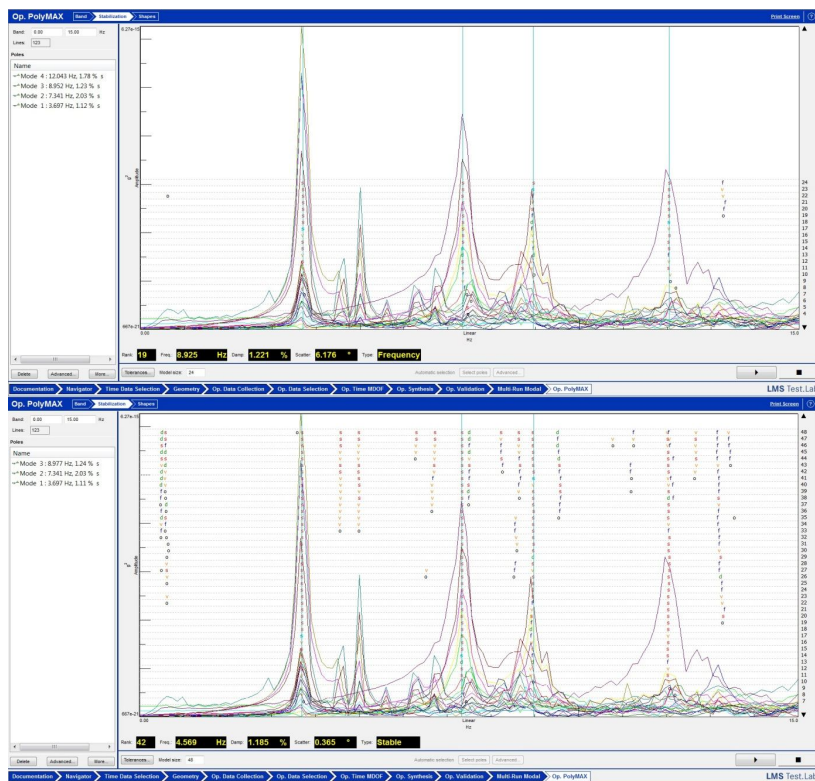


Figura 2.14- Confronto grafico tra i diagrammi di stabilizzazione ottenuti applicando LMS Polymax per una dimensione del modello pari rispettivamente a 24 e 48 poli.

Definire il giusto ordine computazionale  $P$  è molto importante per il grado di precisione delle frequenze proprie identificate: si può infatti notare che per un modello di ordine inferiore (24 poli) il software identificava un polo stabile a frequenza circa 12 Hz, polo la cui selezione avrebbe portato ad un errore, poiché spurio, dal momento che diventa numericamente instabile nel diagramma successivo (48 poli).

## Misura delle vibrazioni ed analisi modale sperimentale.

Il punto di forza di tale metodo LMS Polymax risiede nella chiarezza dei diagrammi di stabilizzazione restituiti, in cui i poli reali risultano esplicitamente definiti e facili da identificare. Si riporta di seguito il diagramma di stabilizzazione calcolato per la prima configurazione dell'edificio soggetto a misurazione, per un numero di poli pari a 64.

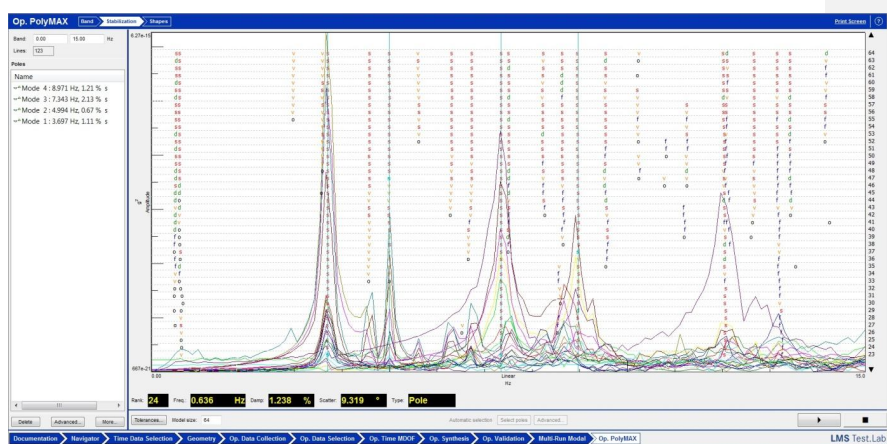


Figura 2.15-Diagramma di stabilizzazione ottenuto mediante LMS Polymax per una dimensione del modello di 64 poli.

### 2.5.3 RISULTATI

Si riportano i risultati per i primi tre modi identificati.

<i>NODI</i>		<i>I° MODO DI VIBRAZIONE - <math>f_{R1\text{MODO}} = 3.697 \text{ Hz}</math></i>		
<b>Response DOF</b>	<b>Amplitude</b>	<b>Phase</b>	<b>Mode 1 Real</b>	<b>Imaginary</b>
<b>A:1:+X</b>	1.09E-14	-99.3	-1.75E-15	-1.07E-14
<b>A:1:+Y</b>	4.42E-15	-108.8	-1.43E-15	-4.18E-15
<b>A:2:+X</b>	4.13E-14	-6.4	4.11E-14	-4.58E-15
<b>A:2:+Y</b>	1.62E-16	119	-7.86E-17	1.42E-16
<b>A:3:+X</b>	3.10E-14	24.4	2.82E-14	1.28E-14
<b>A:3:+Y</b>	2.96E-15	-153.4	-2.65E-15	-1.33E-15
<b>A:4:+X</b>	2.29E-14	-14.5	2.22E-14	-5.72E-15
<b>A:4:+Y</b>	1.94E-14	175.9	-1.94E-14	1.38E-15
<b>A:5:+X</b>	1.95E-13	-4.5	1.95E-13	-1.53E-14
<b>A:5:+Y</b>	1.24E-14	2.8	1.24E-14	5.95E-16
<b>A:6:+X</b>	1.33E-13	-0.2	1.33E-13	-3.79E-16
<b>A:6:+Y</b>	2.26E-14	173.5	-2.25E-14	2.58E-15
<b>A:7:+X</b>	4.17E-14	-7.4	4.14E-14	-5.38E-15
<b>A:7:+Y</b>	2.61E-14	176.9	-2.61E-14	1.40E-15
<b>A:8:+X</b>	2.33E-13	-3.7	2.33E-13	-1.49E-14
<b>A:9:+X</b>	1.89E-13	-1.5	1.89E-13	-4.97E-15
<b>A:9:+Y</b>	2.85E-14	179.3	-2.85E-14	3.38E-16

Tabella 10-Valori degli spostamenti modali, non normalizzati, restituiti dall'analisi per il primo modo di vibrazione naturale

<i>NODI</i>	<i>2° MODO DI VIBRAZIONE - <math>f_{R2^{MODO}} = 4.992</math> Hz</i>			
<b>Response DOF</b>	<b>Amplitude</b>	<b>Phase</b>	<b>Mode 2 Real</b>	<b>Imaginary</b>
A:1:+X	1.31E-14	19.3	1.23E-14	4.31E-15
A:1:+Y	8.12E-15	9.3	8.02E-15	1.31E-15
A:2:+X	2.60E-15	-148.3	-2.22E-15	-1.37E-15
A:2:+Y	9.57E-16	45.9	6.66E-16	6.88E-16
A:3:+X	1.44E-14	16.4	1.38E-14	4.08E-15
A:3:+Y	8.01E-16	160.5	-7.55E-16	2.68E-16
A:4:+X	1.51E-14	-177.5	-1.51E-14	-6.60E-16
A:4:+Y	4.68E-15	19.1	4.42E-15	1.53E-15
A:5:+X	2.40E-14	-149.4	-2.07E-14	-1.22E-14
A:5:+Y	6.14E-15	13.4	5.97E-15	1.42E-15
A:6:+X	4.66E-14	20	4.38E-14	1.59E-14
A:6:+Y	2.48E-15	119.2	-1.21E-15	2.16E-15
A:7:+X	1.57E-14	179.1	-1.57E-14	2.38E-16
A:7:+Y	4.74E-15	14.6	4.58E-15	1.20E-15
A:8:+X	3.57E-14	-161.8	-3.39E-14	-1.11E-14
A:9:+X	6.18E-14	17.9	5.88E-14	1.90E-14
A:9:+Y	8.77E-15	19.9	8.25E-15	2.99E-15

Tabella 11-Valori degli spostamenti modali, non normalizzati, restituiti dall'analisi per il secondo modo di vibrazione naturale



<i>NODI</i>	<i>3° MODO DI VIBRAZIONE- <math>f_{R3^{*}MODO} = 7.340</math> Hz</i>			
<b>Response DOF</b>	<b>Amplitude</b>	<b>Phase</b>	<b>Mode 3 Real</b>	<b>Imaginary</b>
<b>A:1:+X</b>	2.32E-14	-170.6	-2.29E-14	-3.78E-15
<b>A:1:+Y</b>	1.79E-14	-20	1.68E-14	-6.12E-15
<b>A:2:+X</b>	7.71E-15	-168.2	-7.55E-15	-1.58E-15
<b>A:2:+Y</b>	4.72E-14	4.9	4.70E-14	4.00E-15
<b>A:3:+X</b>	1.43E-14	-2.5	1.43E-14	-6.23E-16
<b>A:3:+Y</b>	3.01E-14	36.2	2.43E-14	1.78E-14
<b>A:4:+X</b>	3.55E-14	94.4	-2.73E-15	3.54E-14
<b>A:4:+Y</b>	1.38E-13	14.8	1.34E-13	3.53E-14
<b>A:5:+X</b>	2.16E-14	-53.4	1.29E-14	-1.73E-14
<b>A:5:+Y</b>	1.15E-13	1.3	1.15E-13	2.59E-15
<b>A:6:+X</b>	1.60E-14	68.2	5.95E-15	1.49E-14
<b>A:6:+Y</b>	1.87E-13	7.2	1.85E-13	2.33E-14
<b>A:7:+X</b>	3.31E-14	-47.2	2.25E-14	-2.43E-14
<b>A:7:+Y</b>	2.32E-13	-5	2.31E-13	-2.03E-14
<b>A:8:+X</b>	1.02E-14	172	-1.01E-14	1.42E-15
<b>A:9:+X</b>	5.93E-14	29.7	5.15E-14	2.94E-14
<b>A:9:+Y</b>	3.65E-13	14	3.54E-13	8.82E-14

Tabella 12-Valori degli spostamenti modali restituiti dall'analisi per il terzo modo di vibrazione.

La prima colonna identifica i punti di misura; ciascun nodo simboleggia la posizione e la direzione in cui è avvenuta la misurazione. Se in un nodo sono presenti entrambe le direzioni vuol dire che è stato possibile avere informazioni sugli spostamenti per entrambe le direzioni, mediante un solo accelerometro triassiale o utilizzandone due biassiali. Unica eccezione è fornita dal canale 8, in cui è stato posizionato in fase di misura un solo biassiale (vedi 2.4.2).

La seconda colonna restituisce l'ampiezza del moto nel corrispondente nodo; è possibile notare che nel modo 1 gli spostamenti modali assumono valori maggiori lungo la direzione  $x$  che è effettivamente la direzione prevalente del modo. Nel terzo modo i valori dell'ampiezza in direzione  $Y$  aumentano di circa un ordine di grandezza rispetto al modo precedente, e questo trova riscontro anche nella visualizzazione della deformata del modo (vedi Figura 2.19).

In corrispondenza di ciascun nodo di riferimento si riportano le informazioni sulla fase (terza colonna). Tale valore oscilla tra  $0^\circ$  e  $180^\circ$ , intervallo nel quale il valore complesso  $Re(\varphi) \cdot \cos\vartheta + i Im(\varphi) \cdot \sin\vartheta$  tenderà rispettivamente alla sola parte reale o alla sola parte immaginaria, sia  $\vartheta$  la fase. Si può facilmente notare che quando  $\vartheta \cong 90^\circ$  la parte immaginaria prevale su quella reale, dal momento che il  $\sin\vartheta \rightarrow 1$  e  $\cos\vartheta \rightarrow 0$ . Nelle ultime due colonne si può verificare quanto esposto a proposito del valore assunto dalla fase, in particolare la parte reale del modo è ottenibile moltiplicando ampiezza per il coseno della fase con il suo segno, come proposto dal cosiddetto metodo Standard (3.3.4).

Avere indicazioni riguardo gli angoli di fase tra cross spettri può essere uno strumento utile a stabilire la parte reale dei modi identificati: In prossimità delle frequenze di risonanza gli angoli di fase dovrebbero essere  $0^\circ$  o  $180^\circ$ . In caso contrario è sempre comunque possibile procedere all'estrazione della parte reale all'interno di valori complessi, come più volte specificato.

Il software utilizzato permette di visualizzare gli angoli di fase tra due funzioni FRF mediante la finestra "Op. Synthesis", come visibile in Figura 2.16.

Osservando la funzione di coerenza tra due canali si può osservare quanto il primo e il terzo modo vadano ad identificare un picco nel CP, a conferma della bontà dei parametri stimati. Inoltre si può controllare che la funzione approssimata dal LMS (in verde) abbia una buona corrispondenza con il Cross-Spettro tra i due segnali (in rosso).

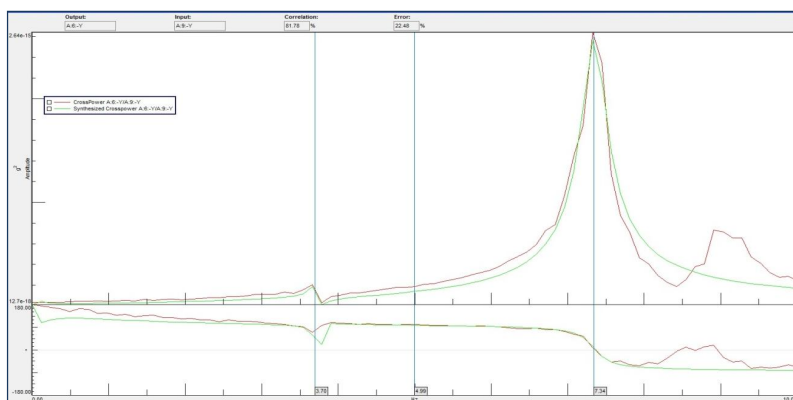


Figura 2.16- Funzione di coerenza tra due canali (A:6 + Y e A:9 + Y): Cross-spettro, Cross-Spettro sintetizzato dal Software e relativi angoli di fase.

Di seguito si riportano le interfacce grafiche delle deformate modali fornite dal software per ciascuno dei tre modi di vibrazione identificati:

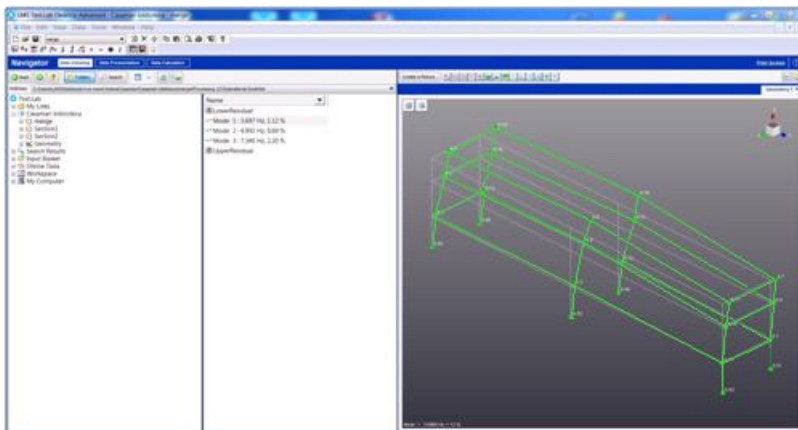


Figura 2.17- Primo modo: Configurazione della sua deformata ( $f_R=3.697\text{Hz}$ ).

Misura delle vibrazioni ed analisi modale sperimentale.

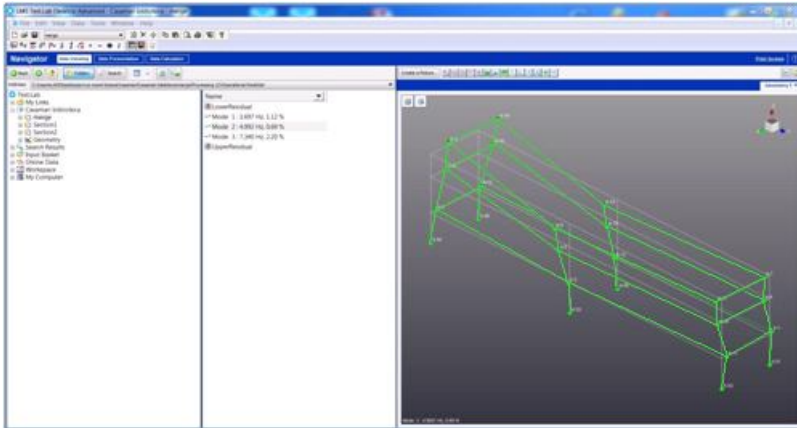


Figura 2.18- Secondo modo: Configurazione della sua deformata ( $f_R=4.992\text{Hz}$ ).

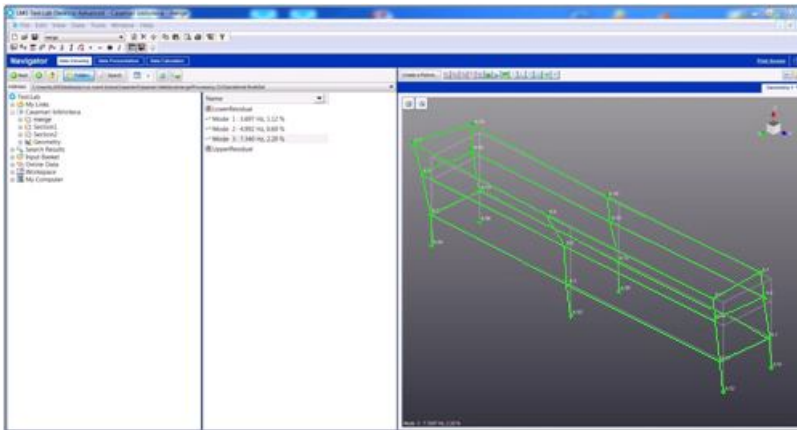


Figura 2.19- Terzo modo: Configurazione finale della sua deformata ( $f_R = 7.340\text{ Hz}$ ).

Da cui, sinteticamente:

---

Misura delle vibrazioni ed analisi modale sperimentale.

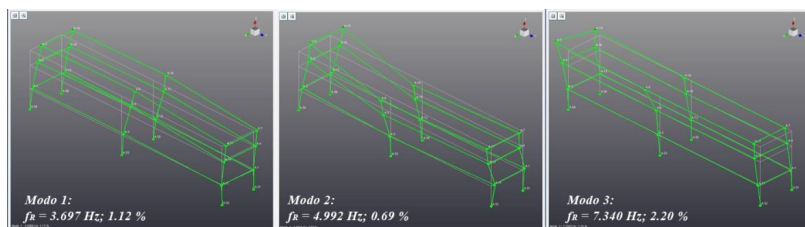


Figura 2.20-Parametri modali identificati per i primi tre modi di vibrazione dell'edificio

L'affidabilità del modello numerico della struttura è fortemente condizionata dalla qualità dei parametri modali identificati dall'algoritmo Polymax, in particolare è fondamentale che la frequenza propria fondamentale sia corretta affinché si possa stimare il livello di danno atteso sotto l'effetto di un sisma. A garanzia del fatto che l'identificazione dei modi sia stata eseguita correttamente il software fornisce nella sezione "*Op.Validation*" due differenti parametri di controllo:

- Il *Modal Assurance Criterion* (MAC), che stima il grado di ortogonalità tra i modi identificati, suggerendo l'esclusione di quei modi che non soddisfano questa proprietà. Questo controllo può essere eseguito sia numericamente che graficamente, come visibile dall'istogramma in Figura 2.21, in cui si visualizza una scala di colori dal blu al rosso per indicare un range di valori da 0 a 100, in percentuale.

I tre modi identificati rispondono bene a tale requisito, dal momento che eseguendo il MAC tra di loro il valore ottenuto è molto prossimo allo zero.

