



Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale - ICEA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea

*Una metodologia per la caratterizzazione dei parametri
meccanici di murature esistenti: micromodellazione e
modelli di danno.*

Caso studio: Civita di Bagnoregio

Relatori:

Ch. mo Prof. Ing. Renato Vitaliani

Prof. Ing. Anna Saetta

Correlatori:

Ing. Diego Alejandro Talledo

Ing. Luisa Berto

Laureando:

Alessandro Calcaterra

Anno Accademico 2012-2013

1	<i>CAPITOLO 1: INTRODUZIONE</i>	1
2	<i>CAPITOLO 2: VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI AGGREGATI EDILIZI</i>	3
2.1	L'AGGREGATO EDILIZIO	3
2.2	IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA	7
2.2.1	Identificazione dell'aggregato: contesto ambientale ed urbano	7
2.2.2	Ipotesi sulla formazione ed evoluzione dell'aggregato	8
2.2.3	Rilievo geometrico	9
2.2.4	Rilievo costruttivo-strutturale.....	9
2.2.5	Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado.....	10
2.2.6	Rilievo degli elementi di interesse storico-artistico e del relativo danno.....	10
2.2.7	Indagini per la caratterizzazione meccanica dei materiali e delle strutture.....	10
2.3	I LIVELLI DI CONOSCENZA.....	13
3	<i>CAPITOLO 3: LA MURATURA</i>	18
3.1	STORIA DELLA MURATURA	18
3.2	TIPOLOGIE MURARIE	21
3.3	CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE ROCCE UTILIZZATE NELLA COSTRUZIONE DELLE MURATURE	22
3.3.1	Il blocco in tufo	24
3.4	CARATTERISTICHE DELLE MALTE.....	25
3.4.1	I leganti	25
3.4.2	Gli inerti.....	26
3.4.3	L'acqua	26
3.4.4	Varietà di malte	27
3.5	PROVE SUI COMPONENTI LAPIDEI O DI MALTA.....	29
3.5.1	Prove su campioni di materiale lapideo.....	29

3.5.2	Prove monoassiali di compressione su provini di malta.....	30
3.5.3	Diagramma sforzo-deformazione di materiali lapidei e della malta.....	30
3.5.4	Modulo di elasticità e coefficiente di Poisson dei materiali lapidei	31
3.6	COMPORTAMENTO MONOASSIALE DELLA MURATURA	32
3.6.1	Compressione monoassiale	32
3.6.2	Trazione monoassiale.....	34
3.7	COMPORTAMENTO BIASSIALE DELLA MURATURA	36
3.8	COMPORTAMENTO A TAGLIO	36
3.8.1	Criteri di rottura	38
3.9	MICROMODELLAZIONE DELLA MURATURA	42
3.10	LA NORMATIVA ITALIANA	45
4	<i>CAPITOLO 4: CASO STUDIO, CIVITA DI BAGNOREGIO</i>	47
4.1	STORIA DI CIVITA DI BAGNOREGIO	47
4.1.1	I fenomeni franosi	48
4.1.2	Evoluzione morfologica della sella tra Bagnoregio e Civita	50
4.2	AGGREGATO ESAMINATO.....	52
4.3	PROPOSTA DI SCHEDE PER LA RACCOLTA DI DATI.....	60
5	<i>CAPITOLO 5: IL MODELLO DI DANNO</i>	64
5.1	MODELLI COSTITUTIVI PER MATERIALI QUASI FRAGILI BASATI SUL DANNO CONTINUO	64
5.2	MECCANICA DEL DANNO CONTINUO	64
5.2.1	Volume rappresentativo	64
5.2.2	Variabile di danno	65
5.2.3	Modelli di danno continuo basati sull'equivalenza delle deformazioni	66
5.2.4	Termodinamica del danno.....	68
5.2.5	Criterio di danno	71

5.3	MODELLO DI DANNO ISOTROPO A DUE PARAMETRI	72
5.3.1	Potenziale energia libera di Helmotz.....	72
5.3.2	Criterio di danno.....	74
5.3.3	Evoluzione delle variabili di danno.....	76
5.3.4	Evoluzione del tensore di deformazione plastica	76
5.3.5	Dissipazione energetica e legge costitutiva.....	77
5.3.6	Rappresentazione grafica della legge costitutiva.....	80
5.3.7	Influenza del degrado ambientale.....	81
5.3.8	Determinazione dei parametri che compaiono nel modello di danno isotropo	81
6	<i>CAPITOLO 6: ANALISI LINEARI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI MODULI ELASTICI OMOGENEIZZATI</i>	88
6.1	SENSIBILITÀ AI MODULI ELASTICI DEI COMPONENTI	88
6.2	SENSIBILITÀ ALLA GEOMETRIA DEI BLOCCHI.....	97
6.2.1	Altezza fissata.....	97
6.2.2	Larghezza fissata	105
6.3	SENSIBILITÀ ALLO SPESSORE DEI GIUNTI DI MALTA	111
6.3.1	Caso 1 - $E_b = 15000 \text{ MPa}$ $E_m = 1000 \text{ MPa}$	113
6.3.2	Caso 2 - $E_b = 3000 \text{ MPa}$ $E_m = 2000 \text{ MPa}$	115
6.3.3	Caso 3 - $E_b = 15000 \text{ MPa}$ $E_m = 500 \text{ MPa}$	117
6.4	SENSIBILITÀ ALLO SFALSAMENTO DEI BLOCCHI	119
6.5	SENSIBILITÀ AL MAL RIEMPIMENTO DEI GIUNTI VERTICALI.....	122
6.6	CONCLUSIONI	128
6.6.1	Modulo EY	128
6.6.2	Modulo EX	130
6.6.3	Modulo G	133

7	<i>CAPITOLO 7: ANALISI NON LINEARI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA</i>	136
7.1	Compressione monoassiale semplice	136
7.2	Test del modello di danno	138
7.2.1	Tripletta standard	138
7.2.2	Tripletta con inserimento dei materiali di studio	142
7.3	ANALISI PER VALUTARE L'INFLUENZA DELLA GEOMETRIA SULLA RESISTENZA ULTIMA DELLA MURATURA	145
7.3.1	Prova di riferimento	145
7.3.2	Sensibilità alla variazione dell'altezza del blocco e dello spessore del giunto.....	148
7.3.3	Sensibilità alla variazione dello sfalsamento tra i blocchi	149
7.3.4	Sensibilità al mal riempimento dei giunti di malta verticali	150
7.3.5	Sensibilità alla variazione del degrado diffuso	151
8	<i>CAPITOLO 8: CONCLUSIONI</i>	153
8.1	UNITÀ STRATIGRAFICHE MURARIE E TECNICHE MURARIE	153
8.2	PARAMETRI MECCANICI DELLA PARETE OVEST	158
8.2.1	Influenza di ash e bsv	158
8.2.2	Influenza dello sfalsamento, degrado e mal riempimento dei giunti verticali	165
8.3	PARAMETRI MECCANICI DELLA PARETE NORD PER IL SOLO EFFETTO DI ash E bsv	168
8.4	OSSERVAZIONI FINALI E POSSIBILI SVILUPPI.....	171
A	<i>APPENDICE A</i>	A1

CAPITOLO 1
INTRODUZIONE

Il lavoro di tesi pone l'attenzione alla questione dell'analisi di vulnerabilità sismica di borghi caratteristici italiani costituiti da edifici storici. Lo studio, in particolare, propone una metodologia operativa con la quale poter caratterizzare i parametri meccanici delle murature storiche, limitando il più possibile le indagini sperimentali da condurre sulle murature oggetto di verifica.

Allo scopo si è scelto un borgo in particolare, Civita di Bagnoregio, del quale si è scelto come caso studio un singolo aggregato edilizio. Si sono condotte analisi lineari e non lineari atte a caratterizzare i parametri di interesse tenendo conto delle grandezze che possono influenzarli.

Peculiarità del lavoro è l'impiego di un software FEM gratuito, OpenSees, sviluppato nell'Università di Berkeley (California), arricchito dal gruppo di ricerca del Prof. Vitaliani, dell'Università degli Studi di Padova, di un modello di danno isotropo, nato per lo studio del materiale calcestruzzo, ma che ben si presta all'analisi della muratura con metodi di micromodellazione essendo i blocchi materiale di natura quasi-fragile.

L'elaborato si compone di otto capitoli. Nel capitolo 2 si introduce l'aspetto della vulnerabilità sismica degli aggregati edilizi, caratteristica costruttiva tipica dei borghi storici, dal punto di vista della normativa vigente. Non essendo lo scopo della tesi un'analisi di vulnerabilità sismica dell'aggregato adottato si concentra l'attenzione sul percorso della conoscenza da seguirsi per definire le grandezze necessarie ad un inquadramento completo della costruzione. Nel capitolo 3 si riportano informazioni sul caso studio in esame. In particolare si tratta del borgo Civita di Bagnoregio, riportandone la storia e le principali problematiche a cui è soggetto. Viene poi presentata la documentazione relativa all'aggregato edilizio scelto, planimetrie e prospetti, e le schede adottate per la raccolta di informazioni riguardo le diverse tessiture di cui è composto l'aggregato, necessarie per la caratterizzazione dei parametri meccanici delle murature. Il capitolo 4 tratta del materiale muratura, la sua storia, le diverse tipologie costruttive, le caratteristiche meccaniche e le prove principali da condurre sugli elementi che la costituiscono. Successivamente si descrive il comportamento meccanico della muratura come unico materiale, per ultimare con l'aspetto della micromodellazione del pannello murario in genere. Nel capitolo 5 si presenta il modello di danno implementato nel software OpenSees. A conclusione della

teoria riguardo il modello di danno si mette in evidenza come i parametri, necessari al funzionamento dello stesso, influiscano sulla legge costitutiva del materiale. Corpo centrale del lavoro di tesi è costituito dai capitoli 6 e 7 nei quali sono riportate ,rispettivamente, le analisi lineari e non lineari condotte per determinare la sensibilità dei parametri meccanici a grandezze quali i moduli elastici dei componenti, le dimensioni dei blocchi e degli spessori dei giunti, lo sfalsamento dei blocchi tra i corsi di mattoni. Col capitolo 8 si conclude l'elaborato, riportando, a titolo esemplificativo, i risultati ottenuti dall'applicazione della metodologia presentata e gli eventuali sviluppi del lavoro di tesi.

CAPITOLO 2
VULNERABILITÀ SISMICA
DEGLI AGGREGATI EDILIZI

2.1 L'AGGREGATO EDILIZIO

Il costruito italiano è caratterizzato prevalentemente da edifici in muratura, di svariate tipologie e realizzazioni. L'aumento demografico della cittadinanza, la ricerca della nuova costruzione, il recupero edilizio raramente preso in considerazione portano ad un'edificazione continua che va progressivamente a saturare lo spazio urbano con la realizzazione di edifici anche in addossamento alle costruzioni già presenti, dando luogo agli aggregati edilizi; unità immobiliari, spesso di diverse geometrie e caratteristiche, costruite in affiancamento.

La distinzione tra aggregato ed edificio isolato è necessaria quando si voglia analizzare la risposta sismica della costruzione, nell'aggregato si presentano problematiche che non si presentano negli edifici isolati. Il manufatto "aggregato" trova definizione nella normativa italiana di riferimento per le costruzioni, NTC 2008, secondo la quale:

“Un aggregato edilizio è costituito da un insieme di parti che sono il risultato di una genesi articolata e non unitaria, dovuta a molteplici fattori (sequenza costruttiva, cambio di materiali, mutate esigenze, avvicinarsi dei proprietari, etc.).”

Altra definizione la si può trovare nelle Linee Guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e rafforzamento/miglioramento di edifici in aggregato, redatte dal consorzio interuniversitario *ReLUIS*, in collaborazione con il *Dipartimento della Protezione Civile*:

“Per aggregato strutturale può intendersi un insieme non omogeneo di edifici (unità edilizio-strutturali), interconnessi tra loro con un collegamento più o meno strutturalmente efficace determinato dalla loro storia evolutiva, che possono interagire sotto un'azione sismica o dinamica in genere.”

Dalle definizioni si può evidenziare che una delle problematiche degli aggregati riguarda le interazioni reciproche a cui sono soggette le varie parti dell'aggregato. Il manufatto risulta quindi essere un "unicum" e composto da vari edifici, sotto-unità dell'aggregato, definiti Unità Strutturali Omogenee. L'US è continua da cielo a terra (per ottenere al suo interno il flusso delle tensioni dovute ai carichi verticali), è delimitata o da spazi aperti o da giunti strutturali o da edifici contigui costruiti in aderenza aventi tipologie costruttive e strutturali diverse. Nel caso di aggregati complessi si ricorre ad una suddivisione in stralci, in Unità

minime di intervento, UMI, una porzione di aggregato costituita da una o più Unità Strutturali Omogenee, oggetto di intervento.

Differenza peculiare tra l'aggregato edilizio e l'edificio isolato è l'interazione che nasce tra le varie parti componenti l'aggregato. L'interazione tra US limitrofe è caratterizzata da diversi parametri quali possono essere la spinta di archi e volte, lo sfalsamento dei solai di piano, il martellamento che nasce tra le varie unità, ecc.

L'analisi di vulnerabilità di aggregati segue diverse fasi, prima fra tutte e di importanza fondamentale è quella che porta alla conoscenza della costruzione, senza la quale risulta impossibile fare delle previsioni di risposta o analisi di vulnerabilità. Il diverso grado di dettaglio che si riesce ad ottenere dalla fase di conoscenza permette di condurre analisi più o meno rigorose. Più c'è incertezza delle caratteristiche dell'edificio più l'analisi che si conduce è cautelativa ed edifici che in caso di sisma potrebbero non presentare problemi potrebbero essere classificati, da un'analisi molto cautelativa, come a rischio. Dopo aver individuato la struttura ed i suoi materiali costruttivi resistenti si procede a redigere verifiche relative sia ad un comportamento globale del manufatto e ad un comportamento locale delle sue varie porzioni.

Nelle costruzioni esistenti vanno preliminarmente indagati e verificati i possibili meccanismi di collasso locale che si possono instaurare, un esempio dei vari meccanismi è riportato nelle figure 2.1, 2.2, 2.3, 2.4. I meccanismi di collasso locale, o cinematismi, interessano porzioni di edificio variabili a seconda di diversi parametri quali l'ammorsamento tra pareti contigue, la qualità della tessitura muraria, la presenza o meno di coperture spingenti, la capacità di ripartizione del solaio, la capacità di resistere a sforzi di trazione delle fasce di piano ecc. La valutazione della possibilità d'instaurarsi dei meccanismi viene fatta cono analisi limite dell'equilibrio.

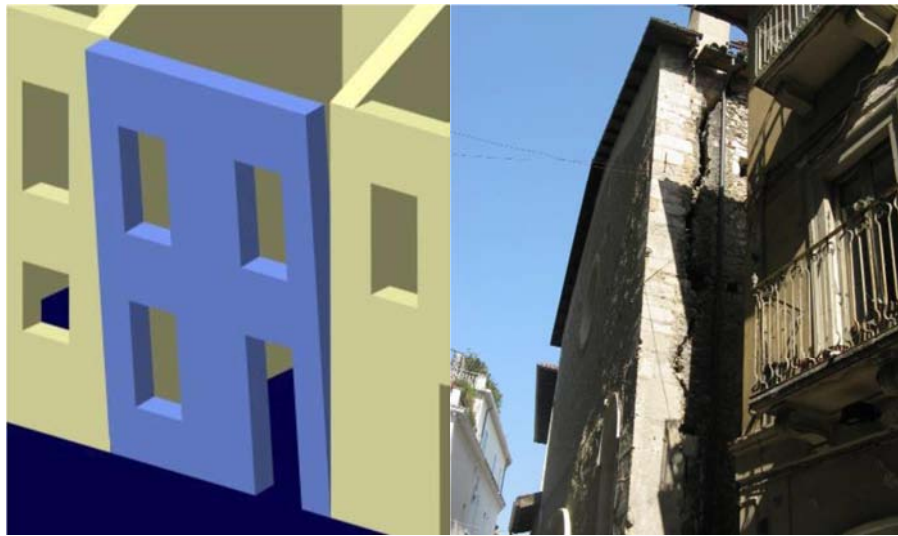


Fig. 2.1 Schema ed esempio di ribaltamento semplice di parete monolitica a più piani



Fig. 2.2 Schema ed esempio di ribaltamento semplice di parete posta all'ultimo piano



Fig. 2.3 Schema ed esempio di ribaltamento composto



Fig. 2.4 Schema ed esempio di ribaltamento del cantonale

Dopo lo studio dei meccanismi locali, nel caso siano scongiurati, si esegue un'analisi sul comportamento globale dell'edificio generalmente condotta su modello numerico fedele alla costruzione oggetto di verifica. Il comportamento globale impegna i pannelli murari con risposte strutturali complanari. Le analisi possono essere fatte in campo lineare o in campo non lineare. Sono da considerarsi il sistema strutturale reale della costruzione con attenzione alla rigidità e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali.

Per gli scopi che il presente elaborato si prefigge non si riportano ulteriori approfondimenti sulle analisi da condurre per verificare la vulnerabilità sismica dell'edificio ma si approfondisce l'aspetto della conoscenza dello stesso. Data la rilevanza di questo aspetto le

Linee Guida per il rilievo, l'analisi de il progetto di interventi di riparazione e rafforzamento/miglioramento di edifici in aggregato, redatte dal consorzio interuniversitario *ReLUIS*, e la Direttiva P.C.M. del 09-02-2011 elaborano il cosiddetto “percorso di conoscenza”, una serie di azioni da intraprendere con lo scopo di arrivare a definire gli aspetti essenziali dell'aggregato oggetto d'analisi.

2.2 IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA

Come già accennato la conoscenza del costruito esistente e storico è necessaria per conoscerne le caratteristiche originarie, le modificazioni intervenute nel tempo per azione antropica o danneggiamento, invecchiamento, dei materiali.

Il percorso di conoscenza è riassunto in alcune fasi:

- L'identificazione della costruzione, la sua localizzazione ed il suo rapporto con il contesto urbano circostante; si tratta di un primo rilievo schematico del manufatto;
- Ipotesi sulla formazione ed evoluzione dell'aggregato per individuare le fasi che hanno portato il corpo di fabbrica alla configurazione finale in esame;
- Il rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, al fine di operare una completa descrizione stereometrica della fabbrica compresi fenomeni fessurativi;
- Il rilievo costruttivo-strutturale;
- Il rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado;
- Il rilievo degli elementi di interesse storico-artistico e del relativo danno;
- La conoscenza dei materiali costituenti l'edificio, lo stato di degrado e le loro proprietà meccaniche;
- La conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione.

2.2.1 Identificazione dell'aggregato: contesto ambientale ed urbano

È il primo punto da perseguire nel percorso della conoscenza e consiste nell'individuare l'aggregato e studiarne la relazione con il contesto urbano in cui è inserito al fine di valutare quali rischi possono interessare la costruzione, soprattutto riferendosi a quello sismico. Un'analisi storica della zona e della morfologia del sito possono mettere in evidenza dei condizionamenti dello sviluppo urbanistico di un centro che portano a diverse scelte costruttive. In questa fase è da realizzarsi un rilievo schematico dell'edificio in grado di

descrivere la consistenza di massima ed individuare elementi particolarmente sensibili al danneggiamento.

2.2.2 Ipotesi sulla formazione ed evoluzione dell'aggregato

La storia delle trasformazioni dell'aggregato è fondamentale per mettere in evidenza proprietà strutturali o soluzioni strutturali efficaci dal punto di vista sismico. Non si può individuare il sistema resistente del manufatto se non si è a conoscenza dell'evoluzione dello stesso nel tempo. Con questa fase si vuole ricostruire la successione cronologica delle fasi costruttive delle diverse porzioni per distinguere quelle originarie dagli elementi costruiti in seguito; questo permette di mettere in evidenza le zone di possibile discontinuità strutturale e disomogeneità del materiale, sia in planimetria che in alzato.

L'indagine si sviluppa con una prima osservazione del costruito e da ricerche sulle cartografie catastali. Le finalità non sono solo di tipo storico ma anche strutturali. Dato che gli aggregati nascono dal progressivo intasamento degli spazi urbani, spesso ci si trova in presenza di nuclei privi di ammorsature agli edifici pre - esistenti. Per esempio le pareti del nucleo C, in figura X, non ammorsate ai nuclei di tipo A, sono molto vulnerabili all'innescarsi di meccanismi di collasso critici in caso di sisma. Analogamente per il nucleo tipo B.

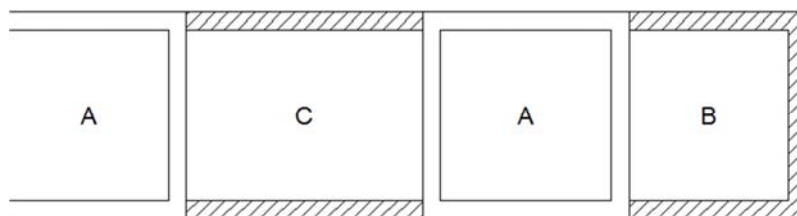


Fig. 2.5 Esempio di cellule di saturazione del tessuto urbano

2.2.3 Rilievo geometrico

Il rilievo geometrico del manufatto è lo strumento che consente di conoscerne la geometria, deve essere riferito alla globalità del corpo di fabbrica e non limitarsi alla singola unità strutturale omogenea. In questa fase è possibile rilevare i rapporti spaziali tra gli edifici in aderenza. Il rilievo può presentare delle difficoltà operative, soprattutto negli edifici di carattere storico, legate all'accessibilità di alcuni spazi, quali sottotetti, cantine alle quali è necessario sopperire con altri metodi di indagine.

Il rilievo geometrico è la base di partenza sulla quale viene costruito il modello di analisi. È chiara la necessità di una raccolta di dati da impiegarsi allo scopo. Ad ogni livello di piano sono da rilevare le geometrie di tutti gli elementi in muratura, delle volte, dei solai e della copertura, delle scale, nicchie, cavità, aperture rinchiusse, canne fumarie. È necessario rilevare e rappresentare l'eventuale quadro fessurativo per definire le possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio. Le lesioni possono essere classificate in relazione alla loro geometria, ciò è d'aiuto nello studio dei cinematismi locali.

2.2.4 Rilievo costruttivo-strutturale

Dal rilievo geometrico si procede all'identificazione dello schema strutturale resistente, descrivendo puntualmente ogni elemento della struttura esaminata. Si predispongono abachi di riferimento per i diversi elementi strutturali nei quali raffigurare e sintetizzare le caratteristiche delle varie componenti strutturali rilevate. Attenzione particolare è prestata a:

- Apparecchiature murarie: la disanima degli elementi in muratura non si deve fermare alla sola classificazione della stessa, in relazione della tipologia dei materiali ed al tipo di finitura, deve inglobare anche aspetti sulla qualità dell'elemento murario, per esempio informazioni sulla tessitura adottata;
- Qualità del collegamento tra pareti verticali: la presenza o assenza di ammorsature tra le pareti è da mettere opportunamente in evidenza;
- Elementi di discontinuità nella maglia muraria, per esempio canne fumarie, scarichi;
- Tipologia degli orizzontamenti e delle volte. Agli orizzontamenti è affidato il compito di ridistribuire l'azione sismica alle pareti. Orizzontamenti più o meno deformabili, influenzano di molto la risposta sismica del manufatto.
- Tipologia delle coperture. Eventuali coperture spingenti possono facilitare l'innescò del cinematismo di distacco del cantonale.

- Qualità del collegamento tra le pareti e gli orizzontamenti quali catene o cordolature.
- Tipologia ed efficienza strutturale degli architravi al di sopra delle aperture;
- Tipologia ed efficienza strutturale delle murature sottofinestra;
- Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare o contrastare eventuali spinte;
- Presenza di elementi ad elevata vulnerabilità;
- Tipologia delle strutture di fondazione

Quanto riportato sottolinea lo scopo del rilievo strutturale, definire e localizzare gli elementi che possono influenzare in comportamento meccanico della costruzione.

2.2.5 Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado

Gli edifici esistenti sono caratterizzati dal loro specifico stato di conservazione. Spesso non mancano quadri fessurativi dovuti a cause di natura statica, essi sono determinanti per la risposta del sistema e sono elemento di vulnerabilità aggiuntiva. Le fessure pre – esistenti possono costituire un percorso preferenziale per le lesioni, in caso di sisma, e facilitare l’attivazione di meccanismi locali di collasso.

Altro fattore di vulnerabilità è il degrado dei materiali, per effetto del quale le proprietà meccaniche degli elementi vengono meno.

Le lesioni vengono classificate secondo il loro andamento nonché in relazione alla loro entità. Analogamente le deformazioni esistenti sono classificate secondo la loro natura.

2.2.6 Rilievo degli elementi di interesse storico-artistico e del relativo danno

Nel caso in cui l’aggregato contenga elementi di interesse storico-artistico è necessario preservarne l’incolumità. In questa circostanza è da valutare se operare su specifica UMI relativa al manufatto o se su una più estesa, a causa delle interconnessioni strutturali con gli edifici attigui.

2.2.7 Indagini per la caratterizzazione meccanica dei materiali e delle strutture

Le indagini per la caratterizzazione meccanica sono punto cruciale del percorso di conoscenza. L’analisi dei materiali è fondamentale per predisporre le tecniche di intervento

più idonee. La realizzazione di campagne estese di prove, siano esse distruttive che debolmente distruttive, spesso non è perseguibile per motivi di natura economica o di vincoli architettonici. È necessario limitare il numero e l'impatto delle prove, è essenziale, quindi, ricorrere ad uno studio approfondito delle caratteristiche strutturali dei manufatti nell'area e nei diversi periodi storici, per poter fare ricorso a caratteristiche desumibili dalla regola dell'arte.

I metodi di indagine sono vari e possono riassumersi nelle macro categorie di diagnostiche visive e diagnostiche strumentali.

2.2.7.1 Diagnostica visiva

Il rilievo di tipo visivo è sempre di possibile realizzazione. Al fine di raggiungere un buon livello di conoscenza talvolta può essere affiancato da indagini strumentali non distruttive. Le verifiche di tipo tradizionale sono basate sull'ispezione visiva, consentita da smontaggi localizzati del tipo stonacature, pozzetti o rimozione di pietre, per determinare le caratteristiche superficiali e nello spessore del pannello murario quali il grado di ammorsamento tra i muri ortogonali, la superficie di appoggio dei solai.

È essenziale identificare la tessitura e la tipologia muraria attraverso il rilievo delle caratteristiche geometriche degli elementi costitutivi ed una valutazione delle modalità d'assemblaggio. Non è da trascurare il grado di assemblaggio lungo lo spessore della muratura, la presenza di diatoni o di collegamenti interni alla muratura sono un'informazione rilevante.

L'indagine visiva consente inoltre una disamina sullo stato qualitativo dell'apparecchio murario, murature di cattiva qualità, connotate da cattivo ingranamento e bassa coesione, cedono sotto l'azione sismica, per disgregazione interna, prima ancora di sviluppare un meccanismo di collasso. Informazioni riguardo la qualità della muratura sono:

- Forma, tipologia e dimensione degli elementi impiegati nella tessitura;
- Disposizione regolare e pressochè orizzontale dei ricorsi;
- Sfalsamento dei giunti ed elementi di rinzeppo;
- Presenza di elementi trasversali di collegamento interno tra i paramenti murari;
- Qualità e consistenza delle malte e loro stato di conservazione;

La normativa italiana fornisce dei valori di proprietà meccaniche da attribuire alle murature rilevate, secondo il livello di conoscenza raggiunto; ciò è trattato meglio al §.

2.2.7.2 *Diagnostica strumentale*

Nei casi in cui è possibile svolgere una campagna di prove di tipo strumentale si possono definire i parametri meccanici della muratura indagata essenziali per la predisposizione di un modello numerico aderente alla realtà per studiarne il comportamento strutturale. Le prove strumentali si dividono in due macro categorie, le prove strumentali dirette ed indirette. La differenza principale tra le due sta nel fatto che le prime, a differenza delle seconde, sono di carattere distruttivo.

Le *prove di tipo indirette* consentono di integrare quanto al §2.2.7.1 vi rientrano prove soniche ed ultrasoniche. Il limite di tali indagini sta nel fatto che non sono in grado di fornire stime quantitativamente sufficienti dei parametri meccanici, in quanto sono determinati attraverso altre grandezze come, per esempio, la velocità di propagazione dell'onda di volume.

L'acquisizione dei parametri meccanici attendibili non può che conseguirsi con prove di natura distruttiva di *tipo dirette*. Le malte possono essere indagate con prove in sito non distruttive (prove sclerometriche e penetrometriche), o analisi chimiche di caratterizzazione su campioni prelevati in situ in profondità nello spessore murario in modo da non essere affetti da fenomeni di degrado superficiale. Sui mattoni e sulle pietre si possono condurre prove meccaniche di laboratorio per la determinazione del modulo elastico e delle resistenze a trazione, flessione e compressione. Lo stato tensionale, il modulo elastico, e la resistenza a compressione della muratura possono essere indagate con prove di martinetto piatto, martinetto doppio e prove di compressione su pannello murario. La resistenza a taglio ed il modulo elastico a taglio sono indagati con prova di compressione diagonale, prova di compressione e taglio.

2.3 I LIVELLI DI CONOSCENZA

Il percorso di conoscenza introdotto al §2.2 consente di descrivere geometricamente e meccanicamente l'opera. Non sempre per tutte le costruzioni è possibile ottenere il medesimo grado di conoscenza, tantomeno è sempre possibile o sicuro arrivare ad un livello di conoscenza approfondito. La normativa italiana, NTC08, interpreta la problematica e definisce tre livelli di conoscenza a cui corrispondono diversi gradi definizione della costruzione. In tal modo è possibile, a seconda dei dati che si hanno a disposizione per il fabbricato, condurre analisi di vulnerabilità più o meno approfondite. Dai livelli di conoscenza definiti vengono a dipendere i valori dei parametri meccanici del materiale impiegati, la normativa fornisce dei range di valori per i moduli elastici e di resistenza delle più comuni tipologie murarie. In relazione al livello di conoscenza che si ha del fabbricato sono da adottarsi il valore minimo, medio o massimo degli intervalli. Al livello di conoscenza raggiunto viene affiancato il fattore di confidenza (FC) variabile tra 1.00- e 1.35 che va a ridurre ulteriormente i valori dei parametri meccanici.

Il diverso livello di conoscenza di una struttura, secondo normativa, è raggiunto a seconda della tipologia di indagini che si riescono a condurre:

- Indagini atte a caratterizzare la geometria della struttura;
- Indagine atte a caratterizzare i dettagli costruttivi;
- Indagini atte a caratterizzare le proprietà meccaniche dei materiali.

I livelli di conoscenza riportati al §C8A1.A.4 della circolare esplicativa n.617 del 02/02/2009 sono tre:

- LC1 – Conoscenza limitata;
- LC2 – Conoscenza estesa;
- LC3 – Conoscenza esaustiva.

Nella tabella C8A.1.1 della normativa, ripresa in quest'elaborato in tabella 2.1, si riepilogano i livelli di conoscenza ed i requisiti da possedere a livello conoscitivo per rientrare in uno di questi.

Tab. 2.1 Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

I valori dei range per i parametri meccanici della muratura variabili a seconda del livello di conoscenza sono riportati in tabella C8A.2.1 e ripresi nel presente elaborato in tabella 2.2.

Tab. 2.2 Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

I valori riportati in tabella 2.2, per le murature storiche, sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta scadente, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzano la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. I valori si riferiscono a murature eseguite a regola d'arte con giunti di testa sfalsati. Nel caso non si abbiano murature a giunti verticali disallineati la norma prescrive di ridurre i valori dei parametri meccanici opportunamente. Nel caso la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto a quanto stabilisce con i livelli di conoscenza, si possono aumentare i valori dei parametri meccanici secondo i coefficienti moltiplicativi riportati in tabella C8A.2.2 ripresi in tabella 2.3.

Tab. 2.3 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici indicati in Tabella C8A.2.1

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

La Direttiva P.C.M. prevede uno studio approfondito del valore del fattore di confidenza, ricavandolo come somma di più fattori parziali di confidenza. Il fattore di confidenza, secondo Direttiva, è da applicarsi in modo differente a seconda del tipo di modello adottato per la valutazione di sicurezza sismica se tiene o meno in conto della deformabilità e della resistenza degli elementi murari, il coefficiente FC riduce i valori di calcolo delle resistenze, se invece il modello considera l'equilibrio limite dei vari elementi della costruzione, senza considerare le resistenze, il fattore di confidenza è applicato direttamente alla capacità della struttura, riducendo l'accelerazione corrispondente ai diversi stati limite. I fattori di confidenza parziali sono associati al livello di conoscenza raggiunto in quattro categorie di indagini secondo quanto riportati in tabella 4.1 della Direttiva, tabella 2.4 del presente testo.

Tab. 2.4 Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza

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

I fattori di confidenza parziali vanno sommati per ottenere il fattore di confidenza complessivo:

$$FC = 1 + \sum_{k=1}^4 FC_k$$

CAPITOLO 3
LA MURATURA

3.1 STORIA DELLA MURATURA

Tra i materiali utilizzati oggi nella costruzione di edifici, il più antico, è sicuramente la muratura, sviluppatasi circa ottomila anni fa. Data l'eterogeneità, e la composizione, più che di materiale muratura si potrebbe parlare di struttura muraria, composta da due materiali distinti, blocco e malta, caratterizzati da diverse proprietà che, una volta uniti, danno luogo alla muratura.

Nel corso degli anni, la diversa disponibilità di materiali dei siti di costruzione, le diverse culture costruttive, danno luogo ad un'ampia varietà di tipologie murarie. In un primo tempo il muro è realizzato a secco, sistemando le pietre sbozzate le une sulle altre, talvolta si usano anche blocchi irregolari e di grandi dimensioni, come nelle murature ciclopiche a difesa dei paesi. Parallelamente alla realizzazione delle murature ciclopiche, nelle regioni dove non è possibile estrarre la pietra per costituire i blocchi da costruzione, si sviluppano tecniche di costruzione del muro con mattoni in laterizio. Inizialmente il mattone di laterizio è realizzato con un composto di argilla e paglia posizionata in un'apposita forma e lasciato essiccare al sole; il risultato dell'operazione è un blocco friabile, poco resistente. La cottura dell'impasto, scoperta successivamente, permette di ottenere dei blocchi di laterizio ben più resistenti tant'è che tale tecnica costruttiva è arrivata fino ai giorni di oggi.

La scoperta della calce consente di evolvere la tecnica costruttiva del muro in mattoni legando gli stessi con malta di calce. I romani sviluppano particolari tecniche per la realizzazione dei paramenti murari. La tecnica dell'*opus*, si contraddistingue per varie modalità esecutive e per le diverse tessiture murarie:

- *opus quadratum*, pietre tagliate a parallelepipedo disposte in file orizzontali,
- *opus caementicium*, pietrame e malta,
- *opus incertum*, pietre disposte casualmente nella malta, ma con facce principali all'esterno,
- *opus reticulatum*, pietre a base quadrata disposte in diagonale,
- *opus mixtum*, cioè l'*opus reticulatum* con spigoli in mattoni,
- *opus testaceum*, o latericium, fatto da mattoni di forma quadrata.

Talvolta il muro realizzato in *opus quadratum* con pietre di grandi dimensioni, viene rafforzato con grappe di piombo colate in opportuni alloggiamenti ricavati nelle stesse pietre. Il muro romano presenta un grosso riempimento in *opus caementicium* e un rivestimento in

laterizio differentemente realizzato. In epoca imperiale diviene tipica la muratura in laterizio e conglomerato, costituita da due paramenti esterni in pietra o in mattoni, l'uno parallelo all'altro, che creano un'intercapedine all'interno della quale viene inserito in strati un composto molto resistente, formato da frammenti lapidei irregolari (caementa) amalgamati con malta di calce o di pozzolana. I paramenti che fungono da cassaforma a perdere, controllano la geometria del muro, mentre il conglomerato rappresenta la parte resistente della muratura.

Abbandonata la pietra si adottano i mattoni di forma quadrata (*opus testaceum*), essi vengono rotti lungo le diagonali ed i mattoni triangolari ottenuti vengono messi in opera con il lato lungo a vista e punta rivolta verso l'interno per garantire un'ottima presa :

- *bessales*, $\frac{2}{3}$ di piede di lato=19,7;
- *sesquipedales*, 1,5 piedi di lato=44,4 cm;
- *bipedales*, 2 piedi di lato=59,2 cm.

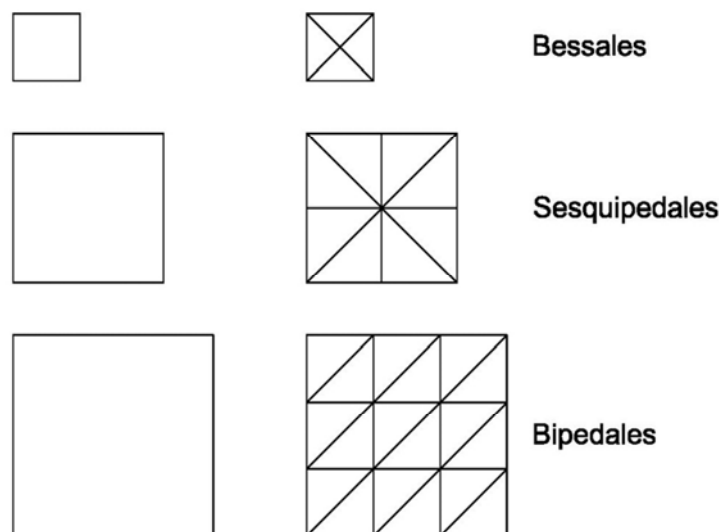


Fig. 3.1 Esempi di laterizi bessales, sesquipedales, bipedales

Nel medioevo ha diffusione la costruzione della muratura in piccoli conci di laterizio o pietra allettati con malta. La necessità di edificare murature capaci di resistere nel tempo, capaci di assorbire dei cedimenti fondali e capaci di sopportare elevati carichi portano ad un'evoluzione della tecnica costruttiva. I blocchi cominciano ad essere posti in opera con i giunti verticali sfalsati secondo la disposizione isodoma derivata dai modelli greci, figura 3.2, e costituita da blocchi parallelepipedi di uguali dimensioni disposti tutti di taglio, col lato lungo in vista.

