

Alma Mater Studiorum – Università degli Studi di Bologna
Facoltà di Ingegneria

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE
INDIRIZZO STRUTTURE

DISTART

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti,
delle Acque, del Rilevamento, del Territorio

TESI DI LAUREA IN
RIABILITAZIONE STRUTTURALE

ANALISI DINAMICA NON LINEARE
DI PONTI AD ARCO IN MURATURA

Relatore:
Chiar.mo Prof. Ing.
Andrea Benedetti

Candidato:
Roberto Sinagra

Sessione II
Anno accademico 2006-2007

Indice

1. Introduzione	5
1.1. Scopo della tesi	5
1.2. Struttura del testo	6
2. La muratura	9
2.1. Premessa	9
2.2. Caratteristiche tipologiche e materiali	9
2.2.1. Malte	9
2.2.2. Elementi resistenti	16
2.3. Meccanica delle murature	20
2.3.1. Generalità	20
2.3.2. Resistenza a compressione	22
2.3.3. Comportamento deformativo della muratura a compressione	31
2.3.4. Resistenza a trazione	33
2.3.5. Stati tensionali complessi	35
3. Ponti ad arco in muratura	39
3.1. Morfologia del ponte in muratura	39
3.1.1. Generalità	39
3.1.2. Le arcate	41
3.1.3. Le strutture di sostegno delle arcate: spalle, pile e pile-spalle	44
3.1.4. Rinfiango, cappa e riempimento	47
3.1.5. Timpani	50
3.1.6. Le opere di fondazione	51
3.2. I materiali	52
3.2.1. Principali tipi di muratura utilizzati nei ponti	53

3.2.2. I componenti	54
3.3. Cenni sulle regole di progetto e verifica	56
4. Indagine conoscitiva e modellazione strutturale	57
4.1. Generalità	57
4.2. Identificazione della costruzione	58
4.3. Rilievo geometrico	60
4.4. Analisi storica degli eventi e degli interventi subiti	62
4.5. Il rilievo materico costruttivo e lo stato di conservazione	63
4.6. Terreno e fondazioni	66
4.7. La caratterizzazione meccanica dei materiali	67
4.7.1. Prove di laboratorio	67
4.7.2. Prove dinamiche in sito	81
4.8. La modellazione strutturale	86
4.8.1. Modello numerico di confronto e calibrazione dei parametri strutturali	86
4.8.2. Confronto tra i dati dei rilievi sperimentali e le analisi condotte sul modello numerico	90
4.9. Analisi dei modi di vibrare	93
4.9.1. Modi longitudinali	100
4.9.2. Modi verticali	102
4.9.3. Modi trasversali	105
5. Metodi di analisi delle strutture: pro e contro dell'analisi push-over	109
5.1. Stato attuale ed evoluzione della normativa sismica italiana	109
5.2. Requisiti di sicurezza e criteri di verifica	111
5.3. Metodi di analisi	114
5.3.1. Analisi statica lineare	114
5.3.2. Analisi dinamica modale	116

5.3.3. Analisi statica non lineare	117
5.3.4. Analisi dinamica non lineare	122
5.4. Conclusioni	124
6. Un metodo non lineare per il progetto sismico: il metodo N2	127
6.1. I metodi statici non lineari nell'analisi sismica delle strutture	127
6.2. Concetti di base	128
6.2.1. La capacità	128
6.2.2. La domanda e la prestazione	129
6.3. Descrizione del metodo	130
6.4. Approssimazioni e limiti del metodo N2	143
7. Analisi non lineari statiche e dinamiche secondo l'OPCM 3274	145
7.1. Descrizione del modello numerico adottato	145
7.1.1. Problematiche di modellazione	145
7.1.2. Modellazione dei materiali	147
7.1.3. Modellazione dei materiali a contatto della fondazione	149
7.1.4. Criteri di rottura e parametri non lineari	151
7.2. Analisi statiche non lineari del ponte	154
7.2.1. Curva di capacità	154
7.2.2. Valutazione della vulnerabilità sismica	156
7.3. Analisi dinamiche non lineari del ponte	162
7.3.1. Accelerogrammi utilizzati nelle analisi e criteri di scelta	162
7.3.2. Analisi dinamiche non lineari del ponte	170
7.4. Risultati e confronti fra le analisi non lineari statiche e dinamiche eseguite secondo l'OPCM 3274	182

8. Discussione dei risultati e conclusioni	197
Appendice A	199
A.1. Azione sismica	200
A.1.1. Categorie di suolo di fondazione	200
A.1.2. Zone sismiche e descrizione dell'azione sismica	201
A.1.3. Spettro di risposta elastico	204
A.2. Risultati e confronti	206
Appendice B	217
B.1. Influenza della resistenza a compressione della muratura sulla capacità sismica	218
B.2. Influenza della resistenza a trazione della muratura sulla capacità sismica	221
Riferimenti bibliografici	225

1. Introduzione

1.1. Scopo della tesi

Nelle moderne norme italiane ed europee sono ammessi quattro metodi di analisi, caratterizzati da complessità e precisione crescenti. Essi sono:

- analisi statica;
- analisi dinamica modale;
- analisi statica non lineare;
- analisi dinamica non lineare.

La scelta tra un metodo e l'altro dipende dalle caratteristiche (regolarità e periodi propri) e dall'importanza della struttura che si sta studiando. Tra i vari approcci, l'analisi dinamica non lineare è sicuramente in grado di fornire la migliore predizione della risposta strutturale indotta dai terremoti. I moti del suolo d'input per le analisi sono in genere scelti in maniera tale da rappresentare scenari sismici che determinano la pericolosità del sito. A questo approccio fanno riferimento la normativa italiana OPCM n. 3274 e l'Eurocodice 8 in cui le registrazioni per analisi devono rispondere a requisiti di compatibilità con gli spettri prescritti; in particolar modo si farà riferimento alle prescrizioni suggerite dall'OPCM 3274.

In questo clima generale di fermento normativo in ambito sismico, si sta concentrando in Italia l'attenzione sul materiale muratura che costituisce la maggior parte del patrimonio costruttivo esistente ma è carente di adeguati strumenti di analisi. Assieme agli edifici ordinari, il cui studio della sicurezza sismica è diventata una tematica di sempre maggiore interesse, si stanno considerando anche i ponti ad arco in muratura che, oltre ad essere manufatti di grande rilevanza sotto il profilo storico e culturale per l'architettura delle infrastrutture, svolgono ancora un ruolo di primaria importanza dal punto di vista strategico, essendo spesso utilizzati per il traffico stradale e ferroviario. Emerge dunque la necessità di effettuare uno studio di

vulnerabilità sismica di queste opere al fine di adeguarle agli standard di sicurezza previsti dalla normativa.

Questo lavoro è focalizzato in modo particolare sullo studio di un ponte ad arco in muratura, sito nel Comune di S. Marcello Pistoiese (PT), con il metodo dell'analisi dinamica non lineare, argomento ancora questo poco indagato sia in ambito italiano che europeo, e sul confronto tra l'analisi statica e dinamica non lineare.

1.2. Struttura del testo

Al fine della corretta modellazione meccanica di una costruzione in muratura è opportuno conoscere il funzionamento dei diversi elementi che la compongono; pertanto nel secondo capitolo vengono illustrate le proprietà meccaniche fondamentali della muratura e nel terzo capitolo si passa alla descrizione del suo utilizzo nei diversi elementi strutturali caratterizzanti i ponti ad arco in muratura. Il quarto capitolo è dedicato all'indagine conoscitiva del ponte oggetto di studio, presupposto fondamentale ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica attuale del manufatto.

Nel quinto capitolo sono illustrate le metodologie di calcolo, previste dall'OPCM 3274, per valutare le prestazioni dinamiche degli edifici nuovi ed esistenti, discutendone le peculiarità e le limitazioni intrinseche oltre ai motivi per cui si preferisce adottare tecniche quali l'analisi statica non lineare o l'analisi dinamica non lineare. Successivamente si approfondisce il metodo dell'analisi statica non lineare partendo dalle basi teoriche della metodologia e sottolineando i pro e i contro con le possibili limitazioni e soluzioni ai problemi del metodo.

Nel sesto capitolo è affrontato nello specifico il metodo N_2 valutando in particolare l'applicabilità di tale metodologia ai ponti in muratura.

Nel settimo capitolo sono riportati i risultati forniti dalle analisi statiche non lineari eseguite con il metodo N_2 e dalle analisi dinamiche non lineari del ponte; in tale capitolo vengono riportati anche i confronti tra le due metodologie di analisi citate. Le conclusioni del lavoro svolto vengono riportate nell'ottavo capitolo dove vengono

delineate le potenzialità e i limiti delle analisi svolte nonché i possibili sviluppi futuri.

A completamento della tesi, si è realizzata inoltre una seconda parte strutturata in due appendici che approfondiscono alcuni aspetti delle analisi svolte: in particolare, in appendice A vi è riportato il confronto tra l'analisi dinamica lineare e l'analisi modale con spettro di risposta elastico e in Appendice B, sulla base dei risultati conseguiti attraverso l'analisi statica non lineare, viene sottolineata l'influenza delle proprietà meccaniche della muratura sulla capacità sismica della struttura nel suo complesso.

2. La muratura

2.1. Premessa

Numerosi eventi sismici, anche recenti, hanno posto in evidenza l'elevata vulnerabilità sismica delle costruzioni in muratura. Malgrado le differenze che distinguono una città da un'altra, e le relative culture costruttive, l'effetto unificante delle precipue caratteristiche meccaniche dell'opera muraria, consente di trarre, dalle esperienze dei passati terremoti, insegnamenti di validità generale (Giuffrè A.).

2.2. Caratteristiche tipologiche e materiali

La muratura costituisce il primo materiale composito (blocchi di laterizio o di pietra e malta) impiegato nelle costruzioni (Magenes G.).

Al fine della corretta modellazione meccanica di una costruzione storica in muratura, è opportuno conoscere il funzionamento dei diversi elementi che la compongono: il materiale muratura, il suo utilizzo nei diversi elementi costruttivi e le modalità di connessione tra questi nella formazione dell'intera costruzione.

La muratura è un materiale composito costituito dall'assemblaggio di elementi, che possono essere naturali (pietre erratiche, a spacco, sbozzate o squadrate) o artificiali (laterizi), aventi forma più o meno regolare, sovrapposti in opera gli uni agli altri con interposizione di una sostanza legante o cementante.

2.2.1. Malte

La malta è una miscela o impasto in proporzioni opportune di un agglomerante (o legante) con sabbia ed acqua per ottenere un impasto fresco di consistenza adatta all'uso che ha la capacità di indurire in un tempo più o meno lungo, a seconda della sostanza agglomerante o legante usata nella sua preparazione.

2.2.1.1 Gli agglomeranti o leganti

Gli agglomeranti o leganti sono quei materiali che per trasformazione fisica o per reazione chimica provocano l'unione di particelle altrimenti incoerenti, dando luogo, insieme ad acqua e sabbia, alle malte.

Gli agglomeranti o leganti usati nella confezione delle malte sono:

- calci aeree, che provengono dalla cottura fino a 850-900°C di calcari molto puri fino a ottenere una massa porosa (calce viva) capace di assorbire una grande quantità di acqua e che all'aria sfiorisce;
- calci idrauliche, che provengono dalla cottura fino a 900-1000°C di calcari marnosi naturali oppure dalla cottura di intime ed omogenee mescolanze di calcare e materie argillose; si distingue in idraulica ed eminentemente idraulica a seconda dell'indice di idraulicità che aumenta all'aumentare della percentuale di argilla e si esprime come il rapporto tra la percentuale di argilla e quella di calce in esso contenuta. Inoltre si possono avere tra le calci idrauliche artificiali, calce idraulica pozzolanica e siderurgica, con l'aggiunta rispettivamente di pozzolana e di loppa basica d'altoforno;
- gesso, che si ottiene per cottura a 110-200°C di vari minerali contenenti fosfato di calcio idrato e soprattutto pietra di gesso;
- agglomerante cementizio, che è un legante idraulico con resistenze fisiche inferiori e requisiti chimici diversi da quelli dei cementi;
- agglomerante cementizio plastico e calce plastica, che sono leganti ottenuti mediante l'aggiunta all'agglomerante cementizio e alla calce di opportuni additivi i quali, conferendo a questi leganti particolari caratteristiche di plasticità, permettono di ottenere malte per impieghi che richiedono maggiori plasticità e lavorabilità;
- cemento, il quale si ottiene per cottura di marna da cemento oppure cuocendo calcere unitamente a materiale argilloso. La cottura avviene sino a 1400°. Il prodotto della cottura, detto clinker, viene finemente macinato ed eventualmente corretto con aggiunta di altri componenti per ottenere diversi tipi di cemento.

2.2.1.2 La sabbia

La sabbia viene utilizzata con lo scopo di aumentare il volume dell'impasto, diminuendo il costo complessivo della malta, di facilitare il passaggio dell'anidride carbonica all'interno della malta stessa necessario per una buona presa o indurimento del prodotto, ed inoltre per impedire, essendo una sostanza inerte, il ritiro volumetrico con conseguente formazione di screpolature. La sabbia costituisce l'ossatura minerale della malta in cui il legante costituisce l'elemento collante. Essa costituisce circa il 65-70% del volume della malta.

Le sabbie si distinguono in:

- sabbie naturali quando sono costituite da un complesso di piccolissime particelle di minerali, provenienti anche da cave, vecchi alvei di fiumi o bacini marini, o di pietre provenienti dallo sminuzzamento della ghiaia provocato dalle correnti dei fiumi e torrenti e dalle onde marine;
- sabbie artificiali quando sono costituite da piccolissime particelle derivanti dalla macinazione e frantumazione di rocce o scorie d'altoforno.

In relazione alla provenienza le sabbie si distinguono in silicee, quarzose, granitiche, micacee, calcaree, gessose, etc.

Nella confezione delle malte, le migliori sono quelle provenienti dalle cave oppure da fiumi e da laghi perché ben lavate e prive di calcari teneri.

A seconda della dimensione della dimensione dei granuli la sabbia si divide in:

molto grossa:	1 - 7 mm
grossa:	2 - 5 mm
media:	0.2 - 0.5 mm
fine o finissima:	< 0.5 mm

In generale i requisiti della malta dipendono molto anche dalla qualità della sabbia. Le sabbie per malte aeree, idrauliche o per calcestruzzi di piccoli getti devono essere ben pulite, ruvide al tatto e costituite da granelli spigolosi o angolosi.

Una sabbia risulta sufficientemente pulita se sfregandola tra le mani, i granelli non rimangono attaccati al palmo e non ne lasciano residui terrosi, oppure se immergendone una certa quantità in un bicchiere pieno d'acqua, essa non intorbidisce velocemente né l'intorbidimento rimane a lungo.

La resistenza della malta è inoltre influenzata dalla composizione granulometrica della sabbia. Per le malte da muratura, la TBE (Federazione Europea degli Industriali dei Laterizi), consiglia i seguenti limiti granulometrici:

da 0 ÷ 2 mm \geq 10%

da 2 ÷ 4 mm \geq 85%

da 4 ÷ 5 mm \leq 5%

Il diametro massimo dei granuli non deve essere superiore alla metà dello spessore dei giunti fra i mattoni. Le parti minori di 3 micron possono essere tollerate fino ad un massimo del 4%. Inoltre la TBE consiglia di miscelare farina di calcaree qualora vi sia scarsa parte fine.

La sabbia dev'essere inoltre priva di sostanze dannose; in particolare non si devono superare le seguenti percentuali:

componenti organici: 0.5%

solforati: 1%

cloruri: 0.05%

In Figura 2.1 si riporta un esempio di curva granulometrica secondo le norme finlandesi per le quali la composizione granulometrica della sabbia deve rientrare nell'area tratteggiata nel diagramma; è comunque sufficiente che siano rispettati i limiti indicati precedentemente.

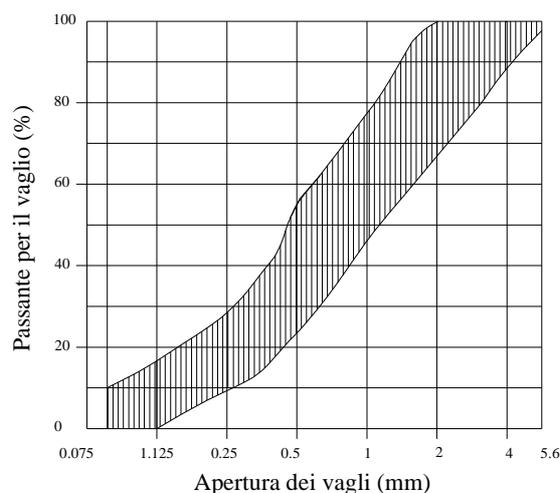


Figura 2.1 Curva granulometrica della sabbia secondo le norme finlandesi.

2.2.1.3 L'acqua

L'acqua per il confezionamento delle malte dev'essere pulita, priva di sostanze estranee alla sua composizione e di sostanze organiche o grassi. Una sua moderatamente elevata temperatura iniziale favorisce l'inizio della presa.

2.2.1.4 Classificazione delle malte

In base alle caratteristiche dei componenti da cui sono formate, le malte si distinguono in:

malte aeree: gesso o calci aeree più sabbia e acqua;

malte idrauliche: calci eminentemente idrauliche o agglomeranti cementizi più sabbia e acqua;

malte idrauliche plastiche: calci eminentemente idrauliche o agglomeranti cementizi plastici più sabbia e acqua;

malte cementizie: cementi più sabbia e acqua;

malte composte o bastarde: due o più leganti insieme più sabbia e acqua;

malte addittivate: le malte precedenti più un additivo quali plastificante, impermeabilizzante, acceleratore o ritardatore di presa, espandente, antigelo, etc;

malte pronte: malte in miscela secca confezionata.

Ai classici componenti delle malte possono essere aggiunti dei prodotti di diversa natura allo scopo di conferire alla stessa malta particolari requisiti per impieghi specializzati.

I principali sono:

plastificanti, che oltre a migliorare plasticità, adesività e lavorabilità possono anche aumentare le resistenze meccaniche;

impermeabilizzanti, ossia sostanze idrofughe che ovviando alla scarsa compattezza delle malte migliorano la loro impermeabilità; possono però rallentare la presa e l'indurimento;

antigelo, i quali sono prodotti che accelerano il processo di idratazione del legante e abbassano il punto di congelamento dell'acqua;

acceleranti e ritardanti, con cui si possono ottenere accelerazioni modeste o molto rapide nella presa della malta o si possono ottenere ritardi nei tempi di presa del legante;

espansivi, che servono a confezionare malte senza ritiro o con ritiro controllato o addirittura introducendo nella malta una moderata espansione;

alleggerenti, con i quali si confezionano malte con un buon isolamento termico;

incrementatori di presa, ossia polimeri emulsionanti che danno incrementi anche notevoli della resistenza a compressione (fino a 4 volte), della resistenza a trazione (fino a 3 volte) e della resistenza a taglio.

Nel D.M 20 Novembre 1987, le malte vengono suddivise in classi in base al dosaggio volumetrico dei componenti, riferito all'unità di volume del legante (Tabella 2.1).

Alle diverse classificazioni di malta corrispondono resistenze medie variabili, crescenti da M4 a M1, ma si deve considerare anche una certa variabilità di alcune caratteristiche prestazionali, come mostra la Tabella 2.3.

Al fine di migliorare la lavorabilità di malte caratterizzate da una elevata resistenza, la normativa consente di aggiungere piccole quantità di calce aerea.

Sono inoltre ammesse malte diversamente proporzionate, confezionate con l'aggiunta di additivi, previa un'adeguata sperimentazione e certificazione ufficiale; possono essere ritenute equivalenti ai fini statici alle malte riportate in Tabella 2.1, quelle che garantiscono resistenze medie a compressione non inferiori a:

120Kg/cm² per l'equivalenza alla malta M1

80Kg/cm² per l'equivalenza alla malta M2

50Kg/cm² per l'equivalenza alla malta M3

25Kg/cm² per l'equivalenza alla malta M4

CLASSE	TIPO DI MALTA	COMPOSIZIONE				
		CEMENTO	CALCE AEREA	CALCE IDRAULICA	SABBIA	POZZOLANA
M4	Idraulica	–	–	1	3	–
M4	Pozzolanic a	–	1	–	3	1
M4	Bastarda	1	–	2	9	–
M3	Bastarda	1	–	1	5	–
M2	Cementizia	1	–	0.5	4	–
M1	Cementizia	1	–	–	3	–

Tabella 2.1 Classi delle malte.

MALTA					
	Lavorabilità	Gelività	Fessurazione da ritiro	Modulo elastico	Efflorescenze
M1					
M2					
M3	Aumenta la lavorabilità	Aumenta la resistenza al gelo	Aumenta la fessurabilità	Aumenta il modulo elastico	Riduzione del pericolo di efflorescenze
M4	↓	↑	↑	↑	↓

Tabella 2.2 Caratteristiche delle malte.

2.2.2. Elementi resistenti

Le murature possono essere realizzate mediante elementi resistenti naturali o artificiali.

Nel primo caso bisogna tener conto che l'elemento, generalmente proveniente da cava, è soggetto alla variabilità delle sue caratteristiche fisico-meccaniche e che la posa in opera è spesso irregolare.

Gli elementi artificiali (laterizi) sono invece generati con processi produttivi industriali che presentano facilità di controllo e costanza di qualità.

2.2.2.1. Muratura costituita da elementi resistenti artificiali

La muratura è costituita da elementi resistenti aventi generalmente forma parallelepipedica, posti in opera in strati regolari di spessore costante e legati tra di loro tramite malta.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere realizzati in:

- laterizio normale;
- laterizio alleggerito in pasta;
- calcestruzzo normale o alleggerito.

Questi elementi possono essere suddivisi in:

mattoni, di forma generalmente parallelepipedica con volume $<7500\text{cm}^3$

blocchi, anch'esse di forma generalmente parallelepipedica con volume $\geq 7500\text{cm}^3$

Definita la percentuale di foratura (Figura. 2.2) come il rapporto percentuale:

$$\varphi = \frac{F}{A} \quad (2.1)$$

dove:

F = area complessiva dei fori passanti o profondi non passanti

A = area lorda delimitata dal suo perimetro

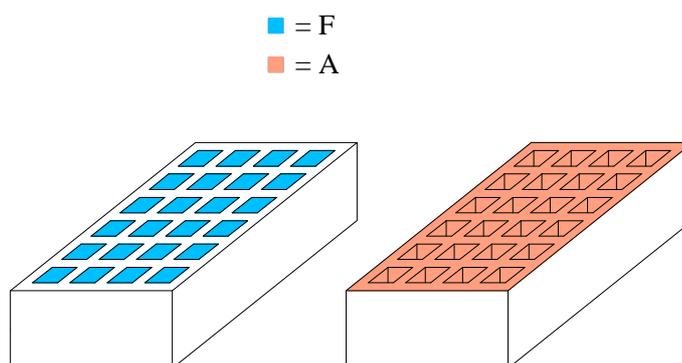


Figura 2.2 Rappresentazione grafica dell'area complessiva dei fori passanti o profondi non passanti (F) e dell'area lorda delimitata dal perimetro dell'elemento (A).

si distinguono:

mattoni pieni (Figura 2.3 a), mattoni aventi $\varphi \leq 15\%$

mattoni e blocchi semipieni (Figura 2.3 b), elementi aventi $15\% \leq \varphi \leq 45\%$

mattoni e blocchi forati (Figura 2.3 c), elementi aventi $45\% \leq \varphi \leq 55\%$.

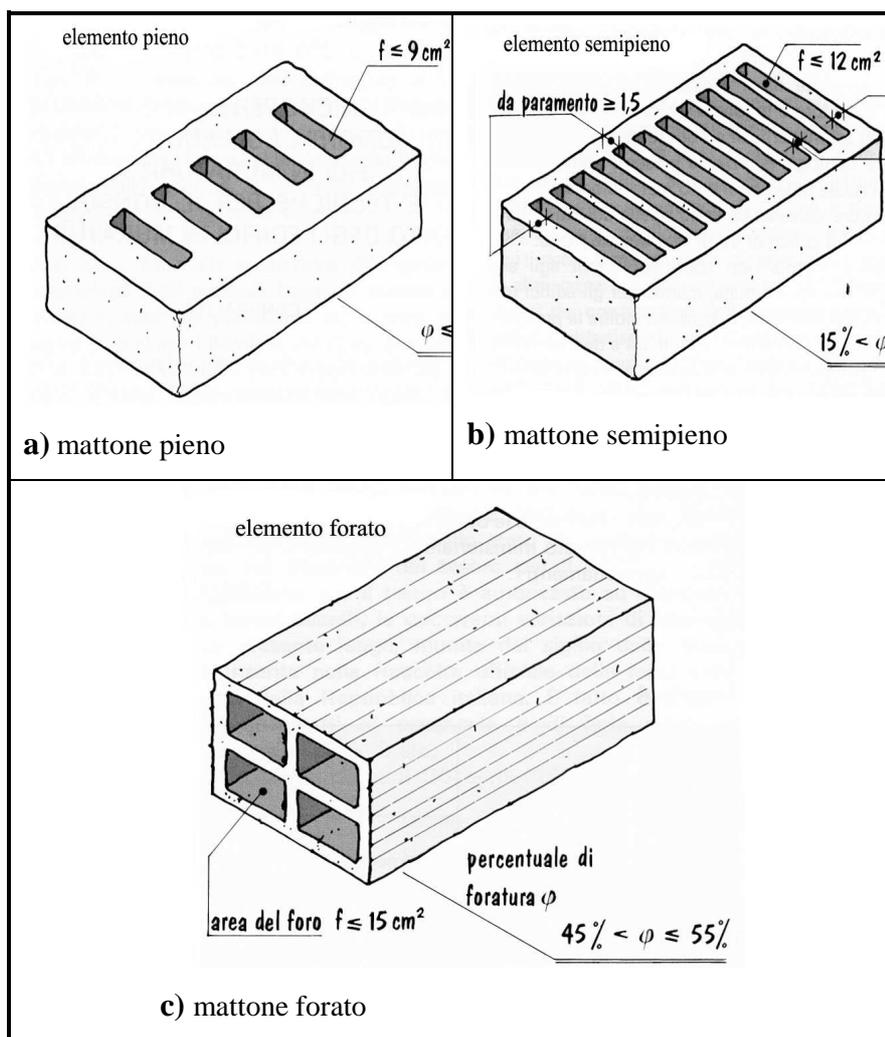


Figura 2.3 Tipi di mattoni in funzione della percentuale di foratura; laterizi con area di 300 cm^2 .

In funzione dell'orientamento della foratura si chiamano:

mattoni e blocchi preforati, gli elementi semipieni oppure forati che presentano alla messa in opera foratura verticale;

mattoni e blocchi cavi, gli elementi semipieni oppure forati che presentano alla messa in opera foratura orizzontale.

Per quanto concerne le dimensioni degli elementi, esse si distinguono in funzione del tipo di elemento ma anche in base alla regione di provenienza. L'unificazione avviata dall'UNI non ha avuto infatti la diffusione sperata benché oggi riguardi considerevoli volumi di produzione.

Le principali dimensioni UNI sono le seguenti:

$$s = h \times b \times l \text{ (cm)}$$

5.5 x 12 x 25 per mattoni semipieni i forati

12 x 12 x 25 per mattoni semipieni i forati (doppioni)

2.2.2.2. Muratura costituita da elementi resistenti naturali

La muratura è costituita da elementi in pietra legati tra di loro tramite malta.

Le pietre, da ricavarsi in genere per abbattimento di rocce, devono essere non friabili o sfaldabili, e resistenti al gelo nel caso di murature esposte direttamente agli agenti atmosferici.

Non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici.

Le pietre devono presentarsi prive di parti alterate o facilmente removibili; devono possedere sufficiente resistenza sia allo stato asciutto che bagnato, e buona adesività alle malte.

La densità (variabile tra i 2200 e 2600 kg/m³) influenza:

- la resistenza meccanica (aumenta con l'aumentare della densità);
- il comportamento termico (migliora con il diminuire della densità);
- la durevolezza (migliora con l'aumento della compattezza e quindi della densità).

La lavorabilità dei blocchi di pietra riguarda:

- la segabilità (maggiore nelle pietre tenere);
- la lucidabilità (maggiore nelle pietre compatte).

La gelività (tendenza a fratturarsi per azione del gelo) aumenta con l'aumentare della porosità.

2.3. Meccanica delle murature

2.3.1. Generalità

Gli elementi hanno in genere un comportamento elasto-fragile, con una resistenza a trazione minore rispetto a quella a compressione, ma comunque significativa. La malta presenta un comportamento elasto-fragile in trazione, con resistenza molto inferiore a quella degli elementi ed, in assoluto, molto bassa; in compressione e taglio il suo comportamento è duttile e fortemente non lineare. La risposta meccanica dei giunti è fortemente influenzata dall'attrito e presenta forti non linearità. Le caratteristiche meccaniche della muratura dipendono non solo dai parametri di resistenza e deformabilità dei materiali costituenti, ma anche dai loro valori relativi (in particolare, i diversi moduli elastici degli elementi e della malta).

Successivamente lo studio dei singoli componenti, si intende analizzare il comportamento meccanico della muratura quale unico elemento, al pari di cemento armato e acciaio. Esso è dettato dalle particolari caratteristiche che la contraddistinguono da ogni altro materiale da costruzione e che sono così riassumibili:

- disomogeneità;
- anisotropia;
- asimmetria di comportamento;
- non linearità del legame sforzi-deformazioni.

La *disomogeneità* si riferisce al fatto che la muratura è sostanzialmente composta da elementi resistenti e malta, i quali possono avere caratteristiche meccaniche molto diverse fra loro. Risulta quindi assai difficoltoso ricavare le proprietà della muratura a livello macroscopico dalla conoscenza delle proprietà dei singoli materiali.

L'*anisotropia* si riferisce alla differenza del comportamento della muratura tra le varie direzioni considerate. Dipende dalla disposizione dei diversi elementi e dalla

loro proporzione. La muratura, in particolar modo quella moderna, possiede una grande regolarità in direzione orizzontale: si hanno elementi disposti in filari orizzontali collegati fra loro con giunti di malta continui, mentre i giunti verticali fra le teste dei laterizi risultano discontinui, per cui è evidente che il comportamento in direzione orizzontale risulta profondamente differente da quello in direzione verticale. Se inoltre sono presenti aperture, la direzionalità della muratura è ulteriormente accentuata e influenzata anche da queste ultime. L'orientamento dei giunti principali è in genere ortogonale alle sollecitazioni di compressione prevalenti, al fine di ottimizzare il comportamento della muratura sotto carichi di esercizio. Tuttavia, i giunti principali diventano potenziali piani di discontinuità, con conseguenze sulla resistenza del solido murario, in presenza di sollecitazioni di trazione e taglio dovute all'azione sismica. In questi casi l'attrito, generato sui giunti dalle tensioni normali di compressione associate alle forze inerziali, contribuisce alla resistenza ed alla dissipazione.

Con *asimmetria* si intende la notevole differenza di comportamento dei laterizi e della malta nei confronti di compressione o trazione: la resistenza a trazione risulta decisamente inferiore a quella a compressione. Un ruolo importante in questo senso viene giocato dall'interfaccia malta-laterizio, il quale possiede una resistenza a trazione addirittura minore di quella dei singoli elementi. Note comunque le caratteristiche meccaniche dei singoli elementi, la disomogeneità del materiale rende la resistenza a trazione della muratura a livello macroscopico una grandezza estremamente aleatoria.

La *non linearità* del legame sforzi-deformazioni del materiale muratura è la conseguenza delle caratteristiche fin qui elencate. Con qualsiasi tipo di sollecitazione la disomogeneità e l'anisotropia dei singoli elementi causano facilmente fessurazioni nel corpo murario, con conseguente allontanamento dal comportamento lineare prima di arrivare allo sforzo massimo sopportabile.

2.3.2. Resistenza a compressione

Le murature vengono in genere sottoposte a sforzi di compressione e, di conseguenza, un'attenzione particolare è stata rivolta alla determinazione della loro resistenza a compressione.

I fattori di base che influiscono su tale resistenza sono:

- la resistenza e la geometria del pietrame o mattone;
- la resistenza del legante;
- le deformazioni dei conci, naturali o artificiali, e del legante;
- lo spessore del giunto;
- l'igroscopicità del pietrame o mattoni;
- il sistema costruttivo.

Con riferimento a murature-tipo soggette a compressione è stato osservato che:

- per effetto del solo carico di compressione la muratura cede, con creazione simultanea di lesioni, dovute a trazione, parallele all'asse di applicazione del carico;
- la resistenza a compressione è correlata alla resistenza a compressione del pietrame ed a quella del legante.

2.3.2.1. Determinazione della resistenza caratteristica a compressione

La *resistenza caratteristica a compressione della muratura* (f_k) può essere desunta dalla resistenza dei laterizi e da quella della malta, purchè abbiano una percentuale di foratura inferiore al 45%. Il D.M. 20 Novembre 1987 fornisce la Tabella 2.3, che ha validità nel caso di murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra i 5 e i 15 mm. Per i valori non contemplati, è ammessa l'interpolazione lineare.

In Figura 2.4 si riporta la variazione della resistenza caratteristica di una muratura in funzione della resistenza del singolo elemento, pieno o semipieno, con un tipo di malta costante: la resistenza della muratura aumenta quasi con legge lineare.

Considerando invece un tipo costante di elemento artificiale, si può valutare la variazione della resistenza caratteristica della muratura in funzione della resistenza della malta (Figura 2.5): per i valori indicati dalla tabella ministeriale, la resistenza della muratura aumenta in modo direttamente proporzionale alla resistenza della malta.

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento		Tipo di malta							
		M1		M2		M3		M4	
N/mm ²	Kgf/cm ²	N/mm ²	Kgf/cm ²	N/mm ²	Kgf/cm ²	N/mm ²	Kgf/cm ²	N/mm ²	Kgf/cm ²
2.0	20	1.2	12	1.2	12	1.2	12	1.2	12
3.0	30	2.2	22	2.2	22	2.2	22	2.0	20
5.0	50	3.5	35	3.4	34	3.3	33	3.0	30
7.5	75	5.0	50	4.5	45	4.1	41	3.5	35
10.0	100	6.2	62	5.3	53	4.7	47	4.1	41
15.0	150	8.2	82	6.7	67	6.0	60	5.1	51
20.0	200	9.7	97	8.0	80	7.0	70	6.1	61
30.0	300	12.0	120	10.0	100	8.6	86	7.2	72
40.0	400	14.3	143	12.0	120	10.4	104	-	-

Tabella 2.3 Resistenza caratteristica a compressione delle murature in elementi resistenti artificiali pieni e semipieni.

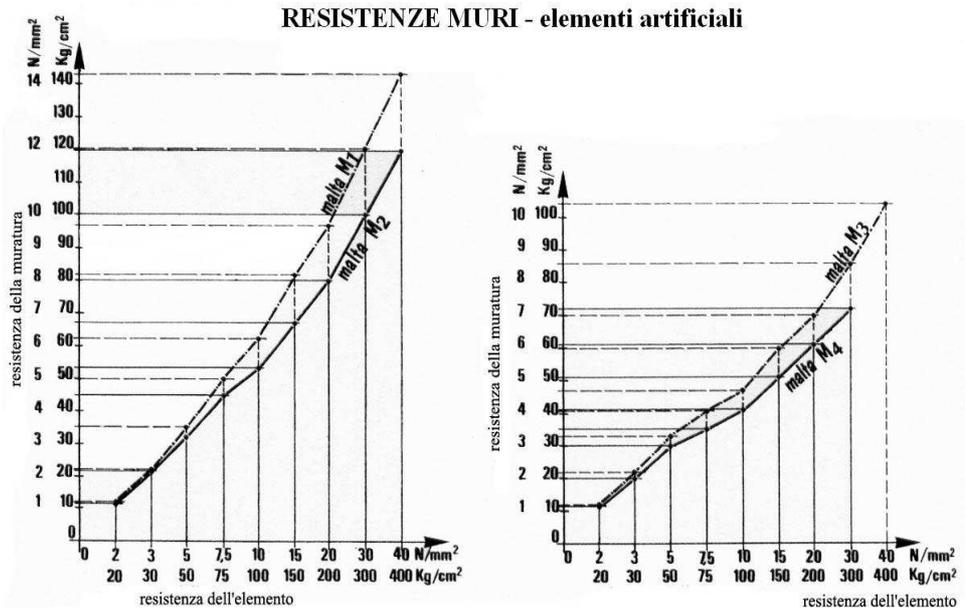


Figura 2.4 Variazioni della resistenza caratteristica di una muratura in funzione della resistenza del singolo elemento, con un tipo di malta costante.

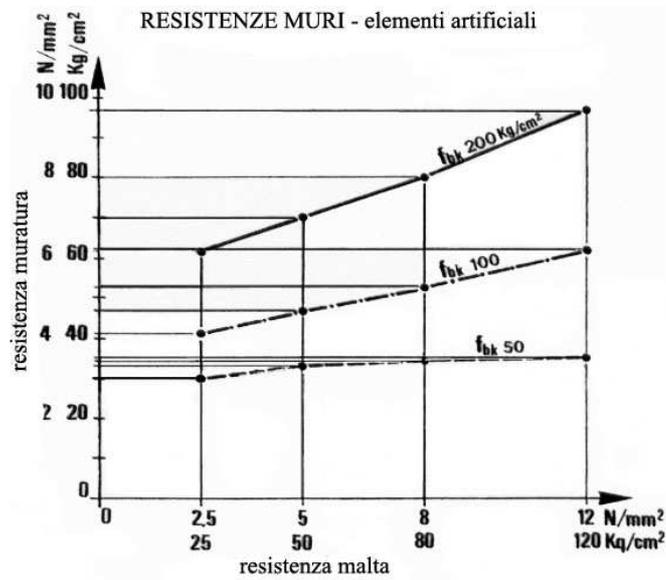


Figura 2.5 Variazioni della resistenza caratteristica della muratura in funzione della resistenza della malta, per un tipo costante di elemento artificiale.

Per determinare sperimentalmente la resistenza a compressione, il D.M. 20 novembre 1987 prevede che si effettui una prova di compressione su almeno 6 muretti che devono avere le stesse caratteristiche della muratura in esame, altezza minima h costituita da 3 corsi (meglio 5 corsi) di blocchi, base b pari ad almeno 2 blocchi e rapporto h/t compreso tra $2.4 \div 5$. La confezione avverrà su un letto di malta alla base e la faccia superiore sarà finita con uno strato di malta (Figura 2.6). Dopo una stagionatura di 28 giorni a $20\text{ }^{\circ}\text{C}$, 70% di umidità relativa, prima di effettuare la prova, la faccia di ogni provino viene livellata con gesso; il muretto può essere contenuto anche fra due piastre metalliche rettificata, utili per gli spostamenti ed il suo posizionamento nella pressa.

Il provino viene posto fra i piatti della macchina di prova (uno dei quali è articolato) e si effettua quindi la centratura del carico.

Il carico viene applicato con una velocità di circa 0.5 MPa ogni 20 secondi.

La resistenza caratteristica è data dalla relazione:

$$f_k = f_m - k \cdot s \quad (2.2)$$

dove:

f_m = resistenza media

s = stima dello scarto

k = coefficiente i cui valori sono riportati in Tabella 2.4:

n	6	8	10	12	20
k	2.33	2.19	2.10	2.05	1.93

Tabella 2.4 Coefficiente in funzione del numero di prove per determinare la resistenza caratteristica a compressione della muratura.

La determinazione della resistenza caratteristica deve essere completata con la verifica dei materiali da condursi come segue:

malta: 3 provini prismatici 40x40x160 mm da sottoporre a flessione e quindi a compressione sulle 6 metà risultanti;

elementi resistenti: 10 elementi da sottoporre a compressione con direzione del carico normale al letto di posa.

Si determina il modulo di elasticità normale secante della muratura facendo riferimento all'intervallo:

$$0.1 \cdot f_k \div 1.4 \cdot f_k \quad (2.3)$$

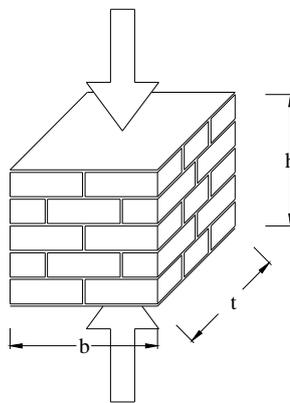


Figura 2.6 Prova di compressione su muretto.

2.3.2.2. Meccanica della rottura per compressione

Si consideri un cubetto realizzato con mattoni e legante, sottoposto ad uno stato di tensione monoassiale di compressione σ_z ; le conseguenti tensioni laterali agenti rispettivamente sul mattone e sul legante sono indicate in Figura 2.7.

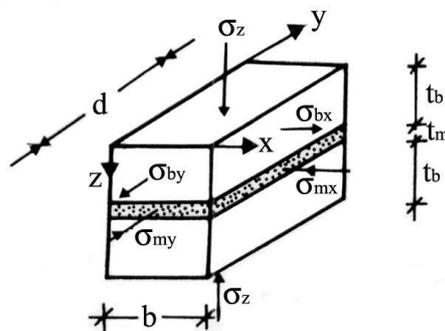


Figura 2.7 Tensioni su un elemento di muratura dovute a sollecitazioni esterne di compressione.

Nelle valutazioni che seguono, relativamente alla resistenza a compressione del cubetto di muratura, si presuppone un comportamento elastico dei materiali costituenti [Tassios, 1988].

Indicando con E_b ed E_m i moduli di elasticità e con ν_b e ν_m i moduli di Poisson rispettivamente del mattone e del legante, le deformazioni trasversali del mattone nelle direzioni x ed y sono espresse da:

$$\begin{cases} \varepsilon_{bx} = \frac{1}{E_b} \cdot [\sigma_{bx} + \nu_b \cdot (\sigma_z - \sigma_{by})] \\ \varepsilon_{by} = \frac{1}{E_b} \cdot [\sigma_{by} + \nu_b \cdot (\sigma_z - \sigma_{bx})] \end{cases} \quad (2.4)$$

mentre quelle relative al legante sono:

$$\begin{cases} \varepsilon_{mx} = \frac{1}{E_m} \cdot [\sigma_{mx} + \nu_m \cdot (\sigma_z - \sigma_{my})] \\ \varepsilon_{my} = \frac{1}{E_m} \cdot [\sigma_{my} + \nu_m \cdot (\sigma_z - \sigma_{mx})] \end{cases} \quad (2.5)$$

Le deformazioni trasversali del mattone e del legante sono uguali fra loro, per la congruenza, quindi:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bx} &= \varepsilon_{mx} \\ \varepsilon_{by} &= \varepsilon_{my} \end{aligned}$$

Per l'equilibrio, la risultante delle forze di compressione relativa al legante deve essere pari alla risultante delle forze di trazione relativa al mattone, in entrambe le direzioni, ossia:

$$\sigma_{bx} \cdot d \cdot t_b = \sigma_{mx} \cdot d \cdot t_b \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bx} = a \cdot \sigma_{mx} \quad (2.6)$$

$$\sigma_{by} \cdot d \cdot t_b = \sigma_{my} \cdot d \cdot t_b \quad \longrightarrow \quad \sigma_{by} = a \cdot \sigma_{my}$$

$$a = \frac{t_m}{t_b} < 1$$

Rielaborando le equazioni relative alle deformazioni (eq. 2.4 e 2.5) ed alle tensioni (eq. 2.6), si ottiene:

$$\sigma_{bx} = \sigma_{by} = \frac{a \cdot (v_m - \beta \cdot v_b)}{1 + a \cdot \beta - v_m - a \cdot \beta \cdot v_b} \cdot \sigma_z \quad (2.7)$$

dove:

$$\beta = \frac{E_m}{E_b} < 1$$

è il coefficiente di omogeneizzazione.

L'equazione 2.7 esprime il valore delle sollecitazioni di trazione a cui il mattone è soggetto, in funzione della compressione che agisce sul prisma, σ_z .

La presenza della σ_{bx} comporta la diminuzione del valore della tensione σ_z (σ_{zu}) per la quale si ha cedimento per compressione.

Ipotizzando un legame lineare tra le tensioni di trazione e di compressione relative alla rottura della muratura (Figura 2.8), si ha:

$$\frac{\sigma_z}{f_{bc}} + \frac{\sigma_t}{\lambda \cdot f_{bc}} = 1 \quad (2.8)$$

essendo:

$$\lambda = \frac{f_{bt}}{f_{bc}}$$

il rapporto tra la resistenza a trazione e quella a compressione del laterizio.

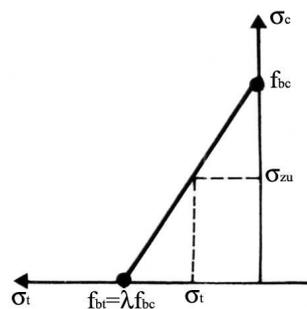


Figura 2.8 Dominio di resistenza di una muratura soggetta a stato biassiale di compressione – trazione.

Imponendo che la resistenza della muratura a compressione, f_u , sia pari alla tensione massima di compressione, σ_{zu} , e tenendo conto delle relazioni 2.8 e 2.9, si ottiene:

$$f_u = \frac{1}{1 + \frac{a \cdot (v_m - \beta \cdot v_b)}{\lambda \cdot [1 + \alpha \cdot \beta - v_m - \alpha \cdot \beta \cdot v_b]}} \cdot f_{bc} \quad (2.9)$$

L'equazione 2.9 esprime il legame tra la resistenza ultima a compressione della muratura e lo spessore del giunto t_m : in particolar modo, se si considera uno strato di malta con spessore t_m maggiore, il termine α aumenterà e ciò porta ad una diminuzione del valore della resistenza f_u .

Si vuole sottolineare il fatto che quanto presentato è un approccio puramente teorico al problema dell'omogeneizzazione. Lo scopo di tale teoria è stato quello di descrivere, anche se approssimativamente, il legame fra resistenza ultima a compressione della muratura e le caratteristiche dei singoli elementi che la compongono, nonché i loro stati di coazione. Tuttavia, l'importanza di questa teoria è motivata dai buoni riscontri sperimentali.

Si riportano qui di seguito esempi di valori della resistenza massima a compressione f_u , in funzione delle caratteristiche meccaniche della muratura e quelle dei singoli elementi che la compongono. Tali relazioni provengono dall'elaborazione dell'espressione 2.9 e da sperimentazioni e formulazioni teoriche di altri ricercatori.

Si assume:

$$E_{bc} = 400 \cdot f_{bc} \quad ; \quad E_{mc} \cong 900 \cdot f_{mc}$$

$$\beta = \frac{E_{mc}}{E_{bc}} = 2.25 \cdot \left(\frac{f_{mc}}{f_{bc}} \right).$$

Nelle seguenti tabelle, si definirà il valore della resistenza massima f_u in base alla qualità degli elementi componenti la muratura.

$f_{bc} = 50MPa$ $v_b = 0.23$	f_{mc} (MPa)	v_m	β	f_u (MPa)
	3.5	0.36	0.14	20.5
	21.0	0.285	0.84	36.60
$f_{bc} = 25MPa$ $v_b = 0.275$	f_{mc} (MPa)	v_m	β	f_u (MPa)
	3.5	0.36	0.28	11.07
	21.0	0.285	1.68	25.0

Tabella 2.5 Risultati di una applicazione numerica della relazione 2.9.

Da questo esempio, si possono trarre alcune conclusioni:

- la resistenza della muratura cresce rapidamente (più che proporzionalmente) all'aumentare della resistenza dei conci solo quando si adopera un legante di qualità molto buona. Diversamente la resistenza cresce più lentamente;
- l'aumento della resistenza della muratura, all'aumentare della resistenza del legante, non è di tipo lineare; per raddoppiare la resistenza della muratura occorre quadruplicare quella del legante.

Riguardo alla teoria sopra esposta, si vuole sottolineare il fatto che, per ogni applicazione, prove sperimentali dirette forniscono dati generalmente più sicuri e precisi. Infatti, le suddette formulazioni teoriche sono affette da limitazioni e da grossolanità nelle inevitabili approssimazioni. I difetti principali delle formulazioni per determinare la resistenza a compressione f_u riguardano le ipotesi di comportamento elastico lineare fino a rottura. Inoltre la teoria presuppone di conoscere in anticipo i valori dei moduli elastici del laterizio e della malta (E_b , E_m): questo implica la conoscenza del loro comportamento deformativo che, in generale, risulta molto difficile da studiare.

Tuttavia, quando non sia possibile effettuare test, l'utilizzo delle suddette relazioni empiriche risulta una valida alternativa a cui riferirsi. Nel caso di progettazioni e

verifiche, poi, l'incertezza del valore della resistenza della muratura sarà presa in considerazione cautelandosi con coefficienti di sicurezza ricavati dai principi probabilistici. In tale contesto si inserisce la formulazione fornita dall'Eurocodice 6 per esprimere la resistenza caratteristica della muratura, f_k :

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (2.10)$$

dove:

f_b : resistenza media a compressione del laterizio;

f_m : resistenza media a compressione della malta;

K : coefficiente che dipende dal tipo di malta, in generale $K = 0,4 \div 0,6$;

α, β : valori che dipendono dal tipo di malta, in generale

si assume $\alpha = 0,65, \beta = 0,25$.

L'introduzione di valori medi delle proprietà dei materiali, anziché valori caratteristici, risulta più cautelativo in quanto si utilizzano frattili inferiori.

2.3.3. Comportamento deformativo della muratura a compressione

Il legame $\sigma - \varepsilon$, in forma dimensionale, può essere espresso da:

$$\frac{\sigma}{f_u} = 2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^2 \quad (2.11)$$

Il grafico di Figura 2.9 è stato dedotto elaborando i risultati sperimentali di Hendry, 1981.

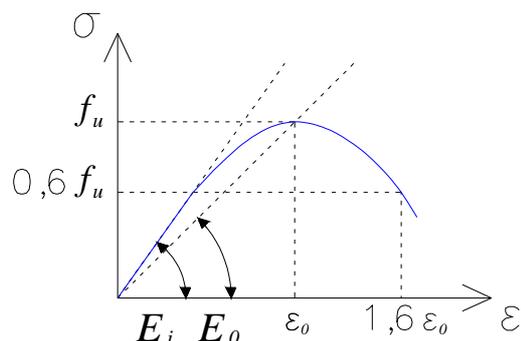


Figura 2.9 Diagramma σ - ε di un campione di muratura.

In tale diagramma si è definito con f_u la massima resistenza a compressione del provino di muratura; con ε_0 la deformazione del provino alla massima compressione, con valore, secondo prove, di $0,25 \div 0,35\%$; con E_i il modulo elastico nel tratto iniziale e con E_0 il modulo elastico o di Young alla massima compressione.

Sulla base di test sperimentali, è stato dimostrato che la formulazione 2.9 descrive in modo soddisfacente il tratto iniziale ascendente del diagramma di Figura 2.9, ma che può risultare adeguata anche per una porzione del ramo discendente post-picco, fase in cui sono presenti maggiori incertezze.

L'analisi del comportamento deformativo della muratura risulta estremamente laboriosa e affetta da aleatorietà, in particolar modo quando si cerca di determinare il valore per il modulo elastico E . E' convenzione considerare un modulo tangente alla curva σ - ε per un tratto limitato a $\sigma = 0,35 \div 0,4 f_u$. Tale modulo è riportato nel diagramma di Figura 2.9 con E_i . In assenza di misurazione sperimentale diretta, ci si può riferire ad elaborate relazioni empiriche, ricavate da vari ricercatori nel settore, le quali legano le caratteristiche di laterizio e malta alle proprietà della muratura. Queste relazioni forniscono un valore del tipo:

$$E = 500 \div 1000 f_u \quad (2.12)$$

2.3.4. Resistenza a trazione

La resistenza a trazione delle murature non si può valutare sulla base di un suo chiaro meccanismo di comportamento. In realtà, a seconda dell'angolo di inclinazione con cui si crea una lesione per trazione, varia anche la reazione a trazione della muratura stessa.

Se la sollecitazione di trazione agisce in direzione verticale si verifica la sconnessione del legante (Figura 2.10), per cui la resistenza a trazione della muratura può essere espressa come percentuale della resistenza a trazione della malta:

$$f_{wt} = \zeta \cdot f_{mt} \quad (2.13)$$

dove: $\zeta = \frac{2}{3}$ dipende fortemente dalla compattezza e dallo stato di conservazione

D'altra parte, la resistenza a trazione della muratura in direzione orizzontale dipende:

- dalla resistenza allo scorrimento tra legante e conci di muratura;
- dalla resistenza a trazione dei soli conci.

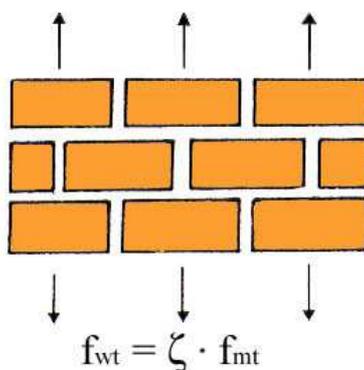


Figura 2.10 - Resistenza a trazione "verticale" della muratura.

Non si conosce come procedere al calcolo della resistenza a trazione della muratura al variare dell'angolo secondo cui agisce la tensione principale di trazione ma nel grafico di Figura 2.11 si riporta come varia la resistenza a trazione in funzione dell'angolo lungo cui si presenta la tensione principale di trazione.

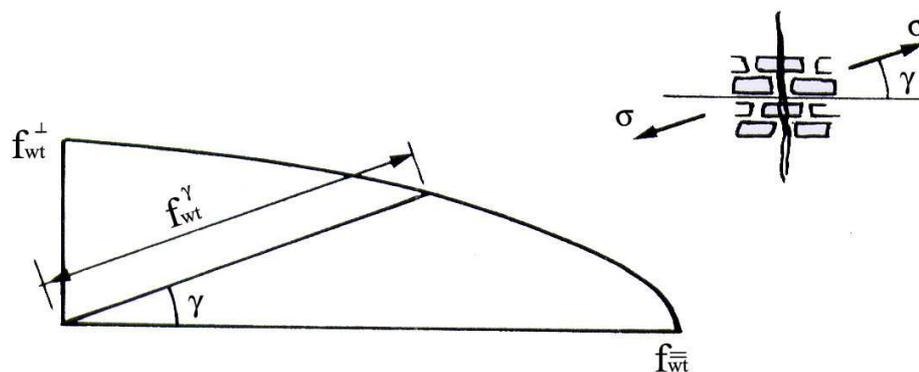


Figura 2.11 Resistenza a trazione della muratura in funzione dell'angolo γ lungo cui si presenta la tensione principale di trazione.

Nell'ipotesi che la muratura ceda quando la tensione principale di trazione raggiunge la *resistenza limite a trazione* f_{wt} della muratura stessa, prove sperimentali su pannelli murari (di buona qualità) non armata hanno dato luogo ai seguenti risultati:

resistenza a trazione (Figura 2.12 a))

$$f_{wt} = 1.30 \div 1.65 \text{ MPa} \quad (\text{Blume, 1967, Mayes et al 1975})$$

$$f_{wt} = 1.80 \div 2.25 \text{ MPa} \quad (\text{Borchelt, 1970, Mayes et al 1975});$$

resistenza a trazione (Figura 2.12 b))

$$f_{wt} = 0.90 \div 1.90 \text{ MPa} \quad (\text{Blume, 1968, Mayes et al 1975})$$

$$f_{wt} = 1.80 \div 3.70 \text{ MPa} \quad (\text{Borchelt, 1970, Mayes et al 1975}).$$

I valori di f_{wt} sopra citati, essendo dipendenti dalla qualità della malta, dal carico verticale e dal criterio di rottura che si adotta per la loro valutazione, sono da ritenersi del tutto indicativi.

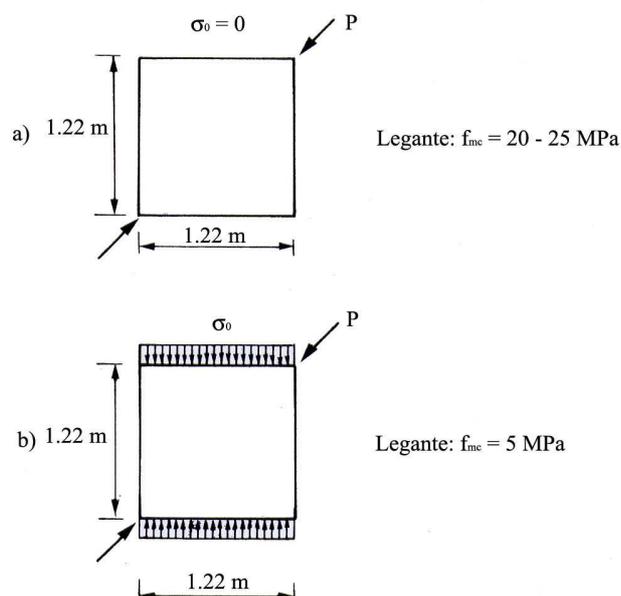


Figura 2.12 Disposizioni sperimentali per la valutazione della resistenza a trazione di muratura non armata, soggetta a compressione in direzione diagonale.