MAC	1° modo	2° modo	3° modo
1° modo	1	0.01	0.0008
2° modo	0.01	1	0.038
3° modo	0.0008	0.038	1

**Commento [L3]:** Quale modello? SMAV? Infatti io di SMAV parlerei prima dell'applicazione a Casamari.

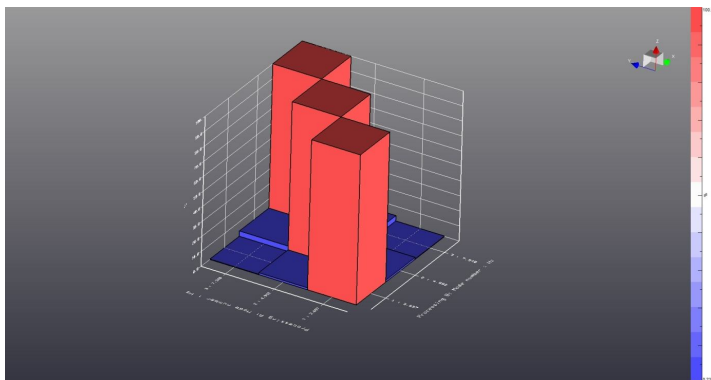


Figura 2.21 - Modal Assurance Criterion (MAC) per i tre modi di vibrazione identificati per la struttura.

- Il *Modal Phase Collinearity* (MPC), che quantifica la parte reale dell'autovettore rispetto a quella immaginaria. Affinchè la parte reale prevalga su quella immaginaria è bene che tale valore si aggiri intorno al 100%, così da quantificare come minima la parte non reale.

	$f_R$ [Hz]	$\zeta$ [%]	MPC [%]
<b>1° modo</b>	3.697	1.12	99.59
<b>2° modo</b>	4.992	0.69	99.09
<b>3° modo</b>	7.34	2.20	95.60





---

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

---

### **3 Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).**

#### **3.1 Introduzione**

Il modello SMAV è, come indicato dall'acronimo (*Smav = Seismic Model from Ambient Vibrations*), un modello matematico pensato per predire il comportamento sismico delle strutture previa conoscenza dei parametri modali della struttura estratti a partire da indagini di vibrazioni ambientali (Mori F., Spina D., 2013).

Trova le sue basi teoriche nella tecnica di identificazione dei parametri modali definita OMA, in quanto procede all'estrazione dei suoi parametri modali, attraverso l'utilizzo di misure sperimentali di rumore ambientale. L'analisi è ampiamente trattata nella sezione 2.3 nell'ambito dei metodi finalizzati all'analisi modale sperimentale.

La conoscenza dei modi di vibrazione della struttura (estratti dall'analisi modale sperimentale trattata nel capitolo 2.3) permette di eseguire un'analisi dinamica spettrale in campo lineare. I risultati dell'analisi vengono espressi mediante il calcolo del massimo drift dell'edificio per effetto di un terremoto assegnato. Confrontando il valore di drift ottenuto con il valore di drift massimo ammesso dalle Norme Tecniche per lo Stato Limite di Danno è possibile identificare un Indice di Operatività strutturale (IOP) dell'edificio, valutandone in questo modo il grado di danneggiamento.

---

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

### 3.2 Modello Modale

#### 3.2.1 STRUTTURA ED IPOTESI DEL MODELLO

A partire dai dati ottenuti dall'analisi descritta è possibile costruire un modello in cui la struttura è definita solamente sulla base delle sue caratteristiche modali, ottenute sotto l'effetto di scuotimenti deboli generati da vibrazioni ambientali. In accordo alle ipotesi trattate al punto 2.2, è necessario imporre le seguenti approssimazioni:

- ✓ Il comportamento della struttura resta in campo elastico lineare.
- ✓ Non viene considerata l'interazione terreno-struttura (soil- structure interaction, SSI).
- ✓ I piani sono trattati come perfettamente rigidi (modello a massa concentrata); Si assume che tutti i punti dell'edificio che giacciono nello stesso piano orizzontale e si muovano secondo le equazioni di moto rigido. In questo modo, identificato un centro di rotazione, per ciascun piano dell'edificio, gli  $N$  gradi di libertà osservabili saranno espressi come combinazione lineare di due traslazioni  $u_k$  e  $v_k$  ed una rotazione  $\theta_k$ .

Lo spostamento di ciascun  $k$ -esimo piano può essere espresso come:

$$U_k = \begin{cases} u_k \\ v_k \\ \theta_k \end{cases}$$

**Commento [L4]:** Concentrate dove? Perché associare i piani rigidi (ipotesi puramente cinematica) con il discorso delle masse (che riguardano la dinamica).

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

Assumendo un sistema di riferimento globale con origine nel baricentro di piano, la matrice degli spostamenti della struttura, sia essa composta da  $P$  piani, sarà:

$$U = \begin{cases} U_{1x} \\ U_{1y} \\ U_{1\theta} \\ \dots \\ U_{Px} \\ U_{Py} \\ U_{P\theta} \end{cases} \quad \text{per cui la struttura possiede nel complesso } 3P \text{ gradi di libertà}$$

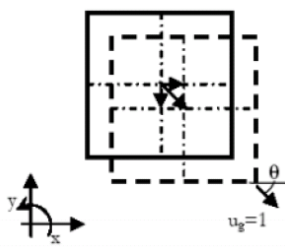
Allora, lo spostamento di un punto P, di coordinate

$(x_p; y_p)$  è dato da:

$$u_p = u_k - \theta_k \cdot y_p$$

$$v_p = v_k + \theta_k \cdot x_p$$

(16)



Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

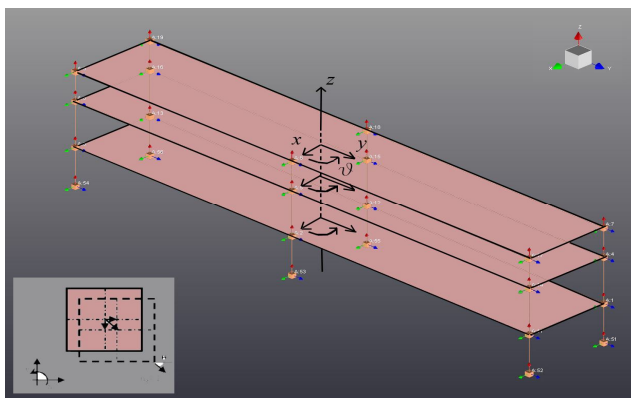


Figura 3.1- Rappresentazione grafica delle ipotesi di piano rigido imposte sugli N impalcati fuori terra della struttura.

### 3.2.2 ANALISI DINAMICA LINEARE

L'analisi lineare dinamica, così come è presentata nelle NTC, è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

- 1) determinazione dei modi di vibrare “naturali” della costruzione (analisi modale);
- 2) calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- 3) combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

Sia  $\mathbf{Z}$  il vettore delle coordinate modali le cui componenti  $z_k$  esprimono l'ampiezza del k-esimo modo di vibrare, la soluzione in termini di risposta sismica del sistema può essere ricostruita come:

---

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

$$\mathbf{U} = \Phi \mathbf{Z} = \sum_{k=1}^N \Phi_k z_k \quad (17)$$

Il massimo spostamento raggiunto da ciascuna ordinata modale può essere ricavato entrando nello spettro di risposta con il valore della frequenza naturale e dello smorzamento caratteristico relativo al modo considerato. I contributi relativi alle due direzioni vengono poi sommati. Per ciascun modo la risposta nei singoli punti di misura viene ricostruita secondo la relazione (17), ottenendo gli spostamenti nodali sulla base dell'equazione (16).

Un modello così descritto permette di effettuare un'analisi dinamica lineare sull'edificio note le accelerazioni alla base e i parametri dinamici della struttura ottenuti sperimentalmente.

---

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

### 3.3 Implementazione del modello SMAV

#### 3.3.1 PROCEDIMENTO TEORICO

Per implementare il modello di piano rigido è dunque necessario avere almeno una misura per ciascun grado di libertà di piano rigido, ovvero almeno 3 gdl per ciascun piano misurato. Nel caso in esame la stima è stata portata a 3 punti di misura per ciascun piano, per un totale di 6 GDL, 5 nel caso dell'ultimo implacato con Unità Integrativa biassiale. Per avere visione della disposizione degli strumenti di monitoraggio si può far riferimento alla sezione 2.4.2.

Si può allora affermare che in una struttura composta complessivamente da  $N$  gradi di libertà (GDL), siano  $N^R$  i GDL del piano assunto rigido e siano  $N^M$  i GDL misurati vale la relazione :

$$N^R < N^M < N$$

Definiamo il vettore  $\mathbf{U}^R$  il vettore degli spostamenti rigidi,  $\mathbf{U}^R \in \mathbb{R}^{3P}$ .

Sia  $\mathbf{U}^M$  il vettore degli spostamenti misurati,  $\mathbf{U}^M \in \mathbb{R}^l$  con  $l$  gradi di libertà riscontrati in fase di monitoraggio, la relazione che intercorre tra i due vettori è del tipo:

$$\mathbf{U}^M = \mathbf{D} \mathbf{U}^R \quad (18)$$

Richiamando l'espressione (16), può essere scritto in componenti come:

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

$$\begin{bmatrix} v_x^{P_{1,1}} \\ v_y^{P_{1,1}} \\ v_x^{P_{1,2}} \\ v_y^{P_{1,2}} \\ v_x^{P_{2,1}} \\ v_y^{P_{2,1}} \\ v_x^{P_{2,2}} \\ v_y^{P_{2,2}} \\ \dots \\ v_x^{(N^P,1)} \\ v_y^{(N^P,1)} \\ v_x^{(N^P,2)} \\ v_y^{(N^P,2)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & y_{11} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -x_{11} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & y_{12} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & x_{12} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & y_{12} & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -x_{12} & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & y_{22} & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x_{22} & \dots & 0 & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 1 & 0 & y_{N^P_1} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -x_{N^P_1} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & y_{N^P_2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -x_{N^P_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1^R \\ v_1^R \\ \theta_1^R \\ u_2^R \\ v_2^R \\ \theta_2^R \\ \dots \\ u_{N^P}^R \\ v_{N^P}^R \\ \theta_{N^P}^R \end{bmatrix}$$

(19)

Espressione che fa riferimento, per semplicità di trattazione, a due punti di misura (canale1 e canale2) per ciascun piano, per un totale di 4 GDL misurati in ogni impalcato.

$P_{ij}$  è il  $j$ -esimo ( $j = 1,2$ ) punto di misura dell'  $i$ -esimo piano; per esempio termine  $v_y^{P_{(N^P,1)}}$  rappresenta lo spostamento in direzione Y misurato al piano  $N^P$  dall'Unità Integrativa relativa al canale1 di 2;

La matrice  $\mathbf{D}$  contiene i coefficienti delle equazioni (16); tuttavia poiché le forme modali sono definite solo per i punti misurati, la matrice sarà del tipo  $\mathbf{D}_M \in \mathbb{R}^{I \times 3P}$ .

Un limite dell'Operational Modal Analysis risiede nel fornire forme modali non



---

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

scalate rispetto alla massa, impedendo di identificare i coefficienti di partecipazione al modo sulla base delle misurazioni eseguite.

Questo implica che il Coefficiente di Partecipazione Modale del k-esimo modo di vibrare, espresso al punto 2.2 come  $\Gamma_k(t) = (\Phi_k)^T \mathbf{M} \mathbf{b}$ , non potendo essere normalizzato rispetto alla massa, risulta:

$$\Gamma_k(t) = \frac{(\Phi_k)^T \mathbf{M} \mathbf{b}}{(\Phi_k)^T \mathbf{M} \Phi_k} \quad (20)$$

Dove,

$\Phi_k$  è la matrice modale del sistema.

Le forme modali identificate  $\Phi_n^M$  sono definite solo negli  $N^M$  gradi di libertà misurati e analogamente a quanto definito per gli spostamenti modali, la relazione tra le forme modali misurate e quelle rigide è:

$$\Phi_k^M = \mathbf{D}_M \Phi_k^R \Leftrightarrow \Phi_k^R = (\mathbf{D}_M^T \mathbf{D}_M)^{-1} \mathbf{D}_M^T \Phi_k^M \quad (21)$$

Dove l'apice  $T$  rappresenta la matrice trasposta.

$\mathbf{b}$  è la matrice di trascinarsi, la quale avrà in sostanza valore 1 o 0 nella posizione associata ai gradi di libertà a seconda che siano concordi o meno con la direzione dell'accelerazione misurata al suolo  $\mathbf{a}_g(t)$ . Anche la matrice  $\mathbf{b}$  dovrà essere associata alla  $\mathbf{b}^R$  come espresso nella relazione precedente.

$\mathbf{M}$  è la matrice di massa del sistema, composta da matrici  $3 \times 3$  aventi sulla diagonale le masse traslazionali e rotazionali, tale che  $\mathbf{M} \in \mathbb{R}^{3P \times 3P}$  con  $P$  numero di piani.

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}^R = \begin{bmatrix} \mathcal{M}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \mathcal{M}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \mathcal{J}_1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mathcal{M}_2 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mathcal{M}_2 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mathcal{J}_1 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \mathcal{M}_{N^P} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & \mathcal{M}_{N^P} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \mathcal{J}_{N^P} \end{bmatrix} \quad (22)$$

Siano

$$\left. \begin{aligned} \mathcal{M}_i &= \rho_f A_i + 0.5 \rho_w s_i \Pi_i |z_{i+1} - z_{i-1}| \\ \mathcal{J}_i &= \rho_f \int_{A_i} (x^2 + y^2) dA + 0.5 \rho_w |z_{i+1} - z_{i-1}| s_i \int_{\Pi} (x^2 + y^2) dv \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

dove

- $A_i$  e  $\Pi_i$  rappresentano rispettivamente area e perimetro del piano  $i$ -esimo;
- $z_i$  è la quota dell'impalcato  $i$ -esimo da terra
- $\rho_f$  denota la massa equivalente del solaio e  $\rho_w$  la massa equivalente per unità di volume del paramento murario;
- $s_i$  rappresenta lo spessore medio delle pareti .

---

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

Allora il coefficiente di partecipazione modale diviene infine:

$$\Gamma_k^R(t) = \frac{(\Phi_k^R)^T \mathbf{M} \mathbf{b}^R}{(\Phi_k^R)^T \mathbf{M} \Phi_k^R} \quad (24)$$

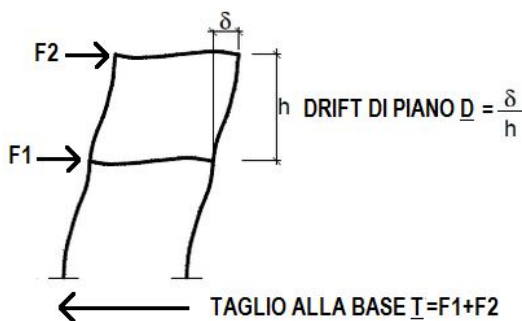
Il coefficiente di partecipazione modale da una stima del modo k-esimo al moto totale. La massa partecipante al modo può essere calcolata come:

$$M_k^* = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_{i,k}^R \Gamma_k^R \quad (25)$$

Se considerassimo tutti gli infiniti n modi del sistema la massa partecipante coinciderebbe con la massa totale presente nell'edificio.

Stimare il valore di drift rappresenta la finalità principale del modello, dal momento che risulta il parametro di risposta più rappresentativo del danno subito da una struttura durante un evento sismico (Bertero et al., 1991). Il drift di piano è stato espresso in per mille, ed è stimato come il massimo valore di spostamento (in direzione x ed y) per tutti gli accelerometri posti sulla struttura diviso per la corrispettiva altezza di interpiano.

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).



A livello matematico il vettore dei drift, relativo al k-esimo modo, viene definito inserendo una matrice  $\mathbf{C}$  che permette il passaggio dallo spostamento al drift.

$$\mathbf{\Delta}_k = \mathbf{C} \mathbf{v}_k^M \quad (26)$$

Sia  $\mathbf{v}_k^M$  il contributo allo spostamento del k-esimo modo allo spostamento complessivo della struttura.

Poiché durante il terremoto gli effetti massimi dovuti ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo, tali effetti vengono considerati con specifiche regole di combinazione. Il vettore dei drift del modello spaziale viene allora combinato, in accordo a quanto definito dalla normativa nel caso di contributi modali correlati, secondo la Combinazione Quadratica Completa (CQC), così da tener conto dello sfasamento temporale tra i diversi modi:

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

$$\Delta = \left( \sum_{k=1}^N \sum_{h=1}^N c_{hk} \Delta_k \Delta_h \right)^{1/2} \quad (27)$$

dove,

$$c_{hk} = \frac{8\xi^2 \beta_{hk}^{3/2}}{(1+\beta_{hk})[(1-\beta_{hk})^2 + 4\xi^2 \beta_{hk}]} \quad (28)$$

Sia  $\beta_{hk} = f_h/f_k$  ( con  $f_h$  e  $f_k$  frequenze rispettivamente del modo  $h$  e  $k$  )

Il coefficiente  $c_{hk}$  combina il modo  $h$ -esimo e il modo  $k$ -esimo in base al loro grado di correlazione e prende il nome di *coefficiente di correlazione modale*.

Come riportato al cap. 7.3.7.2 delle NTC08, per costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD devono essere inferiori a valori prestabiliti. In particolare, per le costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria:

$$\Delta \leq 0.003$$

Il taglio alla base relativo al modo  $n$  può infine essere stimato, come

$$\mathbf{T}_{b,n} = [T_{b,x} \ T_{b,y}]_n^T = M_n^* S_e(T_n) = (\mathbf{b}^c)^T \mathbf{m}^c \Phi_n^c \ddot{Y}_n(t) \quad (29)$$

Dove

$S_e(T_n)$  è l'ordinata dello spettro di progetto riferita al modo  $n$ -esimo di periodo  $T_n$ .

L'Indice di Operatività Strutturale (IOP) è definito come il rapporto tra un valore soglia di drift di piano IDR (vedi Figura 2) che segna il raggiungimento

---

*Stima* del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

della condizione di danno accettata ed il massimo drift di piano calcolato da SMAV.

$$IOP = \frac{IDR_{LIMITE}}{\max(IDR_{SMAV})} \quad (30)$$

L'indice di operatività strutturale, congiuntamente al controllo sul taglio alla base, sono l'obiettivo ultimo della metodologia SMAV proposta nella presente tesi.

---

*Stima* del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

### 3.3.2 *METODOLOGIA DI APPLICAZIONE*

La procedura richiesta dal modello è stata implementata in un software MATLAB che consente di definire geometria, masse strutturali e configurazione dei sensori importandoli da un file di disegno DWG. Inoltre permette di importare tutti i parametri richiesti al modello da file di testo txt .

I passaggi richiesti nel modello modale, così come è stato concepito in MATLAB sono i seguenti:

- i. Definizione delle masse attribuibili a ciascun impalcato rigido come specificato al punto 3.3.3; il valore della massa muraria è stato distribuito per una parte al piano superiore e per la restante al piano inferiore, per eccezione dell'ultimo impalcato.
- ii. Inserimento per ciascun livello delle posizioni dei sensori, avendo cura che le posizioni individuate dal programma siano congruenti ai canali di misurazione.
- iii. Gestione delle informazioni relative alle frequenze individuate; l'unica accortezza risiede nell'inserire i valori delle frequenze associandovi il grado di smorzamento assunto per le costruzioni civili dalle Norme Tecniche, ovvero il 5%.

Verificare che il MAC tra i modi identificati dia valori reali, operazione che in realtà era già stata eseguita in fase di verifica dei risultati ottenuti mediante analisi con LMS Polymax.

- iv. Definizione, per ciascun sensore, degli spostamenti modali nelle direzioni misurate (X ed Y qualora il sensore abbia entrambe le direzioni misurate) avendo cura di trasformare i valori modali complessi in valori reali, come esplicitato nella sezione 3.3.4.2.

---

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

A questo punto si può dar via all'analisi dei modi.

Si sviluppano le equazioni risolutive, procedendo ai passaggi finalizzati al risultato finale. I passaggi sono allora:

- v. Calcolo delle Masse Partecipanti in direzione X ed Y separatamente, secondo la relazione (25)
- vi. Confronto tra i valori di spostamenti modali nei punti di misura calcolati del modello teorico a piani rigidi rispetto a quelli effettivamente misurati. In questo modo si può avere un'idea dell'errore che si commette assumendo l'impalcato come rigido.

I punti v. e vi. Sono trattati nel sottoparagrafo 3.3.5, relativo al controllo e alla correzione del modello. Dopo aver verificato che le ipotesi necessarie siano soddisfatte si procede all'analisi dinamica, ovvero:

- vii. Importazione dello spettro (o l'accelerogramma spettro-compatibile) relativo allo scuotimento valutato opportuno per la verifica.
- viii. Risultati in termini di drift, con relativo indice di operatività strutturale (IOPS).

### 3.3.3 DETERMINAZIONE DELLA MASSA

Non è possibile, nel caso si operi nell'ambito di un'analisi sperimentale di tipo OMA, normalizzare il valore di  $\Gamma$  rispetto alla massa del sistema.