Inizialmente secondo la maniera etrusca, i filari dei blocchi presentano delle discontinuità ed i blocchi stessi non sono sempre eguali tra loro.

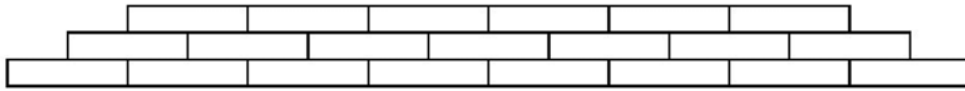


Fig. 3.2 Configurazione isodoma

Successivamente, secondo la maniera greca figura 3.3, i blocchi parallelepipedi vengono posizionati in modo alternato sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale. I blocchi posti di taglio, con il lato maggiore in vista, sono gli ortostati e quelli disposti di testa, con il lato minore in vista, sono i diatoni.

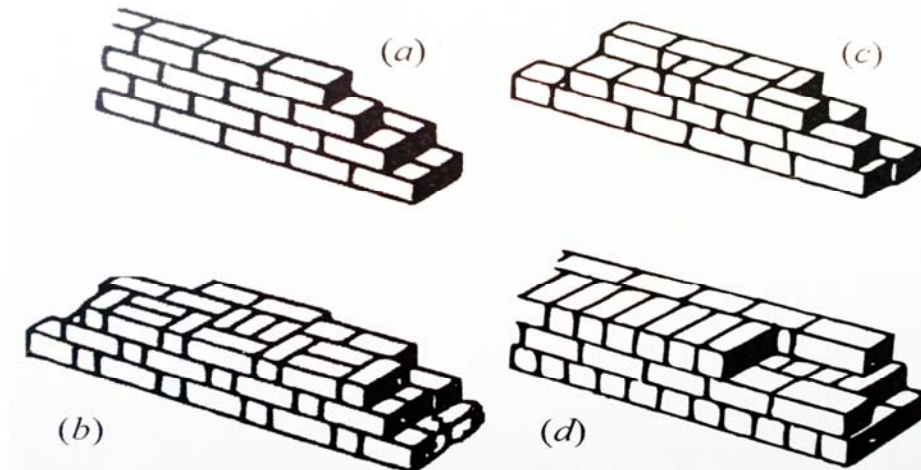


Fig. 3.3 Diverse tipologie murarie secondo la "maniera greca"

3.2 TIPOLOGIE MURARIE

Come riportato pocanzi vi è una grande varietà di murature dovuta al carattere antico delle stesse, si presentano differenze nella composizione (sortimento di lapidei e malta), tessitura (disposizione ed organizzazione delle pietre) e tecniche costruttive, tipiche delle varie epoche e area geografica.

In relazione agli elementi utilizzati, le murature possono dividersi in:

- *ordinarie in laterizio*. Realizzate con elementi in laterizio messi in opera in corsi continui opportunamente sfalsati e legati da giunti di malta. Lo sfalsamento dei giunti verticali si realizza ricorrendo a dei sottomultipli dell'elemento in laterizio. Vi sono muri ad una testa, con elementi disposti in modo da avere uno spessore pari alla testa del mattone, a due o a tre teste. Con vari sistemi di diatoni e ortostati;



- *ordinarie in pietrame*. Sono costituite assemblando elementi irregolari di pietra disposti il più possibile per piani e in modo tale da ridurre gli spazi vuoti tra gli elementi. Questa tipologia muraria è tipica dei centri storici dei paesi dell'Appennino meridionale, sono costituite da ciotoli amalgamati nella malta; sono caratterizzate da basse resistenze a compressione e risultano particolarmente vulnerabili alle azioni sismiche;



- *In pietra squadrata*. Sono ottenute con pietre di forma parallelepipedica posti in strati regolari interponendo un sottile strato di malta. Tipicamente sono realizzate con blocchi di tufo.



- *Mista di pietrame e mattoni.* Sono di due tipologie, in un primo caso i mattoni sono disposti in fasce orizzontali interposte a 80-160 cm, si parla di muratura listata, in un secondo caso il laterizio viene impiegato come singolo elemento di livellamento locale dei piani di muratura.



3.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE ROCCE UTILIZZATE NELLA COSTRUZIONE DELLE MURATURE

La classificazione ingegneristica delle rocce si basa su parametri che dipendono dal modo di deformarsi sotto sforzi e dal valore massimo dello sforzo che può essere sopportato prima di raggiungere la rottura. La classificazione si riferisce a campioni di roccia sana o intatta che non contiene macroscopiche fratture. Le rocce si dividono in 5 classi. Alla classe B appartengono la maggioranza delle rocce magmatiche, le rocce metamorfiche più resistenti e poche rocce sedimentarie ben cementate. La classe C include molte argilliti e marne, arenarie e calcari porosi. La classe D ed E includono rocce porose di bassa densità, come arenarie friabili, il tufo, il salgemma.

Tab. 3.1 Classificazione delle rocce

Classe	Descrizione	f_c [MPa]
A	Resistenza estremamente elevata	>255
B	Resistenza elevata	255 - 112
C	Resistenza media	112 - 56
D	Resistenza bassa	56 - 28
E	Resistenza estremamente bassa	< 28

Una classifica più semplice divide le rocce in tenere, semidure e dure. Rocce tenere sono i tufi, sia di origine vulcanica che calcarea. Rocce semidure sono le arenarie, i calcari e i travertini. Rocce dure sono le dolomie, le trachiti, i porfidi, gli gneiss, i serpentini, i graniti, i marmi saccaroidi e i basalti. La tabella 3.2 fornisce le resistenze a compressione monoassiale f_c ed i valori del modulo di elasticità E misurato come tangente al diagramma compressione monoassiale deformazione al 50% dello sforzo di rottura per le rocce di diversa estrazione. La resistenza a trazione delle rocce è una frazione della resistenza a compressione, è variabile tra 1/15 e 1/40 con addensamento intorno al 1/30. Il coefficiente di Poisson è circa 0,20. Le rocce impiegate nelle costruzioni sono prevalentemente quelle di tipo B, C, D, E. I pilastri e le arcate circolari del Colosseo di Roma sono in travertino.

Tab. 3.2 Valori di resistenza a compressione e moduli elastici delle principali rocce impiegate nelle costruzioni

	<i>Densità</i> [kN /m ³]	<i>Resistenza a compressione</i> [MPa]	<i>Modulo di elasticità</i> [MPa 10 ⁴]
Rocce ignee			
Granito	26-28	160-240	5-6
Diorite	28-30	170-300	8-10
Porfido di quarzo	26-28	180-300	5-7
Basalto	29-30	200-400	9-12
Pomice	5-11	5-20	1-3
Rocce sedimentarie			
Calcere tenero	17-6	20-90	3-6
Calcere compatto	27-29	80-190	4-7
Dolomite	23-28	20-60	2-5
Rocce metamorfiche			
Gneiss	26-30	160-280	3-4
Scisti	27-28	90-100	2-6
Marmo	27-28	100-180	4-7
Quarziti	26-27	150-300	5-7

L'utilizzo del tufo è molto diffuso, in passato se ne è fatto ampio impiego, attualmente norme di accettazione regolano l'utilizzo delle pietre naturali da costruzione e sono previste sia prove per la determinazione delle caratteristiche fisiche quali la densità, coefficiente di imbibizione, gelività, prove meccaniche.

3.3.1 Il blocco in tufo

Il tufo è una roccia piroclastica, formatasi in seguito alla cementazione di materiali vulcanici, come lapilli, ceneri e sabbia, oppure di natura sedimentaria, come, ad esempio, i tufi pugliesi.

Il tufo è un materiale molto poroso. È uno dei prodotti maggiormente utilizzati nell'edilizia per le sue elevate caratteristiche tecniche come lavorabilità, leggerezza, tenacità, ecc., che lo rendono adattabile a qualsiasi situazione costruttiva. Il tufo, per la sua porosità, presenta un basso peso specifico rispetto agli altri materiali rocciosi usati per le costruzioni, quali calcari, scisti: le murature in tufo risultano poco pesanti pur presentando resistenza a compressione sufficientemente elevata.

Dal punto di vista funzionale e meccanico il tufo viene considerato una pietra tenera: le sue caratteristiche variano comunque notevolmente per la grande varietà dei tufi esistenti, ma anche per lo stesso tipo di tufo e per la stessa cava, a seconda del livello di estrazione.

I blocchi attualmente utilizzati hanno dimensioni commerciali di circa 30 cm x 40 cm x 13 cm e permettono spessori di muratura di 30 o 40 cm. Alcune caratteristiche meccaniche del tufo, da considerare come valori medi e che presentano notevoli variabilità, sono:

- modulo di Poisson: $\nu=0,15$;
- modulo di Elasticità: 3000-15000 kg/cm²;
- peso specifico: tufo vulcanico 11000-1700 kg/mc;
- resistenza a compressione dell'ordine dei 40-50 kg/cmq. La resistenza a trazione è circa 1/15 di quella a compressione.

3.4 CARATTERISTICHE DELLE MALTE

La malta è una miscela realizzata mescolando un legante in proporzioni opportune ad acqua e sabbia. La miscela consente di ottenere un impasto lavorabile in grado di indurire in un lasso di tempo variabile a seconda del legante utilizzato. Le malte hanno il compito di legare i blocchi tra di loro.

3.4.1 I leganti

I leganti sono quei materiali che per reazione chimica determinano l'unione delle particelle di inerte dando luogo, insieme con sabbia e acqua, la malta. I leganti usati nella confezione delle malte sono:

- le calci aeree;
- le calci idrauliche;
- il gesso
- il cemento

Negli edifici storici di regola non si incontrano malte di cemento, in quanto in edilizia l'uso di malte di cemento si cominciò a sviluppare sistematicamente solo a partire dalla fine dell'Ottocento. Frequenti per questi edifici sono le malte realizzate con calci idrauliche e pozzolana.

Il gesso, il legante più antico, si ottiene per cottura a 110-200°C dalla pietra di gesso, costituita da solfato di calcio. Dopo la cottura il gesso viene macinato più o meno finemente. Mescolato con acqua fa presa e si indurisce rapidamente. Ha resistenza molto ridotta.

Le calci sono prodotti della decomposizione dei calcari per azione del calore, per cottura o calcinazione. Hanno come principale costituente l'ossido di calcio e si distinguono in calci aeree e calci idrauliche, a seconda che la presa avvenga solo all'aria o anche in acqua.

Le calci aeree provengono dalla cottura, sino a 850-900 °C., di calcari molto puri, fino ad ottenere una massa porosa, la cosiddetta calce viva, capace di assorbire una grande quantità di acqua e che pertanto all'aria sfiorisce.

Le calci idrauliche provengono dalla cottura sino a 900-1000 °C di calcari marnosi naturali, contenenti cioè in proporzione non esigua silice, allumina e ossido ferrico, oppure dalla cottura di mescolanze di calcare e di materie argillose.

Il cemento è un legante ottenuto per macinazione di clinker e gesso, quest'ultimo in piccole quantità, ma tali da regolare il processo di presa. Il clinker è ottenuto dalla cottura di miscele di calcare e argille e altri minerali ed è quindi composto da silice, ossidi di alluminio, di ferro, di calcio in opportune proporzioni, variamente composti tra di loro. La cottura di questi minerali si spinge fino a 1400 °C. il prodotto della cottura viene finemente macinato con aggiunta di altri componenti per dar luogo ai vari tipi di cemento quali:

- il cemento Portland;
- il cemento pozzolanico;
- il cemento d'alto forno.

Il cemento alluminoso è prodotto con tecnologie e materiali diversi da quelli su descritti e non viene utilizzato nella preparazione delle malte per le costruzioni in muratura.

3.4.2 Gli inerti

La sabbia entra in composizione in proporzione del 65-70% del volume. È costituita da un complesso di piccolissime particelle minerali o di pietre provenienti dallo sminuzzamento delle ghiaie prodotto, per via naturale, dalle correnti dei fiumi e dalle onde marine, ovvero, artificialmente, dalla macinazione di rocce o scorie d'alto forno. Le prime sono le sabbie naturali e possono provenire anche da cave costituenti vecchi alvei di fiumi o bacini marini.

Nella confezione di malte le migliori sono quelle provenienti da fiumi o da laghi purchè ben lavate e prive di calcari teneri.

La sabbia ha il compito di aumentare il volume dell'impasto, e facilitare la penetrazione dell'anidride carbonica all'interno della miscela, affinché si realizzi una buona presa e un buon indurimento della calce aerea se presente nella malta. La sabbia riduce l'entità del ritiro e quindi le conseguenti fessurazioni che si sviluppano durante la fase di presa e di indurimento.

Nella preparazione delle malte per la costruzione di murature è usualmente utilizzata sabbia grossa con grani di dimensione compresa tra 0,5-1 mm.

3.4.3 L'acqua

Aumentando la quantità d'acqua si migliora la lavorabilità della malta, ma se ne riduce la resistenza meccanica.

3.4.4 Varietà di malte

Le malte che solitamente si ritrovano negli edifici storici sono realizzate con calce idraulica o pozzolanica. Le malte di cemento sono invece di regola presenti nelle murature costruite a partire dalla fine dell'Ottocento. Il cemento venne realizzato, per la prima volta, in Inghilterra alla metà del Settecento, ma cominciò ad avere diffusione in campo edile solo dopo 150 anni.

Nel consolidamento degli edifici in muratura si incontrano vecchie malte di calce aerea o di calce idraulica o malte pozzolaniche, con livello di degrado più o meno elevato.

La diversa natura del legante porta a distinguere diverse malte:

- malte aeree;
- malte idrauliche;
- malte bastarde o composte.

Una malta aerea è a base di calce aerea, è idraulica una malta a base di leganti idraulici, quali calce idrauliche, pozzolane e cemento. Viene denominata composta o bastarda una malta ottenuta mescolando due o più leganti.

3.4.4.1 *Malta di calce aerea e malta di calce idraulica*

La malta di calce aerea è una malta formata da calce aerea e sabbia che, se usate per murature, vengono confezionate disponendo una parte in peso di calce idrata per nove parti di sabbia.

Le malte di calce aerea hanno avuto una grande diffusione nel passato a causa del forte rendimento della calce viva e della loro lavorabilità. Tali malte hanno una resistenza a compressione molto limitata, dell'ordine dei 0,5 MPa, e presentano inoltre un indurimento molto lento e grande sensibilità agli attacchi del gelo e di atmosfere aggressive. Le malte aeree induriscono solo all'aria. L'indurimento delle malte aeree avviene prima per evaporazione dell'acqua contenuta nella malta e in un secondo tempo per trasformazione dell'idrato di calcio in carbonato di calcio per effetto dell'anidride carbonica contenuta nell'aria. Questa reazione non può avvenire nell'acqua e pertanto in essa le malte aeree non possono indurire. In una muratura l'indurimento della malta aerea avviene gradualmente dall'esterno verso l'interno.

Le malte di calce idraulica sono confezionate con calce prevalentemente idrauliche e con cemento con aggiunta di sabbia e acqua. L'acqua è impiegata in quantità necessaria per

ottenere un impasto di giusta fluidità. Le malte idrauliche si impiegano con la stessa facilità delle malte aeree: oggi vengono utilizzate anche per le murature moderatamente sollecitate e specialmente in ambienti umidi e freddi. La composizione standard di una malta idraulica è di un volume di calce idraulica ogni tre volumi di sabbia. Le malte di calce idraulica fanno presa sotto acqua. Al tempo dei Romani, per ottenere l'idraulicità della malta in assenza di calce idraulica si mescolava sabbia pozzolana al grassello di calce. In alternativa si mescolava al grassello di calce polvere di argilla cotta ottenuta dalla frantumazione di laterizi. La resistenza a compressione delle malte idrauliche è maggiore di quella delle malte aeree ed è dell'ordine dei 2,5 MPa, inferiore a quella delle malte bastarde, pari a 5 MPa, e a quella delle malte cementizie, almeno pari a 12 MPa. La bassa resistenza delle malte, rispetto a quella del calcestruzzo, può essere motivata dal fatto che nelle malte le particelle di inerte sono molto piccole per cui, a parità di volume, sarebbe richiesta una percentuale maggiore di legante.

3.4.4.2 Le malte composte o bastarde

Sono formate da due leganti in modo da cambiare i vantaggi di un tipo di legante con quelli dell'altro. Le più comuni utilizzate nella costruzione delle murature sono quelle ottenute aggiungendo alla calce il cemento per ottenere, rispetto alla malta idraulica, una maggiore resistenza meccanica.

3.4.4.3 La malta cementizia

Le malte cementizie sono confezionate con vari tipi di cemento, normalmente il tipo 325, e sono caratterizzate da uno sviluppo rapido della resistenza.

La resistenza finale è molto più elevata della resistenza ottenibile nel caso delle malte idrauliche, in quanto risulta pari ad almeno 8-10 MPa.

3.4.4.4 Miscela. Boiacche di cemento

Nelle operazioni di iniezione, che si effettuano per consolidare le murature le cui malte sono fortemente impoverite, si utilizzano miscele cementizie composte da parti eguale in peso di cemento e acqua, eventualmente additivate con antiritiro.

La boiaccia di cemento è una miscela di cemento e di acqua in parti eguali in peso. Per ogni 100 kg di acqua occorrono 100 kg di cemento.

3.5 PROVE SUI COMPONENTI LAPIDEI O DI MALTA

Lo studio della muratura necessita di una caratterizzazione delle grandezze meccaniche di resistenza e di deformabilità dei materiali che la compongono. Si riportano le prove principali da condurre su campioni di roccia intatta e di malta. La prova principale che si conduce è di compressione o trazione semplice:

- prove triassiali;
- prove pluriassiali;
- prove di torsione;
- prove di flessione.

3.5.1 Prove su campioni di materiale lapideo

Generalmente si eseguono prove monoassiali di compressione e di trazione e prove triassiali. Le prove di compressione monoassiali e triassiali sono eseguite su provini di roccia di forma cilindrica. Le prove sottopongono il provino ad uno sforzo verticale σ_1 e a sforzi orizzontali σ_2 e σ_3 uguali tra loro. Nel caso di prove monoassiali le tensioni σ_2 e σ_3 sono nulle, nel caso di prove triassiali sono diverse da zero.

Le prove monoassiali di trazione assoggettano il provino ad uno stato tensionale di trazione interno σ_1 . Il carico può essere applicato con pinze di estremità o incollandovi delle piastre. Entrambi i metodi possono provocare nel provino stati di coazione interni che si possono evitare adottando la prova brasiliana e la prova di flessione capaci di determinare in modo indiretto la resistenza a trazione.

Le prove di compressione monoassiale o triassiali vengono eseguite applicando il carico attraverso piastre di carico metalliche sul campione cilindrico di roccia. Il provino tende a deformare verticalmente ed orizzontalmente. La deformazione orizzontale può essere impedita dall'attrito presente tra provino e piastre di carico, si costituisce un vincolo che fa nascere delle sollecitazioni orizzontali radiali che si sovrappongono agli sforzi verticali. La rottura non avviene per semplice compressione ma sotto un sistema di tensioni diverso della semplice compressione. Con appositi sistemi è possibile ridurre l'attrito presente garantendo la libera espansione del campione.

3.5.2 Prove monoassiali di compressione su provini di malta

La resistenza a compressione delle malte viene determinata sottoponendo a prove di compressione tre provini prismatici delle dimensioni $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$ gettati in stampi metallici, dai quali vengono sformati dopo 24 ore e maturati a umidità del 90% ed alla temperatura di $20 \text{ }^\circ\text{C}$. I tre provini vengono posti su appoggi a coltello distanti 100 mm e caricati da carico verticale crescente concentrato in mezzzeria. La tensione di rottura è valutata come:

$$f_{mf} = \frac{3 PL}{2 b^3}$$

Dove P è il carico di rottura applicato al provino, $L = 100 \text{ mm}$ è la distanza tra gli appoggi a coltello e b è la lunghezza del lato della sezione quadrata 40×40 del provino. La resistenza a compressione delle malte dipende molto dalla quantità d'acqua di impasto che viene utilizzata. In situazioni standard le resistenze risultano dell'ordine di 2 MPa per le malte di tipo M4, 5 MPa per le malte M3, 8 MPa per le malte M2, 12 MPa per le malte M1. I valori riportati non riguardano i valori di resistenza delle malte presenti negli edifici storici che sono assimilabili a malte tipo M4 a meno che per fenomeni di impoverimento non si abbiano avuto resistenze sensibilmente inferiori.

Le prove sulle malte storiche non sono standardizzate e non sono di facile realizzazione in quanto risulta difficile prelevare dei campioni di malta significativi per poter realizzare prove di natura meccanica in laboratorio, si possono eseguire prove in sito attraverso l'impiego di strumenti a percussione o penetrometri a punta. Solitamente si eseguono prove di natura chimico petrografica per individuare il tipo di legante e di aggregato, il rapporto legante/aggregato, il grado di carbonatazione.

3.5.3 Diagramma sforzo-deformazione di materiali lapidei e della malta

Solitamente le rocce che hanno elevata rigidità ed elevato carico di rottura a compressione monoassiale presentano un diagramma del tipo in figura 3.4:

- Nel primo tratto, che termina con il picco del diagramma, un aumento del carico corrisponde ad un aumento di deformazione.
- Nel secondo tratto ad un aumento di deformazione corrisponde un decremento di sollecitazione.

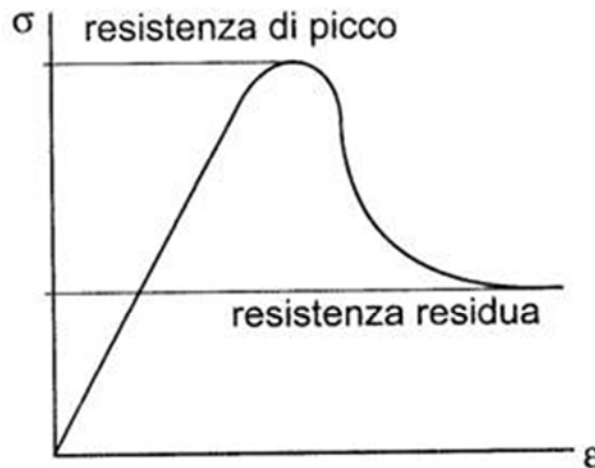


Fig. 3.4 Diagramma $\sigma - \varepsilon$ tipico di una roccia

La prima parte del grafico può essere indagata imponendo una sollecitazione al campione e misurandone la deformazione. Il secondo tratto viene indagato imponendo la deformazione del provino e misurando il carico necessario per produrla. Se si indagasse il grafico solo attraverso l'imposizione della sollecitazione, se, raggiunto il punto di picco, si incrementasse ulteriormente la sollecitazione esterna, il provino si romperebbe istantaneamente, se invece si diminuisse il carico il provino si scaricherebbe con conseguente diminuzione delle deformazioni. Per tali ragioni il ramo discendente è realizzato conducendo una prova a deformazioni controllate.

Per le malte i diagrammi ottenuti dipendono fortemente dalle condizioni di esecuzione della prova, tra cui:

- valore della pressione di contenimento o pressione di cella;
- temperatura a cui la prova viene eseguita;
- velocità di applicazione del carico.

3.5.4 Modulo di elasticità e coefficiente di Poisson dei materiali lapidei

Nell'ipotesi che i materiali lapidei siano soggetti a carichi piccoli rispetto quelli di rottura, essi presentano comportamento lineare ed è possibile definire il modulo elastico del materiale ed un coefficiente di Poisson:

$$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} \nu$$

Il coefficiente di Poisson fin tanto che il materiale si trova in campo elastico assume valore prossimo a 0,20, cresce gradualmente al crescere delle tensioni.

3.6 COMPORTAMENTO MONOASSIALE DELLA MURATURA

Nella descrizione del comportamento monoassiale della muratura ci si riferisce ai suoi assi principali di ortotropia, la direzione parallela ed ortogonale ai letti di malta.

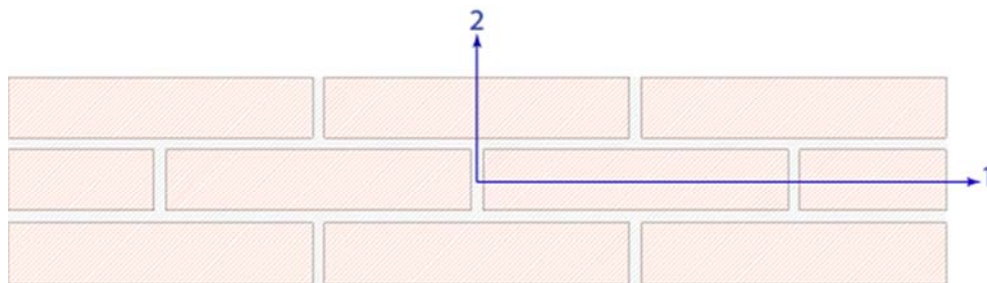


Fig. 3.5 Evidenziazione assi principali di ortotropia

3.6.1 Compressione monoassiale

3.6.1.1 Direzione ortogonale ai letti di malta

Il comportamento a compressione è fortemente influenzato dalle caratteristiche di resistenza e deformabilità e della geometria di malta e blocchi. Fondamentali sono la capacità di assorbimento d'acqua dei blocchi, la capacità di ritenzione d'acqua della malta, la tessitura muraria e la manodopera.

La rottura per compressione comincia con l'instaurarsi di fessure verticali, lungo la stessa direzione del carico. Ciò è dovuto al fatto che le caratteristiche elastiche della malta e del mattone sono differenti. La differenza di rigidità tra malta e mattone fa sì che quando la muratura sia soggetta a compressione la malta tenda a dilatare maggiormente di quanto possano fare i mattoni che ne limitano la deformazione esercitando un'azione di confinamento. I mattoni sono allora soggetti ad uno stato di trazione biassiale nel piano dei letti di malta mentre quest'ultima è soggetta ad uno stato di compressione triassiale. La conseguenza di questo è evidenziata nel grafico in figura 3.6, la curva costitutiva della muratura si posiziona tra quella del mattone e quella della malta.

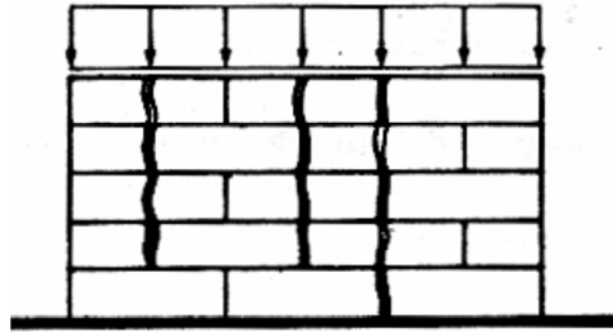


Fig. 3.6 Fessurazione di un pannello murario soggetto a compressione

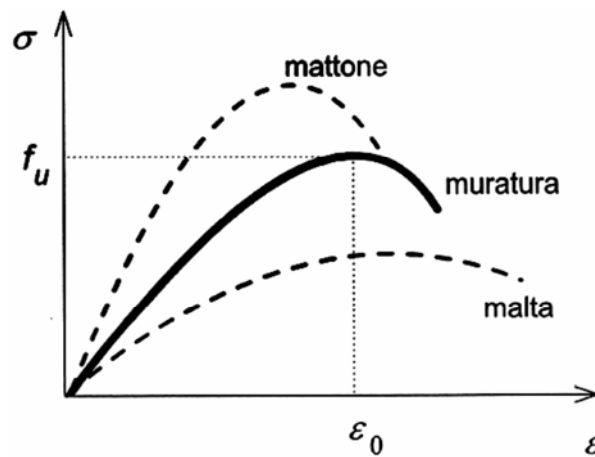


Fig. 3.7 Legame costitutivo del pannello murario interposto tra quello della malta e quello del blocco

Per determinare la resistenza a compressione della muratura sono state formulate diverse relazioni empiriche che la legano alle caratteristiche geometriche, tra queste l’Eurocodice 6 in caso di mancanza di dati sperimentali per uno spessore dei letti di malta compreso tra 8 e 17 mm fornisce la relazione:

$$f_k = K f_b^{0.65} f_m^{0.25}$$

Dove la resistenza caratteristica della muratura f_k è scritta in funzione della resistenza media a compressione della malta f_m e dei blocchi f_b espresse in MPa, K è una costante il cui valore è variabile tra 0,40 e ,60 in funzione delle caratteristiche della muratura. Il diagramma $\sigma - \epsilon$ della muratura presenta un primo tratto lineare fino ad un valore di picco di resistenza seguito da un ramo softening. Le curve sono essere rappresentate dalla legge parabolica [Hendry (1998)]:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = 2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{max}} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{max}} \right)^2$$

σ_{max} e ε_{max} sono rispettivamente la tensione e la deformazione della muratura in corrispondenza del picco di resistenza. La deformazione ε_{max} comunemente vale 2,543,5 ‰ per muratura in mattoni e 1,542,0 ‰ per muratura in blocchi di calcestruzzo.

Il modulo elastico tangente è dato da:

$$E = 2 \sigma_{max} / \varepsilon_{max}$$

Il modulo elastico secante a $0,75 \sigma_{max}$ è $3/4$ del valore sopra.

Per quanto riguarda il modulo elastico sono stati sviluppati diversi metodi, è determinato a partire dalle caratteristiche della malta e dei mattoni. La relazione più utilizzate in assenza di misurazioni sperimentali è:

$$E_m = 500 \div 1000 \sigma_{max}$$

3.6.1.2 Direzione parallela ai letti di malta

È stata poco caratterizzata, contribuisce alla capacità portante della muratura nel caso in cui si abbiano blocchi di scarsa resistenza a compressione longitudinale come si presenta nei blocchi con elevata percentuale di foratura.

3.6.2 Trazione monoassiale

3.6.2.1 Direzione ortogonale ai letti di malta

Sottoponendo un provino ad uno sforzo di trazione ortogonale ai letti di malta si instaurano rotture sul giunto di malta orizzontale. Può aversi il distacco dell'interfaccia malta-mattone o la rottura orizzontale del giunto di malta nel caso in cui il collegamento tra malta e mattone sia buono.

La resistenza a trazione del giunto f_t^f può variare da un massimo prossimo alla resistenza a trazione della malta f_t^m , ad un minimo che può arrivare a qualche punto percentuale di f_t^m nel caso di distacco dell'interfaccia. Quando la qualità del legante molto elevata rispetto la resistenza dei blocchi può aversi la frattura del blocco ed in questo caso la resistenza a trazione coincide con la resistenza a trazione del blocco

3.6.2.2 Direzione parallela ai letti di malta

La resistenza a trazione lungo il piano dei letti di malta dipende:

- dalla resistenza allo scorrimento tra la malta ed il mattone;
- dalla resistenza a trazione dei mattoni;

Per determinare la caratteristica di resistenza a trazione longitudinale sono state condotte numerose indagini sperimentali da Backes(1985) su provini costituiti da quattro corsi di mattoni, utilizzando l'apparecchiatura di prova in figura 1.9. Il carico di trazione viene trasmesso per mezzo di due piastre attaccate alle facce del pannello con uno speciale adesivo, e la presenza di trasduttori di spostamento consentono di tracciare il diagramma carico-spostamento. Le prove hanno evidenziato due diverse modalità di rottura. La prima presenta fessure a zig-zag attraverso i giunti di malta orizzontali e verticali, il diagramma tensione-spostamento presenta una stabilizzazione della tensione residua con il procedere della deformazione. Il comportamento post-picco è governato dall'energia di frattura dei giunti di testa.

La seconda modalità di rottura si manifesta con la formazione di fessure verticali che interessano sia i blocchi che i giunti di testa. La rottura è accompagnata da una progressiva perdita di resistenza fino a rottura. Il comportamento post-picco è governato dall'energia di frattura dei mattoni e dei giunti verticali.

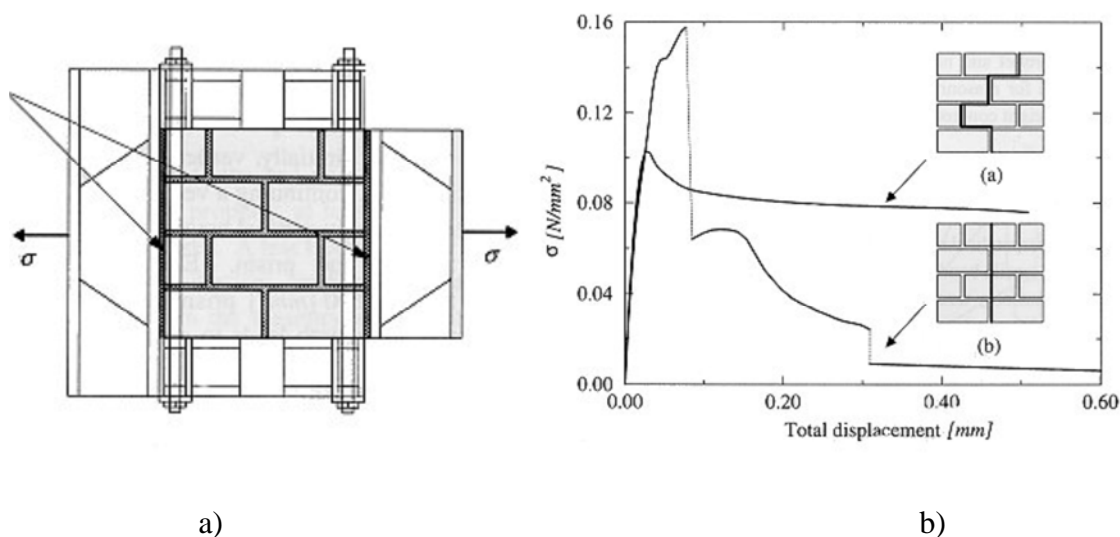


Fig. 3.8 a) Apparecchiatura per la prova di trazione b) Diagramma $\sigma - \varepsilon$ a trazione della muratura

3.7 COMPORTAMENTO BIASSIALE DELLA MURATURA

Lo stato di tensione che solitamente interessa le murature è biassiale. Esse solitamente sono soggette a sforzi di compressione contemporanei a sforzi di taglio. È, quindi, necessario uno studio approfondito del comportamento del pannello murario soggetto a stati tensionali biassiali.

3.8 COMPORTAMENTO A TAGLIO

Uno stato di sollecitazione frequente è caratterizzato dalla contemporaneità di taglio e compressione. Negli anni si sono eseguite numerose prove sperimentali su pannelli murari soggetti a questo tipo di sollecitazione al fine di determinarne la resistenza. Alcuni risultati riportati in figura 3.9, nella quale le tensioni di taglio sono valori medi per pannelli il cui rapporto altezza/larghezza è 1 e la resistenza del muro è calcolata sull'area piana del muro nel piano della forza tangenziale. Dal grafico è possibile evidenziare una correlazione lineare tra i dati ricavati dalle indagini sperimentali. Si può assumere che tra la resistenza a taglio e la compressione esista un legame alla Mohr Coulomb, in un primo momento la resistenza della muratura è affidata alla coesione presente tra malta e blocco, successivamente si somma una componente d'attrito proporzionale alla compressione cui è soggetto il pannello, secondo la relazione:

$$\tau = \tau_0 + \mu \sigma_c$$

τ_0 è la coesione iniziale, μ è il coefficiente d'attrito, σ_c è la tensione verticale di compressione. La relazione è valida per mattoni di argilla per valori della tensione di compressione fino a massimo 2 MPa. Quando la tensione di compressione si avvicina alla resistenza a compressione della muratura, la resistenza a taglio tende a zero.

La resistenza a taglio della muratura dipende dalla resistenza della malta.

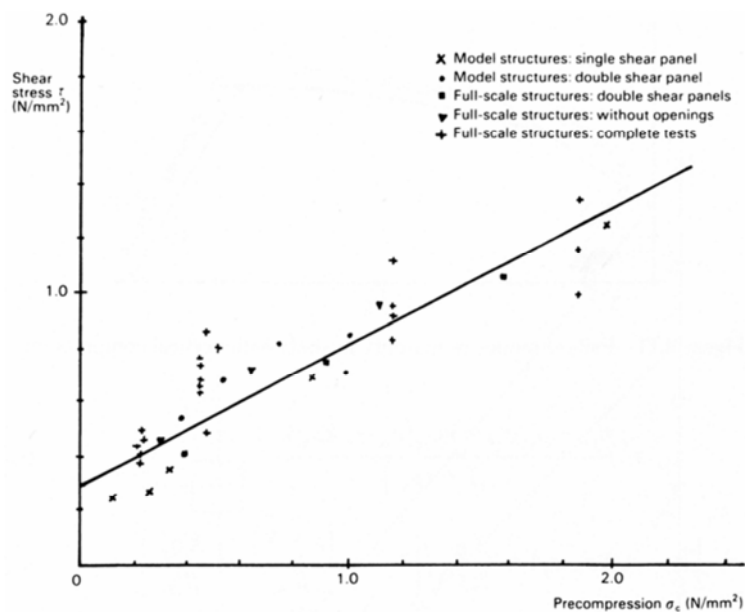


Fig. 3.9 Comportamento a taglio del pannello murario

La deformabilità a taglio si può correlare al modulo di elasticità tangenziale G ed al modulo di Young E in direzione ortogonale ai letti di malta. Solitamente si adottano relazioni del tipo:

$$G = 0,3 - 0,4E$$

Per murature in pietra i valori adottati sono solitamente più bassi.

3.8.1 Criteri di rottura

Data l'anisotropia del materiale, per definire un criterio di rottura biassiale è necessario utilizzare almeno tre parametri. Si può far uso delle tre componenti del tensore delle tensioni $(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy})$ definite nel sistema di riferimento con assi coincidenti con i giunti di malta della muratura figura 3.10 a), o si possono utilizzare le tensioni principali σ_1, σ_2 e la loro inclinazione ϑ rispetto i giunti orizzontali di malta figura 3.10 b). La prima formulazione è significativa in quanto le deformazioni plastiche ed i meccanismi di rottura si sviluppano sui letti di malta.