2.3.5. Stati tensionali complessi

Con questi si intendono tutte quelle combinazioni di sforzo che possono coinvolgere tutte e tre le dimensioni spaziali. Ancora più che nel caso precedente, l'anisotropia della muratura rende lo studio di questi stati tensionali alquanto oneroso.

Tuttavia, ricorrendo ai risultati ottenuti da prove sperimentali, si denota che il comportamento anisotropo della muratura può essere ricondotto, semplificando il concetto, ad un comportamento ortotropo: infatti, le proprietà della muratura variano, sostanzialmente, tra la direzione parallela ai giunti orizzontali e la direzione ortogonale, data dai giunti verticali. Inoltre, sempre dai risultati di test, è stato possibile osservare come il comportamento della muratura risulti tanto più uguale nelle varie direzioni quanto più la malta è di qualità. Questo poiché, se le proprietà meccaniche della malta si avvicinano maggiormente a quelle del laterizio, la giacitura orizzontale dei letti di malta costituisce sempre meno un punto debole della parete muraria.

Mentre per le azioni verticali che usualmente sollecitano la struttura, l'equilibrio è assicurato fin dalla costruzione, la presenza di azioni diversamente orientate richiede l'efficacia di contatti generalmente non chiamati in causa, e se questi non sono disponibili, il muro rivela una debolezza intrinseca. Risulta quindi di fondamentale importanza lo studio dell'effetto della tessitura sulla resistenza. Al riguardo si può affermare, che se lo stato di compressione nella muratura non agisce in direzione normale ai letti di malta, ovvero se lo stato di tensione non è monoassiale, la tessitura della muratura diviene un ulteriore elemento nella valutazione della resistenza a compressione. In Figura 2.13 sono indicati i diversi meccanismi di collasso al variare dell'angolo θ tra la direzione del carico ed i letti di malta (Page, 1981), come dedotti da prove sperimentali su campioni in scala 1:2. Per stati di tensione monoassiale o per stati di tensione biassiali in cui una componente di tensione è prevalente sull'altra, il collasso avviene per scorrimento lungo i giunti di malta; quando lo stato di tensione biassiale è pressoché isotropo il collasso avviene lungo un piano parallelo al piano del pannello, ovvero con una separazione del campione in due parti di spessore approssimativamente dimezzato.

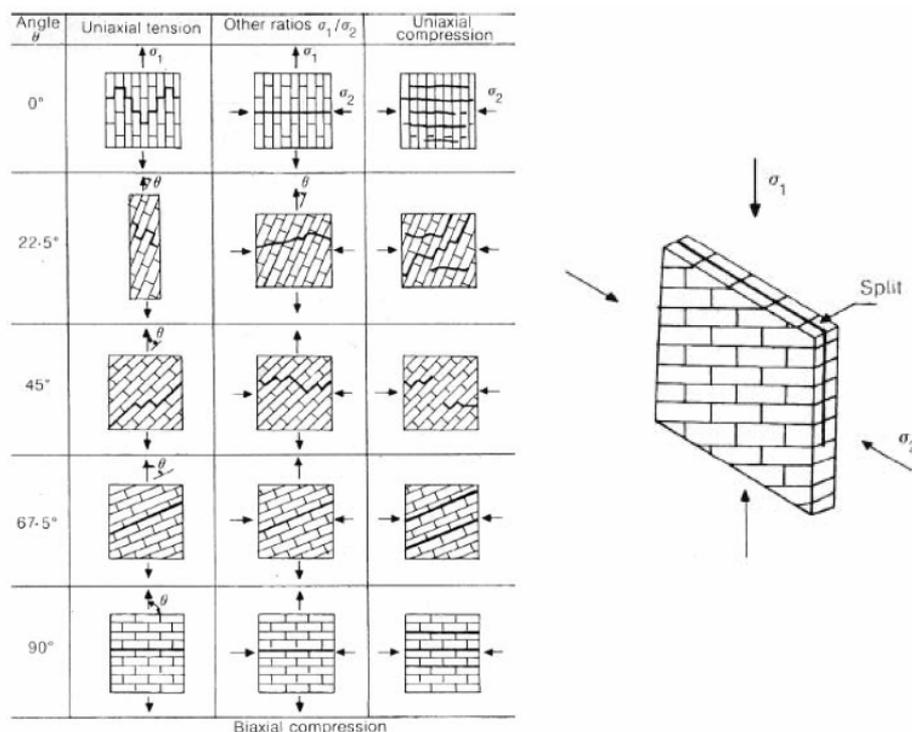


Figura 2.13 Meccanismi di collasso della muratura di mattoni pieni sottoposta a generici stati di tensione (Page, 1981).

Dalle prove sperimentali, Page ha dedotto i domini di rottura, riportati in Figura 2.14, per valori dell'orientazione θ pari a 0° , 22.5° , 45° , 67.5° e 90° .

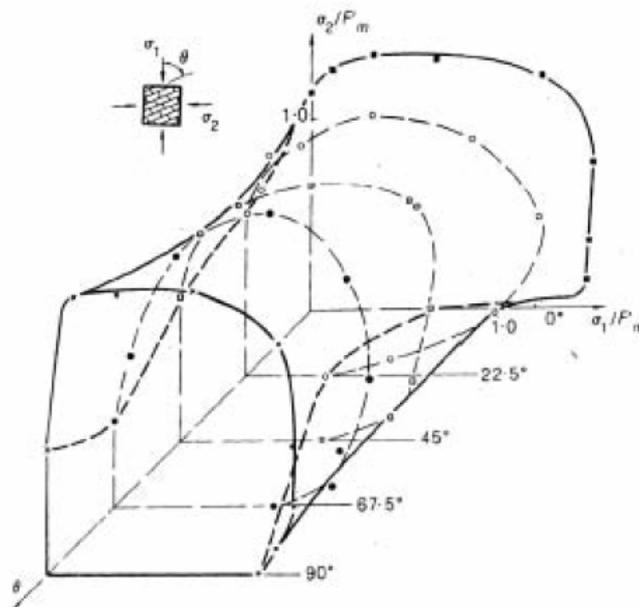


Figura 2.14 Dominio di rottura di muratura soggetta a stato di compressione biassiale in funzione dell'inclinazione θ dei letti di malta (Page, 1981).

Si osservi che il dominio limite (Figura 2.14) ritrovato sperimentalmente, presenta le stesse caratteristiche principali dei domini ottenuti per materiali fragili, in particolare quelli per il calcestruzzo. Ciò dimostra come il comportamento effettivo della muratura è tipicamente ortotropo, poiché la resistenza in direzione ortogonale ai giunti verticali di malta è molto maggiore di quella in direzione ortogonale ai letti orizzontali.

3. Ponti ad arco in muratura

3.1. Morfologia del ponte in muratura

3.1.1. Generalità

Gli elementi ad arco (o a volta) sono diffusi nel patrimonio monumentale sia come strutture singole (archi trionfali), sia come parti caratterizzanti di opere più complesse (ponti in muratura).

I ponti ad arco, elementi di grande rilevanza sotto il profilo storico e culturale per l'architettura delle infrastrutture, sono particolarmente importanti anche dal punto di vista strategico, essendo spesso ancora utilizzati per il traffico carrabile e ferroviario.

I ponti in muratura moderni, e specialmente quelli ferroviari, sono stati costruiti nell'arco di poco più di 100 anni, approssimativamente dal 1840 al 1930. Nonostante la costruzione sia collocata in un periodo di tempo piuttosto limitato, questo tipo di ponte si presenta con alcune soluzioni strutturali comuni, con alcune scelte strutturali di dettaglio e con particolari esecutivi variabili in funzione dell'epoca di costruzione, dell'area geografica e, probabilmente, anche del progettista.

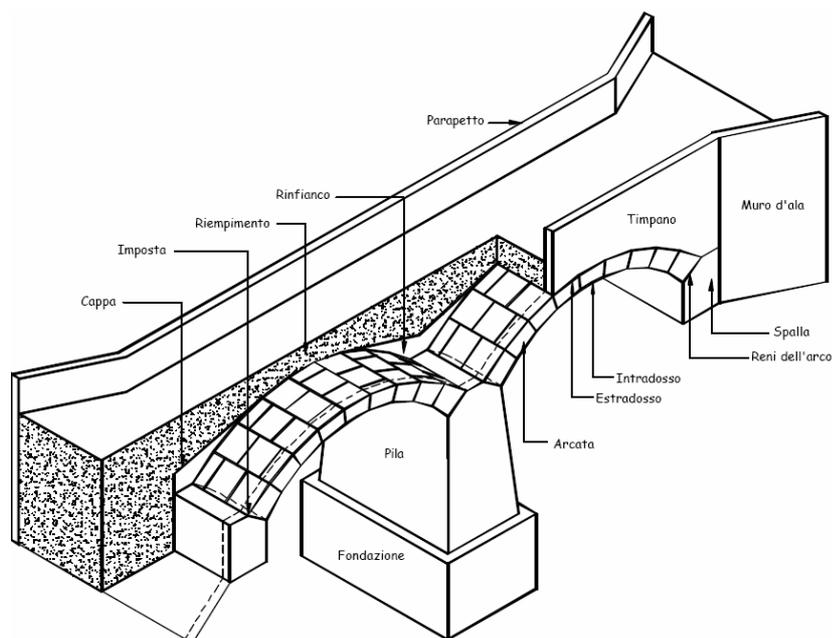


Figura 3.1 Spaccato assonometrico di un ponte in muratura a due campate uguali.

Con riferimento alla figura 3.1, le parti che costituiscono un ponte in muratura sono sinteticamente: l'arcata, che costituisce la struttura che porta il piano percorribile, le strutture di sostegno delle arcate (spalla, pila), le opere di fondazione, e gli elementi apparentemente privi di efficacia strutturale, posti al di sopra dell'arcata per fornire un piano percorribile piano (rinfianco, cappa riempimento). Il riempimento è contenuto lateralmente da due muri (timpani o muri frontali) impostati sulla parte esterna dell'arcata, figura 3.1.



Figura 3.2 Pila di viadotto, viadotto Pesio – linea Fossano–Ceva.



Figura 3.3 Pila con rostro, ponte Meletta – linea Trofarello–Cuneo.

La geometria del ponte è, in genere, fortemente condizionata dall'orografia della valle da attraversare; valli ampie, ed in genere profonde, vengono attraversate da ponti a più campate su pile alte (viadotti, figura 3.2), mentre valli ampie poco profonde richiedono ponti a più campate ma su pile basse (ponti propriamente detti, figura 3.3). Valli minori e piccoli corsi d'acqua vengono di norma attraversate con ponti a singola campata (ponti a campata singola, figura 3.4). Le opere di fondazione rappresentano la parte del ponte non visibile, per cui ogni informazione sulla consistenza delle opere di fondazione deve essere dedotta dalla bibliografia storica sulle tecniche costruttive.

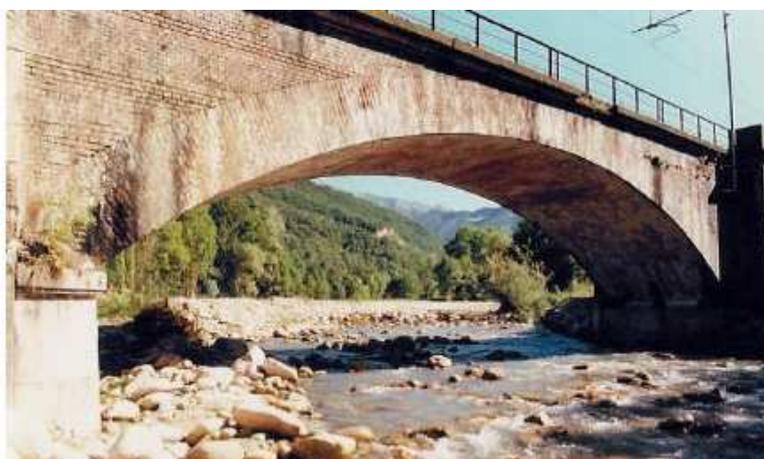


Figura 3.4 Arco a sesto ribassato - linea Cuneo-Limone, ponte Vermenagna.

3.1.2. Le arcate

La parte principale della struttura, è costituita dalle arcate (o volte). Nei ponti vengono generalmente impiegate arcate a botte, ovvero con intradosso cilindrico ed a pianta retta; invece i casi di volte con geometria non cilindrica rappresentano esempi molto rari, i ponti con volta a pianta non retta si presentano in numero piuttosto elevato in quanto l'asse della linea ferroviaria si trova spesso ad attraversare il corso d'acqua secondo un tracciato non ortogonale all'asse della valle.

Il profilo dell'intradosso è rappresentato da una superficie cilindrica con generatrice costituita da un arco di circonferenza nelle arcate con un unico centro ed a raggio

costante. Le arcate policentriche sono superfici cilindriche in cui la generatrice è formata da tre o più archi di cerchio definiti da raggi e centri differenti raccordati; questo tipo di volte, tuttavia, è piuttosto raro nella tipologia dei ponti ad arco in muratura, mentre pare essere stato di più largo uso per la realizzazione dei ponti ad arco in calcestruzzo. L'impiego così vasto delle circonferenza, in sostituzione di altre forme geometriche strutturalmente più efficienti per gli archi, come l'ellisse, è probabilmente dovuto alla semplicità costruttiva nel tracciamento e nell'esecuzione delle centine.

L'ampiezza della curva individua diverse tipologie distinte dal ribassamento, ovvero dal rapporto freccia/luce (f/l):

- arco a tutto sesto (semicircolare): $0.4 < f/l < 0.5$;
- arco ribassato (circolare, policentrico, molto raramente semiellittico), in cui si definisce: $0.11 < f/l < 0.4$;
- arco acuto o ogivale, in cui gli archi di circonferenza non sono raccordati (si tratta di una tipologia medievale e tardo medievale tipica del gotico e del neogotico): $f/l > 0.5$.

L'intradosso di una volta può essere raccordato con i paramenti delle pile (archi a tutto sesto, figura 3.2) ovvero può formare uno spigolo più o meno evidenziato da dettagli architettonici (figura 3.3) che rende evidente la separazione tra arcata e pila. Nel primo caso, per il calcolo di verifica si assume tipicamente che l'arco strutturale (la struttura resistente) abbia le reni sollevate di 30° rispetto all'orizzontale (angolo al centro di 120°); è evidente, quindi, come la classificazione di arco a tutto sesto è relativa alla geometria esterna dell'arcata, mentre l'arco strutturale è comunque un arco ribassato con rapporto $f/l = 0.29$. Questa prassi nel calcolo di verifica è motivata dalle esperienze sui ponti in muratura giunti a collasso, dei quali si rileva la conservazione di una parte dell'arcata in adiacenza alla pila, figura 3.5.



Figura 3. 5 - Posizione delle reni dell'arco strutturale (ponte di S. Agata – Genova).

L'impiego dell'arco a tutto sesto per l'intradosso delle arcate dei viadotti (figura 3.2) trova probabilmente ragioni strutturali in fase esecutiva. L'esecuzione del viadotto per avanzamenti successivi definisce alcune fasi operative in cui l'ultima arcata realizzata poggia sull'ultima pila completata senza il contrasto delle arcate successive. In questa condizione, figura 3.6, l'arco a tutto sesto, nell'accezione precisata, è la struttura meno spingente e che, quindi, induce le minime sollecitazioni flessionali nell'ultima pila.

L'arco ogivale è stato impiegato solo se esistono forti carichi concentrati in chiave, mentre per altre condizioni di carico la sua risposta è peggiore di quella di altri archi ribassati o a tutto sesto. Si tenga conto, poi, che l'arco ogivale richiede monte molto elevate per coprire la luce della campata, costringendo ad aumentare il numero di campate per rispettare le quote del piano del ferro.

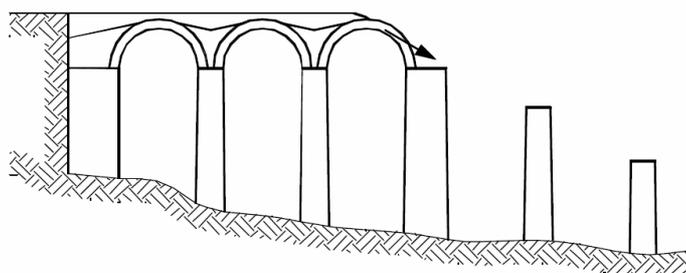


Figura 3. 6 Avanzamento della costruzione del ponte e spinte sulle pile.

Nei viadotti a più ordini le arcate degli ordini inferiori non sono vere e proprie volte in quanto hanno larghezza in genere ridotta rispetto alla larghezza della pila su cui vanno ad intestarsi. Si tratta di strutture alle volte assimilabili ad archi piuttosto larghi, altre volte ad arcate. La funzione strutturale di queste volte è quella di ridurre gli effetti flessionali sulle pile di rilevante altezza, figura 3.7.



Figura 3.7 Viadotto Stura - linea Fossano-Ceva.

3.1.3. Le strutture di sostegno delle arcate: spalle, pile e pile-spalle

Le spalle dei ponti sono, in genere, massicci muri di sostegno in muratura che, oltre ad assolvere alla funzione di sostegno del terreno, forniscono appoggio alle arcate terminali. Mentre le volte centrali di un ponte trasmettono alle pile azioni prevalentemente verticali, almeno con riferimento ai pesi propri, l'ultima arcata trasmette alla spalla anche una rilevante spinta orizzontale che deve essere sopportata adeguatamente dalla struttura della spalla. Per questo motivo le spalle sono in genere più ampie della loro parte visibile, con sezione trapezia o rettangolare, con sezione rettangolare massiccia o rettangolare con muri d'irrigidimento nella direzione dell'asse longitudinale del ponte, figura 3.8.

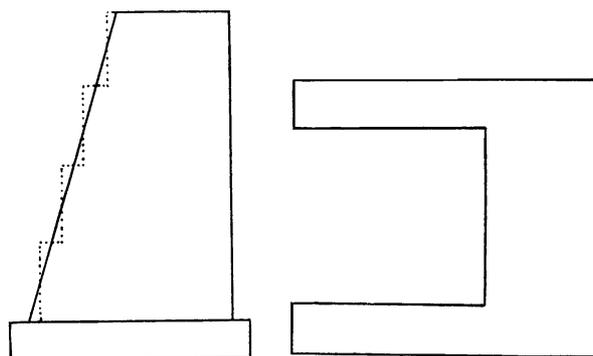


Figura 3.8 Sezione longitudinale e pianta di una spalla (Campanella,1928).

Nei ponti in cui le spalle presentano uno spessore rilevante, le spalle possono essere alleggerite mediante la realizzazione di volte interne alla spalla, talvolta visibili dall'esterno se costituiscono sottopassaggi pedonali. La realizzazione di spalle traforate, così come di pile cave, è legata all'esigenza di ridurre l'impiego di materiale. Talvolta, per una ripartizione uniforme dei carichi può essere realizzato un arco rovescio al di sotto delle volte interne in modo da non ridurre la sezione della fondazione.

La tessitura delle spalle e delle pile è a corsi orizzontali, modificati solo nella zona d'imposta per resistere alle elevate spinte trasmesse dall'arcata; per questo l'arcata viene impostata o su porzioni di muratura con tessitura diversa o, talvolta, su blocchi di pietra sagomati in modo da distribuire il più possibile le spinte della volta (volte a spessore contenuto) o su veri e propri gradoni in pietra.

Le pile, dovendo riunire esigenze statiche ed estetiche, vengono realizzate nelle forme più svariate. Esse hanno sezione orizzontale rettangolare (trapezia solo per i ponti con sviluppo planimetrico non rettilineo); le pile fondate nei corsi d'acqua possono essere provviste di rostri per ridurre la turbolenza sottovento e per deviare il materiale galleggiante trasportato dalla corrente. I paramenti delle pile possono essere verticali (ponti) o a scarpa (viadotti), sia rastremando il solo paramento esterno ovvero, nei casi di maggior impegno, rastremando entrambe le dimensioni. L'inclinazione dei lati corti è minore di quella dei lati maggiori; la legge di variazione del profilo può essere lineare o curvilinea (in particolare logaritmica).

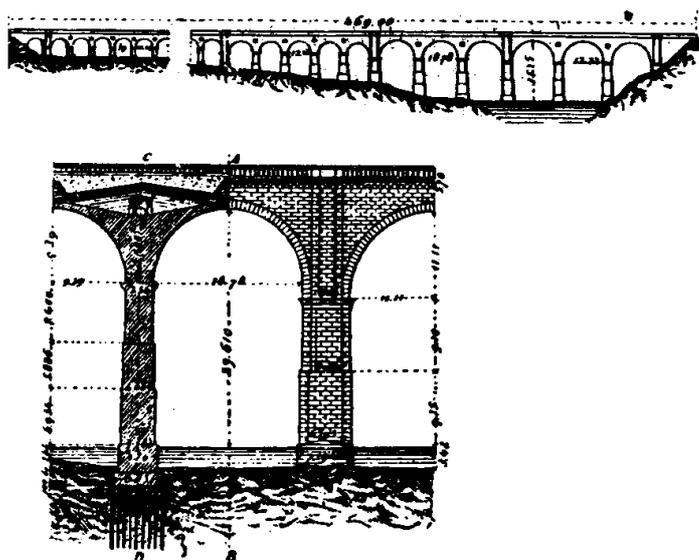


Figura 3.9 Esempio di *pila-spalla* (Campanella, 1928).

Le pile-spalle sono presenti nei ponti a più luci ogni n campate e nascono dall'esigenza di garantire la sopravvivenza almeno parziale del ponte quando dovesse crollare un'arcata. Specie nei viadotti, il crollo di un'arcata determina l'insorgere di spinte orizzontali in sommità alle pile, spinte cui la pila non può resistere. Di conseguenza è possibile un collasso in sequenza di molte pile, che si arresta quando una delle pile è in grado di equilibrare la spinta orizzontale dell'arcata residua. Questa pila deve presentare maggiore resistenza mediante un ampliamento delle sue dimensioni e costituisce quello che viene definito una pila-spalla, figura 3.9. I testi storici di *Tecnica delle Costruzioni in muratura* riferiscono della pila-spalla anche come di un modo per poter eseguire il ponte per gruppi di arcate: in questo caso l'ultima arcata realizzata poggiava su una pila in grado di sostenerne la spinta.

3.1.4. Rinfianco, cappa e riempimento

Al di sopra delle arcate, lo spazio necessario a realizzare un piano del ferro orizzontale viene colmato con due distinti materiali: in prossimità della volta, e con spessore maggiore al di sopra delle imposte e sulle pile, viene disposto il rinfianco, al di sopra del rinfianco viene collocato il riempimento, costituito da materiale sciolto o conglomerato poverissimo che porta il livello complessivo della struttura al piano viario, figura 3.1. Tra rinfianco e riempimento si ritrova la cappa che assolve la funzione d'impermeabilizzare il ponte.

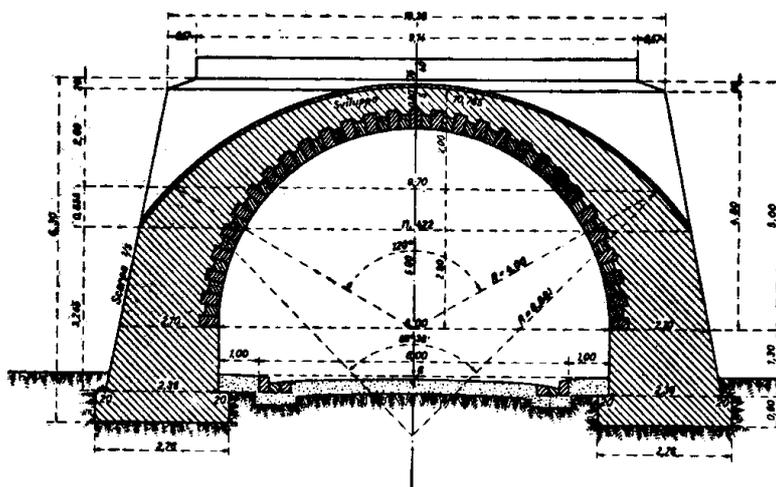


Figura 3.10 Ponte ad una arcata; geometria dei rinfianchi (Albenga, 1953).

Il rinfianco è costituito, in genere, da un conglomerato con discrete caratteristiche meccaniche, inferiori rispetto a quelle della muratura delle arcate, e di peso maggiore rispetto a quello della volta. Esso assolve due funzioni: 1) zavorrare e, quindi, stabilizzare l'arco, in particolare deviando la spinta alle imposte verso la direzione verticale; (si riducono gli effetti flessionali sulle pile); 2) costituisce un ostacolo alla formazione del meccanismo di collasso dell'arco, ed in genere è responsabile dell'innalzamento, rispetto alla posizione geometrica, della posizione delle reni. Il profilo superiore del rinfianco può essere rettilineo o, più spesso, è formato da piani inclinati in genere con pendenza di $3/11 \cong 27\%$

con la funzione di convogliare l'acqua che s'infiltra nel riempimento verso i pluviali di scarico.

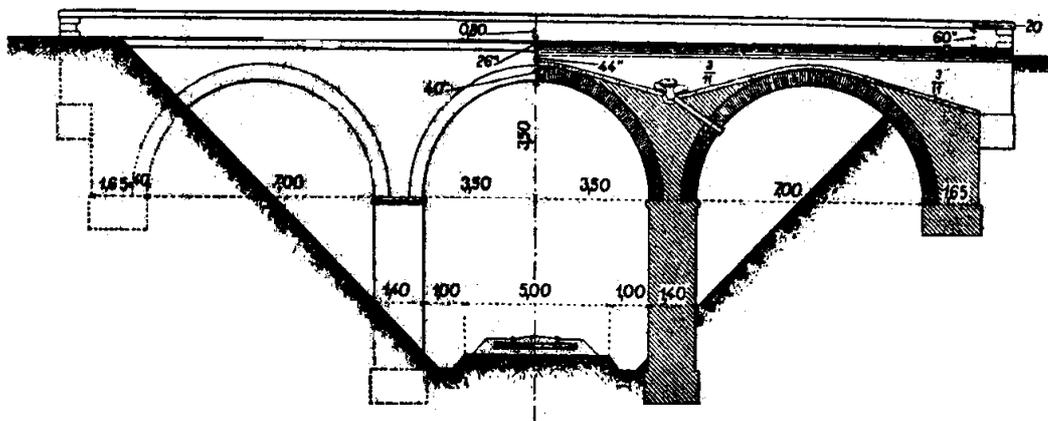


Figura 3.11 Sezione longitudinale con sistemazione della cappa (Albenga, 1953).

La cappa è formata da uno strato di materiale impermeabile posto a protezione della muratura e dei rinfianchi; in corrispondenza dei piedritti la cappa crea una canaletta di raccolta, raccordando con superfici cilindriche le diverse pendenze dei rinfianchi; la canaletta è riempita con materiale drenante (pietrisco) e da essa si dipartono, normalmente all'intradosso dell'arco, i pluviali di smaltimento, figura 3.11. Essa è costituita da 3-4 cm di malta idraulica o cementizia (con molto legante, 350 kg/m^3) preparata con sabbia grossa e ricoperta da 1,5 cm di asfalto bituminoso. Per evitare le infiltrazioni lungo i muri andatori la cappa risale, con spessore ridotto, fino sotto al cordolo di coronamento. Nei ponti ferroviari il problema dell'impermeabilizzazione è particolarmente sentito, data lo scarso impedimento all'acqua che danno la massiciata ed il riempimento.

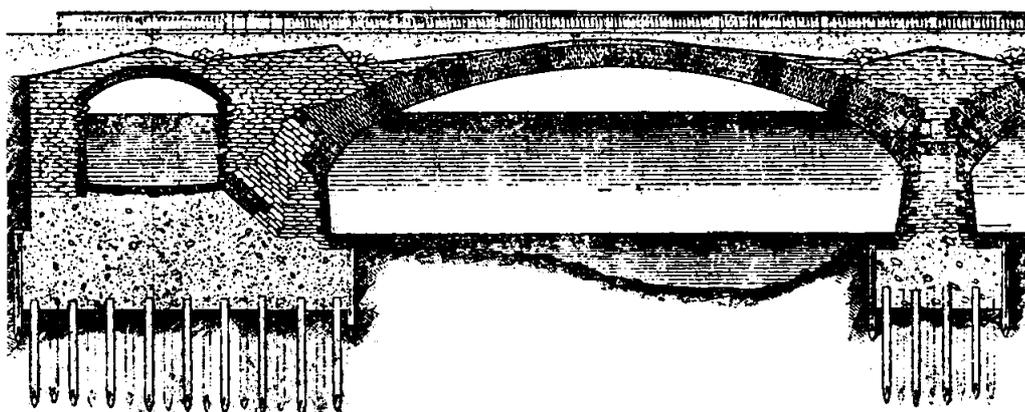


Figura 3.12 Sistemazione del riempimento (Albenga, 1953).

Il riempimento è posto al di sopra della cappa ed è contenuto lateralmente dai timpani. Poiché esso deve essere abbastanza leggero, permeabile all'acqua senza originare rigonfiamenti o disgregazioni, è in genere costituito da materiale sciolto, nei ponti ferroviari spesso da ghiaia o ballast. Nei ponti stradali, invece, si riscontrano casi di riempimento eseguito con materiale di recupero di ogni genere. Secondo prescrizioni codificate dalla tecnica costruttiva (Albenga, 1953) la altezza del riempimento tra la suola della rotaia ed il punto più alto della cappa dovrebbe essere non inferiore a 40 cm; se l'altezza della costruzione è limitata possono essere sufficienti 30 cm (linee a scartamento normale e traffico notevole), ma mai minori di 15 cm (linee secondarie a ridotto traffico) per lo strato sotto la traversina. In genere lo spessore del riempimento in chiave è pari allo spessore, in chiave, dell'arcata. Nei ponti a più arcate il riempimento viene disposto a formare dei piani di raccolta delle acque disposti secondo diverse falde, come rappresentato in figura 3.12. Nei viadotti, specie con pile di rilevante altezza, non è raro trovare il riempimento sostituito da una serie di voltine di mattoni; non è chiaro se questa tecnica sia dovuta a specifiche esigenze di cantiere (difficoltà a reperire idoneo materiale di riempimento) ovvero se si tratti di una tecnica finalizzata a ridurre il carico sull'arcata.



Figura 3.13 Muro andatorio o timpano. Si osservi il coronamento in pietra a taglio (ponte Dora - linea Torino-Milano).

3.1.5. Timpani

I muri andatori, o timpani, hanno il compito di contenere il riempimento che insiste sulla volta e sui rinfianchi, ovvero di assorbire le spinte orizzontali delle voltine di alleggerimento longitudinali. Per evitare un sovraccarico puntale alle estremità della volta, costituito dal peso dei timpani, questi sono, in genere, costituiti con murature più leggere di quelle dell'arcata e del rinfianco. Spesso, negli alti viadotti, i muri andatori presentano paramenti inclinati in prosecuzione della pendenza dei piedritti: in questo modo la via sovrastante è più stretta degli archi e delle pile; in questi casi il paramento interno è verticale, a scarpa ovvero con riseghe.

I muri andatori sono quasi sempre sovrastati da un coronamento in pietra da taglio o in mattoni a coltello, figura 3.13.

3.1.6. Le opere di fondazione

Nei ponti in muratura costituiscono in pratica un allargamento delle sezioni degli elementi strutturali: nel caso delle spalle si hanno fondazioni continue; per le pile plinti o dadi di fondazione. I materiali utilizzati possono essere gli stessi del ponte, ossia muratura, oppure calcestruzzo armato. In genere, l'appoggio su pile e spalle è attuato su rocce compatte; nel caso di terreni più scadenti, non è raro riscontrare la presenza di numerosi pali di fondazione di piccolo diametro, prevalentemente infissi (fig.3.9 e 3.12).

Un problema riguardante le fondazioni dei ponti, e specialmente quelle delle pile in alveo, è lo scalzamento. L'adozione dei rostri è necessaria per diminuire l'entità della corrosione, che si verifica sempre in corrispondenza delle pile. Infatti, nella parte a monte della pila la corrente liquida si restringe in una sezione contratta alquanto minore di quella netta: la velocità dell'acqua aumenta e si hanno corrosioni del fondo. Subito dopo la pila, la sezione si allarga e i materiali asportati dal fondo si depositano. I rostri triangolari o semicircolari a monte, diminuiscono l'entità di queste corrosioni e per questo sono adottati nella quasi totalità delle volte. Per rimediare allo scalzamento, o anche per prevenirlo, sono talvolta opportune delle gettate di protezione, che vanno spinte a grande profondità ma non debbono sporgere dal letto del fiume perché, in tal caso, diminuirebbero ancora la sezione liquida causando nuove corrosioni. Errato è il voler proteggere il fondo con una gettata di calcestruzzo o con un ammattonato in superficie perché, dove questo termina a valle, si forma un piccolo gradino, poi un salto che è origine di pericolose corrosioni a valle. Si può dire che se gli scalzamenti a monte sono naturali, quelli per corrosione a valle sono dovuti ad una cattiva interpretazione del problema da parte del progettista.

3.2. I materiali

L'analisi della risposta di strutture murarie inizia a trovare il primo ostacolo concettuale già nella definizione dei parametri meccanici che descrivano adeguatamente la risposta globale della muratura che è, come ben noto, un materiale essenzialmente anisotropo con direzioni di scorrimento preferenziali. Per le murature esistenti si pone l'ulteriore difficoltà di conoscere o stimare la consistenza della malta o dei mattoni impiegati per la costruzione: la mancanza di standardizzazione, l'approvvigionamento da fornaci locali, con modelli produttivi dipendenti dalla qualità della materia prime reperibile in loco e le abitudini esecutive locali, introducono ulteriori incertezze. Per tale motivo, si procede a una sintetica analisi dei materiali impiegati per la costruzione dei ponti in muratura, sia di mattoni che di pietra, come emerge dai testi storici disponibili. Nei ponti in muratura vengono utilizzati materiali differenti per realizzare le diverse parti strutturali, al fine di riuscire a assolvere ad esigenze sia di tipo statico (maggiore resistenza nelle strutture più sollecitate, maggiore leggerezza nelle parti secondarie), sia di natura economica. In generale è possibile eseguire una classificazione dei materiali usati per ciascun elemento strutturale:

- *Arcate, timpani, spalle, pile*: muratura di mattoni o di blocchi di pietra squadrata, conglomerato povero di legante ma con discrete caratteristiche meccaniche.
- *Riempimento*: materiale incoerente (ad esempio terra, materiale di risulta dallo scavo di gallerie e di fondazioni) oppure, per ridurre la spinta sui timpani, pietrame a secco, pietrisco minuto, ghiaia o ballast, più raramente calcestruzzo magro di pozzolana (una parte di calce, nove o dieci di sabbia). Molto raro è l'impiego di calcestruzzo, in quanto non economico e molto pesante.
- *Cappa*: può essere semplice, nel caso sia costituita da 4-5 cm di malta cementizia formata con sabbia grossa e molto ricca di agglomerante (oppure in calcestruzzo con ghiaietta minuta, del diametro minore di 15 mm, di 10-12 cm di spessore); viene detta doppia quando formata da uno strato di 7-8 cm di calcestruzzo e di 4-5 cm di malta. La cappa non deve fendersi, né durante la costruzione, né per movimenti

dell'arcata dovuti al carico e alle variazioni termiche; di solito viene costruita solo dopo il completo assestamento della volta. Ai lati, deve essere risvoltata per impedire infiltrazioni presso i muri di testa. Spesso è protetta superiormente da un ulteriore strato impermeabile di 1-2 cm di mastice di asfalto e sabbia, che a sua volta va presidiato con una controcappa di calcestruzzo magro.

Le murature dei ponti sono di due tipi: muratura litoide, ovvero realizzata con blocchi di pietra squadrata o mattoni. Il secondo tipo di muratura è quello più impiegato con la variante a sacco, in cui il paramento esterno viene realizzato con muratura di mattoni mentre il nucleo interno viene riempito o con un conglomerato di mediocri caratteristiche meccaniche, oppure con materiale sciolto. Tipico esempio di questo tipo di muratura sono le pile dei ponti e dei viadotti, al cui interno si trova talora un conglomerato povero o il materiale di risulta proveniente dallo scavo di gallerie.

3.2.1. Principali tipi di muratura utilizzati nei ponti

Nel seguito si riporta un elenco dei tipi di muratura più diffusi nella costruzione dei ponti, con le relative descrizioni delle principali caratteristiche.

- *Muratura in pietra da taglio*: i conci sono piani e regolari su tutte le facce per assicurare ampie superfici di contatto; hanno dimensioni e geometria definiti sulla base di specifici criteri stereometrici. I giunti sono spesso a secco e, talvolta, interposta una lamina di piombo tra due conci successivi in modo da correggere modesti disallineamenti ed evitare concentrazioni di tensione. Questo tipo di muratura viene impiegata per l'intera arcata e solamente per opere monumentali.
- *Muratura in pietrame*: la lavorazione dei cunei è meno accurata, perché si fa affidamento alla capacità legante della malta; può essere a blocchi di pietra sbazzata o con giunti prevalentemente orizzontali quando i paramenti sono in vista. Nella volta i giunti sono radiali e la lavorazione è sempre a cuneo con angoli diedri a spigoli ortogonali all'intradosso (come nelle murature in pietra da taglio), per

consentire di realizzare dei giunti di malta di spessore costante o approssimativamente costante. Nei rinfianchi, nel corpo delle pile e delle spalle, la muratura può essere costituita da blocchi più piccoli e meno pregiati.

- *Muratura di laterizio*: i mattoni sono disposti in modo analogo ai conci di pietrame, ma la muratura che ne risulta è sostanzialmente diversa, in quanto legata alla forma prismatica dei mattoni. In particolare, lo spessore del giunto di malta dell'arcata non è di spessore costante. La presa e l'indurimento non sono uniformi, in quanto procedono a partire dall'esterno; maggiore omogeneità di presa si realizza nelle arcate, a strati che, però, presentano altri inconvenienti strutturali. La risposta della muratura risente della deformabilità differenziata dei giunti. I vantaggi di questo tipo di muratura sono la leggerezza, il basso costo e la facilità di posa in opera.

- *Muratura a sacco*: nella realizzazione dei ponti ad arco, la muratura a sacco trova più spazio di quanto si potrebbe supporre. Le pile non sempre sono costituite da muratura massiccia: a volte sono formate da un paramento esterno di muratura di mattoni o di pietra (con spessore variabile in funzione dell'altezza della pila) e da un nucleo interno lasciato vuoto oppure riempito con materiale incoerente o con conglomerato povero.

- *Muratura a secco*: d'impiego molto raro nei ponti in muratura, viene utilizzata per le parti non resistenti, in sostituzione del materiale incoerente del riempimento.

3.2.2. I componenti

La muratura può essere costituita da blocchi lapidei o mattoni in laterizio ed eventualmente dal legante, ossia la malta.

- *I blocchi di pietra*: le pietre hanno, in genere, caratteristiche meccaniche uniformi, sono resistenti al degrado e offrono buona aderenza alle malte. I processi di degrado delle pietre sono dovuti al dilavamento dei minerali da parte delle acque meteoriche, all'azione dei cicli di gelo e disgelo, alle

coazioni termiche, all'attacco di sostanze organiche e non organiche presenti nell'ambiente.

- *I mattoni*: un laterizio ottimale dovrebbe essere privo di impurità, presentare grana fine e uniforme, facce piane, prive di cricche, ma dotate di una certa scabrezza. Le dimensioni dei laterizi variano molto a seconda della zona in cui sono realizzati, della materia prima disponibile e della tecnologia dell'epoca.
- *La malta*: le malte impiegate nella costruzione delle murature da ponte dovevano presentare i requisiti principali di buona lavorabilità e buona resistenza meccanica. Sono realizzate con sabbia di fiume e calce; malte bastarde di calce e cemento sono state impiegate solo a partire dal secolo scorso. Le malte dei giunti sono un punto di debolezza della muratura, a causa degli agenti atmosferici che spesso riescono a dilavarli per profondità di diversi centimetri; in questi casi lo spessore strutturale della muratura viene profondamente ridotto. Per strutture massicce, il processo di maturazione e di presa della malta è disomogeneo nel corpo della muratura, a causa della difficoltà di evaporazione dell' acqua nelle parti più profonde. Questa circostanza produce stati di coazione nella muratura che ne abbassano la resistenza, come ben sapevano i progettisti del passato; per strutture massicce veniva pertanto prescritta una precisa sequenza esecutiva, tale da mantenere i diversi corsi di malta esposti all'aria per un tempo sufficiente a far esaurire la massima parte del processo d'indurimento.

3.3. Cenni sulle regole di progetto e verifica

Fino al XIX secolo il dimensionamento secondo regole geometriche fu il criterio più seguito per la costruzione di ponti, fondato sulla convinzione che strutture geometricamente simili dovessero avere le stesse proprietà statiche. Basandosi su questo concetto, numerosi trattatisti definirono la figura delle volte e le proporzioni tra gli elementi, in modo che rispondessero ai caratteri stilistici della tradizione classica, senza alcun riferimento alla statica.

Successivamente, la maggior parte dei metodi di progetto, sviluppati in particolare nel XIX secolo, fu finalizzata alla verifica della stabilità del ponte. In fase di progetto era necessario il ricorso a regole che consentissero di stabilire preventivamente le dimensioni delle diverse parti dell'opera, in modo che esse si avvicinassero quanto meglio possibile a quelle effettivamente richieste per la stabilità della costruzione. La ricerca di un metodo di validità generale avrebbe dovuto tenere conto di tutte le variabili interessate nella progettazione di un ponte, vale a dire la luce dell'arcata, il profilo dell'intradosso, la resistenza del materiale impiegato nella costruzione, l'entità e la ripartizione dei carichi. Ovviamente una procedura contenente tutti questi elementi sarebbe stata eccessivamente complicata; pertanto, vennero definite varie regole, in cui venivano di volta in volta considerati solo alcuni degli aspetti citati. Frequentemente, nei trattati, furono inserite tavole di proporzionamento delle principali parti del ponte, seguite dalla raccomandazione che il loro uso fosse limitato alla determinazione, in prima approssimazione, della geometria dell'arco, alla quale doveva necessariamente seguire uno studio più approfondito sulla stabilità dell'opera.

Specialmente nel XX secolo si ebbe, invece, l'introduzione di concetti ingegneristici nella costruzione dell'opera: al dimensionamento, infatti, seguiva una verifica, finalizzata all'ottimizzazione delle dimensioni.

4. Indagine conoscitiva e modellazione strutturale

4.1. Generalità

La conoscenza della costruzione storica in muratura è un presupposto fondamentale sia ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica attuale sia per la scelta di un efficace intervento di miglioramento. Le problematiche sono quelle comuni a tutti gli edifici esistenti, anche se nel caso del patrimonio culturale, data la sua rilevanza, è ancora più critica l'impossibilità di conoscere i dati caratterizzanti originariamente la struttura, le modifiche intercorse nel tempo dovute ai fenomeni di danneggiamento derivanti dalle trasformazioni antropiche, dall'invecchiamento dei materiali e dagli eventi calamitosi; inoltre, l'esecuzione di una completa campagna di indagini può risultare troppo invasiva sulla struttura stessa.

Si ha pertanto la necessità di affinare tecniche di analisi ed interpretazione dei manufatti storici mediante fasi conoscitive dal diverso grado di attendibilità, anche in relazione al loro impatto. La conoscenza può infatti essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche, e delle indagini sperimentali.

Lo studio delle caratteristiche della struttura è teso alla definizione di un modello interpretativo che consenta, nelle diverse fasi della sua calibrazione, sia un'interpretazione qualitativa del funzionamento strutturale, sia l'analisi strutturale per una valutazione quantitativa. Il grado di attendibilità del modello sarà strettamente legato al livello di approfondimento ed ai dati disponibili.

Il percorso della conoscenza può essere ricondotto alle seguenti attività:

- l'identificazione della costruzione, la sua localizzazione in relazione a particolari aree a rischio, ed il rapporto della stessa con il contesto circostante: l'analisi consiste in un primo rilievo schematico del manufatto e

nell'identificazione di eventuali elementi di pregio che possono condizionare il livello di rischio;

- il rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, compresi gli eventuali fenomeni fessurativi e deformativi;
- l'individuazione della evoluzione della struttura, intesa come sequenza delle fasi di trasformazione edilizia, dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale;
- l'individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accezione materica e costruttiva, con una particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi ed alla connessione tra gli elementi;
- l'identificazione dei materiali, del loro stato di degrado, delle loro proprietà meccaniche;
- la conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, con riferimento anche alle variazioni avvenute nel tempo ed ai relativi dissesti.

4.2. Identificazione della costruzione

L'oggetto di studio è un ponte ad arco in muratura di pietra, situato nel comune di San Marcello Pistoiese (PT); esso scavalca il fiume Lima, permettendo il collegamento con il paese di Lizzano.

La struttura del manufatto è caratterizzata da tre arcate, di cui l'arcata centrale ha luce pari a 21,5 m e quelle laterali pari a 8m.

Le caratteristiche tipologiche e formali vengono mostrate nelle Figure 4.1 e 4.2.



Figura 4.1 Vista del ponte.



Figura 4.2 Particolare dell'intradosso dell'arco centrale.

4.3. Rilievo geometrico

La documentazione storica attualmente a disposizione, riguardante il ponte in esame, risulta essere particolarmente carente per quanto riguarda disegni ed elaborati grafici. Pertanto, l'unico modo che si è reso utile per poter comprendere meglio la geometria e le caratteristiche dimensionali degli elementi strutturali, è stata l'analisi accurata delle quantità di provviste di materiale annotate sul libretto delle misure.

Naturalmente, e come accade il più delle volte, tale documento è mancante di alcune pagine; è stato comunque possibile colmare eventuali incompletezze con l'esame delle indicazioni e delle regole "dell'arte" riportate nei testi dell'epoca per la tipologia di ponte in questione.

Le principali caratteristiche geometriche dell'opera in esame sono riportate in tabella 4.1 e nelle Figure 4.3 e 4.4.

CARATTERISTICHE GENERALI		
Lunghezza totale ponte		72.5 m
Larghezza		5.80 m
Altezza totale fino al piano stradale		23.25 m
Altezza parapetto		1.00 m
Numero arcate		3
PILE		
Larghezza		5.80 m
Lunghezza		7.20 m
Altezza fino all'imposta arco centrale		10.0 m
ARCO CENTRALE		
Luce		21.5 m
Monta		10.75 m
Spessore arco in mattoni	Alle imposte	2.20 m
	In chiave	0.90 m
Spessore armille in pietra		0.30 m
Totale spessore arco	Alle imposte	2.50 m
	In chiave	1.20 m
Profondità del riempimento in chiave		1.30 m
ARCHETTI LATERALI		
Luce		8.00 m
Monta		4.00 m
Spessore arco in mattoni		0.40 m
Spessore armille in pietra		0.20 m
Totale spessore arco		0.60 m
Profondità del riempimento in chiave		1.90 m

Tabella. 4.1: Caratteristiche geometriche principali del ponte e degli elementi strutturali.

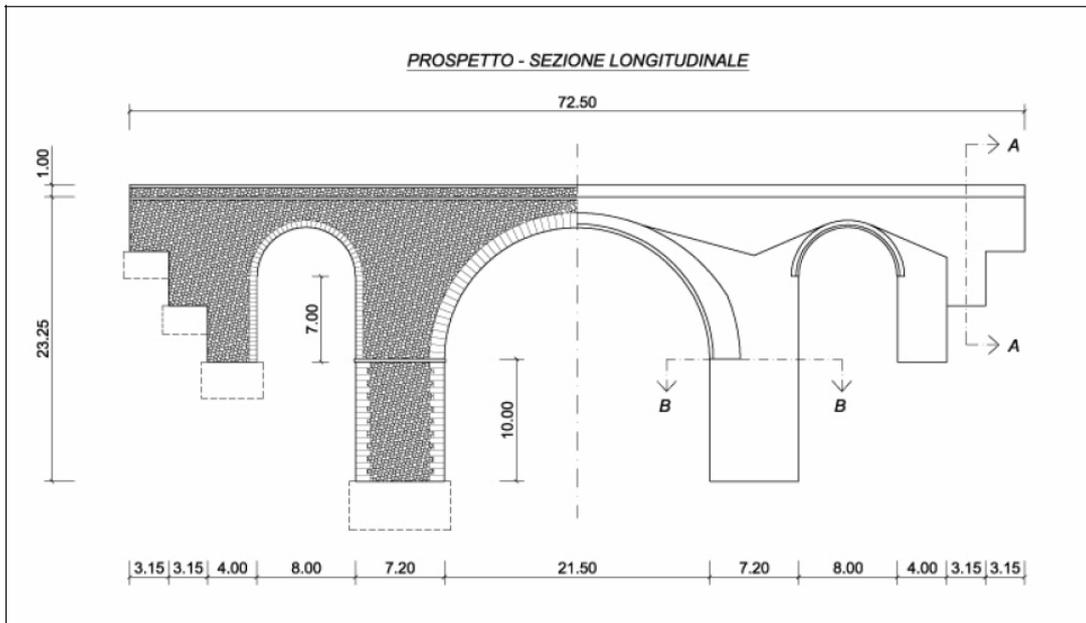


Figura 4.3 Prospetto e sezione longitudinale.

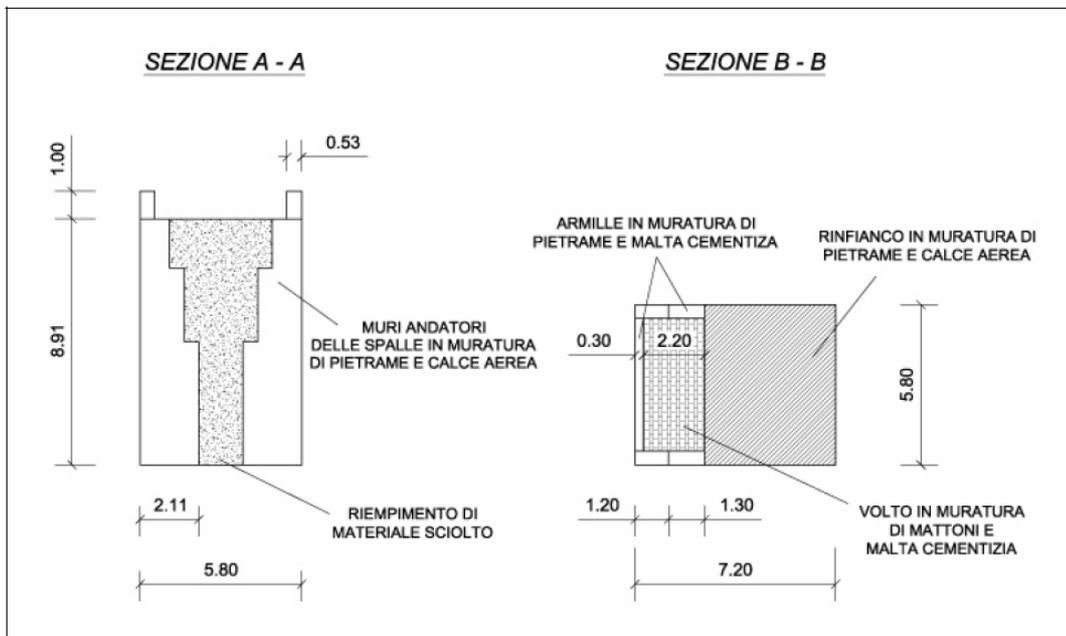


Figura 4.4 Sezioni e individuazione degli elementi strutturali.

4.4. Analisi storica degli eventi e degli interventi subiti

Dalla documentazione risalente al 1945, riscontrata negli archivi del Genio Civile, si è potuto comprendere che l'opera in esame è il risultato di una ricostruzione avvenuta alla fine della seconda guerra mondiale. Il ponte preesistente, distrutto dai tedeschi durante lo svolgimento della loro ritirata dalla Toscana, era ad arco ribassato, della luce di 21.5 m con una carreggiata di 3 m. Nella realizzazione di quello nuovo, si cercò di eseguire un manufatto in grado di soddisfare le esigenze del traffico di allora, prevedendo una carreggiata di 5 m, un volto a tutto sesto e un piano portante più rialzato.

L'ultimazione del ponte, inizialmente prevista per il 1946, avvenne l'anno successivo per un'improvvisa sospensione dei lavori in corso d'opera, a causa di una frana di un fronte di scavo, dovuta alle abbondanti precipitazioni.



Figura 4.5 Stemma in pietra del Comune sul parapetto del ponte.

4.5. Il rilievo materico costruttivo e lo stato di conservazione

La scelta dei materiali, da quanto emerge dalle carte a disposizione, è stata eseguita sulla base delle possibilità dei rifornimenti offerti dalla località; risulta anche che sia stata effettuata una cernita del materiale riutilizzabile, tra quello proveniente dalle macerie del crollo del ponte preesistente.

L'opera è costituita da muratura in pietra (arenaria dura, Figura 4.6) a conci convenientemente regolarizzati per gli elementi in vista, e semplicemente regolarizzati a cuneo per quelli interni; è murata nel primo caso con malta cementizia al 400/m³ e nel secondo caso con malta di calce aerea.



Figura 4.6 Campione della pietra costituente la muratura del ponte.



Figura 4.7 Particolare delle armille e della tessitura della muratura di pietrame.

Tutte le facce a vista del ponte sono caratterizzate da listatura e stuccatura dei giunti a cemento, Figura 4.7, cosicché risulta assai difficile effettuare indagini precise sulla malta utilizzata per le murature più interne, non potendo eseguire demolizioni o saggi profondi.

La muratura di pile (che non si trovano in alveo), spalle, timpani e parapetti è di pietrame accapezzato e malta di calce aerea (o calce cementizia al $400/m^3$ per le parti esterne).

Dal libretto delle misure compilato dall'impresa, riportante l'indicazione accurata di lavori e provviste, si riesce a constatare che le pile risultano essere totalmente piene e che il rinfiacco è in muratura di pietrame ben accapezzato, guazzante in malta di calce comune.

Un documento dell'aprile 1946 indica che, sul punto di dare in consegna la costruzione del ponte alla ditta aggiudicataria, si resero necessarie alcune varianti; in particolare, si prescrisse l'uso, per l'anima del ponte, di murature di mattoni anziché quella di pietrame prevista per il resto dell'opera, al fine di evitare la sospensione del lavoro nella fornace del paese, in un momento in cui imperversava la piaga della disoccupazione. La muratura del volto risulta, quindi, in mattoni e malta cementizia al $400/m^3$ per lo scheletro interno, in pietra da taglio in conci rifiniti "alla puntazza" per gli elementi in vista nell'intradosso e le armille. Queste ultime, sono ancorate all'arco (che è a tutto sesto) per mezzo di ferri tondi acciaioli $\phi 20$ per gli archetti sussidiari e $\phi 30$ per l'arco centrale.

La cappa del volto è costituita da una gettata di calcestruzzo cementizio, dello spessore di 7 cm, compresa la rifinitura della superficie superiore con intonaco cementizio.

Il riempimento è dato dal riporto di terre tra i timpani (muri andatori di valle e monte), con materiale proveniente dagli scavi di splateamento e fondazione o da cave di prestito.

La massiciata stradale è dello spessore di 25 cm e consiste in sassi forti, accomodati a mano e comprende un ricarico con pietrisco arenario, per lo spessore medio di 7 cm, per la regolarizzazione del piano di posa del manto bituminoso.

4.6. Terreno e fondazioni

L'appoggio di pile e spalle è attuato su rocce stratificate compatte di elevata portanza (Figura 4.8).

Sulla base della documentazione disponibile, è possibile capire che alcune porzioni del ponte appartengono a quello costruito precedentemente: durante la costruzione sono state eseguite demolizioni di gran parte delle vecchie murature ma, allo stesso tempo, ne sono state fatte rimanere in opera altre porzioni. Quest'ultimo aspetto riguarda soprattutto le fondazioni, delle quali risulta pertanto difficile risalire alla loro esatta morfologia. Molto probabilmente, si è costruito per gran parte su quelle preesistenti, costituite da plinti in cemento armato; sono comunque state realizzate ex novo alcune strutture di fondazione (soprattutto per le spalle) ma, l'assenza di elaborati grafici, non permette di poterne definire esattamente le caratteristiche dimensionali.