In letteratura sono stati proposti dei metodi definiti "Mass change methods" finalizzati a stimare i fattori di scala delle forme modali aggiungendo massa in diversi punti della struttura (Khatibi M.M. et al.; 2011). Tale procedura,



---

*Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).*

implicando l'aggiunta di masse percentuali alla massa totale dell'edificio, risulta tuttavia applicabile solo nel caso di elementi strutturali limitati, quali travi o piccole piattaforme, mal prestandosi ad un impiego ad intere strutture.

Informazioni su tale coefficiente di partecipazione di massa modale possono essere ottenute calcolando la matrice della massa  $M$  e utilizzando le forme modali identificate nell'analisi mediante software LMS per ciascun grado di libertà. In questo modo è possibile calcolare masse e baricentro di piano per ciascun impalcato.

#### 3.3.4 *INSERIMENTO DEI PARAMETRI MODALI*

Affinché l'analisi possa essere eseguita correttamente sono necessari i parametri modali individuati all'interno dell'analisi OMA mediante software LMS.

Siano noti sperimentalmente i parametri modali dei primi  $n$  modi di vibrare (con  $n$  chiaramente inferiore a  $3n$  modi di vibrare complessivi del sistema), possiamo assumere che i modi successivi abbiano coefficienti di partecipazione modale trascurabili.

##### 3.3.4.1 *Frequenze modali*

L'inserimento delle tre frequenze modali non richiede particolari accorgimenti, mentre più complessa è la questione relativa agli spostamenti modali identificati. Unica accortezza risiede nell'inserire i valori delle frequenze associandovi il grado di smorzamento assunto convenzionalmente per le costruzioni civili, ovvero il 5%<sup>11</sup>. Questa scelta è anche legata alla non totale

---

<sup>11</sup> Tranne che per casi particolari, quali quelli per esempio di costruzioni dotate di isolamento o

---

*Stima* del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

affidabilità dello smorzamento identificato mediante prove di rumore ambientale. Per quanto concerne l'identificazione delle frequenze SMAV è stato sviluppato nel rispetto di due aspetti fondamentali:

- l'identificazione delle frequenze proprie è assicurata dalla precisione della tecnica OMA;
- la variazione delle frequenze al crescere dello scuotimento è presa in considerazione tramite curve di letteratura che mettono in relazione il drop di frequenza (massima variazione di frequenza durante il sisma rispetto a quella identificata da prove di rumore ambientale) con il drift di piano.

L'affidabilità di questa seconda assunzione è garantita dall'aver analizzato, per ogni struttura e per il terremoto di maggiore intensità registrato dal sistema di monitoraggio permanente, la variazione di frequenza rispetto alla frequenza identificata dalle prove ambientali e messa in correlazione con il massimo drift di piano. I quadrati rossi sono rappresentativi di uno studio condotto su un campione di edifici dell'Osservatorio Sismico delle strutture (OSS)<sup>12</sup>, in particolare 18 edifici in muratura. I risultati mostrano un'ottima corrispondenza con quanto esistente in letteratura, come visibile in Figura 3.2.

---

dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore dello smorzamento convenzionale  $\xi$  pari al 5% (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008)

<sup>12</sup> <http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/osservatorio.wp>

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

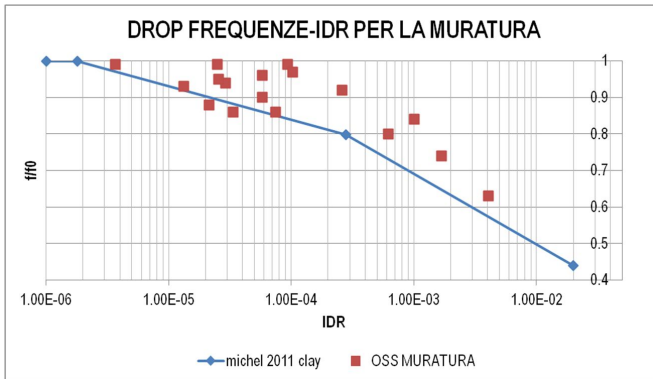


Figura 3.2- Relazioni drop di frequenza ( $ff_0$ )- drift di piano (IDR) assunte per edifici in muratura

#### 3.3.4.2 Spostamenti modalì

I processi di analisi modale spesso portano alla descrizione del comportamento strutturale in termini di forme modali complesse, conseguenza del fatto che lo sono le funzioni di risposta fornite dai dati sperimentali stesse. Dato il crescente numero di applicazioni che richiede la trasformazione di forme modali complesse in forme modali reali, sono state definite innumerevoli tecniche pratiche utili a tale scopo, processo definito come *realisation* (Imregun M., Ewins D.J.; 1993). Tra le tecniche più comuni si collocano l'approccio definito Standard e il metodo proposto da Niedbal.

L'approccio Standard prende il modulo di ciascun elemento del vettore modale complesso e lo moltiplica per il segno del coseno del suo angolo di fase. Tale metodologia, sebbene poco sofisticata, da buoni risultati per strutture con basso livello di smorzamento e per angoli di fase non molto lontani da  $0^\circ$  e  $180^\circ$ .

---

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

Più complesso è il metodo proposto da Niedbal, il quale propone una trasformazione lineare  $T$  tra la matrice dei modi reali  $\phi_R$  e quella dei complessi  $\phi_C$ , del tipo  $[\phi_R] = [\phi_C] T$ .

La trattazione completa di tale metodo è rimandata all'articolo correlato (Niedbal N.;1984).

Non esiste comunque una procedura ben definita per la *realisation* di una forma modale complessa né una precisa tecnica di validazione delle forme modali trasformate.

---

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

### 3.3.5 CONTROLLO E CORREZIONE DEL MODELLO

Sia  $\Phi_k^R$  una delle forme modali rigide calcolate come indicato nell'espressione (21) la condizione ideale che si dovrebbe verificare è :

$$(\Phi_h^R)^T \mathbf{M} \Phi_j^R = \alpha_{hj} \quad (31)$$

Con  $\alpha_{hj} = \delta_{hj}$  operatore di Kroenecher.

In questo modo si avrebbe totale corrispondenza tra le forme modali assunte rigide e quelle stimate dall'analisi sperimentale (se  $h = j$ ) ed al contrario avremmo forme modali esattamente ortogonali se  $h$  e  $j$  rappresentano due differenti modi di vibrazione identificati nell'analisi.

Tuttavia se  $\alpha_{hj} \neq 0$ , la condizione ideale di ortogonalità può essere inserita correggendo la forma modale  $j$  nel seguente modo:

$$\Phi_j^{R*} = \Phi_j^R - \alpha_{hj} \Phi_h^R \quad (32)$$

Si può notare che l'equazione (32) interviene sulla forma modale  $k$  senza tuttavia alterare il modo  $h$ . Il risultato del processo di ortogonalizzazione dipende dalla forma modale che si assume come riferimento, sulla base della quale le altre vengono corrette.

---

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

### 3.3.6 INPUT SISMICO

L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Il metodo permette di inserire l'input sia come spettro di risposta che mediante accelerogramma. La trattazione sulla selezione degli spettri è stata accuratamente descritta nel capitolo dell'analisi della pericolosità (Cap. 1 )

### 3.4 Applicazione della metodologia SMAV all'edificio adibito a refettorio-biblioteca

Come descritto, le fasi previste dal metodo sono state applicate all'edificio in questione.

La matrice di massa, nel caso di studio seguente avrà un'espressione del tipo:

$$M = \begin{bmatrix} \mathcal{M}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \mathcal{M}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \mathcal{J}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mathcal{M}_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mathcal{M}_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mathcal{J}_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mathcal{M}_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mathcal{M}_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mathcal{J}_3 \end{bmatrix}$$

Dove  $\mathcal{M}_i, \mathcal{J}_i$  con  $i = 1,2,3$  hanno il significato espresso nelle equazioni ( 23 ).

A tale scopo il codice MATLAB utilizzato richiede in input la definizione del peso specifico in  $\text{kN/m}^3$  e lo spessore in m di ciascun solaio identificato. Nel

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

caso comune in cui il solaio sia non omogeneo all'interno dell'impalcato sono stati calcolati dei valori equivalenti, fissando il peso specifico convenzionalmente a  $25 \text{ kN/m}^3$  e calcolandone lo spessore equivalente con l'unico accorgimento che la massa totale calcolata dal programma fosse quello effettiva.

In maniera analoga si richiede l'inserimento del peso specifico del paramento murario, anche in questo caso si è fatto riferimento ad un valore medio nel caso di tipologie miste.

Solaio		Muri		
Impalcato	Peso per unità di superficie	Spessore equivalente	Peso specifico	Note
[quota]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	
<b>5.66</b>	10	0.4	21	Solaio1+ Solaio2
<b>12.36</b>	13	0.53	21	Solaio3+ Solaio4
<b>16.67</b>	4	0.2	21	Solaio5+ Copertura

In Figura 3.3 si può vedere la posizione del centro di gravità di ciascun impalcato rigido, su cui sono concentrate masse e inerzie rotazionali, come previsto nelle Norme Tecniche sotto l'ipotesi di orizzontamenti infinitamente rigidi nel loro piano.

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

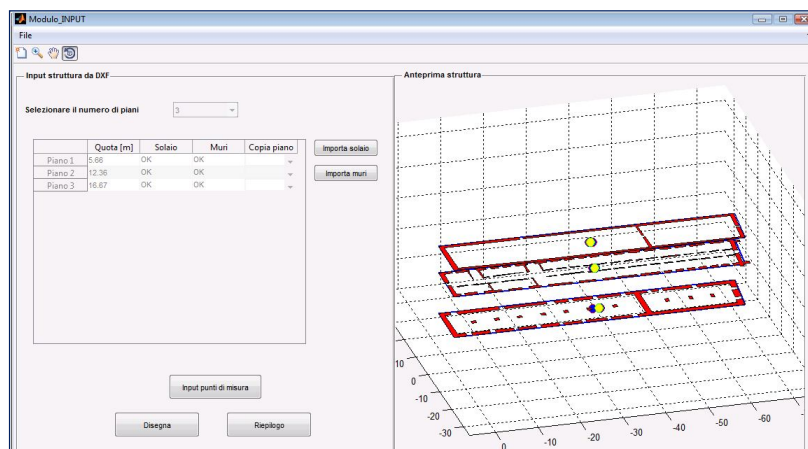


Figura 3.3- Inserimento dei parametri della struttura al fine di determinarne le caratteristiche relative a massa e baricentro di piano per ciascun impalcato.

Si inseriscono dunque le frequenze proprie della struttura precedentemente calcolate:

	$f_R$ [Hz]	$\zeta$ [%]
<b>1° modo</b>	3.697	5
<b>2° modo</b>	4.992	5
<b>3° modo</b>	7.340	5

Il passo successivo riguarda l'inserimento delle posizioni dei sensori e i valori degli spostamenti modali in prossimità di ciascun punto di misura, come individuati nel 2.5.3.

La presenza di forme complesse ha richiesto la conversione dei valori complessi in altri reali; la tecnica selezionata è stata quella definita come Standard nella sezione 3.3.4.2. I valori di ciascuna forma modale sono stati sottoposti a



Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

normalizzazione rispetto allo spostamento con modulo maggiore per una migliore visualizzazione. In Tabella 13 si possono vedere i valori inseriti nel modello. Si può intuire che i valori riportati rappresentano la matrice  $U^M$  dell'espressione (18).

<i>NODI</i>	<i>1° modo</i>		<i>2° modo</i>		<i>3° modo</i>	
<i>Response</i> <i>DOF</i>	<i>Spost.</i> <i>modale</i>	<i>Spost.</i> <i>normalizza</i> <i>to</i>	<i>Spost.</i> <i>modale</i>	<i>Spost.</i> <i>normalizza</i> <i>to</i>	<i>Spost.</i> <i>modale</i>	<i>Spost.</i> <i>normalizza</i> <i>to</i>
<b>A:1:+X</b>	-1.09E-14	-0.047	1.31E-14	-0.367	-2.32E-14	-0.064
<b>A:1:+Y</b>	-4.42E-15	-0.019	8.12E-15	-0.227	1.79E-14	0.049
<b>A:2:+X</b>	4.13E-14	0.177	-2.60E-15	0.073	-7.71E-15	-0.021
<b>A:2:+Y</b>	-1.62E-16	-0.001	9.57E-16	-0.027	4.72E-14	0.129
<b>A:3:+X</b>	3.10E-14	0.133	1.44E-14	-0.403	1.43E-14	0.039
<b>A:3:+Y</b>	-2.96E-15	-0.013	-8.01E-16	0.022	3.01E-14	0.082
<b>A:4:+X</b>	2.29E-14	0.098	-1.51E-14	0.423	-3.55E-14	-0.097
<b>A:4:+Y</b>	-1.94E-14	-0.083	4.68E-15	-0.131	1.38E-13	0.378
<b>A:5:+X</b>	1.95E-13	0.837	-2.40E-14	0.672	2.16E-14	0.059
<b>A:5:+Y</b>	1.24E-14	0.053	6.14E-15	-0.172	1.15E-13	0.315
<b>A:6:+X</b>	1.33E-13	0.571	4.66E-14	-1.305	1.60E-14	0.044
<b>A:6:+Y</b>	-2.26E-14	-0.097	-2.48E-15	0.069	1.87E-13	0.512
<b>A:7:+X</b>	4.17E-14	0.179	-1.57E-14	0.440	3.31E-14	0.091
<b>A:7:+Y</b>	-2.61E-14	-0.112	4.74E-15	-0.133	2.32E-13	0.636
<b>A:8:+X</b>	2.33E-13	1.000	-3.57E-14	1.000	-1.02E-14	-0.028
<b>A:9:+X</b>	1.89E-13	0.811	6.18E-14	-1.731	5.93E-14	0.162
<b>A:9:+Y</b>	-2.85E-14	-0.122	8.77E-15	-0.246	3.65E-13	1.000

Tabella 13-Spostamenti modali a seguito dell'operazione di estrazione della parte reale.

A seguito di tale inserimento, l'interfaccia appare come riportata in Figura 3.4:

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

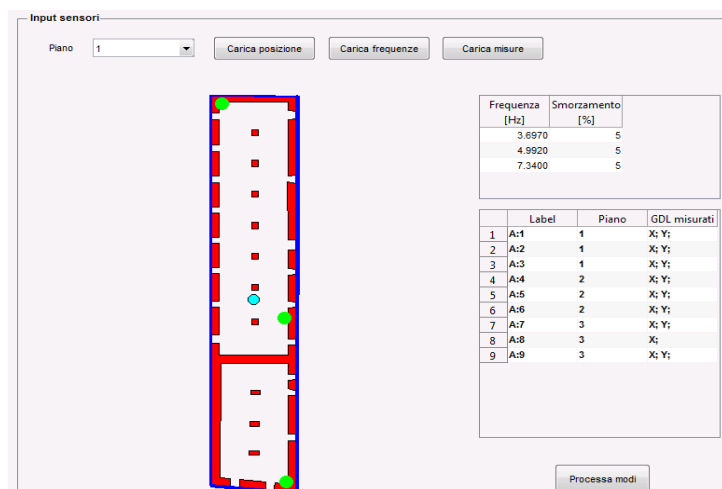


Figura 3.4- Interfaccia grafica per la visualizzazione della disposizione dei sensori, con relativi spostamenti modali per ciascun punto di misura.

Inserite le frequenze modali è possibile verificare che l'ortogonalità tra i modi sia rispettata.

In Figura 3.5 se ne riporta un riscontro visivo, sebbene tale proprietà fosse stata già verificata in fase di estrazione dei parametri modali dalle misure di rumore ambientale.

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

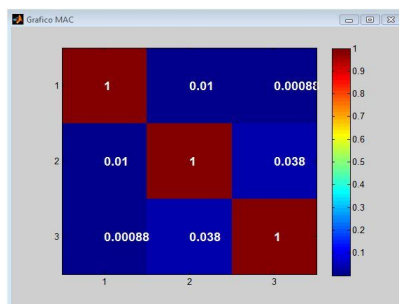


Figura 3.5- Esempio di MAC eseguito dal software tra i modi di vibrazione inseriti.

Una volta avviato il processamento dei modi si procede a controllarne i valori restituiti, in termini di masse partecipanti e spostamenti rigidi (come specificato al paragrafo 3.3.5 relativo al controllo del modello).

Di seguito i valori ottenuti:

<i>Ipotesi piano rigido (MAC)</i>		<i>Mx %</i>	<i>My %</i>
<i>1° modo</i>	88.783	66.52	63.16
<i>2° modo</i>	51.237		
<i>3° modo</i>	94.760		

Si può osservare, controllando per ciascun modo l'ipotesi di piano perfettamente rigido, che si ha una buona corrispondenza per il 1° modo e per il 3° modo, mentre il secondo modo soddisfa la condizione solo parzialmente. In realtà se si osserva la Figura 2.18 con la deformata del secondo modo, il risultato è coerente con il valore di MAC ottenuto. Il modo è stato comunque ritenuto valido per la struttura, dopo aver verificato che eseguendo nuovamente l'analisi senza considerare il 2° modo dal processamento i valori di MAC per

---

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

gli altri modi non variavano, mentre scendeva la massa partecipante.

I valori di percentuale di massa partecipante sono soddisfacenti per entrambe le direzioni, infatti considerando i primi 3 modi la massa partecipante si aggira intorno al 65% per entrambe le direzioni, valore soddisfacente nell'ambito dell'analisi sperimentale seppure non raggiunge l'85% previsto dalla normativa.

L'analisi dinamica con spettri di risposta prevede che il vettore che descrive la forzante sismica possa essere simultaneamente applicato nelle due direzioni, ovvero:

$$\mathbf{S}_a(T; \xi) = [a S_{pa}(T; \xi), b S_{pa}(T; \xi)]^T$$

Con  $a = 1$  e  $b = 0.3$  se si suppone che il sisma provenga dalla direzione x, mentre  $a = 0.3$  e  $b = 1$  se la direzione di analisi principale del sisma è la y.

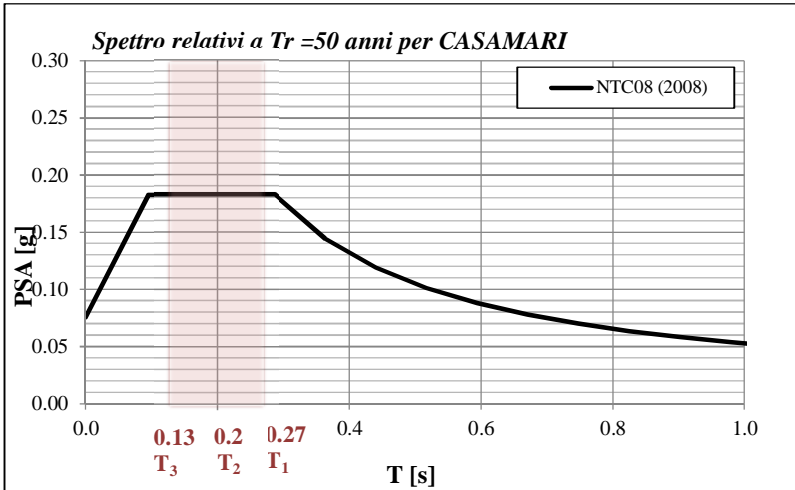
Lo spettro è stato applicato nelle due direzioni considerando una volta prevalente la direzione x e l'altra volta quella y;

Siano le frequenze della struttura quelle riportate di seguito,

	$f_R$ [Hz]	$T$ [s]
<b>1° modo</b>	3.697	0.27049
<b>2° modo</b>	4.992	0.200321
<b>3° modo</b>	7.34	0.13624

È possibile riportare lo spettro allo SLD evidenziando il range in cui ricadono i modi di vibrazione identificati e quindi propri della struttura in esame.

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).



A questo punto si avvia l'analisi dinamica lineare secondo spettro elastico per un  $T_R=50$  anni, calcolato come previsto dalle Norme Tecniche per una struttura di classe d'uso  $cu=1$ .

I risultati sono i seguenti, simulando la provenienza del sisma per entrambe le direzioni:

**Direzione x**

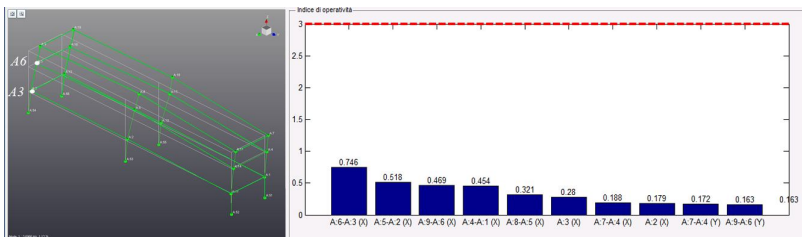


Figura 3.6- Valori di drift attesi nella struttura per effetto di uno spettro  $T_R = 50$ anni

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

del tipo NTC08 con sisma direzione X.