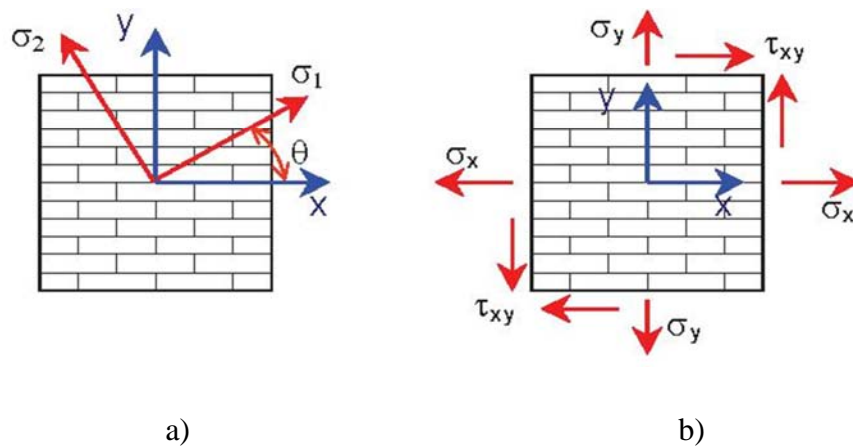


Fig. 3.10 Assi di riferimento per i pannelli murari

Senza soffermarsi sulle superfici di rottura ricavate sperimentalmente da Page, per sollecitazioni biassiali, si riportano i modi di rottura che ne derivano, riportati in figura 1.12, al variare dell'angolo ϑ e del rapporto tra le tensioni principali.

Angle θ	Uniaxial tension	Tension/compression	Uniaxial compression	Biaxial compression
0°				<p>Splitting crack</p>
22.5°				
45°				
67.5°				
90°				

Fig. 3.1 Criteri di rottura determinati da Page

Mann e Muller (1982) hanno proposto un criterio di rottura basato su studi sperimentali condotti su pannelli murari soggetti ad uno stato di compressione e taglio. Si sono evidenziati tre diverse tipologie di rottura della muratura:

- 1) rottura dei giunti di malta con fessurazione a scaletta, si manifesta solitamente per bassi valori della tensione di compressione;
- 2) rottura per taglio-trazione negli elementi, si manifesta tipicamente per valori intermedi della tensione di compressione;
- 3) rottura per schiacciamento della muratura, si manifesta quando la tensione di compressione approssima la resistenza a compressione monoassiale della muratura;

L'ipotesi alla base del criterio di Mann e Muller sta nell'assumere che i mattoni sono molto meno deformabili della malta, tanto da ritenerli infinitamente rigidi rispetto quest'ultima. L'adozione dei blocchi infinitamente rigidi fa sì che un pannello murario soggetto a taglio risponda con una roto-traslazione rigida dei blocchi ed una deformazione dei giunti di malta. Considerando uno stato di tensione e deformazione omogeneo ed i mattoni di dimensioni costanti, tutti i mattoni ruotano dello stesso angolo e la malta presenta zone più o meno schiacciate. Assumendo che i giunti di testa non siano in grado di trasmettere tensione tangenziale Mann e Muller hanno associato ad uno stato di tensione macroscopico, definito da

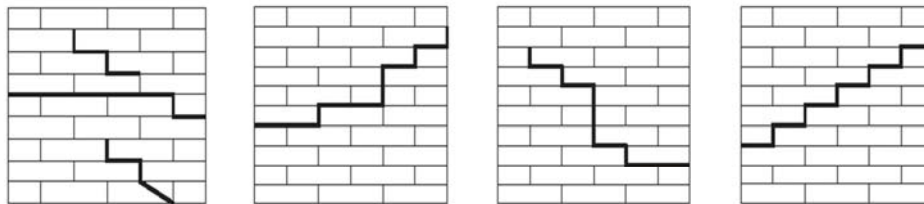
σ_x , σ_y e τ_{xy} , una distribuzione non uniforme delle tensioni normali sui letti di malta tale da equilibrare le azioni taglianti presenti sui letti di malta.

Nelle figure seguenti si riportano, per completezza, i vari meccanismi di rottura che possono presentarsi sui pannelli murari.

Rottura per scorrimenti sui giunti di testa e/o giunti di letto

MECCANISMO I – Scorrimento sui giunti di malta-

Modalità di rottura osservata per valori delle tensioni di compressione fino a circa 2MPa

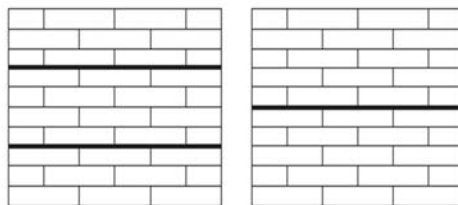


$\tau, \sigma_n (<0), \sigma_p (<0)$ comparabili

τ maggiore di $\sigma_n (<0)$ in qualche punto

MECCANISMO II

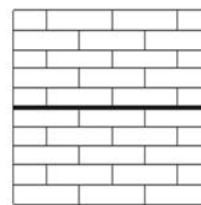
- Scorrimento sui giunti di letto-



$\sigma_p (<0)$ e τ grandi rispetto a $\sigma_n (<0)$

MECCANISMO III

-Scorrimento e distacco dei giunti di letto-

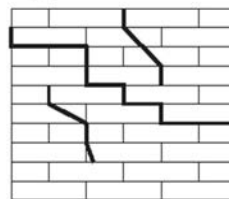


$\sigma_p (>0)$ e τ piccoli rispetto a $\sigma_n (>0)$
 $\sigma_p (<0)$ e τ grandi rispetto a $\sigma_n (<0)$

Rottura per trazione

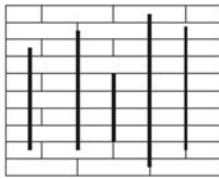
MECCANISMO IV - Rottura a trazione dei mattoni e scorrimento lungo i letti di malta-

Modo di rottura misto taglio-splitting (in un certo senso intermedio tra i meccanismi I e X)

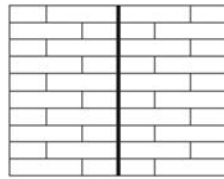


Tensioni di compressione σ_n e σ_p comparabili con la tensione di taglio
 σ_n di compressione è in qualche punto maggiore della tensione di taglio nei giunti di malta

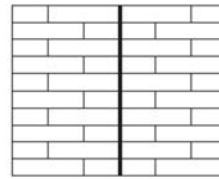
MECCANISMO V – Fessurazione dei mattoni e dei giunti verticali-



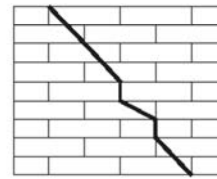
Compressione normale ai letti di malta



Trazione parallela ai letti di malta

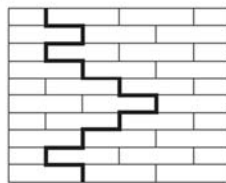


Alti valori di compressione normale ai letti di malta e piccole tensioni di trazione o compressione parallele ai letti di malta



MECCANISMO VI
– Scorrimento lungo i giunti di letto e distacco dei giunti di testa-

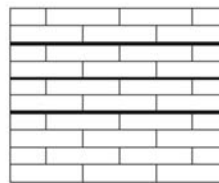
Osservato per mattoni resistenti e malta debole



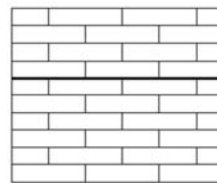
Compressione normale $\sigma_n (<0)$
Trazione parallela $\sigma_p (>0)$

* In questi casi se i mattoni sono meno resistenti la rottura può avvenire secondo il meccanismo V

MECCANISMO VII-
-Rottura dei giunti di letto-



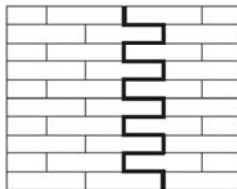
Compressione parallela $\sigma_p (<0)$



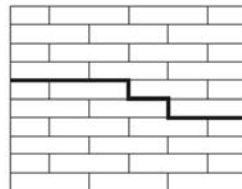
Trazione normale $\sigma_n (>0)$

*In questi casi ha un distacco all'interfaccia

MECCANISMO VIII
– Scorrimento e rottura a trazione dei giunti di malta-

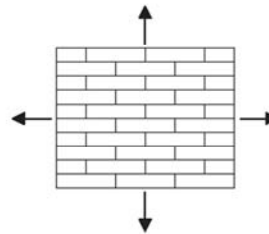


Trazione parallela $\sigma_p (>0)$ e τ grandi rispetto alla trazione normale $\sigma_n (>0)$



τ e tensioni di trazione comparabili.

MECCANISMO IX-
-Trazione biassiale-

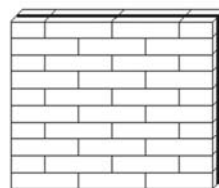


Trazione biassiale $\sigma_p (>0)$ e $\sigma_n (>0)$

*In questo campo non sono disponibili risultati sperimentali, sono state fatte solo analisi numeriche (d'altra parte è una condizione di carico molto rara nella realtà)

Rottura biassiale

MECCANISMO X- Rottura con fessurazione nel piano medio parallelo alle facce libere del pannello – rottura di tipo fragile



Tensioni di compressione σ_n e σ_p molto maggiori di τ

3.9 MICROMODELLAZIONE DELLA MURATURA

Una muratura può essere analizzata con metodi di macromodellazione e di micromodellazione. Facendo riferimento ad un pannello murario, la macromodellazione lo descrive generalmente assumendo dei parametri meccanici equivalenti, la micromodellazione analizza in dettaglio il comportamento dei singoli blocchi e delle singole interfacce malta-mattone utilizzando i parametri meccanici propri dei singoli materiali. Nel proseguo si utilizzerà la micromodellazione della muratura per poter descrivere il comportamento del pannello murario studiandone una porzione ridotta.

La scelta della porzione muraria da analizzare non è casuale, la cella deve essere di riferimento per l'intero pannello murario garantendo la ripetibilità di quanto in essa determinato per proseguire all'estensione dei risultati all'intera geometria.

La risposta della muratura dipende dalla geometria della tessitura, un pannello con giunti verticali sfalsati risponde in modo differente di un pannello a giunti verticali allineati. Una prima differenza tra il caso della muratura con giunti allineati da quello della muratura con giunti disallineati la si ha nella risposta ad una sollecitazione concentrata. Lo sfalsamento produce una piccola diffusione del carico che va ad aumentare distanziandosi sempre più dal blocco caricato. Schematizzando i blocchi rigidi appoggiati tra loro su piani dotati di attrito, Giuffrè, ottiene una diffusione del carico come riportata in figura 3.11.

Altro effetto dello sfalsamento dei blocchi sta nel fornire alla muratura una resistenza a trazione parallela ai letti di malta, nata dalla compressione che i blocchi esercitano gli uni sugli altri facendo nascere una resistenza allo scorrimento orizzontale dovuta all'attrito. L'effetto può essere osservato in figura 3.12.

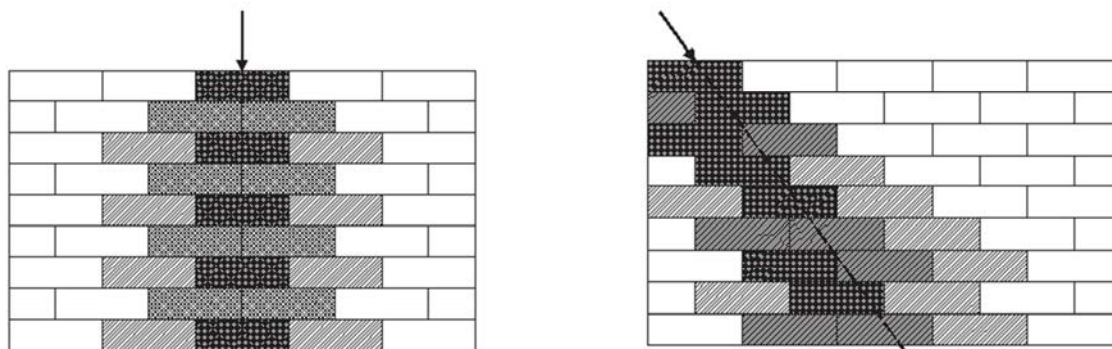


Fig. 3.11 Effetto dello sfalsamento sulla diffusione del carico concentrato applicato

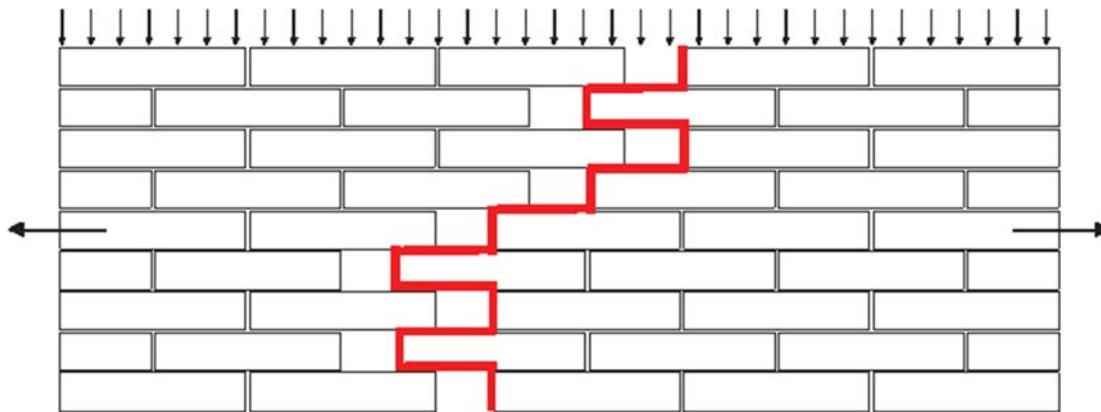


Fig. 3.12 Effetto dello sfalsamento sulla resistenza per attrito della muratura

Lo sfalsamento influisce anche nella risposta tagliante del sistema, nascono nei giunti di malta e sui blocchi, per effetto dei mattoni circostanti, delle azioni che creano coppie interne alla muratura in grado di resistere alla sollecitazione tagliante esterna. Il concetto è meglio spiegato analizzando uno schema semplificato di muratura. Nelle figura 3.13 si riportano le diverse configurazioni di sfalsamento.

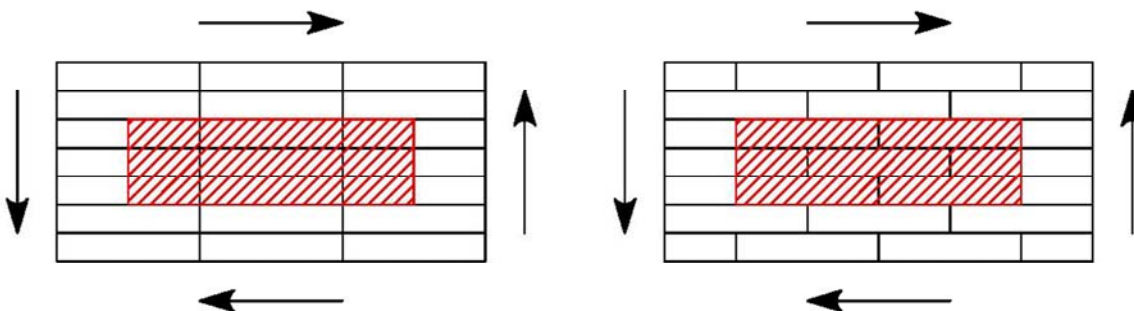


Fig. 3.13 Evidenziazione delle celle di riferimento adottate per i diversi sfalsamenti dei blocchi

Adottando un modello semplificato costituito da blocchi infinitamente rigidi e giunti di malta resistenti a trazione in ambito elastico, si possono determinare i meccanismi resistenti nel caso di giunti allineati e sfalsati, riportati in figura 3.14 Nel caso i giunti siano allineati le tensioni tangenziali agenti sui giunti di malta verticali ed orizzontali attorno al blocco devono essere uguali per garantirne l'equilibrio. Nel caso di giunti disallineati le tensioni tangenziali nei giunti verticali sono minori rispetto al caso precedente in quanto nascono per effetto della rotazione dei blocchi circostanti delle coppie N, il sistema degli sforzi T, N e tangenziali sui letti di malta è in equilibrio alla rotazione.

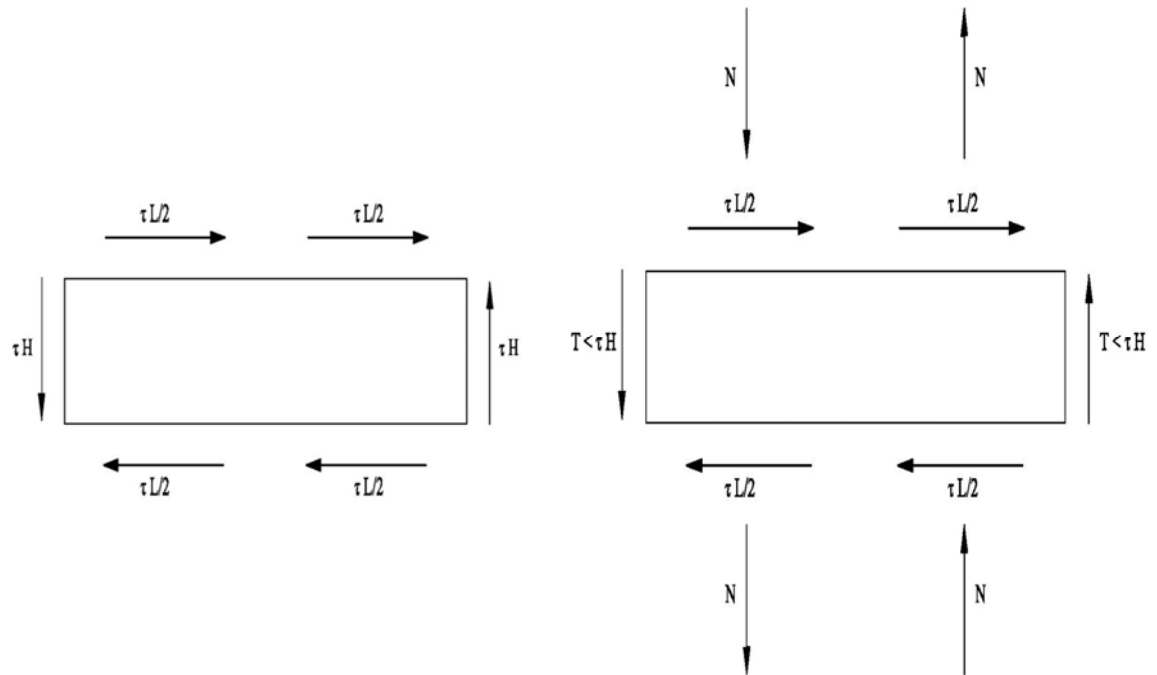


Fig. 3.14 Azioni sui blocchi trasmesse dai giunti di malta adiacenti

La scrittura della relazione di equilibrio alla rotazione del blocco porta a:

$$2N \frac{L}{2} + TL = \tau HL$$

da cui

$$N + T = \tau H$$

L'intensità della forza trasmessa dai giunti verticali dipende dallo sfalsamento dei blocchi che può variare da 0 a $\frac{1}{2}$ di blocco. Dallo sfalsamento dipende anche il contributo delle coppie N che vengono ad essere più o meno simmetriche rispetto il baricentro del blocco.

3.10 LA NORMATIVA ITALIANA

Come descritto al capitolo 2, l'attuale normativa italiana NTC 2008 riporta una novità rispetto le vecchie normative tecniche. Per la prima volta non si parla solo di nuove costruzioni ma anche di costruzioni esistenti e la relativa necessità di analizzarne la vulnerabilità sismica.

Allo scopo la normativa fornisce dei valori di parametri meccanici per determinate tipologie di murature esistenti. Per non ripetere quanto già riportato, si evidenziano i valori che la normativa suggerisce, per le murature aventi blocchi di tufo. L'estratto della tabella di normativa in cui si evidenzia il caso di muratura in tufo è in tabella 3.3.

Tab. 3.3 Estratto della tabella già riportata al capitolo 2 con riferimento alla muratura in tufo

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	

Nei capitoli successivi si fa continuamente riferimento ai range di moduli elastici e resistenze individuati da normativa per operare dei confronti sui risultati.

CAPITOLO 4
CASO STUDIO:
CIVITA DI BAGNOREGIO

Civita di Bagnoregio è uno dei tanti borghi presenti sul territorio italiano, situato nella Valle dei Calanchi a Viterbo, si contraddistingue tra tutti per essere denominata “la città che muore”. L’appellativo descrive la peculiarità e la condizione del borgo che nasce sopra una rupe soggetta a continui fenomeni franosi ed erosivi che, per azioni meteoriche, poco a poco stanno eliminando la cittadina. Caratteristica del borgo è quella di essere interamente realizzato in tufo, materiale di facile reperimento nel luogo, essendo la stessa rupe costituita di tale roccia. Alla cittadina si può accedere solamente attraverso un ponte pedonale di recente costruzione, essendo scomparsa negli anni la porzione di territorio che metteva in comunicazione Civita e Bagnoregio.



Fig. 4.1 Veduta di Civita di Bagnoregio dalla passerella pedonale d'accesso al borgo



Fig. 4.2 Veduta della rupe di Civita di Bagnoregio

4.1 STORIA DI CIVITA DI BAGNOREGIO

L'abitato di Civita di Bagnoregio è situato su un colle tra le vallate formate dai torrenti Chiaro e Torbido. Il colle risulta isolato dal resto del territorio per effetto di una inarrestabile erosione che interessa lo sperone tufaceo assotigliatosi su un sottostante strato argilloso instabile perché soggetto agli agenti atmosferici che lo modellano nelle tipiche forme dei calanchi.

La città viene fondata dagli etruschi 2500 anni fa circa. Le più antiche tracce della presenza umana nell'area di Civita appartengono ad epoche remote, scoperte archeologiche recenti riportano la cittadina al periodo etrusco grazie alla necropoli ritrovata nella rupe sottostante il belvedere di San Francesco Vecchio. Da documenti storici risulta che Civita di Bagnoregio e Bagnoregio fossero due contrade di una stessa città di nome Balneum Regis, nome che per leggenda, viene dato da Desiderio, re dei Longobardi. Carlo Magno nel 774 restituisce il territorio al Pontefice, da qui la cittadina diviene a far parte del dominio della Chiesa.

Nel XII secolo Civita diviene libero comune ponendo termine all'età feudale del borgo. La città viene poi occupata nel 1186 dal figlio di Federico Barbarossa, Enrico IV.

La storia medioevale è caratterizzata dai rapporti d'ostilità che intercorrono tra Civita ed Orvieto. I Monaldeschi di Orvieto tentano di stabilire un controllo su Bagnoregio al fine di preservarla come presidio guelfo nel quadro degli scontri contro i ghibellini di Viterbo. Il controllo diviene dominio della città, che termina nel 1457. La causa della rivalsa è costituita dalle evasioni compiute dai Monaldeschi in campo amministrativo e fiscale a danno della comunità. Gli abitanti insorgono dando vita ad una violenta ribellione che porta alla distruzione del castello delle Cervara. A ricordo degli eventi accaduti sono stati murati sopra l'area della porta di Santa Maria due leoni di pietra basaltica che tengono teste umane tra le zampe a ricordo della vittoria del popolo di Civita. Nell'ultimo decennio del XV secolo si rafforza il controllo della Chiesa sulla città, inizia il "governo dei cardinali". La stretta forma di controllo della chiesa sulla città costituisce un pesante freno alle libertà comunali, che videro la loro fine quando nel 1592 vien istituita la Congregazione del Bon Governo con lo scopo di esercitare una stretta sorveglianza su ogni attività dei comuni.

Tuttavia il ruolo cardine svolto da Civita nelle vicende storiche inizia il suo declino dopo il terremoto del 1865 che provoca ingenti danni agli edifici ed alle strade. Successivi terremoti e frane portano l'abitato a trasferirsi lasciando abbandonata la città.



a)

b)

Fig. 4.3 a) Civita nel 1874, b) Civita nel 2000

4.1.1 I fenomeni franosi

Come anticipato, la rupe di Civita è soggetta a continui eventi franosi che ne provocano la progressiva disgregazione. Dalla figura 4.3 si può constatare come sia diminuita nell'arco di circa 130 anni l'estensione del borgo. La riduzione del centro abitato si può apprezzare anche dalle figure 4.4 e 4.5, ove sono riportate due planimetrie di Civita di Bagnoregio redatte in epoche diverse (1829 e 1869).



Fig. 4.4 Planimetria del 1829 redatta da Verzili G. e Paparozzi F.



Fig. 4.5 Planimetria del 1869 prelevata dal Catasto Pontificio

Con maggiore chiarezza si può notare dall'evoluzione urbanistica, riportata nei catasti, gli edifici andati perduti negli anni per crolli della rupe. In figura 4.6 è evidenziata l'evoluzione urbanistica di Civita negli anni in seguito ai fenomeni franosi susseguitisi dal 1705 a oggi.

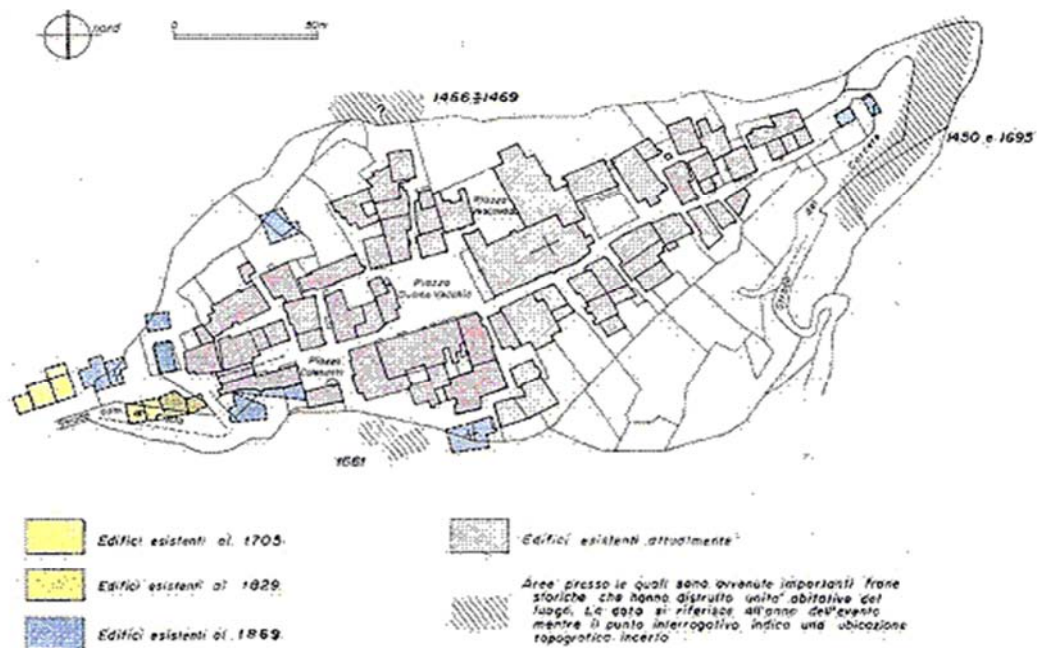


Fig. 4.6 Evoluzione dell'abitato di Civita inseguito ad eventi franosi

Le prime frane di cui si ha notizia risalgono al 1450, in questi anni il monastero delle Clarisse, situato in contrada Carcere, comincia ad andare in rovina a causa dei franamenti. Altri considerevoli franamenti avvengono nel XV secolo nella rupe settentrionale che fronteggia Lubriano, in quest'occasione si hanno anche crolli di edifici residenziali. Nel 1554 si verificano fenomeni franosi che provocano la distruzione della Porta di Civita e di altre vie in contrada Ponte, nel 1562 si verifica il crollo di parte delle mura di contrada Carcere. Le frane non si sono arrestate e si protraggono fino ai giorni odierni, la più recente risale al 2013.

Attualmente Civita risulta isolata dal resto dell'ambiente. La sella che la collegava al resto della città è andata via via disgregandosi. Informazioni riguardo la sella tra Civita e Bagnoregio risalgono al 1545 quando, in seguito ad importanti frane, venne attuata una modifica del tracciato stradale e costruiti due muri di sostegno nella parte più bassa della via.

Oggi la rupe è sotto stretto controllo, sono state fatte numerose indagini geotecniche che consentono di fare ipotesi di intervento di consolidamento della rupe stessa.

4.1.2 Evoluzione morfologica della sella tra Bagnoregio e Civita

Testimonianza dell'erosione alla quale è soggetta la rupe di Bagnoregio è il ponte medioevale della porta di Civita, sul quale passava la strada fino agli inizi del 1900, oggi eroso nel suo tratto verso la sella i cui resti sono riportati in figura 4.7. La sella su cui è situato il ponte pedonale attuale, nel 1830 aveva una quota minima di circa 410-416 metri s.l.m., nel 1854 di circa 410 m, nel 1912 di circa 397 m e nel 1944 di circa 392 m, attualmente la quota si attesta a 391 m. L'abbassamento totale è di circa 20-25 m in poco più di un secolo.



Fig. 4.7 Resti del ponte medioevale

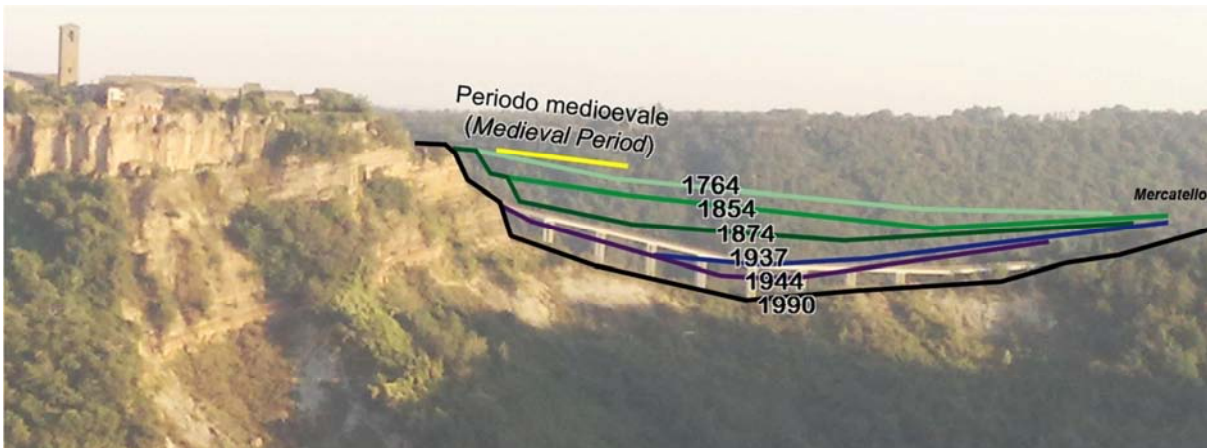


Fig. 4.8 Abbassamento della sella negli anni

In figura 4.8 si può apprezzare l'evoluzione morfologica della sella tra Civita e Bagnoregio. È messa in evidenza, inoltre la quota del ponte medioevale andato perduto. Attualmente sono in fase di studio nuove soluzioni per il collegamento Civita-Bagnoregio.

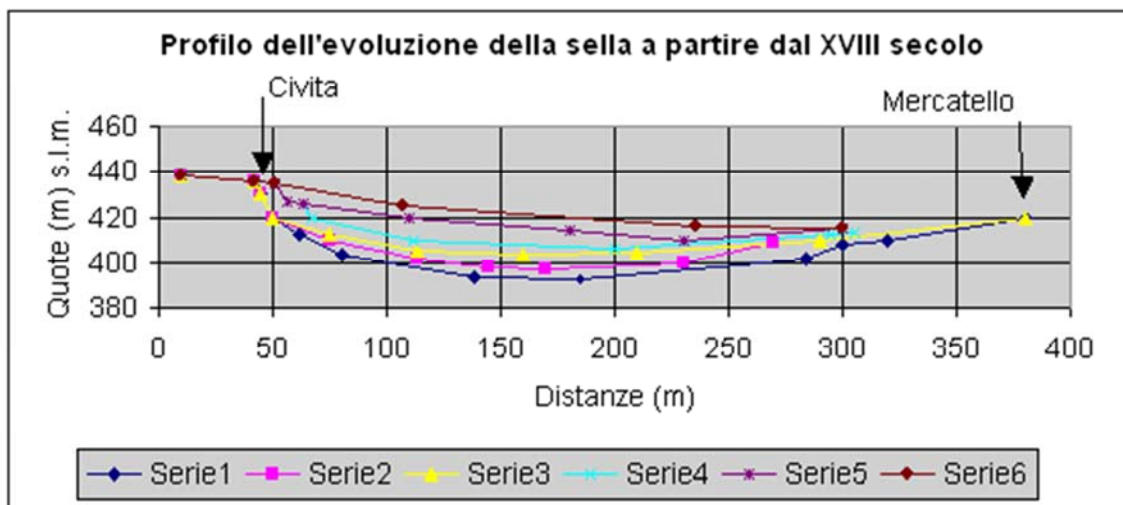


Fig. 4.9 Grafico dell'abbassamento della sella negli anni

4.2 AGGREGATO ESAMINATO

Il presente elaborato, per gli scopi che si propone, concentra l'attenzione su un solo aggregato tra gli edifici presenti a Civita di Bagnoregio. L'edificio in questione è stato scelto per la sua estensione e varietà di tessiture murarie che presenta. Può ritenersi un edificio rappresentativo della maggioranza delle costruzioni presenti a Civita.

È situato in posizione centrale di Civita, composto da più edifici di diversa datazione che ne costituiscono un aggregato edilizio.



Fig. 4.10 Individuazione dell'aggregato

L'edificio è stato rilevato in planimetria ed in alzata con i consueti strumenti di rilievo. Per il rilevamento dei prospetti esterni è stato fatto uso di un laser scanner e al raddrizzamento fotografico per la loro restituzione, riportata nelle figure 4.11, 4.12, 4.13. L'aggregato si sviluppa da due piani ipogei a 2 piani fuori terra secondo diversi volumi. Le strutture murarie sono completamente realizzate in blocchi di tufo e gli orizzontamenti, compresa la copertura, sono costituiti da strutture lignee.



Fig. 4.11 Prospetto Nord scala 1:200

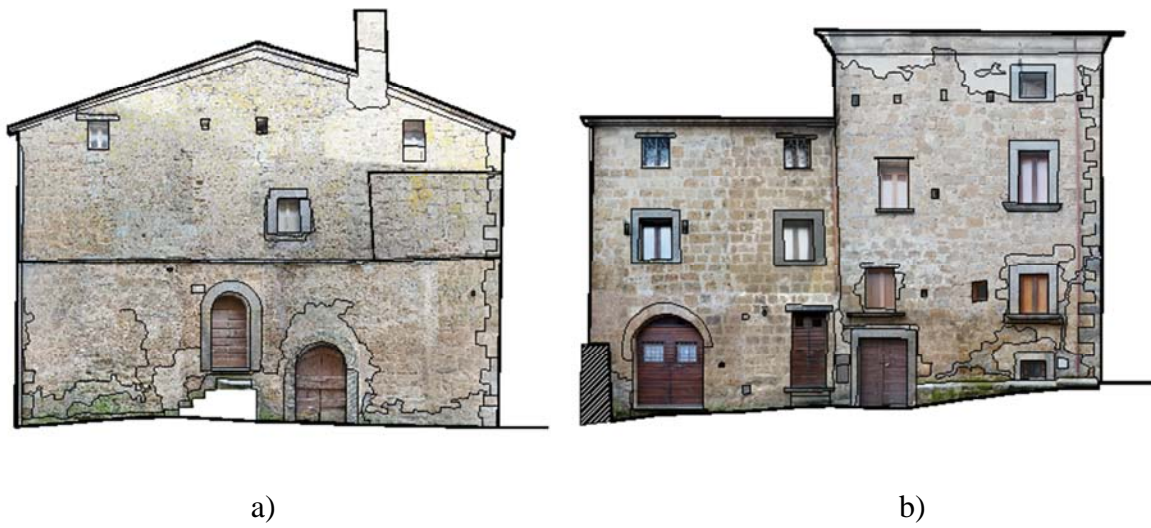


Fig. 4.12 a) Prospetto Ovest, b) Prospetto Est 1:200



Fig. 4.13 Varie componenti del prospetto Sud 1:200



Fig. 4.14 Veduta tridimensionale NE dell'aggregato



Fig. 4.15 Veduta tridimensionale NO dell'aggregato



Fig. 4.16 Veduta tridimensionale SO dell'aggregato

Per completezza si riportano le planimetrie, in scala 1:200, dell'aggregato.