Figura 4.8 Vista del ponte e degli strati superficiali di rocce.

4.7. La caratterizzazione meccanica dei materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti sono state identificate in modo indiretto con prove dinamiche in sito e integrate con prove distruttive su campioni di pietra in laboratorio.

4.7.1. Prove di laboratorio

Durante un sopralluogo in sito, sono stati prelevati 2 campioni della pietra costituente la muratura. Per mezzo della lavorazione con un carotiere a corona diamantata, da tali campioni sono stati ottenuti sette provini cilindrici di varie dimensioni, (fig. 4.9).



Figura 4.9 Provini cilindrici sottoposti alle prove.

I provini ottenuti sono stati misurati e pesati al fine di determinarne la densità e sottoposti in seguito a prove distruttive per la determinazione della resistenza a compressione e a trazione indiretta presso i Laboratori del Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara. Sono state eseguite anche misure di modulo elastico.

4.7.1.1. Apparecchiature e modalità delle prove

I provini dapprima sono stati pesati e, successivamente, sono state rilevate le caratteristiche geometriche e dimensionali, attraverso un calibro centesimale con lettura al nonio. Poiché le lavorazioni dei campioni e la conseguente preparazione delle carote conducono inevitabilmente a difetti di planarità e ortogonalità tra le facce, questi sono stati rilevati mediante l' ausilio di una squadra di acciaio e di spessimetri, ossia sottili lamine di spessore noto (la massima precisione, equivalente alla più sottile lamina disponibile, è dell' ordine di cinque centesimi di millimetro).

Successivamente le carote sono state classificate in base al tipo di prova a cui essere sottoposte:

- prova di compressione (provini C1, C2, C3);
- prova di compressione con determinazione del modulo di elasticità (provino M1);
- Prova brasiliana (provini B1, B2, B3).





Figura 4.10 Prove di laboratorio: a) compressione; b) compressione con determinazione del modulo; c) trazione indiretta (brasiliana).

4.7.1.2. Prova di compressione

La prova di compressione consiste nel caricare uniformemente il provino in compressione e registrare, quindi, il massimo valore di carico F_{max} . Il macchinario applica il carico al provino in modo tale che, attraverso le superfici caricate, gli spostamenti siano uniformi; il provino deve essere centrato nella cella di carico assicurandosi che le basi permettano un contatto uniforme con le piastre della pressa. La norma *UNI EN 772-1:2002* ("Metodi di prova per elementi di muratura - Determinazione della resistenza a compressione") prevede che, nel caso l'altezza dei campioni sia minore di 40 mm, o il rapporto fra altezza e larghezza risulti inferiore a 0.4, la prova di compressione debba essere eseguita interponendo uno strato di materiale idoneo a ridurre l'attrito, fra le piastre ed il provino, per ridurre l'effetto di confinamento dato dalle piastre stesse. Nel caso in questione, poiché i provini C1, C2 e C3 risultavano tozzi, è stato disposto un sottile strato di talco.

Il carico deve essere fornito a passi sulla base del carico di rottura; in sito, attraverso la determinazione dell'indice sclerometrico, era stata stimata una resistenza vicina a 50 MPa. Sulla base di questo valore, attraverso il prospetto 2 della *UNI EN 772-1:2002*, vengono determinati gli incrementi di carico da adottare nella prova. Nel caso in questione risulterebbe una velocità di carico di 0.6 MPa; poiché tale valore risulta inferiore a quello minimo programmabile (pari a 1.5 MPa/sec), la velocità è stata ridotta per mezzo di un regolatore potenziometrico manuale, in dotazione alla macchina.

L'applicazione del carico avviene quindi incrementando il carico fino alla rottura; il tempo della prova dipende dalla resistenza del provino.

La resistenza a compressione di ciascun campione viene ottenuta, infine, dividendo il carico massimo realizzato per l'area caricata, approssimando il risultato a 0,1 MPa.

4.7.1.3. Determinazione del modulo di elasticità

Il provino più snello (M1) è stato sottoposto ad una prova di compressione con determinazione del modulo di elasticità E ; a tal fine, sono stati utilizzati dei comparatori centesimali di spostamento del tipo a quadrante con movimento montato

su rubini, con sensibilità pari a 0.01 mm e portata di 10 mm. I comparatori di spostamento sono stati disposti come mostrato in Fig. 4.10 b): il primo ha misurato la deformazione del provino, ossia la variazione di distanza tra i due piatti; il secondo ha avuto il compito di valutare l'eventuale deformazione della pressa (calcolata in riferimento ad una distanza iniziale tra i due contrasti di 460 mm), effettuando un controllo necessario ai fini di una maggiore precisione dei risultati.

In questo tipo di prova il carico viene applicato attraverso diversi incrementi, al termine dei quali la forza di compressione va tenuta costante per un intervallo di tempo di 1 min. per determinare gli spostamenti; il procedimento viene ripetuto fino al raggiungimento della rottura.

Il modulo di elasticità è calcolato come modulo secante in corrispondenza di 1/3 della resistenza.

4.7.1.4. Prova brasiliana

Nella prova brasiliana (*splittig test*), il provino cilindrico viene posato orizzontalmente tra le due piastre di carico della pressa e sottoposto ad una forza di compressione, applicata ad una zona ristretta per tutta la lunghezza del provino. La risultante forza di trazione ortogonale provoca la rottura a trazione, caratterizzata tipicamente dalla formazione di una fessura nel piano verticale diametrale. La normativa di riferimento è la *UNI EN 12390-6:2002*, nonostante essa sia riferita al calcestruzzo; nella stessa, viene evidenziato come l'effetto della dimensione dei cilindri non sia significativo. Particolare attenzione occorre prestare nella centratura e nella disposizione dei listelli di serraggio, che possono essere in legno duro o, come nel caso in questione, in alluminio. Le superfici laterali devono essere regolarizzate nelle zone di appoggio, in modo che il contatto tra provino e listelli sia continuo su tutta la superficie.

La resistenza a trazione indiretta è data dalla formula:

$$f_t = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot d} \quad (4.1)$$

In cui F è il carico massimo, L la lunghezza della linea di contatto del provino e d il diametro della sezione.

4.7.1.5. Risultati delle prove

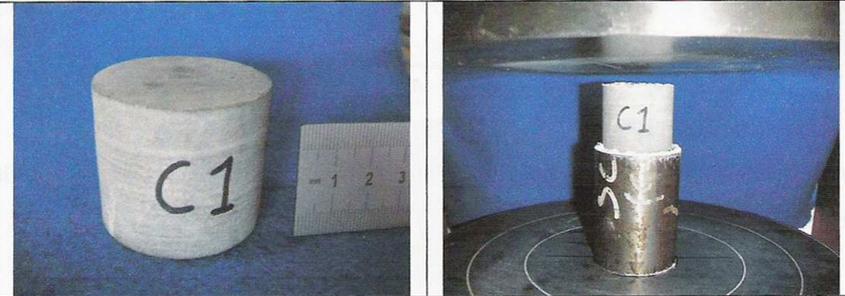
		
Caratteristiche geometriche e dimensionali		
<i>Peso provino</i>		
	152 g	
<i>Diametro misurato</i>		
	43.6 mm	
<i>Altezza misurata</i>		
	39.2 mm	
<i>Difetto di planarità</i>	<i>Faccia superiore</i>	0.1 mm
	<i>Faccia inferiore</i>	0.05 mm
	<i>Faccia laterale</i>	0.05 mm
<i>Dif. di perpendicolarità</i>		
	0.05 mm	
Risultati ottenuti dalla prova di laboratorio		
<i>Carico (kN)</i>	<i>Tempo (sec)</i>	
10	0	
20	21	
40	47	
50	52	
60	66	
70	75	
80	83	
100	97	
130	120	
149.8	ROTTURA	
Elaborazione dei dati sperimentali		
<i>Resistenza a compressione</i>	100.3 MPa	
		

Tabella 4.2 Prova di compressione – provino C1.

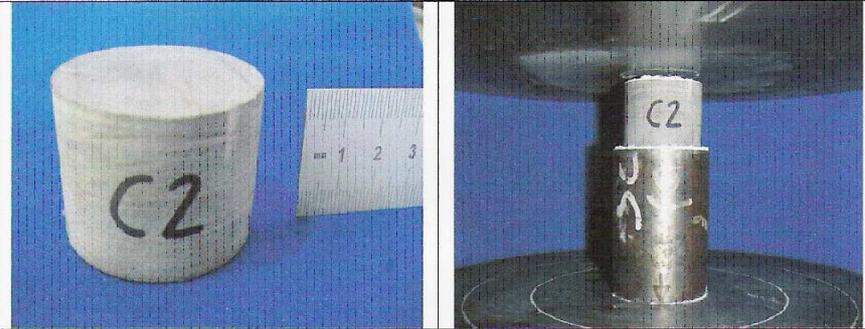
		
Caratteristiche geometriche e dimensionali		
<i>Peso provino</i>	134 g	
<i>Diametro misurato</i>	43.6 mm	
<i>Altezza misurata</i>	33.85 mm	
<i>Difetto di planarità</i>	<i>Faccia superiore</i>	0.1 mm
	<i>Faccia inferiore</i>	0.1 mm
	<i>Faccia laterale</i>	0.1 mm
<i>Dif. di perpendicolarità</i>	0.1 mm	
Risultati ottenuti dalla prova di laboratorio		
<i>Carico (kN)</i>	<i>Tempo (sec)</i>	
10	0	
20	20	
30	31	
40	41	
50	52	
60	62	
77.6	ROTTURA	
Elaborazione dei dati sperimentali		
<i>Resistenza a compressione</i>	52.0 MPa	
		

Tabella 4.3 Prova di compressione – provino C2.

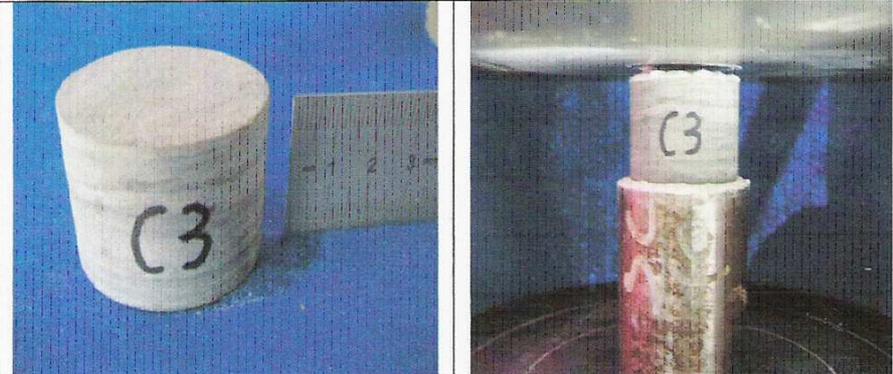
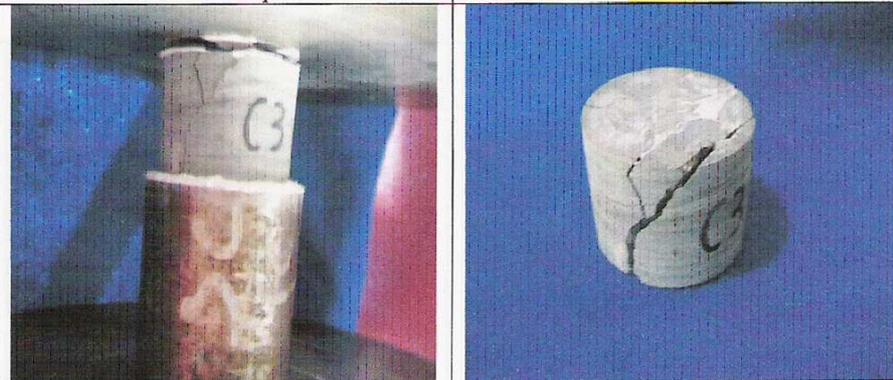
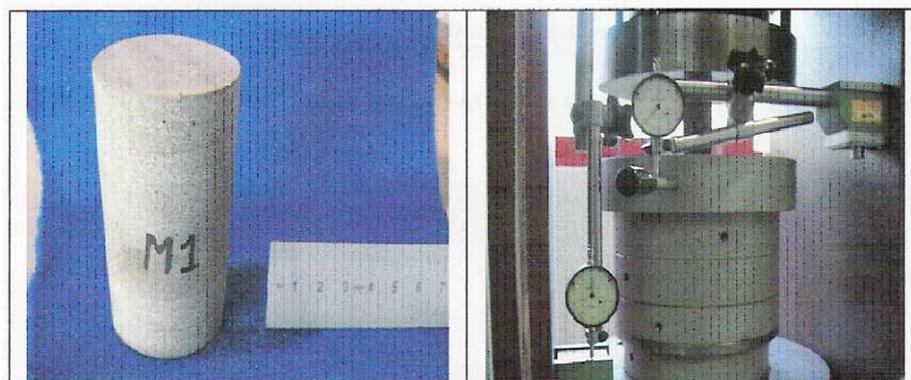
		
Caratteristiche geometriche e dimensionali		
<i>Peso provino</i>	130 g	
<i>Diametro misurato</i>	43.6 mm	
<i>Altezza misurata</i>	33.05 mm	
<i>Difetto di planarità</i>	<i>Faccia superiore</i>	0.1 mm
	<i>Faccia inferiore</i>	0.1 mm
	<i>Faccia laterale</i>	0.05 mm
<i>Dif. di perpendicolarità</i>	0.1 mm	
Risultati ottenuti dalla prova di laboratorio		
<i>Carico (kN)</i>	<i>Tempo (sec)</i>	
10	0	
20	24	
30	38	
40	51	
50	62	
67	ROTTURA	
Elaborazione dei dati sperimentali		
<i>Resistenza a compressione</i>	44.9 MPa	
		

Tabella 4.4 Prova di compressione – provino C3.



Caratteristiche geometriche e dimensionali		
<i>Peso provino</i>		332 g
<i>Diametro misurato</i>		43.6 mm
<i>Altezza misurata</i>		85.5 mm
<i>Difetto di planarità</i>	<i>Faccia superiore</i>	0.1 mm
	<i>Faccia inferiore</i>	0.1 mm
	<i>Faccia laterale</i>	0.1 mm
<i>Dif. di perpendicolarità</i>		0.1 mm
Risultati ottenuti dalla prova di laboratorio		
<i>Carico (kN)</i>	<i>Lettura 1° comparatore</i>	<i>Lettura 2° comparatore</i>
0	4.24	3.00
10	4.28	3.00
20	4.32	3.00
30	4.36	2.99
40	4.40	2.99
50	4.43	2.99
60	4.46	2.99
65	4.48	2.99
70	4.49	2.99
75	4.51	2.99
80	4.52	2.99
85	4.54	2.99
90	4.56	2.99
95	4.57	2.99
102.4	4.62 (PRIME FESSURE)	2.98
110	4.65	2.98
120	4.68	2.98
128.4	4.76 (ROTTURA)	2.98

Tabella 4.5 Prova di compressione con determinazione del modulo di elasticità – provino M1.

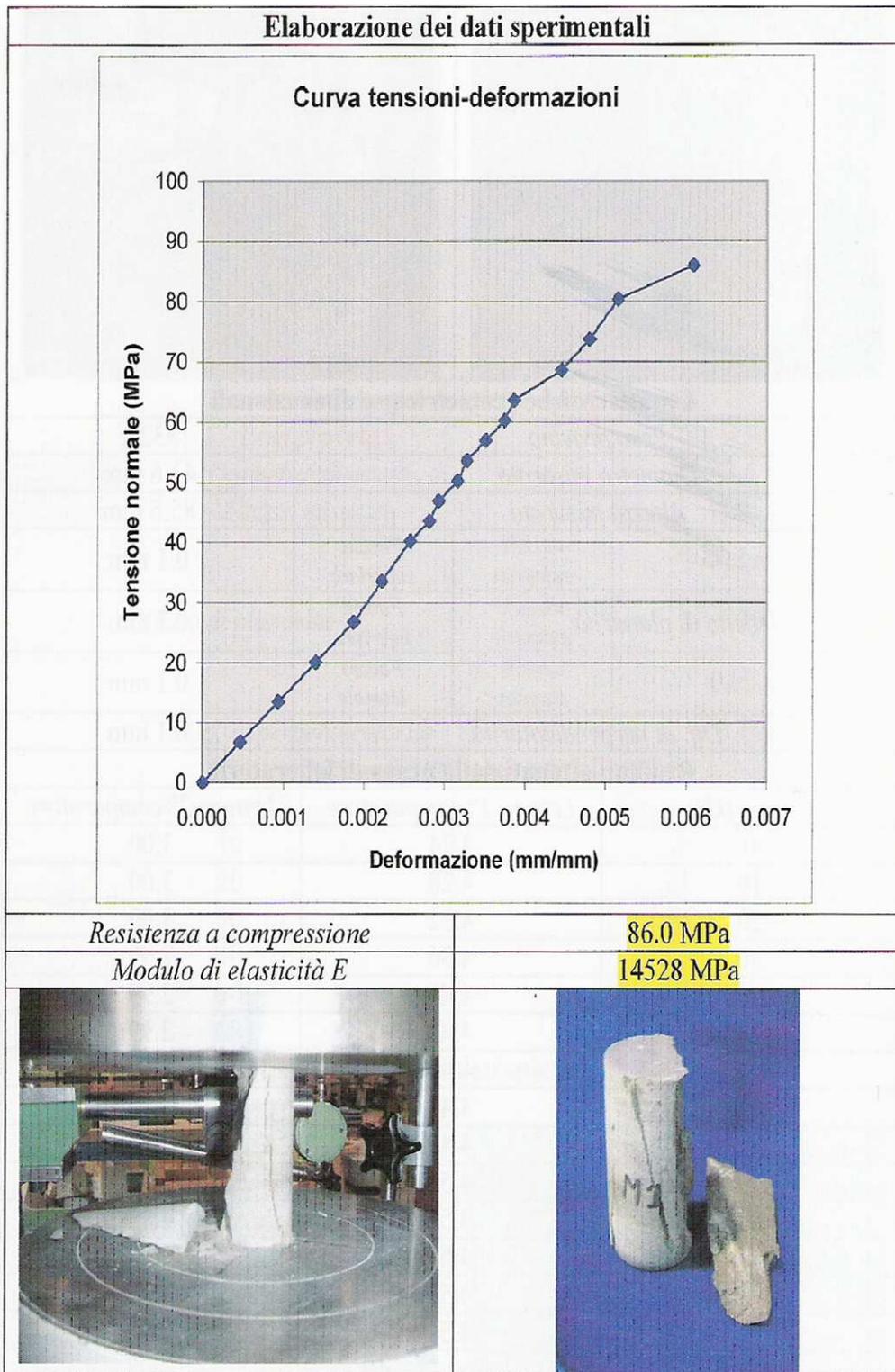


Tabella 4.6 Prova di compressione con determinazione del modulo di elasticità – provino M1.

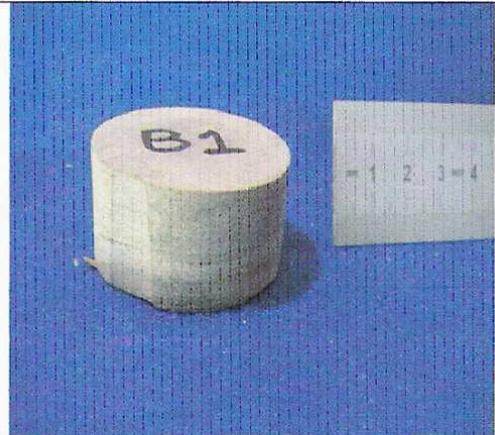
			
Caratteristiche geometriche e dimensionali			
<i>Peso provino</i>		88 g	
<i>Diametro misurato</i>		43.6 mm	
<i>Altezza misurata</i>		22.6 mm	
<i>Difetto di planarità</i>	<i>Faccia superiore</i>	0.05 mm	
	<i>Faccia inferiore</i>	0.05 mm	
	<i>Faccia laterale</i>	0.1 mm	
<i>Dif. di perpendicolarità</i>		0.1 mm	
Risultati ottenuti dalla prova di laboratorio			
<i>Carico di rottura</i>		20.4 kN	
Elaborazione dei dati sperimentali			
<i>Resistenza a trazione indiretta</i>		13.2 MPa	
			

Tabella 4.7 Prova brasiliana– provino B1.

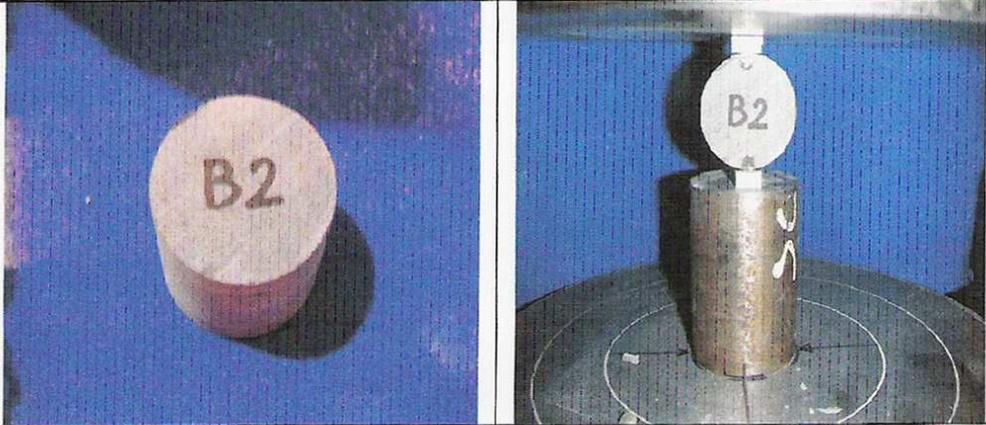
		
Caratteristiche geometriche e dimensionali		
<i>Peso provino</i>	112 g	
<i>Diametro misurato</i>	43.6 mm	
<i>Altezza misurata</i>	28.5 mm	
<i>Difetto di planarità</i>	<i>Faccia superiore</i>	0.05 mm
	<i>Faccia inferiore</i>	0.05 mm
	<i>Faccia laterale</i>	0.05 mm
<i>Dif. di perpendicolarità</i>	0.1 mm	
Risultati ottenuti dalla prova di laboratorio		
<i>Carico di rottura</i>	30.4 kN	
Elaborazione dei dati sperimentali		
<i>Resistenza a trazione indiretta</i>	15.6 MPa	
		

Tabella 4.8 Prova brasiliana– provino B2.

			
Caratteristiche geometriche e dimensionali			
<i>Peso provino</i>		110 g	
<i>Diametro misurato</i>		43.6 mm	
<i>Altezza misurata</i>		28.5 mm	
<i>Difetto di planarità</i>	<i>Faccia superiore</i>	0.1 mm	
	<i>Faccia inferiore</i>	0.1 mm	
	<i>Faccia laterale</i>	0.05 mm	
<i>Dif. di perpendicolarità</i>		0.1 mm	
Risultati ottenuti dalla prova di laboratorio			
<i>Carico di rottura</i>		28.4 kN	
Elaborazione dei dati sperimentali			
<i>Resistenza a trazione indiretta:</i>		14.6 MPa	
			

Tabella 4.9 Prova brasiliana– provino B3.

In Tabella 4.10 sono riportati i risultati ottenuti dalle prove sperimentali sui diversi campioni di roccia esaminati.

Caratteristica meccanica	Provino	Risultato prova
<i>Resistenza a compressione</i>	C1	100.3 MPa
	C2	52.0 MPa
	C3	44.9 MPa
	M1	86.0 MPa
<i>Modulo di elasticità E</i>	M1	14528 MPa
<i>Resistenza a trazione</i>	B1	13.2 MPa
	B2	15.6 MPa
	B3	14.6 MPa

Tabella 4.10 Riassunto dei risultati delle prove.

Dall' analisi dei risultati, si può osservare che l'elemento lapideo costituente la muratura del ponte presenta ottime caratteristiche meccaniche. Molto probabilmente è stato proprio questo aspetto, assieme alla facile reperibilità e alla buona lavorabilità, a spingere il progettista alla scelta di tale materiale per l'opera in esame. I valori desunti dalle prove risultano essere sostanzialmente coerenti con quelli riportati nella letteratura storica. Per quanto riguarda la resistenza a compressione, si ha ovviamente una maggior varietà di dati a disposizione, per cui è possibile eseguire diversi confronti. Per esempio, nella classificazione delle Ferrovie Italiane per le rocce (*Baggi, 1926*), le pietre naturali vengono suddivise in cinque classi, caratterizzate ciascuna da un limite inferiore di resistenza a compressione: ad un'arenaria forte a grana fina con cemento siliceo corrisponde la classe B (800 kg/cm²), mentre ad un'arenaria compatta a grana fina quella C (400 kg/cm²). Anche nella manualistica storica riguardante il progetto di ponti vengono proposti diversi valori indicativi: ad esempio, *Stabilini (in Ponti, 1954)* indica una resistenza cubica per le arenarie di 600-800 kg/cm².

Occorre sottolineare, inoltre, che la dispersione nei valori ottenuti dalle prove a compressione è inevitabilmente dovuta dall' eventuale presenza di disomogeneità o stratificazioni secondarie che, nelle rocce, sono quasi sempre causa di notevole

diminuzione della resistenza. Questo stesso aspetto ha probabilmente influenzato anche le modalità di rottura di alcuni campioni che, in certi casi, hanno presentato fratture ben localizzate.

4.7.2. Prove dinamiche in sito

Le prove in oggetto hanno lo scopo di identificare le principali caratteristiche dinamiche della struttura, al fine di poter calibrare i parametri dei modelli numerici messi a punto per la valutazione della vulnerabilità sismica e validare le ipotesi assunte alla base degli stessi modelli. Prima di analizzare in dettaglio i risultati ottenuti per il manufatto in esame, viene riportata sinteticamente una descrizione generale delle metodologie seguite nelle prove dinamiche, le finalità e le modalità necessarie per una loro corretta interpretazione.

4.7.2.1. Metodologia e finalità

Le prove dinamiche sono volte al rilievo ed alla successiva interpretazione di dati relativi alla risposta di una struttura soggetta a eccitazione dinamica che ne perturba il suo assetto statico. Dall'analisi dei risultati della prova si determinano le proprietà dinamiche della struttura.

L'eccitazione impiegata può essere di due tipi: forzata o ambientale, qualora la sorgente appartenga all'ambiente in cui la struttura è inserita, quali per esempio vento e traffico. Per uno studio approfondito sulle caratteristiche dinamiche di una struttura si deve ricorrere a eccitazioni forzate trasmesse al manufatto tramite eccitatori singoli o multipli: tali eccitatori devono consentire l'imposizione di vibrazioni nelle diverse direzioni geometriche della struttura in esame.

La risposta di una struttura e dei suoi elementi strutturali sottoposti ad eccitazione dinamica dipende dalla distribuzione spettrale dell'eccitazione e dalle caratteristiche dinamiche dell'oggetto di studio, che a loro volta sono influenzate da stato di conservazione, interazione col terreno e dalle sue caratteristiche.

La determinazione delle frequenze naturali e degli smorzamenti può essere ottenuta dall'analisi della risposta della struttura sottoposta ad eccitazione di debole intensità.

L'eccitazione deve avere contenuto spettrale distribuito su una banda larga di frequenze in modo da eccitare il numero desiderato di modi di vibrare della struttura. La scelta delle grandezze da misurare durante le prove e i tipi di trasduttori da impiegare dipendono da durata ed ampiezza della vibrazione e frequenze di interesse. Tale scelta dipende comunque dalle finalità della prova. Possono essere prese in considerazione grandezze cinematiche, quali spostamenti, velocità e accelerazioni, o deformazioni di elementi. Le grandezze di cui si vuole conoscere il comportamento durante la prova possono essere misurate direttamente o indirettamente per integrazione o differenziazione di altre grandezze. Se lo scopo è quello di calcolare l'ampiezza di vibrazioni in particolari punti, i trasduttori devono essere posizionati direttamente sulle parti interessate nei punti presumibili di massima ampiezza del moto vibratorio. I trasduttori devono essere fissati in modo da consentire una fedele riproduzione del fenomeno vibratorio dell'elemento al quale sono fissati. I trasduttori possono essere di spostamento, di pressione o di forza che però necessitano di un riferimento fisso esterno alla struttura; a questo tipo di trasduttori vengono preferiti quelli inerziali che misurano velocità o accelerazione di una massa posta al loro interno rispetto alla scatola esterna. Gli accelerometri possono essere piezoelettrici, resistivi, induttivi, capacitivi e preamplificati a seconda del loro principio di funzionamento.

4.7.2.2. I rilievi sperimentali sul ponte

I rilievi sperimentali consistono nella registrazione delle vibrazioni indotte dalle seguenti forzanti:

- a) Passaggio di una autovettura (Ford Mondeo SW) su "dossi rallentatori" appositamente disposti sulla carreggiata (fig. 4.11 a))
- b) Improvviso cambio di direzione, con successivo rapido arresto dello stesso veicolo (fig.4.11 b)).

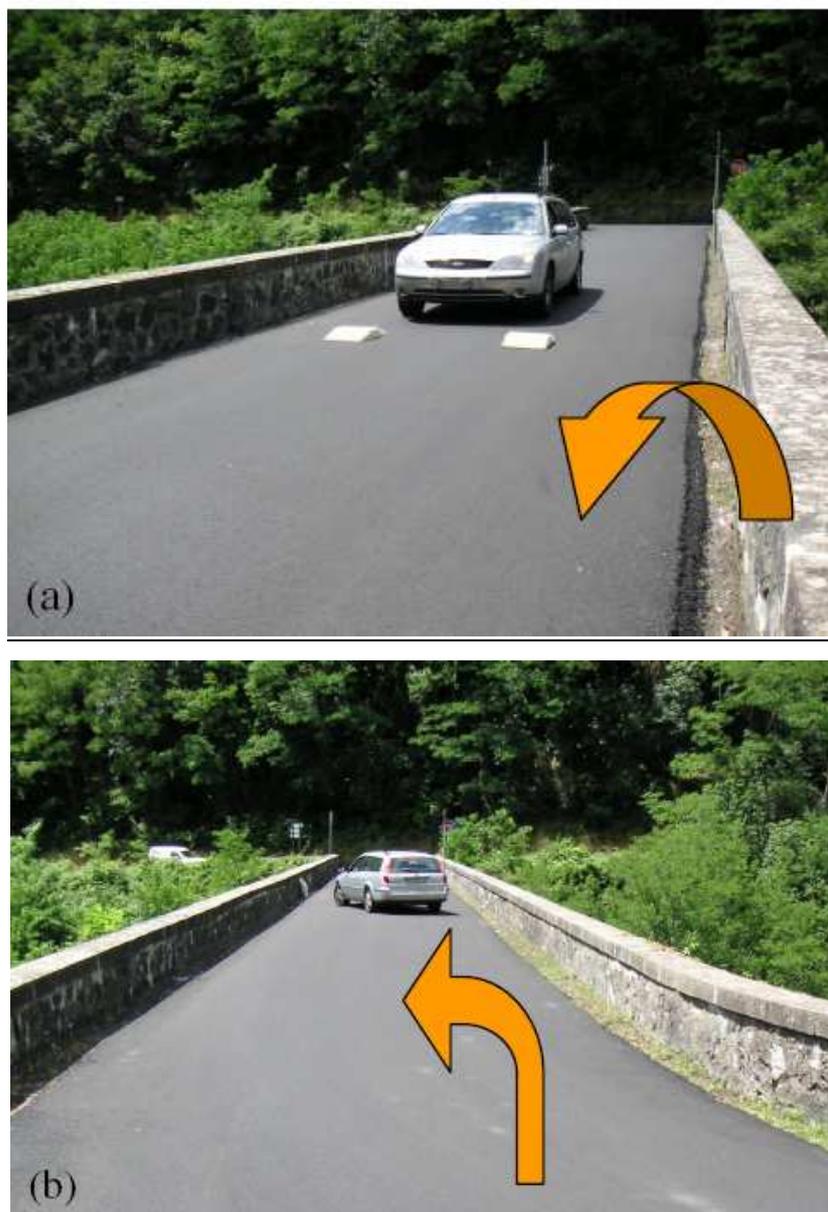


Figura 4.11 Prove dinamiche in sito sul ponte: a) prima forzante: passaggio dell'autovettura su dossi rallentatori; b) seconda forzante: improvviso cambio di direzione e rapido arresto del veicolo.

Il primo tipo di manovra conferisce alla struttura un'azione impulsiva in corrispondenza del "dosso rallentatore" mentre il secondo trasmette una azione impulsiva (sebbene meno accentuata della precedente) con componente significativa nella direzione trasversale dell'impalcato. Sono state rilevate anche le accelerazioni

indotte dal passaggio di veicoli in marcia ordinaria ma, in questo caso, le buone condizioni del manto stradale non hanno consentito di eccitare in maniera significativa le frequenze comprese nel campo di interesse strutturale. Le vibrazioni sono state misurate con un sistema di accelerometri che consente di ricavare accelerazioni e spostamenti indotti sulla struttura eccitata.

Sono stati posizionati 2 accelerometri su un bordo della sede stradale, in corrispondenza della chiave dell'arco centrale. I due accelerometri sono stati disposti in modo da misurare, rispettivamente, la componente verticale e quella orizzontale dell'accelerazione; i trasduttori utilizzati sono di tipo piezoelettrico, ossia sfruttano la proprietà dei cristalli di un materiale dielettrico di generare cariche elettriche proporzionali alle forze su di essi agenti.

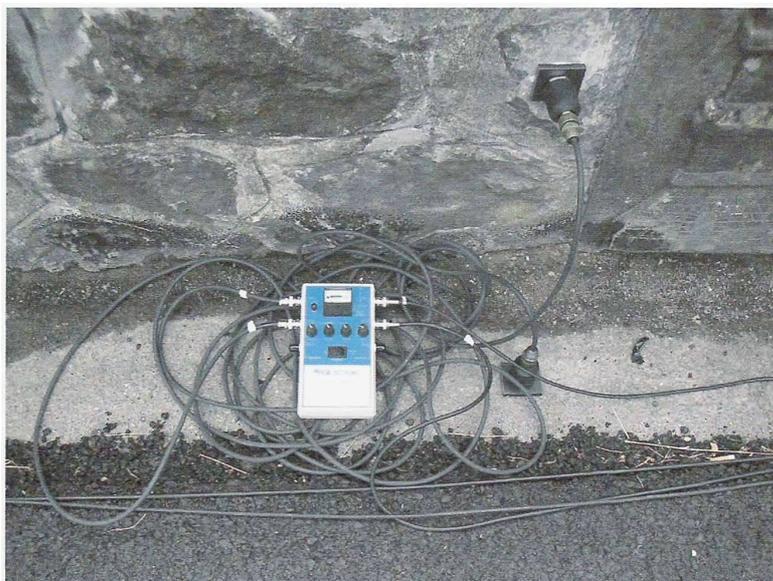


Figura 4.12 Accelerometri dell'apparato sperimentale.

Gli accelerometri usati sono della serie PCB 393A03 (sensibilità 1000 mV/g, intervallo di accelerazioni misurabili $\pm 1:5$ g, intervallo di frequenze misurabili tra 0,3 e 4000 Hz). Le acquisizioni sono state effettuate simultaneamente dai 2 accelerometri ad una frequenza di campionamento pari a 200 Hz e registrate su files in formato ASCII.

Nella Tabelle 4.11 sono brevemente descritte, per il ponte in esame, le azioni mediante le quali è stata eccitata la struttura per ciascuna prova eseguita.

N° prova	Descrizione dell'azione
Liz 1-2-3	Passaggio di uno o più veicoli in marcia ordinaria.
Liz 4	Marcia dell'autovettura Ford Mondeo SW a velocità moderata da una estremità del ponte verso la mezzeria dello stesso; passaggio di un asse del veicolo sui dossi rallentatori (altezza circa 8 cm e larghezza circa 60 cm); arresto del veicolo prima del passaggio del secondo asse.
Liz 5	Simile alla prova "Liz 4".
Liz 6	Marcia dell'autovettura Ford Mondeo SW a velocità moderata da una estremità del ponte verso la mezzeria dello stesso. Improvviso cambio di direzione in prossimità della posizione degli accelerometri (chiave arco centrale) e successivo rapido arresto del veicolo.
Liz 7	Simile alla prova "Liz 6".

Tabella 4.11 Modalità di eccitazione della struttura.

Le serie temporali delle accelerazioni sono state preliminarmente elaborate, tagliando il segnale registrato, per l'eliminazione di parti non significative ed applicando un filtro in frequenza che conservasse le sole componenti tra 1 e 50 Hz, al fine di escludere quelle strettamente legate alla deriva degli strumenti ed alle vibrazioni degli elementi secondari.

4.8. La modellazione strutturale

La modellazione della struttura è uno degli aspetti più importanti e più delicati dell'analisi di strutture sotto azione sismica.

La modellazione delle strutture storiche in muratura è un problema complesso per la difficoltà di considerare adeguatamente la geometria, i materiali e le condizioni di vincolo. A tutto questo si aggiunge l'evolversi delle vicende storiche attraverso le quali si è formata e trasformata la costruzione.

4.8.1. Modello numerico di confronto e calibrazione dei parametri strutturali

Al fine di poter valutare i diversi aspetti della vulnerabilità sismica, è stato messo a punto, per la struttura oggetto delle prove, un modello tri-dimensionale agli elementi finiti (Figure 4.13 e 4.14). Il modello è stato realizzato mediante l'uso di elementi solidi (*brick*) a 6 ed 8 nodi. La mesh è stata raffinata fino al raggiungimento di un livello di dettaglio più che adatto per le analisi condotte (14044 nodi e 13828 elementi brick) e di cui si discuterà nei prossimi capitoli.

La muratura e il riempimento sono stati modellati come un continuo equivalente, ossia un mezzo omogeneo in cui i singoli elementi costituenti (per esempio, per la muratura, i mattoni o le pietre e i giunti di malta) non sono rappresentati distintamente.

In questa prima fase dello studio il comportamento dei materiali è dunque ipotizzato di tipo elastico-lineare: si è interessati, infatti, all'analisi delle caratteristiche dinamiche da confrontare con le vibrazioni indotte da azioni assai modeste, che sicuramente non portano la struttura oltre il limite assunto. Tuttavia, i modelli sono stati implementati con un software FEM largamente diffuso (Straus7), che consente la definizione di modelli costitutivi anelatici per i materiali per una successiva fase di analisi in ambito non lineare che verrà discussa nei successivi capitoli del testo.

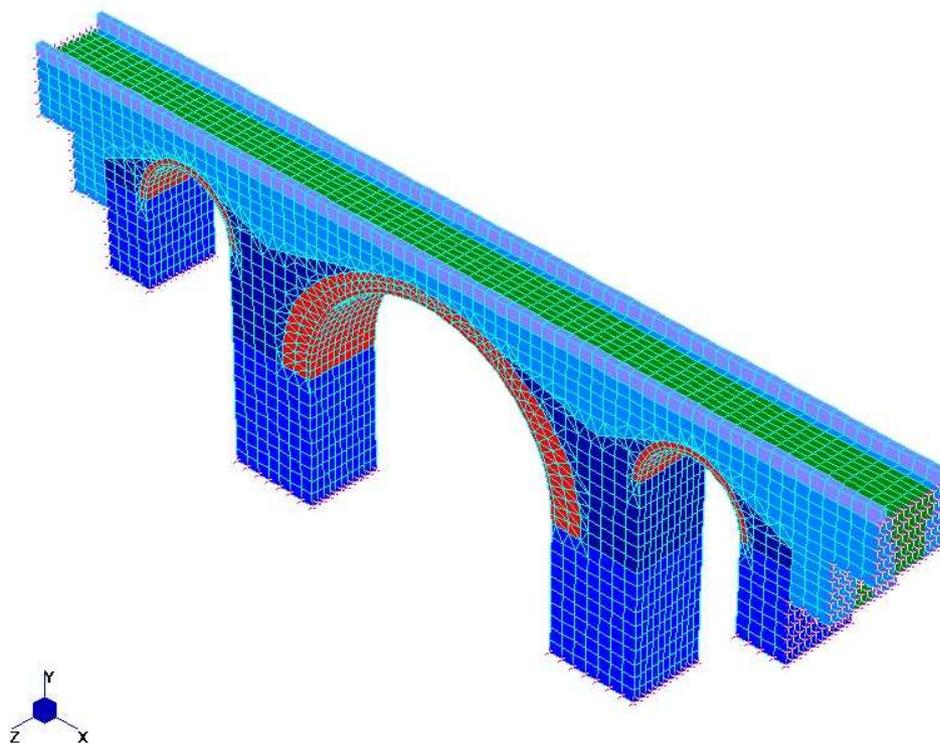
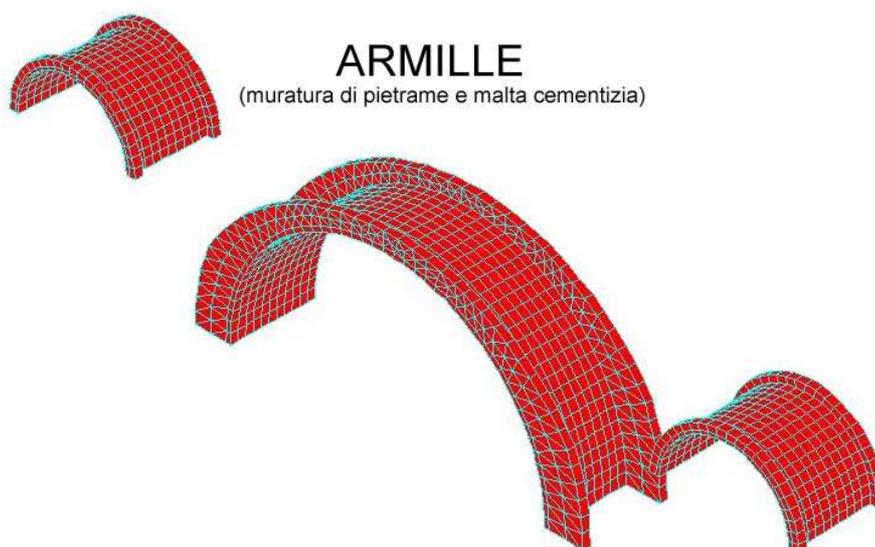
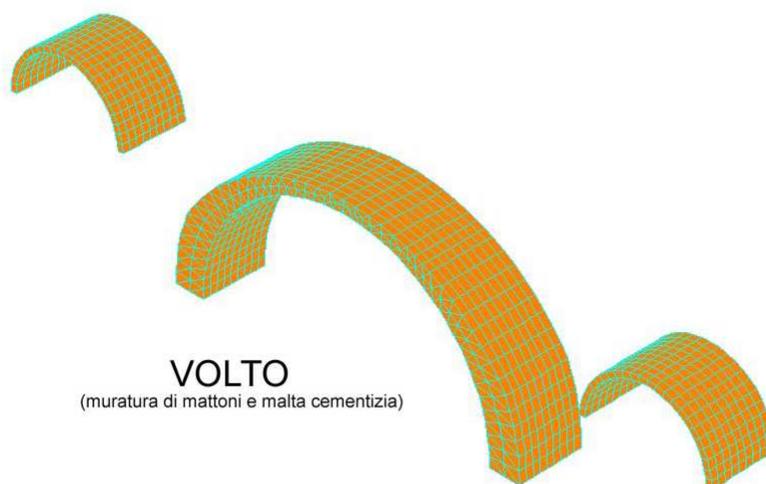
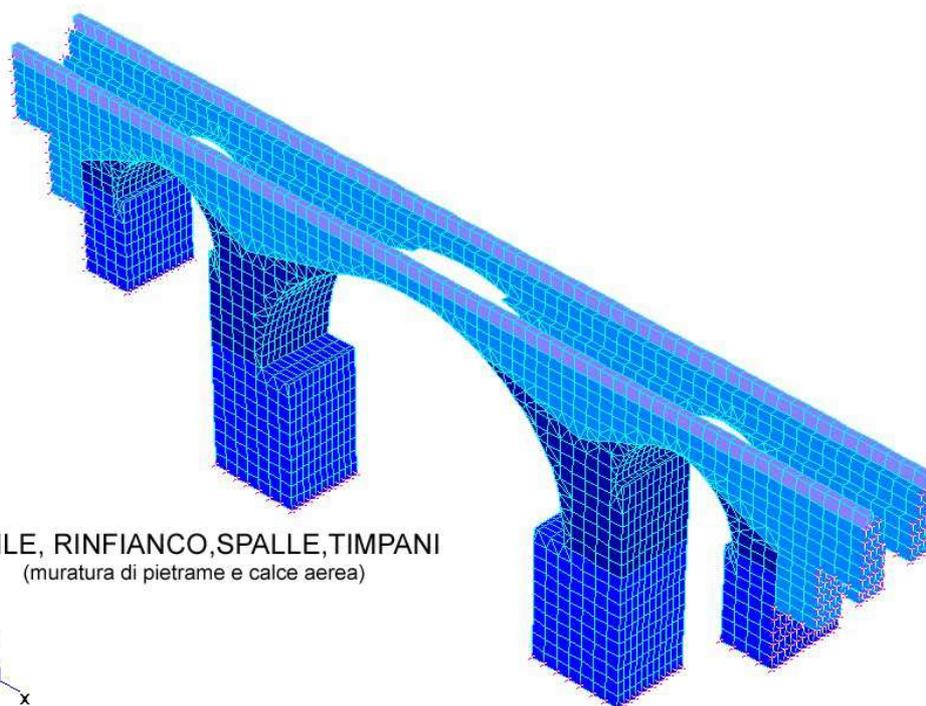


Figura 4.13 Vista di insieme geometria di riferimento della struttura modellata con elementi brick: struttura indeformata.





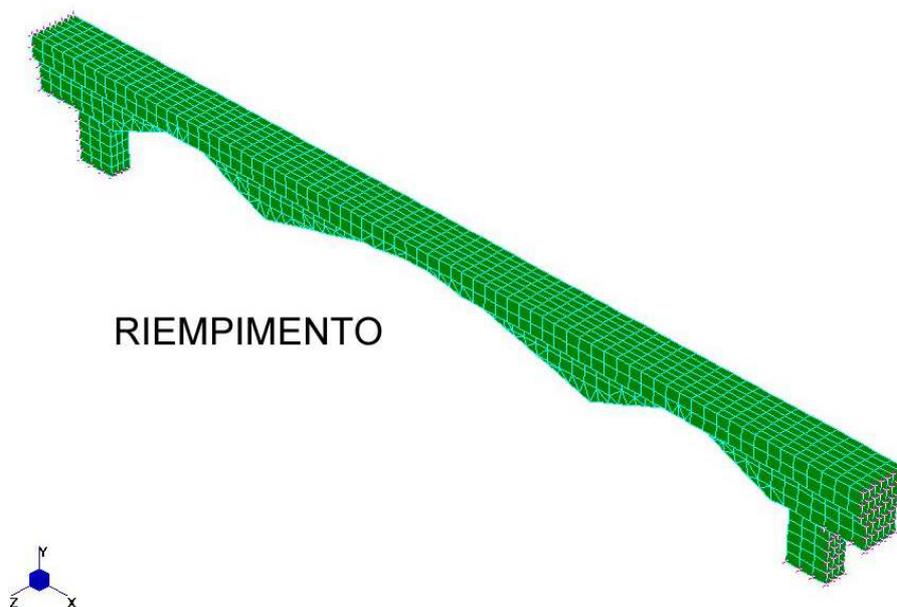


Figura 4.14 Particolari geometria di riferimento della struttura modellata con elementi brick: struttura indeformata.

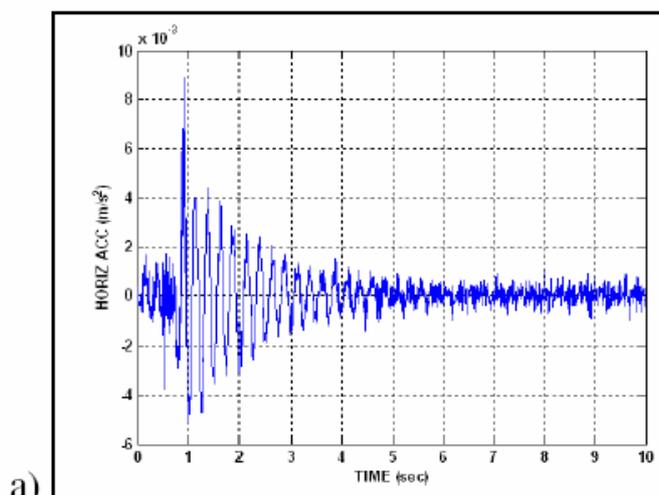
Il confronto tra i dati sperimentali e quelli teorici in termini di frequenze e forme modali, sebbene queste ultime siano sperimentalmente valutate solo in maniera semplificata, ha consentito la calibrazione dei principali parametri meccanici e delle condizioni di vincolo da adottare nel modello numerico. Tali parametri, ossia il modulo di elasticità normale e le condizioni di vincolo per pile e spalle, sono stati determinati in modo da ottenere la migliore corrispondenza in termini di forma e frequenza, tra i modi di vibrare determinati teoricamente e quelli identificati sperimentalmente. I restanti parametri, quali ad esempio la densità e il modulo di Poisson, sono stati assunti in base alle caratteristiche dei materiali impiegati ed alle modalità costruttive rilevate. Nella Tabella 4.12 sono riportate le principali caratteristiche strutturali, ipotizzate o identificate per confronto con i dati sperimentali, adottate nei modelli numerici.

Materiale	Caratteristica		Identificato/Ipotizzato
Terreno di fondazione	Vincolo alla base di pile e spalle	<i>Rigido x,y,z</i>	Identificato
	Vincolo pareti di estremità delle spalle	<i>Rigido y,z</i>	Identificato
Muratura di pietrame e calce aerea (<i>pile, rinfianco, spalle, timpani</i>)	γ (kg/m ³)	2200	Ipotizzato
	E (MPa)	10000	Identificato
	ν	0.2	Ipotizzato
Muratura di pietrame e malta cementizia (<i>armille</i>)	γ (kg/m ³)	2200	Ipotizzato
	E (MPa)	12000	Identificato
	ν	0.2	Ipotizzato
Muratura di mattoni e malta cementizia (<i>volto</i>)	γ (kg/m ³)	1800	Ipotizzato
	E (MPa)	12000	Identificato
	ν	0.2	Ipotizzato
Riempimento	γ (kg/m ³)	1800	Ipotizzato
	E (MPa)	8000	Ipotizzato
	ν	0.2	Ipotizzato

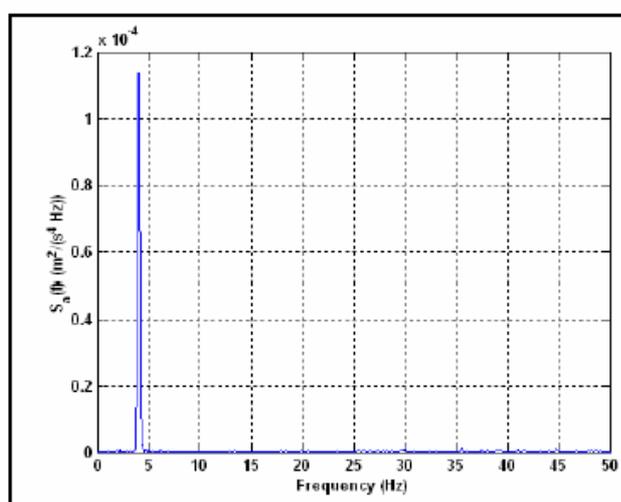
Tabella 4.12 Caratteristiche strutturali adottate nei modelli numerici.

4.8.2. Confronto tra i dati dei rilievi sperimentali e le analisi condotte sul modello numerico

Di seguito vengono riportati, a titolo esemplificativo, alcuni dei confronti effettuati tra risultati teorici e sperimentali. Nella Figure 4.15 e 4.16 sono rappresentate le registrazioni accelerometriche (*a*), con i relativi spettri di potenza (*b*), in corrispondenza della chiave dell'arco centrale (in direzione orizzontale o verticale a seconda della direzione prevalente di eccitazione) ed il rispettivo modo di vibrare teoricamente determinato (*c*).



a)



b)

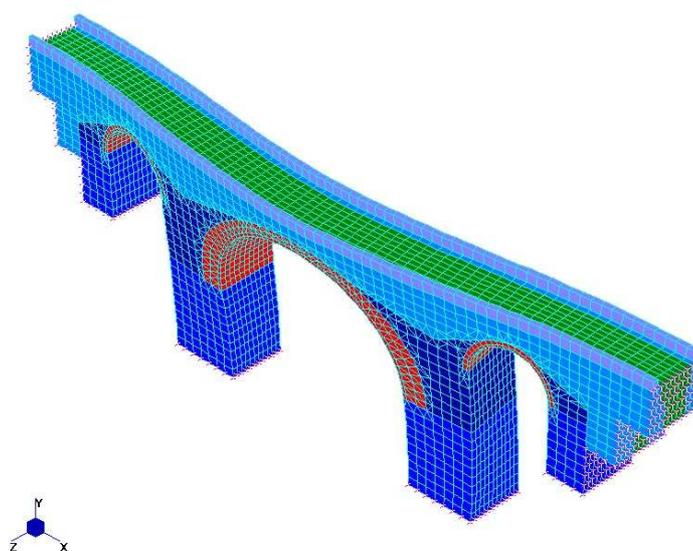


Figura 4.15 (a,b) Test “Liz 7” – Accelerazione Orizz. - (c) Modo Teorico n. 1 - Frequenza = 3.998 Hz.

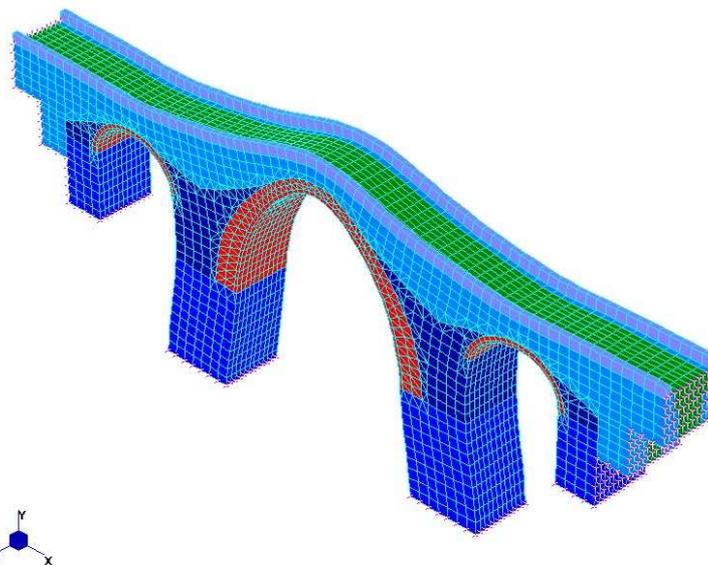
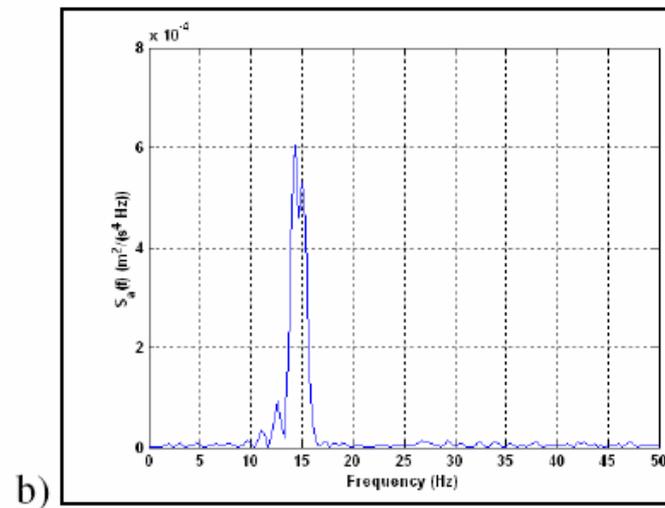
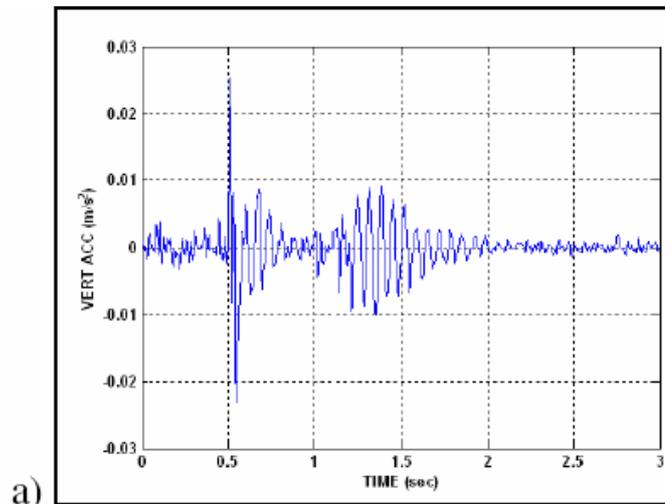


Figura 4.16 (a,b) Test “Liz 7” – Accelerazione Vert. - (c) Modo Teorico n. 5 - Frequenza = 13.911 Hz.