La linea rossa tratteggiata rappresenta il limite fissato dalle Norme Tecniche affinché la struttura sia considerata agibile sotto l'azione sismica di progetto considerata.

Il valore di drift massimo è tra i punti di misura A:6-A:3 pari a 0.746.

Di lato si riporta la deformata della struttura ottenuta per il primo modo di vibrazione, così che si possano osservare i punti in cui il drift risulta massimo, notandone la coerenza la sua deformata modale.

La verifica strutturale risulta ampiamente verificata, con indice IOP molto maggiore di 1 e taglio alla base irrisorio per entrambe le direzioni.

I risultati del metodo SMAV sono graficati in Figura 3.7.

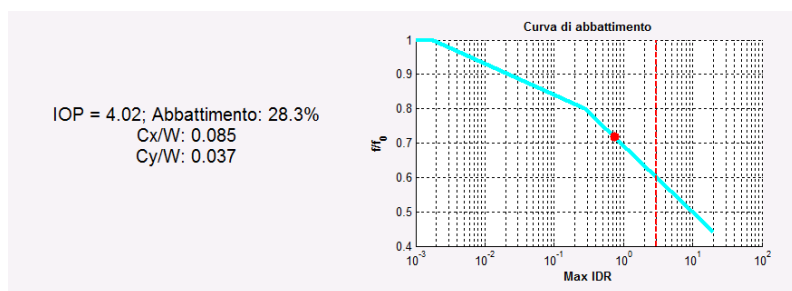


Figura 3.7- Risultati SLDy: Indice di operatività, taglio alla base in entrambe le direzioni, curva di abbattimento delle frequenze in funzione del drift.

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

### Direzione y

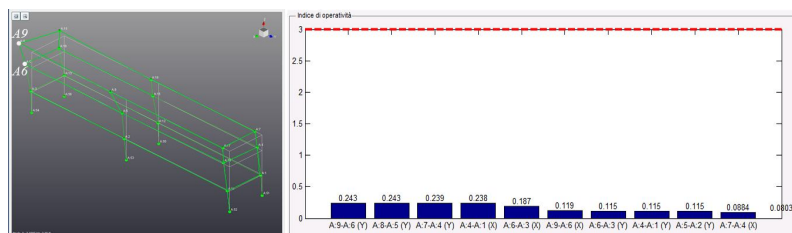


Figura 3.8-Valori di drift attesi nella struttura per effetto di uno spettro  $TR = 50$ anni del tipo NTC08 con sisma direzione Y.

Il valore di drift massimo è tra i punti di misura A:9-A:6 pari a 0.243.

Un sisma proveniente dalla direzione y restituisce valori di spostamenti interpiano inferiori rispetto ad un'azione sismica proveniente dalla direzione x, coerentemente con il fatto che le pareti resistenti in tale direzione sono in misura inferiore.

La verifica strutturale risulta verificata con un margine ancora maggiore, sia per l'indice IOP che per taglio alla base. I risultati del metodo SMAV per la direzione y sono graficati in.

Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

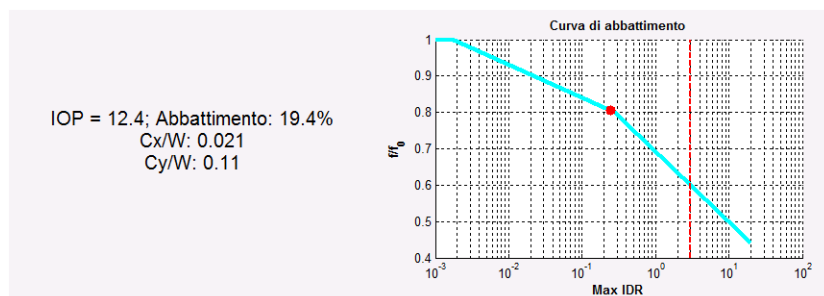


Figura 3.9- Risultati SLDx: Indice di operatività, taglio alla base in entrambe le direzioni, curva di abbattimento delle frequenze in funzione del drift.

Ricapitolando,

	<i>Spettro<sub>SLD,x</sub></i>	<i>Spettro<sub>SLD,y</sub></i>
<b>MaxIDR</b>	0.746	0.243
<b>IOPS</b>	4.02	12.4
<b>f/f<sub>0</sub></b>	28.3 %	19.4 %
<b>Cx/W</b>	0.085	0.021
<b>Cy/W</b>	0.037	0.11

Per cui la direzione trasversale fornisce un indice di operatività tre volte più basso, con un abbattimento delle frequenze stimato al 28 %. Tale fenomeno è descritto in Figura 3.10, in cui si evidenzia l'incremento del periodo strutturale.



Stima del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

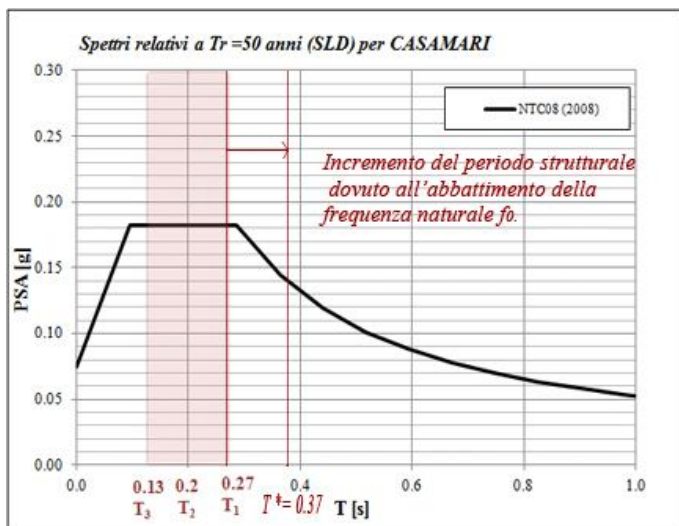


Figura 3.10- Spettro SLD: Incremento del periodo strutturale per effetto dell'abbattimento tra frequenze ambientali  $f_0$  e le frequenze  $f$  che governano la risposta dell'edificio durante l'evento sismico.

---

*Stima* del grado di danneggiamento sismico dalle misure di vibrazione ambientale (SMAV).

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

## 4 Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

### 4.1 Descrizione dell'edificio Biblioteca-Refettorio

La *Biblioteca*, come il museo, è tra i corpi abbaziali più antichi.

L'edificio può essere identificato in Appendice come occupante l'area descritta da 11. e 12., che sono appunto il refettorio e la biblioteca del complesso monastico. L'edificio si compone di un livello interrato e di tre livelli fuori terra, più una copertura in legno a falde inclinate; occupa circa 70 m in lunghezza e 14 m in larghezza, per eccezione del livello interrato la cui lunghezza interessa non più di 40 m. Si riporta di seguito una sezione longitudinale dell'edificio, volta ad individuarne le principali caratteristiche strutturali: In nero è stato rappresentato lo strato roccioso su cui l'edificio pone le fondamenta, in grigio le strutture murarie.

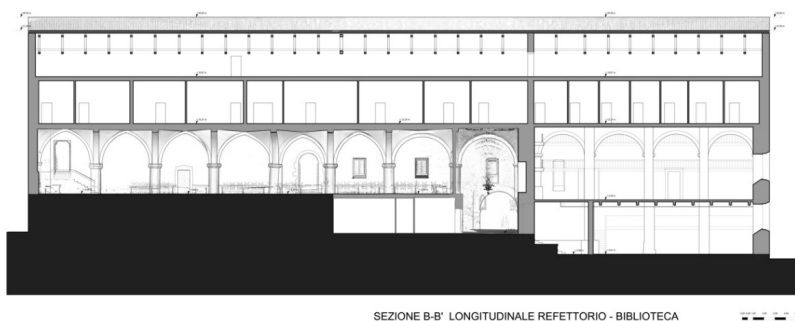


Figura 4.1- Sezione longitudinale del corpo di interesse, in nero lo strato roccioso, in

---

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

*grigio le strutture murarie.*

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

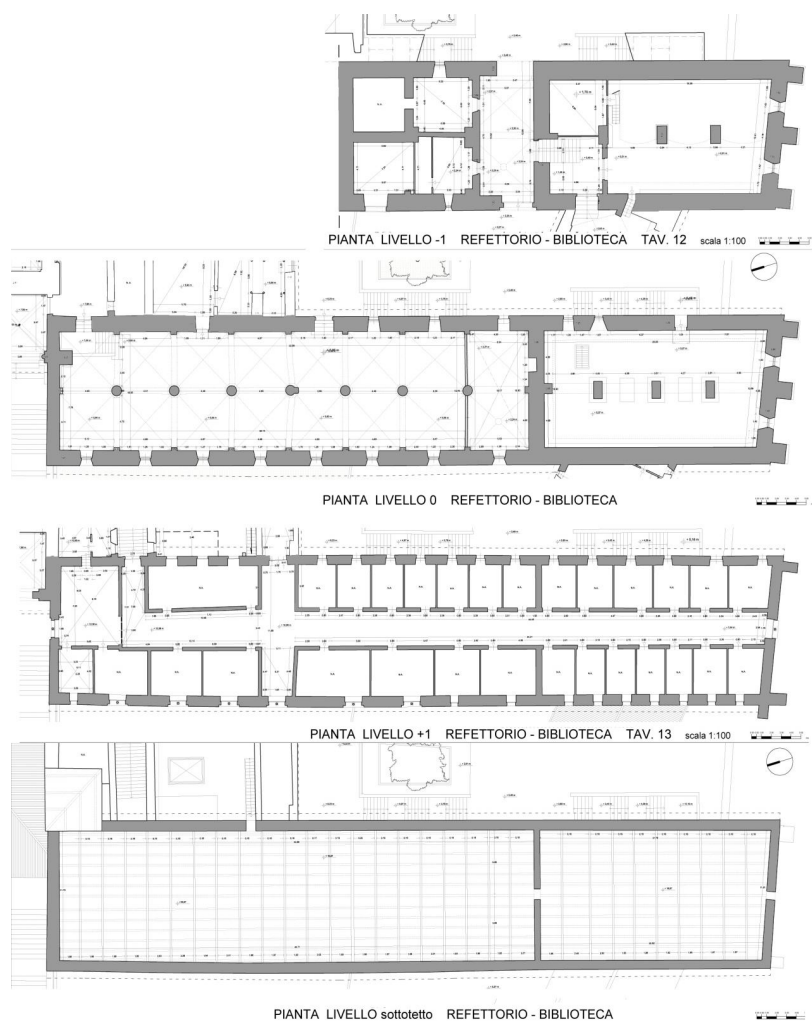


Figura 4.2-Piante per i diversi livelli che compongono l'edificio destinato a Refettorio-Biblioteca

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

#### 4.1.1 MATERIALI E TIPOLOGIE COSTRUTTIVE

Molti sono gli elementi di interesse architettonico e strutturale, tra cui spiccano le volte a crociera di accesso, che sono ripetute per tutto l'orizzontamento superiore al refettorio, seppure in questa seconda occasione siano state intonacate. Nel refettorio le volte sono sostenute da piloni di diametro 0.95 m, riportati con l'indice 1 nell'immagine sottostante. Buone sono le condizioni della facciata, i cui interventi sono stati molteplici nel corso della storia dell'Abbazia. In Figura 4.3 si possono osservare gli elementi citati avendone un'idea della loro collocazione planimetrica.

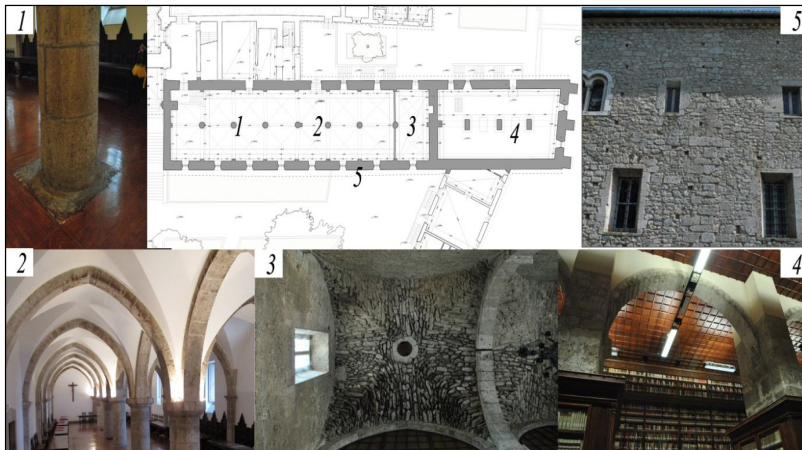


Figura 4.3- Documentazione fotografica con relativa localizzazione in pianta degli elementi di rilievo presenti nell'edificio destinato a Refettorio-Biblioteca.

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

#### 4.1.1.1 Paramento murario

La muratura del corpo in questione, è stata per la maggior parte classificata nell'ambito del Rilievo Storico-Critico, come di *Tipo D*, ovvero *Pezzame a filari irregolari*.

La parte di contatto dell'edificio con la chiesa è invece di un paramento murario molto migliore, classificato come *Tipo A* (*Conci squadrate-Contrafforti*), tipologia che è stata impiegata anche per i piloni a sostegno delle volte a crociera nel refettorio. Lo stesso materiale compone anche i contrafforti presenti nel lato sud dell'edificio. Di seguito si riporta una planimetria del complesso dell'Abbazia con la classificazione delle differenti tipologie murarie.

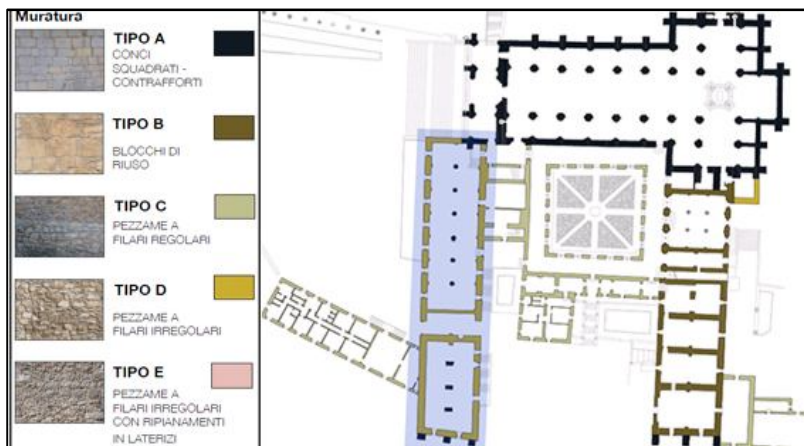


Figura 4.4- Identificazione delle differenti tipologie murarie impiegate per il complesso monastico; In azzurro è evidenziato il corpo di interesse, in cui è presente

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

*muratura di Tipo A e muratura di Tipo D.*

Alla muratura di *Tipo D* è stato ritenuto opportuno associare, sulla base della tabella C8A.2.1 della Circolare del 02 febbraio 2009, la tipologia di *Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno*. Alla muratura classificata come di Tipo A è stata associata la voce presente in normativa come *Muratura a blocchi lapidei squadriati*.

Alle due categorie ritenute presenti nell'edificio competono i seguenti valori dei parametri meccanici e peso specifico medio, riferiti a condizioni di malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi, paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura a regola d'arte:

Tipologia di Muratura	$f_m$	$\tau_0$	$E$	$G$	$w$
	[N/cm <sup>2</sup> ]	[N/cm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]
	Min-Max	Min-Max	Min-Max	Min-Max	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	

Tabella 14- Tabella estratta da Tab. C8A.2.1, in cui si riportano i valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico per diverse tipologie di muratura sotto particolari condizioni .

I valori riportati fanno riferimento alle seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_m$  è la resistenza media a compressione della muratura;



Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

- $\tau_0$  è la resistenza media a taglio della muratura;
- $E$  rappresenta il valore medio del modulo di elasticità normale;
- $G$  è il valore medio del modulo di elasticità tangenziale
- $w$  Fornisce il valore di peso specifico medio della muratura

#### 4.1.1.2 Orizzontamenti

Per quanto concerne gli orizzontamenti presenti nell'edificio essi sono stati identificati come segue:

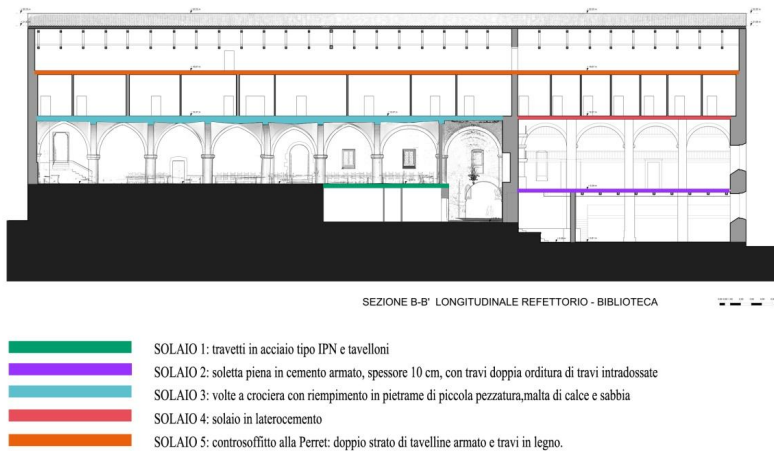


Figura 4.5- Identificazione del numero di orizzontamenti presenti nell'edificio, con breve descrizione della tipologia poi analizzata di seguito.

---

*Analisi* del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

### Solaio1

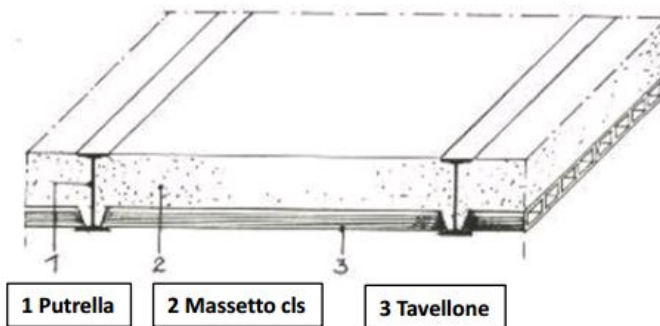
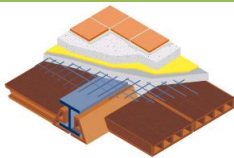


Figura 4.6- Ricostruzione di un solaio tipico in tavelloni e travi IPN\*.

<i>Solaio travi IPN e tavelloni</i>					
	<i>b</i>	<i>i</i>	<i>h</i>	<i>ρ</i>	<b>G1</b>
	[m]	[m]	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Tavellone*</b>	/	/	0.1	800	0.800
<b>Trave IPN*</b>	0.36	1.5	0.143	8000	2.746
<b>Carico proprio tot</b>					<b>3.546</b>



	<i>h</i>	<i>ρ</i>	<b>G2</b>
	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Massetto *</b>	0.3	1600	4.800
<b>Pavimento in cotto</b>	0.03	1300	0.390
<b>Intonaco a calce</b>	0.01	1800	0.180
<b>Incidenza dei tramezzi</b>			1
<b>Carico perm.portato tot</b>			<b>6.370</b>

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

\* I valori sono ipotizzati sulla base di una tipologia standard di solaio simile.

### Solaio 2

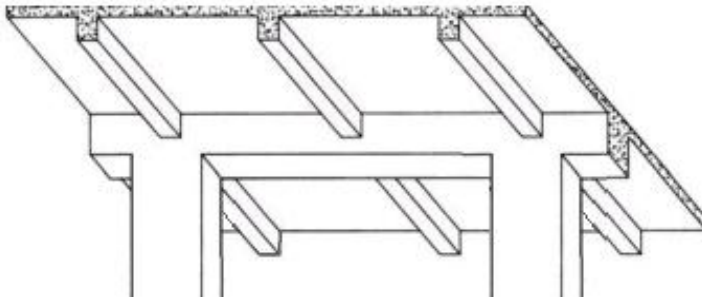


Figura 4.7- Ricostruzione tridimensionale del solaio2, con soletta gettata in opera e una doppia orditura di travi intradossate.