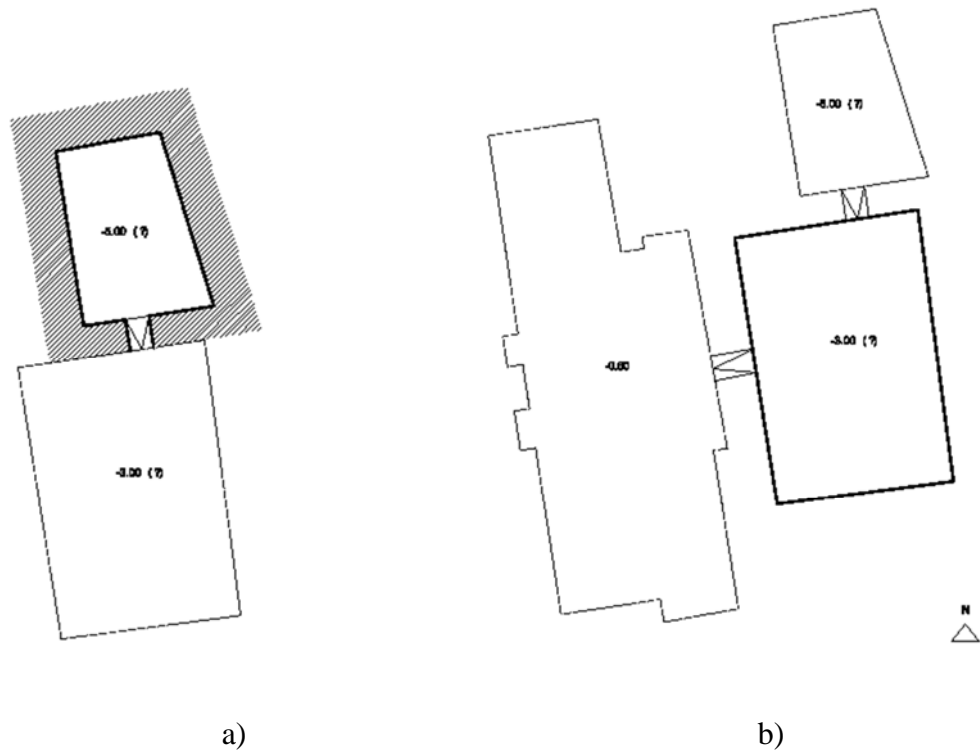


Fig. 4.17 a) Secondo piano ipogeo b) primo piano ipogeo. Scala 1:200

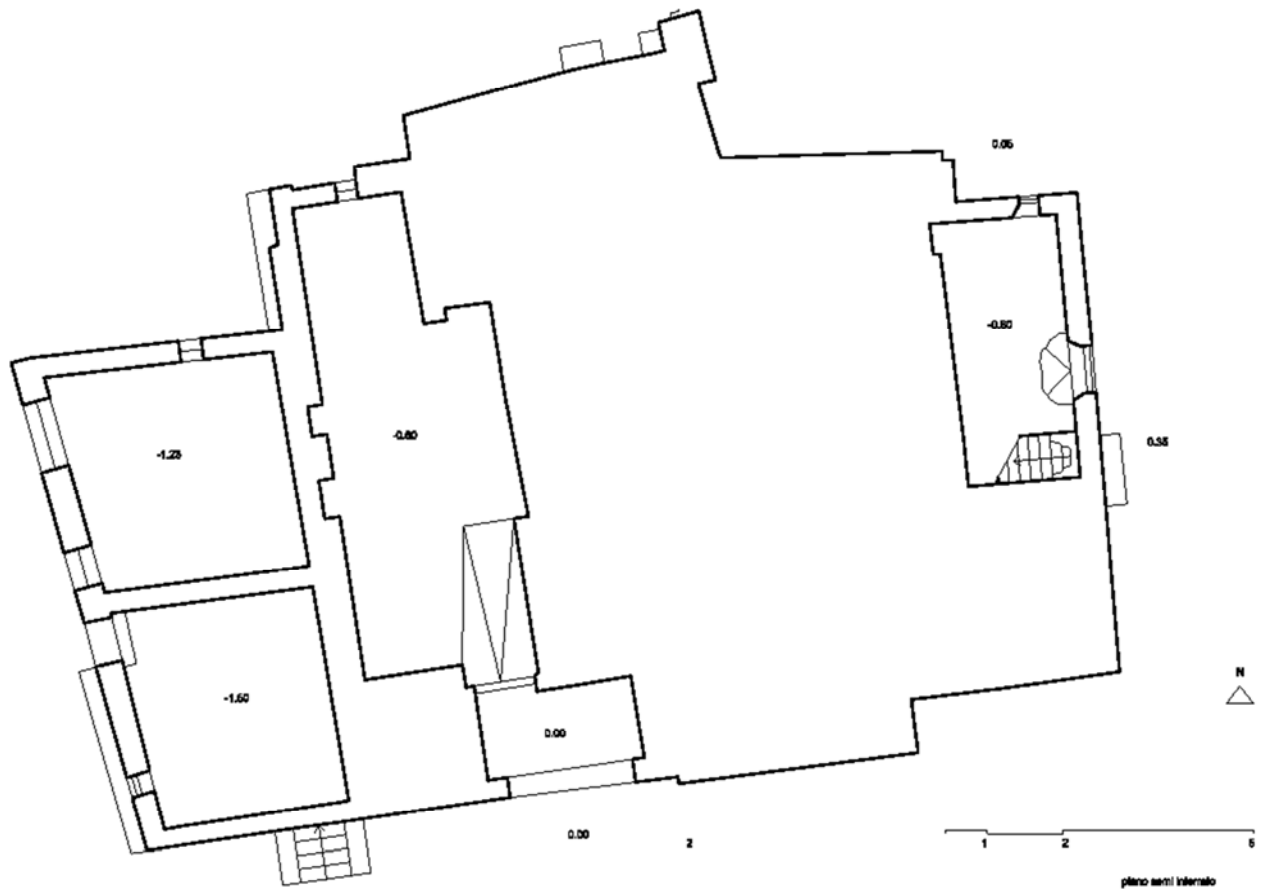


Fig. 4.18 Planimetria piano seminterrato. Scala 1:200

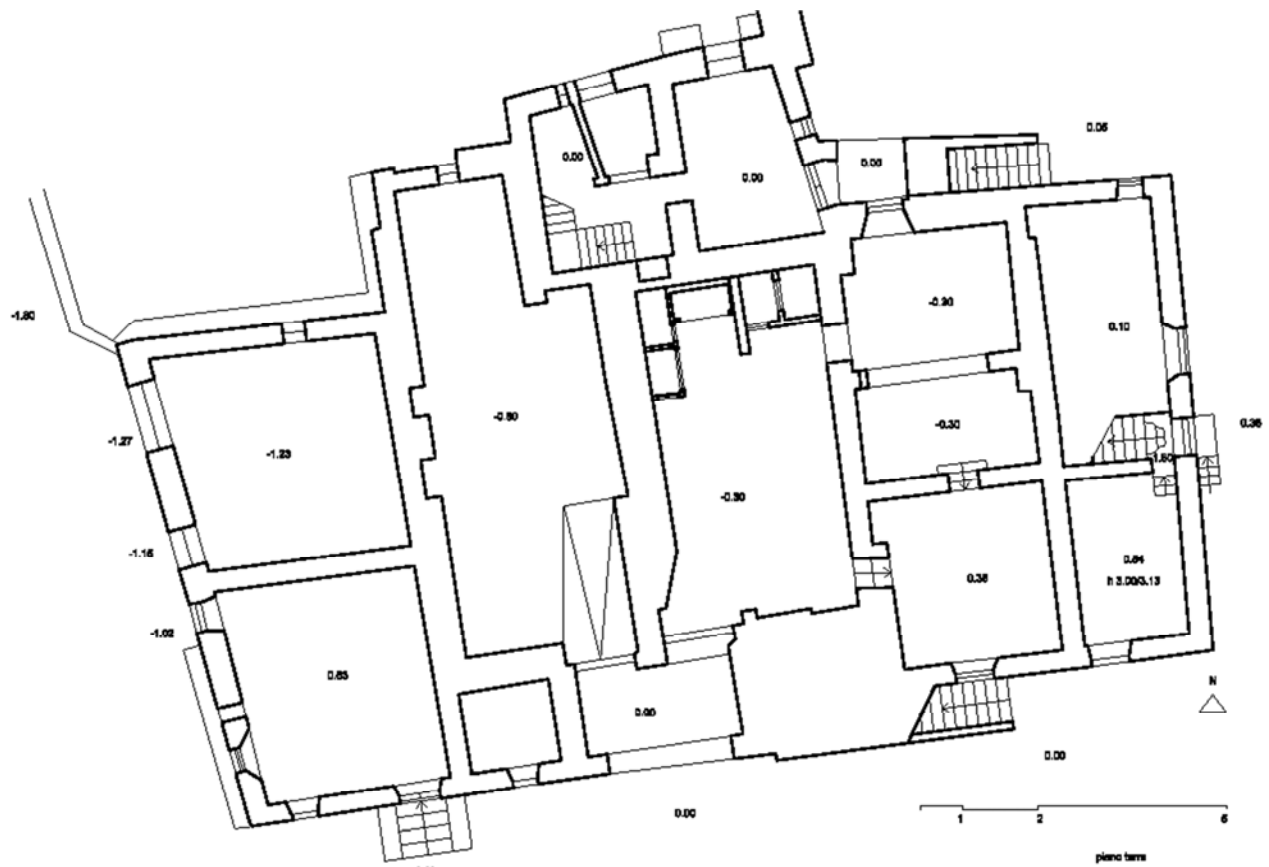


Fig. 4.19 Planimetria del piano terra. Scala 1:200



Fig. 4.20 Planimetria del piano primo. Scala 1:200

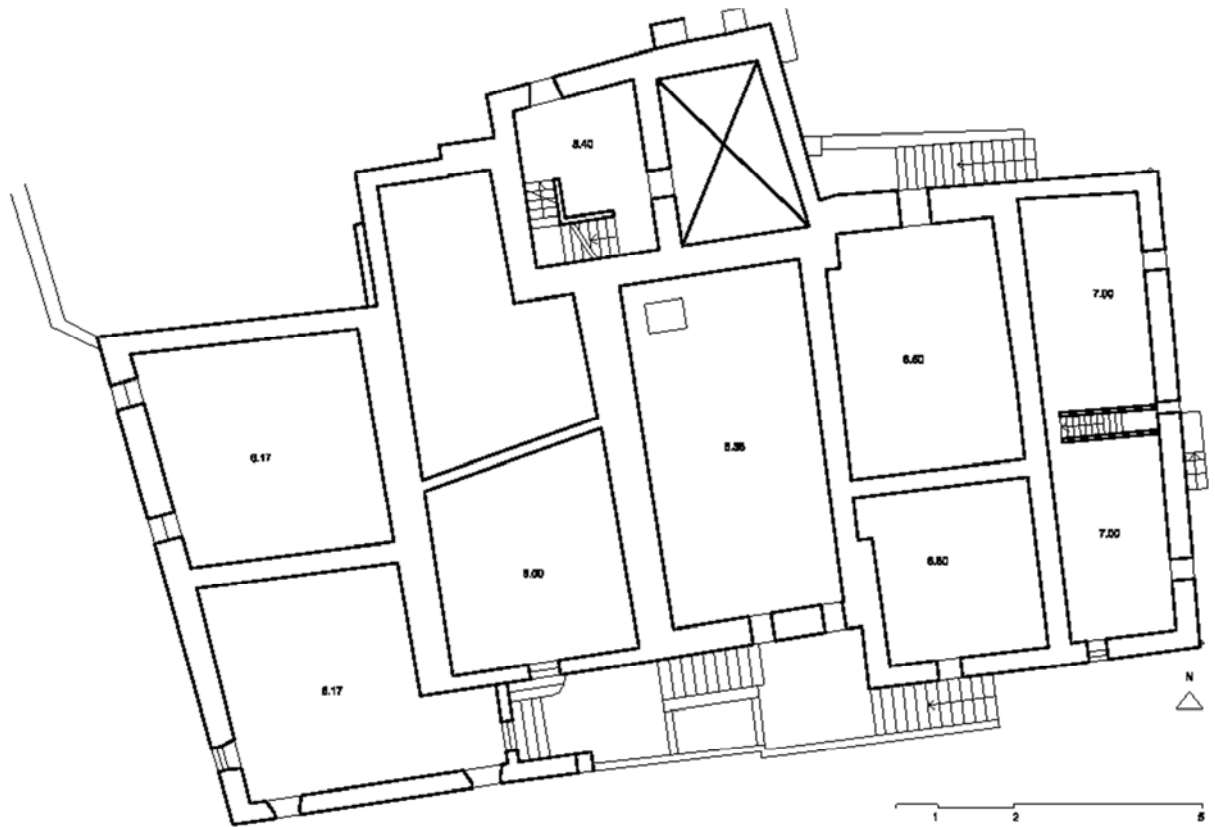


Fig. 4.21 Planimetria del piano secondo. Scala 1:200

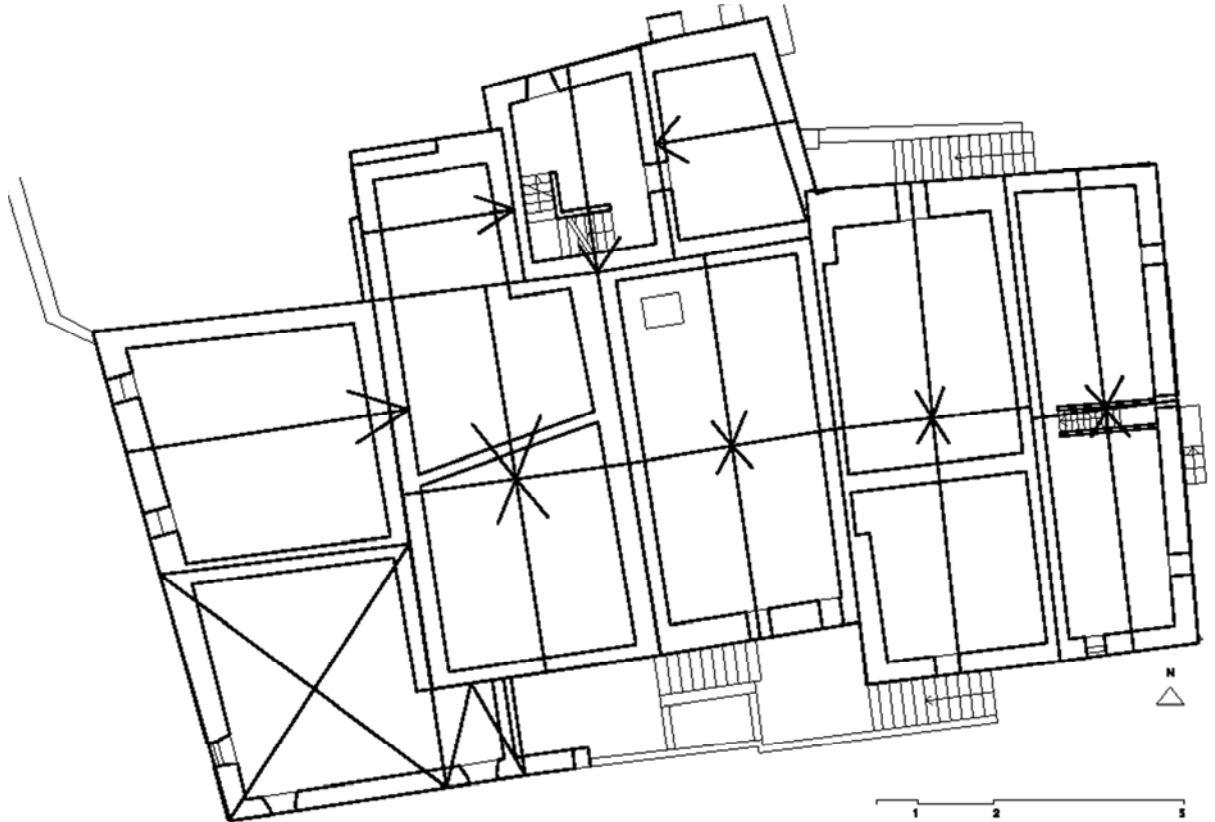


Fig. 4.22 Planimetria della copertura. Scala 1:200

Come richiesto dal percorso della conoscenza illustrato al capitolo 2 non ci si è limitati al solo rilievo dell'aggregato, ma si è studiata l'evoluzione dello stesso negli anni, evidenziando anche le diverse fasi costruttive che ne danno l'attuale conformazione. In figura 4.23 si riporta la planimetria delle diverse fasi costruttive individuate.



Fig. 4.23 Individuazione delle Fasi costruttive dell'aggregato

4.3 PROPOSTA DI SCHEDE PER LA RACCOLTA DI DATI

Essendo l'obiettivo principale quello di determinare una procedura operativa celere che sia in grado di caratterizzare i parametri meccanici delle murature storiche per poi proseguire un'analisi di vulnerabilità sismica di borghi analoghi a quello di Civita, è necessario poter passare da modelli di microanalisi a modelli di macroanalisi. Un punto di contatto tra le due analisi è costituito dalla compilazione di schede di dettaglio, per ciascun campione murario scelto nell'edificio indagato, che consentano una loro elaborazione al fine di determinare dei parametri meccanici equivalenti da applicare alla muratura.

Il metodo si presta a descrivere dettagliatamente un paramento murario seppur esso presenti diverse caratteristiche, per esempio geometriche, in diversi punti.

La cooperazione tra diverse professionalità quali l'ingegnere, l'architetto e l'archeologo ha portato a delle schede di facile ed immediata compilazione comprensive di tutte le grandezze geometriche, e tutte le considerazioni sulla conservazione, necessarie per ricavare i parametri meccanici di interesse per la muratura analizzata.

Come riportato al §4.2, l'attenzione si è soffermata su un solo aggregato. Dalle planimetrie e dai prospetti si può notare l'irregolarità in planimetria ed in alzato del manufatto. Lo stato attuale della costruzione è il risultato di un susseguirsi di lavorazioni sullo stesso con le quali si sono demolite, ampliate o aggiunte nuove porzioni d'edificio. Lo stato di conservazione delle mura è discreto, alcuni blocchi presentano fessure verticali, la malta è di bassa qualità, degradata e di facile disgregazione. Le tipologie murarie sono differenti anche all'interno della stessa parete. Per questo motivo si sono indagati tanti campioni quante sono le diverse configurazioni trovate. Di tutto l'edificio si sono individuati 16 campioni murari rappresentativi, alcuni riportati in figura 4.24. Si può notare come sullo stesso aggregato possano presentarsi blocchi regolari di grande pezzatura o blocchi irregolari di piccola pezzatura, oppure giunti di malta molto sottili o molto spessi. Le informazioni che devono essere raccolte devono riguardare, per esempio, le dimensioni dei blocchi, le dimensioni dei giunti verticali e dei letti di malta, il grado di sfalsamento tra i diversi blocchi, la composizione e lo stato di conservazione della malta.

Per ciascuna porzione di pannello murario di uguale realizzazione, denominata USM "Unità Stratigrafica Muraria", costituenti l'edificio, si redige una scheda nella quale viene specificato il numero di campioni caratteristici di tecnica muraria, "TM" individuati al suo interno, figura

4.25. Generalmente è presente una “TM” per ciascuna USM; ciò non è sempre vero, per esempio, si presentano casi in cui è necessario procedere alla rilevazione di diversi campioni per una stessa USM per presenze di listature che ne camuffano la geometria. Per ogni campione riscontrato si compila la scheda di dettaglio come riportato in figura 4.26. Un esempio dell’utilità delle schede e delle informazioni che raccolgono è riportato al capitolo 8 nel quale si forniscono i parametri meccanici omogeneizzati per le pareti ovest e nord del fabbricato.

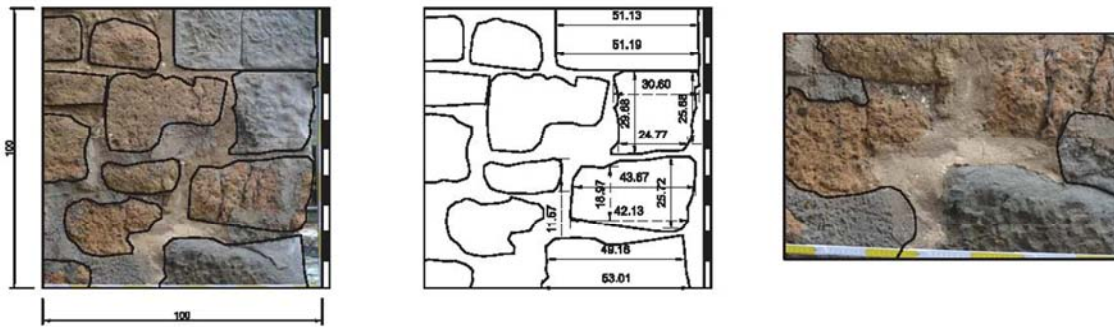


Fig. 4.24 Alcuni dei campioni murari indagati sull'aggregato

SCHEDA USM		13.1 prospetto ovest esterno - paramento		USM 1009
ESTENSIONE	<input type="checkbox"/> >2/3 <input type="checkbox"/> 2/3 - 1/3 <input checked="" type="checkbox"/> <1/3			
QUOTA	Livello 0			
RAPPORTI STRATIGRAFICI	Si appoggia a:	-		
	Anteriore a:	USR 1014, 1015; USM 1012		
	Contemporanea a:	1007, 1002, 1010??		
TECNICA MURARIA	Numero campione:	TM 04, 05		
	Analoga a:	TM 02	13.1 - USM 1002	
DATAZIONE	Relativa	Fase III	<u>ELEMENTI DATANTI</u>	
	Assoluta		<input checked="" type="checkbox"/> analisi stratigrafica <input checked="" type="checkbox"/> tecnica muraria <input type="checkbox"/> elementi architettonici	
	Ipotetica			
OSSERVAZIONI / INTERPRETAZIONI				



Fig. 4.25 USM 1009 Prospetto Ovest



SCHEDA MURATURE 13.1 prospetto ovest esterno - angolata campione 05 - USM 1009			
	MATERIALI	CARATTERISTICHE	DIMENSIONI
BLOCCO	<u>Litologia:</u> roccia magmatica effusiva (ignimbrite tefritico-fonolitica / tufo litoide a scorie nere), porosa, non stratificato; peperino.	<u>Lavorazione superficiale:</u> <input type="checkbox"/> nessuna <input type="checkbox"/> a spacco <input checked="" type="checkbox"/> sbazzatura <input checked="" type="checkbox"/> squadratura	<u>Blocco (h x b):</u> MIN.: 29.3 x 28 cm MAX.: 34 x 51 cm VAL. RAPPR.: altezzazza 34 x 23 cm - 34 x 50 cm
		<u>Colore:</u> Rosso/giallastro con scorie nere e pomici; grigio.	
		<u>Forma:</u> <input type="checkbox"/> irregolare <input checked="" type="checkbox"/> mediamente regolare <input type="checkbox"/> regolare	
GIUNTI	<u>Composizione malta:</u> malta di calce aerea e materiali a comportamento pozzolanico con calcinaroli	<u>Morfologia e finitura superficiale:</u> <input type="checkbox"/> a filo <input checked="" type="checkbox"/> rientrante <input type="checkbox"/> rifluente <input type="checkbox"/> degradata <input type="checkbox"/> lisciato <input type="checkbox"/> lisciato a scivolo <input type="checkbox"/> stiliato	<u>Spessore orizzontale:</u> MIN: 3 mm MAX: 30 mm VAL. RAPPR.: 15 mm
		<u>Colore:</u> marrone chiaro; inerti di colore nero, marrone.	
		<u>Inerti:</u> inerti tra 20 e 50 mm e calcinaroli.	<u>Spessore verticale:</u> MIN: 10 mm MAX: 130 mm
		<u>Consistenza impasto:</u> <input type="checkbox"/> decoesa <input type="checkbox"/> molto friabile <input type="checkbox"/> friabile <input checked="" type="checkbox"/> tenace	VAL. RAPPR.: 20 mm
TESSITURA	<input type="checkbox"/> senza corsi <input checked="" type="checkbox"/> a corsi sub-orizzontali <input type="checkbox"/> a corsi sub-orizzontali paralleli <input type="checkbox"/> a corsi orizzontali <input type="checkbox"/> a ricorsi		<u>Intervallo:</u>
	<input type="checkbox"/> sfalsamento dei giunti <input type="checkbox"/> presenza di zeppe <input type="checkbox"/> presenza di corsi di ripianamento		
INTONACO	non presente		
SEZIONE	<u>Composizione nucleo:</u>	<input type="checkbox"/> piena <input type="checkbox"/> semisacco <input type="checkbox"/> sacco <input checked="" type="checkbox"/> n. r.	<u>Spessore totale:</u> 0,60 m
	n. r.	<input type="checkbox"/> presenza di elementi di punta <input type="checkbox"/> presenza di diatoni	<u>Spessore del nucleo:</u> n. r.
DESCRIZIONE	Muratura in pietre magmatica effusiva (ignimbrite tefritico-fonolitica / tufo litoide a scorie nere, porosa) e peperino, sbazzate e squadrate, a corsi sub-orizzontali. Malta (non originaria) di calce aerea e materiali a comportamento pozzolanico, tenace. Giunti rientranti. Sezione non rilevabile, spessore murario 0,60 m.		
OSSERVAZIONI			

Fig. 4.26 Esempio di scheda compilata

CAPITOLO 5
MODELLO DI DANNO

5.1 MODELLI COSTITUTIVI PER MATERIALI QUASI FRAGILI BASATI SUL DANNO CONTINUO

Nel modellare il comportamento di materiali quasi fragili si può far riferimento a due modelli di fessura. La fessura discreta e la fessura diffusa. Nei modelli a fessura discreta la rottura del materiale è rappresentata con lo sdoppiamento di un nodo quando in esso venga superata la tensione principale di trazione, l'operazione comporta l'aggiornamento costante della mesh in relazione all'evolvere delle fessure. Differentemente nei modelli a fessura diffusa la rottura è distribuita su una banda di elementi finiti. In quest'ultimo metodo la fessura viene rappresentata variando in modo opportuno la matrice di elasticità del materiale senza variare il numero di nodi del sistema. Le diverse tipologie di fessura sono evidenziate in figura 5.1.

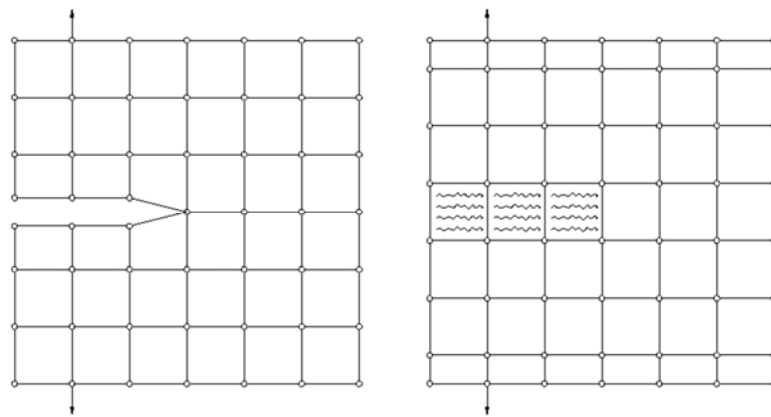


Fig. 5.1 Rappresentazione di un modello a fessure discreta e di un modello a fessura diffusa

5.2 MECCANICA DEL DANNO CONTINUO

La meccanica del danno descrive l'evolvere dello stato di danneggiamento in un materiale. L'evoluzione del danno è correlata ad un progressivo degrado del materiale che vede variare gran parte delle sue proprietà. All'evolvere del danno il materiale muta la propria resistenza, rigidità, le caratteristiche plastiche e viscoplastiche.

5.2.1 Volume rappresentativo

Nella meccanica del danno si introduce il concetto di un mezzo ideale continuo con cui approssimare il materiale danneggiato discontinuo ed eterogeneo. L'elemento di volume rappresentativo (RVE) consente di stabilire una corrispondenza tra un volume finito del solido eterogeneo danneggiato ed un punto materiale nel solido equivalente non danneggiato. Il volume rappresentativo deve avere determinate caratteristiche atte a descrivere un numero sufficiente di micro e macro vuoti e a far ritenere omogeneo lo stato di tensione e

deformazione che in esso si genera. La dimensione minima del RVE dipende dal tipo di materiale e dalle disomogeneità presenti. Un volume è rappresentativo se la rigidità valutata in seguito a due prove condotte assoggettando l'elemento a spostamenti uniformi e forze uniformi sulla superficie sono uguali.

5.2.2 Variabile di danno

Nella meccanica del continuo la distribuzione dei difetti viene diffusa nel materiale idealizzato e lo stato del danno presente in un punto materiale viene descritto da una variabile interna chiamata variabile di danno. Quest'ultima è legata alla distribuzione delle microfessure nel RVE, la sua definizione risale a Kachanov (1958) secondo il quale:

dato un corpo danneggiato, si consideri un punto P con il relativo RVE ed un piano di normale n . Sia δA l'area della superficie di intersezione di questo piano con il RVE, δA_D la parte di δA occupata da microdifetti, microfessure o microvuoti. Detta $\delta \bar{A}$ l'area effettiva resistente, differenza delle precedenti, la variabile di danno è definita come:

$$d = \frac{\delta A_D}{\delta A} = 1 - \frac{\delta \bar{A}}{\delta A} \quad (1)$$

Fisicamente essa rappresenta l'area relativa delle fessure e delle cavità presenti nell'area intercettata dal piano di normale n .

Da un punto di vista matematico, facendo tendere δA a zero, essa rappresenta la densità superficiale di difetti nel materiale.

$d = 0$ corrisponde allo stato non danneggiato del materiale;

$d = 1$ corrisponde ad un completo danneggiamento del materiale. L'elemento di volume è rotto in due parti secondo un piano normale ad n .

$0 < d < 1$ caratterizza lo stato di danno presente.

La variabile di danno è una grandezza sempre crescente associata alla direzione della normale n . Quando i microdifetti sono uniformemente distribuiti in tutte le direzioni ed hanno forma quasi sferica si può ritenere che la variabile di danno sia indipendente dall'orientazione n e che solo una grandezza scalare sia sufficiente a caratterizzare lo stato di danno presente. In tal caso si parla di danno isotropo e la variabile di danno è una grandezza scalare non associata ad alcuna direzione. Il danno isotropo bene si adatta anche al caso di materiali non duttili, ad esso è correlata una semplicità computazionale. Nella realtà le fessure si instaurano perpendicolarmente alle direzioni principali di trazione, il danno evolve in funzione della direzione delle tensioni o deformazioni. Allo scopo di studiare questi casi si sono sviluppati modelli di danno anisotropo.

5.2.3 Modelli di danno continuo basati sull'equivalenza delle deformazioni

Si considera un corpo danneggiato nella configurazione corrente caratterizzato dalla coppia di variabili (σ, ε) , dove ε è il tensore delle piccole deformazioni e σ il tensore delle tensioni di Cauchy. Si considera, per esso, uno stato fittizio non danneggiato. La definizione delle variabili $(\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon})$ che caratterizzano lo stato ideale elastico del corpo è basata su concetti di equivalenza delle deformazioni, delle tensioni e dell'energia.

Le variabili effettive, associate allo stato fittizio non danneggiato, sono definite in modo che le deformazioni o le tensioni o l'energia nello stato reale siano uguali alle grandezze dello stato fittizio elastico.

5.2.3.1 Principio di equivalenza delle deformazioni – concetto della tensione effettiva

Il principio di equivalenza delle deformazioni stabilisce che: “La deformazione associata ad un dato stato di danno sotto una tensione applicata σ è equivalente alla deformazione associata allo stato non danneggiato sotto la stessa tensione effettiva $\bar{\sigma}$ ”. Il principio è esemplificato nella figura 5.2.

Il tensore delle deformazioni effettive $\bar{\varepsilon}$ definisce la tensione che dovrebbe essere applicata al materiale non danneggiato per causare lo stesso tensore delle deformazioni ε che si osserva nel materiale danneggiato soggetto alla tensione corrente σ .

Nel caso di danno isotropo, descritto dalla variabile scalare d , vale la seguente definizione di variabili effettive:

$$\bar{\varepsilon}(\bar{\sigma}, 0) = \varepsilon(\sigma, d) \qquad \bar{\sigma} = \frac{\sigma}{1-d} \qquad (2)$$

Indicata con D la variabile di danno interna, che può essere costituita da una grandezza scalare, vettoriale o tensoriale, si definisce il tensore del quarto ordine M , operatore “effetto di danno”, che caratterizza lo stato di danno e trasforma il tensore delle tensioni reali nel tensore delle tensioni effettive:

$$\bar{\sigma} = M^{-1}(D):\sigma \qquad (3)$$

Il simbolo $(:)$ indica la composizione tensoriale con due indici saturati. Nel caso particolare di danno isotropo si ha $M(D) = (1-d)I$, dove I è il tensore identità del quarto ordine.

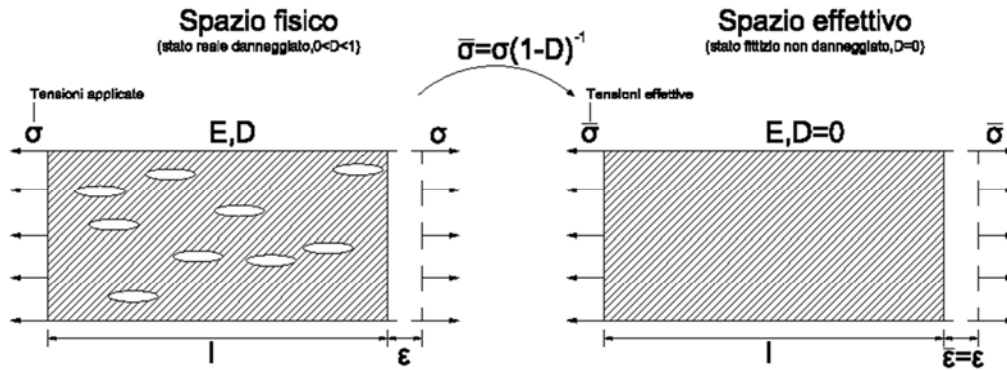


Fig. 5.2 Principio di equivalenza delle deformazioni

La definizione di variabile interna di danno porta direttamente alla definizione di tensione effettiva, la quale rappresenta la tensione in un punto materiale rapportata alla superficie $\delta\bar{A}$ del corpo effettivamente resistente agli sforzi applicati. Il significato di tensione effettiva è schematicamente rappresentato in figura 5.3 in un caso monodimensionale: s rappresenta la sezione nominale dove è applicata l'usuale tensione di Cauchy σ , e \bar{s} la sezione effettivamente resistente alla quale è applicata $\bar{\sigma}$.

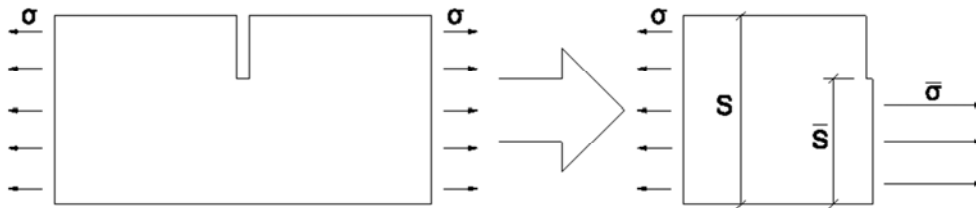


Fig. 5.3 Tensione nominale e tensione effettiva $\bar{\sigma}$

Si possono infine determinare le relazioni esistenti tra le proprietà elastiche del materiale danneggiato e quelle del materiale nel suo stato non danneggiato, ovvero nel caso monodimensionale tra la \bar{E} e la E . Si considera un elemento monodimensionale di sezione trasversale totale S sottoposto ad una forza di trazione monoassiale di intensità F . Il suo stato danneggiato sia caratterizzato da una variabile di danno D , da un modulo elastico \bar{E} e da una porzione S_D di area S occupata da microdifetti. Le relazioni di elasticità scritte rispettivamente per lo stato danneggiato e per lo stato fittizio non danneggiato sono:

$$\sigma = \bar{E} \varepsilon \quad e \quad \bar{\sigma} = E \bar{\varepsilon} \tag{4}$$

Definendo la tensione effettiva come tensione rapportata all'area netta del materiale:

$$\bar{\sigma} = \frac{F}{A - A_D} = \frac{F}{A(1 - d)} = \frac{\sigma}{1 - d} \tag{5}$$

Introducendo l'ipotesi di equivalenza delle deformazioni $\bar{\varepsilon} = \varepsilon$ si ha:

$$\bar{E} = E(1 - d) \tag{6}$$

In generale nell'ambito della formulazione legata all'ipotesi dell'equivalenza delle deformazioni, la relazione di elasticità del materiale danneggiato può essere scritta in questo modo [Chaboche et al (1995)]:

$$\sigma = \bar{\Lambda}(D) : \varepsilon \quad (7)$$

$$\bar{\Lambda}(D) = \frac{1}{2} (M : \Lambda + \Lambda : M) \quad (8)$$

Dove Λ e $\bar{\Lambda}$ rappresentano rispettivamente il tensore di elasticità del materiale non danneggiato e del materiale danneggiato. È chiaro che nel caso di danno isotropo e di stato monoassiale l'equazione sopra si riconduce alla 6.

Il principio di equivalenza delle deformazioni comporta come conseguenza che il modulo di Poisson non è influenzato dallo sviluppo del danno, in altri termini $\bar{\nu} = \nu$, e conseguentemente uno stato di trazione monoassiale comporta uno sviluppo di danno nel materiale solo nella direzione delle tensioni.

5.2.4 Termodinamica del danno

È fondamentale introdurre la termodinamica del danno in quanto la meccanica del danno si basa sui processi termodinamici irreversibili; il primo ed il secondo principio della termodinamica sono soddisfatti in forma chiusa e sistematica. Nella termodinamica irreversibile vanno considerate le grandezze locali quali la temperatura e pressione in un punto, densità di entropia, di massa, di energia, ecc.. Le variabili diventano funzioni del tempo. Lo stato termodinamico di un corpo in un determinato punto ed istante risulta definito da un insieme di variabili di stato che consentono di seguire l'evoluzione del continuo. Assegnando ad esse una funzione analitica è possibile definire il potenziale di stato, rappresentativo della situazione corrente. Per ogni variabile di stato V_k va definita una variabile associata A_k , una forza termodinamica generalizzata. A_k non è una vera e propria forza, è un gradiente. Il prodotto tra le variabili associate e le variabili di stato fornisce la potenza sviluppata durante una trasformazione che comporta un cambiamento di stato nel materiale.

Altro potenziale è quello di dissipazione, funzione delle variabili associate, consente di descrivere la legge di evoluzione delle variabili di stato. I due potenziali esposti consentono di ricavare le relazioni che governano il comportamento di un materiale:

Legge di stato definite a partire dal potenziale di stato. Forniscono il valore delle variabili associate. Possono essere chiamate leggi costitutive dei materiali.

Leggi di evoluzione definite a partire dal potenziale di dissipazione. Forniscono la variazione delle variabili di stato. Seguendo la trattazione di Lemaitre (1985), vengono introdotte le seguenti variabili per esprimere una legge costitutiva elasto – plasto – danno in ipotesi di piccole deformazioni:

- Il tensore deformazione totale ε ;
- Il tensore deformazione elastica ε^e ;
- Il tensore deformazione plastica $\varepsilon^p = \varepsilon - \varepsilon^e$;
- La variabile di incrudimento cinematico \mathbf{X} , che rappresenta la traslazione della superficie di snervamento nello spazio delle tensioni, e la variabile scalare di incrudimento isotropico R , che rappresenta l'incremento del "raggio" della superficie di snervamento. Le corrispondenti variabili di stato sono rispettivamente α e p . Associate con \mathbf{X} e R esse definiscono la potenza dissipata dalle microtensioni interne presenti nel corpo ($\mathbf{X}:\dot{\alpha}$) e la potenza dissipata per incrementare la tensione di snervamento ($R \dot{p}$);
- La variabile di danno D e la corrispondente variabile termodinamicamente associata Y in modo che ($Y \dot{D}$) rappresenta la potenza dissipata per un incremento di danno \dot{D} ;
- La variabile di temperatura T insieme alla sua variabile associata l'entropia S .