I confronti tra i dati teorici e sperimentali indicano una buona aderenza tra modello teorico e comportamento reale della struttura.

Infatti, sebbene alcuni parametri della struttura siano stati artificialmente modificati per avvicinare il comportamento teorico a quello sperimentale rilevato (procedura tipica dell'identificazione strutturale), è possibile constatare:

- la quasi perfetta coincidenza dei rapporti tra le due frequenze di vibrazione orizzontale e verticale identificate nel modello teorico ed in quello sperimentale;
- che i parametri identificati assumono valori sicuramente plausibili in considerazione delle caratteristiche dei materiali e delle modalità costruttive rilevate.

4.9. Analisi dei modi di vibrare

La mancanza di una conoscenza diretta dei meccanismi di collasso e delle peculiarità della risposta al terremoto di ponti ad arco in muratura, impone di effettuare un'analisi dei modi di vibrazione, una volta calibrati i principali parametri strutturali del manufatto in esame.

Tale operazione viene eseguita con lo scopo di raccogliere importanti informazioni sul comportamento dinamico del ponte, in caso di azioni sismiche trasversali, verticali e longitudinali, potendo così comprendere l'influenza dei vari modi sulla risposta sismica.

Nelle Tabelle 4.13, 4.14 e 4.15 sono riportate, per le diverse direzioni di eccitazione (rispettivamente x longitudinale, y verticale e z trasversale), le frequenze di vibrazione dei primi 60 modi, la massa modale attivata e il fattore di partecipazione.

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass	PF*
1	3.9980E+00	1.19E+06	0
2	7.5910E+00	1.92E+06	0
3	1.1990E+01	3.52E+06	68.38
4	1.3270E+01	9.39E+05	0
5	1.3910E+01	8.66E+05	0
6	1.6870E+01	1.48E+06	0
7	1.7470E+01	1.43E+06	0
8	1.8830E+01	5.16E+06	0
9	1.9420E+01	2.37E+05	0.976
10	2.0190E+01	1.26E+06	0
11	2.3870E+01	2.62E+06	0.096
12	2.7550E+01	2.22E+06	0
13	2.8780E+01	6.71E+05	0
14	3.0200E+01	8.60E+05	0
15	3.0280E+01	3.23E+05	0
16	3.1980E+01	5.45E+05	0
17	3.7730E+01	5.90E+05	0
18	3.7750E+01	5.01E+05	0
19	3.8510E+01	1.94E+06	0.108
20	4.0500E+01	8.66E+05	0
21	4.1040E+01	1.18E+06	0
22	4.2540E+01	2.88E+06	14.204
23	4.4200E+01	4.20E+05	0
24	4.4840E+01	4.28E+05	0
25	4.4920E+01	1.42E+06	0
26	4.6560E+01	9.48E+05	3.247
27	4.9460E+01	4.74E+05	0
28	5.0320E+01	4.38E+05	0
29	5.1550E+01	2.86E+05	0
30	5.3030E+01	1.14E+06	0
31	5.3550E+01	2.34E+05	0
32	5.7190E+01	3.29E+05	0
33	5.9760E+01	5.16E+05	1.214
34	6.0900E+01	1.40E+06	1.063
35	6.1970E+01	1.58E+05	0
36	6.2640E+01	4.80E+05	0
37	6.4990E+01	4.22E+05	0

38	6.5240E+01	1.07E+06	0
39	6.5560E+01	1.29E+06	2.342
40	6.5940E+01	1.84E+06	0
41	6.7380E+01	1.32E+05	0
42	6.8910E+01	1.81E+06	0.017
43	6.9710E+01	2.02E+05	0
44	7.2630E+01	1.19E+05	0
45	7.3960E+01	1.61E+05	0
46	7.4640E+01	2.57E+05	0
47	7.4670E+01	1.52E+06	0
48	7.4850E+01	9.65E+05	0
49	7.8720E+01	5.96E+04	0.038
50	7.8810E+01	4.69E+05	2.681
51	7.9920E+01	5.69E+04	0.06
52	8.1180E+01	1.87E+04	0.005
53	8.1300E+01	1.57E+04	0.005
54	8.1400E+01	1.75E+04	0.006
55	8.3030E+01	5.44E+04	0.072
56	8.3260E+01	1.04E+04	0.007
57	8.3370E+01	1.25E+04	0.01
58	8.3580E+01	1.74E+04	0.004
59	8.4110E+01	3.64E+04	0.003
60	8.5250E+01	2.36E+04	0.001

Total mass participation factors			94.541
* Excitation direction: (1.0000 0.0000 0.0000)			

Tabella 4.13 Risultati in termini di frequenze di vibrazione, massa modale e fattore di partecipazione per i primi 60 modi (eccitazione in direzione x).

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass	PF*
1	3.9980E+00	1.193E+06	0
2	7.5910E+00	1.923E+06	0
3	1.1990E+01	3.520E+06	0
4	1.3270E+01	9.387E+05	0
5	1.3910E+01	8.664E+05	13.674
6	1.6870E+01	1.483E+06	0
7	1.7470E+01	1.433E+06	0
8	1.8830E+01	5.157E+06	42.012
9	1.9420E+01	2.037E+06	0
10	2.0190E+01	1.26E+06	0
11	2.3870E+01	2.62E+06	0
12	2.7550E+01	2.22E+06	8.757
13	2.8780E+01	6.71E+05	0
14	3.0200E+01	8.60E+05	0
15	3.0280E+01	3.23E+05	0
16	3.1980E+01	5.45E+05	0.742
17	3.7730E+01	5.90E+05	0
18	3.7750E+01	5.01E+05	0
19	3.8510E+01	1.94E+06	0
20	4.0500E+01	8.66E+05	0
21	4.1040E+01	1.18E+06	6.279
22	4.2540E+01	2.88E+06	0
23	4.4200E+01	4.20E+05	0
24	4.4840E+01	4.28E+05	0
25	4.4920E+01	1.42E+06	0.023
26	4.6560E+01	9.48E+05	0
27	4.9460E+01	4.74E+05	0
28	5.0320E+01	4.38E+05	0
29	5.1550E+01	2.86E+05	0
30	5.3030E+01	1.14E+06	0.785
31	5.3550E+01	2.34E+05	0
32	5.7190E+01	3.29E+05	0
33	5.9760E+01	5.16E+05	0
34	6.0900E+01	1.40E+06	0
35	6.1970E+01	1.58E+05	0
36	6.2640E+01	4.80E+05	0
37	6.4990E+01	4.22E+05	0

38	6.5240E+01	1.07E+06	9.037
39	6.5560E+01	1.29E+06	0
40	6.5940E+01	1.84E+06	0.056
41	6.7380E+01	1.32E+05	0
42	6.8910E+01	1.81E+06	0
43	6.9710E+01	2.02E+05	0
44	7.2630E+01	1.19E+05	0
45	7.3960E+01	1.61E+05	0
46	7.4640E+01	2.57E+05	0.003
47	7.4670E+01	1.52E+06	3.334
48	7.4850E+01	9.65E+05	1.049
49	7.8720E+01	5.96E+04	0
50	7.8810E+01	4.69E+05	0
51	7.9920E+01	5.69E+04	0
52	8.1180E+01	1.87E+04	0.006
53	8.1300E+01	1.57E+04	0.013
54	8.1400E+01	1.75E+04	0.001
55	8.3030E+01	5.44E+04	0.025
56	8.3260E+01	1.04E+04	0.009
57	8.3370E+01	1.25E+04	0.019
58	8.3580E+01	1.74E+04	0.029
59	8.4110E+01	3.64E+04	0
60	8.5250E+01	2.36E+04	0
Total mass participation factors			85.855
* Excitation direction: (0.0000 1.0000 0.0000)			

Tabella 4.14 Risultati in termini di frequenze di vibrazione, massa modale e fattore di partecipazione per i primi 60 modi (eccitazione in direzione y).

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass	PF*
1	3.998E+00	1.93E+05	50.143
2	7.591E+00	9.23E+05	0
3	1.199E+01	5.20E+05	0
4	1.327E+01	3.87E+04	16.306
5	1.391E+01	6.64E+04	0
6	1.687E+01	4.83E+05	2.201
7	1.747E+01	4.33E+05	0
8	1.883E+01	1.57E+05	0
9	1.942E+01	3.70E+04	0
10	2.02E+01	1.26E+06	0
11	2.39E+01	2.62E+06	0
12	2.76E+01	2.22E+06	0
13	2.88E+01	6.71E+05	8.743
14	3.02E+01	8.60E+05	0
15	3.03E+01	3.23E+05	0.449
16	3.20E+01	5.45E+05	0
17	3.77E+01	5.90E+05	1.639
18	3.78E+01	5.01E+05	0
19	3.85E+01	1.94E+06	0
20	4.05E+01	8.66E+05	0
21	4.10E+01	1.18E+06	0
22	4.25E+01	2.88E+06	0
23	4.42E+01	4.20E+05	0.047
24	4.48E+01	4.28E+05	2.145
25	4.49E+01	1.42E+06	0
26	4.66E+01	9.48E+05	0
27	4.95E+01	4.74E+05	0
28	5.03E+01	4.38E+05	2.698
29	5.16E+01	2.86E+05	0
30	5.30E+01	1.14E+06	0
31	5.36E+01	2.34E+05	0
32	5.72E+01	3.29E+05	1.024
33	5.98E+01	5.16E+05	0
34	6.09E+01	1.40E+06	0
35	6.20E+01	1.58E+05	1.233
36	6.26E+01	4.80E+05	0
37	6.50E+01	4.22E+05	0.305

38	6.52E+01	1.07E+06	0
39	6.56E+01	1.29E+06	0
40	6.59E+01	1.84E+06	0
41	6.74E+01	1.32E+05	0
42	6.89E+01	1.81E+06	0
43	6.97E+01	2.02E+05	0
44	7.26E+01	1.19E+05	0
45	7.40E+01	1.61E+05	1.925
46	7.46E+01	2.57E+05	0.001
47	7.47E+01	1.52E+06	0
48	7.49E+01	9.65E+05	0.001
49	7.87E+01	5.96E+04	0.002
50	7.88E+01	4.69E+05	0.004
51	7.99E+01	5.69E+04	0.73
52	8.12E+01	1.87E+04	0
53	8.13E+01	1.57E+04	0.001
54	8.14E+01	1.75E+04	0.004
55	8.30E+01	5.44E+04	0
56	8.33E+01	1.04E+04	0.012
57	8.34E+01	1.25E+04	0.001
58	8.36E+01	1.74E+04	0.004
59	8.41E+01	3.64E+04	0.003
60	8.53E+01	2.36E+04	0.263
Total mass participation factors 89.885			
* Excitation direction: (0.0000 0.0000 1.0000)			

Tabella 4.15 Risultati in termini di frequenze di vibrazione, massa modale e fattore di partecipazione per i primi 60 modi (eccitazione in direzione z).

Dall'analisi dei risultati ottenuti, si può constatare che, per la direzione di eccitazione x , considerando almeno 26 modi è possibile attivare più dell'85% della massa modale. Per le direzioni y e z , invece, 26 modi non sono sufficienti per mobilitare l'85% della massa partecipante; occorre infatti considerare 60 modi.

Già da queste prime osservazioni, è possibile comprendere come per un ponte di questa tipologia il comportamento dinamico sia particolare e non riconducibile a quello delle strutture ordinarie, in cui il numero di modi con massa partecipante significativa risulta, in genere molto minore.

Ogni modo di vibrazione del ponte presenta, in genere, una componente prevalente in una direzione. Nel seguito, si indicheranno come longitudinali i modi in cui il fattore di partecipazione di massa modale risulta maggiore nella direzione dello sviluppo del ponte (asse x), come trasversali i modi in cui risulta più elevato in direzione ortogonale alla via (asse z) e come verticali i modi in cui è più elevato in direzione y .

4.9.1. Modi longitudinali

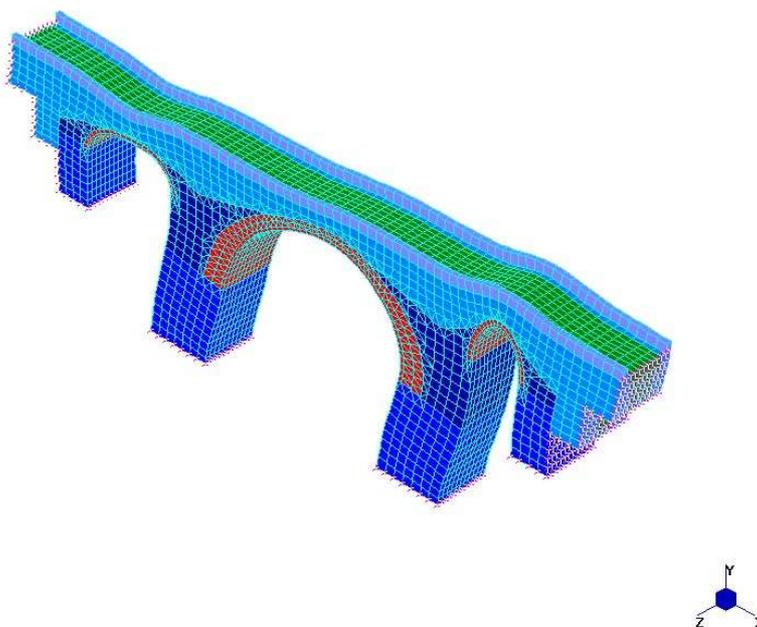


Figura 4.17 Modo 3 (Frequenza 11.99 Hz).

Nel caso di eccitazione sismica in direzione x, il comportamento dinamico del ponte è caratterizzato prevalentemente dal modo 3 (Figura 4.17), che rappresenta quindi il primo modo longitudinale. Esso è sicuramente predominante nella direzione considerata, in quanto è il primo ad attivarsi ed è capace da solo di mobilitare circa il 68% della massa modale. E' da notare, comunque, che la corrispondente frequenza di vibrazione risulta decisamente elevata: questo dimostra la grande rigidezza che è in grado di esercitare nel proprio piano una struttura di questo tipo se soggetta a sisma.

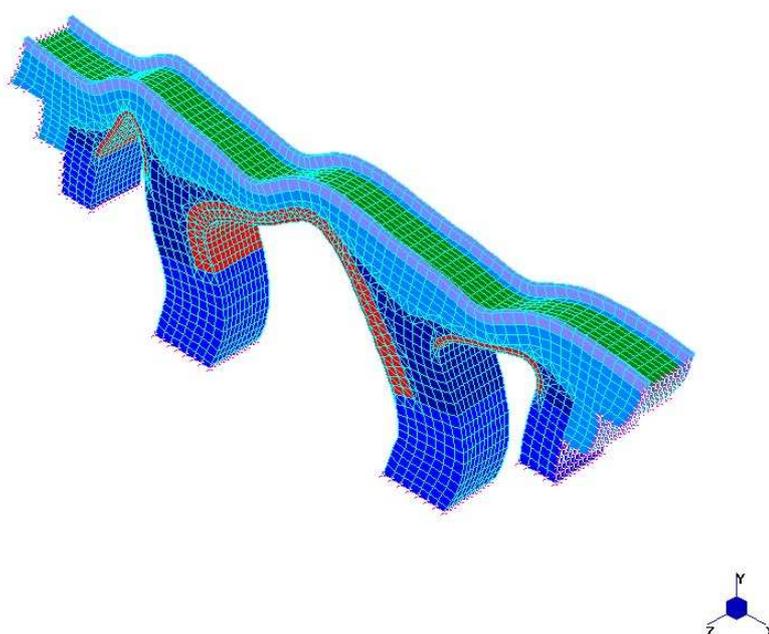


Figura 4.18 Modo 22 (Frequenza 42.54 Hz).

In Figura 4.18 è riportata la deformata corrispondente al modo 22, il quale risulta in pratica il secondo modo longitudinale, con un coefficiente di partecipazione pari al 14% (in realtà anche i modi 9, 11 e 19 sono longitudinali, ma mobilitano una percentuale di massa modale inferiore all'1%, per cui il loro effetto può ritenersi trascurabile). Esso, comunque, presenta una frequenza propria assai elevata, per cui necessiterebbe di una quantità di energia notevole per essere attivato.

4.9.2. Modi verticali

Per quanto riguarda i moti verticali, si osserva che il primo modo verticale (modo 5, Figura 4.19) vibra a 13.91 Hz ed ha un coefficiente di partecipazione pari circa al 14%; il secondo modo verticale (modo8, 18.83 Hz), è in grado di attivare una quantità di massa modale quasi pari al triplo (42%).

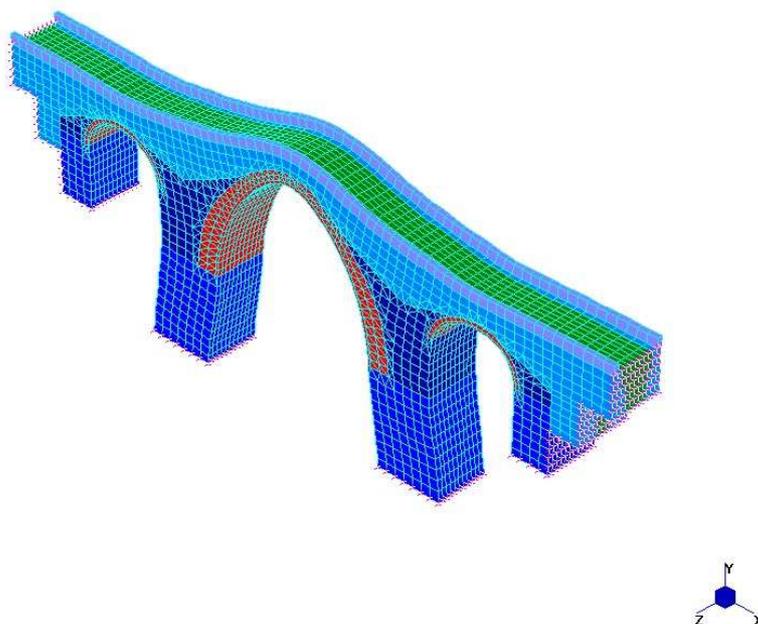


Figura 4.19 Modo 5 (Frequenza 13.91 Hz).

Anche nella direzione verticale si può notare una notevole rigidità del ponte, come è del tutto ragionevole aspettarsi da una struttura di questo tipo: questo significa che un sisma di tipo sussultorio, ossia in direzione y, dovrebbe possedere un grande contenuto energetico per poter attivare il primo modo verticale.

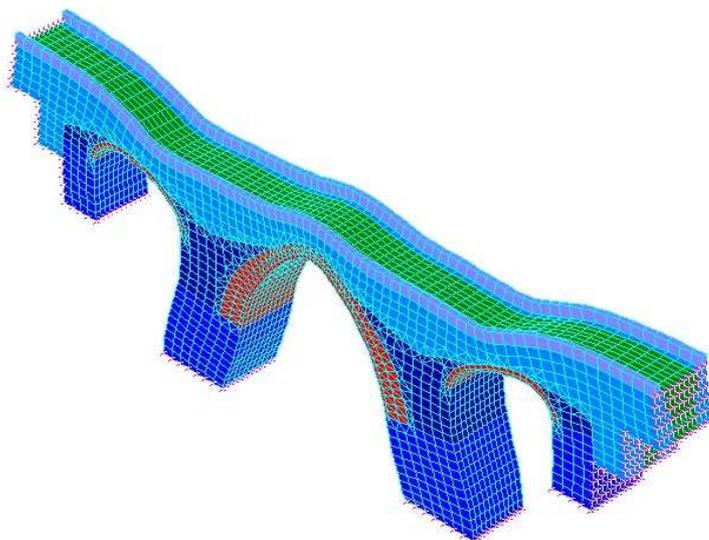


Figura 4.20 Modo 8 (Frequenza 18.83 Hz).

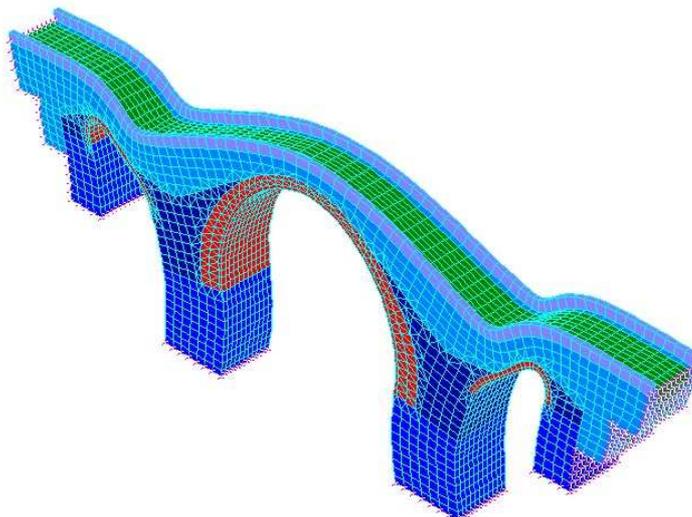


Figura 4.21 Modo 12 (Frequenza 27.55 Hz).

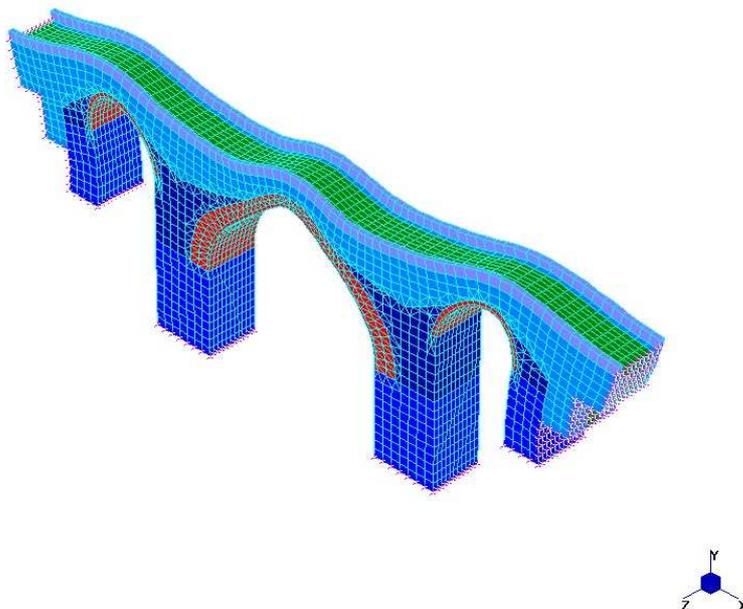


Figura 4.22 Modo 21 (Frequenza 41.04 Hz).

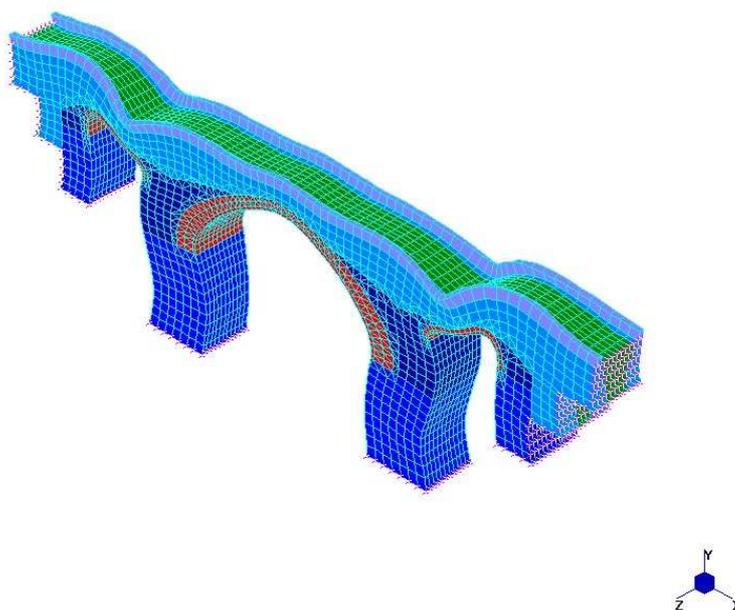


Figura 4.23 Modo 38 (Frequenza 65.24 Hz).

Nelle Figure 4.20 – 4.23, a titolo esemplificativo, sono riportati i successivi modi verticali significativi, ossia quelli con massa partecipante pari almeno al 5%, i quali presentano delle deformate particolarmente intrecciate e frequenze assai elevate.

4.9.3. Modi trasversali

Il primo modo trasversale è il modo 1, ossia quello con frequenza minore; esso presenta nella direzione z il massimo fattore di partecipazione di massa modale (circa il 50%), per cui può essere assunto come dominante nella direzione trasversale. Poiché in caso di sisma tale modo è il primo ad essere attivato, essendo il più deformabile, la struttura appare sicuramente più vulnerabile in direzione z. Pertanto, nell'ambito di una verifica sismica, sarà necessario prendere in considerazione in primo luogo la direzione trasversale.

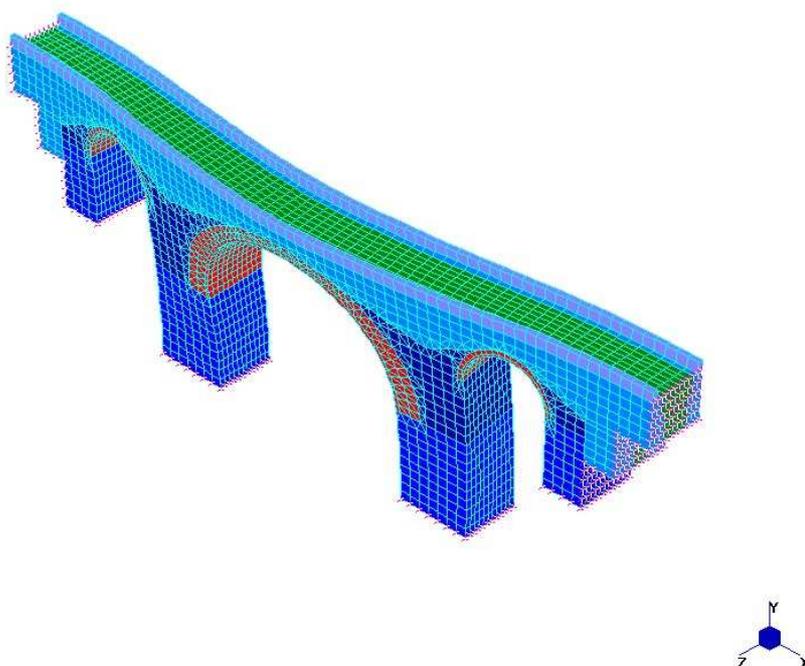


Figura 4.24 Modo 1 (Frequenza 3.998 Hz).

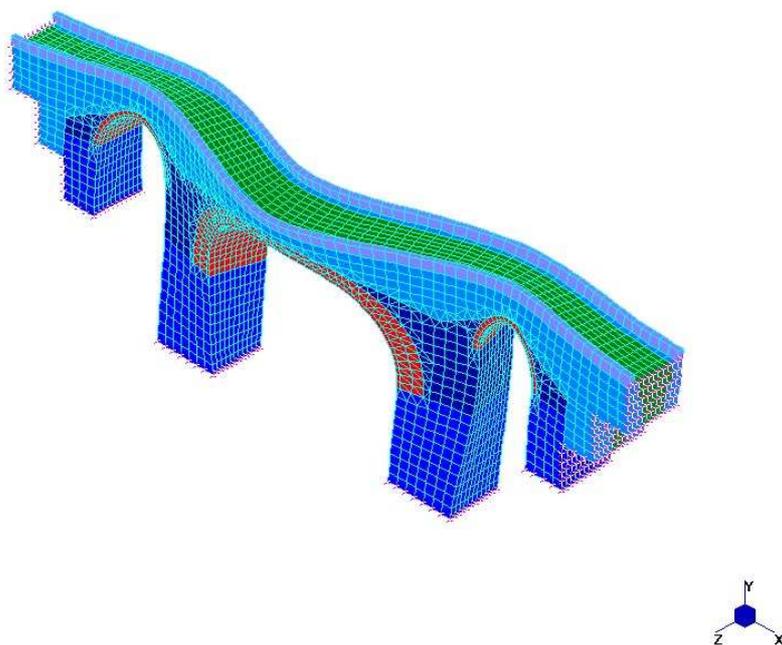


Figura 4.25 Modo 4 (Frequenza 13.27 Hz).

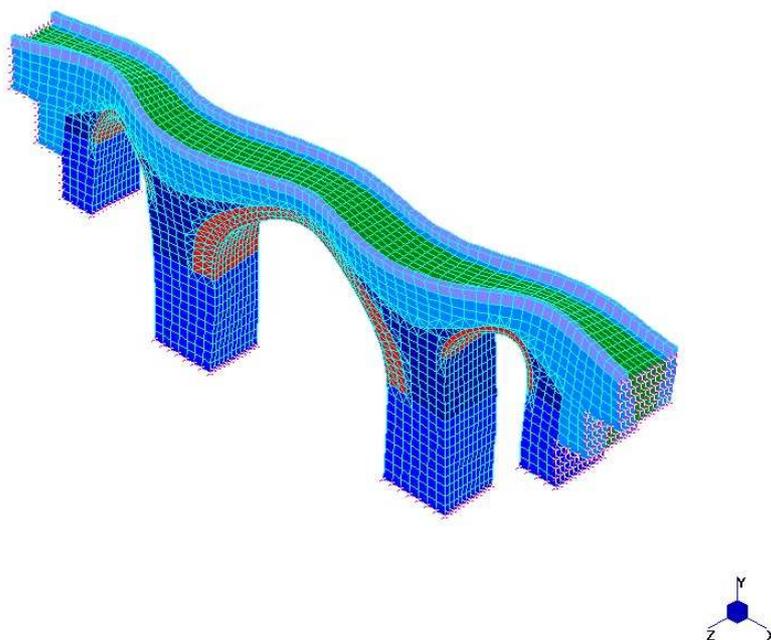


Figura 4.26 Modo 13 (Frequenza 28.78 Hz).

Nelle figure 4.25 e 4.26 sono riportate, invece, le successive forme modali significative, le quali appaiono decisamente molto più rigide e sono caratterizzate da un fattore di partecipazione di massa modale minore (modo 4: 16%; modo 13: 9%).

5. Metodi di analisi delle strutture: pro e contro dell'analisi push-over

In questo capitolo, dopo aver delineato gli aspetti peculiari che caratterizzano la normativa italiana in ambito sismico, vengono illustrati i metodi di analisi sismica previsti dall'OPCM 3274; in particolare vengono esaminate l'analisi statica e dinamica non lineare sottolineandone le potenzialità e i limiti.

5.1. Stato attuale ed evoluzione della normativa sismica italiana

L'8 maggio 2003 è stato pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale il Decreto del Presidente del Consiglio numero 3274 del 20 Marzo 2003, con cui sono state approvate nuove norme per la progettazione in zona sismica ed una nuova classificazione sismica del territorio italiano. L'avvento di tale normativa è stato stimolato dall'evento sismico di San Giuliano che ha comportato perdite significative in termini di vite umane (Figura 5.1). Oltre a queste esigenze socio-politiche vi sono altri motivi che hanno portato alla redazione di tali norme: innanzitutto i notevoli miglioramenti delle conoscenze e proposte di classificazione sismica che incrementavano del 50% il territorio da classificare; inoltre non è di secondaria importanza sottolineare il fatto che le norme fossero ferme da circa 20 anni mentre nel resto del mondo le norme sismiche subivano cambiamenti radicali sulla base dell'enorme lavoro di ricerca sperimentale e teorico svolto.



Figura 5.1Crollo della scuola di San Giuliano, 31/10/2002.

Tra gli anni 2003 e 2005 è stata operata una rivisitazione di tale normativa sulla base di applicazioni dirette ai casi di studio nonché sulla base di inchieste pubbliche con le principali associazioni professionali e imprenditoriali, giungendo in definitiva all'OPCM 3431 del maggio 2005.

Nel 2005 iniziarono anche i lavori per la redazione di un Testo Unitario (Norme tecniche per le costruzioni, DM 14 settembre 2005) con l'intento di elaborare un testo improntato sulla chiarezza e sinteticità volto al moderno indirizzo di normazione prestazionale, piuttosto che prescrittiva e di semplificazione legislativa.

Essendo una norma prestazionale fornisce i criteri generali della progettazione nonché i requisiti da soddisfare, indicando la letteratura tecnica consolidata e i codici internazionali come fonti da cui attingere i criteri specifici per la progettazione.

Allo stato attuale l'entrata in vigore del DM 14 settembre 2005 è stata prorogata fino al 31/12/2007.

Nel presente testo si fa riferimento all'Ordinanza 3274 del 20/3/03 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive integrazioni e modificazioni.

5.2. Requisiti di sicurezza e criteri di verifica

L'obiettivo fondamentale delle norme è dichiarato esplicitamente nel primo capitolo "Oggetto delle norme". Esse disciplinano, nelle zone individuate come sismiche, sia "la progettazione e la costruzione di nuovi edifici sia la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento e miglioramento su edifici esistenti" prefiggendosi come scopo "che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile".

Obiettivo fondamentale è il conseguimento di una protezione adeguata nei confronti di due condizioni limite: uno stato di danno strutturale accentuato, che prelude al collasso, ed uno stato di danno agli elementi non strutturali, le cui conseguenze sono di natura essenzialmente economica. La progettazione del nuovo e gli interventi sul costruito si basano cioè su un concetto prestazionale nel quale si riconosce il valore della vita umana e allo stesso tempo l'importanza dei termini economici del problema della progettazione. È inoltre importante notare che l'allegato 1 classifica l'intero territorio nazionale, ponendo fine all'irrazionale dicotomia tra zone sismiche e zone non sismiche, tuttavia le norme definiscono criteri estremamente semplificati per la progettazione in zona 4, quella a più bassa pericolosità.

Tale filosofia del doppio livello di progetto si articola, per quanto riguarda la progettazione del nuovo e sulla base della probabilità di occorrenza dell'evento sismico, nei due già citati livelli di progettazione:

Sicurezza nei confronti della stabilità (stato limite ultimo – SLU)

La struttura deve essere progettata e costruita per sopportare un'azione sismica che abbia una probabilità di occorrenza del 10% in 50 anni, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, senza subire fenomeni di collasso sia a livello locale che globale. Inoltre bisogna garantire che la struttura conservi dopo il sisma una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Sicurezza nei confronti del danno (stato limite di danno – SLD)

La struttura deve essere progettata e costruita per sopportare un'azione sismica che abbia una probabilità di occorrenza più elevata di quella dell'azione sismica di progetto (50% in 50 anni), senza subire danni gravi agli elementi strutturali e non strutturali, nonché alle apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio. Il danno può essere tollerato fintantoché non costituisca una limitazione nell'utilizzo del manufatto e comporti bassi costi di riparazione.

Per particolari categorie di costruzioni, in relazione alla necessità di mantenerle pienamente funzionali anche dopo terremoti violenti, si possono adottare valori maggiorati delle azioni, facendo riferimento a probabilità di occorrenza simili o più vicine a quelle adottate per la sicurezza nei confronti del collasso.

Questo significa ammettere che la struttura subisca deformazioni anelastiche nel primo caso, mentre debba rimanere in campo essenzialmente elastico nel secondo e quindi richiedere una progettazione che sia in grado di controllare e ottimizzare la risposta strutturale. Gli strumenti che le norme indicano per raggiungere gli obiettivi indicati sono:

- l'utilizzo del metodo agli stati limite nella verifica;
- l'utilizzo di metodi di analisi lineare o non lineare, statica o dinamica, a seconda della regolarità della struttura, nella progettazione;
- l'utilizzo del metodo della gerarchia delle resistenze (capacity design) nella concezione strutturale.

L'estrema rarità dell'evento sismico suggerisce dunque di permettere alla struttura di deformarsi ben oltre il limite elastico ammettendo anche danneggiamenti tali da rendere più conveniente una successiva demolizione e ricostruzione dell'edificio, purché mantenga integra la sua capacità di sopportare carichi verticali e quindi non si verificino, oltre che rotture locali, fenomeni di instabilità. Quest'ultimo vincolo si traduce nel controllare non tanto ciò che succede a livello locale (sezione) ma

piuttosto nel valutare il comportamento globale della struttura in termini di spostamento di un punto rispetto alla sua altezza dal piano delle fondazioni piuttosto che di spostamento relativo fra i vari piani in relazione all'altezza di piano. Si introduce quindi una procedura di progettazione agli stati limite comunemente indicata con il termine “performance-based design” in cui la domanda di spostamento, quindi, e non il rapporto tra forza agente e forza resistente, comunque approssimativamente pari all'unità una volta che la struttura è entrata in campo anelastico, diventa la grandezza principale della progettazione. Nel “performance-based design” si identificano i livelli di prestazione cui la struttura nella sua globalità deve soddisfare al variare dell'intensità del sisma e li si correlano alla risposta globale espressa in termini di spostamento di un punto o spostamento relativo fra i piani della struttura (fig.5.2).

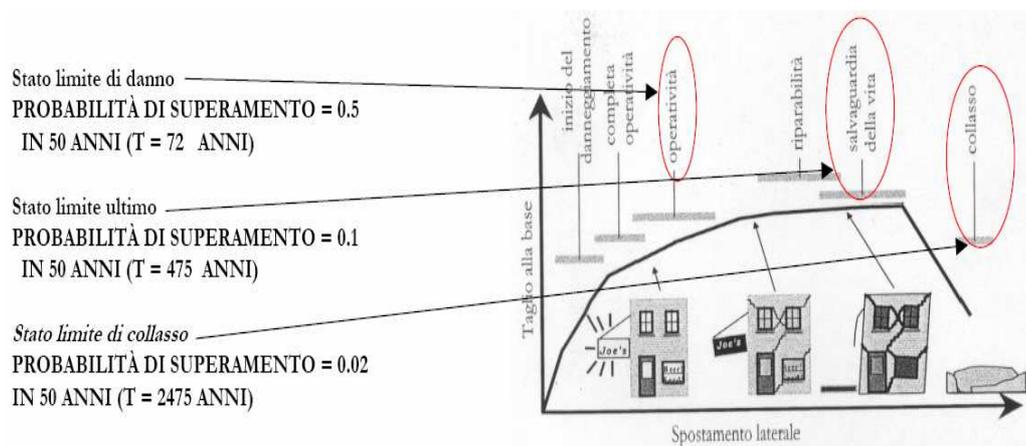


Figura 5.2 “Performance-based design” [da Ron Hamburger].

5.3. Metodi di analisi

Nelle norme sono ammessi quattro metodi di analisi caratterizzati da complessità e precisione crescenti. Essi sono:

- a) analisi statica lineare
- b) analisi dinamica modale
- c) analisi statica non lineare
- d) analisi dinamica non lineare

Di seguito sono illustrati i concetti base di tali procedure, esaminando più in dettaglio i metodi dell'analisi statica non lineare propriamente detta "*analisi push-over*" e dell'analisi dinamica non lineare propriamente detta "*time history analysis*", identificando le condizioni sotto le quali le analisi push-over forniscono adeguate informazioni e, più importante, sottolineando i casi nei quali le predizioni delle stesse sono inadeguate rispetto all'analisi dinamica che meglio si presta a rappresentare il comportamento dinamico di una struttura in campo non lineare.

5.3.1. Analisi statica lineare

L'azione sismica di riferimento al suolo, per lo stato limite ultimo, viene in questo caso ridotta attraverso il fattore di struttura, per consentire una verifica in campo elastico; in questo modo si tiene implicitamente conto delle ulteriori capacità di spostamento, una volta raggiunta la resistenza limite, prima che la struttura arrivi allo stato limite ultimo. Si sottolinea che l'applicazione di questo metodo nel caso di edifici storici può risultare problematica per la difficoltà di definire appropriati fattori di struttura, con possibili conseguenze sulla definizione degli interventi.

Nel caso di un'analisi elastica lineare ad elementi finiti, il modello deve essere sottoposto ad un sistema di forze orizzontali la cui entità complessiva è definita nell'Ordinanza (punto 4.5.2). Tali forze possono essere distribuite in ragione della

quota delle diverse masse, in accordo con quanto indicato nell'Ordinanza, solo nel caso di costruzioni assimilabili dal punto di vista strutturale ad un edificio ordinario. Negli altri casi dovranno essere assunte: a) una distribuzione di forze proporzionale alle masse; b) una distribuzione di forze proporzionale al principale modo di vibrazione nella direzione di analisi, stimato sulla base della distribuzione delle rigidità e delle masse nei diversi elementi ed eventualmente corretto con procedimenti iterativi. Il periodo di vibrazione potrà essere stimato con la formula indicata nell'Ordinanza solo nel caso di strutture assimilabili ad edifici; per le altre strutture dovrà essere stimato con formule opportune o ricavato a partire dalla forma modale principale, adottando, per i materiali, i valori dei moduli elastici fessurati. Questo tipo di analisi è in grado infatti di fornire risultati soddisfacenti solamente nel caso di strutture la cui risposta non è significativamente influenzata dai modi superiori di vibrazione.

Il valore da assumersi per il fattore di struttura dovrà essere giustificato dalle capacità di spostamento della struttura in campo fessurato, valutato sulla base sia della tipologia di manufatto, sia della qualità costruttiva (materiali, dettagli costruttivi). Gli effetti torsionali accidentali possono essere trascurati, a meno che non si ritengano particolarmente significativi nel caso specifico.

È tuttavia opportuno segnalare che l'uso di un'analisi elastica lineare ad elementi finiti ha in genere poco significato per una struttura complessa, in quanto si ottengono valori puntuali dello stato tensionale nel materiale muratura, da confrontarsi per la verifica con i valori caratteristici di resistenza del materiale. Con questo tipo di analisi si riscontrano, generalmente, tensioni di trazione, non accettabili nella muratura, o elevate tensioni di compressione, molto influenzate dalla discretizzazione in elementi finiti (concentrazioni tensionali negli spigoli). Le verifiche puntuali potrebbero quindi non essere soddisfatte anche in condizioni che nella realtà sono sicure, a seguito di una locale redistribuzione tensionale nelle aree interessate.

5.3.2. Analisi dinamica modale

L'analisi dinamica modale viene condotta attraverso un modello elastico lineare (ad esempio ad elementi finiti) e quindi la sua attendibilità nella valutazione del comportamento in condizioni limite di resistenza, per gli antichi manufatti architettonici in muratura, è spesso limitata. Infatti, nel caso di strutture complesse, le analisi lineari possono essere utilmente applicate solo quando, dal confronto tra domanda e capacità, emerge che l'escursione in campo non lineare è modesta.

Può essere utilizzata per valutare il modo principale di vibrazione in ciascuna direzione (quello cui corrisponde il massimo valore del coefficiente di partecipazione) e determinare quindi un'attendibile distribuzione di forze da adottare nell'analisi statica lineare. Più discutibile è, invece, considerare il contributo dei modi superiori, che hanno poco significato per una struttura caratterizzata da un comportamento non lineare dei materiali già per valori modesti dell'azione orizzontale.

L'analisi modale con spettro di risposta, che presuppone il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a telaio, non dovrebbe quindi ritenersi attendibile, specie nel caso di strutture complesse, caratterizzate da trasformazioni e fasi costruttive differenti.

L'analisi dinamica modale può essere utilizzata con maggiore confidenza in presenza di strutture flessibili e strutturalmente ben modellabili, come ad esempio le torri, i campanili o altre strutture a prevalente sviluppo verticale. In questi casi possono risultare importanti i contributi dei modi superiori. Restano tuttavia inalterate le difficoltà di determinare opportuni fattori di struttura e fare riferimento a verifiche puntuali dello stato di sollecitazione.

5.3.3. Analisi statica non lineare

5.3.3.1. Concetti di base

La capacità di una struttura di resistere all'evento sismico dipende fortemente dalle sue capacità di deformazione e dalla sua duttilità. I metodi di analisi elastici analizzati (statico e dinamico modale) tengono conto del comportamento non lineare della struttura tramite il fattore di struttura che permette di ridurre lo spettro di risposta elastico. Questi metodi non possono però cogliere cambiamenti nella risposta caratteristica della struttura qualora i suoi elementi superino il comportamento elastico e inoltre non si ha nessuna informazione sulla distribuzione della domanda di anelasticità della stessa.

Un'analisi statica non lineare consiste nel sottoporre la struttura ai carichi gravitazionali e ad un sistema di forze laterali, simulanti le forze di inerzia, che, mantenendo i rapporti relativi tra di esse, sono incrementate monotonamente fino al raggiungimento di uno spostamento di un punto di controllo della struttura, detto spostamento di target che rappresenta la richiesta sotto terremoto elastico di normativa.

Risultato finale dell'analisi è la curva di taglio alla base (somma di tutte le forze orizzontali) – spostamento del punto di controllo, che rappresenta la capacità della struttura che verrà confrontata con la domanda rappresentata da punti sulla curva stessa individuati da valori di spostamento corrispondenti alle massime domande di spostamento che la struttura subirebbe qualora fosse sottoposta ai diversi terremoti di progetto. Con tale analisi è possibile verificare la capacità della struttura sia in termini di resistenza che di deformabilità tenendo conto sia delle non linearità del materiale che delle non linearità geometriche. Questo tipo di analisi permette inoltre di ricavare interessanti informazioni sulla risposta di sistemi strutturali soprattutto se viene usato per la verifica di edifici vecchi e di edifici nuovi.

Questo tipo di analisi può essere applicato per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_l , dove α_l è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per la quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale e α_u è invece il moltiplicatore per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di riduzione q ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Il metodo si articola nei passi seguenti:

- determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate (“taglio alla base”) e lo spostamento di un “punto di controllo”;
- determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente;
- determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di risposta elastico;
- conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti (elementi/meccanismi duttili) e delle resistenze (elementi/meccanismi fragili).

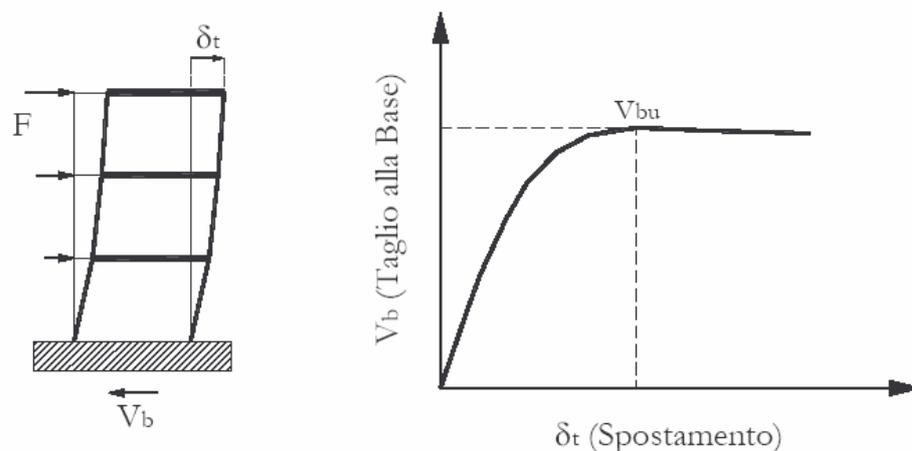


Figura 5.3. Schematizzazione di un'analisi "push-over".

Gli elementi chiave di un'analisi non lineare sono: *capacità, domanda e prestazione*. La domanda è una rappresentazione della richiesta di prestazione del moto sismico alla struttura. La capacità è l'abilità della struttura di resistere alla domanda sismica. La prestazione rappresenta la misura dell'incontro tra capacità e domanda; la struttura deve avere la capacità di resistere alla domanda sismica in modo che la prestazione sia compatibile con gli obiettivi di progetto.

5.3.3.2. Pro e contro dell'analisi push-over

L'analisi push-over sta diventando un mezzo popolare per la valutazione della prestazione sismica delle strutture esistenti e nuove. Le aspettative sono che l'analisi push-over fornisca adeguate informazioni sulla richiesta sismica. Occorre pertanto stimare l'accuratezza delle previsioni della push-over, le condizioni identificative sotto le quali tale analisi fornisce adeguate informazioni e identificare i casi nei quali le previsioni della push-over sono inadeguate.

Chiaramente l'analisi dinamica non lineare che predice con sufficiente affidabilità le forze e la deformazione cumulativa richiesta in ogni elemento del sistema strutturale, è la soluzione finale. L'implementazione di questa soluzione richiede la disponibilità

di un set di registrazioni (una con tre componenti) che spieghino le incertezze e le differenze, le frequenze caratteristiche e la durata dovute alle caratteristiche di rottura e le distanze delle varie faglie che possono causare moti del sito. Questo richiede la capacità ulteriore di modellare adeguatamente le caratteristiche carico-deformazioni cicliche di tutti gli elementi importanti del sistema tridimensionale: struttura di fondazione-terreno e la disponibilità di strumenti efficienti per implementare il processo risolutivo fra i vincoli temporali e finanziari imposti in un lavoro ingegneristico. Comunque questo richiede un'adeguata conoscenza delle capacità di deformazione degli elementi strutturali con il dovuto riguardo al deterioramento delle caratteristiche che definiscono la condizione limite di una prestazione accettabile. Occorre lavorare verso questa condizione finale, anche se tuttora vi sono molteplici limitazioni.

Ci sono diverse motivazioni per invocare l'uso dell'analisi push-over perché in molti casi vengono fornite molte più informazioni rispetto ad un'analisi elastica statica. Sarebbe però contro produttivo invocare questo metodo come una soluzione tecnica generale per tutti i casi. L'analisi push-over è un utile strumento per valutare la resistenza anelastica e la domanda di deformazione e per mostrare le debolezze di progetto. Il suo vantaggio principale è che essa incoraggia il progettista a riconoscere importanti quantità di risposta sismica e ad usare un giusto giudizio sulle domande di forza e deformazione e le capacità che controllano la risposta sismica vicino al crollo, ma si deve riconoscere che in molti casi può fornire un falso grado di sicurezza se le sue imperfezioni non sono riconosciute.

L'analisi push-over si basa sull'assunzione che la risposta della struttura può essere relazionata alla risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà (SDOF). Ciò significa che la risposta è controllata da un singolo modo e che la forma del modo resta costante durante la risposta. Chiaramente entrambe le assunzioni non sono corrette ma i vari studi eseguiti hanno indicato che queste assunzioni conducono a predizioni piuttosto buone della risposta sismica massima di strutture a più gradi di libertà (MDOF) a patto che la risposta sia dominata da un unico modo.

Essa pertanto non può scorgere alcuni importanti modi di deformazione che possono presentarsi in una struttura soggetta a severi terremoti e può sovrastimarne altri. La

risposta dinamica anelastica può differire significativamente dalle predizioni basate su modelli di carico statici invariati o adattabili soprattutto se gli effetti dei modi superiori diventano importanti.

Un altro aspetto fondamentale riguarda la modellazione dei carichi ossia la rappresentazione della distribuzione delle forze di inerzia. E' chiaro che la distribuzione delle forze di inerzia varierà con la magnitudo del terremoto e con la durata dello stesso. Se si usa una distribuzione invariante dei carichi, le assunzioni base sono: a) la distribuzione delle forze di inerzia sarà costante durante il terremoto; b) le deformazioni massime ottenute da questa modellazione invariante dei carichi saranno paragonabili a quelle che si aspettano dal terremoto di progetto. Queste assunzioni possono essere vicino al vero in molti casi ma non in altri. Esse sono probabilmente ragionevoli se a) la risposta della struttura non dipende in modo particolare dagli effetti dei modi superiori; b) la struttura ha solo un singolo meccanismo di carico che può essere scorto da un modello di carichi invariabili. In alcuni casi le modellazioni di carico invariante possono fornire adeguate predizioni della richiesta di deformazione degli elementi. Si raccomandano l'uso di almeno due modellazioni di carico che presumono fissare la distribuzione delle forze di inerzia. Una potrebbe essere una distribuzione di forze proporzionali alle masse e l'altra una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di deformazione nella direzione di analisi. Chiaramente nessuna di queste distribuzioni di carico invariante può considerare una redistribuzione delle forze di inerzia che può succedere quando si forma un meccanismo locale e le proprietà dinamiche della struttura cambiano. Sarebbe dunque auspicabile adottare modelli di carico adatti o adattivi che seguano più da vicino la distribuzione variabile nel tempo delle forze di inerzia. Sono state fatte a riguardo diverse proposte ad esempio l'uso di modelli nei quali i carichi applicati siano proporzionali al taglio resistente al precedente step. Non vi è alcun consenso sui vantaggi dei modelli di carico adattivi ma non c'è dubbio che modelli di carico migliorati debbano essere sviluppati al fine di avere un processo maggiormente realizzabile per la predizione della domanda. Si crede dunque che la modellazione del carico sia il punto debole del metodo dell'analisi statica non lineare o analisi push-over o "spingi oltre". L'utilizzo di modelli invariabili può condurre a

risultati non veritieri soprattutto per strutture con alti periodi con meccanismi di rottura localizzati.

Per quanto riguarda l'individuazione della capacità di spostamento ultimo, nel caso in cui il modello sia in grado di descrivere una risposta strutturale con degrado della resistenza (softening), grazie a legami costitutivi particolarmente sofisticati esso sarà definito in corrispondenza di una riduzione della reazione massima orizzontale pari al 20%; nel caso invece siano utilizzati un legame elastico non lineare, quale è il modello di solido non resistente a trazione, o legami di tipo elastico perfettamente plastico, l'analisi sarà portata avanti fino a spostamenti significativi, senza la necessità di definire uno spostamento limite ultimo.

In conclusione si evince che l'analisi statica non lineare può essere implementata per tutte le strutture ma potrebbero essere necessarie altre procedure di valutazione complementari ad essa soprattutto nel caso in cui i modi superiori risultino importanti. Candidata per eccellenza come procedura di valutazione addizionale risulta essere l'analisi dinamica non lineare.

5.3.4. Analisi dinamica non lineare

Nell'analisi dinamica non lineare la risposta della struttura è calcolata integrando direttamente l'equazione non lineare del moto del sistema utilizzando un modello tridimensionale dell'edificio e gli accelerogrammi come definito dalla normativa.

Questo è sicuramente il tipo di analisi più completo che consente di conoscere le sollecitazioni e le deformazioni delle parti della struttura nel tempo, ma anche quello più complesso e richiede per questo una particolare attenzione.

Due sono gli aspetti significativi; il primo consiste nell'individuazione di un modello che sia in grado di descrivere il comportamento post-elastico sotto cicli di carico e scarico degli elementi e la conseguente dissipazione di energia. Il secondo consiste nella scelta di accelerogrammi da utilizzare come input, essi devono essere rappresentativi degli eventi attesi nella zona in cui è situato l'edificio oggetto di

studio.

L'esecuzione di un'analisi dinamica prevede i seguenti passi:

- definizione del modello geometrico tridimensionale della struttura. Modelli definiti grossolanamente possono condurre a risultati privi di significato;
- definizione delle masse interessate all'evento sismico e la loro applicazione nel modello sotto forma di carichi gravitazionali;
- definizione dello smorzamento della struttura che nel problema dinamico governato dall'equazione del moto è rappresentato dalla matrice degli smorzamenti che per la modellazione della risposta non lineare deve essere necessariamente dedotta dal comportamento non lineare del materiale;
- definizione del legame costitutivo non lineare dei materiali oppure della posizione e del diagramma momento-curvatura delle cerniere plastiche nel caso di modellazione a plasticità concentrata;
- definizione dell'input sismico, scopo del seguente lavoro e discusso ampiamente nei capitoli seguenti, secondo le prescrizioni della normativa adottata. L'OPCM 3274 suggerisce di utilizzare, per verificare entrambi gli stati limite ultimo e di danno, accelerogrammi reali, simulati o artificiali in gruppo di tre agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali della struttura o in numero superiore;
- Verifica della struttura. Svolta l'analisi e calcolata la risposta nel tempo della struttura sollecitata da un evento sismico rappresentato da un gruppo di accelerogrammi, è possibile conoscere in ogni istante su ogni elemento della struttura gli effetti del sisma (momenti, tagli, spostamenti), controllando la compatibilità degli spostamenti negli elementi che presentano un comportamento duttile e delle resistenze negli elementi con comportamento fragile. Se nel procedimento di calcolo è stato utilizzato un gruppo di tre accelerogrammi le verifiche degli elementi strutturali, riguarderanno i valori massimi degli effetti, mentre se sono stati considerati più accelerogrammi (in numero almeno pari a 7) le verifiche riguarderanno i valori medi delle azioni calcolate.