<i>Solaio in c.a.</i>	<i>b</i>	<i>i</i>	<i>h</i>	<i>ρ</i>	<b>G1</b>
	[m]	[m]	[m]	[kg/m3]	[kN/m2]
<b>Soletta piena</b>	/	/	0.1	2500	2.500
<b>Travi secondarie</b>	0.16	0.9	0.32	2500	1.422
<b>Travi principali</b>	0.2	1.7	0.42	2500	1.235
<b>Carico proprio tot</b>					<b>5.158</b>

	<i>h</i>	<i>ρ</i>	<b>G2</b>
	[m]	[kg/m3]	[kN/m2]
<b>Massetto</b>	0.04	1600	0.640
<b>Pavimento in cotto</b>	0.03	1300	0.390
<b>Intonaco a calce</b>	0.01	1800	0.180
<b>Carico perm.portato tot</b>			<b>1.210</b>

---

*Analisi* del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

### Solaio 3

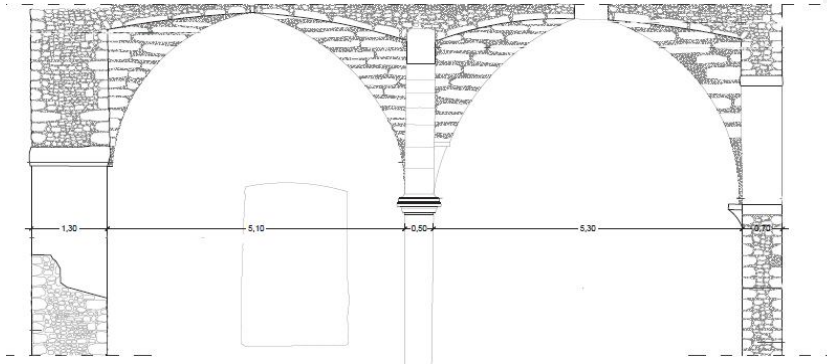
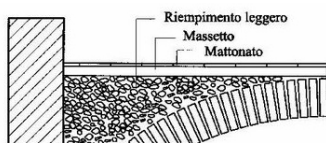


Figura 4.8- Sezione trasversale delle volte presenti nell'arco di accesso.

Volte a crociera	h	$\rho$	G1
	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Riempimento**	1.15	900	10.350
Parte resistente**	0.3	2100	6.300
<b>Carico proprio tot</b>			<b>16.650</b>



	h	$\rho$	G2
	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Massetto	0.04	1600	0.640
Pavimento in cotto	0.03	1300	0.390
Intonaco a calce	0.01	1800	0.180
Incidenza dei tramezzi			1
<b>Carico perm.portato tot</b>			<b>2.210</b>

\*\* Abbiamo fatto riferimento a spessori equivalenti.

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

### Solaio 4

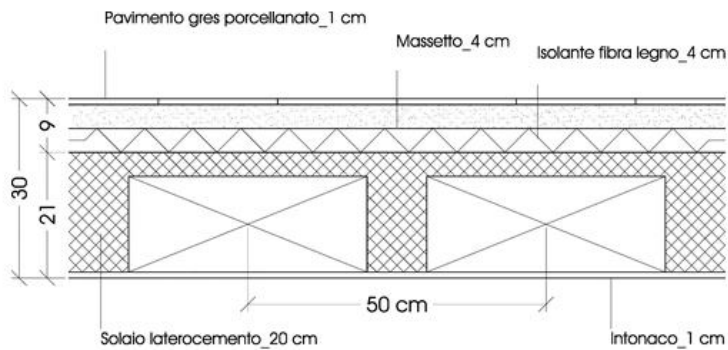
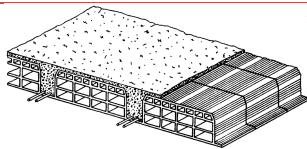


Figura 4.9- Ipotesi di Solaio in laterocemento spessore 30 cm



	<b>h</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b>G1</b>
	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Solaio + pignatte*</b>	0.20	1300	2.600
<b>Carico proprio tot</b>			<b>2.600</b>

<b>Carichi permanenti portati</b>	<b>h</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b>G2</b>
	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Isolante fibra di legno*</b>	0.04	18	0.007
<b>Massetto *</b>	0.04	1600	0.640
<b>Pavimento in cotto*</b>	0.03	1300	0.390
<b>Intonaco a calce</b>	0.01	1800	0.18
<b>Incidenza dei tramezzi</b>			1
<b>Carico perm.portato tot</b>			<b>2.217</b>

\* I valori sono ipotizzati sulla base di una tipologia standard di solaio simile.

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

### Solaio 5

È costituito da un piano di laterizio armato di piccolo spessore ( $2 \div 3$  cm) appeso alle travi del solaio, con tavelle analoghe disposte superiormente.

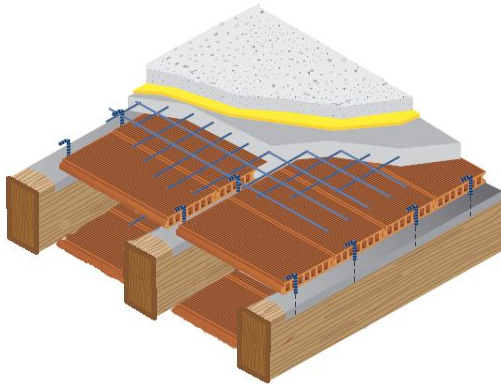


Figura 4.10- Ricostruzione di un solaio del tipo "controsoffitto alla Perret"

<i>Solaio alla Perret</i>	<i>b</i>	<i>i</i>	<i>h</i>	<i>ρ</i>	<b>G1</b>
	[m]	[m]	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Tavellinato inferiore*	0.25	/	0.03	800	0.240
Trave in legno*	0.3	3.5	0.3	550	0.141
Tavellinato superiore*	0.25	/	0.03	800	0.240
Armatura nel tavellinato (x2)*	/	/	/	/	0.020
<b>Carico proprio tot</b>					<b>0.641</b>

	<i>h</i>	<i>ρ</i>	<b>G2</b>
	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Cappa di calce di estradosso*	0.03	1800	0.540
Massetto *	0.04	1600	0.640
Intonaco a calce*	0.01	1800	0.180



---

*Analisi* del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

<b>Carico perm.portato tot</b>	<b>1.360</b>
--------------------------------	--------------

\* I valori sono ipotizzati sulla base di una tipologia di solaio presunto analogo

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

#### 4.1.1.3 Copertura

La copertura della biblioteca refettorio risale agli anni 20, poichè distrutta dal terremoto di Avezzano del 1915. La falda è composta da una doppia orditura di travetti in legno di castagno, sostenuti da una capriata palladiana.

Per le caratteristiche meccaniche della copertura, in quanto lignea, si fa riferimento alla norma UNI 11035-2, di cui si riportano i valori in figura:

Classe di Resistenza per legno cresciuto in Italia in accordo alla norma UNI 11035-2																			
Specie legnosa	Abete Nord			Abete Centro/Sud			Larice Nord			Douglasia		Altre conifere			Castagno	Querce caducifoglie	Pioppo e Ontano	Altre latifoglie	
Classe di resistenza	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2/S3	S1	S2	S3	S	S	S	S	
<b>Proprietà di resistenza in N/mm<sup>2</sup></b>																			
Flessione	$f_{m,k}$	29	23	17	32	28	21	42	32	26	40	23	33	26	22	28	42	28	27
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,  ,k}$	17	14	10	19	17	13	25	19	16	24	14	20	16	13	17	25	16	16
Trazione ortogonale alla fibratura	$f_{t,\perp,k}$	0.40	0.40	0.40	0.30	0.30	0.30	0.60	0.60	0.60	0.40	0.40	0.50	0.50	0.50	0.50	0.80	0.40	0.50
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,  ,k}$	23	20	18	24	22	20	27	24	22	26	20	24	22	20	22	27	22	22
Compressione ortogonale alla fibratura	$f_{c,\perp,k}$	2.9	2.9	2.9	2.1	2.1	2.1	4.0	4.0	4.0	2.6	2.6	4.0	4.0	4.0	3.8	5.7	3.2	3.9
Taglio	$f_{v,k}$	3.0	2.5	1.8	3.2	2.8	2.3	4.0	3.2	2.7	4.0	3.4	3.3	2.7	2.4	2.0	4.0	2.7	2.0
<b>Proprietà di rigidità in N/mm<sup>2</sup></b>																			
Modulo elastico medio parallelo alla fibratura	$E_{0,  ,med}$	12000	10500	9500	10000	10000	9500	13000	12000	10500	14000	12500	12000	11400	10500	10000	12000	8000	10500
Modulo elastico caratteristico	$E_{0,  ,k}$	8000	7000	6400	7400	6700	6400	8700	8000	7700	9400	8400	8200	7600	7000	8000	10100	6700	8400
Modulo di taglio medio	$G_{0,med}$	750	680	590	690	630	590	810	750	720	880	780	770	710	660	590	750	590	720
<b>Massa volumica in Kg/m<sup>3</sup></b>																			
Massa volumica	$\rho_{0,k}$	380	380	380	280	280	280	550	550	550	400	420	530	530	530	465	760	420	515
Massa volumica media	$\rho_{0,med}$	415	415	415	305	305	305	600	600	600	435	455	575	575	575	550	825	460	560

Figura 4.11- Classi di resistenza per legno cresciuto in Italia in accordo alla norma UNI 11035-2

Da cui, assumendo legno di castagno,

#### Caratteristiche meccaniche del legno impiegato per la copertura (Castagno)

Resistenza a flessione caratteristica	<b>f<sub>m,k</sub></b>	28	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a compressione caratteristica	<b>f<sub>c,k</sub></b>	22	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di Elasticità medio	<b>E</b>	11000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di taglio medio	<b>G</b>	750	[N/mm <sup>2</sup> ]
Peso specifico medio	<b>γ</b>	5.50	[kN/m <sup>3</sup> ]

---

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

Di seguito si riportano le immagini relative alla geometria e alla tipologia della copertura in legno dell'edificio.

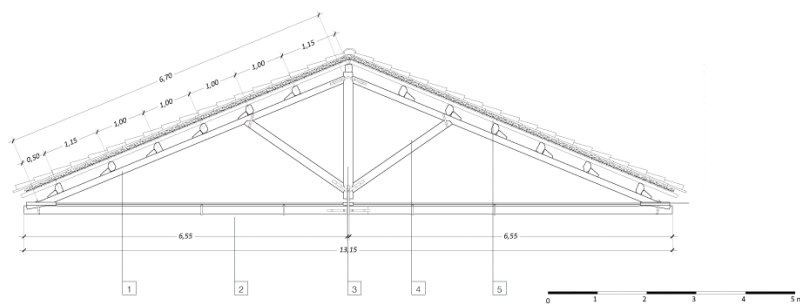


Figura 4.12- Sezione della capriata palladiana, in copertura della biblioteca-refettorio

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

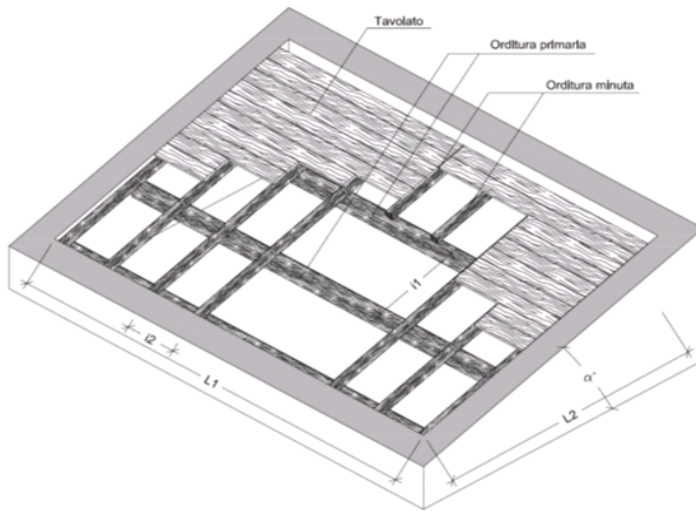


Figura 4.13- Ricostruzione della doppia orditura costituente la falda della copertura poggiate sulla capriata.

Da cui:

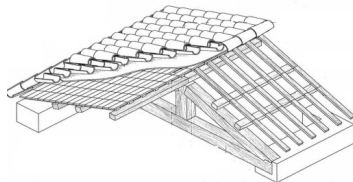
<i>Capriata palladiana</i>	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>i</b>	<b>L</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b>G1</b>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Puntoni</b>	0.13	0.16	0.85	6.7	550	0.134
<b>Saette</b>	0.16	0.16	0.85	3.67	550	0.165
<b>Monaco</b>	0.2	0.16	0.85	2.4	550	0.207
<b>Catena lignea</b>	0.16	0.16	0.85	6	550	0.165
<b>Carico proprio tot</b>						<b>0.673</b>

<i>Falda a doppia orditura di travi</i>	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>i</b>	<b>L</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b>G1</b>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

<b>Orditura primaria</b>	0.14	0.18	0.93	2.1	550	0.149
<b>Orditura minuta</b>	0.08	0.08	0.85	0.93	550	0.0414
<b>Tavolato</b>	0.16	0.02	0.16	0.85	550	0.110
<b>Carico proprio tot</b>						<b>0.30</b>

*Rivestimento esterno*



**G2**  
[kN/m<sup>2</sup>]

<b>Manto di copertura in coppi</b>	0.87
<b>Pianellato</b>	0.51
<b>Carico perm.portato tot</b>	<b>1.38</b>

## 4.2 Caratteristiche del software di calcolo 3muri©

### 4.2.1 GENERALITÀ DEL METODO FME

Il Software schematizza la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento, detto macroelemento, ed è definito per questa ragione un metodo FME (Frame by Macro Elements).

Questa ipotesi è giustificata dal fatto che tutte le possibili tipologie di rottura che avvengono su una parete in muratura (rottura per taglio, per pressoflessione e per scorrimento) coinvolgono una porzione della parete muraria (detta

---

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

appunto macroelemento).

Le pareti si possono suddividere in componenti elementari:

- maschi; gli elementi "maschio" sono disposti a fianco delle aperture e rappresentano l'elemento resistente principale.
- fasce; elementi "fascia" sono disposti tra due aperture allineate.
- elementi rigidi; rappresentano la muratura restante che non confinando con le aperture si può considerare infinitamente rigida rispetto agli altri elementi.

Si riporta di seguito un'immagine dell'edificio modellato dal programma:

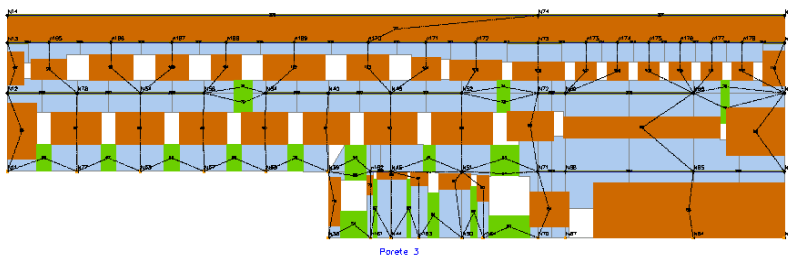


Figura 4.14- Parete 3 relativa alla facciata est dell'edificio: Mesh identificativa di fasce, maschi ed elementi rigidi.

Sono rappresentati in verde gli elementi individuati dal programma come fasce, in marrone sono evidenziati gli elementi maschio, mentre con le linee nere si individuano gli elementi rigidi. I nodi, in azzurro, sono individuati come intersezione tra i tratti definiti rigidi.

La ricerca teorica e sperimentale ha confermato che il comportamento di maschi e fasce, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente ad un elemento lineare.

Collegando quindi questi elementi si ottiene lo schema a telaio, detto appunto

---

*Analisi* del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

telaio equivalente.

Rimandando a Lagomarsino et al. (2013) per una descrizione teorica più dettagliata, è comunque utile precisare come l'organismo strutturale sia descritto mediante un insieme di telai piani che simulano il comportamento dalle pareti portanti verticali e da diaframmi orizzontali di piano (solai o volte). Questi, oltre a distribuire i carichi verticali sulle pareti stesse, costituiscono elementi di irrigidimento nel piano influenzando la ripartizione delle azioni orizzontali tra gli elementi resistenti verticali. Non viene simulata la risposta flessionale dei solai, significativa per la loro verifica di resistenza, ma trascurabile ai fini della risposta sismica globale.

La costruzione del modello ha seguito i criteri di modellazione della struttura sotto l'azione sismica, come specificato al punto 7.2.6. delle Norme Tecniche.

#### 4.2.2 *DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI NEL SOFTWARE*

Le proprietà meccaniche che definiscono ciascun orizzontamento sono il modulo elastico  $E_1$  rispetto alla direzione principale, il modulo di Young  $E_2$  nella direzione perpendicolare, il modulo di Poisson  $\nu$  e il modulo di taglio  $G_{12}$ .

I moduli  $E_1$  e  $E_2$  rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio, anche grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete;  $G_{12}$  rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio nel piano, che governa la ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti. Per quanto riguarda le strutture murarie sono stati inseriti i valori definiti in Tabella 14, considerandone , lì dove veniva fornito il valore massimo ed il minimo, la media dei valori.

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

Per quanto concerne gli orizzontamenti sono stati inseriti i carichi calcolati nella sezione relativa all'analisi dei carichi. Il software richiede di definire:

- il valore  $Gk$  proprio del solaio in  $N/m^2$ ; i parametri inseriti per la definizione del solaio vengono infatti utilizzati dal programma per il calcolo della sola rigidezza dell'orizzontamento, richiedendo all'utente di inserire manualmente il carico dovuto al peso proprio.
- il peso permanente portato  $Gk_{agg}$ ; con questa nomenclatura sono stati considerati anche i carichi dovuti a elementi divisori interni, come specificato al punto 3.1.3.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni;
- il valore dei carichi variabili  $Qk$ ; i valori relativi ai carichi di esercizio sono riportati, per le diverse categorie di edifici, in Tab. 3.1.II (NTC08). Tali carichi non sono stati considerati nell'analisi affinché fosse possibile eseguire il confronto tra i valori restituiti dal programma di calcolo e il modello SMAV. Quest'ultimo non prevede infatti l'utilizzo di carichi legati alle destinazioni d'uso né l'impiego di coefficienti correttivi.

In particolare, in accordo con i parametri richiesti dal software e in funzione delle possibili tipologie di solaio che il programma di calcolo rendeva disponibili, sono stati assegnati i seguenti parametri :

		Peso proprio ( $Gk$ )	Peso perm. portato ( $Gk_{agg}$ )	Tipologia di solaio
Impalcato	[quota]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	
Solaio1	5.66	3.55	6.3	impalcato rigido
Solaio2	5.66	5.2	2.2	impalcato rigido
Solaio3	12.36	10.3	8.5	volte a crociera
Solaio4	12.36	2.6	2.2	solaio in laterocemento
Solaio5	16.67	0.65	1.4	Putrelle e tavelloni



---

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

Copertura	19-22	0.97	1.4	impalcato rigido
-----------	-------	------	-----	------------------

Tabella 15- Carichi e tipologie di orizzontamento inseriti nel software FME.

#### 4.2.3 OPERAZIONE DI MODEL UPDATING

Una volta definiti i parametri meccanici dei materiali e le caratteristiche geometriche di tutti gli elementi necessari al modello è stata fatta una prima analisi modale dell'edificio. È stata successivamente eseguita una procedura di *Model Updating*, operazione di correzione del modello ripetuta, finalizzata a tarare il modello FME in modo da renderlo il più possibile aderente alla realtà. Il modello si presentava come in figura sottostante:

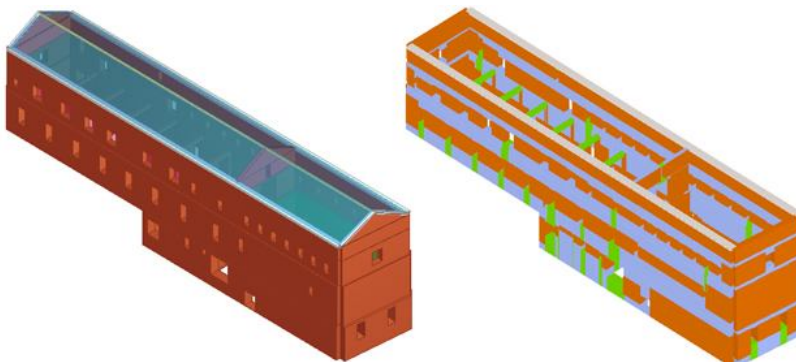


Figura 4.15- Rappresentazione dell'edificio isolato; a sinistra se ne visiona la geometria tridimensionale definita nel modello, a destra è possibile osservarne la suddivisione in macroelementi.