5.2.4.1 Disuguaglianza di Clausius – Duhem

La disuguaglianza di Clausius – Duhem, in piccole deformazioni, che deve essere soddisfatta per ogni processo reversibile, assume la forma:

$$\sigma:\dot{\varepsilon} - \rho(\dot{\psi} - s\dot{T}) - \frac{q}{T} \text{grad } T \geq 0 \quad (9)$$

dove:

σ, ε sono il tensore delle tensioni e deformazioni;

ρ è la densità di massa;

ψ è l'energia libera specifica di Helmotz;

s è l'entropia specifica;

T è la temperatura assoluta;

q è il flusso di calore;

Limitandoci all'ambito puramente meccanico la relazione sopra assume la forma ridotta:

$$\sigma:\dot{\varepsilon} - \rho\dot{\psi} \geq 0 \quad (10)$$

5.2.4.2 Potenziale termodinamico e potenziale di dissipazione

La scelta di variabili di stato osservabili ed interne, del potenziale termodinamico e delle leggi di evoluzione consentono di caratterizzare modelli costitutivi termodinamicamente consistenti.

Si assume la decomposizione del tensore delle deformazioni nelle sua parti elastica e plastica ed il principio di equivalenza delle deformazioni:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (11)$$

Come potenziale termodinamico è assunta l'energia libera di Helmholtz, Ψ . È una funzione convessa¹ di tutte le variabili di stato da cui derivano le leggi di stato e le variabili associate che corrispondono ai fenomeni dissipativi. Nel caso di elasto-plasticità classica Ψ dipende dalle deformazioni solo per mezzo di ε^e : $\Psi(\varepsilon, T, \varepsilon^e, \varepsilon^p, \alpha, p, D) = \Psi(T, \varepsilon^e, \alpha, p, D)$ (12)

Lemaitre assume nel caso di danno isotropo in condizioni elastiche isoterme:

$$\Psi = (1 - d)\Psi^0(\varepsilon^e) + \Psi^p(\alpha, p) \quad (13)$$

Dove d è la variabile di danno, Ψ^0 rappresenta l'energia potenziale elastica specifica del materiale allo stato iniziale non danneggiato e Ψ^p rappresenta l'energia potenziale plastica.

Definito il potenziale energia libera, tenendo conto delle (10) e (11) si ottengono le leggi costitutive del materiale e l'equazione del rateo di produzione di entropia specifica:

$$\sigma = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} \quad (14)$$

$$s = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial T} \quad (15)$$

$$\sigma : \dot{\varepsilon}^p - X : \dot{\alpha} - R\dot{p} - Y\dot{D} - q \frac{\text{grad } T}{T} \geq 0 \quad (16)$$

Dove, come già visto nel paragrafo precedente, σ, X, R, Y e $\frac{\text{grad } T}{T}$ rappresentano le forze termodinamiche coniugate alle corrispondenti variabili di stato.

Y è così definita:

$$Y = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial D} \quad (17)$$

Nel caso si adotti l'espressione di Ψ dell'espressione X, si ha:

$$Y = -\Psi^0(\varepsilon) = -\frac{1}{2} E : \varepsilon^e : \varepsilon^e \quad (18)$$

¹ Una funzione convessa soddisfa la relazione $\Psi(\alpha \varepsilon_1 + (1 - \alpha) \varepsilon_2) \leq \alpha \Psi(\varepsilon_1) + (1 - \alpha) \Psi(\varepsilon_2)$ con $\alpha \in [0,1]$

La forza termodinamica ($-Y$) coniugata con la variabile di danno d è l'energia libera di deformazione elastica.

Le leggi di evoluzione delle variabili di stato meccaniche $(\varepsilon^p, \alpha, p, D)$ si assume che siano indipendenti da un potenziale Φ^* , funzione convessa di tutte le variabili duali $(\sigma, X, R, Y, e \frac{grad T}{T})$ in cui le variabili di stato compaiono come parametri:

$$\Phi^* = \left(\sigma, X, R, Y, \frac{grad T}{T}, \varepsilon, T, \varepsilon^e, \varepsilon^p, \alpha, p, D \right) \quad (19)$$

Le legge di normalità generalizzata si esprime così:

$$\begin{aligned} \varepsilon^p &= \frac{\partial \Phi^*}{\partial \sigma}, & \dot{\alpha} &= -\frac{\partial \Phi^*}{\partial X}, \\ \dot{p} &= -\frac{\partial \Phi^*}{\partial R}, & \dot{D} &= -\frac{\partial \Phi^*}{\partial Y}, \end{aligned} \quad (20)$$

5.2.5 Criterio di danno

Analogamente alla plasticità, si deve individuare una funzione scalare g di danno. L'equazione $g = 0$ definisce una superficie di danno che individua tutti gli stati tensionali e deformativi che si possono raggiungere senza lo svilupparsi di danneggiamenti, senza incrementi della variabile di danno.

Si può assumere che la sua forma non cambi radicalmente con l'evoluzione del danno. Nel caso di danno isotropo viene generalmente indicata come:

$$g = g(\bar{\varepsilon}, \bar{\sigma}, k) \quad (21)$$

$\bar{\varepsilon}, \bar{\sigma}$ sono delle opportune funzioni a valori scalari rispettivamente del tensore delle deformazioni e delle tensioni, che sono spesso chiamate deformazione e tensione equivalente. k è una variabile dipendente dalla storia di carico.

La funzione g di carico ed il rateo della variabile k devono soddisfare le condizioni di Kuhn-Tucker di carico-scarico:

$$g \leq 0 \quad \dot{k} \geq 0 \quad g\dot{k} = 0$$

La superficie di danno separa stati ammissibili da stati non ammissibili.

Supponendo che il punto rappresentativo dello stato di deformazione si trovi sulla superficie caratterizzante uno stato non danneggiato $g(\varepsilon, D) = 0$, considerato un incremento di deformazione $d(\varepsilon)$, ci si può trovare nelle condizioni seguenti:

$$g = 0 \text{ e } dg < 0 \quad \Rightarrow \quad \text{scarico elastico}$$

$$g = 0 \text{ e } dg = 0 \text{ con } \frac{\partial g}{\partial \varepsilon_{ij}} d\varepsilon_{ij} > 0 \quad \Rightarrow \quad \text{carico con evoluzione di danno;}$$

$g = 0$ e $dg = 0$ con $\frac{\partial g}{\partial \varepsilon_{ij}} d\varepsilon_{ij} = 0 \Rightarrow$ carico neutro – senza evoluzione di danno,

Nel secondo caso l'incremento di deformazione che comporta $dg(\varepsilon + d\varepsilon, D) > 0$ deve essere associato ad un incremento di danno dD cosicchè il punto caratterizzato da $(\varepsilon + d\varepsilon, D + dD)$ rappresenti uno stato ammissibile e si abbia così $dg(\varepsilon + d\varepsilon, D + dD) = 0$.

5.3 MODELLO DI DANNO ISOTROPO A DUE PARAMETRI

Il modello di danno adottato, presentato di seguito, è stato ideato per il materiale calcestruzzo armato ma vista la sua costruzione si è deciso di applicarlo anche al materiale muratura. Il modello di danno adottato è basato sul modello di danno isotropo descritto da Faria e Oliver, ed è stato arricchito dal gruppo di ricerca, dell'Università di Padova, menzionato in introduzione. È in grado di rappresentare il comportamento del calcestruzzo sotto azioni statiche e dinamiche in presenza di danno chimico.

Prima di esporre il modello di danno è necessario introdurre il potenziale di energia libera di Helmholtz.

5.3.1 Potenziale energia libera di Helmotz

Data l'importanza che assumerà nella trattazione successiva si riscrive la relazione che fornisce il tensore delle tensioni effettive che si utilizzerà nel seguito:

$$\bar{\sigma}(\varepsilon, \varepsilon^P) = D_0: (\varepsilon - \varepsilon^P) \quad (22)$$

con D_0 tensore simmetrico del 4° ordine di elasticità lineare del materiale. La macro-risposta del materiale è determinata dalle sole microfessure attive, o meglio aperte, che comportano una discontinuità locale del campo di deformazione. Per tener conto dello stato in cui si trovano le microfessure si è introdotta la decomposizione del tensore delle tensioni effettive nella sua posizione positiva, legata alle tensioni di trazione, e negativa, legata alle tensioni di compressione, secondo le seguenti definizioni:

$$\bar{\sigma}^+ = \langle \bar{\sigma} \rangle = \sum_{i=1}^3 \langle \bar{\sigma}_i \rangle p_i \otimes p_i \quad (23)$$

$$\bar{\sigma}^- = \langle -\bar{\sigma} \rangle = \sum_{i=1}^3 \langle -\bar{\sigma}_i \rangle p_i \otimes p_i = \bar{\sigma} - \bar{\sigma}^+ \quad (24)$$

Nelle quali $\bar{\sigma}_i$ rappresenta la tensione effettiva principale i -esima, p_i è il versore della direzione principale corrispondente, con il simbolo \otimes si indica il prodotto tensoriale e con il simbolo $\langle \dots \rangle$ si intende l'operatore di MacAuley¹.

Si è assunto un potenziale di energia libera di Helmholtz così definito [Faria and Oliver (1993)]:

$$\Psi(\varepsilon, \varepsilon^p, d^+, d^-) = (1 - d^+) \Psi_0^+(\varepsilon, \varepsilon^p) + (1 - d^-) \Psi_0^-(\varepsilon, \varepsilon^p) \quad (25)$$

Dove Ψ_0^+ e Ψ_0^- rappresentano l'energia libera elastica associata rispettivamente alla parte positiva e alla parte negativa del tensore delle tensioni:

$$\Psi_0^+ = \Psi_0^+(\bar{\sigma}(\varepsilon, \varepsilon^p)) = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^+ : D_0^{-1} : \bar{\sigma} \quad (26)$$

$$\Psi_0^- = \Psi_0^-(\bar{\sigma}(\varepsilon, \varepsilon^p)) = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^- : D_0^{-1} : \bar{\sigma} \quad (27)$$

Con D_0^{-1} l'inverso del tensore di elasticità lineare che può essere scritto così:

$$D_0^{-1}{}_{ijkl} = D_0^{-1}{}_{ijkl} = \frac{1}{E} \left[\frac{1+\nu}{2} (\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) - \nu\delta_{ij}\delta_{kl} \right] \quad (28)$$

Con il solito significato per i simboli: E modulo di Young, ν coefficiente di Poisson e δ la delta di Kronecker.

Si può dimostrare che il potenziale di energia libera definito sopra in assenza di danno e plasticità ($d^+ = d^- = 0$; $\varepsilon^p = 0$) è uguale all'energia libera elastica Ψ_0 , soddisfacendo così ad un fondamentale requisito termodinamico, si ha infatti:

$$\Psi_0 = \Psi_0^+ + \Psi_0^- = \frac{1}{2} (\bar{\sigma}^+ + \bar{\sigma}^-) : D_0^{-1} : \bar{\sigma} = \frac{1}{2} \varepsilon : D_0 : \varepsilon \geq 0 \quad (29)$$

A partire dalle definizioni di energia libera associata alla parte positiva e negativa, è possibile dimostrare la positività delle due componenti di energia libera:

$$\Psi_0^+ \geq 0 \quad ; \quad \Psi_0^- \geq 0 \quad (30)$$

Osservando inoltre che, per definizione, le variabili di danno devono soddisfare:

$$1 \geq d^+ \geq 0 \quad ; \quad 1 \geq d^- \geq 0 \quad (31)$$

si può concludere che vale:

$$\Psi = (1 - d^+) \Psi_0^+ + (1 - d^-) \Psi_0^- \quad (32)$$

Derivando il potenziale termodinamico, si ricavano le variabili termodinamiche associate alle variabili di danno:

$$-Y^+ = -\frac{\partial \Psi}{\partial d^+} = \Psi_0^+ \quad (33)$$

$$-Y^- = -\frac{\partial \Psi}{\partial d^-} = \Psi_0^- \quad (34)$$

ciascuna di queste forze termodinamiche, $-Y^+$ e $-Y^-$, rappresenta il tasso di restituzione di energia di deformazione elastica associato ad una variazione unitaria della corrispondente

variabile di danno. Esse hanno significato analogo all'energia di frattura G della meccanica della frattura.

5.3.2 Criterio di danno

Si introduce la grandezza scalare tensione equivalente la quale rappresenta una norma del tensore delle tensioni con la quale è possibile la trasformazione di stati triassiali in monoassiali equivalenti, consentendo un rapido confronto tra i differenti stati di tensione. Lo stato tensionale è stato scomposto nelle due componenti positiva e negativa, altrettanto si definiscono due tensioni equivalenti τ^+ e τ^- legate rispettivamente alla parte positiva e negativa. Il modello di danno si basa su quello di Faria and Oliver (1993) modificato da Scotta (1997) ed implementato da Berto. Nel modello di Faria and Oliver (1993) le tensioni sono definite attraverso:

$$\bar{\tau}^+ = \sqrt{\sigma^+ : C_0^{-1} : \sigma^+} \quad (35)$$

Per la parte negativa della tensione equivalente è adottata la relazione basata sul criterio di resistenza dei materiali di Drucker-Prager:

$$\bar{\tau}^- = \sqrt{\sqrt{3}(K\bar{\sigma}_{oct}^- + \bar{\tau}_{oct}^-)} \quad (36)$$

Nelle relazioni C_0 è il tensore del quarto ordine del legame costitutivo, σ_{oct} e τ_{oct} sono le tensioni ottaedrali² normale e tangenziale, rispettivamente ottenute a partire dal tensore $\bar{\sigma}$, K è uno scalare proprietà del materiale, controllo sull'angolo del cono di Drucker-Prager. K dipende dal rapporto R_0 tra le tensioni di compressione 2D e 1D secondo la seguente relazione:

$$K = \sqrt{2} \frac{1 - R_0}{1 - 2R_0} \quad (37)$$

Nella nuova formulazione si ritrova un criterio di danno univoco dipendente da due variabili interne indipendenti di danno, d^+ per le tensioni di trazione e d^- per le tensioni di

² Le espressioni delle tensioni ottaedrali $\bar{\sigma}_{oct}$ e $\bar{\tau}_{oct}$ relative ad un generico stato tensionale σ caratterizzato dalle tensioni principali σ_i sono:

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3} tr(\sigma) = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 \sigma_i \quad \tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3} J_2} = \sqrt{\frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 (\sigma_i - \sigma_{oct})^2}$$

Il parametro K viene fatto dipendere dal rapporto fra la resistenza a compressione del materiale in campo biassiale e quello monoassiale.

compressione, andando a modificare il modello di Faria e Oliver, il quale rappresenta lo stato biassiale di tensione-compressione attraverso due criteri di danno distinti:

$$g(\tau^+, r^+) = \tau^+ - r^+ \leq 0 \tag{38}$$

$$g(\tau^-, r^-) = \tau^- - r^- \leq 0 \tag{39}$$

Dove r^+ e r^- rappresentano la soglia corrente della superficie di danneggiamento. Allo stato iniziale elastico, prima che sia applicato al materiale alcun tipo di carico, essi assumono rispettivamente i valori r_0^+ e r_0^- proprietà del materiale che ne definiscono il limite del dominio elastico-lineare.

L'evoluzione del danno tiene conto dell'interazione tra l'evoluzione del danno negativo e del danno positivo secondo la relazione:

$$g(\bar{\tau}^+, \bar{\tau}^-, r^+, r^-,) = \left(\frac{\bar{\tau}^+}{r^+}\right)^2 + \left(\frac{\bar{\tau}^-}{r^-}\right)^2 - 1 = 0 \tag{40}$$

$\bar{\tau}^+$ e $\bar{\tau}^-$ sono determinati con relazioni differenzi dalle precedenti. In particolare le seguenti relazioni sono adottate in questo lavoro:

$$\bar{\tau}^+ = \sqrt{E \cdot \bar{\sigma}^+ : C_0^{-1} : \bar{\sigma}^+} \tag{41}$$

$$\bar{\tau}^- = \sqrt{3}(K\bar{\sigma}_{oct}^- + \bar{\tau}_{oct}^-) \tag{42}$$

La superficie di danno ottenuta col modello è riportata in figura 5.4.

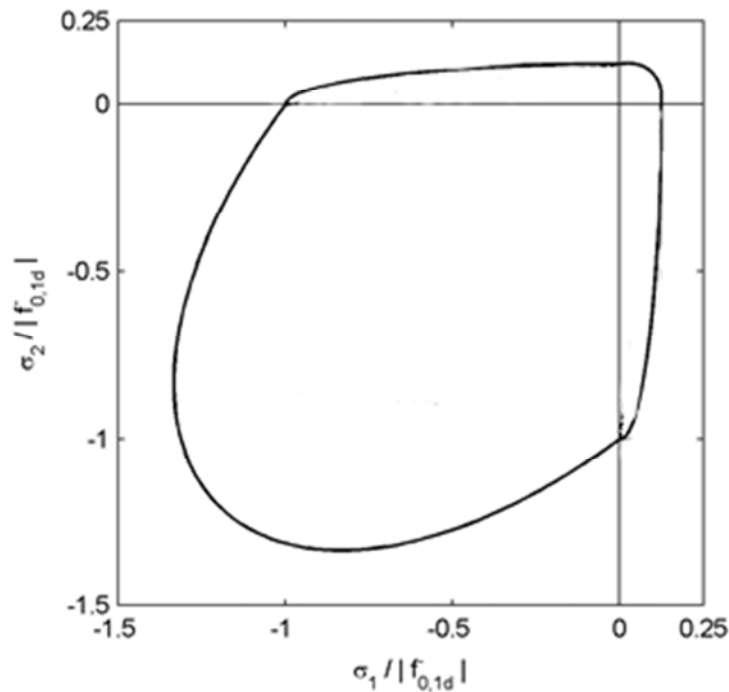


Fig. 5.4 Dominio di resistenza del modello di danno adottato

La legge costitutiva assunta può essere scritta come:

$$\sigma = (1 - d^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}^- \quad (43)$$

5.3.3 Evoluzione delle variabili di danno

5.3.3.1 Leggi di evoluzione adottate

Con le variabili di danno che dipendono dalle tensioni equivalenti secondo le seguenti espressioni:

Trazione

$$d^+ = 1 - \frac{r_0^+}{\bar{\tau}^+} \exp\left(A^+ \left(1 - \frac{\bar{\tau}^+}{r_0^+}\right)\right) \quad (44)$$

$$A^+ = \left[(1 - \beta) \left(\frac{G_f E_0}{l_c^{(e)} (f_t)^2} - \frac{1}{2} \right) \right]^{-1} \quad (45)$$

Con G_f energia di frattura del materiale, E modulo di Young, $l_c^{(e)}$ lunghezza caratteristica, nella formulazione locale è pari alla dimensione degli elementi finiti utilizzati nella discretizzazione, f_t è la resistenza a trazione monoassiale del materiale.

Compressione

$$d^- = 1 - \left(\frac{r_0^-}{\bar{\tau}^-} \right)^{0.5} \left(1 - A^- \right) - A^- \exp \left[B^- \left(1 - \left(\frac{\bar{\tau}^-}{r_0^-} \right)^{0.5} \right) \right] \quad (46)$$

r_0^- e r_0^+ sono gli stati di danno iniziali. A^- , B^- sono parametri del materiale tali da fornire una legge costitutiva simile al legame $\sigma - \varepsilon$ ottenibile da prove sperimentali.

5.3.4 Evoluzione del tensore di deformazione plastica

L'evoluzione delle deformazioni plastiche è descritta dalla legge:

$$\dot{\varepsilon}^p = \beta E \frac{\langle \bar{\sigma} : \dot{\varepsilon} \rangle}{\bar{\sigma} : \bar{\sigma}} C_0^{-1} : \bar{\sigma} \quad (47)$$

Dove $\beta \geq 0$ è un parametro del materiale che controlla l'intensità della deformazione inelastica. L'influenza del parametro β nel legame costitutivo del materiale è rappresentata in figura 5.5. Le parentesi di MacAuley assicurano un valore non negativo del prodotto $\bar{\sigma} : \dot{\varepsilon}$, requisito essenziale per garantire una dissipazione energetica non negativa.

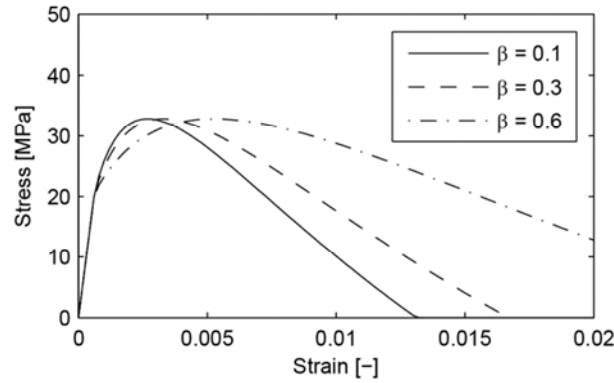


Fig. 5.5 Effetto del parametro β

Questa formulazione consiste nell'assumere che in ogni istante l'incremento di deformazione plastica sia parallelo al tensore incremento di deformazione elastica $C_0^{-1}:\bar{\sigma}$. In tal modo la plasticità viene a dipendere dalla deformazione effettiva, una grandezza di rilevanza fisica fondamentale. La formulazione dell'evoluzione delle deformazioni plastiche contiene semplificazioni, tiene conto della plasticità in modo globale.

5.3.5 Dissipazione energetica e legge costitutiva

Trattandosi di un processo di natura irreversibile in accordo al 2° principio della termodinamica l'energia dissipata deve essere sempre non negativa. Questo è espresso matematicamente dalla disuguaglianza di Clausius-Duhem scritta in forma ridotta:

$$\dot{\Xi} = -\dot{\Psi} + \sigma : \dot{\varepsilon} \geq 0 \tag{48}$$

dove Ψ il potenziale energia libera di Helmholtz definito nella X .

Dalla (25) si ricava:

$$\dot{\Psi} = \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon} : \dot{\varepsilon} + \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^p} : \dot{\varepsilon}^p + \frac{\partial \Psi}{\partial d^+} : \dot{d}^+ + \frac{\partial \Psi}{\partial d^-} : \dot{d}^- \tag{49}$$

Sostituendo la (49) insieme alle (33) e (34) nella (48) si trova:

$$\dot{\Xi} = \left(\sigma - \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon} \right) : \dot{\varepsilon} + \Psi_0^+ \dot{d}^+ + \Psi_0^- \dot{d}^- - \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^p} : \dot{\varepsilon}^p \geq 0 \tag{50}$$

Da questa disuguaglianza si ottiene la legge costitutiva del materiale, come visto nella (14). Si ha infatti che, poiché la (50) deve valere per ogni processo ammissibile, e in particolare $\forall \dot{\varepsilon}$, il termine tra parentesi deve annullarsi, ossia:

$$\sigma = \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon} \tag{51}$$

che rappresenta l'equazione costitutiva del materiale.

Decomponendo il tensore di deformazione ε nei suoi contributi elastici e plastici $\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$, il tensore di tensione effettiva può esprimersi nella forma:

$$\sigma(\varepsilon^e) = C_0 : (\varepsilon - \varepsilon^p) = C_0 : \varepsilon^e \quad (52)$$

e conseguentemente l'energia libera elastica definita dalla (25) si riscrive nella forma:

$$\Psi_0^+(\varepsilon^e) = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^+ : C_0^{-1} : \bar{\sigma} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^+ : C_0^{-1} : C_0 : \varepsilon^e = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^+ : \varepsilon^e \quad (53)$$

$$\Psi_0^-(\varepsilon^e) = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^- : C_0^{-1} : \bar{\sigma} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^- : C_0^{-1} : C_0 : \varepsilon^e = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^- : \varepsilon^e \quad (54)$$

Utilizzando la regola della catena e ricordando che $\varepsilon^e = \varepsilon - \varepsilon^p$ la (51) diventa:

$$\sigma = \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon} = \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} : \frac{\partial \varepsilon^e}{\partial \varepsilon} = \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} : \mathbf{I} = \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} \quad (55)$$

Dove \mathbf{I} è il tensore identità del quarto ordine. Sostituendo l'espressione di Ψ della (32) si ha:

$$\sigma = \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} = (1 - d^+) \frac{\partial \Psi_0^+}{\partial \varepsilon^e} + (1 - d^-) \frac{\partial \Psi_0^-}{\partial \varepsilon^e} \quad (56)$$

Data la dipendenza lineare tra il tensore delle tensioni ed il tensore delle deformazioni elastiche, e la decomposizione del tensore delle tensioni nelle sue componenti positiva e negativa valgono le seguenti:

$$\bar{\sigma}^+(\alpha \varepsilon^e) = \alpha \bar{\sigma}^+(\varepsilon^e) \quad \bar{\sigma}^-(\alpha \varepsilon^e) = \alpha \bar{\sigma}^-(\varepsilon^e) \quad (57)$$

per qualsiasi α . $\bar{\sigma}^+$ e $\bar{\sigma}^-$ sono funzioni omogenee del 1° grado in ε^e pertanto, in accordo con il teorema di Eulero³, si ha:

$$\bar{\sigma}^+(\varepsilon^e) = \varepsilon^e : \frac{\partial \bar{\sigma}^+}{\partial \varepsilon^e} \quad \bar{\sigma}^-(\varepsilon^e) = \varepsilon^e : \frac{\partial \bar{\sigma}^-}{\partial \varepsilon^e} \quad (58)$$

A questo punto derivando la (53) rispetto a ε^e e sostituendo la (58.a) si ottiene:

$$\frac{\partial \Psi_0^+}{\partial \varepsilon^e} = \frac{1}{2} \frac{\partial \bar{\sigma}^+}{\partial \varepsilon^e} : \varepsilon^e + \frac{1}{2} \bar{\sigma}^+ = \bar{\sigma}^+ \quad (59)$$

Operando in modo analogo si ottiene:

$$\frac{\partial \Psi_0^-}{\partial \varepsilon^e} = \bar{\sigma}^- \quad (60)$$

Sostituendo le (59) e (60) nella (56) si ottiene:

$$\sigma = (1 - d^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}^- \quad (61)$$

³ Il teorema di Eulero assicura che se $\phi(X)$ è una funzione omogenea di grado m -esimo in X , cioè per qualsiasi scalare arbitrario λ :

$$\phi(\lambda X) = \lambda^m \phi(X)$$

Vale:

$$\phi(X) = \frac{1}{m} X \frac{\partial \phi}{\partial X}$$

in cui il tensore degli stress di Cauchy è funzione delle componenti positive e negative del tensore delle tensioni effettive, pesate mediante i rispettivi parametri di danno.

Eliminando il primo termine identicamente nullo della (50), essa si riscrive:

$$\dot{\Xi} = \Psi_0^+ d^+ + \Psi_0^- d^- - \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^p} : \dot{\varepsilon}^p \quad (62)$$

In cui i primi termini sono quantità non negative essendo prodotti di quantità non negative. Pertanto la condizione di positività della dissipazione di energia risulta pienamente soddisfatta se si dimostra la non negatività dell'ultimo contributo. L'espressione dello sviluppo della deformazione plastica (47) i può riscrivere nella forma più compatta:

$$\dot{\varepsilon}^p = a C_0^{-1} : \bar{\sigma} \quad (63)$$

Indicando con $a = \beta E \frac{\langle \bar{\sigma} : \dot{\varepsilon} \rangle}{\bar{\sigma} : \bar{\sigma}} \geq 0$, tenendo presente che:

$$\frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^p} = \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} : \frac{\partial \varepsilon^e}{\partial \varepsilon^p} = - \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} : \mathbf{\Pi} = - \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} \quad (64)$$

L'ultimo termine della (62) può risciversi:

$$- \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^p} : \dot{\varepsilon}^p = \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} : \dot{\varepsilon}^p = a \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} : C_0^{-1} : \bar{\sigma} \quad (65)$$

Le espressioni (61) e (55) permettono di scrivere:

$$\frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} = \sigma = (1 - d^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}^- \quad (66)$$

Che sostituito nella (65) fornisce:

$$- \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^p} : \dot{\varepsilon}^p = a [(1 - d^+) \bar{\sigma}^+ : C_0^{-1} : \bar{\sigma} + (1 - d^-) \bar{\sigma}^- : C_0^{-1} : \bar{\sigma}] \quad (67)$$

Il termine entro la parentesi, per la definizione del potenziale energia libera (25) e per le (53) e (54) risulta pari a 2Ψ da cui:

$$- \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^p} : \dot{\varepsilon}^p = 2a\Psi \geq 0 \quad (68)$$

Essendo sia a che Ψ quantità sempre positive.

Si è dimostrato che è soddisfatta la disuguaglianza di Clausius-Duheim che per la (51) si scrive:

$$\dot{\Xi} = \Psi_0^+ d^+ + \Psi_0^- d^- + 2a\Psi \geq 0 \quad (69)$$

5.3.6 Rappresentazione grafica della legge costitutiva

Legge di trazione

Considerando una prova di trazione monoassiale si ricava la legge costitutiva:

$$\sigma = (1 - d^+) \bar{\sigma} = (1 - d^+) E (\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (70)$$

In figura 5.6 è riportata una sua rappresentazione schematica:

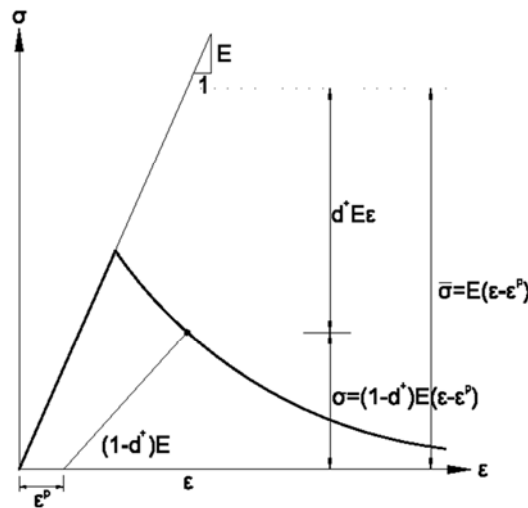


Fig. 5.6 Rappresentazione di una legge di trazione

Legge a compressione

Analogamente a quanto accade in trazione si ha:

$$\sigma = (1 - d^-) \bar{\sigma} = (1 - d^-) E (\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (71)$$

In figura 5.7 ne è data una rappresentazione grafica.

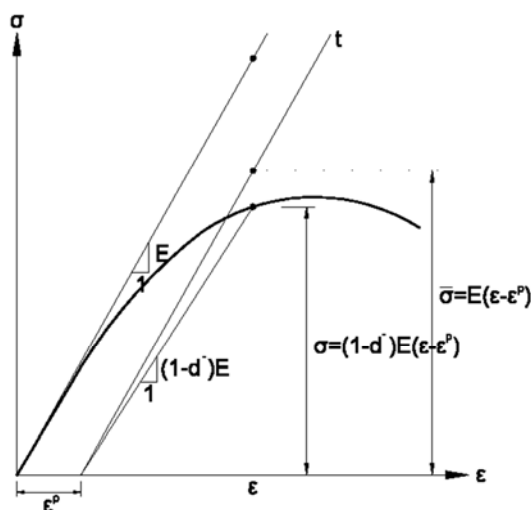


Fig. 5.7 Rappresentazione di una legge a compressione

5.3.7 Influenza del degrado ambientale

Il modello tiene conto della presenza di un degrado ambientale nel materiale attraverso la relazione seguente:

$$\sigma = (1 - d_{env})[(1 - d^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}^-] \quad (72)$$

Indipendentemente dalla specifica definizione, il danno ambientale è un parametro rappresentato da una funzione crescente con tempo, $\dot{d}_{env} \geq 0$, ed agisce allo stesso modo sia in compressione che in trazione. La figura 5.8 evidenzia le curve per un calcestruzzo per differenti livelli di deterioramento.

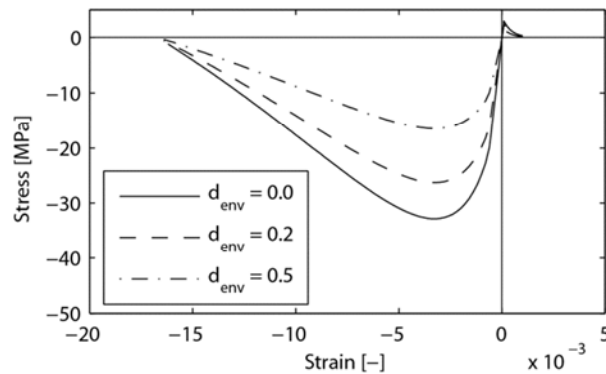


Fig. 5.8 Effetto del degrado ambientale sulla curva di legame costitutivo

5.3.8 Determinazione dei parametri che compaiono nel modello di danno isotropo

5.3.8.1 Parametri del danno a trazione

Nell'espressione del danno a trazione compaiono due parametri, r_0^+ e A^+ .

Parametro r_0^+

Si considera una prova di trazione monoassiale, chiamato f_0^+ la resistenza a trazione del materiale che corrisponde alla fine del campo elastico. Si impone che per tale stato di tensione si annulla la funzione limite di danno, ricavando in tal modo il valore r_0^+ che definisce il limite del dominio elastico-lineare. Dalle (35) e (36) si ottiene:

$$r_0^+ = \sqrt{\sqrt{f_0^+ \cdot \frac{1}{E} f_0^+}} = \sqrt{\frac{f_0^+}{\sqrt{E}}} \quad (73)$$

Parametro A^+

Si considera l'energia dissipata per unità di volume in un processo di trazione monoassiale:

$$\Xi^{d+} = \int_0^{\infty} \dot{\gamma} dt \quad (74)$$

In un test di trazione pura, in accordo con la (69), il rateo di energia dissipata è:

$$\dot{\gamma} = \Psi_0^+ \dot{d}^+ \quad (75)$$

in altri termini ricordando le (33) e (34) si può scrivere come:

$$\dot{\gamma} = -Y^+ \dot{d}^+ \quad (76)$$

Dato che in questo caso:

$$\bar{\sigma}^+ = \bar{\sigma} \quad (77)$$

La (53) diviene:

$$\Psi_0^+ = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^+ : C_0^{-1} : \bar{\sigma}^+ = \frac{(\bar{\tau}^+)^2}{2E} \quad (78)$$

Con E modulo elastico del materiale.

Sostituendo nella (74) la (75), si ottiene:

$$\Xi^{d+} = \frac{1}{2E} \int_0^{\infty} (\bar{\tau}^+)^2 \frac{dG^+}{d\bar{\tau}^+} \frac{d\bar{\tau}^+}{dt} dt \quad (77)$$

Operando una sostituzione di variabile:

$$\Xi^{d+} = \frac{1}{2E} \int_0^{\infty} (\bar{\tau}^+)^2 \frac{dG^+}{d\bar{\tau}^+} d\bar{\tau}^+ \quad (78)$$

Dalla quale con sostituzioni:

$$\Xi^{d+} = \frac{1}{2E} \int_0^{\infty} (\bar{\tau}^+)^2 \frac{dG^+}{d\bar{\tau}^+} d\bar{\tau}^+ = \frac{(r_0^+)^2}{E} \left(\frac{1}{A^+} + \frac{1}{2} \right) \quad (79)$$

Da cui consegue:

$$A^+ = \left(\frac{\Xi^{d+} E}{(f_0^+)^2} - \frac{1}{2} \right)^{-1} \quad (80)$$

Il valore di Ξ^{d+} è una caratteristica propria del materiale. All'aumentare del suo valore il materiale assume comportamento più duttile. Valori piccoli sono caratteristici di materiali fragili.

Poiché si è interessati a formulazioni locali si introduce una grandezza caratteristica l_{ch} . Detta G_f l'energia di frattura a trazione del materiale, uguagliando l'area sottesa dal diagramma

$\sigma - \varepsilon$ al rapporto G_f / l_{ch} si trova:

$$A^+ = \left[(1 - \beta) \left(\frac{G_f E_0}{l_c^{(e)} (f_t)^2} - \frac{1}{2} \right) \right]^{-1} \geq 0 \quad (81)$$

L'introduzione di un'energia di frattura scalata alla dimensione dell'elemento finito permette di aggirare il problema della mesh dipendenza del ramo softening della curva. Una rappresentazione grafica dell'influenza dell'energia di frattura G_f , o del parametro A^+ , è riportata in figura 5.9.

La dimensione l_c è definita diversamente per elementi finiti quad e brick:

$$l_c^{(e)} = \sqrt{A^{(e)}} \text{ per elementi finiti bidimensionali;}$$

$$l_c^{(e)} = \sqrt[3]{V^{(e)}} \text{ per elementi finiti tridimensionali.}$$

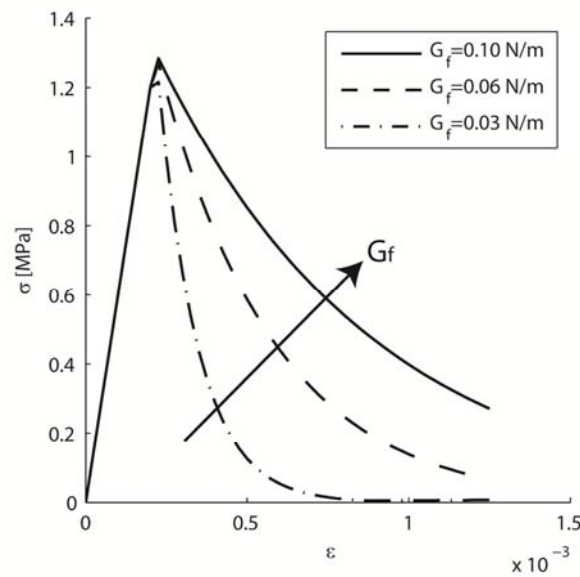


Fig. 5.9 Influenza dell'energia di frattura sulla curva costitutiva di trazione

5.3.8.2 Parametri del danno a compressione

I parametri che intervengono nel definire il comportamento a trazione del materiale sono molteplici e di seguito analizzati.