E' inoltre opportuno segnalare che, in funzione delle caratteristiche dinamiche della struttura, dovrà essere adeguatamente selezionato il passo temporale di integrazione delle equazioni del moto.

E' quindi opportuno utilizzare questo metodo di analisi solo in casi molto particolari, quando la complessità della struttura e l'importante contributo dei diversi modi di vibrazione non consentono di ricondurre, con sufficiente attendibilità, la risposta sismica a quella di un sistema non lineare equivalente ad un solo grado di libertà. In tali casi, l'analisi dinamica non lineare porta alla valutazione di una richiesta di spostamento inferiore a quella stimata con l'analisi statica non lineare.

5.4. Conclusioni

Dalle considerazioni sviluppate in precedenza sui vari metodi di analisi previsti dalla normativa si può dedurre che l'analisi elastica ad elementi finiti può fornire indicazioni utili solamente per una preliminare interpretazione del comportamento sismico delle strutture in muratura. Si è visto che l'analisi elastica presenta in genere zone nelle quali le tensioni principali di trazione sono superiori all'effettiva resistenza a trazione della muratura. Se queste zone sono di limitata ampiezza, la struttura reale probabilmente ivi presenterà una lieve fessurazione (lesioni fisiologiche) e la soluzione fornita dall'analisi elastica ad elementi finiti può essere ritenuta in una certa misura attendibile; se invece è ragionevole attendersi una significativa redistribuzione delle tensioni a seguito della fessurazione, gli stati tensionali e deformativi ottenuti non sono attendibili e risulta necessario procedere ad una modellazione non lineare, nella quale il comportamento del materiale venga simulato con maggiore precisione (danneggiamento, fessurazione, rottura, degrado di rigidità e resistenza, attrito).

L'analisi elastica ad elementi finiti è quindi utile per descrivere il comportamento strutturale in esercizio, nel caso di una costruzione non soggetta a dissesti significativi, ma non consente di valutare la sicurezza nei riguardi dello stato limite ultimo. Infatti, il raggiungimento di condizioni limite di rottura del materiale a livello

locale (stato tensionale puntuale) non può essere messo in alcun modo in relazione alle condizioni limite ultime della struttura, che comportano in genere la perdita di equilibrio di intere porzioni della costruzione.

Tali limitazioni possono essere concettualmente superate attraverso una modellazione non lineare ad elementi finiti, che consideri la non linearità del materiale.

Sulla base delle precedenti osservazioni, al fine di effettuare considerazioni di vulnerabilità sismica del ponte oggetto di studio, sono state effettuate analisi statiche e dinamiche non lineari (vedi Capitolo 7).

In appendice sono stati riportati anche i risultati e i confronti fra l'analisi dinamica lineare, dove per input sismico sono stati utilizzati gli stessi accelerogrammi previsti per le analisi dinamiche non lineari, e l'analisi modale associata agli spettri di risposta elastici desunti dai vari accelerogrammi. Inoltre sono stati effettuati confronti fra tali analisi e l'analisi modale associata agli spettri elastici definiti dalla normativa. Sulla base dei risultati ottenuti si è potuta constatare l'effettiva coerenza fra gli accelerogrammi naturali e lo spettro di risposta elastico definito dalla normativa.

6. Un metodo non lineare per il progetto sismico: il metodo N2

In questo capitolo si cercherà di analizzare il metodo N₂, che è stato ben valutato in numerosi studi per la sua efficace applicabilità sia per il progetto di nuove costruzioni, che per la valutazione della sicurezza sismica e la riabilitazione di strutture esistenti. Verranno pertanto analizzate le caratteristiche del metodo nella sua accezione generale, le sue basi teoriche, i limiti e le approssimazioni.

Nel capitolo 7 si cercherà invece di applicare tale metodologia di analisi al ponte oggetto di studio per cui andrà valutata la rispondenza alle ipotesi del metodo.

6.1. I metodi statici non lineari nell'analisi sismica delle strutture

Tra i metodi statici non lineari presenti in letteratura, il “metodo dello spettro di capacità” (Freeman, 1998) e il “metodo N2” (Fajfar & Gaspersic, 1996; Fajfar, 1999) hanno conquistato negli anni un consenso sempre più ampio nella comunità scientifica, tanto che il loro uso è oggi consentito da diverse normative antisismiche (ad esempio Eurocodice 8, 2003; FEMA 356, 2000; FEMA 368, 2001; O.P.C.M. 3431, 2005). I due metodi citati, nonostante le differenze concettuali che li distinguono, si articolano entrambi in due fasi fondamentali. La prima consiste nella determinazione della curva di prestazione, che descrive l'evoluzione della risposta strutturale all'aumentare dell'intensità dell'evento sismico. Ciò si ottiene attraverso un'*analisi statica incrementale*, nella quale l'intensità delle forze orizzontali agenti sulla struttura viene incrementata monotonicamente fino al raggiungimento di un assegnato stato limite (ad esempio il collasso della struttura). La seconda fase

consiste nell'individuare sulla curva di prestazione il punto corrispondente alla risposta inelastica della struttura conseguente al PGA assegnato.

Ciò è fatto attraverso lo studio di un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF, Single Degree Of Freedom system) equivalente alla struttura reale a più gradi di libertà (MDOF, Multi Degree Of Freedom system). Se si usa il metodo dello spettro di capacità, tale sistema è elastico e caratterizzato da uno smorzamento fittizio, superiore a quello effettivo della struttura per tener conto dell'energia dissipata per isteresi; si tratta invece di un sistema inelastico quando si impiega il metodo N2. Ciò che differenzia le due procedure riguarda quindi la rappresentazione della domanda sismica. Nel seguito si analizza in dettaglio il metodo N2 così come è stato formulato dai suoi autori nonché come è stato rielaborato all'interno di vari codici antisismici.

6.2. Concetti di base

Gli elementi chiave che caratterizzano i metodi statici non lineari al fine del conseguimento di criteri di valutazione di vulnerabilità sismica degli edifici sono: *capacità, domanda e prestazione*. La domanda è una rappresentazione del moto sismico del terreno. La capacità è l'abilità della struttura di resistere alla domanda sismica. La prestazione rappresenta la misura in cui la capacità assorbe la domanda: la struttura deve avere la capacità di resistere alla domanda sismica in modo che la prestazione sia compatibile con gli obiettivi di progetto.

6.2.1. La capacità

La capacità globale di una struttura dipende dalla resistenza e dalle capacità di deformazione dei singoli componenti. Allo scopo di determinare il comportamento oltre il limite elastico, si utilizzano tecniche di analisi non lineare come quella denominata push-over o analisi di spinta. Il concetto alla base di tale tecnica è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche

equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo.

In questo modo, una risposta complessa viene ridotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile, come si vedrà in seguito, un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

6.2.2. La domanda e la prestazione

Il terremoto determina nella struttura deformazioni che sono congruenti con gli spostamenti dei suoi nodi. Negli ultimi anni è su questi ultimi che si è indirizzata l'attenzione, per poter meglio stimare lo stato di danneggiamento e la prestazione che può offrire la struttura colpita dal sisma (displacement based design, performance based design). Con i tradizionali metodi di analisi lineari, gli spostamenti sono valutati utilizzando azioni di progetto descritte mediante particolari distribuzioni di forze orizzontali. I metodi non lineari, in generale, consentono la stima diretta degli spostamenti orizzontali, a partire dal moto sismico atteso. La domanda causata da un terremoto su una particolare struttura, può dunque essere utilmente espressa in termini di spostamento subito dalla struttura stessa. Per determinare quale sia l'effettivo punto di prestazione di una struttura sotto il sisma, occorre confrontare la capacità della struttura con le caratteristiche dell'azione sismica considerata (spettro della domanda). Allo scopo è utile rappresentare entrambe nello stesso sistema di riferimento, che è individuato nel piano accelerazione – spostamento (ADRS: acceleration-displacement response spectrum). In pratica la classica rappresentazione dell'azione sismica attraverso lo spettro elastico di risposta, pseudo-accelerazione in ordinata e periodo in ascissa, viene trasformata riportando sull'asse x lo spostamento. Parallelamente la capacità, come detto espressa in termini di taglio alla base in ordinata e spostamento in ascissa, viene riportata in termini di accelerazione equivalente. Così facendo si può determinare l'intersezione tra le due curve, ossia il

punto di funzionamento della struttura (performance point), che rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta. In teoria, l'intersezione detta non è di determinazione immediata, perché la domanda è a sua volta funzione del danneggiamento della struttura, quindi dello spostamento corrispondente alla soluzione del problema.

6.3. Descrizione del metodo

Si passa a descrivere gli step della semplice versione del metodo N2. Si fornisce una semplice versione dello spettro per il fattore di riduzione e l'influenza del danneggiamento cumulativo non è presa in esame.

Step 1: Dati

L'importanza e la necessità di considerare la risposta in campo anelastico del materiale richiedono l'utilizzo di programmi di calcolo in grado di descrivere la non linearità del materiale. I programmi attualmente disponibili sono in grado di fare questo utilizzando due diversi approcci:

- modellazione tramite cerniere plastiche (“a plasticità concentrata”);
- modellazione tramite fibre (“a plasticità diffusa”).

Modellazione “a plasticità concentrata”

E' stata la prima tecnica di modellazione implementata in programmi di analisi strutturale per descrivere il comportamento anelastico di una struttura sotto l'azione ciclica del sisma. Essa prevede che tutti gli elementi costituenti la struttura rimangano sempre in campo elastico e che vengano introdotti, alle estremità di questi, elementi cerniera con comportamento anelastico laddove si prevede la formazione della cerniera plastica.

Modellazione “a plasticità diffusa”

In questo caso si considerano elementi tipo trave con comportamento anelastico: l'anelasticità è diffusa in tutto l'elemento strutturale, sia longitudinalmente che trasversalmente, attraverso l'utilizzo di elementi a fibre. Essi prevedono che lo stato di sforzo-deformazione di una sezione del generico elemento sia ottenuto tramite integrazione della risposta sforzo-deformazione uniassiale non lineare di ciascuna fibra in cui la sezione è stata suddivisa. Se si utilizza un numero sufficiente di fibre la distribuzione della non linearità del materiale nella sezione può essere modellata accuratamente anche in condizioni di elevata non linearità; allo stesso modo, dividendo longitudinalmente ciascun elemento strutturale in un numero di elementi sufficiente è possibile descrivere in modo accurato la formazione e la diffusione di un eventuale cerniera plastica nell'elemento senza bisogno di supporla a priori.

Se da un punto di vista computazionale un modello ad anelasticità distribuita, utilizzando legami costitutivi non lineari, risulta essere più oneroso rispetto ad un modello ad anelasticità concentrata in pochi elementi, d'altra parte, da un punto di vista operativo, non necessita di una particolare esperienza di modellazione dell'operatore: tutto ciò che è richiesto all'utilizzatore è di definire le caratteristiche geometriche e conoscere il comportamento anelastico ciclico dei materiali per poter scegliere il modello costitutivo più appropriato fra quelli proposti in letteratura ed implementati nei codici.

La richiesta del sisma è tradizionalmente definita attraverso lo spettro elastico delle pseudo-accelerazioni S_{ae} che relaziona le accelerazioni al suolo con il periodo proprio della struttura T . Lo smorzamento è tenuto in conto nello spettro.

**Step 2: Domanda sismica nel diagramma accelerazione-spostamento
(acceleration-displacement (ADRS) format)**

Si può determinare lo spettro anelastico nel diagramma accelerazione-spostamento partendo dallo spettro d'accelerazione. Per un sistema SDOF (sistema ad un grado di libertà) vale la seguente relazione:

$$S_{de} = \frac{1}{\omega^2} \cdot S_{ae} \quad (6.1)$$

dove ω è la pulsazione e dove S_{ae} e S_{de} sono rispettivamente i valori dell'accelerazione e dello spostamento spettrale in corrispondenza di un periodo T e di un fissato valore del coefficiente di smorzamento. Un tipico spettro d'accelerazione elastico al 5% di smorzamento normalizzato rispetto all'accelerazione di picco di 1 g e il corrispondente spettro di spostamento elastico sono mostrati in Figura 6.1.

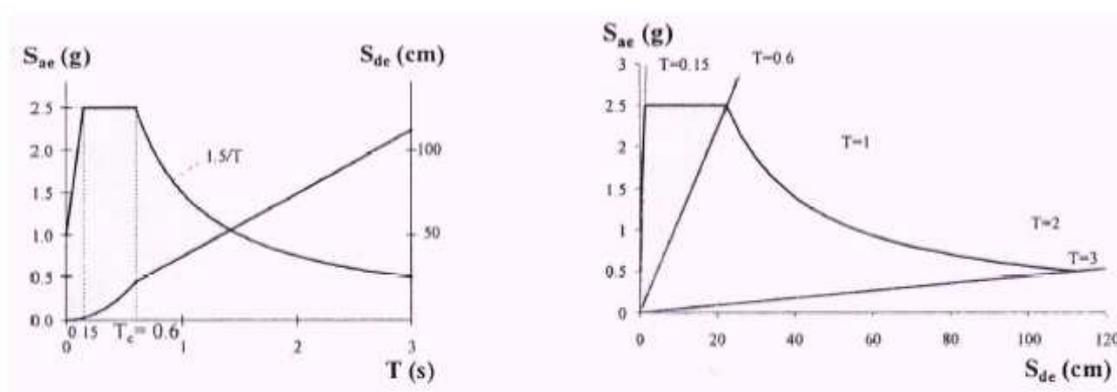


Figura 6.1. Tipico spettro d'accelerazione (S_{AE}) e di spostamento elastico (S_{de}) con il 5 % di smorzamento e normalizzato rispetto a g. a) formato tradizionale, b) formato ADRS.

Per uno spettro anelastico SDOF con una relazione bilineare forza-spostamento lo spettro d'accelerazione (S_a) e lo spettro di spostamento (S_d) possono essere determinati come:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (6.2)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot S_{de} = \mu \cdot \frac{1}{\omega^2} \cdot S_a \quad (6.3)$$

dove μ è il *fattore di duttilità* definito come il rapporto tra il massimo spostamento e lo spostamento allo snervamento, e R_μ è *fattore di riduzione* dovuto alla duttilità cioè dovuto all'energia di dissipazione isteretica delle strutture duttili. Si noti che R_μ differisce dal fattore di struttura R (indicato più comunemente con q) per il fatto che quest'ultimo tiene in conto anche della sovreresistenza R_s (in pratica si ha che $R = R_\mu R_s$). Nel metodo N2 si fa uso di *uno* spettro bilineare per il fattore di riduzione (Vidic et al., 1994):

$$R_\mu = (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{per } T < T_c \quad (6.4)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{per } T \geq T_c$$

dove T_c è il periodo caratteristico del *moto* del suolo. E' generalmente definito come il periodo di transizione tra il segmento dello spettro di risposta ad accelerazione costante (intervallo dei periodi medio-corti) ed il segmento a velocità costante (periodi medio-lunghi).

Dalle due relazioni suddette emerge che nel campo dei periodi medio-lunghi vale la regola dell'ugual spostamento, nel senso che lo spostamento del sistema anelastico è pari a quello del corrispondente sistema elastico con ugual periodo.

Step3: Analisi push-over

A questo punto si effettua un'analisi push-over, la quale consiste nell'applicare incrementalmente, ad un modello della struttura soggetto ai carichi gravitazionali e con comportamento non lineare del materiale, particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali. In particolare, durante l'analisi tali forze vengono tutte scalate,

mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (ad esempio un punto in sommità dell' edificio). Durante l'aumento incrementale dei carichi, i diversi elementi strutturali arrivano via via allo snervamento, comportando una graduale perdita di rigidità dell' intera struttura.

Attraverso un'analisi push-over, è possibile quindi ottenere una relazione caratteristica forza spostamento per il sistema MDOF. In linea di principio può essere scelta qualsiasi forza e spostamento; di solito vengono usati come grandezze rappresentative il tagliante totale al piede (somma di tutte le forze orizzontali) e lo spostamento in sommità dell'edificio (in genere il più significativo del comportamento globale).

Poiché in corrispondenza di ogni punto della curva di capacità si possono valutare importanti parametri strutturali quali lo spostamento totale, lo spostamento relativo tra i diversi piani, le deformazioni e le sollecitazioni nei vari elementi strutturali, con tale analisi è possibile verificare la capacità della struttura sia in termini di resistenza che di deformabilità, tenendo conto sia delle non linearità geometriche sia di quelle del materiale.

Un importante aspetto riguarda la scelta di un'adeguata distribuzione per le forze orizzontali: essa deve approssimare, infatti, la distribuzione delle forze d'inerzia presenti sulla struttura durante il sisma. Fortunatamente, il campo delle assunzioni ragionevoli è relativamente ristretto e conduce a risultati simili per distribuzioni differenti. In particolare, le norme (*EC8* e *Ord n. 3274 al punto 4.5.4.2*) suggeriscono di applicare a ciascun modello piano considerato due diverse distribuzioni di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse dei vari piani:

- una distribuzione di forze proporzionali alle masse;
- una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare del sistema considerato elastico.

Per quanto riguarda la seconda distribuzione, il vettore dei carichi, che generalmente consiste nelle componenti nelle tre direzioni (forze in x , y e momenti torcenti), ha la

forma:

$$\underline{P} = p \cdot \underline{\psi} = p \cdot \underline{M} \cdot \underline{\Phi} \quad (6.5)$$

dove \underline{M} è la matrice delle masse, l'entità dei carichi orizzontali è controllata da p e \underline{P} è la distribuzione delle forze laterali correlata alla forma di spostamento assunta $\underline{\Phi}$. Si noti che l'espressione sopra riportata, contenuta nella formulazione del metodo N2, in generale non implica alcuna restrizione riguardante la distribuzione dei carichi orizzontali (può essere considerata qualsiasi forma modale). Generalmente $\underline{\Phi}$ consiste in tre componenti non nulle (due direzioni orizzontali e una rotazione torsionale); la procedura può essere sostanzialmente semplificata applicando i carichi orizzontali solo in una direzione:

$$\underline{\Phi}^T = [\underline{\Phi}_x^T, \underline{0}^T, \underline{0}^T] \quad (6.6)$$

Dalle relazioni suddette segue che la forza orizzontale applicata nella direzione x all' i -esimo piano è proporzionale alla componente $\Phi_{x,i}$ della forma di spostamento assunta $\underline{\Phi}_x$, pesata dalla massa di piano m_i :

$$P_{x,i} = p \cdot m_i \cdot \Phi_{x,i} \quad (6.7)$$

Questa relazione ha un certo significato fisico: se la forma di spostamento assunta fosse uguale alla forma modale e costante durante il sisma (ad esempio se il comportamento strutturale fosse elastico), allora la distribuzione delle forze laterali scelta sarebbe uguale alla distribuzione esatta delle forze sismiche. Nel campo anelastico, comunque, la forma di spostamento in genere cambia nel tempo e l'equazione rappresenta quindi un' approssimazione; nonostante ciò, essa permette che la trasformazione dal sistema MDOF ad SDOF e viceversa segua da semplici formule matematiche nel campo sia elastico che anelastico.

Step 4: Modello equivalente SDOF e diagramma di capacità

Nel metodo N2, la domanda sismica è determinata attraverso l'uso di spettri di risposta e il comportamento anelastico viene tenuto in conto esplicitamente. Conseguentemente, la struttura può, in principio, essere modellata come un sistema a un grado di libertà. Diverse procedure sono state studiate per determinare le caratteristiche del sistema equivalente SDOF. Una di queste, utilizzata nell'ultima versione del metodo N2 e adottata dall' *EC8* e dall' *Ordinanza n. 3274 (punto 4.5.4.3)*, viene discussa in seguito. Il punto di partenza è l'equazione del moto di un modello strutturale 3D (con $3n$ gradi di libertà) di una costruzione a più piani:

$$\underline{\underline{M}} \cdot \ddot{\underline{U}} + \underline{\underline{R}} = -\underline{\underline{M}} \cdot \underline{s} \cdot a \quad (6.8)$$

in cui \underline{U} è il vettore che rappresenta spostamenti e rotazioni, \underline{R} è il vettore delle forze interne, a è l'accelerazione al suolo come funzione del tempo e \underline{s} è il vettore che definisce la direzione del sisma. Nel caso di sisma in una direzione, per esempio x , il vettore \underline{s} è costituito da un sottovettore unità e da due sottovettori uguali a zero:

$$\underline{s} = [\underline{1}^T, \underline{0}^T, \underline{0}^T] \quad (6.9)$$

Nel metodo il sisma viene applicato indipendentemente nelle due direzioni orizzontali e, pertanto, devono essere eseguite due analisi separate con due differenti vettori \underline{s} .

Per semplicità, lo smorzamento non viene incluso nella procedura: della sua influenza ne verrà tenuto conto nell'ambito della definizione dello spettro di progetto. Si assume che la forma di spostamento $\underline{\Phi}$ rimanga costante e non cambi durante la risposta della struttura al sisma; il vettore degli spostamenti è definito come:

$$\underline{U} = \underline{\Phi} \cdot D_t \quad (6.10)$$

in cui D_t è lo spostamento, dipendente dal tempo, in sommità della struttura. Il vettore $\underline{\Phi}$ per convenienza, viene normalizzato in modo che la componente in sommità sia pari all'unità.

Dalle equazioni della statica, le forze interne \underline{R} sono uguali alle forze esterne applicate \underline{P} ,

ossia:

$$\underline{P} = \underline{R} \quad (6.11)$$

Introducendo le espressioni suddette nell'equazione del moto (6.8) e premoltiplicando per $\underline{\Phi}^T$, si ottiene:

$$\underline{\Phi}^T \cdot \underline{\underline{M}} \cdot \underline{\Phi} \cdot \ddot{D}_t + \underline{\Phi}^T \cdot \underline{\underline{M}} \cdot \underline{\Phi} \cdot p = -\underline{\Phi}^T \cdot \underline{\underline{M}} \cdot \underline{s} \cdot a \quad (6.12)$$

Dopo aver moltiplicato e diviso a primo membro per $\underline{\Phi}^T \cdot \underline{\underline{M}} \cdot \underline{s}$ l'equazione del moto del sistema equivalente a un grado di libertà può essere scritta nella seguente maniera:

$$m^* \cdot \ddot{D}^* + F^* = -m^* \cdot a \quad (6.13)$$

in cui m^* è la *massa equivalente* del sistema SDOF:

$$m^* = \underline{\Phi}^T \cdot \underline{\underline{M}} \cdot \underline{s} \quad (6.14)$$

la quale dipende dalla direzione del sisma. Considerando la direzione x, ad esempio, si ha:

$$m_x^* = \sum m_i \cdot \Phi_{x,i} \quad (6.15)$$

D^* e F^* sono spostamento e forza del sistema SDOF equivalente:

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (6.16)$$

Il tagliante totale V alla base del modello MDOF, nella direzione del sisma viene definito come:

$$V = \underline{\Phi}^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{s} \cdot p = p \cdot m^* \quad (6.17)$$

Nel caso di sisma nella direzione x , si hanno le seguenti relazioni:

$$V_x = \sum p \cdot m_i \cdot \Phi_{x,i} = \sum P_{x,i} \quad (6.18)$$

La costante Γ , detta *coefficiente di partecipazione modale*, controlla la trasformazione dal modello MDOF a quello SDOF e viceversa. Essa viene definita nel seguente modo:

$$\Gamma = \frac{\underline{\Phi}^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{s}}{\underline{\Phi}^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{\Phi}} = \frac{m^*}{L^*} \quad (6.19)$$

Si noti che m^* dipende dalla direzione del sisma; conseguentemente, anche Γ , D^* ed F^* . Nel caso, per esempio, di moto sismico in direzione x (6.9) e assumendo una forma di spostamento con componenti non nulle in un' unica direzione (6.6), si ha:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \phi_{x,i}}{\sum m_i \cdot \phi_{x,i}^2} \quad (6.20)$$

Si noti ancora una volta che $\underline{\Phi}$ è normalizzato (la componente in sommità dell'edificio è pari all'unità) e che qualsiasi ragionevole forma di spostamento può

essere adottata per $\underline{\Phi}$ (di norma si può assumere il primo modo). La costante Γ viene utilizzata per la trasformazione sia di forze che di spostamenti: come conseguenza di ciò, è possibile ottenere la relazione F^*-D^* per il sistema SDOF solamente cambiando la scala agli assi del grafico $V-D$, determinato per il sistema MDOF; inoltre, la rigidezza iniziale risulta la medesima in entrambi i casi.

Ai fini della determinazione di un legame semplificato (elastico - perfettamente plastico) per il sistema SDOF, devono essere utilizzati criteri di tipo ingegneristico; i codici normativi

forniscono alcune indicazioni utili. Per esempio, nell'EC8 e nell'Ordinanza 3274 viene suggerita un'idealizzazione bilineare basata sul principio di ugual energia (Figura 6.2).

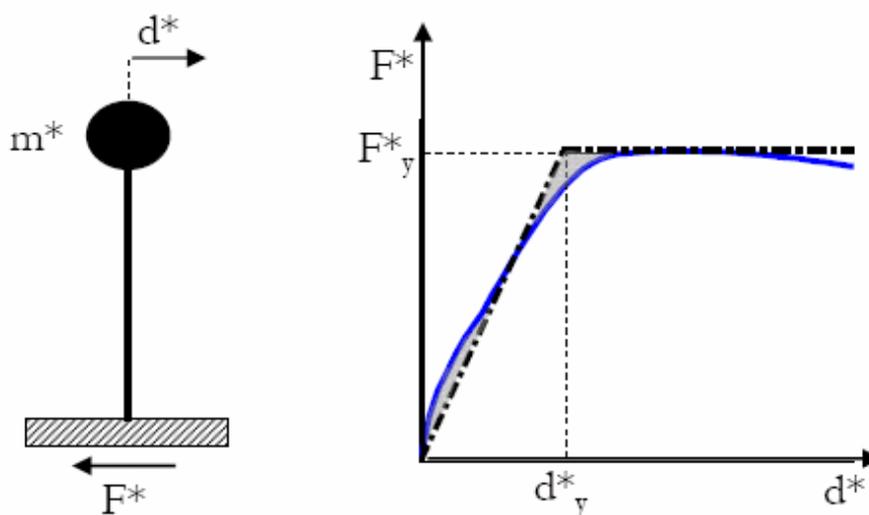


Figura 6.2. Sistema e diagramma bilineare equivalente.

Il metodo *N2* prevede che la rigidezza post-snervamento sia nulla, ossia che il sistema equivalente abbia un comportamento elastico-perfettamente plastico. L'effetto di un incrudimento modesto viene tenuto conto nello spettro di domanda; esso, comunque, non ha un'influenza rilevante.

Il periodo elastico T^* del sistema bilineare equivalente idealizzato si ottiene dalla seguente espressione:

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} \quad (6.21)$$

in cui F_y^* e D_y^* sono, rispettivamente, forza e spostamento allo snervamento.

Infine, la curva di capacità nel formato accelerazione-spostamento (ADRS) si ottiene dividendo i valori delle forze nel diagramma F^*-D^* per la massa equivalente m^* :

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (6.22)$$

Step 5: Domanda sismica per il sistema equivalente SDOF

La domanda sismica per il sistema SDOF equivalente può essere determinata utilizzando la procedura grafica illustrata in Figura 6.3. L'intersezione tra il prolungamento della linea corrispondente al periodo elastico T^* del sistema bilineare equivalente e lo spettro di domanda elastica S_{ae} definisce la domanda di accelerazione (e la corrispondente domanda di spostamento) richiesta al sistema indefinitamente elastico. L'accelerazione allo snervamento S_{ay} rappresenta la capacità del sistema anelastico. Il fattore di riduzione R_μ è dato dal rapporto tra le accelerazioni corrispondenti ai sistemi elastico e anelastico:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (6.23)$$

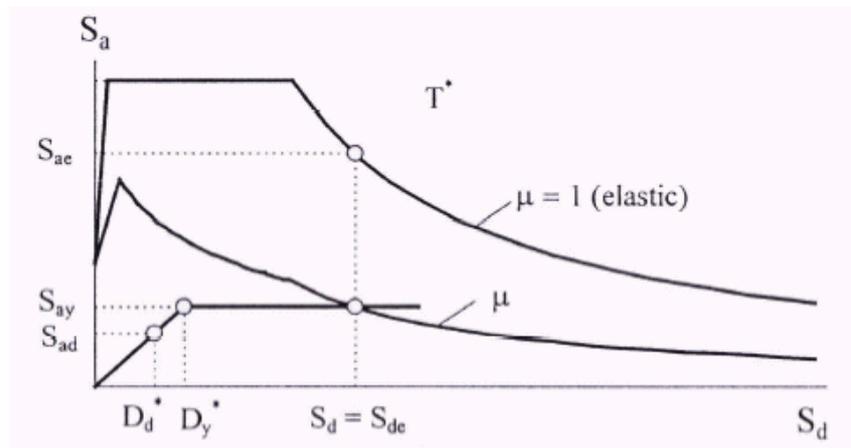


Figura 6.3. Spettri di richiesta elastica e anelastica e curva di capacità.

Com'è già stato evidenziato, il fattore di riduzione dovuto alla duttilità R_μ differisce dal fattore di struttura R (indicato più comunemente q) per il fatto che quest'ultimo tiene in conto sia della dissipazione d'energia sia della sovraresistenza; pertanto, l'accelerazione di progetto S_{ad} è tipicamente minore dell'accelerazione a snervamento S_{ay} (Figura 6.3).

Se il periodo elastico T^* risulta maggiore o uguale a T_c , vale la regola dell'ugual spostamento (lo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello del sistema elastico di pari periodo); dalla similitudine dei triangoli in Figura 6.3 segue

che la domanda di duttilità $\mu = \frac{S_d}{D_y^*}$ è pari al fattore di riduzione:

$$S_d = D_{\max}^* = S_{de}(T^*) \quad \text{per } T^* \geq T_c \quad (6.24)$$

$$\mu = R_\mu$$

Se il periodo elastico T^* risulta minore di T_c , la domanda di duttilità e di spostamento possono essere calcolate come:

$$S_d = D_{\max}^* = \mu \cdot D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left[1 + (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \quad \text{per } T^* < T_c \quad (6.25)$$

$$\mu = (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} + 1$$

In entrambi i casi ($T^* < T_c$ e $T^* \geq T_c$), la domanda inelastica in termini di accelerazione e spostamento corrisponde al punto di intersezione (*performance point*) della curva di capacità con lo spettro di domanda corrispondente alla domanda di duttilità μ . In questo punto, il fattore di duttilità determinato dalla curva di capacità e quello associato allo spettro di domanda sono uguali.

Step 6 e 7: Domanda sismica locale e globale per il modello MDOF

Una volta nota la domanda di spostamento S_d (ossia D_{\max}^*) per il modello SDOF, è possibile calcolare lo spostamento massimo $D_{t,\max}$ del punto di controllo del modello MDOF invertendo nell'equazione (6.16):

$$D_{t,\max} = \Gamma \cdot S_d = \Gamma \cdot D_{\max}^* \quad (6.26)$$

Quindi, si può verificare che durante l'analisi sia stato raggiunto un valore di spostamento D_t almeno pari a $D_{t,\max}$. E' buona norma aver spinto l'analisi fino al superamento dello stato limite oggetto della verifica, in genere eccedendolo del 150% circa.

Step 8: Valutazione della prestazione (analisi del danno)

La prestazione che ci si aspetta può essere valutata comparando la domanda sismica determinata nello step 7, con le capacità per elevati livelli di prestazione. La prestazione globale può essere visualizzata comparando la capacità di spostamento con la domanda.

6.4. Approssimazioni e limiti del metodo N2

Il metodo N2 è un metodo approssimato soggetto a molte limitazioni.

Ci sono due fonti principali di approssimazione: (1) l'analisi pushover e (2) lo spettro anelastico. L'analisi non lineare (push-over) può aiutare a comprendere gli aspetti strutturali che definiscono la prestazione della struttura durante l'evento sismico. L'analisi fornisce informazioni sulla resistenza e sulla duttilità della struttura che non possono essere ottenuti dall'analisi elastica e mostra anche le debolezze della progettazione che possono restare nascoste. Dall'altro lato, tuttavia, ci sono alcune limitazioni del metodo. L'analisi push-over fa un'assunzione abbastanza restrittiva considerando un modello di spostamento tempo - indipendente. Questo è inesatto per quelle strutture dove gli effetti dei modi più alti sono significativi e questo approccio può rilevare le debolezze strutturali che si possono generare quando si ha ad esempio la formazione di una cerniera plastica.

Una possibilità pratica di superare in parte la limitazione imposta dall'analisi push-over è assicurare due differenti forme di spostamenti e di involuppare i risultati.

Molto recentemente Miranda (2000) e Gupta e Krawinkler (2000) hanno studiato la relazione tra lo spostamento elastico e anelastico. Secondo Miranda il rapporto tra lo spostamento anelastico ed elastico non sono dipendenti dalla magnitudo dell'evento sismico, dal livello di accelerazione del suolo che si è avuta nel sito e dalla distanza dall'epicentro. Anche Gupta e Krawinkler sono arrivati agli stessi risultati di Miranda. Secondo Miranda la dispersione dei risultati aumenta all'aumentare del livello di deformazione anelastica.

In base a quanto appena detto, si può dire che la regola dell'uguaglianza degli spostamenti, è un approccio fondamentale per le strutture su siti rigidi con periodo fondamentale medio-alto con cicli isteretici relativamente stabili e pieni. In effetti, si ottengono stime leggermente conservative dei valori medi dello spostamento anelastico. Comunque la regola dell'uguaglianza degli spostamenti sembra essere non soddisfacente per le condizioni di terreni soffici (Miranda 1993, Riddell 1995). In questi casi potrebbero usarsi degli spettro anelastici modificati. In alternativa, si possono usare fattori di correzione per la richiesta di spostamento.

Nel caso di strutture con bassi periodi di vibrazione gli spostamenti anelastici sono maggiori di quelli elastici e conseguentemente R_{μ} è minore di μ . Il periodo di transizione (è il limite tra il tratto lineare e quello costante), durante il quale il rapporto tra gli spostamenti anelastici e quelli elastici comincia ad aumentare, dipende dal contenuto di frequenze del moto del suolo.

Occorre sottolineare il fatto che vi è una maggiore sensibilità di mutamento dello spostamento anelastico al variare dei parametri strutturali nel caso di periodi medio-alti che non nel caso di periodi bassi. Conseguentemente, la stima dello spostamento anelastico è meno accurato per i bassi periodi.

7. Analisi non lineari statiche e dinamiche secondo l'OPCM 3274

In questo capitolo si affronta quello che è il centro di questa tesi vale a dire il confronto tra l'analisi statica non lineare effettuata per mezzo del metodo N2 e l'analisi dinamica non lineare compiuta attraverso l'eccitazione trasversale del ponte oggetto di studio.

Si passeranno in rassegna tutti i passi necessari alle due tipologie di analisi partendo dalle ipotesi di base di entrambe fino ad arrivare alle limitazioni delle metodologie. Si mostreranno anche i risultati e i confronti fra le due modalità di analisi prese in esame.

7.1. Descrizione del modello numerico adottato

7.1.1. Problematiche di modellazione

I ponti ad arco in muratura, non potendo essere considerati delle strutture ordinarie, presentano diverse problematiche di modellazione.

Un primo problema, riguardante tutte le strutture in muratura, riguarda la scelta del modello strutturale. Il livello di dettaglio e quindi la scelta del modello meccanico più opportuno dipendono dalle finalità dell'analisi strutturale. Nel caso siano richieste informazioni di parti definite della costruzione, il modello della struttura deve essere in grado di descrivere con adeguata precisione il campo di spostamento, deformazione e tensione, rivelandosi perciò un modello continuo. Viceversa, quando sia sufficiente operare in termini di risultante e momento risultante delle forze interne, ovvero in termini di caratteristiche di sollecitazione, si definisce un modello strutturale in cui la costruzione viene assimilata ad un sistema costituito da travi e lastre, in genere curve. In quest'ultimo caso, esistono in letteratura diversi studi che

si basano sulla formulazione di un macroelemento pannello murario; tuttavia, considerando gli strumenti usualmente a disposizione dei progettisti, la schematizzazione della struttura in elementi strutturali murari adeguati non è sempre facile. Il modello per l'analisi sismica, inoltre, non può limitarsi ad una descrizione bidimensionale della struttura: la metodologia può quindi prevedere diverse analisi separate (a seconda della direzione del sisma) adottando un modello piano del ponte, oppure un'analisi effettivamente tridimensionale. Nel seguire la prima ipotesi, si riscontra come i modelli nel piano longitudinale siano utilizzabili per un'analisi push-over, ma si evince anche la mancanza di modelli per l'analisi nel piano trasversale all'asse del ponte.

Il secondo problema riguarda la scelta del modello costitutivo. Per una valutazione più attendibile della capacità sismica fino allo stato limite ultimo sarebbe necessario utilizzare legami costitutivi non lineari. Essendo i meccanismi delle arcate e delle pile prevalentemente governati dalla formazione di cerniere, con apertura di lesioni in corrispondenza dei giunti di malta, il legame elastico non lineare di solido resistente a trazione risulta adeguato, anche se non va dimenticato che, essendo isotropo, esso non considera l'orientazione dei giunti di malta tra gli elementi. Tale modello tuttavia non consente di descrivere in modo corretto la risposta dei timpani, caratterizzati da danneggiamenti per scorrimento con attrito, e del riempimento.

Il terzo problema riguarda la scelta dell'input sismico da implementare nel programma. La risposta longitudinale di ponti ad arco in muratura, prevalentemente legata ad una forma modale in cui le pile si comportano come mensole non presenterà particolari problemi, data la forma tozza delle pile e i limitati spostamenti in sommità delle stesse. Nei riguardi di un sisma trasversale, le pile, che sono poco snelle, possono lesionarsi a taglio e, nel caso di eccitazione sui modi superiori (vibrazione in senso alternato delle pile), si possono verificare lesioni diagonali nelle volte.

7.1.2. Modellazione dei materiali

L'analisi del ponte è stata eseguita per mezzo dell'ausilio di un software FEM (Straus7), il quale rappresenta il tipico strumento di calcolo a disposizione di progettisti e professionisti.

La geometria del modello, (Figura 7.1), è stata derivata da rilievi effettuati durante un sopralluogo e dalle informazioni contenute in documenti storici di progetto, esposte in maniera esaustiva nel Capitolo 4.

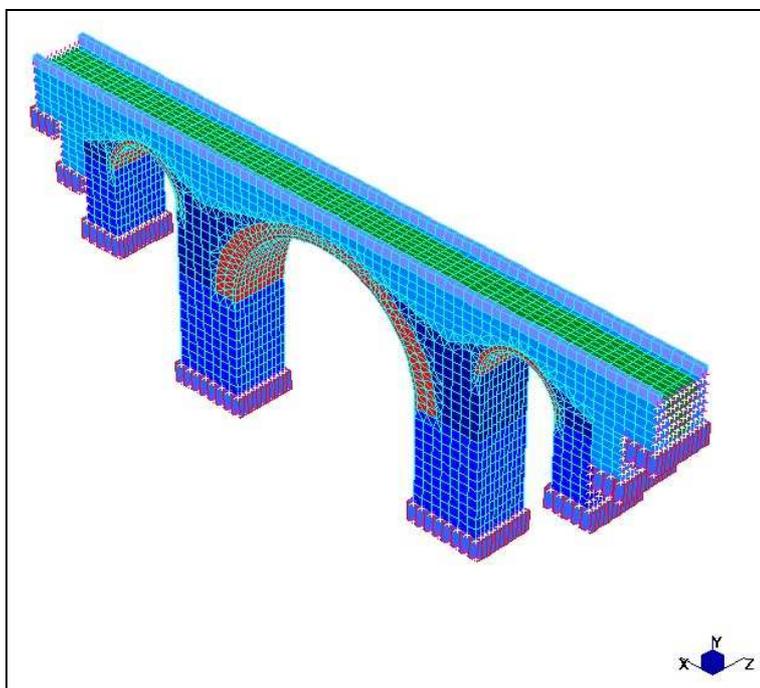


Figura 7.1 Vista di insieme geometria di riferimento della struttura modellata con elementi brick: struttura indeformata.

Il modello è stato realizzato mediante l'uso di elementi solidi (*brick*) a 6 ed 8 nodi. La mesh è stata raffinata fino al raggiungimento di un elevato livello di dettaglio, per un totale di 14044 nodi e 13828 elementi brick.

La muratura e il riempimento sono stati modellati come un continuo equivalente, ossia un mezzo omogeneo in cui i singoli elementi costituenti (per esempio, per la muratura, i mattoni o le pietre e i giunti di malta) non sono rappresentati distintamente.

Sulla base dei risultati delle prove dinamiche eseguite in sito, argomento già discusso in maniera approfondita nel capitolo 4 (paragrafo 4.7 e 4.8), sono stati calibrati, mediante una procedura di identificazione strutturale, i valori dei moduli elastici. Questi, però, vanno intesi come moduli tangenti, ossia riferiti ad uno stato di piccolissime deformazioni e relativi, quindi, alla risposta elastica iniziale, di rigidità più elevata. Per stati di sollecitazione più significativi, quindi nell'ambito di un'analisi non lineare, occorre considerare caratteristiche ridotte, così come viene di norma indicato in letteratura: un esempio abbastanza recente in merito è la *Tabella 11.D.1* dell'*Aggiornamento del 9/9/2004 all'Ordinanza n. 3274*.

Sulla base, quindi, delle osservazioni appena esposte e avvalendosi dei risultati ottenuti dalle prove sperimentali di laboratorio, sono stati definiti i parametri da adottare nell'analisi; essi sono riportati, per i diversi materiali costituenti il ponte, in Tabella 7.1.

Materiale	Caratteristica	
Muratura di pietrame e calce aerea (<i>plie, rinflanco, spalie, timpani</i>)	γ (kg/m ³)	2200
	E (MPa)	5000
	ν	0.2
Muratura di pietrame e malta cementizia (<i>armille</i>)	γ (kg/m ³)	2200
	E (MPa)	6000
	ν	0.2
Muratura di mattoni e malta cementizia (<i>volto</i>)	γ (kg/m ³)	1800
	E (MPa)	5000
	ν	0.2
Riempimento	γ (kg/m ³)	1800
	E (MPa)	500
	ν	0.2

Tabella 7.1. Caratteristiche strutturali adottate nei modelli numerici.

Come si può osservare dalla tabella sopra riportata, per la muratura di pietrame e mattoni sono stati adottati moduli circa dimezzati rispetto a quelli ottenuti nell'ambito dell'identificazione strutturale. Per quanto concerne il riempimento, è stato considerato il modulo indicato in *Tab. 11.D.1* dell'*Aggiornamento del 9/9/2004 all'Ordinanza n. 3274* per un ciottolame di scarse caratteristiche, in relazione al

livello di conoscenza peggiore, non disponendo di informazioni precise o di indagini adeguate sul materiale in questione. Tale stima conservativa permette quindi, a favore di sicurezza, di considerare assai poco significativi gli effetti strutturali del riempimento.

7.1.3. Modellazione dei materiali a contatto della fondazione

Particolare attenzione necessita la modellazione delle sezioni più critiche del ponte, in primo luogo quella alla base delle pile, in corrispondenza dell'appoggio sul plinto di fondazione.

Lo strato alla base della pila (Figura 7.2) è stato modellato con degli elementi *cut-off bar* (in un numero totale di 456), i quali localizzano il danneggiamento in questa zona, permettendo il controllo numerico del raggiungimento della situazione limite.

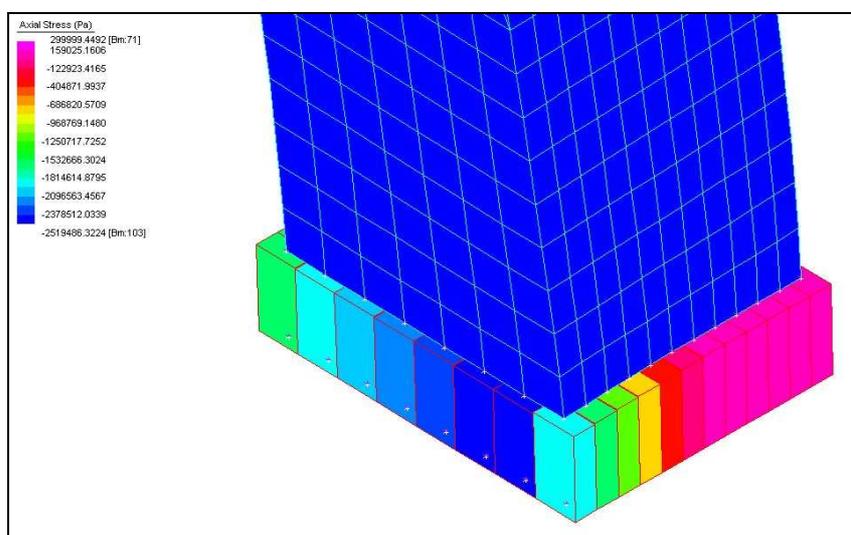


Figura 7.2 Strato di muratura alla base di una pila modellato con cut-off bar.

L'elemento cutoff bar è un tipo speciale di elemento truss (biella) che ha predefiniti limiti di resistenza a trazione e a compressione. Tali elementi sono di tipo beam e, una volta raggiunto un prefissato valore dello sforzo assiale di compressione o trazione, snervano entrando in campo plastico e continuando a portare il massimo carico stabilito. Per definire questi elementi, occorre fornire i valori di cut-off (fissati

pari alla resistenza a trazione e a compressione della muratura) e la rigidezza assiale (pari a EA/L). Quest'ultima è definita tramite l'assegnazione delle caratteristiche dimensionali e del modulo elastico, in maniera tale da riprodurre la capacità rotazionale del blocco di fondazione, che è a sua volta funzione di diverse variabili quali la rigidezza della suola, le caratteristiche del terreno, l'interazione col terreno delle pareti verticali e della faccia inferiore del plinto. Una volta superati i valori di cutoff, l'elemento può avere due differenti tipi di comportamento:

- Brittle: quando la forza assiale nell'elemento eccede uno dei due limiti, l'elemento va effettivamente in crisi. La resistenza si annulla e la forza assiale nell'elemento va a zero. Se il carico assiale è successivamente ridotto entro i limiti dell'elemento, esso riprenderà ancora la sua capacità di resistere ai carichi. In altre parole, anche se l'elemento ha già raggiunto uno dei due limiti, in seguito potrebbe tornare a contribuire alla rigidezza del sistema.
- Ductile: se il carico assiale nella barra eccede i limiti di resistenza, la barra diventa perfettamente plastica (yielding). Non può contribuire ulteriormente alla resistenza del sistema ma la forza assiale rimarrà allo stesso livello in caso di diminuzione di carico. Se la diminuzione di carico avviene dopo lo snervamento della barra, la forza assiale rimane al valore limite fino a che l'effettiva deformazione dell'elemento si riduce fino a raggiungere la deformazione di snervamento. Da questo punto, se il carico è ulteriormente ridotto, anche la forza assiale nell'elemento si riduce. E' da notare che l'elemento non esibisce comportamento isteretico. Effettivamente la rigidezza dell'elemento e la sua forza assiale sono dettate unicamente dalla deformazione dell'elemento, come per un elemento elastico non lineare.

Nelle analisi si è adottato un comportamento ductile per le cut-off bar e si è assegnata una rigidezza assiale pari a:

$$R = \frac{E \cdot A}{L} = 6.78 \cdot 10^8 \text{ N/m} \quad (7.1)$$

Com'è stato già evidenziato, non si dispongono né di informazioni sull'esatta conformazione della fondazione, né di indagini sperimentali approfondite sul terreno. Nonostante ciò, è lecito assumere che il terreno sottostante sia praticamente indeformabile, in quanto, come di norma accade per le pile dei ponti situati in località montane, è assai probabile che il piano di posa delle fondazioni sia attuato su rocce compatte di elevata portanza.

7.1.4. Criteri di rottura e parametri non lineari

Il criterio di rottura adottato nell'analisi è quello di *Drucker-Prager*, il quale ha la peculiarità di presentare una superficie limite regolare, con conseguenti vantaggi sia in termini analitici che computazionali. Tale superficie può essere definita secondo la seguente espressione:

$$F(\sigma_{ij}) = \alpha \cdot I_1 + \sqrt{J_2} = k \quad (7.2)$$

in cui I_1 è la componente idrostatica del tensore degli sforzi, J_2 è il secondo invariante del deviatore di tensione e α e k sono costanti del materiale che possono essere relazionate all'angolo di attrito ϕ e alla coesione c del criterio di *Mohr-Coulomb* in diversi modi.

Assumendo che il cono di *Drucker-Prager* circoscriva la piramide esagonale di *Mohr-Coulomb*, le costanti α e k sono ottenute dalle seguenti relazioni:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \sin \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \phi)} \quad k = \frac{6 \cdot c \cdot \cos \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \phi)} \quad (7.3)$$

in cui c e ϕ possono essere espressi in termini della resistenza monoassiale a compressione f_c' e a trazione f_t' :

$$\sin \phi = \frac{f'_c - f'_t}{f'_c + f'_t} \quad c = \frac{f'_c \cdot f'_t}{f'_c - f'_t} \cdot \tan \phi \quad (7.4)$$

Appare quindi evidente come il valore dell'angolo di attrito sia definito una volta assegnato il rapporto tra le due resistenze monoassiali, mentre la coesione sia nota una volta assegnato tale rapporto e f'_c oppure f'_t .

La superficie limite di Drucker-Prager viene perciò stabilita una volta determinati i soli due soli parametri c e ϕ ; nel modello numerico considerato nell'analisi non lineare, pertanto, essi sono stati assegnati ad ogni materiale impiegato nel ponte.

Per quanto riguarda la muratura di mattoni e malta cementizia, costituente lo scheletro interno del volto centrale e degli archetti laterali, si sono adottati valori tipici per una muratura di questa tipologia, non disponendo di valori precisi per le resistenze monoassiali. Per il riempimento, invece, sono stati definiti un angolo d'attrito e una coesione caratteristici di un'argilla di scadenti caratteristiche. Le grandezze citate sono riassunte in Tabella 7.2.

Materiale	Parametro	
Muratura di mattoni e malta cementizia (<i>volto</i>)	ϕ	55°
	c	$3.5 \cdot 10^5$ Pa
Riempimento	ϕ	20°
	c	$0.5 \cdot 10^5$ Pa

Tabella 7.2 Parametri di Drucker-Prager per muratura di mattoni e riempimento.

Per quanto riguarda la muratura di pietrame e calce aerea, costituente la maggior parte della struttura del ponte, non si dispone di informazioni precise riguardanti le caratteristiche meccaniche della malta. Com'è noto, nel caso che la muratura sia soggetta ad una sollecitazione di trazione agente in direzione verticale, si verifica la sconnessione del legante; d'altra parte, anche in direzione orizzontale, la resistenza a trazione della muratura dipende dalla resistenza a scorrimento tra legante e conci di muratura (più che dalla resistenza a trazione dei soli conci i quali, per la muratura in esame, presentano una buona resistenza a trazione, come si è dedotto dalle prove di laboratorio). Pertanto, si può assumere con buona approssimazione che la resistenza a trazione della muratura sia pari alla resistenza a trazione della malta; occorre

precisare, comunque, che anche la resistenza a compressione della muratura risulta dipendente da quella a compressione della malta.

In appendice A sono riportati i risultati delle analisi statiche non lineari ottenuti considerando un significativo range di valori di resistenza a trazione e a compressione della muratura di pietrame e calce aerea poiché come detto non si dispone di informazioni precise riguardanti le caratteristiche meccaniche della malta. Per quanto riguarda il confronto tra le analisi statiche e dinamiche non lineari, per questioni legate in particolare all'elevato onere computazionale richiesto dalle analisi dinamiche non lineari, sono stati adottati per la muratura di pietrame e calce aerea dei valori di resistenza a trazione e a compressione con caratteristiche intermedie rispettivamente pari a:

$$f_t' = 3 \cdot 10^5 Pa$$

$$f_c' = 4.5 \cdot 10^6 Pa$$

da cui segue:

$$\phi = 61^\circ$$

$$c = 5.8 \cdot 10^5 Pa.$$

7.2. Analisi statiche non lineari del ponte

7.2.1. Curva di capacità

Una volta definito il modello numerico, è stata eseguita l'analisi pushover.

La struttura è sicuramente più vulnerabile nella direzione trasversale, questo è stato dimostrato nel paragrafo 4.9 attraverso l'analisi dei modi di vibrare, per cui le azioni laterali che simulano l'azione sismica sono state applicate in direzione z . Prima di mostrare i risultati dell'analisi e discuterne i punti salienti e le osservazioni in merito, è necessario focalizzarsi sull'aspetto importante dell'applicazione e della scelta della distribuzione di forze orizzontali.

Nell'analisi pushover, il carico è imposto sulla struttura in una sequenza a più passi: nel primo vengono applicate le azioni verticali, rappresentate dai soli carichi permanenti (*punto 5.4 dell'Allegato 3 all'Ord.3274*), mentre nel secondo è la volta delle forze laterali, le quali vengono poi incrementate ad ogni passo successivo, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse.

Il modello, com'è stato evidenziato in precedenza, è caratterizzato da un comportamento non lineare del materiale.

Il software FEM adottato, ha il limite di non fornire la matrice delle masse della struttura; ciò non permette l'applicazione della distribuzione di forze in cui le azioni orizzontali sono proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare del sistema considerato elastico. Si è potuto così imporre solamente una delle distribuzioni richieste dai codici normativi, ossia quella di forze proporzionali alle masse.

Ai fini del tracciamento della curva pushover, il nodo di controllo considerato nell'ambito dell'analisi è stato individuato in chiave dell'arco centrale del ponte in quanto considerato come il più rappresentativo del comportamento globale della struttura.

Infine, occorre sottolineare che poiché il tagliante totale, graficato nella curva di capacità in funzione dello spostamento del nodo considerato, è dato dalla sommatoria delle reazioni ai vincoli, la sua lettura è possibile vincolando rigidamente pile e spalle in direzione Z. Tale scelta di modellazione implica però la formazione di un effetto di confinamento, che migliora le caratteristiche di resistenza del materiale in determinate sezioni critiche, quali principalmente quelle alla base delle pile. Pertanto, per garantire l'aderenza di comportamento tra modello teorico e struttura reale, occorrerà, in fase di progetto, assicurare l'esistenza dell'effetto citato attraverso opportune scelte tecniche, quali cinture, cuciture o iniziazioni armate.

In Figura 7.3 è riportata la curva di capacità del ponte oggetto di studio ricavata come detto attraverso l'analisi push-over e considerando le proprietà meccaniche dei materiali definite in precedenza.

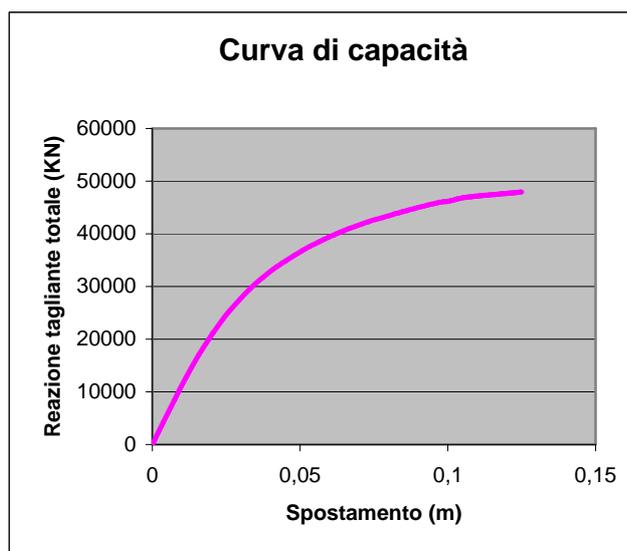


Figura 7.3 Curva di capacità.