Modellando il solo corpo del refettorio-biblioteca le frequenze dei modi di vibrazione della struttura erano molto distanti da quelle attese e i coefficienti di partecipazione modale si presentavano bassi. I periodi si presentano fortemente

---

*Analisi* del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

sovrastimati, non solo rispetto ai valori calcolati sperimentalmente, ma anche rispetto al valore fornito dalla normativa. Infatti, per un edificio in muratura di altezza massima 22 m:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \cong 0.5 \text{ secondi}$$

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

Di seguito si riportano i valori relativi all'analisi modale per i primi venti modi di vibrazione:

Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	Mz [kg]	Mz [%]
1	0.76228	3.89E+01	0	2.41E+06	32.28	6.80E-01	0
2	0.45888	2.02E+02	0	5.95E+05	7.96	5.90E-03	0
3	0.39112	1.30E+03	0.02	1.58E+06	21.12	2.02E-03	0
4	0.32746	9.35E+05	12.46	1.85E+03	0.02	4.68E+00	0
5	0.31265	2.72E+02	0	1.42E+04	0.19	1.55E+00	0
6	0.24928	1.83E+02	0	6.61E+04	0.88	3.43E+00	0
7	0.23224	2.45E+05	3.27	5.04E+05	6.75	3.46E+02	0
8	0.23189	4.85E+05	6.46	2.00E+05	2.67	1.19E+01	0
9	0.21626	3.00E+02	0	9.80E+04	1.31	4.75E+01	0
10	0.19913	1.23E-01	0	5.24E+05	7.01	5.03E+02	0.01
11	0.18327	4.66E+02	0.01	1.67E+04	0.22	2.68E+01	0
12	0.17404	2.05E+02	0	2.12E+02	0	1.25E+00	0
13	0.16583	7.99E+03	0.11	2.84E+05	3.8	2.31E+02	0
14	0.15231	1.53E+06	20.43	2.47E+03	0.03	4.90E+03	0.07
15	0.14775	2.82E+03	0.04	2.21E+03	0.03	1.15E+04	0.15
16	0.13467	3.13E+06	41.78	1.52E+03	0.02	1.48E+04	0.2
17	0.1254	8.61E+03	0.11	2.86E+03	0.04	9.27E+03	0.12
18	0.1233	2.43E-01	0	4.29E+00	0	9.15E+02	0.01
19	0.12128	3.48E+03	0.05	9.41E+00	0	1.14E+02	0
20	0.11831	7.77E-01	0	2.10E+02	0	6.17E+02	0.01

Tabella 16- Primi venti modi di vibrazione restituiti dal Software; in rosso il primo modo, in direzione longitudinale.

---

*Analisi* del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

---

*Analisi* del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

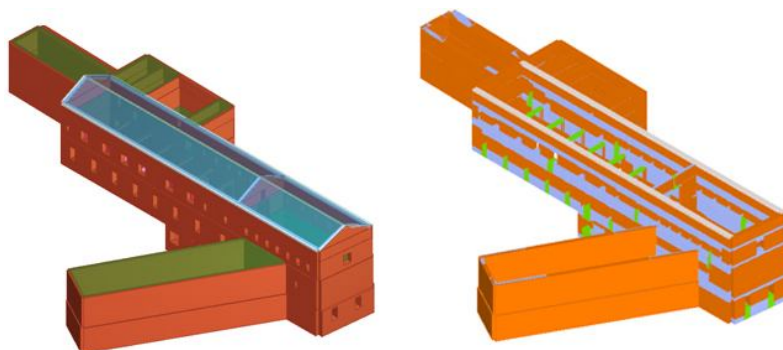
Dati i valori poco rappresentativi è stata implementata un'analisi di sensibilità, condotta alterando il peso di alcuni parametri ritenuti critici (per es. sulle rigidezze dei paramenti murari o sugli elementi resistenti dei solai) ed osservando le conseguenze in termini di risultati. Eseguendo questa operazione di taratura del modello è stato possibile chiarire quanto l'interazione della struttura con i corpi vicini influenzasse fortemente il comportamento modale della struttura. Questo ha suggerito di introdurre nel modello degli elementi che potessero dare indicazione dell'interazione con i corpi adiacenti; i due corpi sono stati rappresentati in maniera meno dettagliata, con il solo accorgimento che riuscissero a rappresentare le condizioni al contorno dell'edificio, permettendone l'interazione a livello di rigidezza.

Di seguito si riporta l'interfaccia grafica a seguito della modellazione tridimensionale dell'edificio, comprendente:

- il narcece della chiesa (in quanto in contatto con l'edificio a nord);
- il corpo di collegamento tra Museo, Chiostro e Uffici (adiacente al refettorio ad est)
- l'edificio murario adibito a foresteria e farmacia (ad Ovest).

---

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi



*Figura 4.16- Rappresentazione tridimensionale del modello considerandone l'interazione con gli edifici attigui; a sinistra si rappresenta il complesso analizzato così come è stato modellato, a destra se ne visiona la volumetria con le mesh.*

Di seguito si riportano i modi di vibrazione restituiti dal modello FME a seguito della taratura. Si può osservare quanto siano diminuiti i valori dei periodi propri della struttura, con un maggior contributo delle masse partecipanti al modo.

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	Mz [kg]	Mz [%]
1	0.314	2730	0.02	5060000	43.08	382	0.00
2	0.247	622000	5.28	392000	3.33	105	0.00
3	0.230	436000	3.70	76700	0.65	780	0.01
4	0.226	82100	0.70	1720000	14.61	7.0	0.00
5	0.197	87000	0.74	1020000	8.65	220	0.00
6	0.194	531000	4.51	166000	1.41	163	0.00
7	0.163	41100	0.35	66600	0.57	0	0.00
8	0.152	4810000	40.89	7870	0.07	427	0.00
9	0.147	320000	2.72	244000	2.08	2410	0.02
10	0.131	2260000	19.23	32100	0.27	4100	0.03
11	0.126	257000	2.18	12100	0.10	2.0	0.00
12	0.118	203000	1.72	1100000	9.38	3.0	0.00
13	0.112	86300	0.73	219000	1.86	21.0	0.00
14	0.109	239000	2.03	407000	3.46	294	0.00
15	0.103	24600	0.21	22900	0.19	1850	0.02
16	0.099	154000	1.31	8660	0.07	6990	0.06
17	0.095	6770	0.06	9570	0.08	129000	1.10
18	0.095	19500	0.17	196	0.00	93400	0.79
19	0.095	36.00	0.00	45	0.00	105000	0.89
20	0.091	66.00	0.00	20200	0.17	7630	0.06

Tabella 17- Primi venti modi di vibrazione individuati dal Software a seguito dell'operazione di taratura del modello, ovvero considerando l'interazione dell'edificio della biblioteca con gli altri corpi adiacenti.

Il primo modo deforma la struttura trasversalmente, sviluppandosi prevalentemente in direzione y. Di seguito se ne riportano le deformate per i

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

due livelli maggiormente sollecitati:

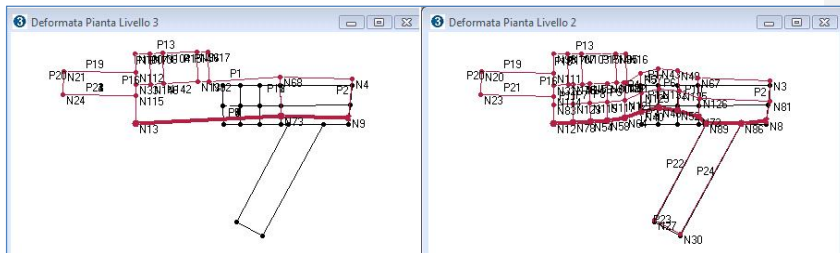


Figura 4.17- Deformate relative al primo modo di vibrazione ( $T=0.314$  s) che deforma la struttura in direzione trasversale.

### 4.3 Calcolo

Il software chiede di inserire latitudine e longitudine del sito cui l'opera è collocata, calcolandosi automaticamente gli spettri per i differenti Stati Limite. Inoltre viene richiesto l'inserimento di un nodo di controllo per l'analisi push-over, nodo da selezionare preferibilmente tra quelli all'ultimo livello.

### 4.4 Risultati

Di seguito si riportano i risultati finali di verifica sismica dell'edificio in termini di spostamento, ottenuti con il software **3Muri**©.

Si riportano per completezza tutti i risultati restituiti dall'analisi sebbene il confronto con la metodologia SMAV possa essere eseguito nel solo ambito della verifica allo Stato Limite di Danno, oggetto della presente tesi.

Ricordiamo il significato dei parametri presenti in Tabella 18 e Tabella 19.



---

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

- SLV (Stato Limite Ultimo):
  - $D_{max}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.
  - $D_u$ : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo.
  - $q^*$ : Rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Bisogna controllare che  $q^* < 3$ .

La verifica allo SLV prevede  $D_{max} \leq D_u$ .

- SLD (Stato Limite di Danno):
  - $D_{max}^{SLD}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato sulla base dello spettro sismico definito per quello stato limite di danno.
  - $D_d$ : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

La verifica allo SLD prevede  $D_{max}^{SLD} \leq D_d$ .

- SLD (Stato Limite di Operatività):
  - $D_{max}^{SLO}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato sulla base dello spettro sismico definito per quello stato limite di operatività.
  - $D_o$ : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il

---

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

superamento del valore massimo di drift di piano (0.002).

La verifica allo SLD prevede  $D_{max}^{SLD} \leq D_o$ .

Il Software segue la normativa O.P.C.M. 3362 dell' 8 luglio 2004, la quale prescrive il calcolo degli indicatori di rischio.

Il parametro *Alfa u e'* considerato un indicatore del rischio di collasso, mentre il parametro *Alfa e* indica il rischio di inagibilita' dell'opera.

In particolare

$$Alfa e = \frac{Pga Dl}{Pga}$$

Dove

*Pga Dl* è l'accelerazione stimata come corrispondente ad un danno lieve

*Pga* è il valore di accelerazione a T=0 previsto dallo spettro per quel tempo di ritorno

Si riportano i valori di spostamento ottenuti dalle differenti tipologie di analisi, condotte simulando le seguenti condizioni:

- il carico sismico come proporzionale alle masse o affine al primo modo di vibrazione della struttura;
- Differenti eccentricità del punto di applicazione del sisma nel modello
- Direzione del sisma parallela a x (100% contributo in x e 30% direzione y) o viceversa parallela ad y.

In Tabella 18 si riportano i valori ottenuti per le differenti condizioni simulando la provenienza del sisma da x, mentre in Tabella 19 si riportano i valori ottenuti simulandone la direzione principale in y.

---

*Analisi* del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

In rosso è evidenziata la combinazione che restituisce il valore più svantaggioso in termini di spostamento allo SLD.

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [m]	SLV				SLD			SLO			Coeff. Controllo	
				DMax [m]	Du [m]	q* SLU	Ver.	DMax [m]	Dd [m]	Ver.	DMax [m]	Do [m]	Ver.	Alfa u	Alfa e
5	+Y	Masse	0.00E+00	4.96E-03	2.80E-02	1.27	Si	1.86E-03	2.80E-02	Si	1.49E-03	2.80E-02	Si	2.37	5.79
6	+Y	1° modo	0.00E+00	6.17E-03	2.80E-02	1.51	Si	2.30E-03	2.70E-02	Si	1.85E-03	2.70E-02	Si	1.99	4.86
7	-Y	Masse	0.00E+00	5.51E-03	2.80E-02	1.44	Si	2.02E-03	2.80E-02	Si	1.62E-03	2.80E-02	Si	2.08	5.09
8	-Y	1° modo	0.00E+00	6.70E-03	2.80E-02	1.74	Si	2.49E-03	2.80E-02	Si	1.96E-03	2.80E-02	Si	1.72	4.21
17	+Y	Masse	4.55E+00	4.28E-03	2.10E-02	1.23	Si	1.59E-03	1.00E-02	Si	1.27E-03	1.00E-02	Si	2.43	5.25
18	+Y	Masse	-4.55E+00	5.76E-03	2.80E-02	1.37	Si	2.16E-03	2.80E-02	Si	1.74E-03	2.80E-02	Si	2.18	5.34
19	+Y	1° modo	4.55E+00	5.40E-03	1.90E-02	1.49	Si	1.96E-03	6.00E-03	Si	1.57E-03	6.00E-03	Si	2.01	2.84
20	+Y	1° modo	-4.55E+00	7.03E-03	2.90E-02	1.62	Si	2.68E-03	2.90E-02	Si	2.03E-03	2.90E-02	Si	1.85	4.53
21	-Y	Masse	4.55E+00	4.84E-03	2.30E-02	1.44	Si	1.73E-03	1.70E-02	Si	1.39E-03	1.70E-02	Si	2.09	5.11
22	-Y	Masse	-4.55E+00	6.20E-03	2.80E-02	1.55	Si	2.30E-03	2.80E-02	Si	1.85E-03	2.80E-02	Si	1.94	4.73
23	-Y	1° modo	4.55E+00	6.05E-03	2.30E-02	1.77	Si	2.17E-03	5.00E-03	Si	1.74E-03	5.00E-03	Si	1.7	2.2
24	-Y	1° modo	-4.55E+00	7.46E-03	2.90E-02	1.84	Si	2.81E-03	2.90E-02	Si	2.10E-03	2.90E-02	Si	1.63	4.05

Tabella 18-Tabella con i valori di output forniti dal software commerciale simulando la provenienza del sisma dalla direzione trasversale.

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [m]	SLV				SLD			SLO			Coeff. Controllo	
				DMax [m]	Du [m]	q* SLU	Ver.	DMax [m]	Dd [m]	Ver.	DMax [m]	Do [m]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0.00E+00	3.09E-03	1.29E-02	0.9	Si	1.26E-03	7.96E-03	Si	1.01E-03	7.96E-03	Si	2.62	4.78
2	+X	1° modo	0.00E+00	3.50E-03	1.19E-02	0.93	Si	1.43E-03	8.96E-03	Si	1.15E-03	8.96E-03	Si	2.29	4.85
3	-X	Masse	0.00E+00	2.79E-03	1.11E-02	0.82	Si	1.14E-03	8.04E-03	Si	9.18E-04	8.04E-03	Si	2.5	5.2
4	-X	1° modo	0.00E+00	3.16E-03	1.11E-02	0.97	Si	1.29E-03	7.03E-03	Si	1.04E-03	7.03E-03	Si	2.25	4.22
9	+X	Masse	2.83E+00	2.27E-03	1.39E-02	0.91	Si	9.30E-04	6.97E-03	Si	7.47E-04	6.97E-03	Si	3.21	5.06
10	+X	Masse	-2.83E+00	3.91E-03	1.19E-02	0.94	Si	1.60E-03	8.96E-03	Si	1.28E-03	8.96E-03	Si	2.16	4.54
11	+X	1° modo	2.83E+00	2.58E-03	1.39E-02	0.97	Si	1.06E-03	5.97E-03	Si	8.49E-04	5.97E-03	Si	2.99	4.17
12	+X	1° modo	-2.83E+00	4.86E-03	1.69E-02	1.06	Si	1.91E-03	9.95E-03	Si	1.54E-03	9.95E-03	Si	2.56	4.35
13	-X	Masse	2.83E+00	2.20E-03	1.21E-02	0.85	Si	9.00E-04	9.04E-03	Si	7.23E-04	9.04E-03	Si	2.95	6.35
14	-X	Masse	-2.83E+00	3.52E-03	1.11E-02	0.83	Si	1.44E-03	9.04E-03	Si	1.16E-03	9.04E-03	Si	2.22	5
15	-X	1° modo	2.83E+00	2.55E-03	1.31E-02	1.01	Si	1.03E-03	5.02E-03	Si	8.30E-04	5.02E-03	Si	2.84	3.69
16	-X	1° modo	-2.83E+00	3.98E-03	1.11E-02	1.01	Si	1.62E-03	9.04E-03	Si	1.30E-03	9.04E-03	Si	1.99	4.48

Tabella 19-Tabella con i valori di output forniti dal software commerciale relativi alla direzione longitudinale.

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

Di seguito si riportano i meccanismi rilevati dal Software per le pareti trasversali:

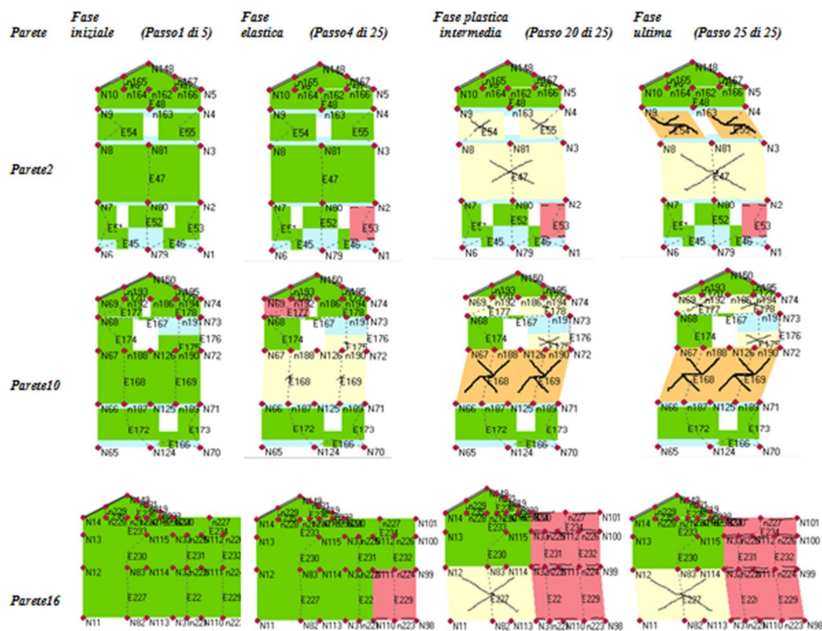
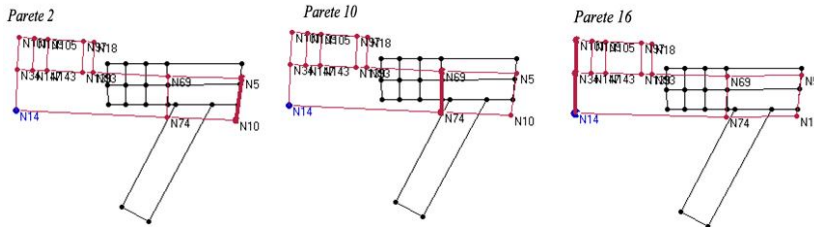


Figura 4.18- Fasi progressive di collasso della struttura per le pareti trasversali 2, 10 e 16, maggiormente coinvolte dal sisma.

Dove le pareti sono ,in pianta:

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi



La situazione in Figura 4.18 è confermata dai valori riportati in Tabella 20:

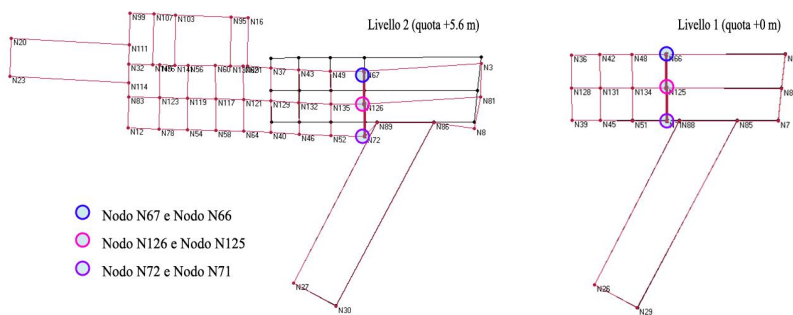
<i>Parete principale</i>	<i>Nodo sotto</i>	<i>Nodo sopra</i>	<i>Spostamento relativo [m]</i>	<i>Livello</i>
<b>10</b>	66	67	6.22E-02	2
<b>10</b>	125	126	6.22E-02	2
<b>10</b>	71	72	6.22E-02	2
2	3	4	5.92E-02	3
2	81	148	5.88E-02	3
2	8	9	5.88E-02	3
6	48	49	5.87E-02	2
6	134	135	5.84E-02	2
6	51	52	5.83E-02	2
5	42	43	5.22E-02	2
5	131	132	5.19E-02	2
5	45	46	5.18E-02	2
4	36	37	4.50E-02	2
4	39	40	4.48E-02	2
4	128	129	4.47E-02	2
9	63	64	3.83E-02	2
9	120	121	3.76E-02	2
14	90	91	3.69E-02	2
13	15	16	3.69E-02	2
9	61	62	3.63E-02	2
15	136	137	3.50E-02	2
13	94	95	3.50E-02	2

Analisi del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

8	57	58	3.41E-02	2
8	116	117	3.36E-02	2
8	59	60	3.31E-02	2

Tabella 20- Risultati dell'analisi in 3Muri in termini di spostamento relativo, riquadrati in rosso i valori che restituiscono uno spostamento interpiano massimo.