Parametro K

Si considerano due prove distinte a compressione portate fino al raggiungimento del limite del campo elastico lineare:

- Prova monoassiale 1D ($\sigma_1 \leq 0, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$)

Indicato con $f_{1D}^- (< 0)$ il valore σ_1 che corrisponde alla fine del campo elastico lineare,

in questa situazione si ha: $\sigma_{oct,1D} = f_{1D}^- / 3; \tau_{oct,1D} = -\sqrt{2}/3 f_{1D}^-$

- Prova biassiale 2D ($\sigma_1, \sigma_2 \leq 0, \sigma_3 = 0$)

Indicato con $f_{2D}^- (< 0)$ il valore di σ_l che corrisponde alla fine del campo elastico lineare, in questa situazione si ha: $\sigma_{oct,2D} = 2f_{2D}^-/3$; $\tau_{oct,2D} = -\sqrt{2}/3 f_{2D}^-$

Poiché i due stati di tensione corrispondono alla stessa situazione limite essi devono appartenere alla stessa superficie limite di danno, devono soddisfare la X con lo stesso valore del parametro corrente di soglia $r^- = r_0^-$. Si può scrivere:

$$K = \sqrt{2} \frac{f_{1D}^- - f_{2D}^-}{f_{1D}^- - 2f_{2D}^-} = \sqrt{2} \frac{1 - R_0}{1 - 2R_0} \quad (82)$$

Parametro r_0^-

Si considera una prova monoassiale di compressione. f_{1D}^- è la tensione monoassiale di compressione del materiale che corrisponde alla fine del campo elastico lineare. Imponendo che in questa situazione si annulli la funzione g , si definisce il valore di r_0^- che corrisponde al limite del dominio elastico a compressione. Si ottiene:

$$r_0^- = \bar{\tau}^- = \sqrt{\sqrt{3}(K\sigma_{oct} + \tau_{oct})} = \sqrt{\frac{K - \sqrt{2}}{\sqrt{3}} f_{1D}^-} \quad (83)$$

Parametri β, A^- e B^-

Nel caso di compressione monoassiale si ha:

$$\bar{\sigma}^- = \bar{\sigma} \quad (84)$$

Sostituendo la relazione nella X, introducendo la legge di evoluzione del danno X, si ottiene:

$$\sigma = (1 - d^-)\bar{\sigma} = \left(\frac{r_0^-}{\bar{\tau}^-} (1 - B^-) + B^- e^{A^- \left(1 - \frac{\bar{\tau}^-}{r_0^-}\right)} \right) \bar{\sigma} \quad (85)$$

L'evoluzione della deformazione plastica diventa:

$$\dot{\varepsilon}^p = \beta \dot{\varepsilon} \quad \text{per } \bar{\sigma} \leq f_{1D}^- \quad (86)$$

Mediante integrazione con condizione iniziale $\varepsilon^p = 0$ per $\sigma = \bar{\sigma} = f_{1D}^-$ si ottiene:

$$\varepsilon^p = \beta \left(\varepsilon - \frac{f_{1D}^-}{E} \right) \quad (87)$$

La relazione sopra assicura che la deformazione plastica sia una parte di deformazione totale eccedente la soglia elastica.

La scelta del parametro β dipende dal materiale considerato.

Per quanto riguarda i parametri A^- e B^- indicati con $(\varepsilon_1, \sigma_1)$ e $(\varepsilon_2, \sigma_2)$ due punti distinti della curva sperimentale di rottura monoassiale:

Punto 1: deformazione elastica $\varepsilon_1^e = \varepsilon_1 - \varepsilon_1^p = \varepsilon_1 - \beta \left(\varepsilon_1 - \frac{f_{1D}^-}{E} \right) = (1 - \beta)\varepsilon_1 + \beta \frac{f_{1D}^-}{E}$

$$\text{Tensione effettiva } \bar{\sigma}_1 = E\varepsilon_1^e = E(1 - \beta)\varepsilon_1 + \beta f_{1D}^-$$

Punto 2: deformazione elastica $\varepsilon_2^e = \varepsilon_2 - \varepsilon_2^p = \varepsilon_2 - \beta \left(\varepsilon_2 - \frac{f_{1D}^-}{E} \right) = (1 - \beta)\varepsilon_2 + \beta \frac{f_{1D}^-}{E}$

Tensione effettiva $\bar{\sigma}_2 = E\varepsilon_2^e = E(1 - \beta)\varepsilon_2 + \beta f_{1D}^-$

Imponendo il passaggio della legge costitutiva per tali punti si giunge a scrivere il seguente sistema di due equazioni nelle due incognite A^- e B^- :

$$\sigma_1 = \frac{r_0^-}{\bar{\tau}_1} \bar{\sigma}_1 + B^- \left(e^{A^- \left(1 - \frac{\bar{\tau}_1^-}{r_0^-} \right)} - \frac{r_0^-}{\bar{\tau}_1} \right) \bar{\sigma}_1 \quad (88)$$

$$\sigma_2 = \frac{r_0^-}{\bar{\tau}_2} \bar{\sigma}_2 + B^- \left(e^{A^- \left(1 - \frac{\bar{\tau}_2^-}{r_0^-} \right)} - \frac{r_0^-}{\bar{\tau}_2} \right) \bar{\sigma}_2 \quad (89)$$

L'influenza dei parametri sopra esposti sulla curva in compressione è rappresentata nella figura 5.10.

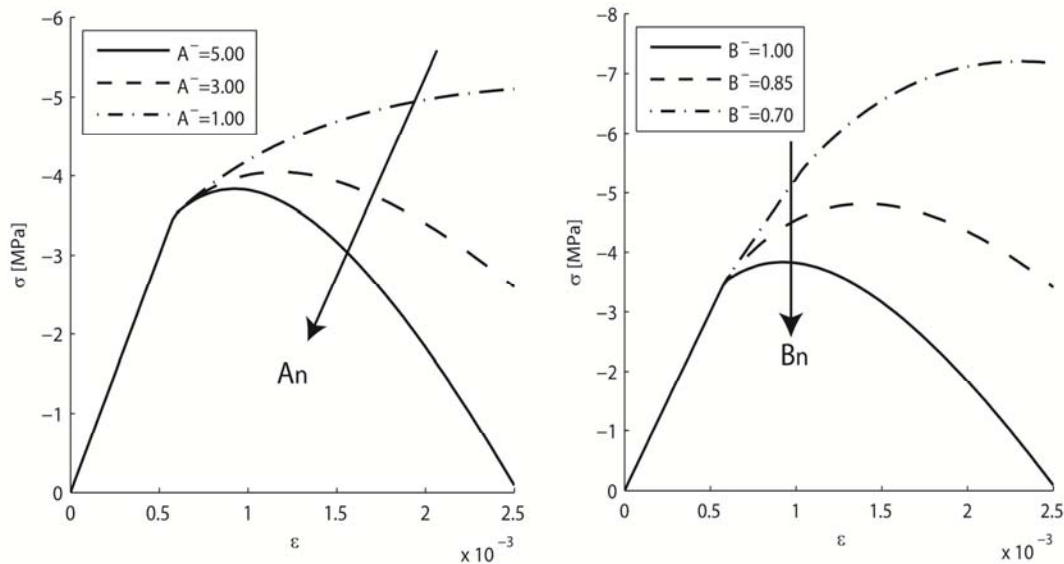


Fig. 5.10 Influenza dei parametri A^- B^- e nella curva a compressione

CAPITOLO 6
ANALISI LINEARI PER LA
CARATTERIZZAZIONE DEI MODULI
ELASTICI OMOGENEIZZATI

Con l'obiettivo di descrivere il comportamento meccanico di una muratura storica composta da blocchi di tufo e malta di calce, si è posto il problema di determinare dei valori di modulo elastico adatti a descrivere le caratteristiche meccaniche dei singoli componenti della muratura. Ricerche bibliografiche hanno portato a dei range di valori per il modulo elastico del blocco ed il modulo elastico della malta:

$$E_b = 3000 \div 15000 \text{ MPa}$$

$$E_m = 1000 \div 2000 \text{ MPa}$$

Per tenere conto di un degrado diffuso dei giunti di malta si estende il range a valori di $E_m < 1000 \text{ MPa}$. Volendo definire dei valori di modulo elastico pressochè univoci, considerata la molteplicità di parametri, che influiscono sulla resistenza meccanica della muratura e sul suo modulo elastico omogeneizzato, si conducono diverse analisi facendo variare uno di questi parametri e tenendo fissi gli altri.

Le analisi sono condotte su celle di riferimento che garantiscono l'estensione dei dati in esse ricavati a tutto il pannello murario. La cella circonda un intero blocco e seziona quelli circostanti passando per i loro baricentri, nel caso di giunti di testa non allineati essa è traslata di una quantità sufficiente a non far coincidere il suo perimetro con un giunto di malta verticale. Le celle adottate nelle diverse configurazioni sono riportate in figura 6.1.

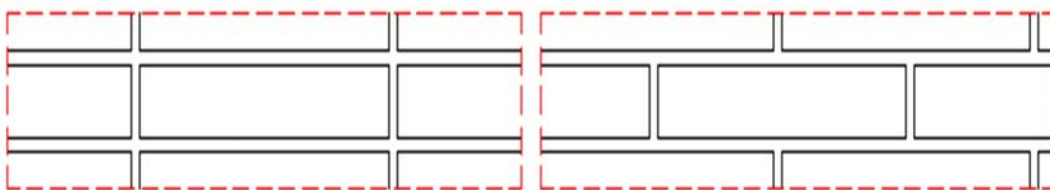


Fig. 6.1 Celle di riferimento nelle configurazioni di giunti verticali allineati e disallineati

La cella muraria viene assoggettata a sollecitazioni di trazione, parallela ed ortogonale ai letti di malta, e di taglio adottando vincoli e spostamenti impressi unitari (1 mm) come in figura 6.2.

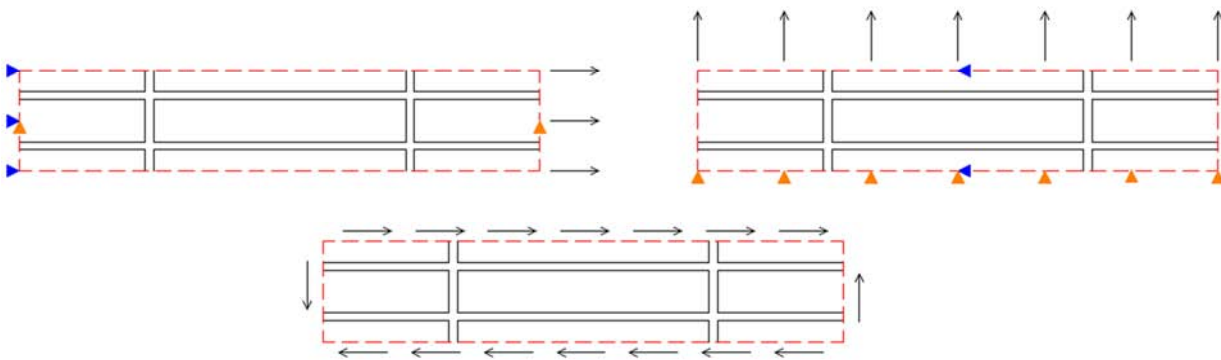


Fig. 6.2 Vincoli e spostamenti impressi unitari adottati

Lo sfalsamento dei giunti di testa è descritto introducendo una nuova variabile PS la quale, moltiplicata per lo spostamento massimo ammissibile assunto pari a metà blocco, fornisce lo sfalsamento tra gli spigoli dei blocchi di due corsi limitrofi, come evidenziato in figura 6.3.

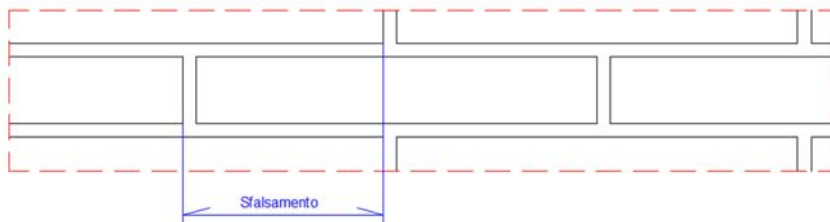


Fig. 6.3 Sfalsamento dei blocchi S

Dato il numero elevato di analisi da condurre, si fa uso di un programma, appositamente creato in linguaggio Matlab, che ne consente l'automatizzazione. In tal modo è possibile condurre analisi parametrizzate che possono tener conto della variazione di più parametri. Il programma richiama OpenSees ed avvia il file contenente le istruzioni per condurre le analisi, tra le quali vi è anche il caricamento di un secondo applicativo, scritto in linguaggio tcl, che genera automaticamente, letti i valori geometrici di interesse dal programma principale, le mesh della muratura da indagare. Maggiori dettagli sul funzionamento dei programmi sviluppati si possono trovare in appendice A.

6.1 SENSIBILITÀ AI MODULI ELASTICI DEI COMPONENTI

Il primo set di analisi è stato condotto al fine di constatare quanto il diverso modulo elastico della malta influisce, al variare del modulo elastico del blocco, sul modulo elastico omogeneizzato della muratura. La geometria del sistema sul quale si è operato ha:

- Altezza dei blocchi (a) = 200 mm;
- Lunghezza dei blocchi (b) = 350 mm;
- Spessori dei giunti malta = 15 mm;

Si sono adottati due diversi sfalsamenti dei blocchi, pari a $\frac{1}{4}$ e $\frac{1}{2}$ blocco, *PS 0.5* e *PS 1.0*.

Per quanto riguarda i moduli elastici, dei componenti, si sono adottati i seguenti valori:

$$E_{malta} = [250 \ 500 \ 1000 \ 2000] \text{ MPa}$$

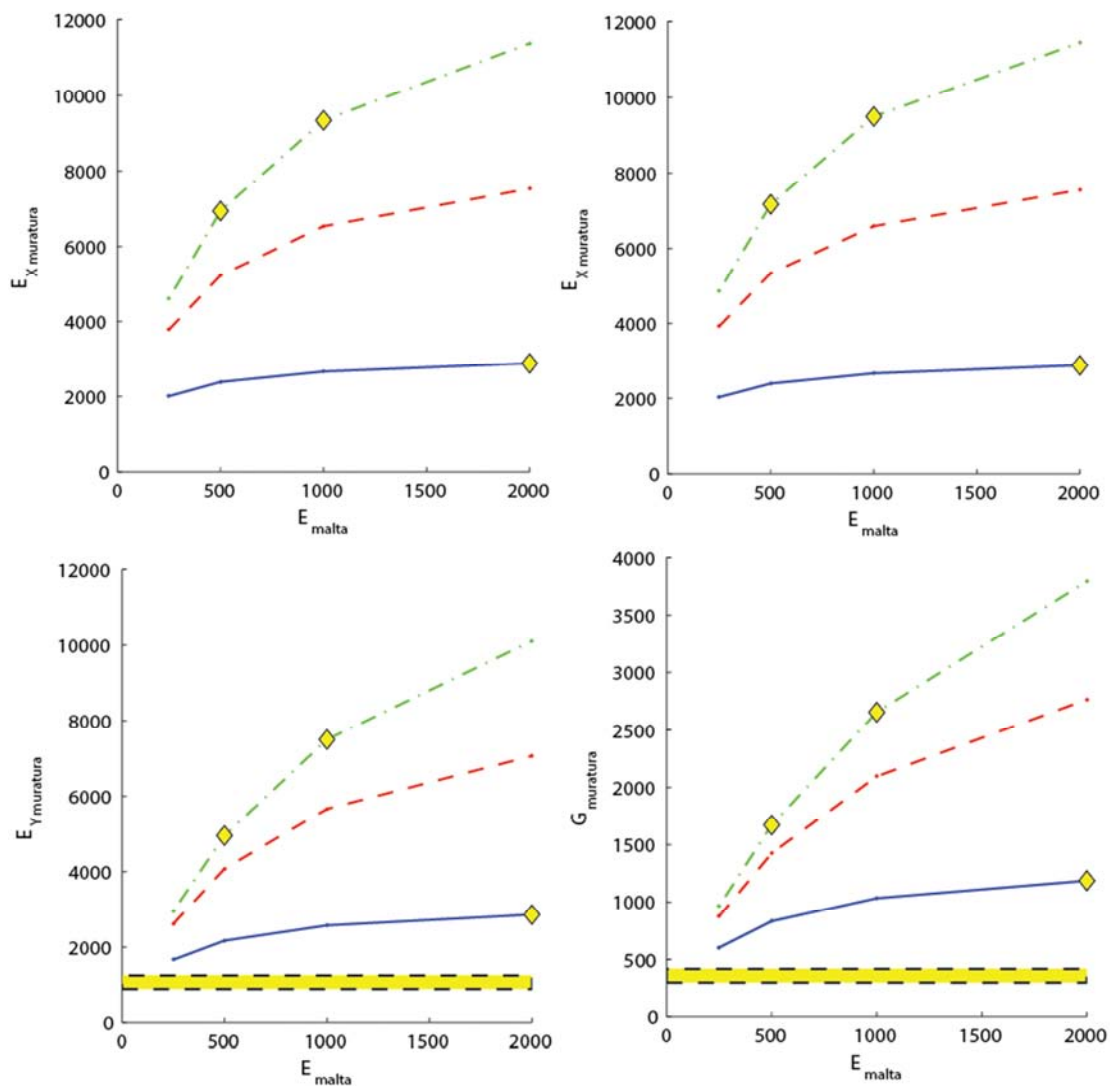
$$E_{blocco} = [3000 \ 9000 \ 15000] \text{ MPa}$$

I valori di E_{malta} pari a 250 e 500 MPa rappresentano uno stato di degrado diffuso sulle malte, 1000 MPa è il modulo elastico minimo della malta non degradata. I commenti successivamente presentati sono fatti considerando come di riferimento il range $E_{malta} = [1000 \div 2000] \text{ MPa}$ e come caso limite, per tenere conto del degrado, $E_{malta} = 250 \text{ MPa}$. Fissato un valore del modulo elastico del blocco e dello sfalsamento si è fatto variare il solo modulo elastico della malta; l'operazione, ripetuta per i vari valori del modulo elastico del blocco, ha fornito tre spezzate per ciascuno stato di sollecitazione, trazione parallela ai letti di malta, trazione perpendicolare ai letti di malta e taglio. La tabella 6.1 raccoglie i risultati ottenuti ed evidenzia di quanto differisce il modulo elastico omogeneizzato della muratura, assunti i diversi moduli elastici dei blocchi, a seconda si adottino il modulo elastico minimo o massimo per la malta o il modulo elastico relativo allo stato di degrado.

Tab. 6.1 Confronto tra i moduli elastici omogeneizzati relativi ai casi estremi del range di riferimento e al caso di malta molto degradata

<i>E_b</i>	3000	9000	15000
TRAZIONE IN X			
Sfalsamento 1/4			
<i>E_{MIN}</i> (DEGRADATO)	2009	3778	4608
<i>E_{MIN}</i>	2659	6534	9336
<i>E_{MAX}</i>	2875	7527	11376
$\Delta E_{MAX-MIN}$	7,5%	13,2%	17,9%
$\Delta E_{MAX-DEG}$	30,1%	49,8%	59,4%
Sfalsamento 1/2			
<i>E_{MIN}</i> (DEGRADATO)	2035	3924	4858
<i>E_{MIN}</i>	2662	6588	9492
<i>E_{MAX}</i>	2875	7546	11448
$\Delta E_{MAX-MIN}$	7,4%	12,7%	17,1%
$\Delta E_{MAX-DEG}$	29,2%	48,0%	57,6%
TRAZIONE IN Y			
Sfalsamento 1/4			
<i>E_{MIN}</i> (DEGRADATO)	1671	2619	2956
<i>E_{MIN}</i>	2572	5666	7496
<i>E_{MAX}</i>	2862	7061	10104
$\Delta E_{MAX-MIN}$	10,1%	19,8%	25,8%
$\Delta E_{MAX-DEG}$	41,6%	62,9%	70,7%
Sfalsamento 1/2			
<i>E_{MIN}</i> (DEGRADATO)	1671	2619	2956
<i>E_{MIN}</i>	2572	5665	7495
<i>E_{MAX}</i>	2862	7060	10102
$\Delta E_{MAX-MIN}$	10,1%	19,8%	25,8%
$\Delta E_{MAX-DEG}$	41,6%	62,9%	70,7%
TAGLIO			
Sfalsamento 1/4			
<i>E_{MIN}</i> (DEGRADATO)	603	874	964
<i>E_{MIN}</i>	1035	2096	2656
<i>E_{MAX}</i>	1187	2765	3795
$\Delta E_{MAX-MIN}$	12,8%	24,2%	30,0%
$\Delta E_{MAX-DEG}$	49,2%	68,4%	74,6%
Sfalsamento 1/2			
<i>E_{MIN}</i> (DEGRADATO)	607	890	897
<i>E_{MIN}</i>	1036	2103	2677
<i>E_{MAX}</i>	1187	2767	3805
$\Delta E_{MAX-MIN}$	12,7%	24,0%	29,7%
$\Delta E_{MAX-DEG}$	48,9%	67,8%	76,4%

Dalla tabella 6.1 si evince che passare da uno sfalsamento di un quarto di blocco ad un mezzo di blocco influisce molto poco, nulla, sul modulo elastico omogeneizzato della muratura. Per meglio comprendere come il modulo elastico omogeneizzato dipenda dal modulo elastico della malta si riportano in figura 6.4, per i due livelli di sfalsamento, i grafici aventi in ascissa il modulo elastico della malta e in ordinata il modulo elastico della muratura. Nella lettura dei grafici è da tener presente che quelli di sinistra si riferiscono a sfalsamenti con $PS = 0.5$ e quelli di destra a sfalsamenti con $PS = 1.0$.



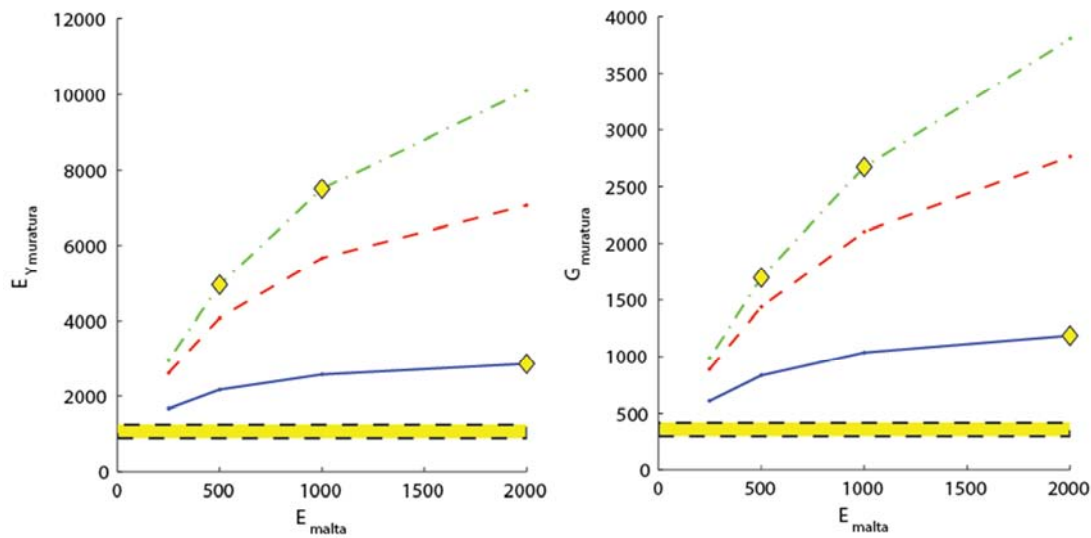


Fig. 6.4 Grafici $E_m - E_{muratura}(E_{malta})$ il riquadro tratteggiato e campito rappresenta il range di normativa. Sulla sinistra si riportano i grafici relativi ad uno sfalsamento di un quarto di blocco, sulla destra quelli relativi a metà blocco

Si riscontra come per bassi valori del modulo elastico del blocco un incremento del modulo elastico della malta porti a incrementi del modulo elastico della muratura minori di quelli che si ottengono per moduli elastici del blocco più grandi. Osservando, per esempio, la curva riferita ad un $E_b = 15000 \text{ MPa}$ si attesta una variazione, tra i casi con $E_m = 250 \text{ MPa}$ e $E_m = 2000 \text{ MPa}$, del 156 % per E_X , 250 % per E_Y , 295 % per G ; per la curva con $E_b = 3000 \text{ MPa}$ si attestano variazioni ben minori, del 50 % per E_X , 55 % per E_Y , 83 % per G . Rispetto ai range indicati dalla normativa tecnica NTC 2008, $900 \div 1260 \text{ MPa}$ per E_Y e $300 \div 420 \text{ MPa}$ per G , tutte le curve vi si posizionano al di fuori. Solamente la curva riferita ad un E_b di 3000 MPa , in particolare con il valore di malta molto degradata, si avvicina di più ai valori di normativa.

Adimensionalizzando i diversi moduli elastici omogeneizzati ai relativi moduli elastici del blocco si può determinare se vi sia o meno un trend di variazione in funzione del diverso rapporto tra modulo elastico del blocco e della malta. Dalle figure 6.5 si evince come il legame tra il rapporto $(E_X - E_Y - G)/E_b$ ed il rapporto tra E_b/E_m sia di tipo esponenziale. I grafici riportano due diverse colorazioni, ed indicatori, rappresentativi dello stato della malta: in blu, con marcatori quadrati, i valori caratterizzati da malta di buona qualità, in rosso, con marcatori romboidali, i valori caratterizzati da malta degradata. Ancora una volta dai grafici si può constatare come passare da uno sfalsamento di un quarto di blocco ad uno sfalsamento di metà blocco non cambi sostanzialmente il risultato finale.

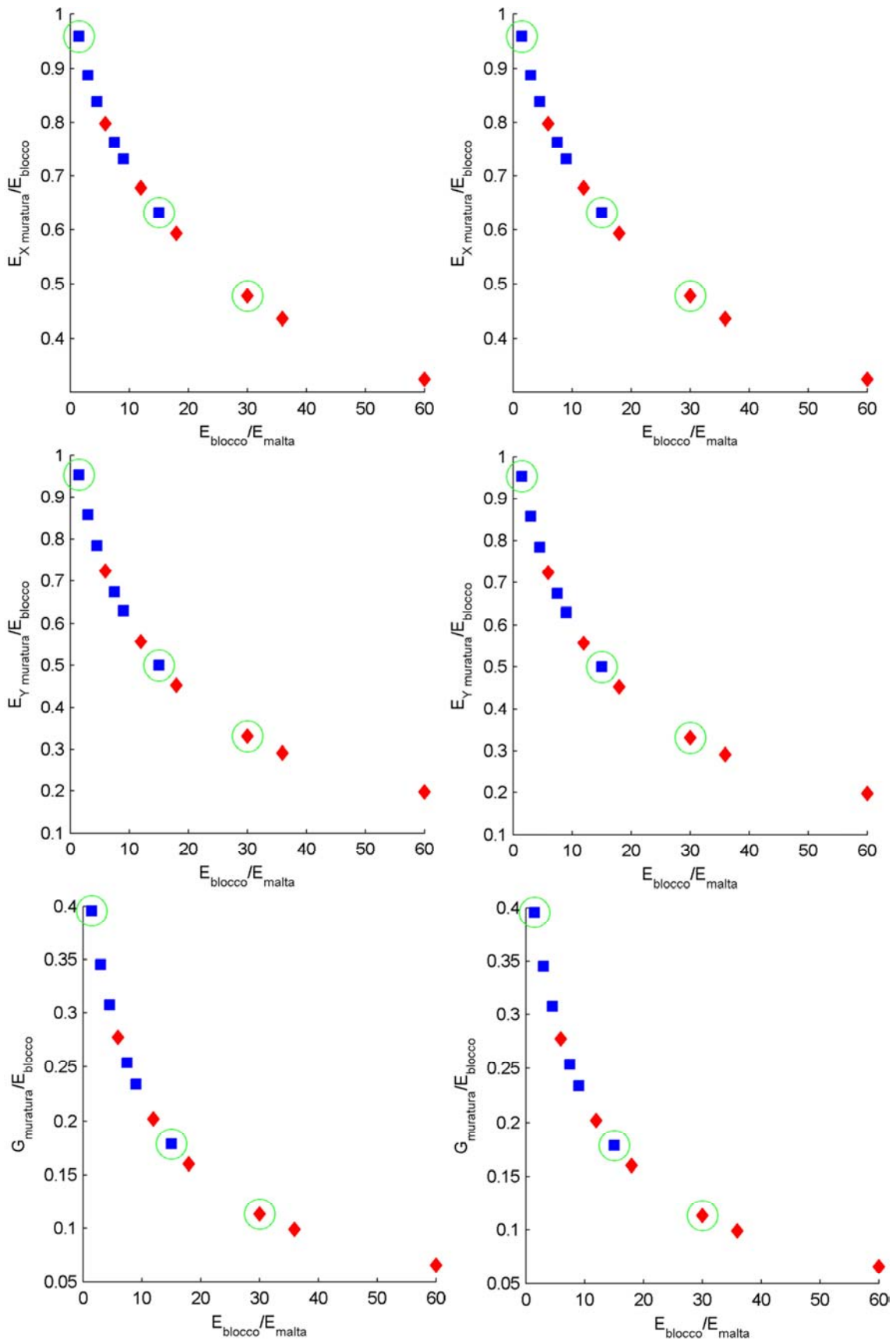


Fig. 6.5 Variazione del rapporto $E(G)_{muratura}/E_{blocco}$ al variare di E_{blocco}/E_{malta}

Dai grafici in figura 6.5 si è operata la scelta di quali rapporti di E_b/E_m utilizzare per nuove analisi; da una loro osservazione, si sono adottati il minimo ed il massimo dei rapporti E_b/E_m relativi a malte non degradate ed un rapporto E_b/E_m intermedio tra i casi di malta degradata. I rapporti adottati, evidenziati sui grafici in figura 6.5 con degli indicatori circolari e sui grafici in figura 6.4 con indicatori romboidali, diventano dei casi di riferimento ai quali successivamente ci si rifarà per opportune considerazioni. Nel dettaglio, i casi adottati sono:

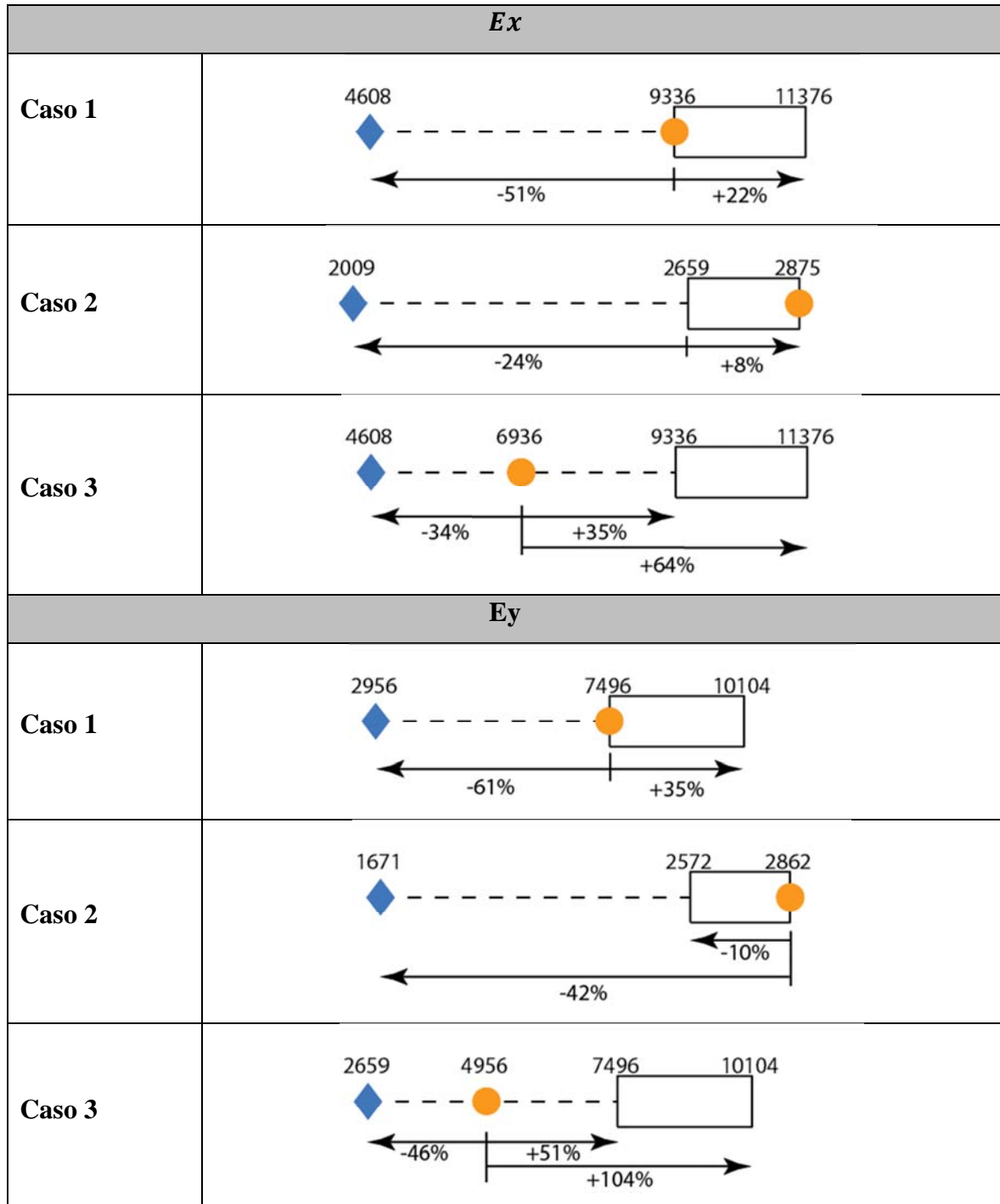
$$\text{Caso 1} \rightarrow E_b = 15000 \text{ MPa} \quad E_m = 1000 \text{ MPa}$$

$$\text{Caso 2} \rightarrow E_b = 3000 \text{ MPa} \quad E_m = 2000 \text{ MPa}$$

$$\text{Caso 3} \rightarrow E_b = 15000 \text{ MPa} \quad E_m = 500 \text{ MPa}$$

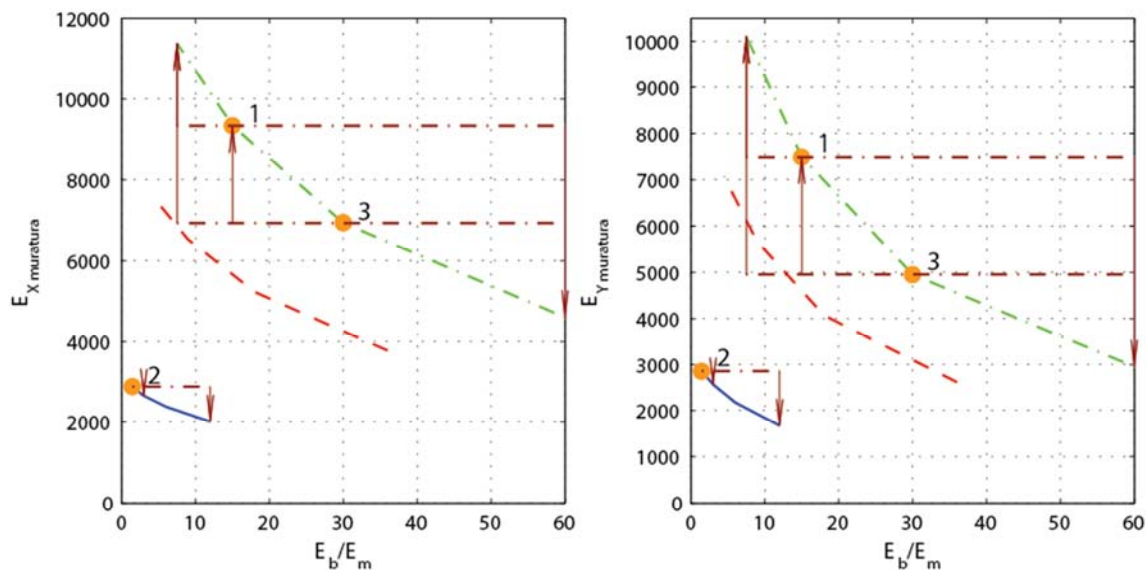
In tabella 6.2 sono riportati i valori dei moduli elastici omogeneizzati ottenuti per ciascuno dei casi di riferimento e la loro “posizione” rispetto i valori estremi del range considerato. Il concetto è chiarito in figura 6.6 dove si riportano i grafici dei moduli elastici omogeneizzati non adimensionalizzati al variare di E_b/E_m .

Tab. 6.2 Visualizzazione grafica delle variazioni dei moduli elastici dei casi adottati rispetto agli estremi dal range di riferimento ed al caso isolato degradato



G	
Caso 1	
Caso 2	
Caso 3	

Un altro modo per visualizzare quanto in tabella 6.6 è quello riportato nei grafici in figura 6.6 nei quali le curve più lontane dall'origine sono relative a moduli elastici dei blocchi crescenti.