E' stata dunque ricavata la capacità sismica del ponte, in termini di taglio e spostamento ultimo che valgono rispettivamente:

$$T_u = 47373KN$$

$$d_u = 0.125m$$

7.2.2. Valutazione della vulnerabilità sismica

E' stato effettuato anche uno studio della risposta strutturale prevista, nel caso che il ponte venga sottoposto a terremoti di differente intensità.

L'opera oggetto d'analisi è situata nel comune di S. Marcello Pistoiese, il quale figura, secondo la nuova classificazione sismica prevista dall'*Ordinanza n. 3274* del 20 Marzo 2003, in zona 3 (contrassegnata da un accelerazione orizzontale massima a_g pari a 0.15g).

Il ponte risulta comunque di una tipologia ordinaria e probabilmente ben diffusa nel territorio nazionale; pertanto, i risultati ottenuti nell'ambito della valutazione di vulnerabilità potrebbero essere utilizzati, a titolo di confronto, per manufatti di caratteristiche simili ubicati in siti soggetti a maggiore sismicità.

Sulla base di tali considerazioni, si è deciso di svolgere, un confronto tra la capacità della struttura e la domanda sismica, espressa in termini di spettri anelastici nel formato *ADRS (acceleration-displacement response spectrum)*, per diverse zone sismiche e per diverse categorie di suolo. Il procedimento seguito è quello del già citato *Capacity Spectrum* di cui si è già discusso in maniera esaustiva nel capitolo 6.

La capacità di una struttura è stata rappresentata mediante una curva con grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un nodo rappresentativo del comportamento globale (Figura 7.3). In questo modo, una risposta complessa è stata ridotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare equivalente ad un grado di libertà, rendendo possibile, come si vedrà in seguito, un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta. L'intersezione fra lo spettro e la curva pushover (espressi entrambi nel formato accelerazione-spostamento) è il punto di prestazione della struttura (*performance point*), che rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta.

Occorre sottolineare, comunque, che per la ricerca della prestazione attesa si è dovuto ricorrere alla determinazione di un legame semplificato (elastico – perfettamente plastico) per il sistema equivalente, utilizzando un'idealizzazione bilineare basata sul principio di ugual energia come descritto nel capitolo 6.

In Figura 7.4 è riportato il diagramma bilineare equivalente tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà.

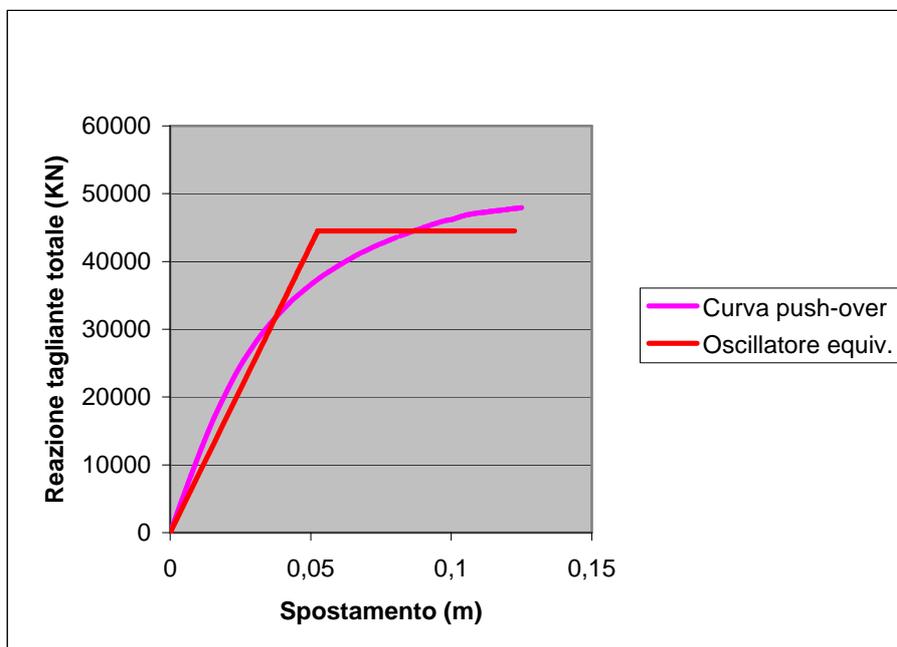


Figura 7.4 Curva di push over e curva bilineare equivalente .

Nelle Figure 7.5, 7.6 e 7.7 sono riportati gli spettri di domanda elastici dei siti considerati espressi nel formato tradizionale e ricavati sulle base delle prescrizioni dell'Ordinanza.

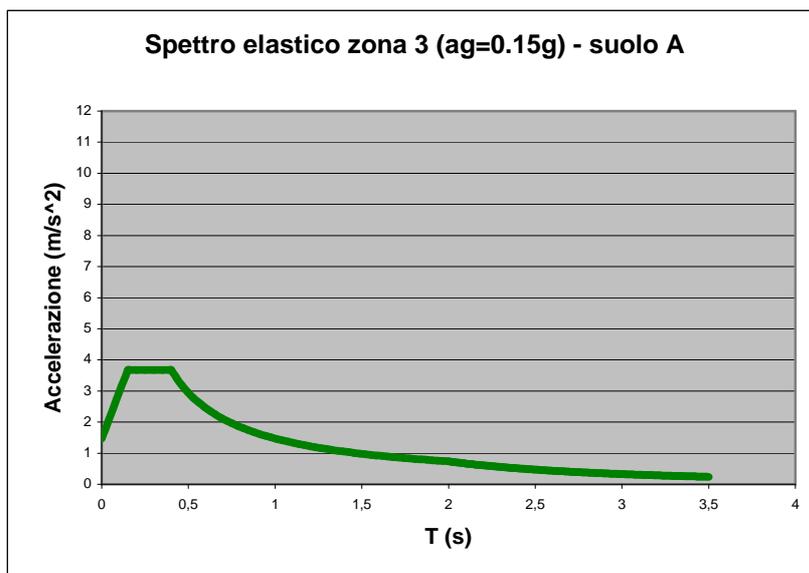


Figura 7.5 Spettro elastico per la zona 3 suolo A secondo l'OPCM 3274.

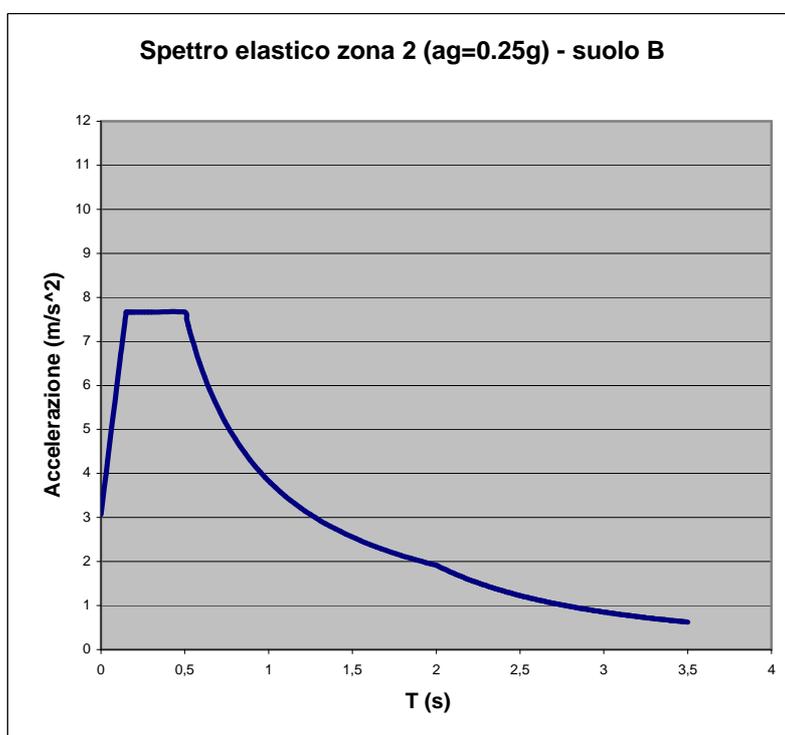


Figura 7.6 Spettro elastico per la zona 2 suolo B secondo l'OPCM 3274.

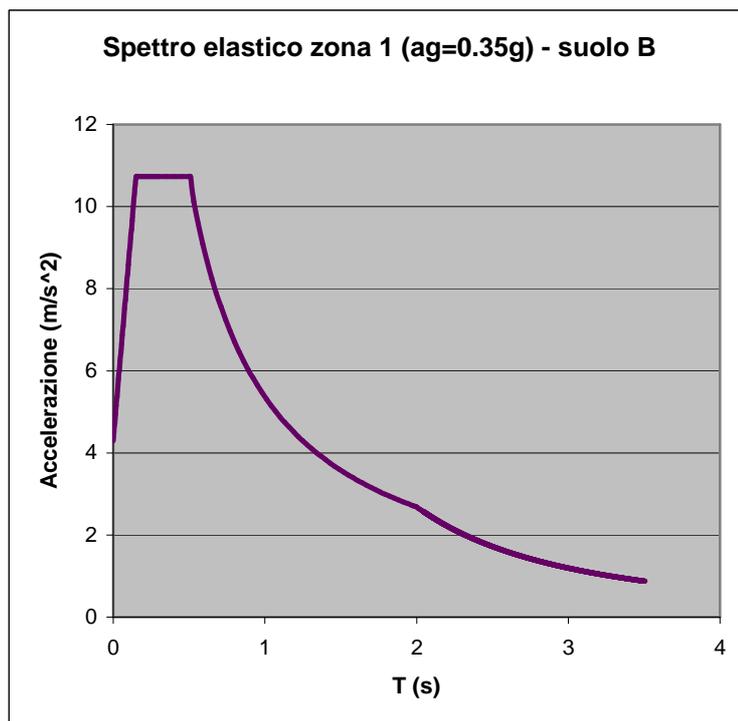


Figura 7.7 Spettro elastico per la zona 1 suolo B secondo l'OPCM 3274.

In seguito vengono esposti in maniera schematica i risultati in termini di performance point ottenuti per i diversi tipi di spettri considerati espressi nel formato ADRS.

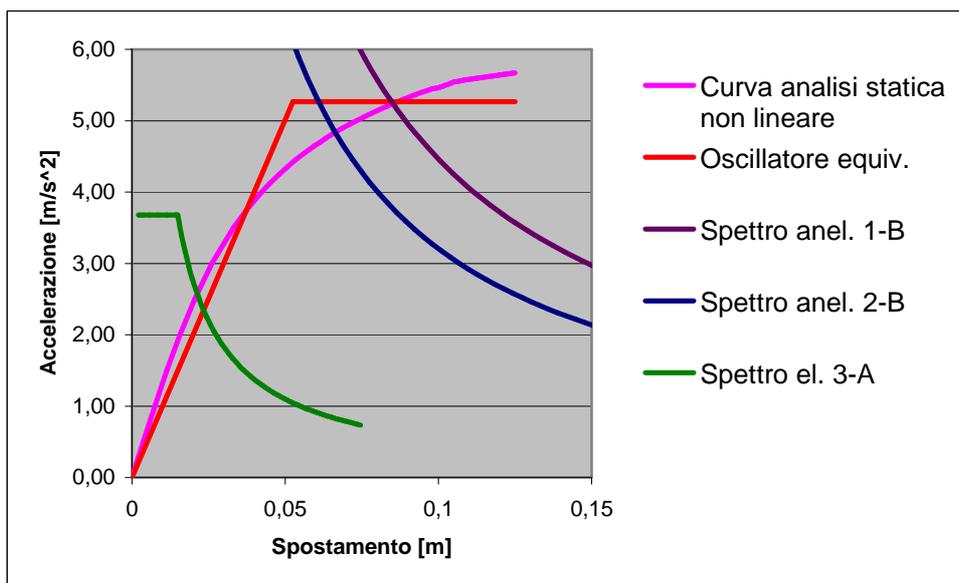


Figura 7.8 Determinazione del performance point.

	Zona 3	Zona 2	Zona 1
	Suolo A	Suolo B	Suolo B
Spostamento (m)	0,024	0,062	0,087
Domanda di accelerazione (m/s²)	2,31	5,33	5,33
Fattore di riduzione spettro R_{μ}	-	1,13	1,58

Tabella 7.3 Performance point e fattori di riduzione dello spettro.

La rappresentazione grafica sopra riportata permette di comprendere meglio la procedura e il confronto diretto tra capacità e domanda.

Dall'analisi effettuata emerge che il ponte, nel complesso, possiede una capacità di spostamento ultimo superiore a quella richiesta dalle diverse domande sismiche. Come è facile notare, la struttura presenta notevole rigidezza, in quanto si ha che per il livello di azione sismica zona 3 suolo A essa è in grado di mantenere un comportamento elastico. Per terremoti descritti dagli spettri più gravosi la struttura mostra di entrare in campo plastico. Occorre sottolineare che la domanda in campo inelastico è stata definita in virtù della regola di ugual spostamento, risultando il periodo elastico dell'oscillatore equivalente T^* vicino a circa 0.63 sec (esso dipende comunque dall'idealizzazione bilineare della curva di capacità) e quindi maggiore di T_c . Pertanto, lo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello del sistema elastico di pari periodo.

Nota la capacità e la domanda di spostamento per le diverse zone sismiche e per le diverse categorie del suolo di fondazione, è possibile valutare il parametro di vulnerabilità definito nel seguente modo:

$$V_{dsp} = \frac{\Delta d}{\Delta c} \quad (7.5)$$

dove:

Δd è la domanda di spostamento,

Δc è la capacità di spostamento.

L'eccedenza rispetto all'unità del valore del parametro di vulnerabilità ottenuto per i diversi siti sismici indica la misura del grado di inadeguatezza della struttura.

I valori numerici determinati per il ponte oggetto di studio sono rappresentati nella Figura 7.9 e riportati nella Tabella 7.4.

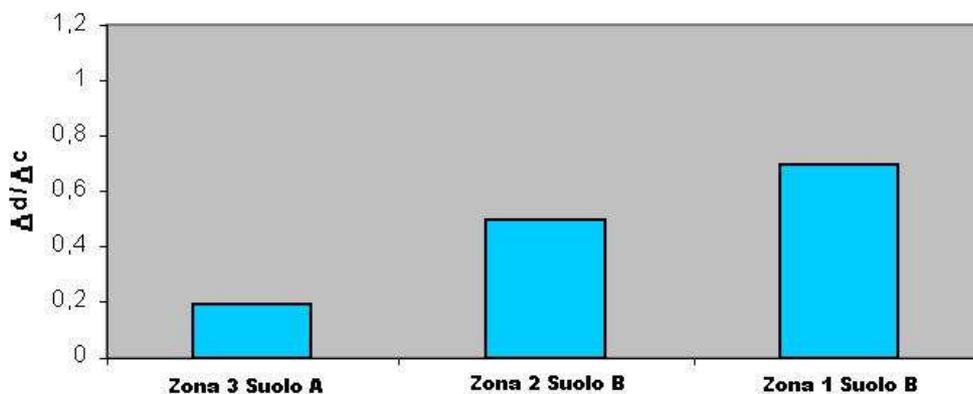


Figura 7.9 Parametro di vulnerabilità per i siti sismici considerati nelle analisi.

Vulnerabilità in termini di spostamento		
0.19	0.50	0,70

Tabella 7.4 Valori numerici del parametro di vulnerabilità.

Le analisi proposte mostrano (Figura 7.9 e Tabella 7.4) che il parametro di vulnerabilità assume valori largamente inferiori all'unità per il sito sismico di interesse del ponte in esame (Zona 3 Suolo A). Per gli alti siti analizzati si ottengono valori più elevati ma sempre inferiori all'unità, pertanto la struttura risulta sismicamente adeguata.

7.3. **Analisi dinamiche non lineari del ponte**

Come più volte spiegato nel corso di questa tesi, il metodo che più di tutti risulta veritiero nel descrivere il comportamento strutturale di una costruzione soggetta ad un evento sismico risulta essere l'analisi dinamica non lineare. Si esegue in questo sottoparagrafo il calcolo del ponte oggetto di studio seguendo questa raffinata metodologia.

7.3.1. **Accelerogrammi utilizzati nelle analisi e criteri di scelta**

Occorre fare alcune premesse sugli accelerogrammi impiegati nelle analisi perché essenziali per la piena comprensione dell'analisi time-history.

L'OPCM 3431, nell'allegato 2, richiama la questione dell'input sismico per l'analisi dinamica non lineare delle strutture, descrivendo la possibilità di avere una rappresentazione dell'azione sismica mediante l'uso di accelerogrammi *artificiali*, *simulati* o *naturali*. Gli accelerogrammi artificiali sono tipicamente accelerogrammi derivanti da registrazioni di eventi realmente accaduti modificati in modo da avere uno spettro di risposta praticamente coincidente, entro una certa tolleranza, con uno spettro definito "target", attraverso manipolazione nel dominio delle frequenze. Sebbene questi metodi producano registrazioni perfettamente compatibili con le prescrizioni di normativa, alcuni studi discutono che il numero di cicli o l'energia del segnale possono essere lontani da quelli di una registrazione reale o possono condurre ad una stima statisticamente non corretta della risposta non-lineare.

Gli accelerogrammi sintetici vengono generati, attraverso la modellazione, con metodi sia deterministici che stocastici, dei meccanismi di nucleazione e/o propagazione degli eventi sismici. Questi metodi sono in grado di simulare gli effetti dei processi fisici connessi col moto al suolo, come la genesi del terremoto, propagazione dell'onda e risposta superficiale al sito. Si ottengono in tal modo, segnali aventi caratteristiche corrispondenti ad uno o più scenari di progetto, tuttavia, nella pratica ingegneristica, sussistono ostacoli all'utilizzo di accelerogrammi così

ottenuti in quanto le competenze necessarie per la generazione sono, a tutt'oggi, specifiche dei sismologi; inoltre l'arbitrarietà con cui si assegnano alcuni parametri fisici nei modelli di simulazione ne rendono discutibile l'utilizzo per la stima probabilistica della risposta sismica delle strutture.

Gli accelerogrammi naturali sembrano essere la più diretta rappresentazione del moto al suolo in quanto riportano in se caratteristiche quali ampiezza, contenuto di frequenze e di energia, durata e fase di eventi reali.

Inoltre, rispetto al passato, sussiste una crescente disponibilità di cataloghi on-line che forniscono libero accesso ad una grande quantità di registrazioni.

In un modello spaziale, il moto sismico consiste di 3 accelerogrammi che agiscono simultaneamente. Nel presente lavoro però, sulla base delle osservazioni sui modi di vibrare della struttura, argomento già trattato in maniera approfondita nel capitolo 4, si considera una sola componente dell'azione sismica diretta trasversalmente all'impalcato.

Sono state individuate (nell'ambito del progetto Reluis) un set di registrazioni accelerometriche che rispettano i criteri stabiliti dall'OPCM 3274 in merito all'impiego degli accelerogrammi per le analisi strutturali valide per il suolo su cui sorge la struttura. Nel paragrafo 3.2.7 *–Impiego di accelerogrammi–* la norma impone che la combinazione di accelerogrammi utilizzata, sia esso costituito da segnali naturali, sintetici o artificiali, abbia uno spettro di risposta medio coerente con quello elastico definito dal codice. Tale coerenza è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. Nel dettaglio: l'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi $0,15 \text{ s} \div 2,0 \text{ s}$ e $0,15 \text{ s} \div 2 T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico.

Si è dunque pervenuti ad un set di registrazioni accelerometriche che rispettano i criteri stabiliti dall'OPCM 3274 attraverso la creazione di un codice di calcolo che

consente di combinare le registrazioni di input lasciando la libertà di scelta dei limiti da rispettare: nella fattispecie si è limitato al 10% lo spettro nella parte inferiore, scegliendo opportunamente un limite superiore tale da poter individuare un numero congruo di combinazioni sufficienti ad essere selezionate secondo dei criteri sviluppati sempre nell'ambito del progetto Reluis. Questi criteri si sintetizzano sostanzialmente in pochi parametri atti ad individuare la soluzione ottima che rispetti la normativa e che consenta di rappresentare in maniera efficace la domanda sismica per l'analisi di un edificio localizzato in un certo suolo e in una particolare zona.

Tutte le combinazioni selezionate rispettano i criteri di normativa, e la soluzione ottimale è stata ricercata in modo da poter rispettare più parametri di confronto, come la *minima deviazione standard (σ) dello spettro medio* (intesa come la minima variazione della forma spettrale media rispetto a quella dello spettro di riferimento), e la *massima deviazione standard del singolo spettro*, riducendo così la variabilità del fascio di spettri rispetto a quello di riferimento. In Figura 7.10 è riportato un esempio di spettro medio della combinazione che devia poco dallo spettro target.

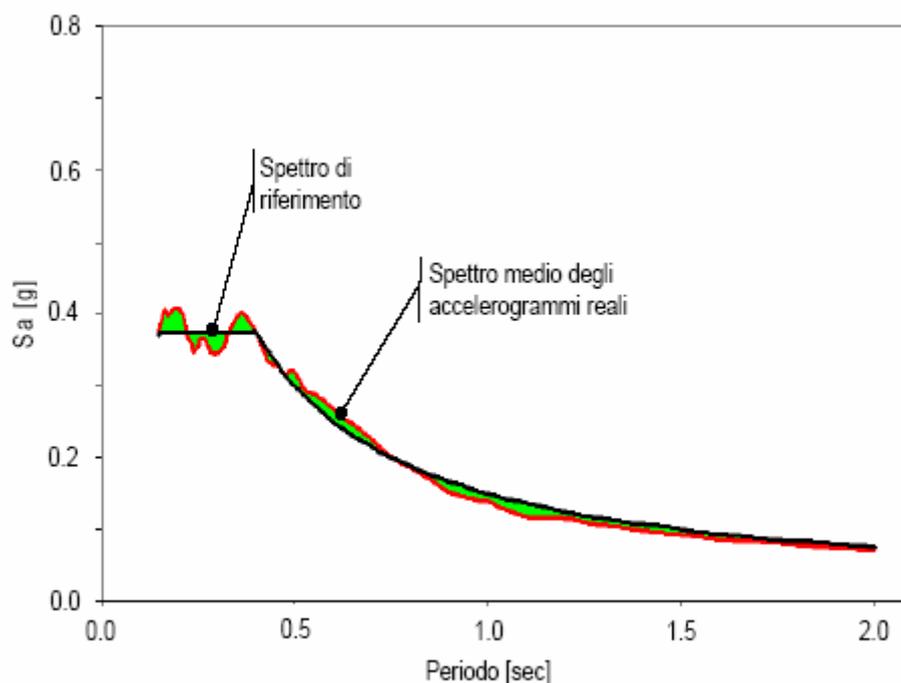


Figura 7.10 Esempio di spettro medio della combinazione che devia poco dallo spettro target.

Un altro parametro aggiuntivo nei criteri di selezione è dato dalla *magnitudo degli eventi sismici* rappresentati nella combinazione. Alcuni studi, sebbene non ritengono

di primaria importanza la magnitudo nella selezione a patto di controllare la forma spettrale, raccomandano prudentemente che l'utente usi registrazioni provenienti grosso modo dalla stessa magnitudo, corrispondente ad uno scenario di progetto, perché questo parametro influenza significativamente il contenuto in frequenza e la durata del moto. Pertanto, nel gruppo dei risultati ottenuti, quando possibile, sono state scelte le combinazioni di accelerogrammi relativi ad eventi sismici di magnitudo contenuto in un range più stretto possibile. Tuttavia questo criterio è considerato secondario rispetto agli altri.

Infine l'ultimo criterio considerato è relativo agli eventi di *provenienza degli accelerogrammi* costituenti le combinazioni identificate e rispondenti ai criteri di norma. Infatti, ad ogni terremoto possono corrispondere più registrazioni accelerometriche ottenute da strumenti di misura (accelerometri) disposti in diversi siti del territorio. Sono state individuate, quando possibile, quelle combinazioni caratterizzate da registrazioni avente tutte codice diverso in maniera tale che l'analisi non fosse condizionata da pochi eventi dominanti.

Non sono stati considerati, se non indirettamente, altri criteri quali durata e distanza tra registrazione e sorgente dell'evento, tenuto conto che diversi studi dimostrano la loro importanza solo sotto determinate condizioni.

I risultati sono stati ottenuti per le diverse categorie di suolo così come previsto dall'Ordinanza. Lo scopo di fornire risultati relativi ai singoli suoli è legato alla possibilità di garantire, a chi voglia utilizzarli, di sceglierli, indipendentemente dalla struttura geologica dello strato in esame, a partire dalla semplice osservazione della forma spettrale, evitando così il condizionamento delle caratteristiche intrinseche al sito di interesse.

Dovendo rispettare le prescrizioni dell'Ordinanza sarebbe stato più logico considerare eventi sismici avvenuti nel territorio italiano, ma la mancanza di registrazioni soprattutto degli eventi particolarmente intensi ($M_w \geq 6.0$), sono stati presi in esame terremoti verificatisi in Europa e disponibili nel database ESD (European Strong-motion Database, <http://www.ised.cv.ic.ac.uk>).

Sono stati ottenuti gruppi di registrazioni naturali da considerare come input nelle analisi. La normativa impone di utilizzare, come accennato, per ciascuna delle direzioni di analisi un numero di gruppi non inferiore a 3, ma nell'ambito del progetto Reluis è stata condotta un'analisi mirata alla ricerca di combinazioni costituite da 7 gruppi di registrazioni. Ciò per tre ragioni fondamentali:

- a) in tal caso è possibile considerare gli effetti medi sulla struttura anziché quelli massimi;
- b) aumenta significativamente la probabilità di trovare risultati;
- c) l'utilizzo di soli 3 accelerogrammi, può non consentire di stimare in maniera corretta la variabilità della risposta delle strutture

Per quanto riguarda il numero di accelerogrammi che costituiscono una combinazione bisogna dapprima chiarire il concetto di *gruppo*. Ciascun gruppo è costituito dall'insieme delle due registrazioni orizzontali e da quella verticale di una singola stazione sismica. Secondo la norma una combinazione per l'analisi strutturale deve essere costituita da un numero di gruppi almeno pari a 3, ma al punto 4.5.5 - *Analisi dinamica non lineare*- viene chiarito che nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) potranno essere rappresentati dalle medie dei valori massimi ottenuti dalle analisi.

Nella Tabella 7.5 vengono sinteticamente indicate le nazioni da cui derivano le registrazioni utilizzate come input nella ricerca, mentre nella tabella 7.6 sono indicati i terremoti che hanno avuto un numero di registrazioni più elevato. Non a caso i paesi rappresentati sono Italia, Turchia e Jugoslavia che notoriamente sono zone a sismicità medio-alta e dotate nel contempo di vaste reti di strumenti di registrazione.

NAZIONE	GEOLOGIA DEL SUOLO				
	A	B	C	D	E
Italia	47	11	16	11	14
Albania	-	-	-	2	-
Algeria	1	-	1	-	1
Armenia	-	-	1	-	-
Bosnia Herzegovina	-	-	-	6	-
Croatia	-	-	-	2	-
Cyprus	-	-	1	-	-
Egypt	-	-	7	-	-
Georgia	5	2	3	-	-
Greece	20	29	20	-	4
Iceland	-	11	-	-	-
Iran	2	10	5	-	-
Israel	-	-	-	-	-
Macedonia	1	1	-	1	-
Portugal	-	-	2	-	1
Romania	3	1	-	2	-
Slovenia	-	-	-	-	4
Turkey	24	59	59	-	4
Yugoslavia	8	11	7	4	1
Totale	111	135	122	28	29

Tabella 7.5 Numero totale delle registrazioni presenti nel sito distinte per nazione.

TERREMOTO E NAZIONE	REGISTRAZIONI (E-O + N-S)
Campano-Lucano (Italia)	42
Duzce 1 (Turchia)	92
Friuli (Italia)	60
Izmit (Turchia)	124
Montenegro (Yugoslavia)	76

Tabella 7.6 Numero delle registrazioni dei terremoti più rappresentati.

Per i suoli D ed E, non è stato possibile trovare combinazioni accettabili ed essendo gli spettri relativi ad una pericolosità più elevata, si riferiscono ad eventi con una più bassa probabilità di accadimento, a parità di scostamento, pertanto il numero delle combinazioni trovate tende a crescere al passare dalla zona 1 alla zona 3.

Inoltre per la zone 1 dei suoli A, B e C non si sono trovate combinazioni che rispettassero il limite inferiore del 10%. Tale limite è stato pertanto ampliato fino al 40% (per il suolo C) in modo da ottenere delle combinazioni di accelerogrammi reali che pur non spettrocompatibili potessero fornire un punto di partenza per una operazione di manipolazione delle registrazioni naturali (scaling in PGA) consentite dalla norma. In questi casi, la spettrocompatibilità viene meno solo in pochi punti del range di periodi considerato e quindi lo scaling per ripristinare il rispetto delle condizioni di norma richiede fattori di scala molto bassi da applicare solo ad alcuni degli accelerogrammi della combinazione.

L'opera oggetto d'analisi è situata nel comune di S. Marcello Pistoiese, il quale figura, secondo la nuova classificazione sismica prevista dall'*Ordinanza n. 3274* del 20 Marzo 2003, in zona 3 (contrassegnata da una accelerazione orizzontale massima a_g pari a 0.15g).

Il ponte risulta comunque di una tipologia ordinaria e probabilmente ben diffusa nel territorio nazionale; pertanto, i risultati ottenuti potrebbero essere utilizzati, a titolo di confronto, per manufatti di caratteristiche simili ubicati in siti soggetti a maggiore sismicità.

Sulla base di tali considerazioni, nel presente studio al fine dell'esecuzione delle analisi dinamiche non lineari, vengono utilizzati gli accelerogrammi relativi sia alla zona sismica e al tipo di suolo specifici per il manufatto in esame, sia gli accelerogrammi relativi alla zona 1 suolo B e zona 2 suolo B.

Nelle Figure 7.11 - 7.13 si riportano gli spettri elastici ottenuti dai vari accelerogrammi per il suolo A e B e per le tre zone sismiche 1,2,3 di riferimento normativo. (Le linee spesse rappresentano lo spettro medio e di normativa. In legenda i codici della stazione e dell'evento sismico secondo l'ESD).

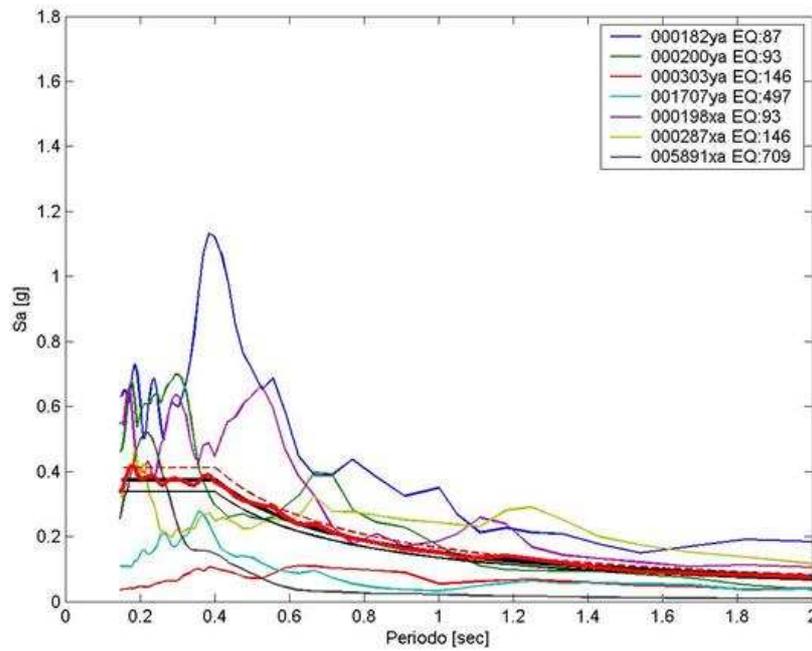


Figura 7.11 Suolo A. Zona 3 ($a_g = 0,15g$).

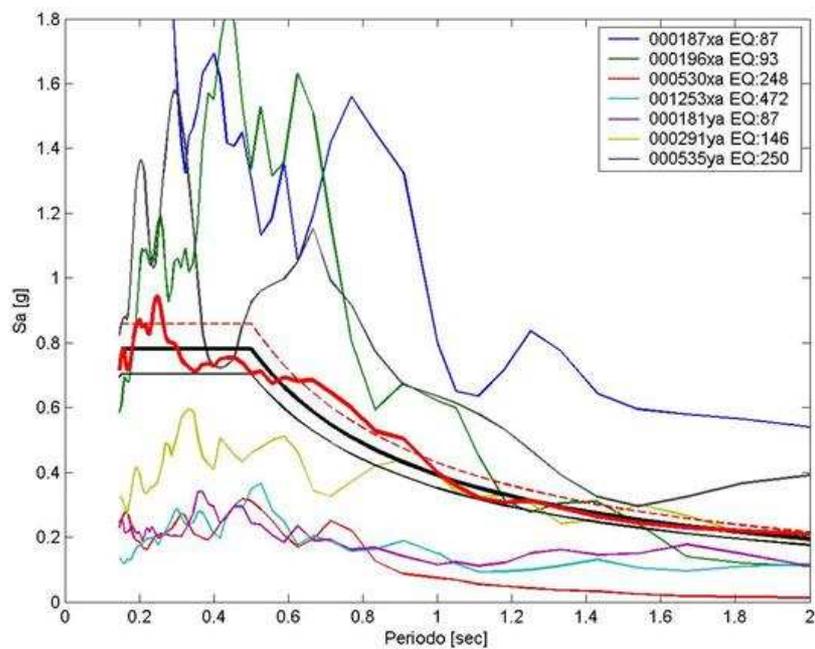


Figura 7.12 Suolo B. Zona 2 ($a_g = 0,25g$).

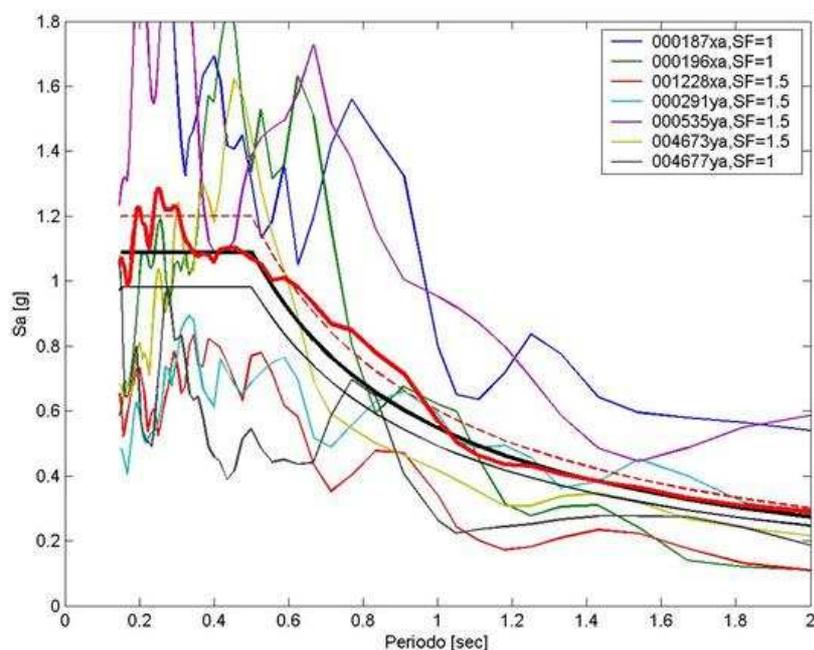


Figura 7.13 Suolo B. Zona 1 ($a_g = 0,35g$).

7.3.2. Analisi dinamiche non lineari del ponte

Le analisi dinamiche non lineari sono state la parte più complessa del presente lavoro poiché hanno richiesto uno studio approfondito del codice di calcolo in particolare del solutore “nonlinear transient dynamic solver”.

Proprio partendo dalla necessità di dover effettuare analisi dinamiche non lineari al fine di ottenere un confronto con i risultati dell'analisi push-over, si sono potuti sondare le potenzialità e le limitazioni in tal senso di un software commerciale (Straus7).

Nel presente paragrafo vi è dunque una spiegazione dettagliata di quella che è la procedura di implementazione delle analisi dinamiche non lineari attraverso l'uso di Straus. Infine nel paragrafo 7.4 sono riportati i risultati ottenuti e i confronti con i risultati ricavati in precedenza dall'analisi push-over.

7.3.2.1 Programmazione di Straus per l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari

La difficoltà di condurre analisi dinamiche non lineari deriva principalmente dell'elevato onere computazionale richiesto per l'elaborazione delle analisi nonché dalla mancanza di esempi a riguardo presenti in letteratura.

La risposta della struttura è ottenuta attraverso l'integrazione delle sue equazioni differenziali del moto di seguito riportate:

$$\underline{\underline{M}} \cdot \underline{\ddot{u}}(t) + \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\dot{u}}(t) + \underline{f}(t) = \underline{p}(t) \quad (7.6)$$

dove:

$\underline{\underline{M}}$ matrice delle masse

$\underline{\underline{C}}$ matrice di smorzamento

$\underline{f}(t)$ vettore delle forze interne

$\underline{p}(t)$ vettore dei carichi esterni

$\underline{u}(t)$ vettore degli spostamenti nodali incogniti

$\underline{\dot{u}}(t)$ vettore delle velocità nodali incognite

$\underline{\ddot{u}}(t)$ vettore delle accelerazioni nodali incognite

La matrice delle masse $\underline{\underline{M}}$ può essere consistent or lumped. Il termine consistent si riferisce al fatto che le funzioni di forma utilizzate per calcolare la matrice delle masse sono le stesse utilizzate per il calcolo della matrice delle rigidezze. In caso contrario la matrice delle masse è lumped. In straus è impostata di default lumped mass matrix: questo perché tale approccio richiede un minor onere computazionale rispetto alla consistent mass matrix. Questo però comporta una minor accuratezza dei risultati, problema comunque risolto in parte attraverso un raffittimento della mesh.

Nell'analisi dinamica non lineare occorre definire anche la matrice $\underline{\underline{C}}$ del sistema che permette di modellare lo smorzamento non isteretico. Essa è generalmente definita proporzionalmente alla matrice di massa e di rigidità dell'elemento strutturale (matrice di Rayleigh) secondo l'espressione:

$$\underline{\underline{C}} = \alpha \cdot \underline{\underline{M}} + \beta \cdot \underline{\underline{K}} \quad (7.7)$$

L'impiego di tale forma particolare della matrice di smorzamento è dovuto al fatto che così facendo si riescono a disaccoppiare le equazioni del moto ossia come per la matrice di smorzamento e la matrice di rigidità si riesce ad esprimere $\underline{\underline{C}}$ in forma diagonale. Disaccoppiando le equazioni del moto si è in grado di analizzare separatamente i vari modi di vibrare.

L'impiego del metodo di Rayleigh è quindi dettato solamente da questioni legate alla integrazione delle equazioni del moto e non tanto da una corrispondenza fisica del problema.

L'indice di smorzamento modale associato al generico r-esimo modo di vibrare, assume il seguente aspetto:

$$v_r = \frac{C_r}{2 \cdot \omega_r \cdot M_r} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\alpha}{\omega_r} + \beta \cdot \omega_r \right) \quad (7.8)$$

Se sono noti gli indici di smorzamento per i due modi principali di vibrare, dalla (7.8) si possono ricavare le costanti α e β . Dalla (7.8) si possono calcolare i restanti indici di smorzamento. In alternativa si possono introdurre direttamente, se disponibili, i valori di α e β .

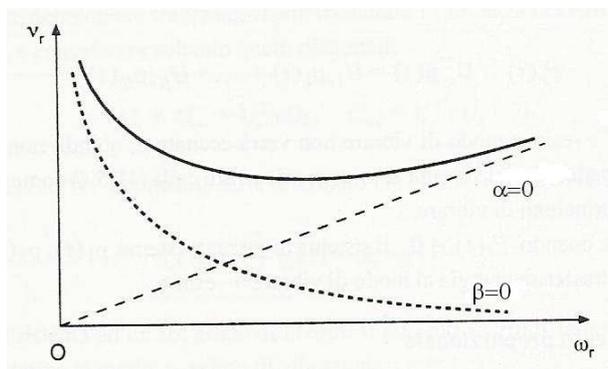


Figura 7.14 Dipendenza dell'indice di smorzamento dalla pulsazione naturale per il generico modo di vibrare.

La dipendenza dell'indice di smorzamento v_r , dalla pulsazione naturale ω_r è illustrata dalla curva continua di Figura 7.14, unitamente ai casi particolari relativi ai valori di $\alpha=0$ e $\beta=0$. È interessante esaminare i due casi particolari. Quando la matrice di smorzamento $\underline{\underline{C}}$ è proporzionale alla matrice di massa $\underline{\underline{M}}$, ossia $\underline{\underline{C}} = \alpha \cdot \underline{\underline{M}}$, $\beta=0$, il rapporto di smorzamento v_r è inversamente proporzionale alla frequenza di vibrazione ω_r . Pertanto ai modi di vibrare associati alle frequenze più alte corrispondono smorzamenti di scarsa entità. Quando la matrice $\underline{\underline{C}}$ è proporzionale alla matrice di rigidezza $\underline{\underline{K}}$, ossia $\underline{\underline{C}} = \beta \cdot \underline{\underline{K}}$, $\alpha=0$, l'indice di smorzamento è direttamente proporzionale alle frequenze più alte. In questo caso ai modi propri di vibrare più alti corrispondono smorzamenti sempre più consistenti.

Come riportato in Figura 7.15 nelle analisi le costanti α e β sono state definite assegnando l'indice di smorzamento pari al 5% e due frequenze significative: quella associata al primo modo di vibrare della struttura e quella associata all'n-esimo modo di vibrare dove per n-esimo modo si intende quel modo per il quale è stata mobilitata

una massa totale partecipante pari o superiore all'85% $\left(\geq 0,85 \cdot \sum_{i=1}^n M_i \right)$.

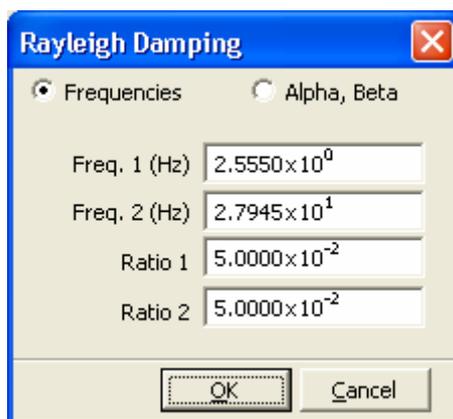


Figura 7.15 Schermata Raileigh camping.

Per quanto riguarda la modellazione della risposta non lineare della struttura in termini di smorzamento isteretico, essendo Straus un programma ad elasticità diffusa, si nota che, è implicitamente introdotta tramite l'utilizzo di un modello non lineare del materiale.

E' stato adottato un legame costitutivo lineare elastico-plastico alla "Drucker-Prager" come descritto nel paragrafo 7.1 a proposito del criterio di rottura. E' a tale proposito che la scelta dello strumento di calcolo utilizzato ha mostrato i suoi limiti maggiori.

In letteratura sono proposti modelli costitutivi del materiale muratura che tengono conto del deterioramento irreversibile e progressivo che il materiale subisce durante il processo di carico. Tale deterioramento delle caratteristiche meccaniche del materiale viene modellato attraverso l'introduzione di un parametro di danno.

La modellazione del comportamento anelastico pertanto, per le costruzioni murarie, comporta notevoli difficoltà. I criteri di rottura messi a disposizione dal software commerciale non appaiono del tutto idonei alla descrizione del comportamento della muratura, in particolare per quanto riguarda appunto il danneggiamento.

In Figura 7.16 è riportato un tipico esempio di comportamento strutturale di pannelli in muratura sotto carichi ciclici.

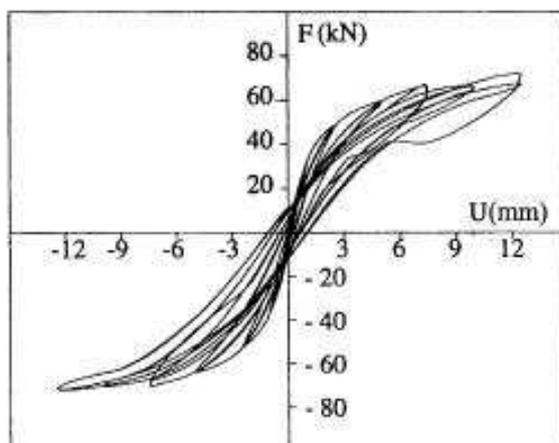


Figura 7.16 Curve sperimentali taglio alla base spostamento di un pannello in muratura.

Si può notare dal grafico come i cicli di isteresi siano stretti indicando una capacità dissipativa limitata del pannello. Dal punto di vista della modellazione numerica non è semplice ottenere tali risultati, per poter riprodurre fedelmente il comportamento della muratura sotto carichi ciclici (Figura 7.16), occorre introdurre come detto legami costitutivi complessi che tengano conto del progressivo danneggiamento della struttura.

Come definito in precedenza nelle analisi svolte è stato adottato un legame costitutivo elasto-plastico; occorre pertanto tenere presente che in questo modo la capacità dissipativa del modello considerato risulta maggiore di quella che effettivamente possiede la struttura reale.

L'integrazione delle equazioni del moto (7.6) può essere effettuata seguendo due strade: la sovrapposizione modale o l'integrazione diretta.

Si pone, innanzitutto, l'attenzione sul fatto che, per la risoluzione di problemi non lineari, quando cioè ad ogni passo di integrazione le matrici possono modificarsi, i metodi diretti sono certamente più efficienti della sovrapposizione modale.

Il metodo di Newmark nello specifico, si propone di trasformare il sistema differenziale in un sistema algebrico; per fare ciò, scelto un "opportuno" step temporale Δt , esplicita i valori di velocità e spostamento (l'accelerazione è ricavata a partire da questi ultimi) in funzione dei valori trovati al passo precedente. Esso

effettua l'integrazione diretta delle equazioni, senza richiedere il preventivo calcolo delle autosoluzioni e senza trasformazioni preventive (da cui la definizione di integrazione diretta). È un metodo che si affianca a quello delle differenze finite, rispetto al quale presenta migliori caratteristiche di stabilità, anche se manifesta qualche problema di accuratezza. Inoltre, mentre il metodo alle differenze finite è detto esplicito, poiché considera le equazioni al tempo t , e le combina con le equazioni alle differenze finite, per trovare esplicitamente la soluzione al tempo $t+h$, il metodo di Newmark è detto implicito, poiché scrive le equazioni direttamente a $t+h$, dovendo però prima calcolare velocità ed accelerazione.

Seguendo il metodo, si scrivono le equazioni dinamiche ai tempi $t+h$, t e $t-h$:

$$\begin{cases} M\ddot{q}_{n+1} + C\dot{q}_{n+1} + Kq_{n+1} = f_{n+1} \\ M\ddot{q}_n + C\dot{q}_n + Kq_n = f_n \\ M\ddot{q}_{n-1} + C\dot{q}_{n-1} + Kq_{n-1} = f_{n-1} \end{cases} \quad (7.9)$$

e si considerano spostamenti, velocità e accelerazioni all'istante $t+h$, scritte come:

$$\begin{cases} q_{n+1} = q_n + \Delta t \dot{q}_n + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{q}_n + \beta \ddot{q}_{n+1} \right] \\ \dot{q}_{n+1} = \dot{q}_n + \Delta t \left[(1-\gamma) \ddot{q}_n + \gamma \ddot{q}_{n+1} \right] \\ \ddot{q}_{n+1} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} (q_{n+1} - q_n - \Delta t \dot{q}_n) - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{q}_n \end{cases} \quad (7.10)$$

La forzante esterna f_{n+1} nel caso di accelerazione sismica coinciderà con lo spostamento del suolo. Tale forzante è anche detta vettore delle forze apparenti o efficaci. I parametri β e γ descrivono una famiglia di metodi di integrazione: in particolare assumendo $\beta=1/4$ e $\gamma=1/2$ si ha il metodo di accelerazione media costante, implicito ed incondizionatamente stabile. In realtà, se si conoscono le grandezze cinematiche al passo iniziale, il metodo diviene esplicito.

Sostituendo velocità e accelerazione nel sistema principale, si ottiene:

$$\left[M\ddot{q}_{n+1} + C\left\{ \dot{q}_n + \Delta t\left[(1-\gamma)\ddot{q}_n + \gamma\ddot{q}_{n+1} \right] \right\} + Kq_{n+1} = f_{n+1}; \quad (7.11)$$

$$\left[M\left\{ \frac{1}{\beta\Delta t^2}(q_{n+1} - q_n - \Delta t\dot{q}_n) - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{q}_n \right\} + \right. \\ \left. + C\gamma\Delta t\left\{ \frac{1}{\beta\Delta t^2}(q_{n+1} - q_n - \Delta t\dot{q}_n) - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{q}_n \right\} + Kq_{n+1} = \right. \\ \left. = f_{n+1} - Cq_n - \Delta t(1-\gamma)C\ddot{q}_n \right. \quad (7.12)$$

$$\left[\left(\frac{1}{\Delta t^2\beta}M + \frac{\gamma}{\Delta t\beta}C + K \right)q_{n+1} = f_{n+1} + \left(\frac{1}{\Delta t^2\beta}M + \frac{\gamma}{\Delta t\beta}C \right)q_n + \right. \\ \left. + \left[\frac{1}{\Delta t\beta}M + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right)C \right]\dot{q}_n + \left[\left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right)M + \gamma\Delta t\left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right)C \right]\ddot{q}_n \right. \quad (7.13)$$

semplificando alcuni termini ed osservando che l'unica incognita rimasta è q_{n+1} , si pone:

$$\left[\tilde{K} = \left(\frac{1}{\Delta t^2\beta}M + \frac{\gamma}{\Delta t\beta}C + K \right) \right. \quad (7.14)$$

$$\left[\tilde{f}_{n+1} = f_{n+1} + \left(\frac{1}{\Delta t^2\beta}M + \frac{1}{\Delta t\beta}C \right)q_n + \left(\frac{1}{\Delta t\beta}M + \frac{\gamma - \beta}{\beta}C \right)\dot{q}_n + \right. \\ \left. + \left[\left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right)M + \frac{\gamma\Delta t}{2}\left(\frac{\gamma}{\beta} - 2 \right)C \right]\ddot{q}_n \right. \quad (7.15)$$

da cui, il sistema algebrico risolvete:

$$\tilde{K} q_{n+1} = \tilde{f}_{n+1} \quad \rightarrow \quad q_{n+1} = \tilde{K}^{-1} \tilde{f}_{n+1} \quad (7.16)$$

Noto lo spostamento al passo $n+1$ -esimo, dalle relazioni riportate nella (7.9) e (7.10), si ottengono anche velocità e accelerazione.

Il metodo di Newmark richiede la scelta opportuna del passo temporale per l'integrazione. Questa scelta è condizionata da considerazioni di 2 tipi: da un lato economiche, cioè di risparmio di tempo di elaborazione, dall'altro di stabilità e accuratezza. Scegliere un passo piccolo consente sicuramente di avere soluzioni più accurate, ma talvolta molto costose in termini di tempi, per cui si pone il problema di ottimizzarlo.

Per stabilità di un operatore si deve intendere la condizione per cui piccoli errori ad un certo passo temporale non si propagano amplificandosi ai passi successivi, mentre per accuratezza si deve intendere la convergenza alla soluzione corretta. Nell'integrazione diretta si usa lo stesso passo per integrare tutte le equazioni. Per questo, a rigore, il passo dovrebbe ottenersi dal periodo del modo proprio più elevato, prendendo una opportuna frazione (per esempio 1/10) di esso. Una scelta siffatta potrebbe portare però ad utilizzare passi di integrazione troppo piccoli.

Considerando solo i primi modi di vibrare, che sono poi quelli meglio determinati in un modello discreto di una struttura, si può pensare di scegliere il passo a partire da questi. Questo, in analogia al metodo di sovrapposizione modale, vuol dire cercare accuratamente la risposta del sistema limitatamente ai primi modi e non a tutti. Poiché i modi di ordine più elevato contengono anche i maggiori errori iniziali, è necessario che non si propagano, e che facciano altrettanto gli errori di macchina (cioè di troncamento). Da queste considerazioni scaturisce la necessità di avere un algoritmo stabile. Mediante il metodo matriciale di analisi di stabilità, il β -Newmark risulta stabile se a β si assegnano valori più grandi di 1/4. In particolare si parla di stabilità incondizionata, che cioè non dipende dagli altri parametri, per esempio dal passo. Quindi, adoperando il valore 1/4 della costante β , si può integrare senza

timore di instabilità del metodo, anche a scapito dell'accuratezza. È evidente che comunque si dovrà scegliere un passo piccolo per garantire errori piccoli.

Nel caso di convergenza non lineare, il metodo di Newmark deve essere riscritto in forma incrementale; si può ricercare per esempio una formulazione che abbia come incognite gli incrementi di spostamento, velocità, accelerazione dal passo n al passo n+1. Quindi:

$$\begin{aligned}
 M \ddot{q}_{n+1} + C \dot{q}_{n+1} + K q_{n+1} &= f_{n+1} - \\
 M \ddot{q}_n + C \dot{q}_n + K q_n &= f_n = \\
 \hline
 M \Delta \ddot{q}_{n+1} + C \Delta \dot{q}_{n+1} + K \Delta q_{n+1} &= \Delta f_{n+1}
 \end{aligned}
 \tag{7.17}$$

Anche gli incrementi cinematici possono essere espressi in funzione dei valori al passo precedente rielaborando le relazioni (7.10):

$$\Delta q_{n+1} = \Delta t \dot{q}_n + \Delta t^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{q}_n + \beta \ddot{q}_{n+1} \right] = \Delta t \dot{q}_n + \Delta t^2 \left(\frac{1}{2} \ddot{q}_n + \beta \Delta \ddot{q}_{n+1} \right)
 \tag{7.18}$$

$$\Delta \dot{q}_{n+1} = \Delta t \left[(1 - \gamma) \ddot{q}_n + \gamma \ddot{q}_{n+1} \right] = \Delta t (\ddot{q}_n + \gamma \Delta \ddot{q}_{n+1})
 \tag{7.19}$$

$$\Delta \ddot{q}_{n+1} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta q_{n+1} - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{q}_n - \frac{1}{2\beta} \ddot{q}_n
 \tag{7.20}$$

Sostituendo l'Eq. (7.19) nell'Eq. (7.17) si ottiene:

$$M \Delta \ddot{q}_{n+1} + \Delta t C (\ddot{q}_n + \gamma \Delta \ddot{q}_{n+1}) + K \Delta q_{n+1} = \Delta f_{n+1}
 \tag{7.21}$$

$$(M + \gamma \Delta t C) \Delta \ddot{q}_{n+1} + K \Delta q_{n+1} = \Delta f_{n+1} - \Delta t C \ddot{q}_n
 \tag{7.22}$$

Sostituendo poi l'Eq. (7.20) nell'Eq. (7.17) si perviene a:

$$\left[\begin{aligned} (M + \gamma \Delta t C) \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta q_{n+1} - (M + \gamma \Delta t C) \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{q}_n - (M + \gamma \Delta t C) \frac{1}{2\beta} \ddot{q}_n + \\ + K \Delta q_{n+1} = \Delta f_{n+1} - \Delta t C \ddot{q}_n \end{aligned} \right] \quad (7.23)$$

$$\left[\begin{aligned} \left(\frac{1}{\beta \Delta t^2} M + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + K \right) \Delta q_{n+1} = \\ = \Delta f_{n+1} + \left(\frac{1}{\beta \Delta t} M + \frac{\gamma}{\beta} C \right) \dot{q}_n - \left[\frac{1}{2\beta} M + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) C \right] \ddot{q}_n \end{aligned} \right] \quad (7.24)$$

e ponendo:

$$\tilde{K} = \left(\frac{1}{\Delta t^2 \beta} M + \frac{\gamma}{\Delta t \beta} C + K \right) \quad (7.25)$$

$$\Delta \tilde{f}_{n+1} = \Delta f_{n+1} + \left(\frac{1}{\Delta t \beta} M + \frac{\gamma}{\beta} C \right) \dot{q}_n - \left[\frac{1}{2\beta} M + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) C \right] \ddot{q}_n \quad (7.26)$$

il sistema risolvete diviene:

$$\tilde{K} \Delta q_{n+1} = \Delta \tilde{f}_{n+1} \quad \rightarrow \quad \Delta q_{n+1} = \tilde{K}^{-1} \Delta \tilde{f}_{n+1} \quad (7.27)$$

Sommando l'incremento di spostamento al passo n+1 allo spostamento al passo precedente si ottiene il valore al passo in analisi, ricordando poi le relazioni (7.19) e (7.20) si possono aggiornare anche velocità e accelerazione. Però, la non linearità del legame fa sì che nel sistema differenziale venga meno la possibilità di esprimere la reazione elastica Kq , fermo restando la linearità dei termini viscosi e inerziali ossia:

$$M \ddot{q} + C \dot{q} + f_{legame}(q) = f_{esterne} \quad (7.28)$$

dove il termine $f_{esterne}$ comprende le azioni sismiche sommate al campo di forze preesistente. La risoluzione si ottiene con il metodo di Newton-Ramphson, correggendo, attraverso la matrice di rigidezza elastica \tilde{K} , fino a convergenza un valore di tentativo dello spostamento: sia δx la correzione elastica e $\tilde{x} = x_0 + \delta x$ il valore ipotizzato di spostamento, attraverso la funzione $f_{legame}(q)$ è possibile ricavare il campo di sollecitazioni che corrispondono, secondo il legame, allo stato x . A queste azioni vanno aggiunti i termini inerziali dovuti alla seconda legge di Newton ($M \cdot \ddot{\tilde{x}}$) ed i termini viscosi ($C \cdot \dot{\tilde{x}}$). Lo stato di sollecitazioni così determinato ($M \cdot \ddot{\tilde{x}} + C \cdot \dot{\tilde{x}} + f_{legame}(\tilde{x})$) dovrà uguagliare il campo di forze esterne ($\tilde{f}_{n+1} + f_{preesistenti}$), comunque dovrà esserci una differenza percentuale piccola.