Si riporta di seguito una rappresentazione dei 3 punti che forniscono lo spostamento massimo:



In accordo con quanto rappresentato in Figura 4.18 i valori di spostamento massimo riguardano la parete 2, seguiti dalle altre due pareti trasversali.



---

*Analisi* del comportamento sismico dell'edificio con un modello a macroelementi

## 5 Conclusioni

---

Nella presente tesi è stato descritto un metodo sperimentale atto a valutare il comportamento sismico di un edificio, stimandone il grado di operatività sotto l'effetto di uno scuotimento atteso. Oggetto di studio della tesi è l'edificio adibito a biblioteca-refettorio presente all'interno del complesso monumentale dell'Abbazia di Casamari a Veroli (FR). Il metodo proposto si fonda sull'identificazione delle proprietà dinamiche di una struttura tramite misure delle vibrazioni provocate da sorgenti ambientali, assumendo che l'ente generatore delle vibrazioni sia un processo stocastico. I parametri modali sono stati identificati utilizzando l'algoritmo LMS Polymax, che utilizza lo stimatore Least Squares Complex nel dominio della frequenza (LSFC).

Le tecniche di analisi modale trovano oggi sempre maggiore applicazione in campo ingegneristico poiché possono servire come punto di partenza per un'altra analisi dinamica più dettagliata, quale un'analisi dinamica spettrale.

La conoscenza dei modi di vibrazione della struttura è infatti input necessario (unitamente allo spettro di progetto) alla metodologia SMAV applicata, che risulta fortemente condizionata dalla qualità dei parametri modali determinati.

Inoltre permettono di aggiornare modelli complessi agli elementi finiti in modo da renderli più aderenti alla realtà. È stato documentato come il modello elaborato dal software commerciale *3muri*<sup>®</sup> non riuscisse in prima analisi a rappresentare correttamente la dinamica della struttura. I risultati emersi dalle analisi condotte secondo l'eccitazione ambientale ha sottolineato quanto le parti adiacenti alla struttura partecipassero alla dinamica dell'edificio e conseguentemente alla sua risposta sismica. Nell'ambito di studio è stato pertanto necessario tener conto del loro contributo per ottenere una congruenza tra risultati numerici (3Muri) e sperimentali (SMAV), in condizioni operative.

## Conclusioni

In seguito all'operazione di taratura del modello (Model Updating) i valori di periodi modali individuati con 3Muri e i periodi impiegati nel metodo SMAV risultano tra loro coerenti, in particolare:

	$T_{smav} [s]$	$T_{3muri} [s]$	$\Delta T [\%]$
<b>1° modo (direz. trasversale)</b>	0.27	0.314	14
<b>2° modo (direz. trasversale)</b>	0.20	0.226	11
<b>3° modo (direz. longitudinale)</b>	0.136	0.152	10

I modi sono conformi anche rispetto alle deformate modali, coinvolgendo le masse nella medesima direzione. Quanto affermato può essere chiarito nella figura seguente:

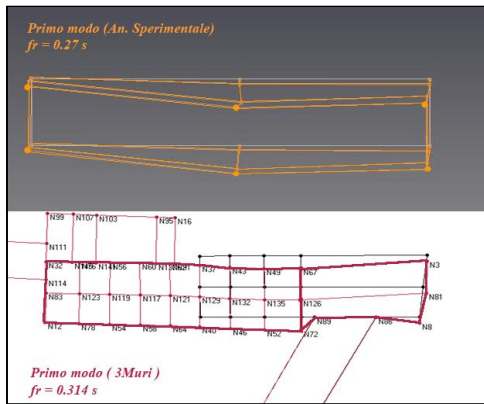


Figura 5.1- Deformate del primo modo di vibrazione a confronto.

La direzione x e la direzione y sono invertite nei due programmi (SMAV e 3Muri), motivo per cui è bene far riferimento alle due direzioni denominandole semplicemente come trasversale e longitudinale.

Attestata la coerenza tra le proprietà dinamiche utilizzate dalle due differenti metodologie, si riporta il confronto tra i risultati di una verifica sismica ai sensi delle NTC08 svolta con il software commerciale *3muri*© e quelli ottenuti applicando la metodologia *SMAV*.

Relativamente alla stima del grado di operatività della struttura, entrambi i modelli restituiscono esito positivo. Si riportano i valori relativi alla verifica allo SLD condotta dal programma, inserendo un parametro che permetta di eseguirne un confronto con il modello *SMAV*. L'indice *3Muri* ha la seguente espressione:

$$IOP_{3Muri} = \frac{Dd}{DMax}$$

Siano *Dd* e *DMax* rispettivamente lo spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003) e lo spostamento massimo misurato sulla base dello spettro sismico allo SLD.

Ricordiamo che l'Indice di Operatività calcolato dal modello *SMAV* è invece:

$$IOP_{SMAV} = \frac{IDR_{limite}}{\max(IDR_{SMAV})}$$

Siano *IDR<sub>limite</sub>* il massimo valore di drift di piano 0.003 e *max (IDR<sub>SMAV</sub>)* il massimo valore di drift misurato tra i punti della struttura.

Simulando un sisma in direzione trasversale, i risultati in termini di spostamento sono riportati in Tabella 11. In rosso è evidenziato il valore di  $IOP_{3Muri}$  più gravoso per l'analisi, da confrontare con il valore  $IOP_{SMAY}$ .

N.	Dir. sisma	Car. Sismico prop.	Verifica allo SLD			$IOP_{3Muri}$	
			Ecc.[m]	DMax[m]	Dd [m]	Ver.	Dd/DMax
5	trasversale	Masse	0.00	0.0019	0.0280	Si	15.05
6	trasversale	1° modo	0.00	0.0023	0.0270	Si	11.74
7	trasversale	Masse	0.00	0.0020	0.0280	Si	13.86
8	trasversale	1° modo	0.00	0.0025	0.0280	Si	11.24
17	trasversale	Masse	4.55	0.0016	0.0100	Si	6.29
18	trasversale	Masse	-4.55	0.0022	0.0280	Si	12.96
19	trasversale	1° modo	4.55	0.0020	0.0060	Si	3.06
20	trasversale	1° modo	-4.55	0.0027	0.0290	Si	10.82
21	trasversale	Masse	4.55	0.0017	0.0170	Si	9.83
22	trasversale	Masse	-4.55	0.0023	0.0280	Si	12.17
23	trasversale	1° modo	4.55	0.0022	0.0050	Si	<b>2.30</b>
24	trasversale	1° modo	-4.55	0.0028	0.0290	Si	10.32

Tabella 21- Valori restituiti dall'analisi condotta dal Software agli FME 3Muri per uno Stato Limite di Danno, simulando il sisma proveniente dalla direzione trasversale.

I valori di drift restituiti dal modello sperimentale sono invece:

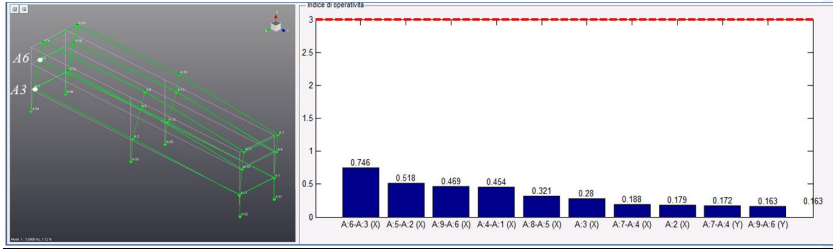


Figura 5.2- massimi valori di drift IDR calcolati dal modello SMAV simulando uno spettro allo SLD proveniente dalla direzione trasversale

In particolare,

$$IOP_{SMAV} = \frac{IDR_{limite}}{\max(IDR_{SMAV})} = \frac{0.003}{0.000746} = 4.02$$

Simulando ora invece un sisma proveniente dalla direzione longitudinale della struttura, i risultati estratti dall'analisi dinamica del software commerciale sono:

Verifica allo SLD						IOP <sub>3Muri</sub>	
N.	Dir. sisma	Car. Sismico prop.	Ecc.[m]	DMax[m]	Dd [m]	Ver.	Dd/DMax
1	longitudinale	Masse	0.00	0.0013	0.0080	Sì	6.32
2	longitudinale	1° modo	0.00	0.0014	0.0090	Sì	6.27
3	longitudinale	Masse	0.00	0.0011	0.0080	Sì	7.05
4	longitudinale	1° modo	0.00	0.0013	0.0070	Sì	5.45
9	longitudinale	Masse	2.83	0.0009	0.0070	Sì	7.49
10	longitudinale	Masse	-2.83	0.0016	0.0090	Sì	5.60
11	longitudinale	1° modo	2.83	0.0011	0.0060	Sì	5.63
12	longitudinale	1° modo	-2.83	0.0019	0.0100	Sì	5.21
13	longitudinale	Masse	2.83	0.0009	0.0090	Sì	10.04
14	longitudinale	Masse	-2.83	0.0014	0.0090	Sì	6.28

Conclusioni

15	longitudinale	1° modo	2.83	0.0010	0.0050	Sì	<b>4.87</b>
16	longitudinale	1° modo	-2.83	0.0016	0.0090	Sì	5.58

Tabella 22- Valori restituiti dall'analisi condotta dal Software agli FME 3Muri per uno Stato Limite di Danno, simulando il sisma proveniente dalla direzione longitudinale.

In rosso si riporta l'indice  $IOP_{3Muri}$  calcolato come nell'equazione precedente; è evidente in prima analisi quanto la provenienza del sisma in direzione trasversale sia per l'edificio una condizione più gravosa.

Tale risultato è confermato dall'analisi SMAV, come riportato di seguito.

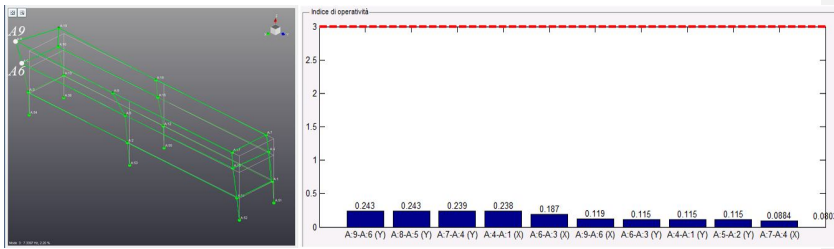


Figura 5.3-Massimi valori di drift IDR calcolati dal modello SMAV simulando uno spettro allo SLD proveniente dalla direzione longitudinale.

In particolare,

$$IOP_{SMAV} = \frac{IDR_{limite}}{\max(IDR_{SMAV})} = \frac{0.003}{0.000243} = \mathbf{12.34}$$

Da cui riassumendo,

	$IOP_{3Muri}$	$IOP_{SMAV}$	$IOP > 1$
Spettro SLD delle NTC08 (direz. trasversale)	2.30	4.02	si
Spettro SLD delle NTC08 (direz. longitudinale)	4.87	12.34	si

La metodologia SMAV e il software commerciale 3Muri assicurano pertanto il

non danneggiamento dell'edificio allo Stato Limite di Danno.

Entrambi i modelli riscontrano una maggiore sensibilità della struttura ad accelerazioni che la investono trasversalmente, sebbene i valori di operatività restituiti da SMAV siano maggiori rispetto a quelli del modello FME.

Il Software commerciale identifica il nodo più gravoso in termini di spostamento sulla parete trasversale centrale dell'edificio, mentre il modello sperimentale stima lo spostamento massimo sulla verticale dello spigolo a sud-est. Il metodo SMAV aveva però come input gli spostamenti modali in Tabella 13 (nei quali gli spostamenti del nodo centrale prevalgono nel primo modo rispetto a quelli del nodo in estremità). Si deduce che SMAV, in quanto vincolato dall'ipotesi di piano rigido, restituisca i valori di spostamento massimo sempre nei punti perimetrali della struttura, non riuscendo a tener conto della reale deformata dell'edificio.

Documentata l'attendibilità dei risultati forniti dal modello sperimentale SMAV, tra gli intenti della presente tesi vi è quello di confrontare la risposta sismica dell'edificio in relazione a differenti spettri di input sismico. La scelta dell'input sismico è infatti determinante nell'analisi dinamica condotta.

Come documentato nel capitolo 2 relativo all'analisi di pericolosità, la selezione di uno spettro di input per l'analisi strutturale è un'operazione articolata che richiede la valutazione di diversi elementi. Uno dei più importanti è la scelta di una relazione di attenuazione appropriata, rappresentativa del reale scuotimento atteso nel sito oggetto di studio. La soluzione migliore è quella di un approccio ibrido che faccia interagire PSHA e DSHA, avvalendosi di uno strumento utile quale la disaggregazione. Un'analisi di rischio sismico ottenuta considerando il solo spettro di risposta di normativa può essere pertanto incompleta.

Di seguito si riportano i risultati della metodologia SMAV, simulando i diversi



spettri selezionati nello studio della pericolosità, ovvero:

- ✓ Spettro di risposta calcolato mediante approccio probabilistico PSHA e relazione di attenuazione Akkar&Bommer(2010), valutato per un  $T_R = 50$ anni.
- ✓ Spettro di risposta DSHA con epicentro ad Avezzano, di magnitudo  $M_w=7$  e distanza epicentrale 38 km; tenendo in considerazione il fatto che nell'analisi deterministica non vi è informazione sull'incertezza (inclusa al contrario nell'analisi probabilistica), lo spettro è stato incrementato di una unità di deviazione standard  $\sigma$  per l'intero range spettrale.
- ✓ Spettro di risposta DSHA con epicentro a Isola dei Liri di magnitudo  $M_w=5.14$  e distanza epicentrale 1.4 km; l'incertezza è stata considerata anche in questo caso pari a  $1\sigma$ .

Si ricorda che la selezione di due differenti scenari di DSHA deriva dal fatto che una sorgente, meno intensa ma più vicina, sia più gravosa per bassi periodi strutturali (Isola dei Liri) mentre l'altra (Avezzano), più intensa ma lontana, restituisca accelerazioni maggiori per il restante range di periodo strutturale.

Si simula la direzione del sisma come relativa al solo lato trasversale, rappresentando la condizione di maggiore criticità per la struttura.

Di seguito i risultati per i tre spettri menzionati:

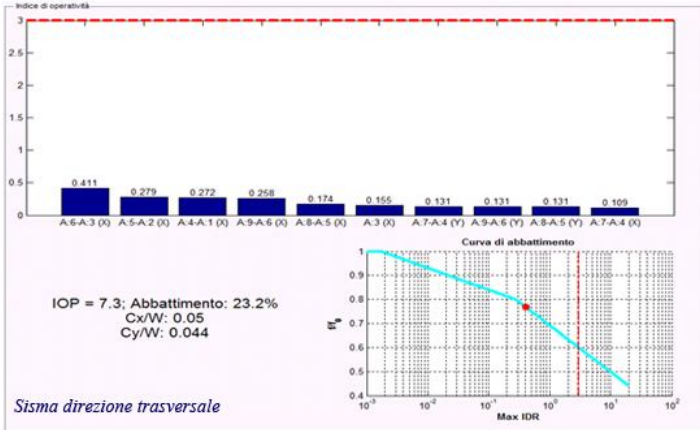


Figura 5.4- Valori di drift attesi nella struttura per effetto di uno spettro con TR=50 anni, calcolato mediante approccio PSHA e legge di attenuazione Akkar&Bommer.

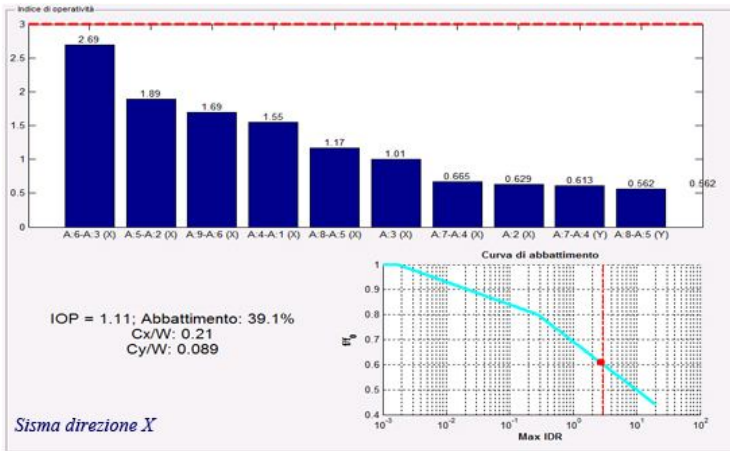


Figura 5.5-Valori di drift attesi nella struttura per effetto di uno spettro calcolato mediante approccio deterministico DSHA selezionando il terremoto di Avezzano ( $M_w=7$   $R=38$ km) del 1915 come terremoto di scenario.

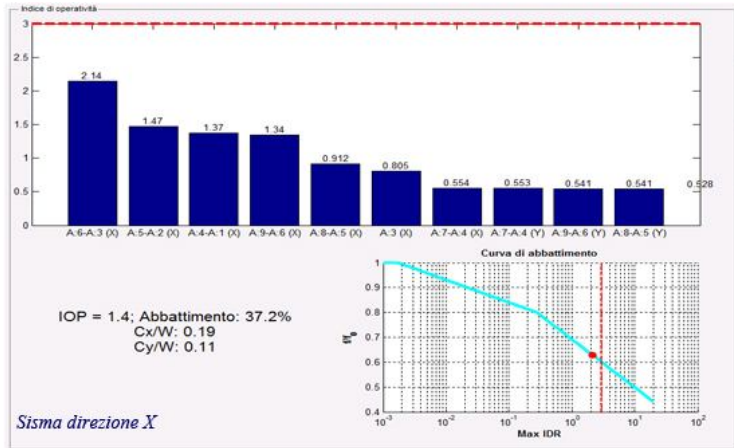


Figura 5.6 -Valori di drift attesi nella struttura per effetto di uno spettro calcolato mediante approccio deterministico DSHA selezionando il terremoto di Isola dei Liri ( $M_w=5.14$   $R=1.4$ km) del 1777 come terremoto di scenario.

Si può osservare che i valori di IOP restituiti dall'analisi variano notevolmente al variare dello spettro di input, a sostegno di quanto affermato più volte nella presente trattazione. La differente risposta in drift della struttura per i differenti spettri è ovviamente funzione delle accelerazioni applicate.

È opportuno sottolineare che gli spettri deterministici, rappresentando i terremoti di scenario più gravosi, presentano accelerazioni molto maggiori rispetto allo spettro PSHA allo SLD. Come visibile nella sezione 1.5, generalmente sono considerati alla stregua degli spettri probabilistici aventi periodi di ritorno molto maggiori (per esempio comparabili con lo SLV). Simulare i due spettri DSHA non ha pertanto l'obiettivo di comparare i risultati con gli altri spettri calcolati, bensì di voler verificare la struttura a due eventi sismici cui essa fu sottoposta nel passato, dandone una stima del livello di operatività atteso sulla base delle sue condizioni attuali.

Di seguito si riportano gli spettri utilizzati, evidenziando il periodo strutturale di interesse per l'edificio.

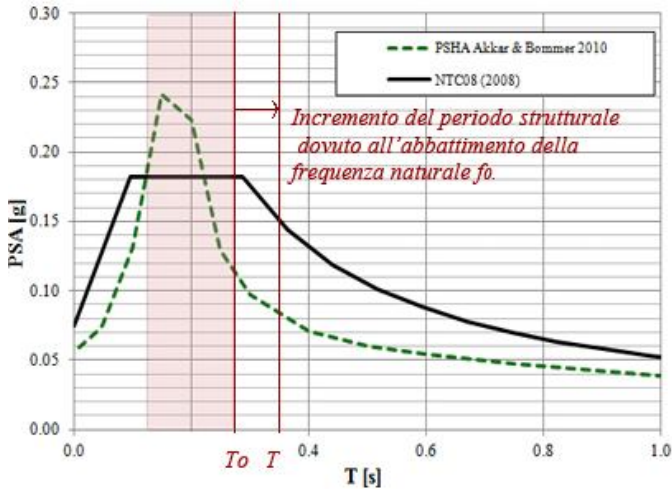


Figura 5.7- Spettri di risposta allo SLD (PSHA) Akkar & Bommer e NTC08) ed incremento del periodo strutturale per effetto dell'abbattimento.

Nel periodo strutturale cui la struttura ricade a seguito dell'abbattimento delle frequenze, lo spettro AB10 è inferiore a quello delle Norme Tecniche, come visibile in Figura 5.7.

Il valore di drift è pertanto inferiore rispetto a quello delle NTC08 .