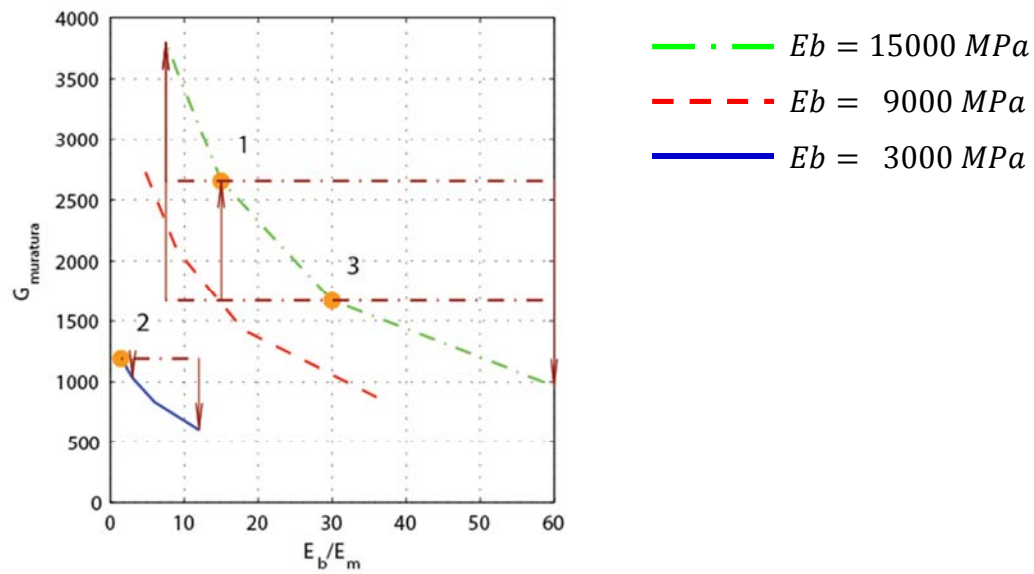


Fig. 6.6 Modulo elastico omogeneizzato al variare del rapporto E_b/E_m . Con gli indicatori circolari si sono indicati i casi di riferimento adottati.

I grafici in figura 6.6 permettono una lettura più agevole dei dati riportati in tabella 6.2 nella quale ogni caso di riferimento è stato messo a confronto con i limiti del range di riferimento ed il caso estremo considerato, determinando delle differenze in % di modulo elastico omogeneizzato.

6.2 SENSIBILITÀ ALLA GEOMETRIA DEI BLOCCHI

Una prima fonte di influenza sulla risposta deformativa del sistema sono le dimensioni del blocco. Si sono condotte una serie di analisi, prima valutando l'effetto di una variazione della sola larghezza, poi valutando l'effetto di una variazione della sola altezza del blocco. Le altre condizioni geometriche, quali la dimensione dei giunti orizzontali e verticali di malta, sono restate invariate e assunte pari a 15 mm. È da tenere presente che nel variare una dimensione del blocco a parità dello spessore del giunto di malta, si variano i rapporti a/s_h e b/s_v . Su questi viene condotta apposita analisi al §6.4.

Le indagini si sono eseguite per i tre casi di rapporto di E_{blocco}/E_{malta} adottati e riportati al §6.1.

6.2.1 Altezza fissata

Prendendo in considerazione il caso studio, aggregato edilizio costruito in muratura di tufo sito a Civita di Bagnoregio, si sono osservati dei range di variazione delle dimensioni dei blocchi. Al fine di valutare l'influenza della geometria ed in particolare il rapporto b/a , con valori di a fissati, si è condotta l'analisi di sensibilità con i valori riportati in tabella 6.3:

Tab. 6.3 Dimensioni dei blocchi adottate per le analisi

$a = 20 \text{ cm}$	$a = 30 \text{ cm}$
25,0 cm ($r = 1.25$)	35,0 cm ($r = 1.1\bar{6}$)
35,0 cm ($r = 1.75$)	37,5 cm ($r = 1.25$)
45,0 cm ($r = 2.25$)	45,0 cm ($r = 1.50$)
	52,5 cm ($r = 1.75$)
	60,0 cm ($r = 2.00$)

L'analisi si pone l'obiettivo di valutare la sensibilità dei moduli elastici omogeneizzati alle dimensioni del blocco e se tale sensibilità dipenda dal solo rapporto tra le dimensioni b/a o anche dalle dimensioni assolute del blocco.

Nelle tabelle 6.4 e 6.5 si riportano i moduli elastici omogeneizzati determinati per i diversi rapporti a seconda della dimensione a considerata.

Per $a = 200 \text{ mm}$:

Tab. 6.4 Moduli elastici omogeneizzati per i tre casi nelle condizioni di altezza del blocco di 200 mm

TRAZIONE IN X

	Eb = 15000 Mpa Em = 1000 Mpa	Eb = 3000 Mpa Em = 2000 Mpa	Eb = 15000 Mpa Em = 500 Mpa
r	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]
1,25	8230	2855	5748
1,75	9336	2875	6936
2,25	10108	2887	7855

TRAZIONE IN Y

	Eb = 15000 Mpa Em = 1000 Mpa	Eb = 3000 Mpa Em = 2000 Mpa	Eb = 15000 Mpa Em = 500 Mpa
r	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]
1,25	7410	2848	4905
1,75	7496	2862	4956
2,25	7546	2870	4985

TAGLIO

	Eb = 15000 Mpa Em = 1000 Mpa	Eb = 3000 Mpa Em = 2000 Mpa	Eb = 15000 Mpa Em = 500 Mpa
r	G_{muratura} [MPa]	G_{muratura} [MPa]	G_{muratura} [MPa]
1,25	2477	1179	1529
1,75	2656	1187	1672
2,25	2761	1191	1756

Per $a = 300 \text{ mm}$:

Tab. 6.5 Moduli elastici omogeneizzati per i tre casi nelle condizioni di altezza del blocco di 300 mm

TRAZIONE IN X			
	E_b = 15000 Mpa E_m = 1000 Mpa	E_b = 3000 Mpa E_m = 2000 Mpa	E_b = 15000 Mpa E_m = 500 Mpa
r	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]
1,17	9441	2896	6960
1,25	9659	2899	7208
1,5	10221	2908	7876
1,75	10667	2914	8439
2	11026	2919	8911

TRAZIONE IN Y			
	E_b = 15000 Mpa E_m = 1000 Mpa	E_b = 3000 Mpa E_m = 2000 Mpa	E_b = 15000 Mpa E_m = 500 Mpa
r	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]
1,17	8844	2892	6259
1,25	8863	2895	6270
1,5	8906	2901	6298
1,75	8939	2905	6318
2	8962	2908	6333

TAGLIO			
	E_b = 15000 Mpa E_m = 1000 Mpa	E_b = 3000 Mpa E_m = 2000 Mpa	E_b = 15000 Mpa E_m = 500 Mpa
r	G_{muratura} [MPa]	G_{muratura} [MPa]	G_{muratura} [MPa]
1,17	2993	1199	1954
1,25	3037	1200	1993
1,5	3147	1203	2090
1,75	3227	1206	2163
2	3287	1208	2217

Quanto ottenuto è riportato graficamente in figura 6.7. Dai grafici si osserva che i moduli elastici omogeneizzati sono maggiormente sensibili alla dimensione del blocco quanto più grande è E_b/E_m .

Per rapporti di E_b/E_m prossimi l'unità la porzione di muro indagata tende a comportarsi come fosse composta di un unico materiale ed il modulo elastico omogeneizzato tende al modulo elastico del blocco, per rapporti E_b/E_m molto maggiori dell'unità, il modulo elastico della malta incide molto nel modulo elastico omogeneizzato della muratura che si distanzia dal modulo elastico del singolo blocco. Per le sollecitazioni di trazione lungo la direzione ortogonale ai letti di malta e di taglio, la variazione del rapporto tra le dimensioni del blocco non porta ad incrementi sostanziali del modulo elastico omogeneizzato, diversamente accade per lo stato di sollecitazione lungo la coordinata X, parallela ai letti di malta, dove il differente rapporto tra le dimensioni del blocco porta a differenti valori di modulo elastico del paramento murario. Dato che $E_{Y\text{ muratura}}$ dipende prevalentemente dalla deformabilità dei letti di malta, per trazioni lungo Y $E_{muratura}$ non dipende molto da b/a , avendo in questo caso fissato l'altezza a del blocco. La scelta fatta riguardo i valori dei parametri geometrici, per l'analisi di sensibilità, consente di valutare quale sia l'influenza della sola altezza del blocco sul modulo elastico omogeneizzato a parità di larghezza del blocco. Ad esempio, riferendosi ai punti contraddistinti dal simbolo "□" in figura 6.7, per una stessa coppia di curve, osservando il modulo elastico G , con $E_b = 15000\text{ MPa}$ e $E_m = 1000\text{ MPa}$, un blocco lungo $b = 45\text{ cm}$ fornisce per $b/a = 2,25$ un $G/E_b = 0,11$ e con rapporto $b/a = 1,17$ un $G/E_b = 0,13$; passare da un'altezza $a = 20\text{ cm}$ ad un'altezza $a = 30\text{ cm}$ incrementa, quindi, del 10% il modulo G rapportato al modulo elastico del blocco.

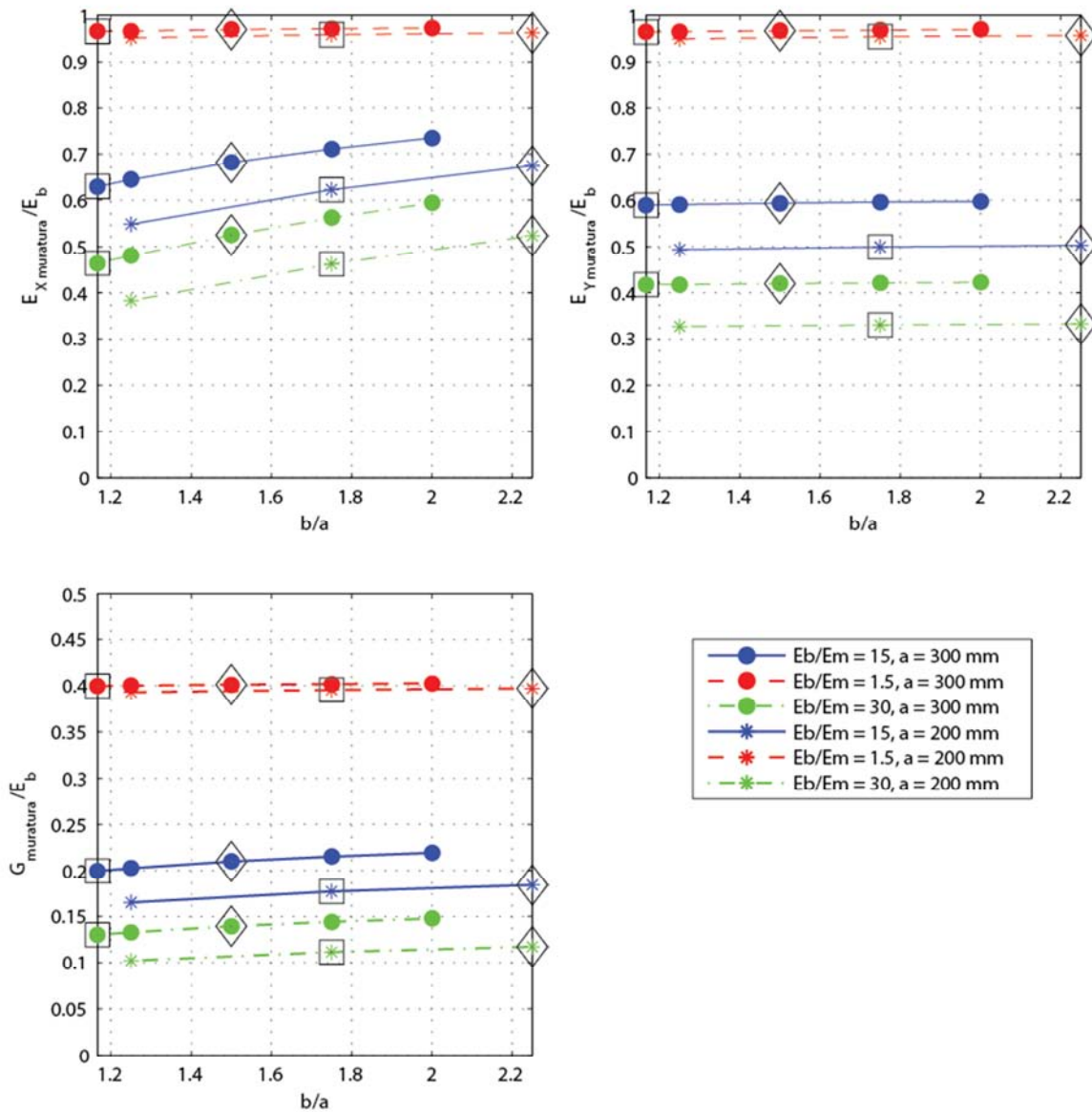


Fig. 6.7 Variazione del modulo omogeneizzato adimensionalizzato al modulo elastico del blocco al variare di b/a

Dai grafici in figura 6.7, per il fatto che il modulo omogeneizzato è stato rapportato al modulo elastico del blocco, si possono operare confronti sulle curve del medesimo colore, caratterizzate dall'aver medesimo rapporto E_b/E_m . Si può osservare, di ogni rapporto E_b/E_m considerato, che le curve sono tra loro parallele, questo significa che la variazione dell'altezza del blocco non comporta un diverso trend di variazione del modulo omogeneizzato per i diversi rapporti b/a . Si ha quindi che la variazione dei moduli elastici E_x, E_y, G al variare di b/a non dipende dall'altezza del blocco mentre dipende da E_b/E_m . Dall'analisi di ciascuna coppia di curve si può constatare che per il modulo E_x la dipendenza dall'altezza del blocco è

quasi nulla. In tabella 6.6 sono riportati dei confronti sui moduli elastici omogeneizzati ottenuti per una stessa lunghezza del blocco con altezze differenti.

Tab. 6.6 Confronto dei moduli elastici omogeneizzati ottenuti per medesime larghezze di blocco e differenze altezze

		<i>b</i> = 35 cm			<i>b</i> = 45 cm		
		<i>a</i> = 20 cm $\frac{b}{a} = 1,75$	<i>a</i> = 30 cm $\frac{b}{a} = 1,50$	Δ	<i>a</i> = 20 cm $\frac{b}{a} = 2,25$	<i>a</i> = 30 cm $\frac{b}{a} = 1,17$	Δ
Caso 1 <i>E_b</i> = 15000 MPa <i>E_m</i> = 1000 MPa	<i>E_x</i>	0,46	0,46	0,3%	0,52	0,53	0,3%
	<i>E_y</i>	0,33	0,42	21,4%	0,33	0,42	20,4%
	<i>G</i>	0,11	0,14	20,0%	0,12	0,13	10,1%
Caso 3 <i>E_b</i> = 15000 MPa <i>E_m</i> = 500 MPa	<i>E_x</i>	0,62	0,68	8,7%	0,67	0,63	6,6%
	<i>E_y</i>	0,50	0,59	15,8%	0,50	0,59	14,7%
	<i>G</i>	0,18	0,21	15,6%	0,18	0,20	7,7%

Dalla tabella si legge che una variazione di altezza modifica sostanzialmente i moduli elastici E_y e G . Il modulo elastico E_x non risente molto di una variazione di altezza del blocco, ma di una variazione della lunghezza dello stesso. Mentre per i casi di trazione parallela e verticale ai letti malta è immediato capire quali sono i meccanismi che si instaurano nella muratura, per il taglio la questione è più complessa; si approfondirà meglio la questione al §6.2.2.

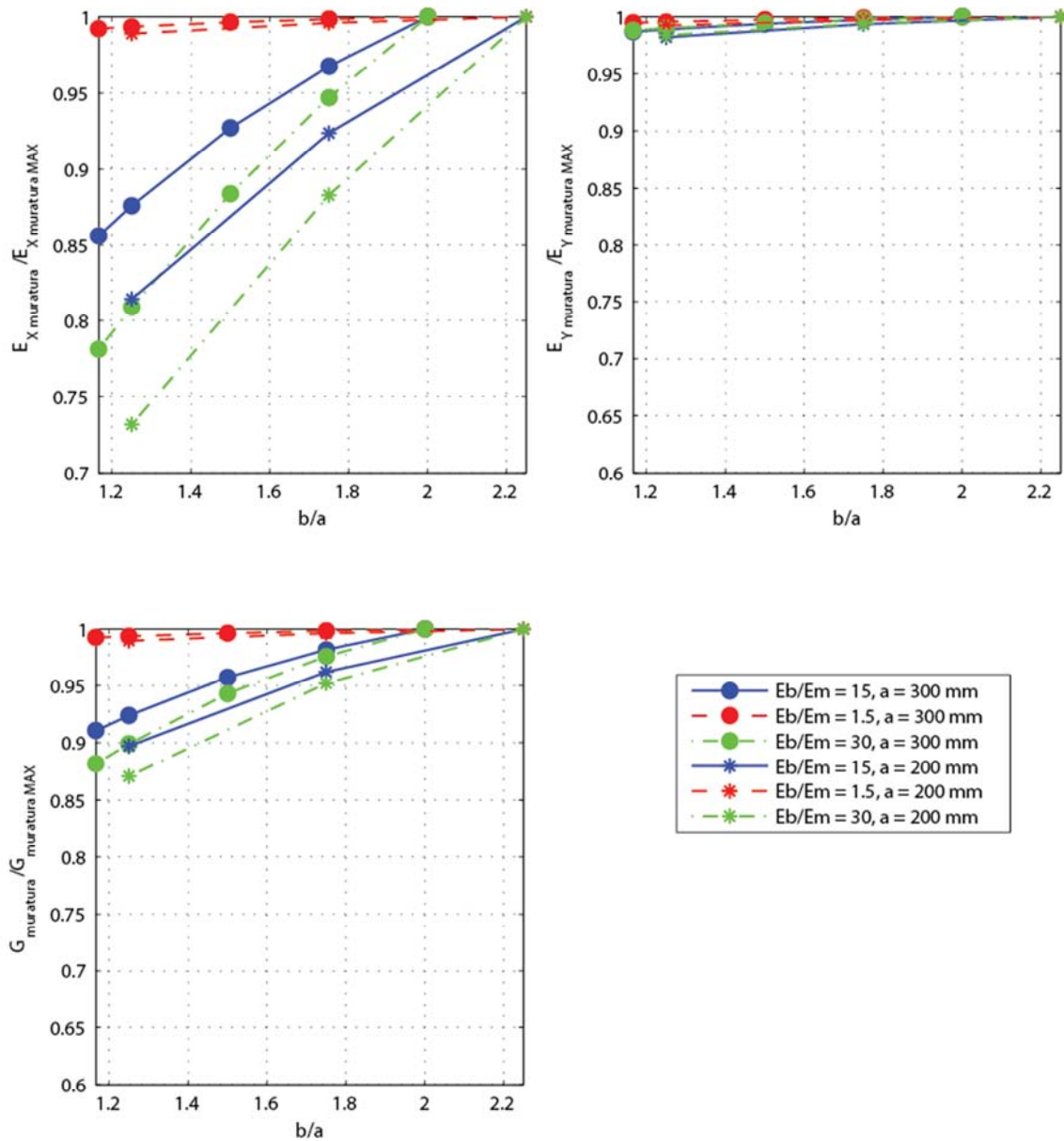


Fig. 6.8 Grafici dei moduli elastici omogeneizzati adimensionalizzati al modulo elastico massimo

Dato che le tre curve si rifanno a diversi rapporti di E_b/E_m se adimensionalizzate al modulo elastico del blocco non è operabile un confronto tra tutte. Differentemente il confronto si può operare nel caso si adimensionalizzino le spezzate al relativo modulo elastico omogeneizzato massimo determinato. Dalla figura 6.8 si apprende che l'effetto di una variazione di b/a è tanto maggiore quanto più grande è il rapporto E_b/E_m . Osservando le spezzate relative al medesimo E_b/E_m si afferma nuovamente che una modifica della sola altezza non produce differenze nel trend di variazione delle spezzate in funzione di b/a .

A conclusione è interessante graficare le curve senza adimensionalizzare i moduli omogeneizzati al fine di confrontarli con quanto la normativa ha previsto per le murature costituite dai materiali in esame. In figura 6.9 si può notare che le curve si posizionano ben al di fuori dal range normativo, tratteggiato e campito; il caso che più vi si avvicina è il Caso 2 caratterizzato da modulo elastico della malta simile a quello del blocco.

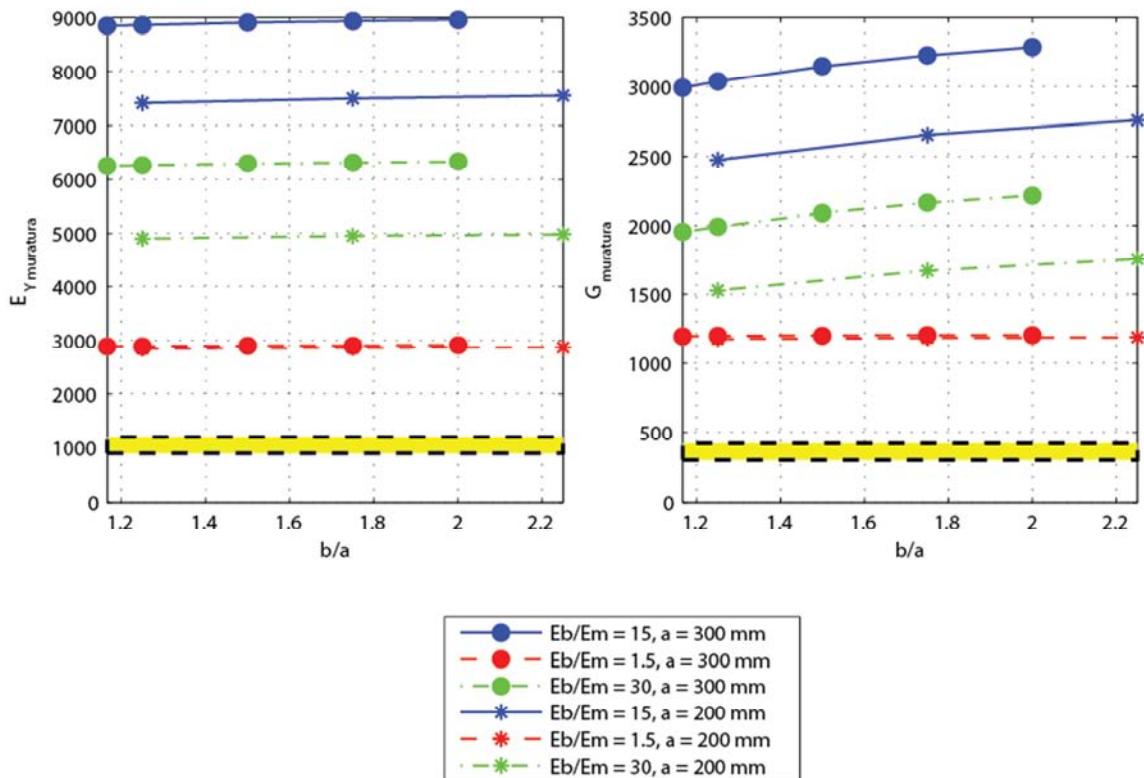


Fig. 6.9 Andamento dei moduli omogeneizzati al variare del rapporto b/a

6.2.2 Larghezza fissata

In questo caso si sono adottate due larghezze del blocco facendo variare l'altezza dello stesso. Si sono scelti rapporti b/a che consentissero di operare un confronto tra due uguali larghezze e due uguali rapporti seguendo quanto fatto al §6.2.1. I valori geometrici adottati sono riportati in tabella 6.7.

Tab. 6.7 Valori di larghezza ed altezza blocco adottati

$b = 40 \text{ cm}$	$b = 60 \text{ cm}$
32,0 <i>cm</i> ($r = 1.25$)	37,5 <i>cm</i> ($r = 1.60$)
28,5 <i>cm</i> ($r = 1.40$)	32,0 <i>cm</i> ($r = 1.875$)
25,0 <i>cm</i> ($r = 1.60$)	30,0 <i>cm</i> ($r = 2.00$)
20,0 <i>cm</i> ($r = 2.00$)	28,5 <i>cm</i> ($r = 2.105$)

Analogamente al §6.2.1 si sono condotte prove di trazione ortogonale e parallela ai letti di malta, e di taglio. I moduli elastici omogeneizzati per le varie condizioni sono tabulati nelle tabelle 6.8 e 6.9 a seconda della larghezza del blocco.

Per $b = 400 \text{ mm}$:

Tab. 6.8 Valori di larghezza ed altezza blocco adottati

TRAZIONE IN X			
	E_b = 15000 Mpa E_m = 1000 Mpa	E_b = 3000 Mpa E_m = 2000 Mpa	E_b = 15000 Mpa E_m = 500 Mpa
r	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]
1,25	9874	2905	7443
1,40	9848	2900	7438
1,60	9815	2894	7431
2,00	9749	2882	7416

TRAZIONE IN Y			
	E_b = 15000 Mpa E_m = 1000 Mpa	E_b = 3000 Mpa E_m = 2000 Mpa	E_b = 15000 Mpa E_m = 500 Mpa
r	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]
1,25	9089	2901	6500
1,40	8710	2894	6108
1,60	8274	2885	5675
2,00	7524	2867	4972

TAGLIO			
	E_b = 15000 Mpa E_m = 1000 Mpa	E_b = 3000 Mpa E_m = 2000 Mpa	E_b = 15000 Mpa E_m = 500 Mpa
r	G_{muratura} [MPa]	G_{muratura} [MPa]	G_{muratura} [MPa]
1,25	3128	1203	2073
1,40	3034	1200	1990
1,60	2921	1196	1892
2,00	2714	1189	1718

Per $b = 600 \text{ mm}$:

Tab. 6.9 Moduli elastici omogeneizzati per i tre casi nelle condizioni di larghezza del blocco di 600 mm

TRAZIONE IN X			
	E_b = 15000 Mpa E_m = 1000 Mpa	E_b = 3000 Mpa E_m = 2000 Mpa	E_b = 15000 Mpa E_m = 500 Mpa
r	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]
1,60	11078	2927	8918
1,88	11042	2921	8913
2,00	11026	2919	8911
2,11	11013	2916	8909

TRAZIONE IN Y			
	E_b = 15000 Mpa E_m = 1000 Mpa	E_b = 3000 Mpa E_m = 2000 Mpa	E_b = 15000 Mpa E_m = 500 Mpa
r	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]	E_{muratura} [MPa]
1,60	9685	2921	7109
1,88	9174	2912	6555
2,00	8962	2908	6333
2,11	8791	2905	6159

TAGLIO			
	E_b = 15000 Mpa E_m = 1000 Mpa	E_b = 3000 Mpa E_m = 2000 Mpa	E_b = 15000 Mpa E_m = 500 Mpa
r	G_{muratura} [MPa]	G_{muratura} [MPa]	G_{muratura} [MPa]
1,60	3499	1213	2419
1,88	3351	1209	2276
2,00	3287	1208	2217
2,11	3236	1206	2169

I ragionamenti che si possono condurre sono analoghi a quelli del §6.2.1, diversamente, per un dato valore di b una variazione del rapporto b/a influisce sul modulo elastico omogeneizzato E_Y e G senza influire di molto su E_X . Dai grafici in figura si riscontra quanto già visto. Per una data a , una variazione della sola lunghezza del blocco provoca variazioni del modulo elastico E_X , nel caso specifico incrementare l'altezza da 200 mm a 300 mm porta a incrementi del modulo elastico dell'ordine del 10%.

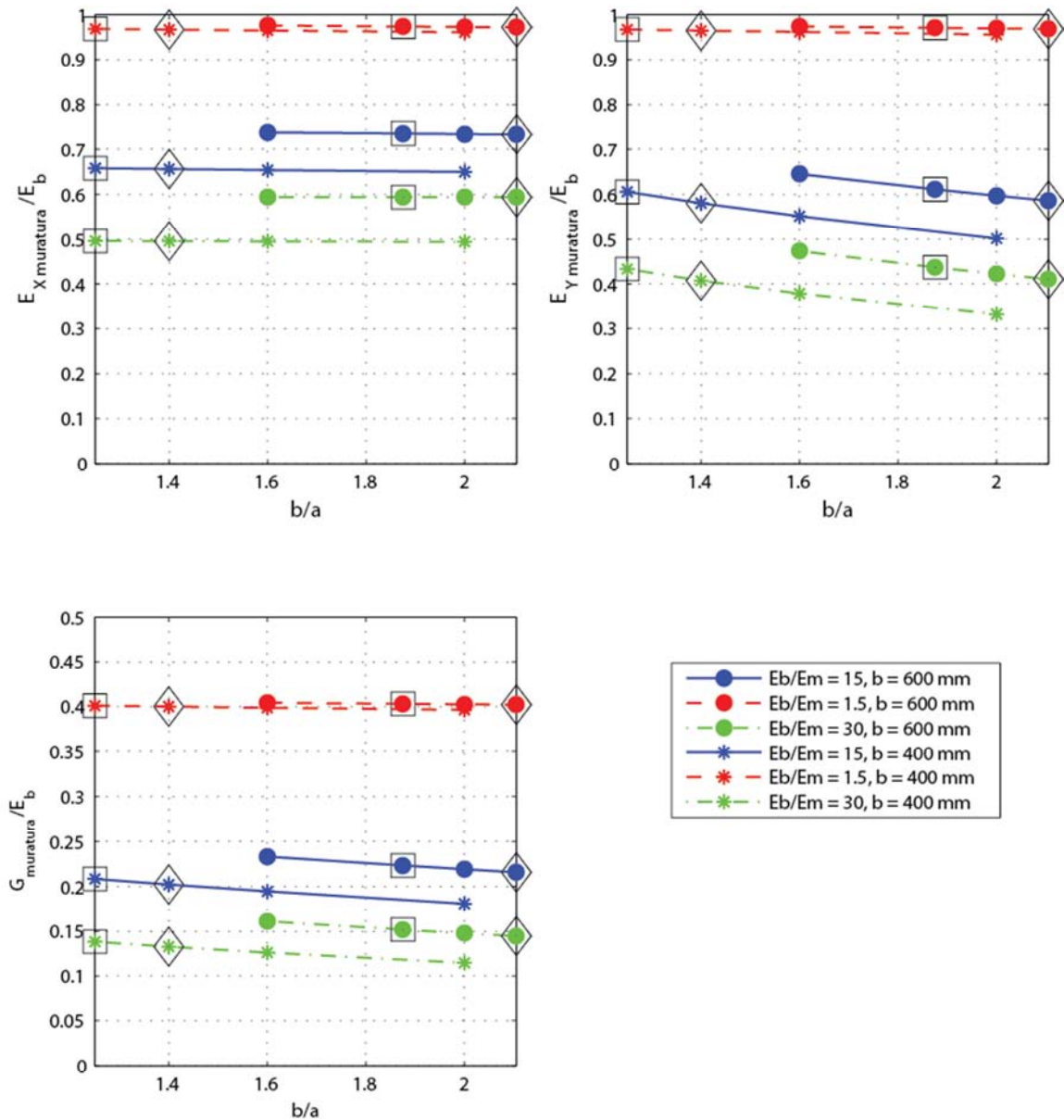


Fig. 6.10 Variazione del modulo elastico omogeneizzato in funzione di b/a

In tabella 6.10 sono raccolti i confronti possibili tra i moduli elastici omogeneizzati al variare della lunghezza del blocco per una determinata a . Il confronto è operato tra i valori di modulo elastico omogeneizzato rapportato al modulo elastico del blocco, determinati per ciascun caso di E_b/E_m , contraddistinti in figura 6.10 dallo stesso marcatore.

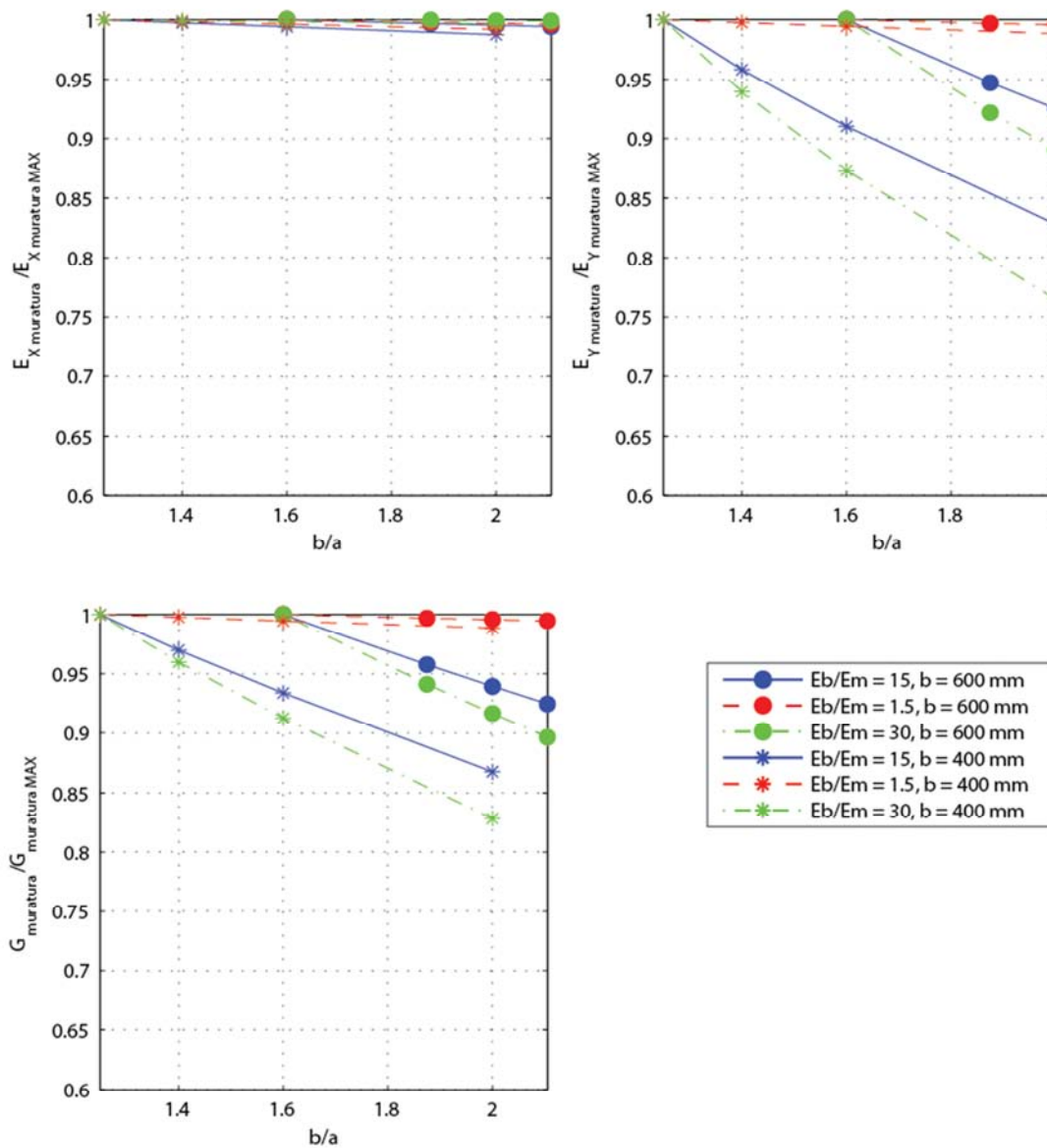


Fig. 6.11 Variazione dei moduli elastici omogeneizzati al variare di b/a – grafici adimensionalizzati al massimo modulo omogeneizzato determinato

Adimensionalizzando i moduli elastici omogeneizzati al massimo tra i moduli elastici determinati, per ciascun caso di E_b/E_m , è possibile operare un confronto tra tutte le curve, figura 6.11. Si possono apprezzare variazioni per effetto di un diverso E_b/E_m e diversa b . Analogamente a quanto riportato al §6.2. Gli effetti di b/a aumentano al crescere del rapporto E_b/E_m .

La serie legata al rapporto tra $E_b/E_m = 1,5$ non risente particolarmente di effetti legati al rapporto tra le dimensioni del blocco e alla lunghezza del blocco. Differentemente a parità di

rapporto b/a , realizzando un aumento di ambedue le dimensioni del blocco, si riscontra per tutti i moduli elastici omogeneizzati un aumento. Generalmente per il modulo elastico E_Y ed il modulo tagliante G all'aumentare del rapporto tra le dimensioni del blocco, fissata una lunghezza dello stesso, si riscontra una perdita di elasticità. Il motivo è da ricercarsi nella meccanica della muratura, vista al capitolo 3. Quando il rapporto b/a aumenta a parità di b , l'altezza del blocco diminuisce, altezza che equivale al braccio delle tensioni tangenziali agenti sui letti di malta che restano invariate al variare di a .

Tab. 6.10 Confronti tra i moduli elastici omogeneizzati al variare della larghezza b per una fissata altezza a

		$a = 28,5\text{ cm}$			$a = 32\text{ cm}$		
		$b = 40\text{ cm}$ $\frac{b}{a} = 1,40$	$b = 60\text{ cm}$ $\frac{b}{a} = 2,105$	Δ	$b = 40\text{ cm}$ $\frac{b}{a} = 1,25$	$b = 60\text{ cm}$ $\frac{b}{a} = 1,875$	Δ
Caso 1 $E_b = 15000\text{ MPa}$ $E_m = 1000\text{ MPa}$	E_x	0,66	0,73	10,6%	0,66	0,74	10,6%
	E_y	0,58	0,59	0,9%	0,61	0,61	0,9%
	G	0,20	0,22	6,6%	0,21	0,22	6,2%
Caso 3 $E_b = 15000\text{ MPa}$ $E_m = 500\text{ MPa}$	E_x	0,50	0,59	16,5%	0,50	0,59	16,5%
	E_y	0,41	0,41	0,8%	0,43	0,44	0,8%
	G	0,13	0,14	8,2%	0,14	0,15	8,2%

Dalla tabella si evince che la stessa variazione di lunghezza del blocco nel caso si adottino diverse altezze non produce variazioni sostanziali.

6.3 SENSIBILITÀ ALLO SPESSORE DEI GIUNTI DI MALTA

Da un'osservazione delle tessiture murarie presenti sulla costruzione di riferimento si sono determinati una serie di spessori minimi e massimi, ricorrenti nelle varie porzioni murarie esaminate, di giunti di malta verticali ed orizzontali, riportati in tabella 4.10. Si è deciso di condurre un'analisi di sensibilità allo spessore dei giunti di malta adottando le coppie di spessori che fanno riferimento: al minimo spessore dei minimi, al più frequente tra gli spessori minimi, al più frequente degli spessori massimi, al massimo spessore dei massimi e allo spessore più ricorrente. Si sono assunti i valori di spessore riportati in tabella 6.11.