Di seguito sono riportati i parametri del metodo di integrazione appena descritto che sono stati utilizzati nelle analisi:

$$\beta=1/4$$

$$\gamma=1/2$$

$$\Delta t (*)=0,01$$

(*) essendo previsto come input sismico l'impiego di registrazioni di accelerogrammi per le quali il tempo di campionamento è di 0,01 s, si è assunto un intervallo di integrazione pari al tempo di campionamento.

7.4. Risultati e confronti fra le analisi non lineari statiche e dinamiche eseguite secondo l'OPCM 3274

Eseguite le analisi dinamiche non lineari occorre riportare quelli che sono i risultati conseguiti. Dapprima si riportano gli andamenti di alcune grandezze caratteristiche sia a livello di nodo che di elemento brick al fine di evidenziarne la risposta nel tempo. In seguito vengono riportati i confronti tra le due analisi statica e dinamica non lineare valutando in maniera critica i risultati conseguiti.

Nelle Figure 7.17 e 7.18 sono riportati a titolo di esempio alcuni risultati ottenuti in termini di spostamento nel tempo di un nodo in sommità della struttura (in chiave dell'arco centrale del manufatto) e di taglio nel tempo di un nodo alla base della pila.

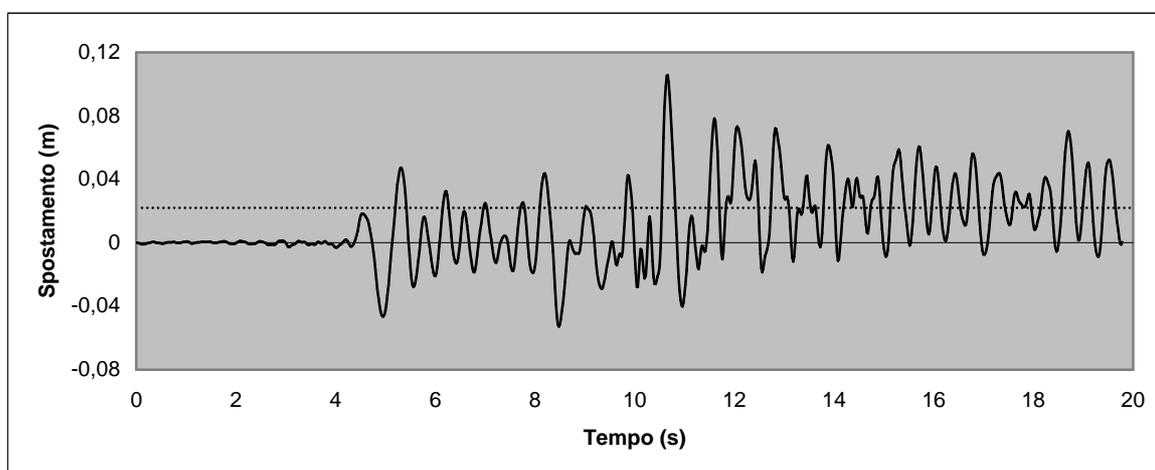


Figura 7.17 Spostamento nel tempo di un nodo in sommità (in chiave dell'arco centrale).

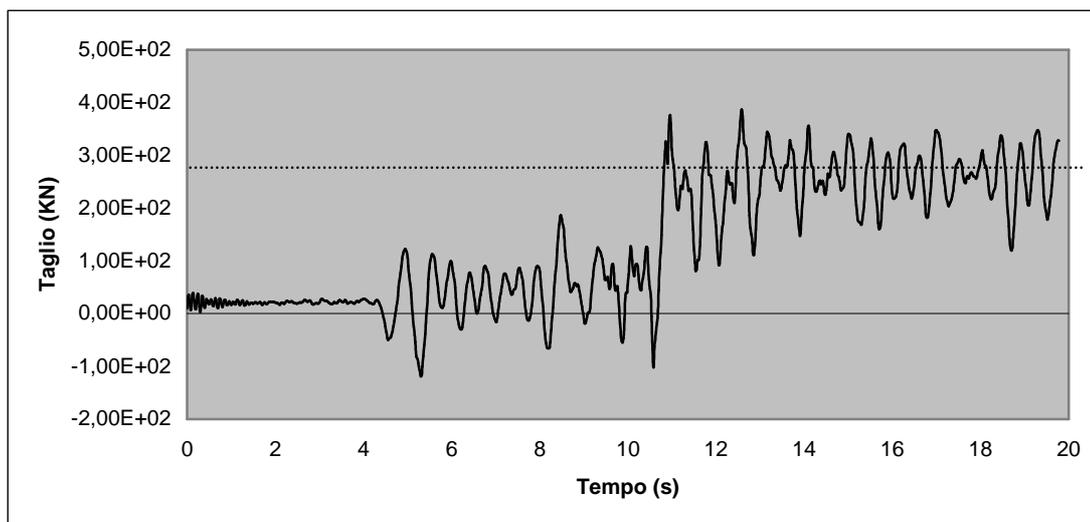


Figura 7.18 Forza di taglio nel tempo di un nodo alla base della pila.

Esaminando la storia temporale (Figure 7.17 e 7.18) si osserva che, dopo un transitorio iniziale, la risposta è caratterizzata da pochi cicli piuttosto ampi seguiti da oscillazioni di ampiezza minore: i primi cicli, per i primi 10 secondi circa, provocano la fessurazione del materiale, poi la risposta successiva è caratterizzata da deformazioni irreversibili e quindi da una perdita di rigidità del sistema. Si nota infatti che a partire da questo istante il sistema risulta danneggiato, non è più in grado di recuperare la posizione originaria e continua ad oscillare attorno al valore di spostamento residuo (Figura 7.17).

Nel seguito si riportano alcuni risultati per un elemento brick alla base della pila dell'arco centrale del ponte (Figura 7.19) in termini di Brick stress yy, Brick strain yy, Brick stress zz e Brick strain zz nel tempo (Figure 7.20 - 7.23). E' stato riportato anche il corrispondente diagramma tensione deformazione (yy) (Figura 7.24).

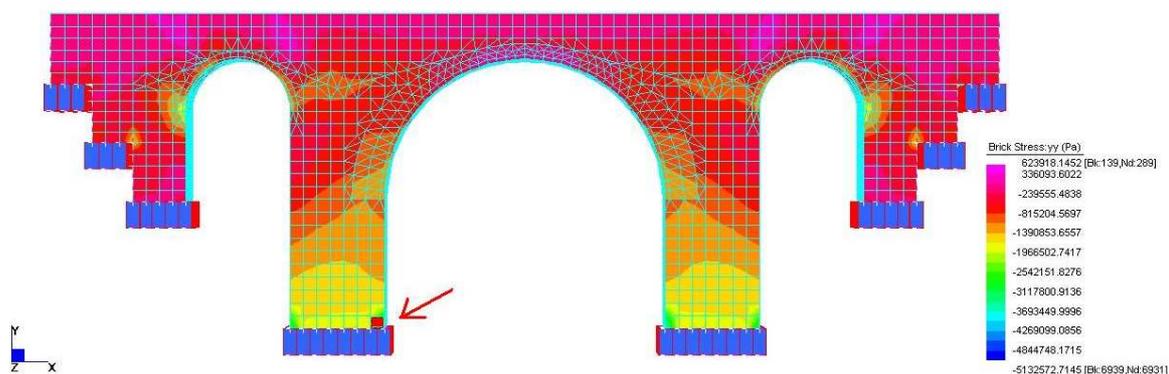


Figura 7.19 Andamento delle tensioni verticali σ_{yy} all'istante $t=9$ sec.

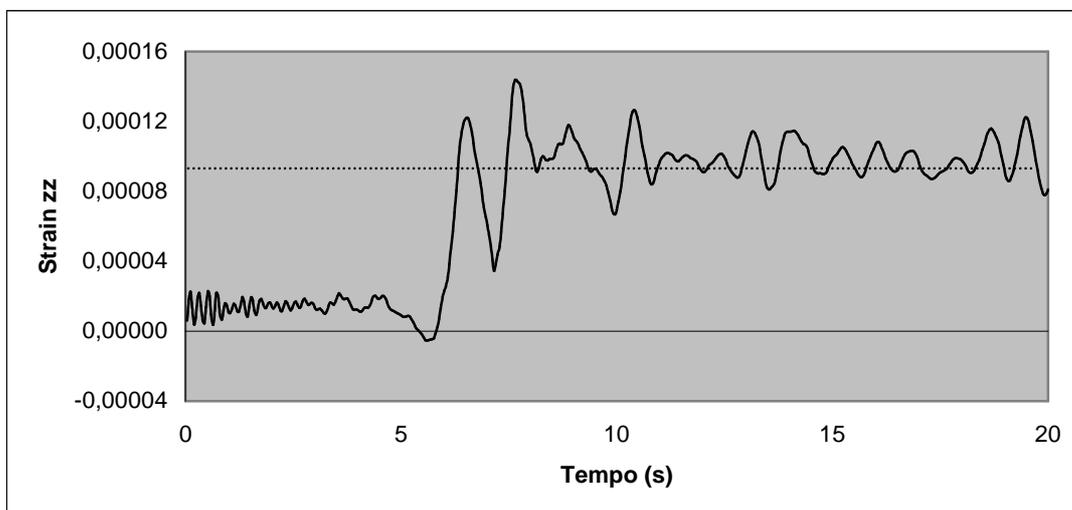


Figura 7.20 Deformazioni zz nel tempo nell'elemento brick .

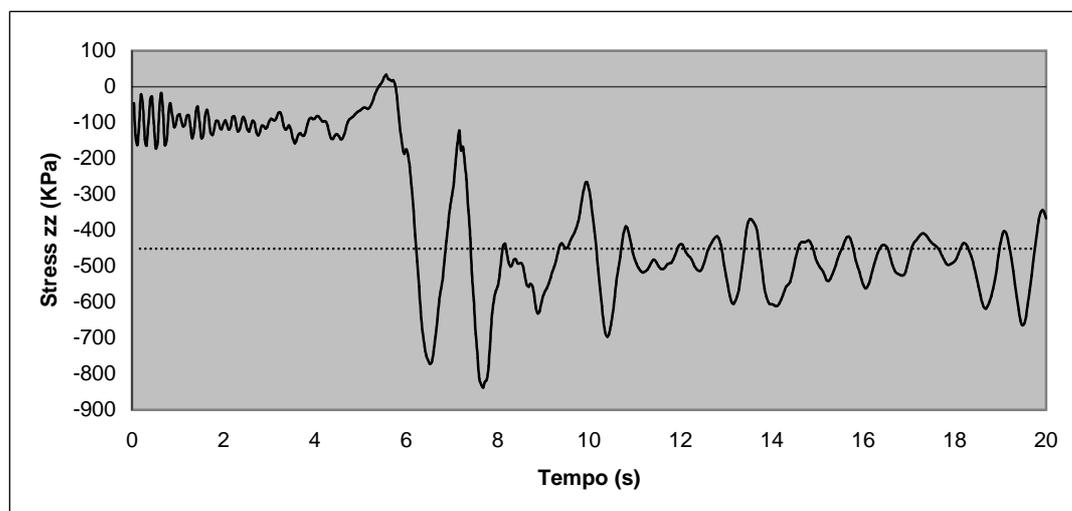


Figura 7.21 Tensioni zz nel tempo nell'elemento brick.

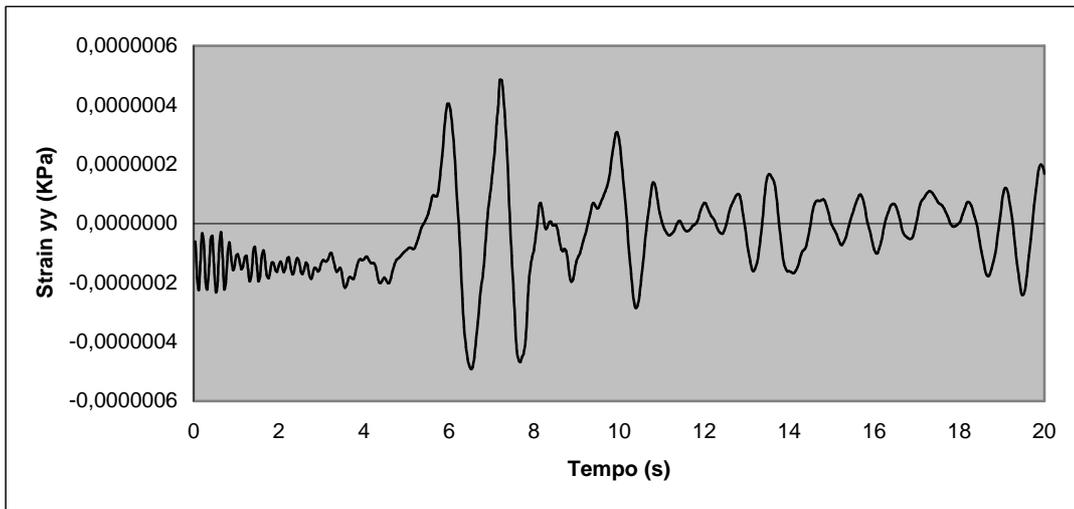


Figura 7.22 Deformazioni yy nel tempo nell'elemento brick .

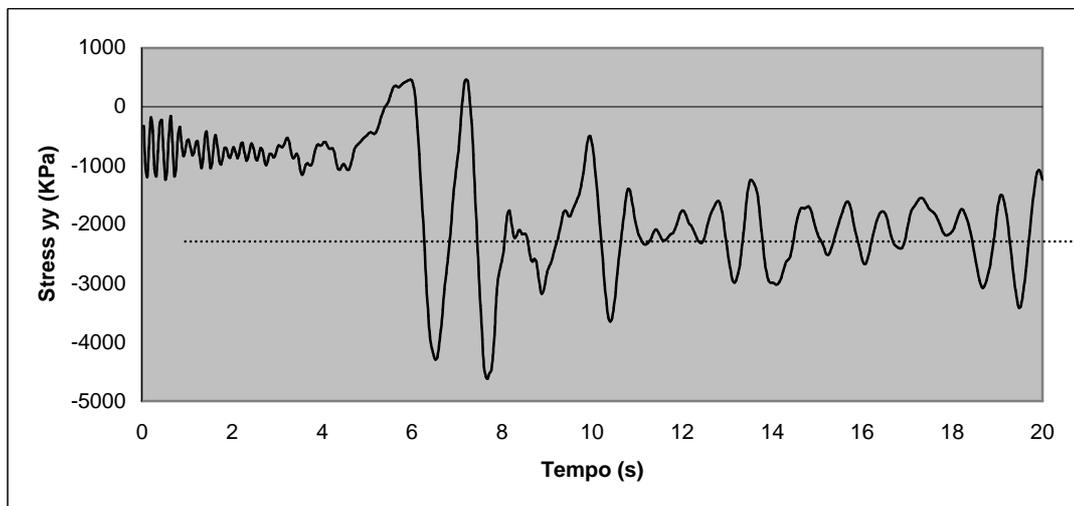


Figura 7.23 Tensioni yy nel tempo nell'elemento brick.

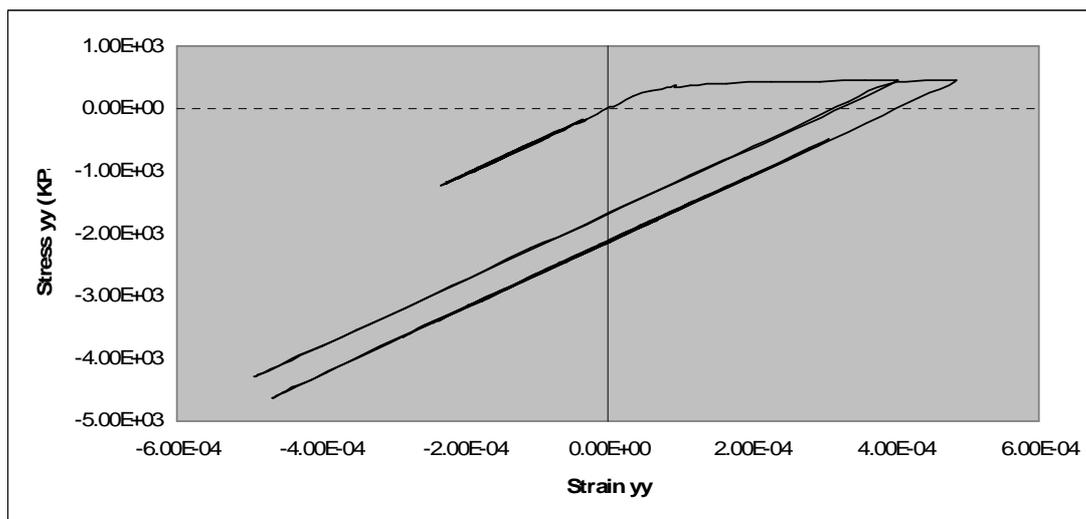


Figura 7.24 Andamento tensioni – deformazioni (yy) nell'elemento brick.

Dalla Figura 7.24 si osserva come l'elemento brick preso in considerazione descriva cicli isteretici, ossia manifesti una dissipazione di energia in funzione del relativo danneggiamento: questo risulta confermato dall'andamento delle deformazioni zz e yy (rispettivamente Figure 7.20 e 7.22).

A titolo dimostrativo, nelle Figure 7.25 e 7.26 sono riportate le distribuzioni delle tensioni normali nella sezione alla base della pila dell'arco centrale per diversi istanti di temporali.

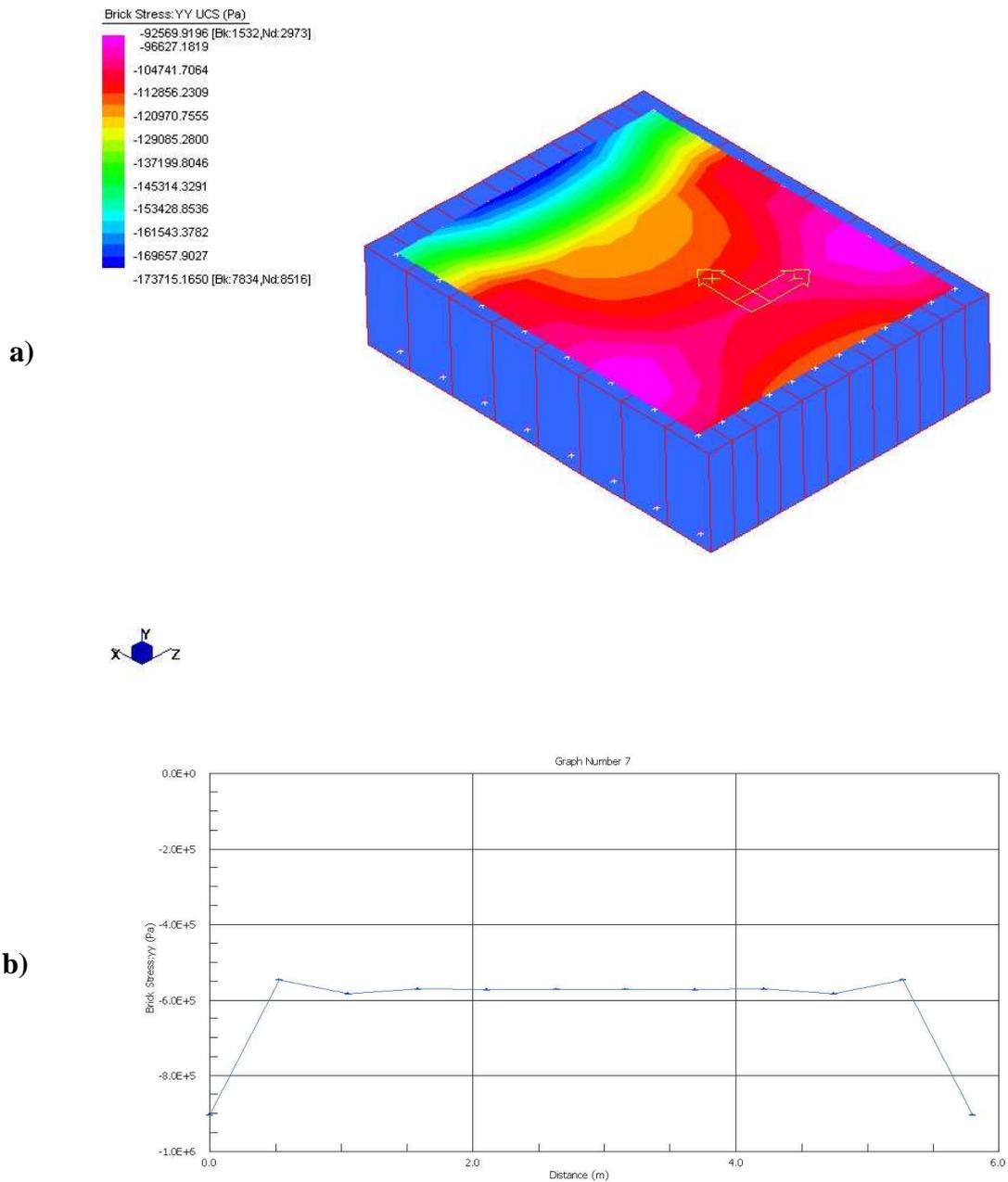


Figura 7.25 a) contour plot delle tensioni normali yy alla base della pila dell'arco centrale (step 0)

b) andamento delle tensioni normali yy nella sezione alla base della pila

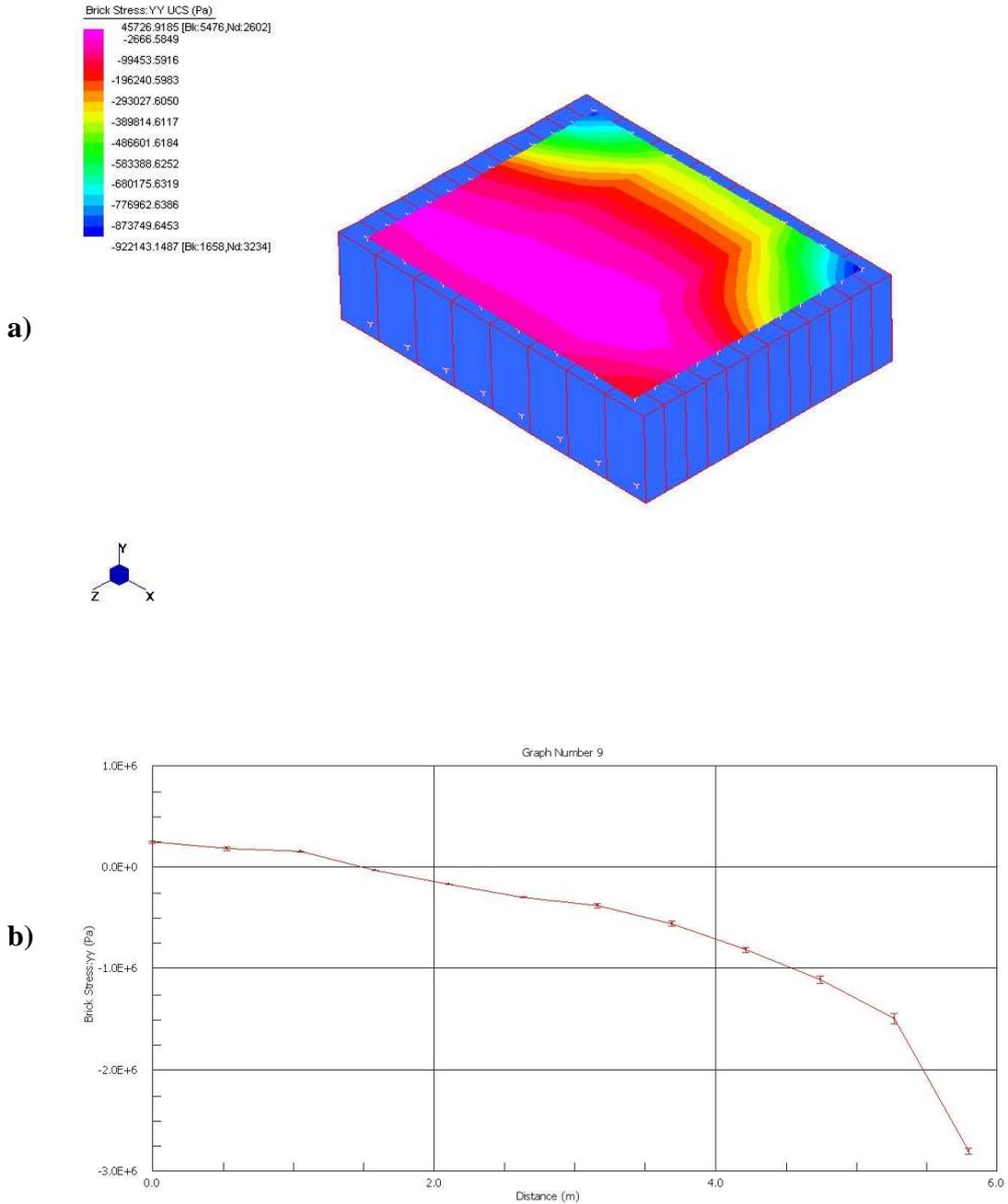


Figura 7.26 a) contour plot delle tensioni normali yy alla base della pila dell'arco centrale (step 356 time: 3.56 sec)

b) andamento delle tensioni normali yy nella sezione alla base della pila

Nelle Figure 7.27-7.32 e nelle Tabelle 7.7-7.12 sono riportati i risultati di confronto tra l'analisi statica e dinamica non lineare per i siti sismici esaminati.

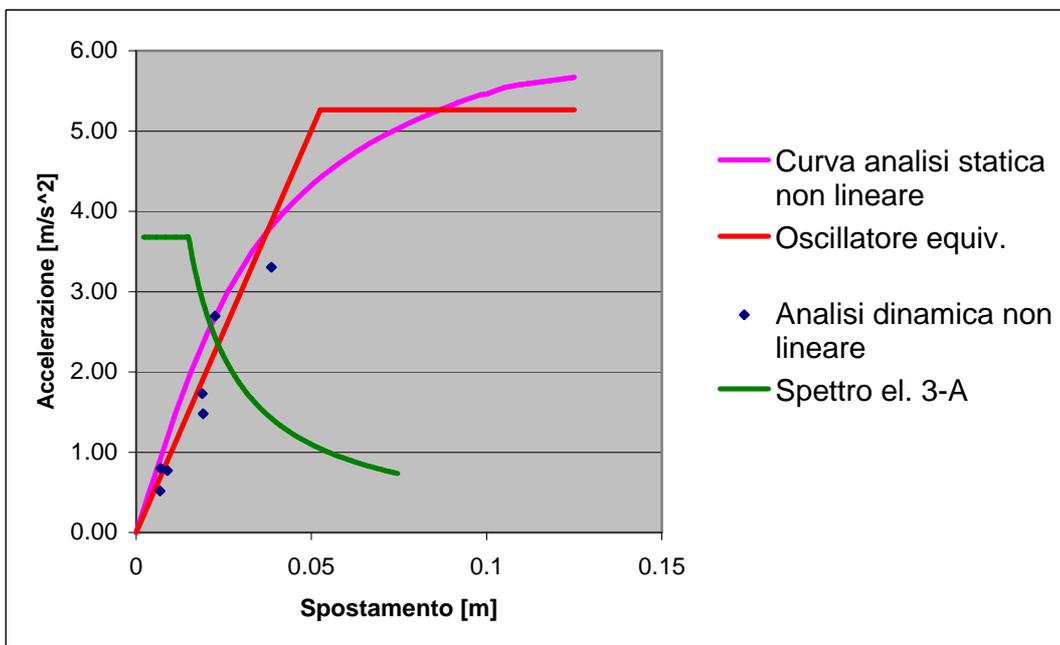


Figura 7.27 Confronto fra l'analisi statica e dinamica non lineare per Zona 3 Suolo A (7 accelerogrammi).

Performance point	Statica non lineare	Dinamica non lineare	Variaz.%
Spostamento [m]	0.024	0.023	2
Accelerazione [m/s^2]	2.31	2.18	6

Tabella 7.7 Valori numerici di confronto in termini di spostamento e accelerazione per Zona 3 Suolo A (7 accelerogrammi).

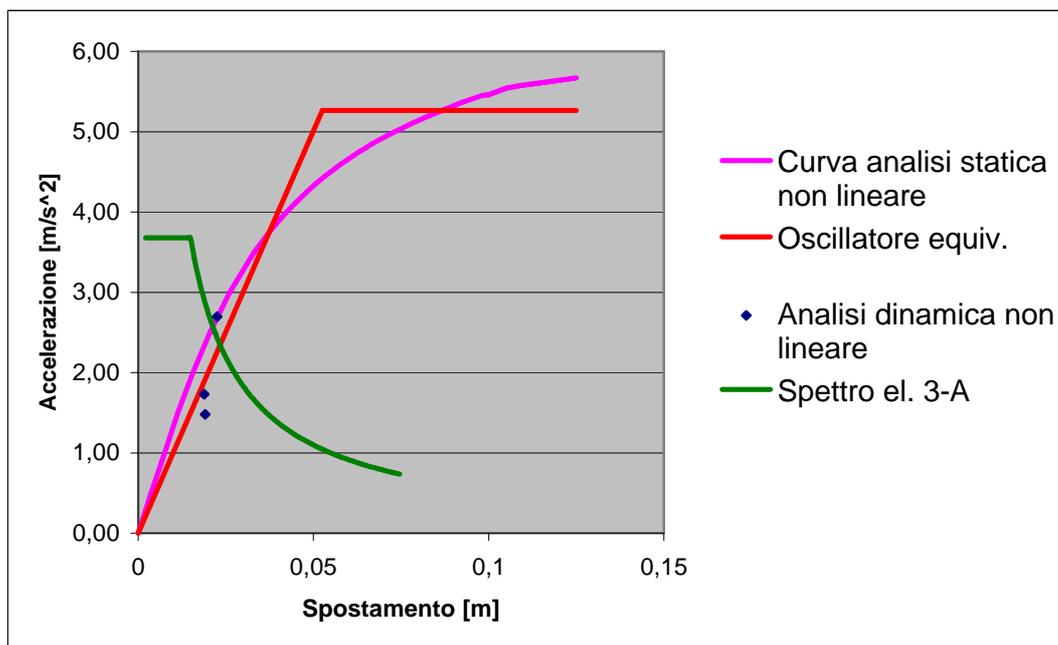


Figura 7.28 Confronto fra l'analisi statica e dinamica non lineare per Zona 3 Suolo A (3 accelerogrammi).

Performance point	Statica non lineare	Dinamica non lineare	Variaz. %
Spostamento [m]	0.024	0.022	6
Accelerazione [m/s ²]	2.31	2.69	17

Tabella 7.8 Valori numerici di confronto in termini di spostamento e accelerazione per Zona 3 Suolo A (3 accelerogrammi).

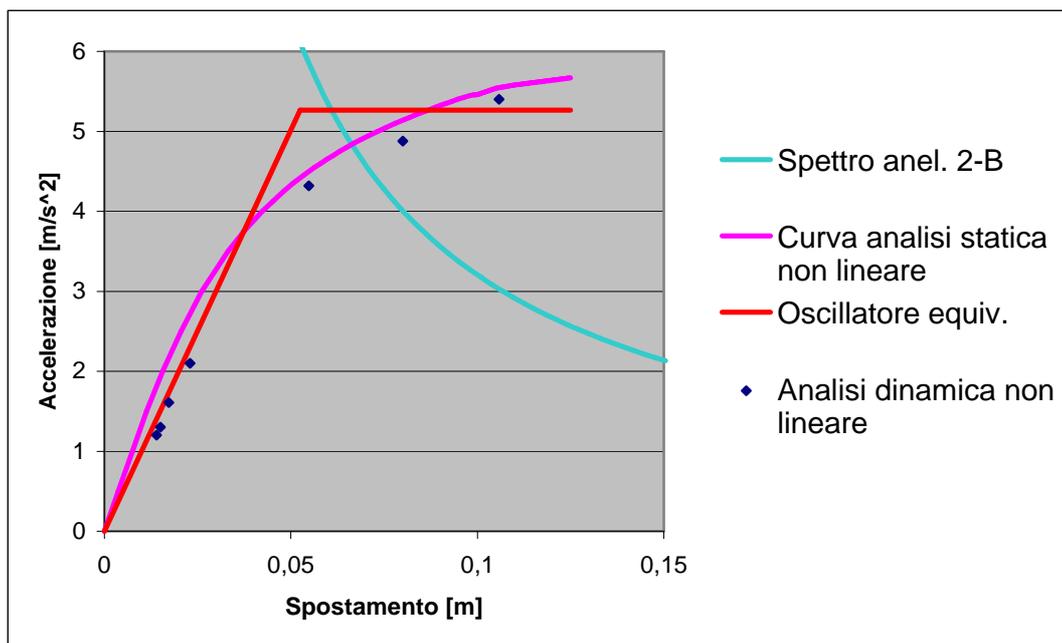


Figura 7.29 Confronto fra l'analisi statica e dinamica non lineare per Zona 2 Suolo B (7 accelerogrammi).

Performance point	Statica non lineare	Dinamica non lineare	Variaz. %
Spostamento [m]	0.062	0.063	2
Accelerazione [m/s ²]	5.33	4.23	21

Tabella 7.9 Valori numerici di confronto in termini di spostamento e accelerazione per Zona 2 Suolo B (7 accelerogrammi).

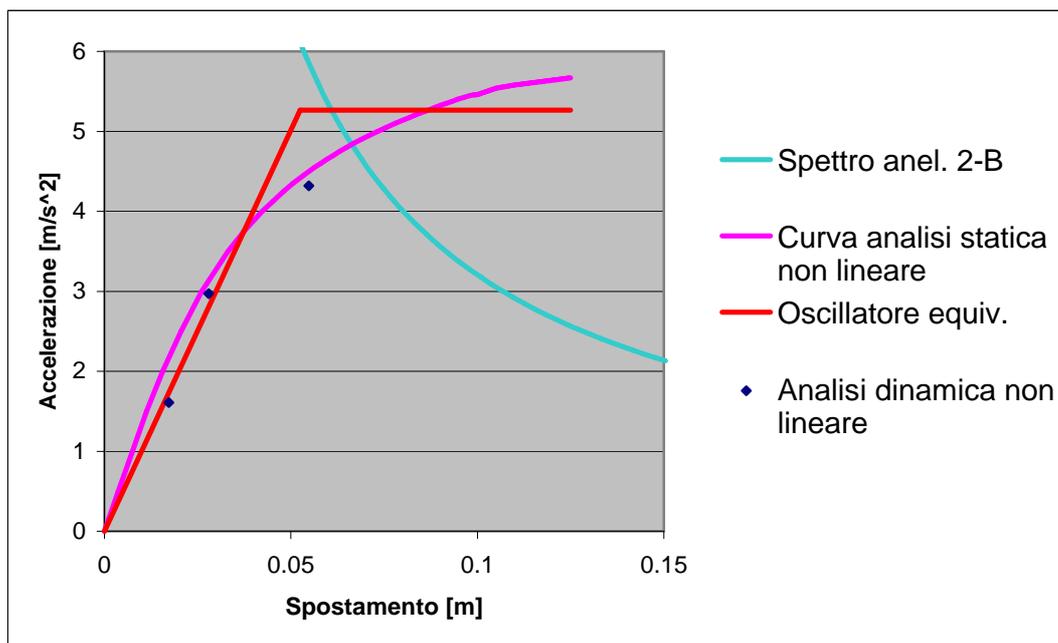


Figura 7.30 Confronto fra l'analisi statica e dinamica non lineare per Zona 2 Suolo B (3 accelerogrammi).

Performance point	Statica non lineare	Dinamica non lineare	Variaz. %
Spostamento [m]	0.062	0.055	12
Accelerazione [m/s ²]	5.33	4.32	19

Tabella 7.10 Valori numerici di confronto in termini di spostamento e accelerazione per Zona 2 Suolo B (3 accelerogrammi).

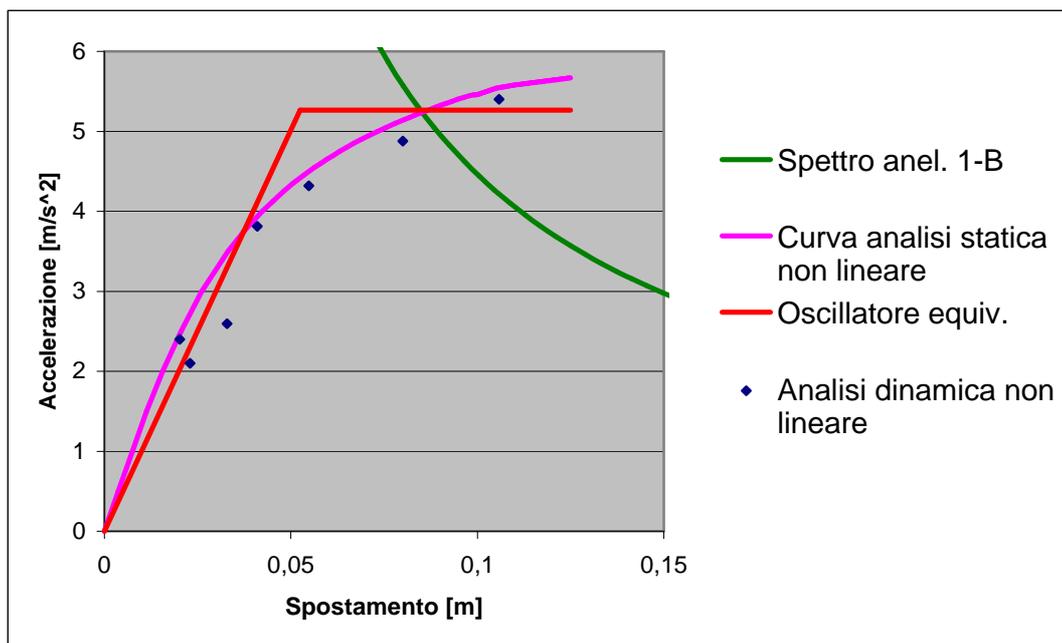


Figura 7.31 Confronto fra l'analisi statica e dinamica non lineare per Zona 1 Suolo B (7 accelerogrammi).

Performance point	Statica non lineare	Dinamica non lineare	Variaz. %
Spostamento [m]	0.087	0.060	31
Accelerazione [m/s ²]	5.33	4.29	19

Tabella 7.11 Valori numerici di confronto in termini di spostamento e accelerazione per Zona 1 Suolo B (7 accelerogrammi).

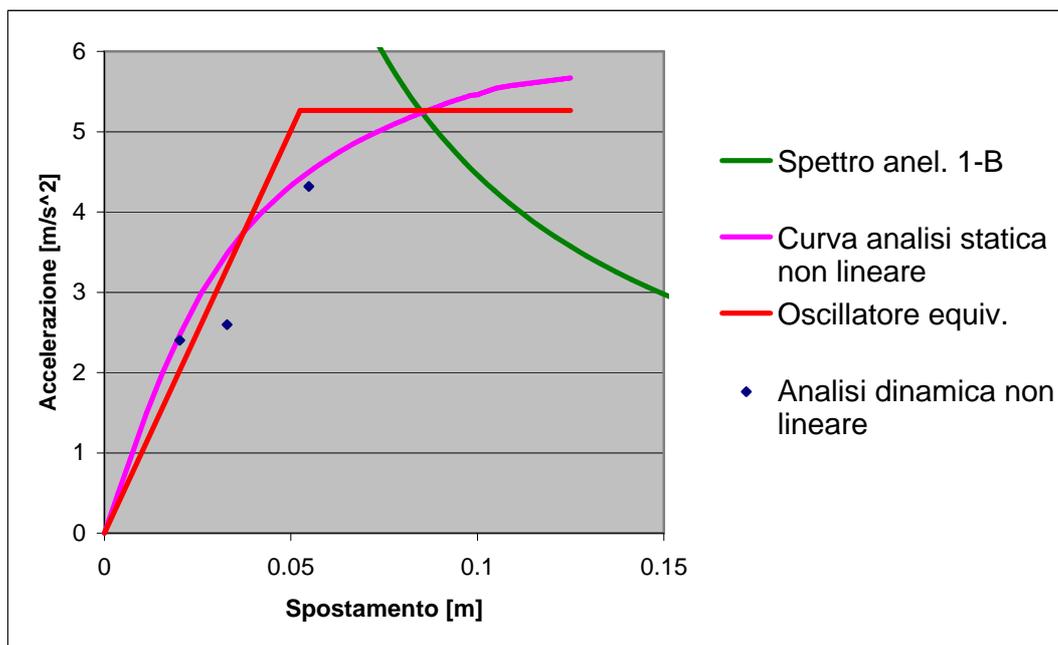


Figura 7.32 Confronto fra l'analisi statica e dinamica non lineare per Zona 1 Suolo B (3 accelerogrammi).

Performance point	Statica non lineare	Dinamica non lineare	Variaz. %
Spostamento [m]	0.087	0.055	37
Accelerazione [m/s ²]	5.33	4.32	19

Tabella 7.12 Valori numerici di confronto in termini di spostamento e accelerazione per Zona 1 Suolo B (3 accelerogrammi).

Dai risultati sopra riportati emerge che l'impiego di un numero di accelerogrammi minore di 7 e dunque la determinazione della domanda sismica considerando il massimo, non consente di stimare in maniera corretta la risposta della struttura poiché legata alle peculiarità del singolo evento.

Per la zona sismica di interesse del ponte, Zona 3 Suolo A, i risultati conseguiti attraverso l'analisi dinamica non lineare risultano in accordo con quelli dedotti attraverso l'analisi statica non lineare (Figura 7.27 e Tabella 7.7).

Può essere inoltre interessante notare come confrontando, a parità di spostamento raggiunto, il taglio (o in maniera del tutto equivalente l'accelerazione) corrispondente nell'analisi push-over e in quella dinamica si trovino valori più elevati nell'analisi push-over. Questo può essere spiegato considerando il fatto che, mentre nell'analisi push-over è presente il solo primo modo a cui corrisponde una deformata che cresce in modo monotono e quindi tagli che possono solo sommarsi positivamente per fornire l'accelerazione alla base, nel caso dell'analisi dinamica la presenza di modi di vibrare alti fa sì che vi siano deformate con andamenti non monotoni e quindi che i tagli possano anche sottrarsi fra loro riducendo il valore del taglio alla base.

Per i terremoti descritti dagli spettri più gravosi (Figure 7.29 e 7.31), si ha un maggiore scostamento dei risultati ottenuti con le due analisi sia in termini di spostamento che di accelerazione.

Le norme sono improntate su analisi di affidabilità delle strutture basate su concetti probabilistici e su assunzioni a priori di assegnati livelli di rischio. A tal proposito, sulla base dei risultati conseguiti si è cercata una corrispondenza in termini probabilistici fra i risultati conseguiti dalle analisi svolte e l'azione sismica di progetto per l'analisi a collasso. In particolare l'OPCM 3274 (punto 2.1. Allegato 2) considera per l'analisi a collasso un'azione sismica di progetto caratterizzata da una probabilità di superamento non maggiore del 10% in 50 anni.

L'area tratteggiata riportata in Figura 7.33 denota per l'evento sismico definito per la Zona 1 Suolo B, una probabilità di accadimento di circa il 12%. Questo potrebbe derivare dal fatto che, nonostante l'impiego di un numero di accelerogrammi pari a 7, il numero di osservazioni e quindi di accelerogrammi utilizzati, non risulta ancora del tutto idoneo per una corretta definizione in termini probabilistici dell'azione sismica.

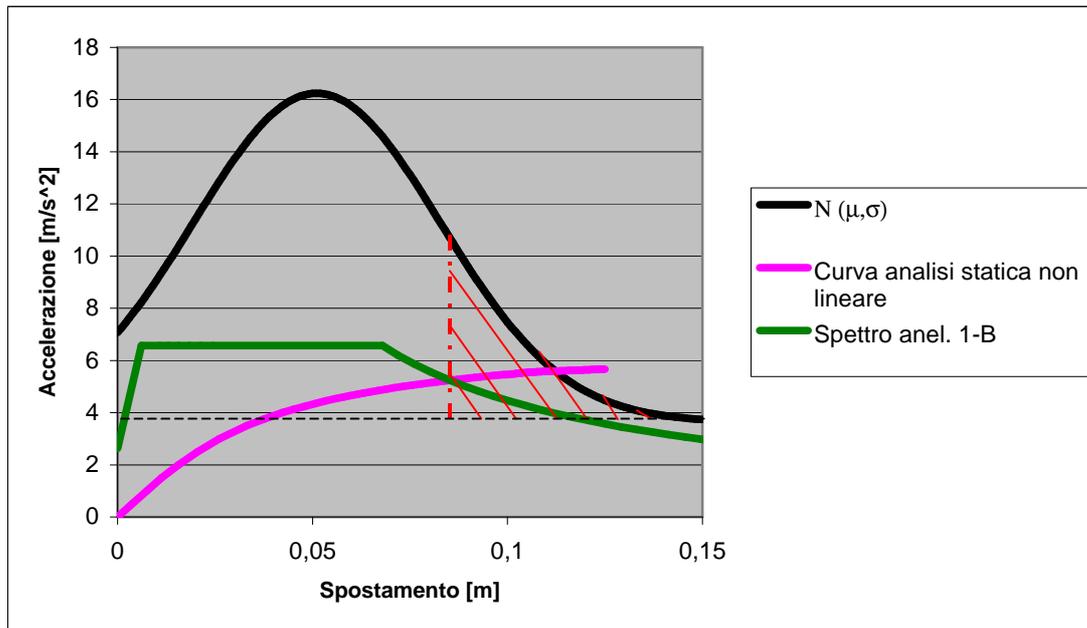


Figura 7.33 Distribuzione normale dei risultati ottenuti attraverso l'analisi dinamica non lineare per la Zona 1 Suolo B.

8. Discussione dei risultati e conclusioni

Dai risultati ottenuti nel lavoro di tesi si può affermare che il metodo N2 è un mezzo utile per valutare gli effetti forniti dal terremoto sulla struttura e quindi rappresenta una valida alternativa all'analisi dinamica non lineare perché capace di cogliere le principali caratteristiche della risposta dinamica, richiedendo tempi e complessità di calcolo nettamente inferiori.

Uno studio di questo tipo ha inoltre permesso di comprendere l'importanza della scelta dello strumento di calcolo da parte del progettista; nel caso in questione, l'impiego di un codice di tipo commerciale ha mostrato alcuni limiti. Un aspetto cruciale riguarda la modellazione del comportamento anelastico, che comporta notevoli difficoltà per le strutture in muratura. I criteri di rottura implementati nel codice di calcolo non appaiono del tutto idonei alla descrizione del comportamento della muratura in particolare per quanto riguarda il danneggiamento.

Da quanto è emerso il ponte è dotato di buona resistenza e duttilità. In vista di sviluppi futuri di ricerca si ritiene indicato intervenire in particolare sul legame costitutivo della muratura, il quale deve essere in grado di descrivere il deterioramento irreversibile e progressivo che il materiale subisce durante il processo di carico.

Infine, si è osservato che l'uso di un numero di accelerogrammi minore di sette e dunque la determinazione della domanda sismica considerando il massimo, non consente di stimare in maniera corretta la risposta della struttura che risulta sicuramente sovradimensionata e legata alle peculiarità di un singolo evento. Questa osservazione deve spingere il legislatore a riflettere sulla possibilità che il progettista ha di effettuare analisi dinamiche non lineari con un numero di accelerogrammi inferiore a sette e di indirizzarlo verso la soluzione unica basata su analisi effettuabili solo con un numero di registrazioni statisticamente tali da individuare la domanda sismica come media dei valori ottenuti e non come massimo.

Appendice A

Risposta di sistemi elastici all'azione sismica

Nel capitolo 7, paragrafo 7.3.1, sono descritti i criteri di selezione dell'input sismico utilizzato nelle analisi dinamiche non lineari. Si ricorda che nelle analisi sono stati utilizzati accelerogrammi naturali compatibili con le specifiche dell'OPCM 3274.

Come descritto nel capitolo 5 a proposito dei metodi di analisi previsti dalla normativa (paragrafo 5.3), l'analisi dinamica modale viene condotta attraverso un modello elastico lineare e quindi la sua attendibilità nella valutazione del comportamento in condizioni limite di resistenza, per i manufatti architettonici in muratura, è spesso limitata.

In questa appendice si vuole pertanto solamente operare un confronto tra due diversi metodi di analisi al fine di effettuare una verifica della coerenza degli accelerogrammi con le specifiche dell'OPCM 3274. Sono state svolte pertanto le seguenti analisi:

- 1) Analisi dinamica lineare "time history analysis"
- 2) Analisi modale con spettro di risposta elastico
- 3) Analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico di normativa

Per quanto riguarda la definizione dell'input sismico per le analisi delineate nel punto 2) si riportano le seguenti considerazioni.

Avendo a disposizione le registrazioni delle accelerazioni per la zona e la categoria di suolo in esame (Zona 3 suolo A), si può determinare la risposta nel tempo di una struttura con assegnato periodo proprio T e quindi ottenere la massima accelerazione che la struttura sopporterà in quell'evento sismico. Questo valore può essere riportato in un grafico dove sulle ascisse compare il periodo proprio T e sulle ordinate la massima accelerazione. Ripetendo il calcolo per strutture aventi diverso periodo si

ottengono tanti punti di un diagramma, detto spettro di risposta in termini di accelerazione, che mostra come la risposta di una struttura ad un assegnato terremoto varia in funzione del periodo proprio della struttura stessa. E' stato considerato un valore del coefficiente viscoso equivalente ξ pari al 5%. A tal proposito si vedano le figure A.5, A.7., A.9, A.11., A.13, A.15., A.17.

Per quanto riguarda la definizione dell'input sismico per le analisi delineate nel punto 3) si rimanda al paragrafo che segue.

A.1. Azione sismica

A.1.1. Categorie di suolo di fondazione

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, (paragrafo 3 Allegato 2 OPCM 3431), si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni, i valori da utilizzare per V_s , NSPT e C_u sono valori medi):

A. Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.

B. Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT > 50, o coesione non drenata $c_u > 250$ KPa).

C. Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < \text{NSPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ KPa).

D. Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s (NSPT < 15, $c_u < 70$ KPa).

E. *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.

Nelle definizioni precedenti V_{s30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}} \quad (\text{A.1})$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori. Il sito verrà classificato sulla base del valore di V_{s30} , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di NSPT.

A.1.2. Zone sismiche e descrizione dell'azione sismica

Ai fini dell'applicazione di queste norme, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, (Figure A.1 e A.2), ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. I valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale, salvo più accurate determinazioni, che possono portare a differenze comunque non superiori al 20% dell'accelerazione per le zone 1 e 2 e non superiori a 0.05g nelle altre zone sono:

Zona	a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

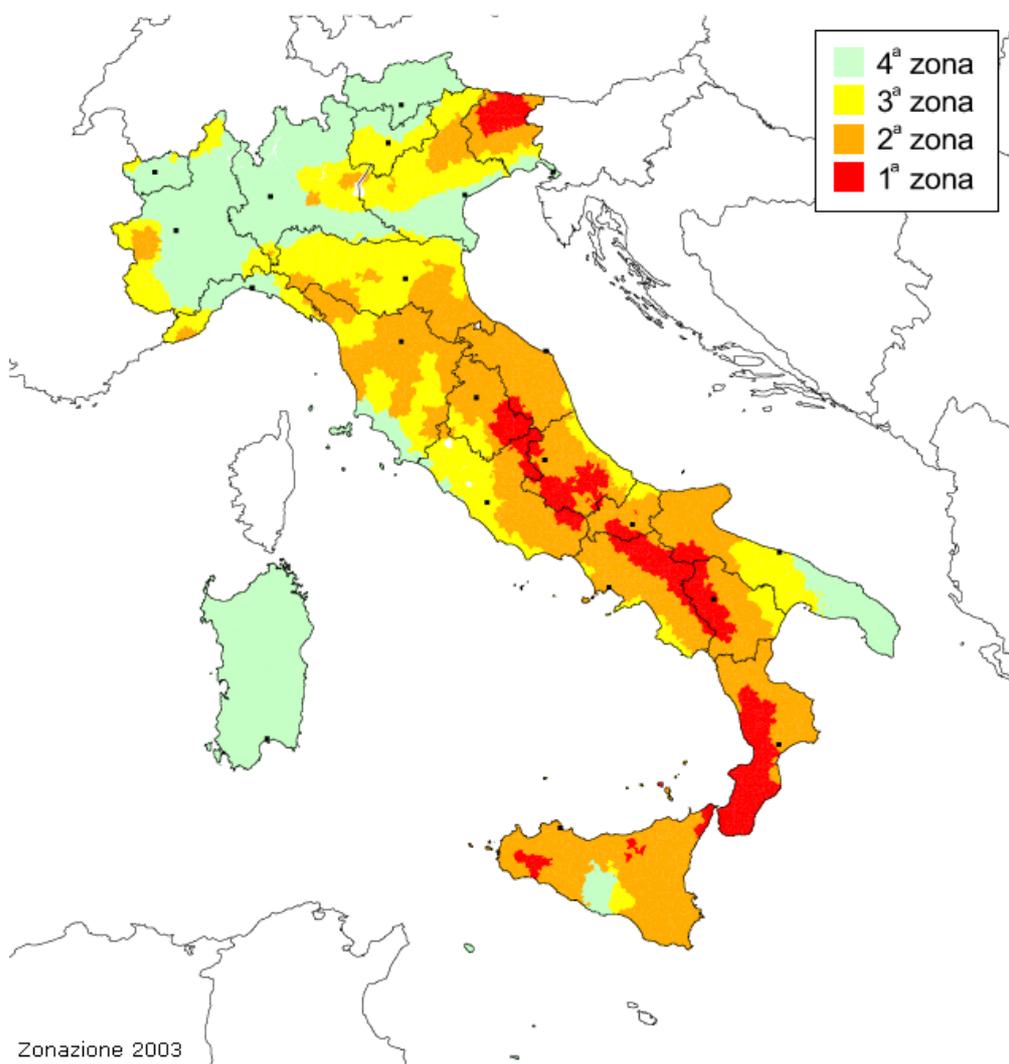


Figura A.1 Zone sismiche del territorio italiano (2003) secondo l'Ordinanza PCM 3274 del 20/03/2003.