	$IOP_{SMAV}$	$IOP > I$
Spettro NTC08 ( $Tr=50$ anni )	4.02	si
Spettro PSHA Akkar & Bommer ( $Tr=50$ anni )	7.30	si

Per gli spettri DSHA, facendo riferimento ad un valore medio dell'abbattimento del 38%, il periodo strutturale relativo al primo modo passa da  $T_0=0.27$  s a  $T=0.435$  s. La risposta in termini di drift per Avezzano è dunque maggiore rispetto a quella per Isola dei Liri.

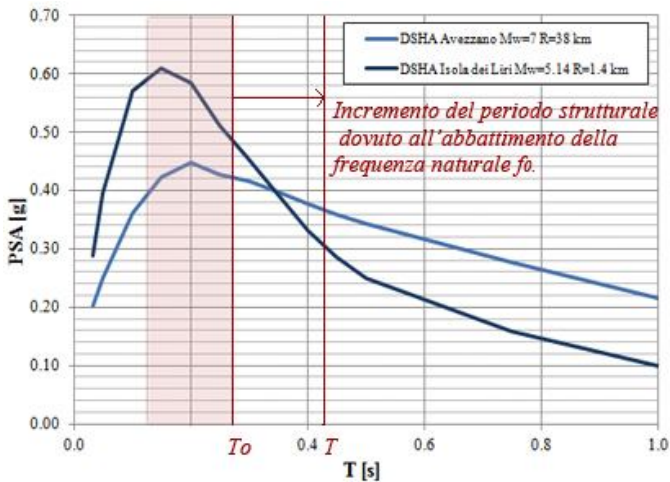


Figura 5.8-Spettri di risposta DSHA (Avezzano e Isola dei Liri) ed incremento del periodo strutturale per effetto dell'abbattimento.

Il modello SMAV proposto in questa tesi non può in definitiva sostituirsi ad un'analisi dettagliata e completa della vulnerabilità sismica di un edificio ma si è dimostrato adeguato a restituire una stima del grado di danneggiamento cui una struttura è sottoposta, simulando un evento sismico atteso. Non ha pertanto la presunzione di sostituirsi ad un'analisi della vulnerabilità sismica ma è un ottimo strumento speditivo per pianificare e selezionare i provvedimenti di consolidazione su strutture esistenti, segnalando le opere cui la necessità di intervento è prioritaria rispetto ad altre.

## **Bibliografia**

---

Abrahamson N.A., Silva W.J., (2008), "Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01s and 10.0 s.", *Earthquake Spectra*, vol. 24, pp. 99-138.

Akkar S., Julian Bommer J., (2009), "Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region and the Middle East".

Ambraseys N.N., Simpson K.A., Bommer J.J., (1996), "Prediction of horizontal response spectra in Europe", *Earth. Eng. And Struct. Dyn.*, pp. 25, 4, 371-400.

Bazzurro P., Cornell C.A., (1999), "Disaggregation of seismic hazard", *Bulletin of Seismological Society of America*, pp. 89, 2, 501-520.

Bertero V.V., Anderson J.C., Krawinkler H., Miranda E., (1991), "Design Guidelines for Ductility and Drift Limits: Review of the State-of-the-Practice and State-of-the-Art in Ductility and Drift-Based Earthquake-Resistant Design of Buildings", Report No. UCB/EERC-91/15, EERC, U.C. Berkeley.

Bindi D., Pacor F., Luzi L., Puglia R., Massa M., Ameri G., Paolucci R., (2011), "Ground Motion Prediction Equations Derived from the Italian Strong Motion Database".

Bommer J.J., Acevedo A.B., (2004), "The use of real earthquake accelerograms  
208

---

as input to dynamic analysis”, *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 8, 43-92.

Boore D., Atkinson G., (2008), “Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped SA at spectral periods between 0.01s and 10.0 s.”, *Earthquake Spectra*, vol. 24, pp. 99-138.

Brincker R., Zhang L., Andersen P., (2000), “Modal Identification from Ambient Response Using Frequency Domain Decomposition”, *Proc.of the 18th International Modal Analysis Conference*, San Antonio, TX.

Brincker R., Zhang L., Andersen P., (2001), “Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition, *Smart Materials and Structures*”, pp. 441-445.

Cauzzi C., Faccioli E., (2008), “Broadband (0.05 to 20 s) prediction of displacement response spectra based on worldwide digital records”, *Journal of Seismology*, vol. 12, pp. 453-475.

Clough R.W., Pensièn J., (1993), “*Dynamics of structures*”, McGraw-Hill, New York, Singapore.

Douglas J., (2004), “Ground motion estimation equations 1964-2003”, Report No. 04-001-SM, Imperial College, London.

Douglas J., Cotton F., Abrahamson N.A., Akkar S., Boore D.M., Di Alessandro C., (2013), “Pre-selection of ground motion prediction equations”, Report produced in context of GEM GMPE project, in

<http://www.nexus.globalquakemodel.org/gem-gmpes>.

Ewins D.J., (2000), "Modal Testing: Theory, Practice and Application", 2nd ed., Research Studies Press Ltd., Baldock, Hertfordshire, England.

Fiorentino G., Furgani L., Nuti C., Sabetta F., (2012), "Seismic Hazard and use of strong motion time histories for dam seismic analyses".

Guillaume P., Pintelon R., Schoukens J., (1996), "Parametric Identification of Multivariable Systems in the Frequency Domain – a survey", Proceedings of ISMA 21, the International Conference on Noise and Vibration Engineering, pp. 1069-1082, Leuven, Belgium, 18-20 September 1996.

Imregun M., Ewins D.J., (1993), "Realisation of complex mode shapes", Proceedings of the 11th International Modal Analysis Conference, Kissimmee, FL, USA, pp. 1303-1309.

Khatibi M.M., Ashory M.R., Malekjafarian A., Brincker R., (2011), "Mass-stiffness change method for scaling of operational mode shapes", Mechanical Systems and Signal Processing 26, pp. 34-59.

Lagomarsino S., Penna A., Galasco A., Cattari S., (2013), "TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings", Engineering Structures, vol. 56, pp. 1787-1799.

Mares C., Mottershead J.E., Friswell M.I., (2003), "Results Obtained by Minimising Natural-Frequency Errors and using Physical Reasoning",



Mechanical Systems and Signal Processing, COST Action Special Issue, vol. 17, pp. 39-46.

Mottershead J.E., Friswell M.I., (1993), "Model Updating in Structural Dynamics: A Survey", Journal of Sound and Vibration, vol. 167, October 1993, pp. 347-375.

Mufti A.A., (2001), "Guidelines for Structural Health Monitoring", University of Manitoba, ISIS Canada.

Niedbal N., (1984), "Analytical Derermination of Real Normal Modes from Measured Complex Responses", Pmt. of the 25th Smtctures, Stnctural Dynamics and Materials Conference, Palm Springs, pp. 292-295, CA, May 1984.

Ordaz M., Martinelli F., Aguilar A., Arboleda J., Meletti C., D'Amico V., (2012), "CRISIS 2014 - A Program for computing Seismic Hazard."

Peeters B., De Roeck G., (2001), "Stochastic System Identification for Operational Modal Analysis: A Review", Journal of Dynamic Systems, Measurement and Control by ASME.

Richardson M., Schwarz B., (2003), "Modal\_ parameter estimation from operating data", Vibrant Technology, Inc., Jamestown, California.

Romeo R., Pugliese A., (1997), "Analisi probabilistica della scuotibilità del territorio italiano", Ingegneria sismica, n. 2/97, maggio-agosto 1997, pp. 68-77.

Schwarz B.J., Richardson M.H., (1999), “Experimental Modal Analysis”, Application note Vibrant Technology, Inc.

Spina D., Lamonaca B.G., Nicoletti M., Dolce M., (2011), “Structural monitoring by italian Department of Civil Protection and the case of 2009 Abruzzo Seismic sequence”, Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 9, pp. 325-343.



---

## Appendice

### *Complesso dell'Abbazia di Casamari*

#### **Excursus storico**

L'abbazia di Casamari, importante esempio di monastero di architettura gotico-cistercense, si trova nel comune di Veroli, in provincia di Frosinone.

Alcuni ritrovamenti archeologici datati al III sec. a.C. fissano a quel periodo il primitivo insediamento e fanno ipotizzare l'esistenza di un luogo di culto precedente alla fase urbana del sito. L'anno di fondazione dell'Abbazia e, di conseguenza, il tipo di monachesimo cui i fondatori dettero inizio nel territorio di Casamari, resta una questione molto discussa tra gli storici, ma ad ogni modo la tesi più accreditata è quella che data l'inizio della vita monastica in Casamari al 1036, anno di edificazione dell'Abbazia e della chiesa dedicata a San Giovanni e a San Paolo, con l'elezione ad Abate di Benedetto I e la costituzione della comunità benedettina.

Nel 1038, con l'elezione dell'abate Giovanni I, si amplia la chiesa che doveva essere a pianta basilicale a tre navate, con la navata centrale scandita da quattro arcate sorrette dalle colonne con i rispettivi capitelli. Nel 1089 viene fondato l'ordine cistercense che, tra il 1140 e il 1152 si sostituisce a quello dei monaci benedettini.

Nel 1203 la comunità dei monaci si accresce e nel 1217 viene benedetta la nuova chiesa dedicata, come la precedente, ai Santi Giovanni e Paolo.

Nel 1229 il monastero di Casamari subisce la terrificante spedizione punitiva delle truppe saracene guidate dall'imperatore Federico II. Fra il XII e il XIV secolo il monastero acquista possedimenti nella zona ed avvia la fondazione di

nuovi monasteri anche nel Meridione; a questo prospero periodo segue però, nel XV secolo, una fase di decadimento, comune a tutti i monasteri della regione e nei secoli successivi gravi terremoti si abbattono su di esso. L'abbazia conobbe un piccolo periodo di prosperità dopo il 1717, quando Papa Clemente XI la affidò ai monaci cistercensi riformati, detti trappisti. Nel 1799 alcuni soldati francesi depredarono l'abbazia e dal 1811 al 1814 seguì l'ateismo imposto da Napoleone.

Nel 1874 l'abbazia fu dichiarata "Monumento Nazionale"; fu interessata da diversi interventi e riacquistò così una posizione di prestigio e una maggiore stabilità economica. Nel 1929 la congregazione di Casamari fu eletta canonicamente "congregazione monastica" e fu aggregata alle altre dell'ordine dei Cistercensi. Nella seconda metà del 900 vengono portati avanti una serie di interventi ad opera del Ministero dei Beni Culturali e Ambientali. Tra la fine degli anni '70 e l'inizio degli anni '80, si interviene con una serie di lavori di restauro e risanamento statico di alcune porzioni del complesso abbaziale. Come si legge nella perizia n.149 del 1979, dopo i lavori di restauro eseguiti in conseguenza degli eventi bellici, gli interventi vengono ripresi "con carattere più scientifico nel 1978" sotto la guida della Soprintendenza ai Monumenti del Lazio. Infatti, nel 1968 era stata emanata la legge n.292 "Disposizioni sulla competenza del Ministero dei Lavori Pubblici per lavori che interessano il patrimonio storico e artistico" con la quale si stabiliva che il Ministero della Pubblica Istruzione avrebbe eseguito e assunto la relativa spesa dei lavori che rivestivano "un prevalente carattere tecnico-artistico" ovvero richiedevano "interventi tecnici specializzati o, nella progettazione o nell'esecuzione, particolari cautele". Il primo intervento di cui si ha notizia è documentato dalla perizia n.61 del 1978 per lavori di "Restauro e risanamento statico ala fabbricato del complesso abbaziale di Casamari, in Veroli" per un importo di

60.000.000 lire. Nella brevissima relazione storico-tecnica allegata si legge che i lavori riguarderanno il “corpo di fabbricato interno”. I lavori vengono proseguiti nel 1979, come documenta la perizia n. 149 per una spesa di 70.000.000 lire, nella quale si legge che oltre al risanamento statico ed al restauro generale dell’antico corpo di fabbrica, si prevedono interventi volti a liberare le strutture da alcune aggiunte successive “al fine di ridare il carattere originario ed il valore storico-artistico al complesso monumentale”. Nel 1994 sono stati effettuati i lavori di adeguamento urbanistico e sistemazione della sosta e dell’accesso all’abbazia, nel corso dei quali sono stati inoltre scoperti resti archeologici che hanno reso necessario lo spostamento della sede stradale.

### **Storia sismica dell’Abbazia**

Numerosi e molto intensi sono stati i terremoti che hanno colpito direttamente o indirettamente l’abbazia di Casamari apportando spesso danni di difficile sanamento.

Tra i primi di cui si hanno tracce e testimonianze vi è quello del 1349, di cui le fonti ricordano che “improvvisa quanto micidiale una violenta scossa di terra rovesciò al suolo fabbricati non pochi”. Si tratta del terremoto del Lazio meridionale-Molise con Intensità epicentrale pari a 10 MCS, localmente stimata a 8-9 MCS, in seguito al quale si presume che le strutture più leggere e fragili disseminate nel territorio siano crollate senza tuttavia causare gravi danni al complesso monastico. Un altro evento sismico degno di essere menzionato è sicuramente quello del 1654 di Sorano-Marsica con Intensità epicentrale pari a 9-10 MCS, localmente stimata pari a 8MCS e il successivo, un secolo dopo, di Isola Liri (1777) con intensità epicentrale pari a 7 MCS. Nel 1877 l’abbazia è stata colpita dal terremoto del Lazio Meridionale con Intensità epicentrale pari a

7MCS, localmente stimata pari a 7MCS. Molto rilevante anche il terremoto di Avezzano del 1915, di intensità epicentrale pari a 11 MCS e localmente stimato pari a 8 MCS, in seguito al quale, l'Abbazia fu interessata da diversi interventi di consolidamento.

I documenti dell'intervento sono conservati nell'archivio di Casamari come pratiche per "Lavori di restauro ai danni del terremoto del 13 gennaio 1915".

Tra gli eventi sismici successivi, nel 1922 ricordiamo il Terremoto della bassa Val Roveto, con Intensità epicentrale pari a 6-7MCS, localmente stimata pari a 5-6MCS e, concludendo, menzioniamo anche il terremoto della Media Val Roveto nel 1927 con Intensità epicentrale pari a 7MCS, localmente stimata pari a 5-6MCS.

### **Catalogo di sito**

La storia sismica del luogo è stata ricostruita con l'ausilio di due databases macrosismici disponibili online:

- il DBMI11 (Database Macrosismico Italiano);
- il corrispettivo europeo AHEAD (European Archive of Historical EArthquake Data);

Questi strumenti consentono di identificare per ogni singola località i terremoti che si sono verificati in una finestra temporale molto ampia e che complessivamente va dal 1000 al 2006.

Per la definizione della sismicità storica nel sito dell'Abbazia di Casamari è stato inizialmente consultato il Database Macrosismico Italiano DBMI11 (Locati et al., 2011).

La Figura 0.1 riporta per ogni evento sismico risentito: data (giorno, mese, anno), area epicentrale, intensità epicentrale  $I_0$  (valori in scala MCS e

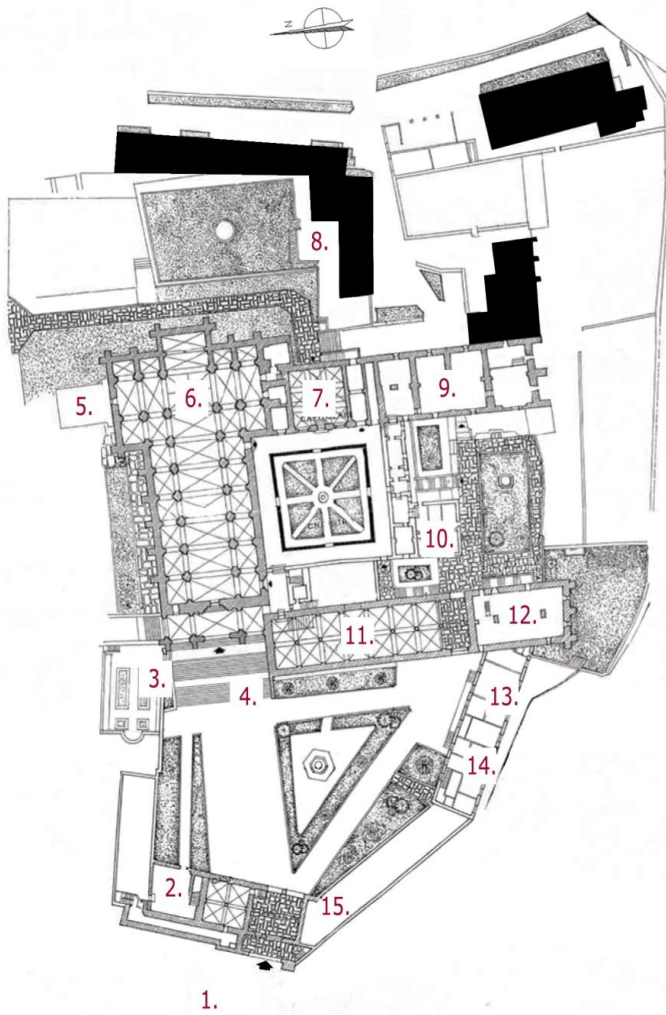
moltiplicati per 10), magnitudo momento  $M_w$  (stimata da correlazioni empiriche o misurata) e intensità al sito  $I_S$  (MCS x 10). L'esame della storia sismica, nel catalogo limitata alla sola prima parte del secolo scorso, evidenzia che l'evento che ha prodotto il massimo risentimento nell'area di Casamari ( $I_S = VIII-IX$  MCS) è stato il terremoto della Marsica del 13/01/1915 ( $M_w=7$ ), avente epicentro ad Avezzano.

#	Data			Area epicentrale	$I_0$ (MCSx10)	$M_w$	$I_S$ (MCSx10)
	giorno	mese	anno				
1	13	1	1915	Avezzano	110	7.00 ±0.09	85
2	3	1	1917	Marsica est			40
3	22	10	1919	Anzio		5.48 ±0.15	sconosciuto
4	29	12	1922	Bassa val roveto	65	5.19 ±0.12	55
5	24	9	1925	Molise occidentale	70	5.20 ±0.17	45
6	18	12	1926	Trasacco	50	4.48 ±0.32	35
7	11	10	1927	Media val roveto	70	5.19 ±0.15	55
8	26	12	1927	Colli alban	70	4.93 ±0.20	30
9	23	7	1930	Irpinia	100	6.62 ±0.09	50
10	30	10	1930	Senigallia	80	5.81 ±0.09	sconosciuto
11	21	10	1931	Veroli	50	4.75 ±0.27	sconosciuto
12	5	9	1950	Gran sasso	80	5.68 ±0.07	40

Figura 0.1- Eventi sismici di interesse a Casamari nell'arco del 1900 (Locati M., Camassi R. e Stucchi M., 2011)



**Descrizione del complesso**



*Figura 0.2- Planimetria del complesso con indici dei vari corpi presenti*

**Legenda:**

- |                                  |                       |
|----------------------------------|-----------------------|
| 1. Ingresso dell'Abbazia         | 9. Pinacoteca         |
| 2. Casa dell'abate               | 10. Cucina            |
| 3. Cimitero e scale della chiesa | 11. Refettorio        |
| 4. Sagrato alla chiesa e narcece | 12. Biblioteca        |
| 5. Sacrestia                     | 13. Farmacia          |
| 6. Chiesa, transetto             | 14. Foresteria        |
| 7. Sala capitolare               | 15. Sala parrocchiale |
| 8. Infermeria                    |                       |

## **Ringraziamenti**

Vorrei ringraziare tutte le persone che hanno partecipato al mio lavoro di tesi, con un supporto tecnico e/o morale.

In primo luogo ringrazio il Prof. Gianmarco de Felice, per avermi appassionato alla materia spronandomi quindi ad approfondire determinate tematiche; intendo ringraziarlo per avermi proposto un tema così interessante, dandomi la possibilità di testare sul campo alcune problematiche mai affrontate prima.

Ringrazio inoltre il Prof. Fabio Sabetta, che mi ha “guidato” nel mondo della sismologia, assistendomi nell’analisi della pericolosità con continui stimoli, trasmettendomi una grande passione per la materia.

Ringrazio l’Ing. Daniele Spina per il suo supporto costante nel mio percorso di tesi, per la sua totale disponibilità in ogni occasione, dalle misure di rumore ambientale a Casamari alle sue preziose lezioni teoriche.

Ringrazio tutte le persone del Dipartimento della Protezione Civile per l’accoglienza che ho ricevuto, in particolare l’Ing. Federico Mori per la grande pazienza.