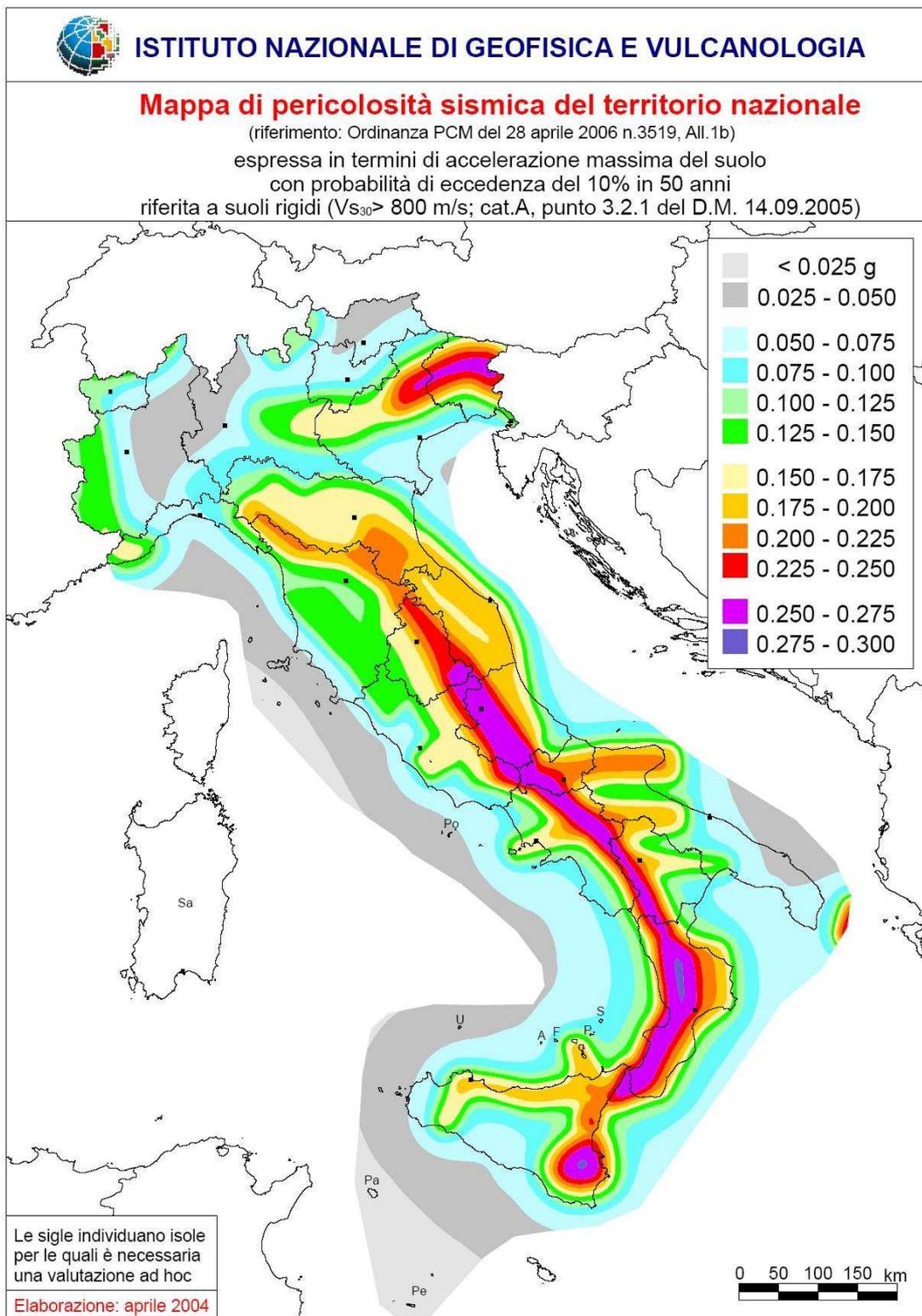


Figura A.2 Mapa di pericolosità sismica del territorio nazionale (riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519 All 1.b).

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico. Qualora siano eseguite determinazioni più accurate del moto sismico atteso, è consentito utilizzare spettri specifici per il sito purché le ordinate di tali spettri non risultino in nessun punto del campo di periodi di interesse inferiori all'80% delle ordinate dello spettro elastico standard applicabile in relazione alla categoria di suolo.

Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

A.1.3. Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima ($a_g S$) del terreno che caratterizza il sito. Tale forma spettrale è ricavata interpolando diversi spettri di pseudo-accelerazione equiprobabili ottenuti ipotizzando terremoti provenienti da diverse sorgenti.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right) \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{A.2}$$

dove:

S fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione ;

η fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$) essendo ξ espresso in percentuale:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0.55 \quad (\text{A.3})$$

T periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

I valori di T_B, T_C, T_D e S da assumere, salvo più accurate determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di suolo di fondazione definite al punto A.1.1, sono riportati nella tabella A.1.

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Tabella A.1 Valori dei parametri nelle espressioni (A.2) dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali.

In Figura A.3 sono riportati gli spettri di risposta elastici (eq. A.2), normalizzati rispetto ad S_{a_g} , per le 5 categorie di suolo indicate dalle norme per un periodo di ritorno di 475 anni (probabilità di accadimento del 10% in 50 anni). Come si vede dalla figura, pensando che una struttura molto rigida, al limite con periodo nullo, si muoverà con la stessa accelerazione del terreno, tutti gli spettri hanno valore per $T=0$ pari ad S_{a_g} , che viene per questo anche definita accelerazione di ancoraggio dello spettro.

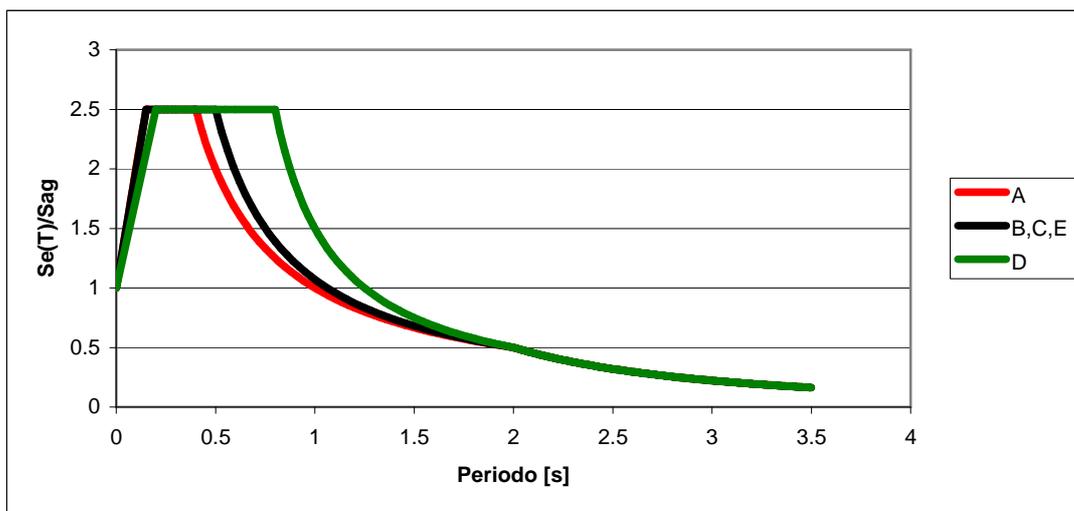


Figura A.3 Spettri di risposta elastici della componente orizzontale con periodo di ritorno di 475 anni per le 5 categorie di suolo indicate dalle norme.

A.2. Risultati e confronti

Vengono ora riportati in forma sintetica i risultati delle analisi svolte. Si è indicato con il termine RSA l'analisi modale con spettro di risposta (response spectrum analysis) e con RHA l'analisi dinamica lineare (time history analysis). Con il termine OPCM 3274 si è indicata invece l'analisi modale con spettro di risposta elastico definito da normativa.

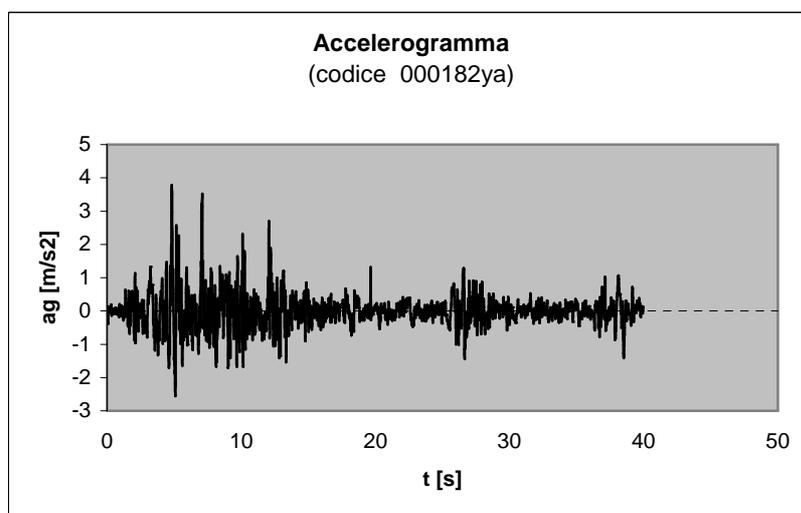


Figura A.4 Accelerogramma naturale (codice 000182ya).

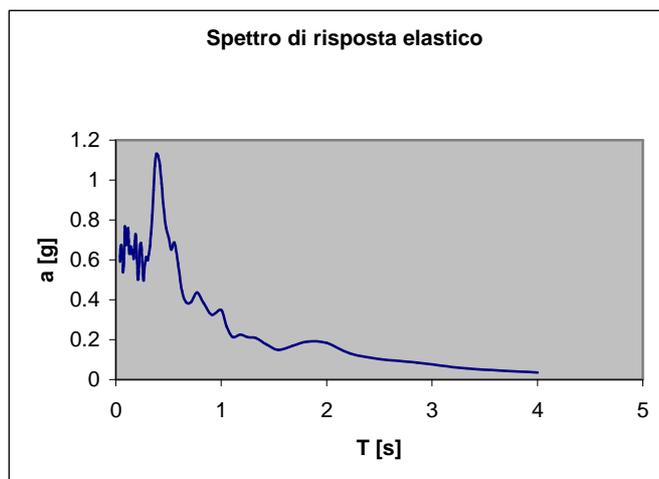


Figura A.5 Spettro di risposta elastico definito per l'accelerogramma riportato in Figura A.4.

	Vb [KN]	Variaz. %	Dz [m]	Variaz. %
Modo 1	43502	9	0,0774	1
Modo 4	7119		0,0029	
Modo 11	4981		0,0006	
SRSS (*)	44065		0,0774	
RHA	48000		0,0767	

Tabella A.2 RSA-RHA: valori massimi di taglio alla base e spostamento nodo in sommità (in chiave dell'arco centrale).

(*) L'analisi modale consiste nel valutare separatamente la risposta della struttura vincolata a deformarsi secondo ciascuno dei suoi modi di vibrazione o oscillazione. Occorre poi combinare le massime sollecitazioni (o spostamenti) trovati per i singoli modi. I modi però non sono sincroni pertanto la combinazione dei risultati può essere fatta come radice della somma dei quadrati (SRSS) o come combinazione quadratica completa (CQC). La prima combinazione si applica nel caso in cui i periodi propri siano ben distinti fra di loro; la seconda nel caso in cui i periodi differiscano meno del 10%. Sono stati considerati solamente i modi che mobilitano una massa partecipante > del 5% della massa totale della struttura. Essendo i periodi corrispondenti a tali modi ben distinti tra di loro è stata utilizzata la combinazione SRSS.

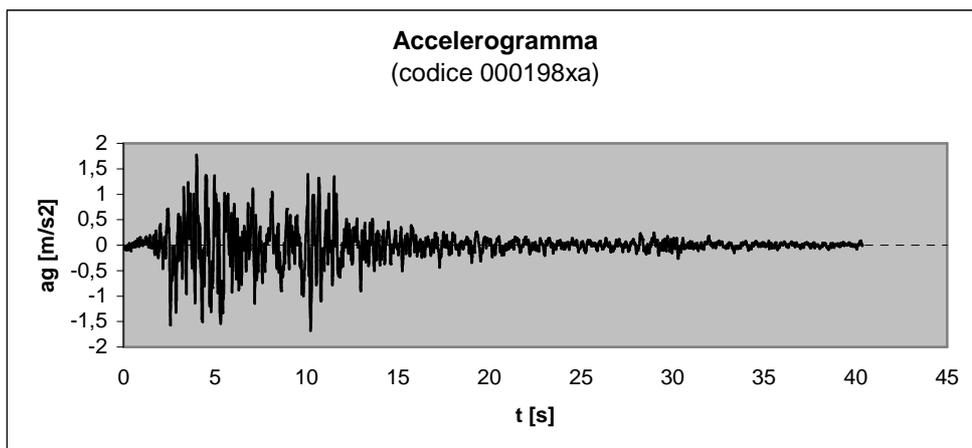


Figura A.6 Accelerogramma naturale (codice 000198xa).

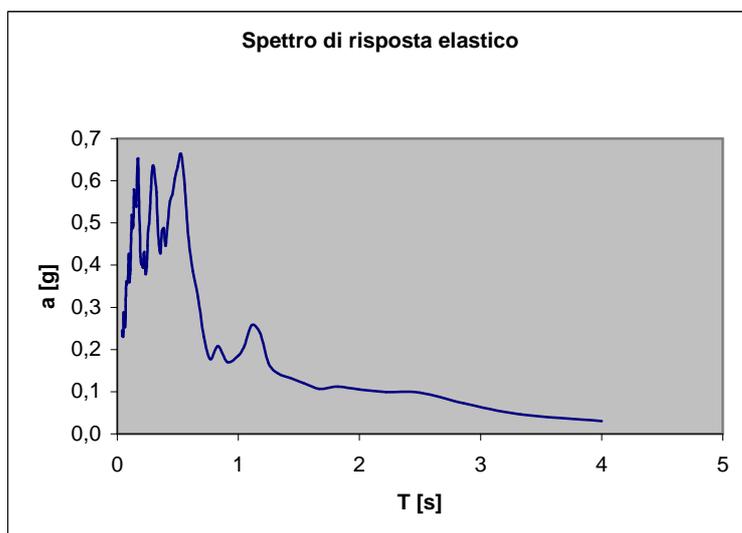


Figura A.7 Spettro di risposta elastico definito per l'accelerogramma riportato in Figura A.6.

	Vb [KN]	Variaz.%	Dz [m]	Variaz.%
Modo 1	18135		0,0322	
Modo 4	5502		0,0018	
Modo 11	2311		0,0003	
SRSS	18739		0,0323	
RHA	20476		0,0316	
		9		2

Tabella A.3 RSA-RHA: valori massimi di taglio alla base e spostamento nodo in sommità (in chiave dell'arco centrale).

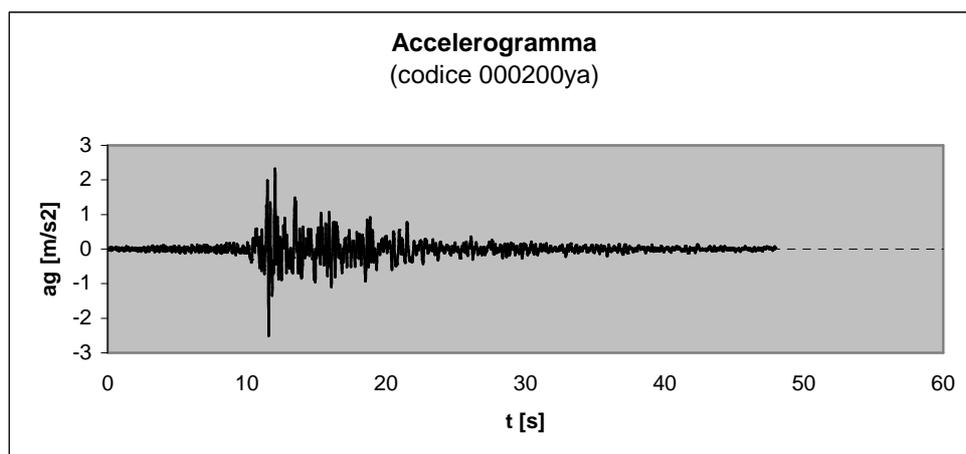


Figura A.8 Accelerogramma naturale (codice 000200ya).

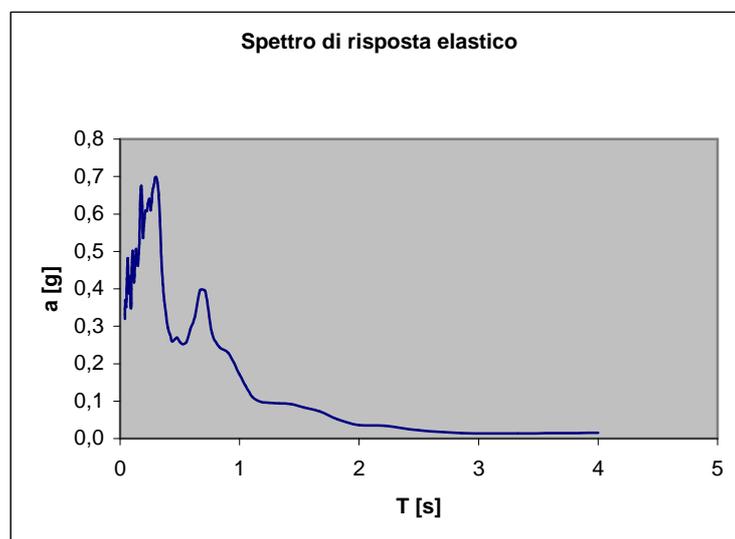


Figura A.9 Spettro di risposta elastico definito per l'accelerogramma riportato in Figura A.8.

	Vb [KN]	Variaz.%	Dz [m]	Variaz.%
Modo 1	12215		0,0217	
Modo 4	5506		0,0018	
Modo 11	3826		0,0005	
SRSS	13185		0,0218	
RHA	16118		22	

Tabella A.4 RSA-RHA: valori massimi di taglio alla base e spostamento nodo in sommità (in chiave dell'arco centrale).

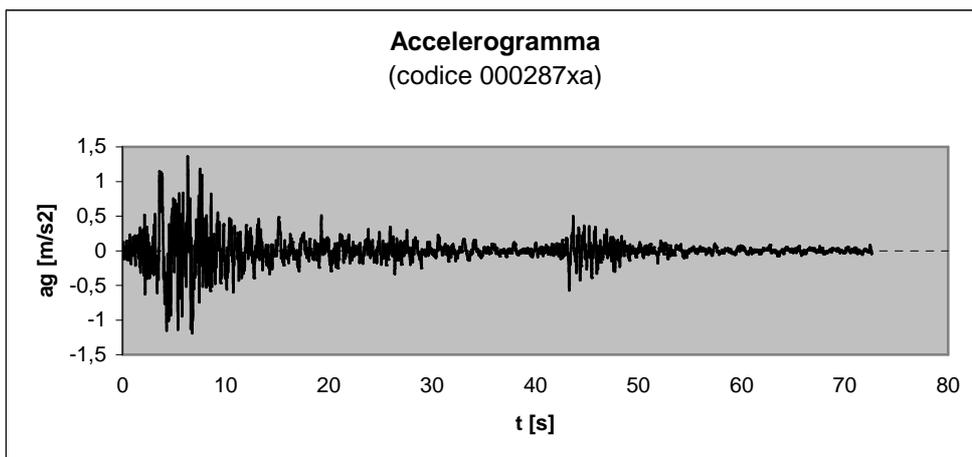


Figura A.10 Accelerogramma naturale (codice 000287xa).

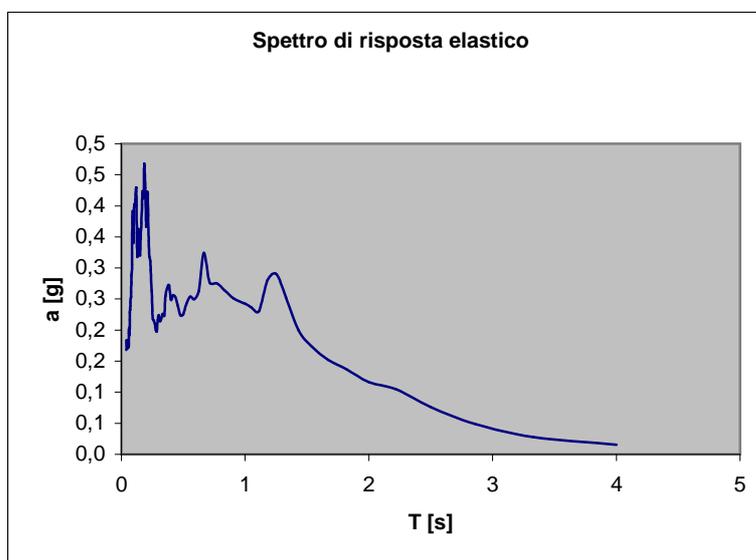


Figura A.11 Spettro di risposta elastico definito per l'accelerogramma riportato in Figura A.10.

	Vb [KN]	Variaz.%	Dz [m]	Variaz.%
Modo 1	10136		0,0180	
Modo 4	3609		0,0012	
Modo 11	1863		0,0002	
SRSS	10611		0,0181	
RHA	14286		35	

Tabella A.5 RSA-RHA: valori massimi di taglio alla base e spostamento nodo in sommità (in chiave dell'arco centrale).

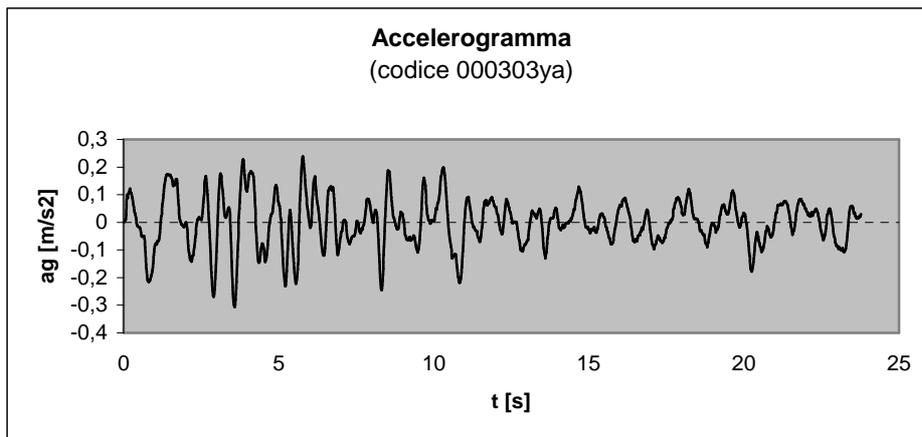


Figura A.12 Accelerogramma naturale (codice 000303ya).

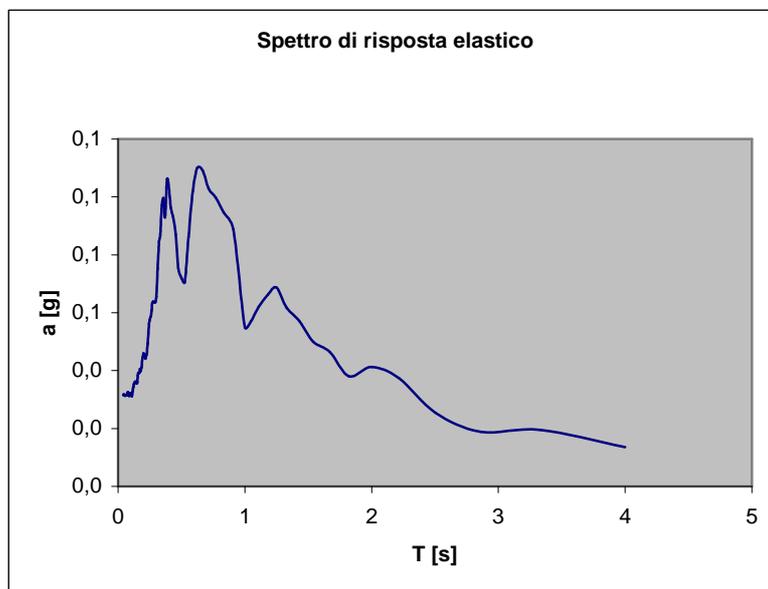


Figura A.13 Spettro di risposta elastico definito per l'accelerogramma riportato in Figura A.12.

	Vb [KN]	Variaz. %	Dz [m]	Variaz. %
Modo 1	4077		0,0072	
Modo 4	402		0,0002	
Modo 11	274		0,0000	
SRSS	4068		0,0072	
RHA	4730		16	

Tabella A.6 RSA-RHA: valori massimi di taglio alla base e spostamento nodo in sommità (in chiave dell'arco centrale).

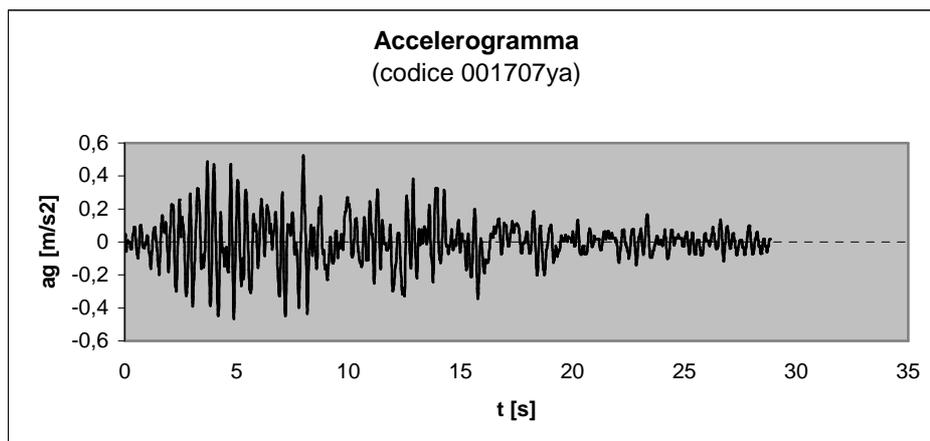


Figura A.14 Accelerogramma naturale (codice 0001707ya).

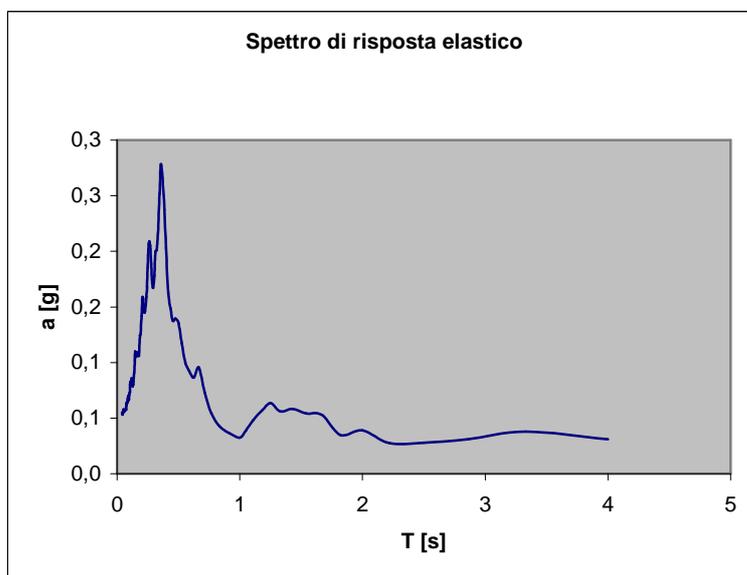


Figura A.15 Spettro di risposta elastico definito per l'accelerogramma riportato in Figura A.14.

	Vb [KN]	Variaz.%	Dz [m]	Variaz.%
Modo 1	8627		0,0153	
Modo 4	907		0,0004	
Modo 11	501		0,0001	
SRSS	8672		0,0153	
RHA	8028		7	

Tabella A.7 RSA-RHA: valori massimi di taglio alla base e spostamento nodo in sommità (in chiave dell'arco centrale).

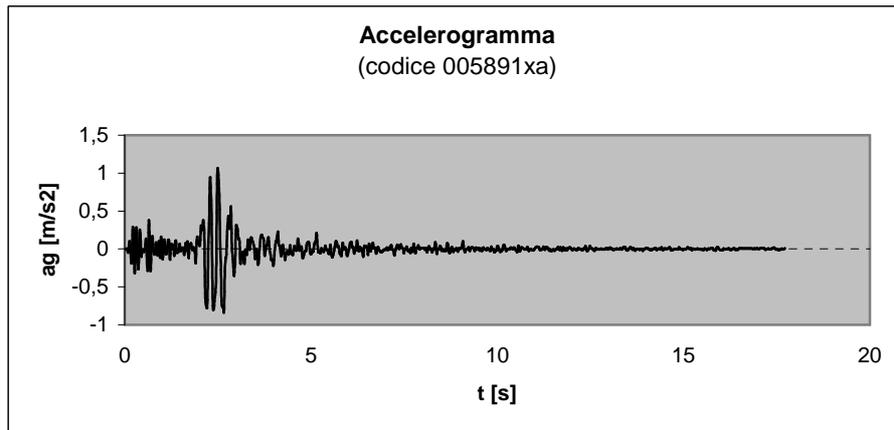


Figura A.16 Accelerogramma naturale (codice 005891xa).

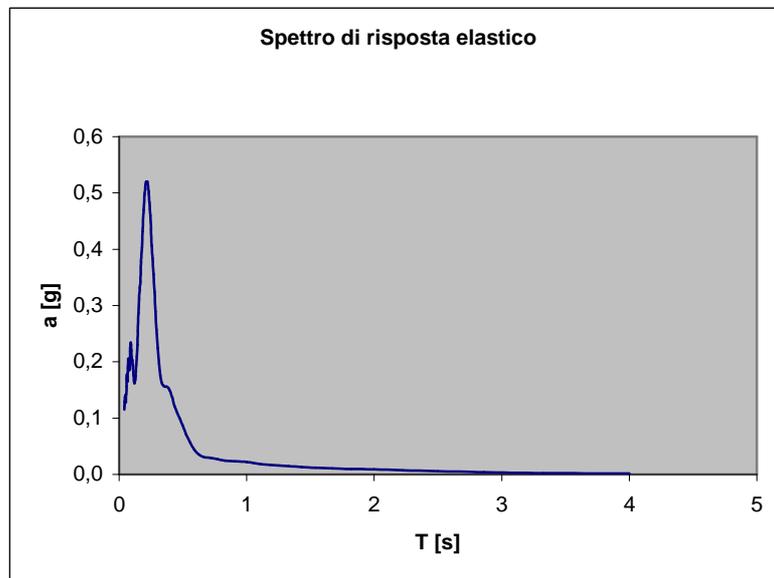


Figura A.17 Spettro di risposta elastico definito per l'accelerogramma riportato in Figura A.16.

	Vb [KN]	Variaz. %	Dz [m]	Variaz. %
Modo 1	5835	5	0,0104	3
Modo 4	1997		0,0008	
Modo 11	1506		0,0002	
SRSS	6150		0,0104	
RHA	5863		0,0107	

Tabella A.8 RSA-RHA: valori massimi di taglio alla base e spostamento nodo in sommità (in chiave dell'arco centrale).

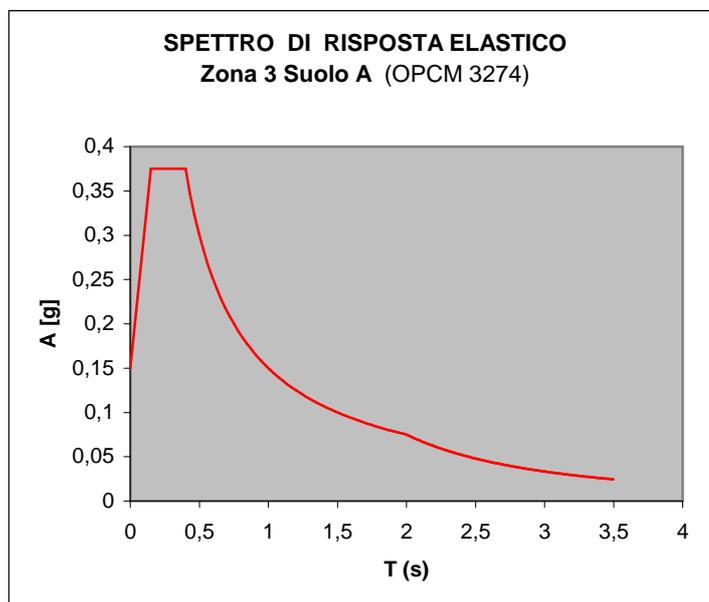


Figura A.18 Spettro di risposta elastico definito secondo le prescrizioni dell'OPCM 3274.

	Vb [KN]	Dz [m]
Modo 1	14491	0,0258
Modo 4	3862	0,0012
Modo 11	2170	0,0003
SRSS	14906	0,0258

Tabella A.9 RSA: valori massimi di taglio alla base e spostamento nodo in sommità (in chiave dell'arco centrale).

		V_b (KN) (taglio alla base)	S_z (m) (spostamento)
OPCM 3274		14906	0,0258
RSA	000182ya	44065	0,0774
	000198xa	18739	0,0323
	000200ya	13185	0,0218
	000287xa	10611	0,0181
	000303ya	4068	0,0072
	001707ya	8672	0,0153
	005891xa	6150	0,0104
	valori medi	15070	0,0261
RHA	000182ya	48000	0,0767
	000198xa	20476	0,0316
	000200ya	16118	0,0221
	000287xa	14286	0,0182
	000303ya	4730	0,0073
	001707ya	8028	0,0145
	005891xa	5863	0,0107
	valori medi	16786	0,0259
RHA vs RSA	(variaz.%)	10	1
RHA vs OPCM 3274	(variaz.%)	11	0

Tabella A.10 Valori di taglio alla base e spostamento nodo in sommità media delle 7 azioni sismiche e confronto con lo spettro elastico dell'OPCM 3274.

Per poter effettuare il confronto tra i diversi metodi di analisi, i valori dello spostamento di un nodo in sommità (in chiave dell'arco centrale) e del taglio alla base sono stati calcolati come medie dei valori massimi ottenuti dalle analisi (Tabella A.10).

Per quanto riguarda lo spostamento diciamo che i risultati forniti dalle diverse analisi risultano pressoché coincidenti. Il valore dello sforzo tagliante totale alla base del ponte calcolato attraverso l'analisi time history presenta invece una variazione circa pari al 10% rispetto ai valori ottenuti dalle altre analisi. Questo può essere spiegato

considerando l'influenza degli alti modi di vibrare sullo sforzo tagliante (Tabelle A.2-A.9). Sempre dall'esame dei risultati riportati nelle Tabelle A.2-A.9, emerge che per quanto riguarda il valore dello spostamento, l'errore risulta più piccolo poiché non influenzato dagli alti modi di vibrare. Sulla base di queste osservazioni emerge che considerando un numero maggiore di modi di vibrare i valori forniti dalle tre diverse analisi tendono a coincidere pertanto si può concludere che gli accelerogrammi utilizzati nelle analisi risultano compatibili con le specifiche dell'OPCM 3274.

Appendice B

Capacità sismica: influenza della resistenza della muratura

Per quanto riguarda la muratura di pietrame e calce aerea, costituente la maggior parte della struttura del ponte, non si dispone di informazioni precise riguardanti le caratteristiche meccaniche della malta. Dunque, poiché le caratteristiche meccaniche della malta sono determinanti per le proprietà compressive del composito e non disponendo di dati a riguardo, si è reso indispensabile uno studio di sensibilità della prestazione sismica della struttura al variare della resistenza a trazione della muratura (quindi della malta) e del rapporto tra resistenza a trazione e a compressione della muratura. Sono stati indagati dei valori di resistenza a trazione f_t pari a $2 \cdot 10^5$ Pa, $3 \cdot 10^5$ Pa, $4 \cdot 10^5$ Pa, mentre i rapporti f_t/f_c esplorati saranno 1/10, 1/15, 1/20. Tali range di valori appaiono come quelli più significativi, in quanto conducono alle caratteristiche di resistenza più probabili per il tipo di muratura in esame. Nella Tabella B.1 viene riportato uno schema riassuntivo in cui sono riportati i diversi valori di f_t e f_t/f_c che verranno considerati, per la muratura di pietrame, nelle analisi non lineari e i corrispettivi parametri di Drucker-Prager c e ϕ .

Resistenza a trazione f_t (Pa)	Rapporto tra resistenze f_t/f_c	Resistenza a compressione f_c (Pa)	Angolo di attrito ϕ (deg)	Coesione c (Pa)
$2 \cdot 10^5$	1/10	$20 \cdot 10^5$	55°	$3.2 \cdot 10^5$
	1/15	$30 \cdot 10^5$	61°	$3.9 \cdot 10^5$
	1/20	$40 \cdot 10^5$	65°	$4.5 \cdot 10^5$
$3 \cdot 10^5$	1/10	$30 \cdot 10^5$	55°	$4.7 \cdot 10^5$
	1/15	$45 \cdot 10^5$	61°	$5.8 \cdot 10^5$
	1/20	$60 \cdot 10^5$	65°	$6.7 \cdot 10^5$
$4 \cdot 10^5$	1/10	$40 \cdot 10^5$	55°	$6.3 \cdot 10^5$
	1/15	$60 \cdot 10^5$	61°	$7.7 \cdot 10^5$
	1/20	$80 \cdot 10^5$	65°	$8.9 \cdot 10^5$

Tabella B.1 Parametri di Drucker-Prager per muratura di pietrame.

Si ricorda, (vedere a proposito il capitolo 7), che per quanto riguarda il confronto tra le analisi statiche e dinamiche non lineari, per questioni legate in particolare all'elevato onere computazionale richiesto dalle analisi dinamiche non lineari, sono stati adottati per la muratura di pietrame e calce aerea dei valori di resistenza a trazione e a compressione con caratteristiche intermedie.

B.1. Influenza della resistenza a compressione della muratura sulla capacità sismica

Una volta eseguite le analisi pushover del ponte, per le combinazioni di caratteristiche dei materiali riportate in Tab. B.1, si sono confrontate le diverse curve di capacità, in modo tale da valutare la suscettibilità della prestazione sismica al variare dei principali parametri strutturali. In primo luogo, si è cercato di capire l'influenza della resistenza a compressione della muratura sui risultati ottenuti. Nelle figure B.1–B.3 sono riportati i confronti diretti tra le diverse relazioni non lineari forza spostamento ottenute in funzione del rapporto f_t/f_c , rispettivamente per $f_t=2\cdot 10^5$ Pa, $3\cdot 10^5$ Pa e $4\cdot 10^5$ Pa.

Il tratteggio rappresenta la parte di curva di capacità ottenuta attraverso l'interpolazione parabolica.

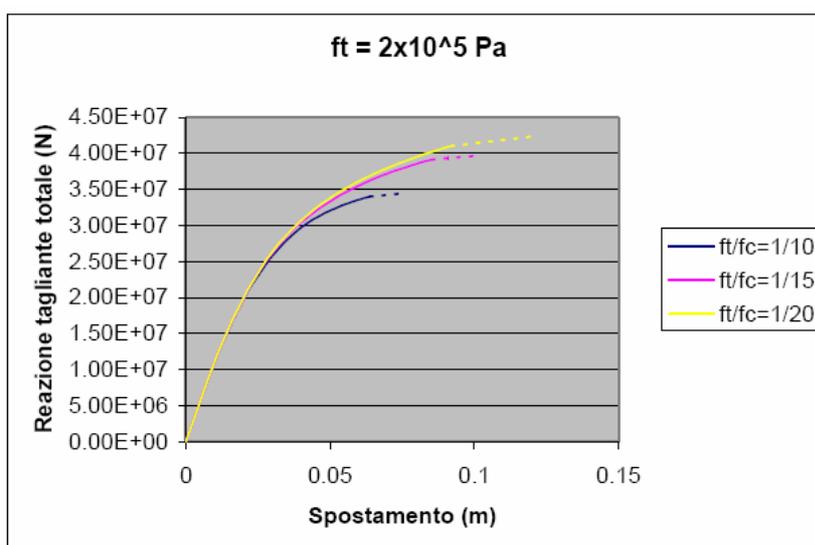


Figura B.1 Curve di capacità al variare del rapporto f_t/f_c per $f_t=2\cdot 10^5$ Pa.

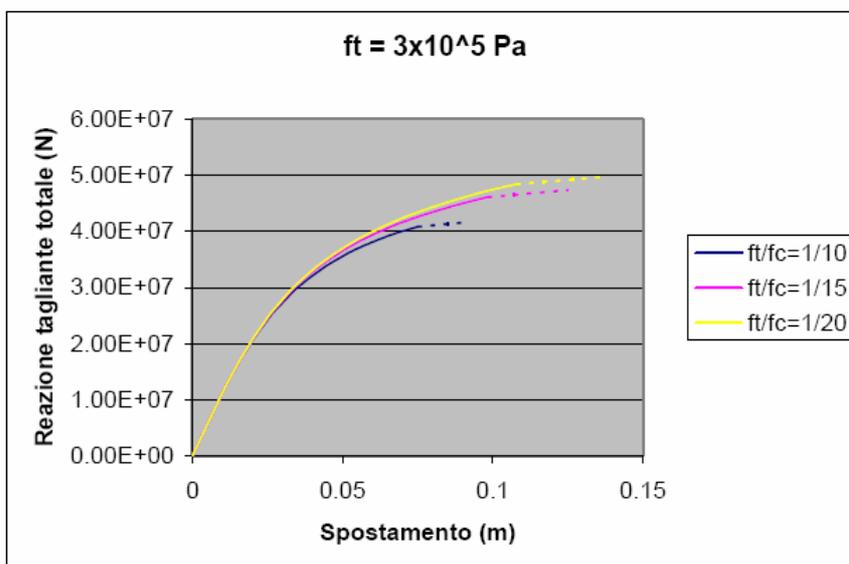


Figura B.2 Curve di capacità al variare del rapporto ft/fc per $ft=3 \cdot 10^5$ Pa.

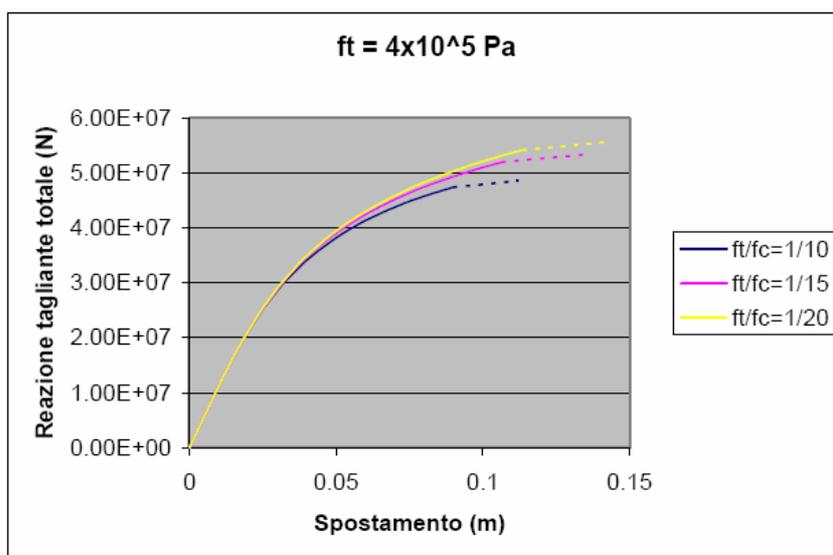


Figura B.3 Curve di capacità al variare del rapporto ft/fc per $ft=4 \cdot 10^5$ Pa.

A titolo di confronto, nelle Tabelle B.2 e B.3 è riportata la capacità sismica del ponte, in termini rispettivamente di tagliante e spostamento ultimo, al variare del rapporto tra resistenza a trazione e a compressione della muratura. Viene inoltre indicato, in termini percentuali, il miglioramento che si ottiene, rispetto al valore precedente, al crescere della resistenza a compressione.

	$f_t = 2 \cdot 10^5 \text{ Pa}$		$f_t = 3 \cdot 10^5 \text{ Pa}$		$f_t = 4 \cdot 10^5 \text{ Pa}$	
	$T_u (N)$	Variaz. %	$T_u (N)$	Variaz. %	$T_u (N)$	Variaz. %
$f_t/f_c = 1/10$	34464059	13.3	41546763	12.3	48580415	9.0
$f_t/f_c = 1/15$	39728185	6.3	47373549	4.6	53396644	4.0
$f_t/f_c = 1/20$	42398303		49647174		55624021	

Tabella B.2 Capacità sismica in termini di forza tagliante al variare di f_t/f_c .

	$f_t = 2 \cdot 10^5 \text{ Pa}$		$f_t = 3 \cdot 10^5 \text{ Pa}$		$f_t = 4 \cdot 10^5 \text{ Pa}$	
	$d_u (m)$	Variaz. %	$d_u (m)$	Variaz. %	$d_u (m)$	Variaz. %
$f_t/f_c = 1/10$	0.075	26.6	0.090	28.3	0.112	17.1
$f_t/f_c = 1/15$	0.102	15.3	0.125	7.6	0.135	5.2
$f_t/f_c = 1/20$	0.121		0.136		0.143	

Tabella B.3 Capacità sismica in termini di spostamento al variare di f_t/f_c .

Si può osservare che, a parità di resistenza a trazione, all'aumentare di f_t/f_c (quindi della resistenza a compressione) corrisponde un maggior incremento dello spostamento ultimo

che della reazione tagliante totale. I miglioramenti sono più significativi con la transizione da un rapporto di 1/10 a quello di 1/15.

B.2. Influenza della resistenza a trazione della muratura sulla capacità sismica

Una volta chiarito l'effetto della resistenza a compressione della muratura sulla risposta sismica, si è indagata l'influenza della resistenza a trazione. Nelle Figure B.4–B.6 sono riportati i confronti tra le diverse curve di capacità al variare di f_t , rispettivamente per f_t/f_c pari a 1/10, 1/15, 1/20.

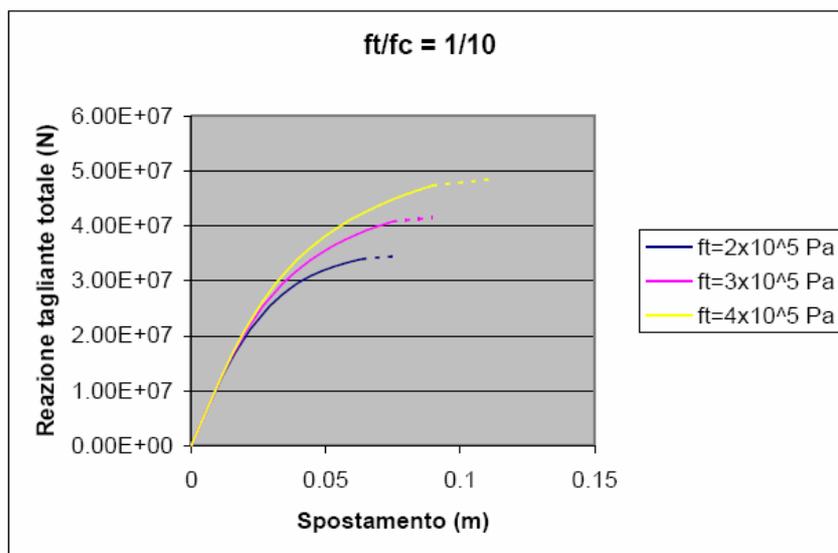


Figura B.4 Curve di capacità al variare di f_t per $f_t/f_c = 1/10$.

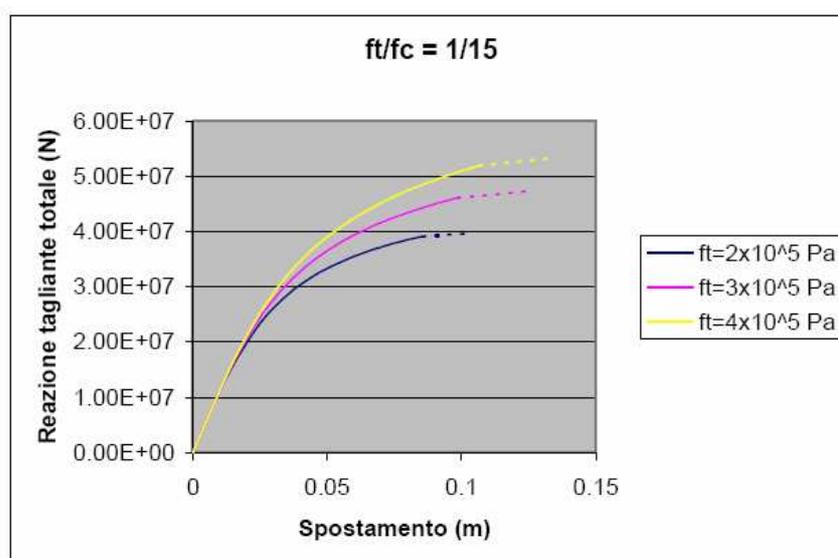


Figura B.5 Curve di capacità al variare di f_t per $f_t/f_c = 1/15$.

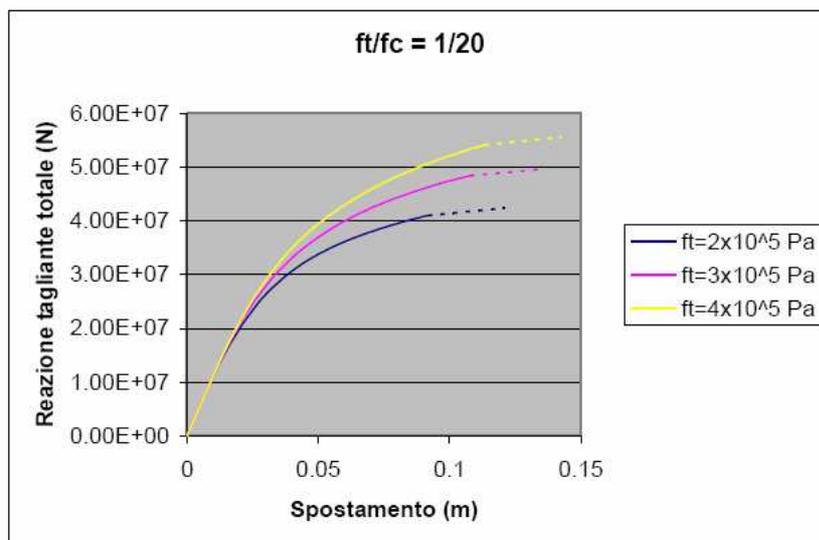


Figura B.6 Curve di capacità al variare di f_t per $f_t/f_c = 1/20$.

Nelle Tabelle B.4 e B.5 è riportata la capacità sismica del ponte, in termini di tagliante e spostamento ultimo, al variare della resistenza a trazione della muratura. Viene anche indicato il miglioramento percentuale che si ottiene, rispetto al valore precedente, al crescere di f_t .

	$f_t/f_c = 1/10$		$f_t/f_c = 1/15$		$f_t/f_c = 1/20$	
	T_u (N)	Variaz. %	T_u (N)	Variaz. %	T_u (N)	Variaz. %
$f_t = 2 \cdot 10^5$ Pa	34464059		39728185		42398303	
$f_t = 3 \cdot 10^5$ Pa	41546763	17.0	47373549	16.1	49647174	14.6
$f_t = 4 \cdot 10^5$ Pa	48580415	14.5	53396644	11.3	55624021	10.7

Tabella B.4 Capacità sismica in termini di forza tagliante al variare di f_t .

	$f_t/f_c = 1/10$		$f_t/f_c = 1/15$		$f_t/f_c = 1/20$	
	d_u (m)	Variaz. %	d_u (m)	Variaz. %	d_u (m)	Variaz. %
$f_t = 2 \cdot 10^5$ Pa	0.075		0.102		0.121	
$f_t = 3 \cdot 10^5$ Pa	0.090	16.4	0.125	18.3	0.136	10.8
$f_t = 4 \cdot 10^5$ Pa	0.112	19.8	0.135	7.3	0.143	4.9

Tabella B5 Capacità sismica in termini di spostamento al variare di f_t .

Come si può osservare, il miglioramento della resistenza a trazione della muratura ha una certa influenza sulla capacità ultima della struttura soggetta a sisma.

In particolare, raffrontando i risultati ottenuti con quelli al paragrafo precedente, è possibile constatare che un incremento della resistenza a trazione causa un aumento del tagliante ultimo maggiore rispetto al caso in cui sia la resistenza a compressione a crescere.

Riferimenti bibliografici

Testi:

- [T1] Theodosios P. Tassios “Meccanica delle murature” Napoli, Liguori, 1988;
- [T2] AA.VV. “Atlante della muratura” Torino, UTET, 1998;
- [T3] Chopra A. K., “Dynamics of Structures”, Prentice Hall 2000;
- [T4] Petrini L., Pinho R., Calvi G.M., “Criteri di progettazione antisismica degli edifici, IUSS Press, Pavia 2004;
- [T5] Paulay T., Priestley M.J.N., “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings” John Wiley & Sons, Inc;
- [T6] Albenga G., “Ponti“, UTET, Torino, 1953;
- [T7] Viola E., “Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture”, Volume primo: Sistemi discreti, Pitagora editrice Bologna, 2001;

Pubblicazioni:

- [1] Lam N.T.K., Griffith M., Wilson J., Doherty K., 2003, “Time history analysis of URM walls in out-of-plane flexure”, *Engineering Structures*, Vol. 25, pp. 743-754;
- [2] Calvi G. M., Kingsley G. R., EERI M., Magenes G., 1996, “Testing of Masonry Structures for Seismic Assessment”, *Earthquake Spectra*, Vol. 12, No.1, pp.145-162;
- [3] Gambarotta L., Lagomarsino S.,1997, “Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum model and its applications”, *Earthquake Engineering and structural dynamics*, Vol. 26, pp. 441-462;
- [4] Fajfar P., 2000, “A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design”, *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No.3, pp.573-592;
- [5] Fajfar P., 2002, “Structural Analysis in Earthquake Engineering – a breakthrough of Simplified Nonlinear Methods”, *Proceeding of 12th European Conference on Earthquake Engineering*;
- [6] Lestuzzi P., Schwab P., Koller M., Lacave C., 2004, “How to choose earthquake recordings for non-linear seismic analysis of structures”, *13th world conference of earthquake engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No.1241;
- [7] Iervolino I., Maddaloni G., Cosenza E., 2006, “Accelerogrammi naturali compatibili con le specifiche dell’OPCM 3274 per l’analisi non lineare delle strutture”, *16th Congresso CTE-Collegio dei Tecnici della Industrializzazione Edilizia*, Parma;

- [8] Bosco M., Ghersi A., Marino E.M., 2007, “Una più semplice procedura per la valutazione della risposta sismica delle strutture attraverso analisi statica-non lineare”, *Materiali ed Approcci Innovativi per il Progetto in Zona Sismica e Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture*, Università degli Studi di Salerno.

Dispense tecniche e tesi di laurea:

- [D1] Prof. Ing. Andrea Benedetti, “Progettazione di strutture in muratura in zona sismica”, Dip. DISTART, Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile, orientamento strutture, Università degli studi di Bologna;
- [D2] Dott. Ing. Antonio Brencich, “Costruzioni di infrastrutture per i trasporti per Laurea Specialistica in Ingegneria dei Trasporti e della Logistica”, Dip. DISSEG, Università degli Studi di Genova;
- [D3] Dott. Ing. Massimo Garutti, “Dissertazione di laurea in meccanica delle simulazioni agli elementi finiti del comportamento dinamico di pareti in muratura”, Università degli Studi di Ferrara;
- [D4] Dott. Ing. Vittorio Capozzi, “Confronto tra analisi non lineari statiche e dinamiche eseguite secondo l’Eurocodice 8”, Università degli studi di Napoli Federico II;
- [D5] Dott. Ing. Luca Pelà, “Vulnerabilità sismica di un ponte stradale ad arco in muratura di pietrame”, Università degli studi di Ferrara;
- [D6] G+D Computing 1999, Guida all’uso di STRAUS7.

Normative:

- [N1] D.M. 20/11/1987 “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento” (Pubblicato nel supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale” n. 285 del 5 dicembre 1987);

- [N2] Eurocodice 6 “Progettazione delle strutture in muratura” (UNI ENV 1996-1-1: Regole generali per gli edifici – Regole per la muratura armata e non armata) del marzo 1998;

- [N3] Eurocodice 8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture” (prEN 1998-1) del dicembre 2003;

- [N4] Ordinanza PCM, 20 Marzo 2003, “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, aggiornamento de 9/9/2004;

- [N5] Ordinanza PCM 3431 del 3 maggio 2005;

- [N6] Norme tecniche per le costruzioni del 23 settembre 2005 (“Testo Unico”);

- [N7] Norme UNI EN 772-1:2002, “Metodi di prova per elementi di muratura – Determinazione della resistenza a compressione”;

- [N8] Norme UNI EN 12390-6:2002, « Prova sul calcestruzzo indurito – Resistenza a trazione indiretta dei provini”;

- [N9] Federal Emergency Management Agency, 2000, FEMA 356, “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, Washington, D.C., Stati Uniti;

[N10] ATC, 1996, ATC 40: “The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Redwood City CA;

[N11] ATC, 1997, NEHRP: “ Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Report FEMA 273, Applied Technology Council, Washington D.C.