Tab. 6.11 Valori di spessori orizzontali e spessori verticali rilevati su 16 campioni murari

Campione	Giunti verticali			Giunti orizzontali		
	min	max	val. rapp.	min	max	val. rapp.
1	10	130	20	10	70	20
2				5	30	10
3	20	50	20	20	50	20
4	5	20	15	5	50	7
5				3	30	15
6	3	80	20	7	30	15
7	3	80	20	7	30	15
8	5	40	15	5	50	30
10	3	30	7	10	40	15
11	3	30	20	5	30	10
12	5	40	10	10	30	20
13				3	10	5
14	3	40	20	5	20	10
15	5	30	15	10	40	20
16	10	60	30	10	30	20
Min						
	3			3		
Freq. Min						
	3			10		
Max						
		130			70	
Freq. Max						
		40			30	
Freq. Rapp.						
			20			20

Tab. 6.12 Coppie di spessori dei giunti orizzontali e verticali

s_{pH} [mm]	3	10	70	30	20	30	30	40
s_{pV} [mm]	3	3	130	40	20	30	40	40

Le analisi condotte sono nuovamente di trazione orizzontale e parallela ai letti di malta e taglio ripetute per i tre casi di riferimento. Si sono realizzati due grafici, per ogni stato di sollecitazione, al fine di analizzare i valori di modulo elastico omogeneizzato al variare dello spessore orizzontale o dello spessore verticale. Si fa notare che ad una variazione del giunto verticale (orizzontale) corrisponde una variazione del giunto orizzontale (verticale). Un confronto a parità di uno dei due giunti, facendo variare l'altro, lo si può fare solo per le coppie evidenziate in tabella 6.12, procedendo ad una lettura verticale dei grafici.

Un secondo appunto, riguardo la lettura dei grafici, sta nel fatto che si stanno variando i soli spessori dei giunti di malta a parità delle altre condizioni. Variando gli spessori dei giunti mutano i rapporti a/s_h e b/s_v . I grafici sono da leggere in quest'ultima ottica, tenendo presente che in realtà sono i rapporti tra le dimensioni a variare e a provocare differenze nei moduli elastici omogeneizzati e non gli spessori in senso assoluto.

I grafici sono costruiti facendo riferimento ad una geometria costruita con i valori di altezza e lunghezza medi del blocco $a = 200 \text{ mm}$, $b = 250 \text{ mm}$, $b/a = 1,25$, con una tessitura avente sfalsamento di $1/4$ di blocco.

6.3.1 Caso 1 - $E_b = 15000 \text{ MPa}$ $E_m = 1000 \text{ MPa}$

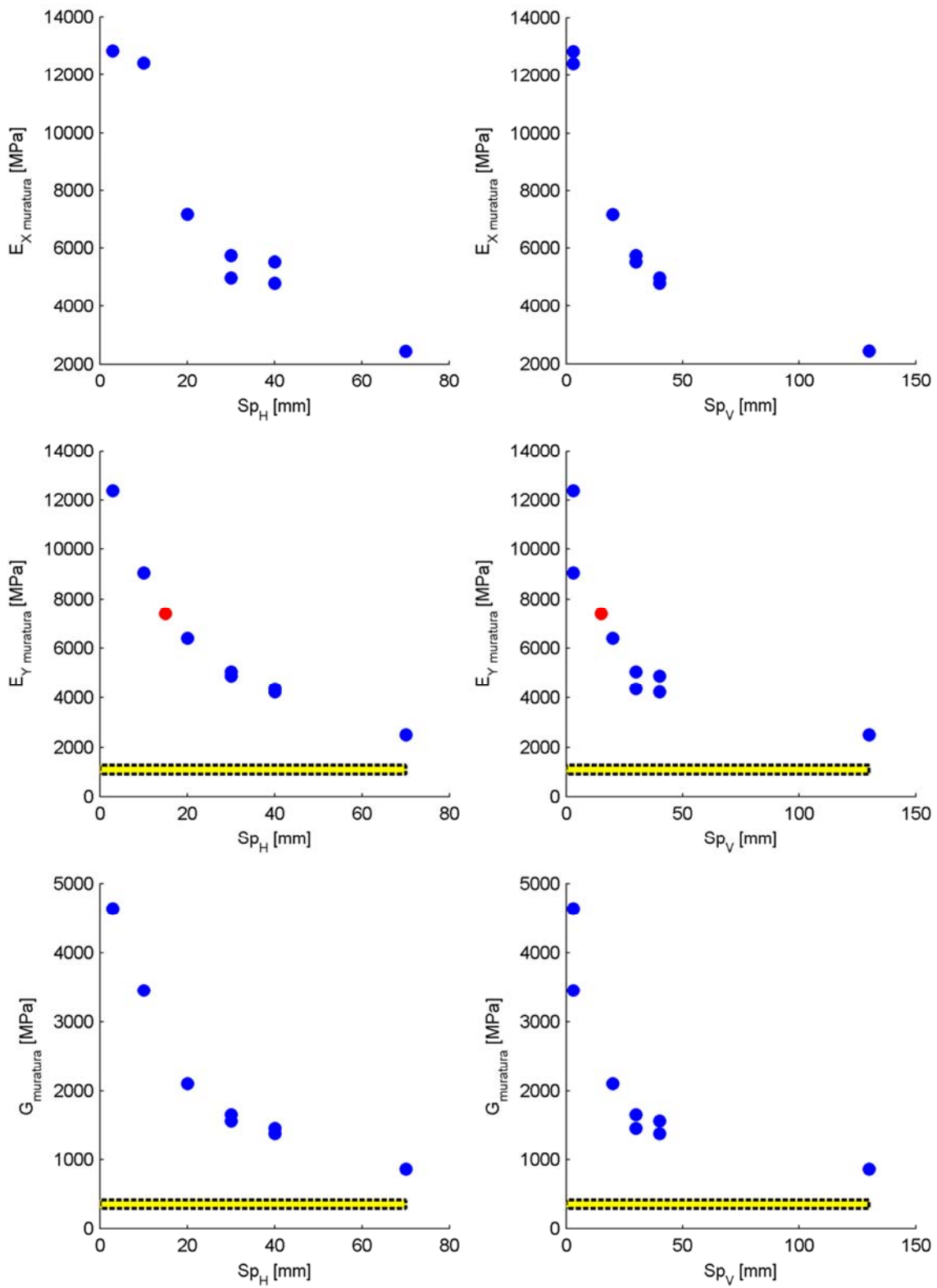


Fig. 6.12 Grafici della variazione dei moduli omogeneizzati al variare dei rapporti a/s_h e b/s_v

Dai grafici in figura 6.12 si evidenzia che il range di variazione dei moduli elastici omogeneizzati è elevato in virtù di un'ampia variazione degli spessori dei giunti di malta. I grafici mettono in evidenza che più grande è lo spessore del giunto di malta e minore è il modulo elastico omogeneizzato, ci si viene a collocare nella parte terminale del grafico. Si trova ancora conferma del fatto che per lo stato di sollecitazione lungo l'asse X una variazione di spessore orizzontale non porta a variazioni rilevanti del modulo elastico omogeneizzato dipendendo quest'ultimo, essenzialmente, dagli strati di malta verticali. Analogamente per la trazione in Y i grafici confermano la dipendenza principale dall'entità dei giunti di malta orizzontali. Lo stato di sollecitazione di taglio porta a risultati differenti, una variazione dello spessore del giunto di malta orizzontale comporta una variazione di modulo elastico omogeneizzato maggiore rispetto al caso si modifichi il giunto di malta verticale.

6.3.2 Caso 2 - $E_b = 3000 \text{ MPa}$ $E_m = 2000 \text{ MPa}$

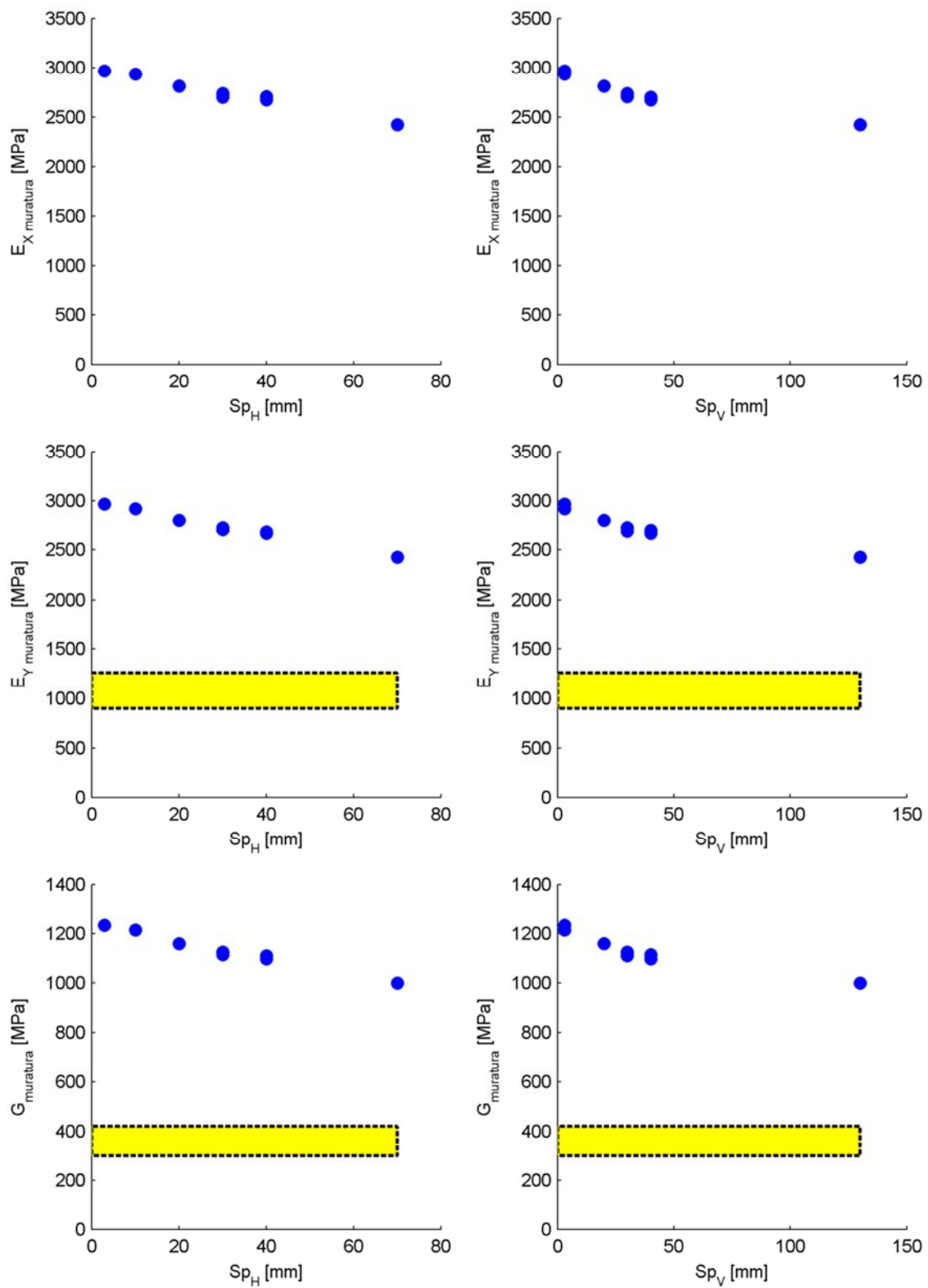


Fig. 6.13 Grafici della variazione dei moduli omogeneizzati al variare dei rapporti a/s_h e b/s_v

Differentemente da quanto si è potuto constatare per il caso 1, quando E_b è circa uguale a E_m non si apprezza un range grande di variazione del modulo elastico omogeneizzato al variare delle coppie dei giunti di malta. Non si apprezzano nemmeno differenze di modulo elastico omogeneizzato al variare del solo spessore orizzontale o verticale. Il motivo, come già visto in precedenza, è dovuto al fatto che la porzione muraria tende ad essere un materiale omogeneo.

6.3.3 Caso 3 - $E_b = 15000 \text{ MPa}$ $E_m = 500 \text{ MPa}$

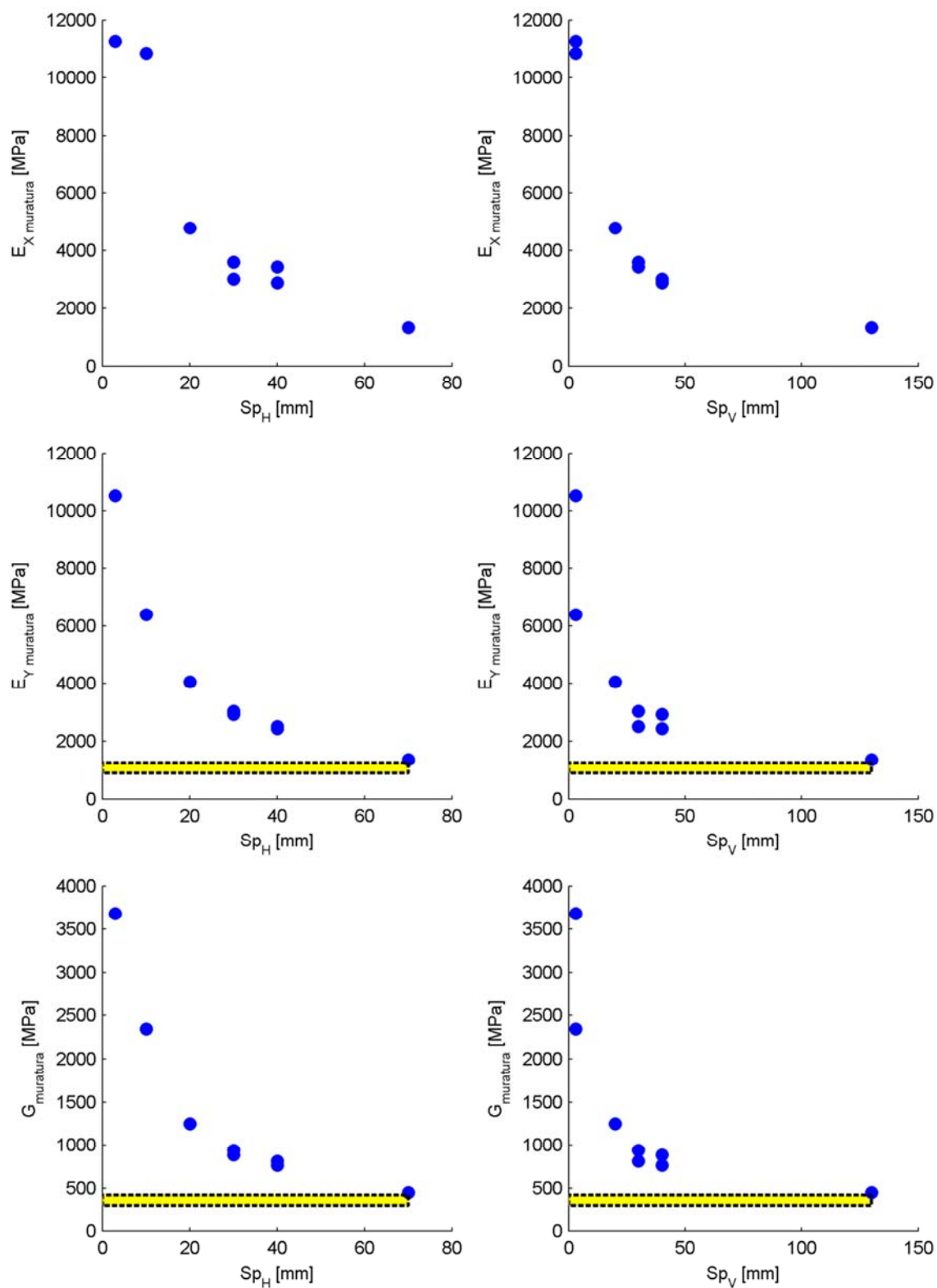


Fig. 6.14 Grafici della variazione dei moduli omogeneizzati al variare dei rapporti a/s_h e b/s_v

Come accade per il caso 1 il range di variazione è ampio. Per le variazioni di modulo elastico omogeneizzato vale quanto visto per il caso 1. È da notare che quando gli spessori di malta sono grandi, per la malta in esame, il modulo elastico omogeneizzato si avvicina molto al modulo elastico fornito dalla normativa; questo sembra essere in linea con la norma, in quanto la stessa dichiara che i moduli elastici omogeneizzati forniti sono relativi a murature con spessori di malta non piccoli.

Come anticipato al §6.3 i grafici sono costruiti in funzione dello spessore ma in realtà sta variando il rapporto tra la dimensione ortogonale al giunto e lo spessore del giunto. Questo perché il modulo elastico omogeneizzato non dipende dal solo spessore del giunto di malta o dalla sola dimensione del blocco. Ciò lo si può vedere, per esempio, confrontando per la trazione in Y ed il taglio i risultati ottenuti per due uguali rapporti di a/spH con diversi a e spH . Nel dettaglio si ha:

a/SpH	E _y			G		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 1	CASO 2	CASO 3
200/10	9064	2920	6403	3454	1214	2342
300/15	8844	2895	6270	3037	1200	1993
Δ	2%	1%	2%	12%	1%	14%

Confrontando i due casi si riscontrano delle differenze per lo stato di sollecitazioni di taglio, ciò è legato al fatto che mentre per il primo set di valori gli spessori dei giunti di malta sono differenti tra quelli orizzontali e verticali, nel secondo set sia i giunti verticali che quelli orizzontali hanno il medesimo spessore di 15 mm. Altra differenza sta nel fatto che i valori ottenuti per il 200/10 hanno fatto riferimento ad un $b/a=1.25$ con rapporto $b/s_v = 83$, a differenza dei moduli ottenuti per il 300/15 che si riferiscono ad un rapporto $b/a=1.17$ con rapporto $b/s_v = 23$. Quanto ottenuto, conferma la dipendenza del modulo elastico omogeneizzato dai rapporti a/spH e b/s_v non dal valore assoluto delle dimensioni del blocco o dello spessore dei giunti.

6.4 SENSIBILITÀ ALLO SFALSAMENTO DEI BLOCCHI

Come scritto al § 3.9 lo sfalsamento è un parametro che influenza la risposta della muratura, si sono scritte le forze che entrano in gioco nella meccanica della muratura soggetta a taglio per i diversi sfalsamenti, caso di giunti allineati e giunti sfalsati .

Le analisi ora presentate vogliono indagare quanto influisca lo sfalsamento nel modulo elastico omogeneizzato del pannello murario. La geometria del blocco e degli spessori dei giunti di malta è fissa, per ambedue si sono scelte le dimensioni medie, $a = 200 \text{ mm}$, $b = 250 \text{ mm}$, $s_v = s_h = 20 \text{ mm}$. La tessitura è, invece, oggetto di variazione, si analizzano le condizioni di giunti verticali allineati, giunti verticali sfalsati a 1/4 di blocco e sfalsati a 1/2 di blocco. Le prove sono ripetute per ciascun E_b/E_m di riferimento.

In figura 6.15 sono graficati i moduli elastici omogeneizzati al variare dello sfalsamento dei blocchi, si evidenzia immediatamente la corretta risposta del modulo elastico E_Y che resta praticamente invariato per qualsiasi livello di sfalsamento, dipendendo dalla deformabilità dei letti orizzontali di malta. Differentemente, per il modulo G , si evidenzia un decrescere del modulo omogeneizzato via via che ci si avvicina alla condizione di giunti verticali allineati. Anche il parametro E_X decresce al diminuire dello sfalsamento.

A riconferma di quanto esposto, la curva caratterizzata da rapporto E_b/E_m vicino l'unità, correttamente, è quasi non influenzata dal grado di sfalsamento.

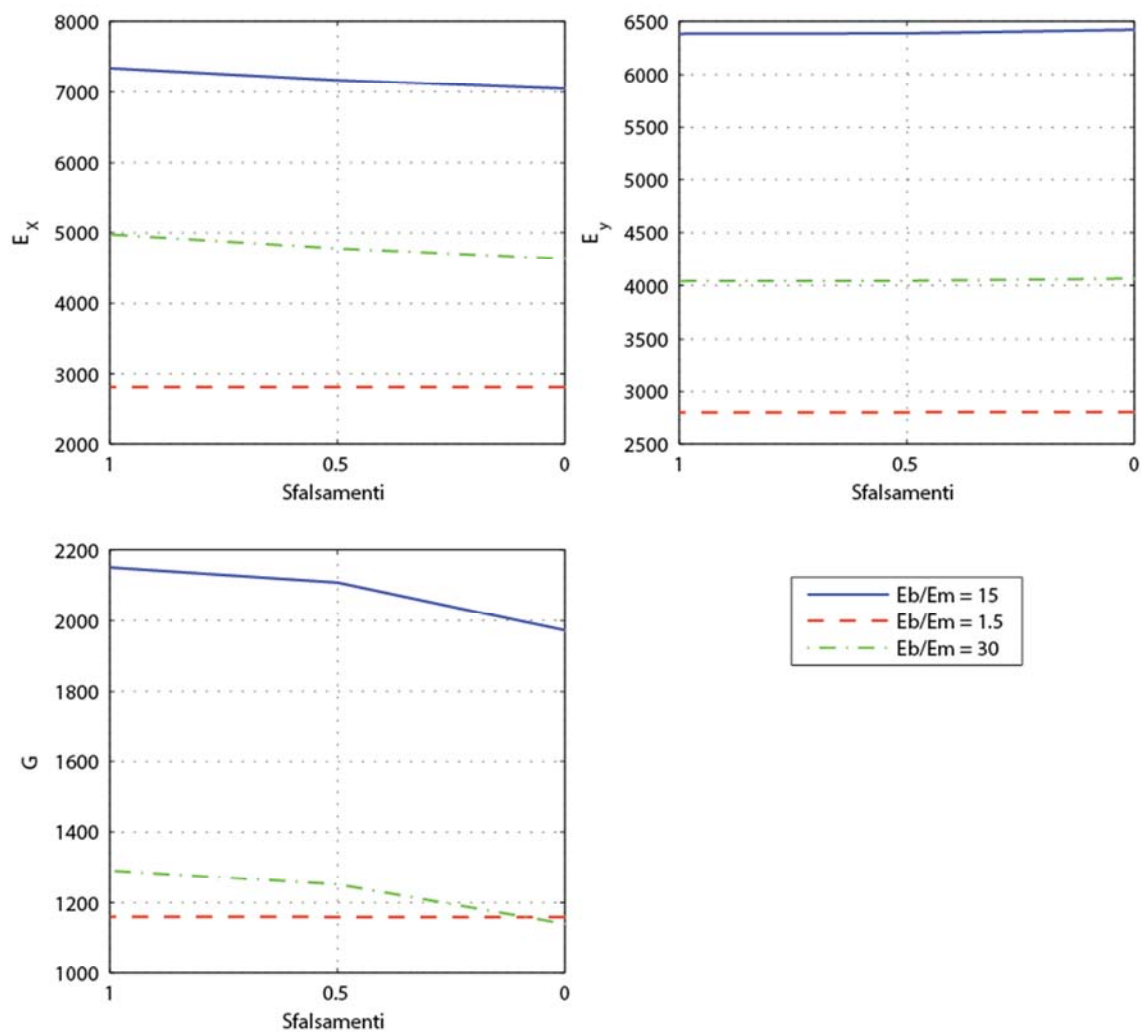


Fig. 6.15 Variazione del modulo omogeneizzato in funzione dello sfalsamento dei blocchi

La costruzione di grafici adimensionalizzati, figura 6.16, al massimo modulo elastico omogeneizzato determinato tra i moduli ricavati per ciascun caso, consentono di calcolare immediatamente le variazioni che si hanno per i diversi livelli di sfalsamento e le diverse sollecitazioni ed operare confronti tra le tre curve rappresentative dei tre casi di riferimento. Per E_y non si ha praticamente variazione, per G la sensibilità allo sfalsamento è maggiore al crescere del rapporto E_b/E_m . Al crescere del rapporto E_b/E_m l'effetto di un diverso sfalsamento è maggiore; nel caso 3, corrispondente al caso con maggiore perdita di modulo elastico, passare da una tessitura con sfalsamento dei blocchi a 1/2 ad una tessitura con giunti verticali allineati comporta una differenza di modulo elastico omogeneizzato dell'ordine del 12%.

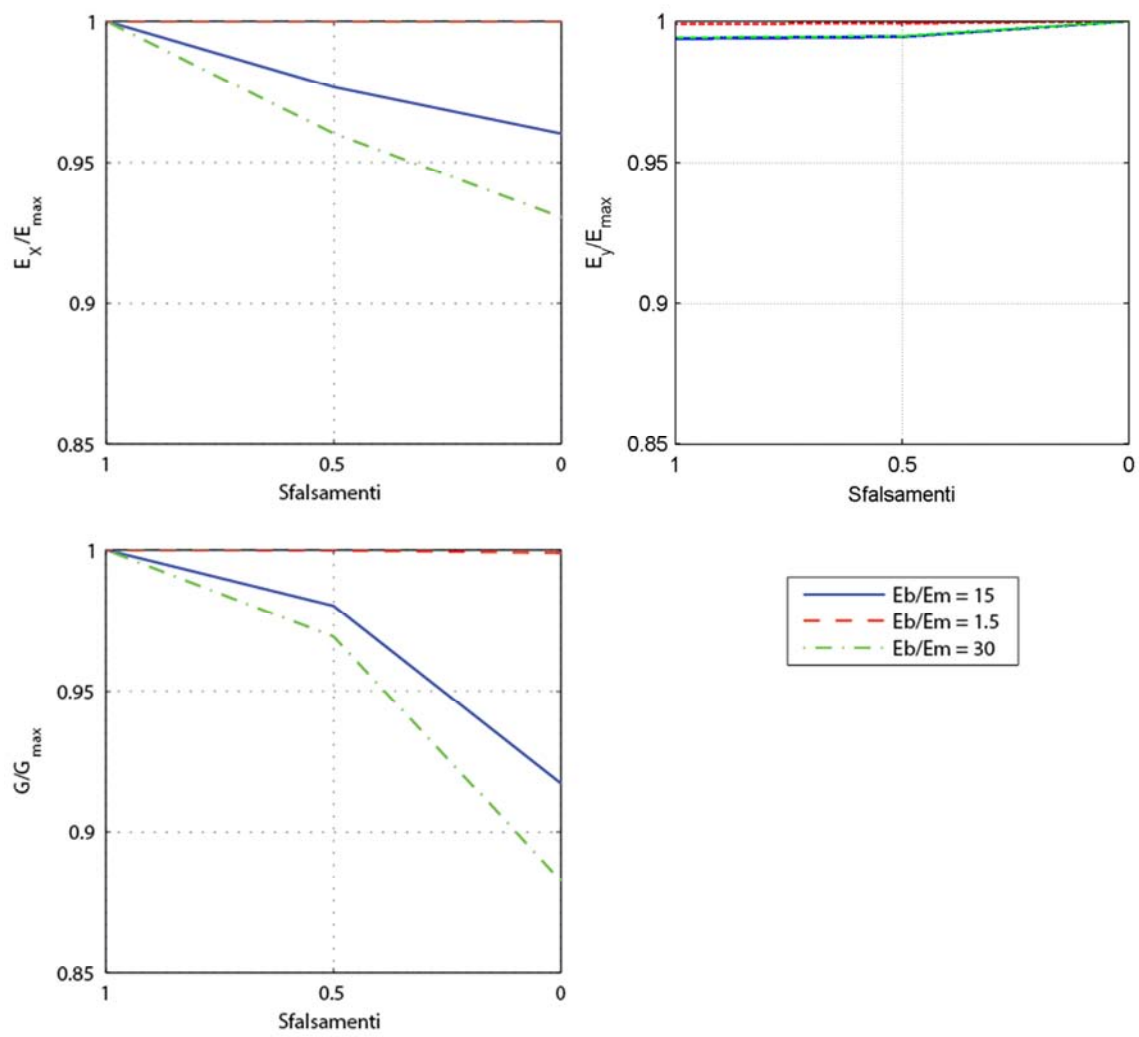


Fig. 6.16 Moduli elastici omogeneizzati adimensionalizzati al variare dello sfalsamento

6.5 SENSIBILITÀ AL MAL RIEMPIMENTO DEI GIUNTI VERTICALI

Per ciascuno stato sollecitante, trazione parallela ed ortogonale ai letti di malta e taglio, si analizza l'effetto del mal riempimento, o ammaloramento, dei giunti di malta verticali nei casi di massima (1), parziale (0.5) mal composizione o buona realizzazione (0.0). L'effetto del mal riempimento si è studiato nelle tre diverse configurazioni di tessitura, a giunti allineati e a giunti parzialmente e totalmente sfalsati.

La geometria indagata è la medesima del punto §6.4.

Il mal riempimento dei giunti di malta verticali influisce consistentemente sul modulo elastico E_X e G . Nel caso di trazione lungo la direzione parallela ai letti di malta, la resistenza è principalmente affidata ai giunti di malta verticali che viene progressivamente meno all'aumentare della cattiva composizione del giunto. Nel caso del taglio vengono meno le forze tangenziali trasmesse dai giunti di malta verticali e l'equilibrio è affidato alle sole tensioni tangenziali dei letti di malta. Le cadute di rigidezza del sistema possono essere valutate nei grafici riportati nelle figure 6.17, 6.18, 6.19.

La risposta è diversa a seconda dello sfalsamento dei blocchi, secondo quanto evidenziato al paragrafo precedente.

Ancora una volta a dimostrazione del fatto che i giunti di malta verticali influiscono poco sulla risposta del sistema per una sollecitazione di trazione ortogonale ai letti di malta dalla figura 6.18 si evidenzia come il modulo elastico E_Y resti quasi costante per tutti i gradi di riempimento dei giunti verticali.

Il modulo elastico E_X per scarsa qualità dei giunti verticali di malta raggiunge valori bassissimi. Dai grafici adimensionalizzati al modulo omogeneizzato massimo, riportati in figura 6.20 e 6.21, determinato per ciascun caso di riferimento, si può operare un confronto tra le curve ed apprezzare l'influenza di un diverso rapporto E_b/E_m sulla risposta del sistema. Al crescere del rapporto tra modulo elastico del blocco e modulo elastico della malta l'effetto di un mal riempimento dei giunti di testa è maggiore.

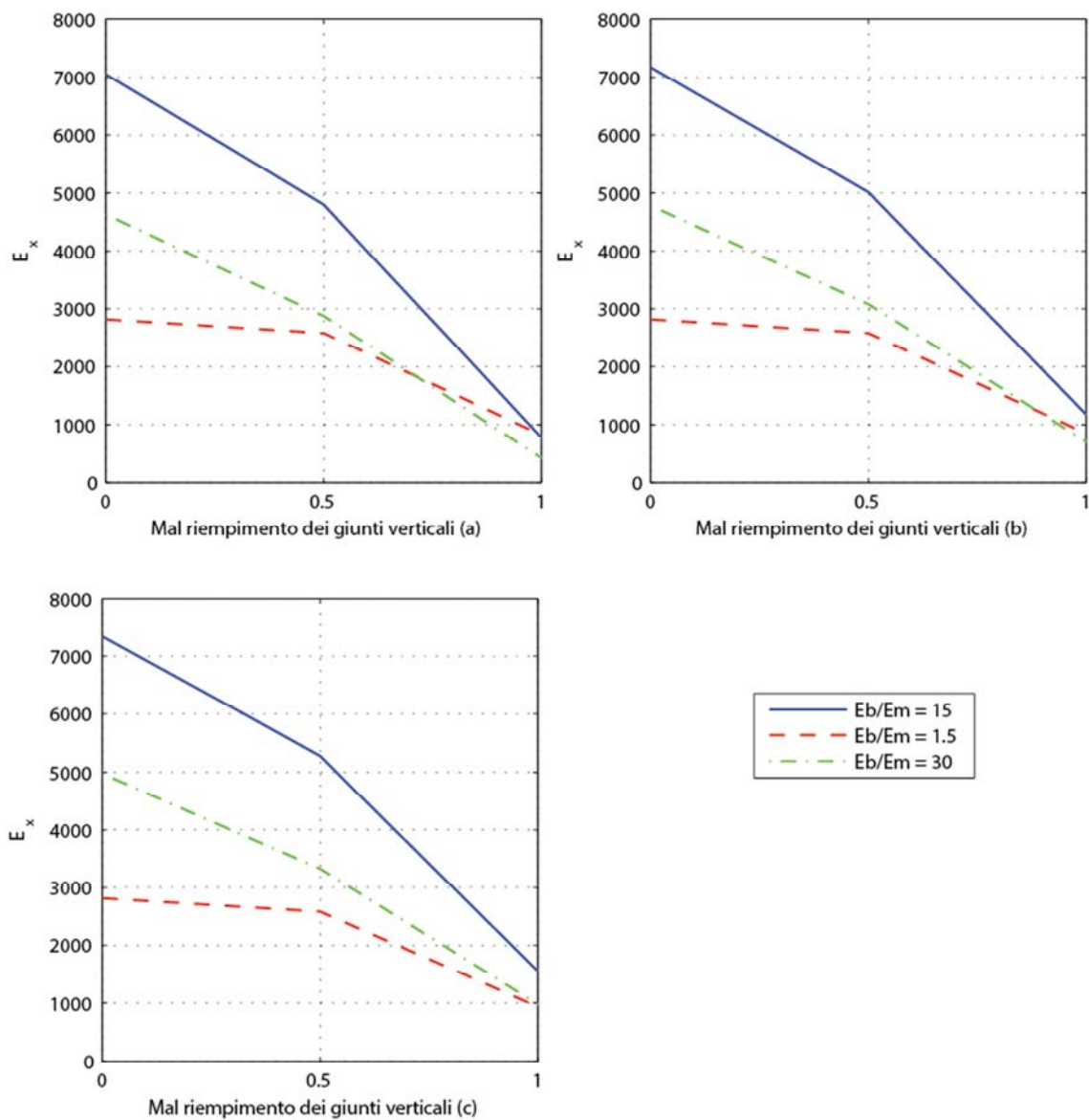


Fig. 6.17 Moduli E_x al variare della qualità dei giunti di malta verticali. a) Tessitura a giunti allineati, b) Tessitura a giunti sfalsati 1/4 di blocco, c) Tessitura a giunti sfalsati 1/2 di blocco

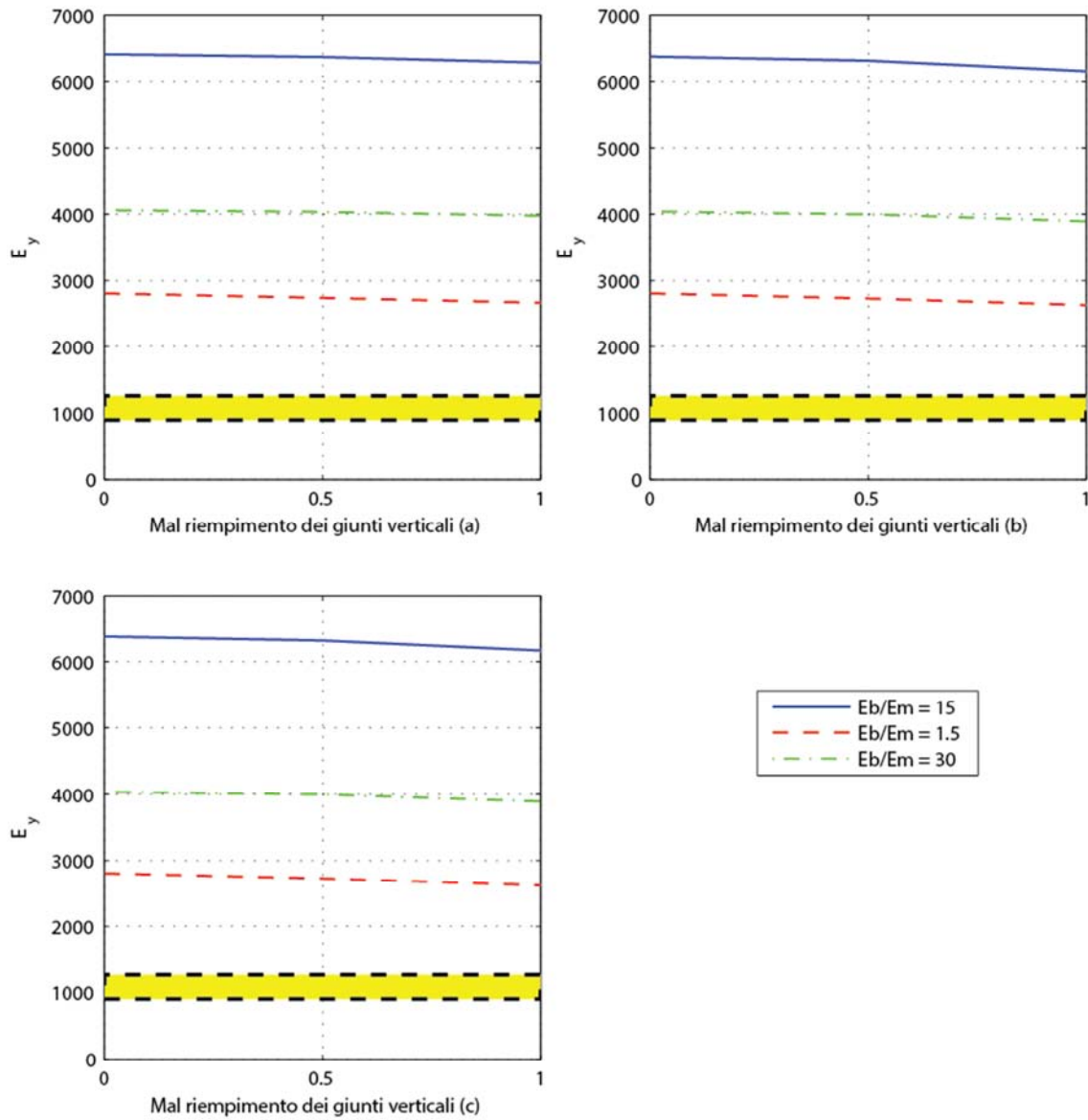


Fig. 6.18 Moduli E_y , al variare della qualità dei giunti di malta verticali. a) Tessitura a giunti allineati, b) Tessitura a giunti sfalsati 1/4 di blocco, c) Tessitura a giunti sfalsati 1/2 di blocco

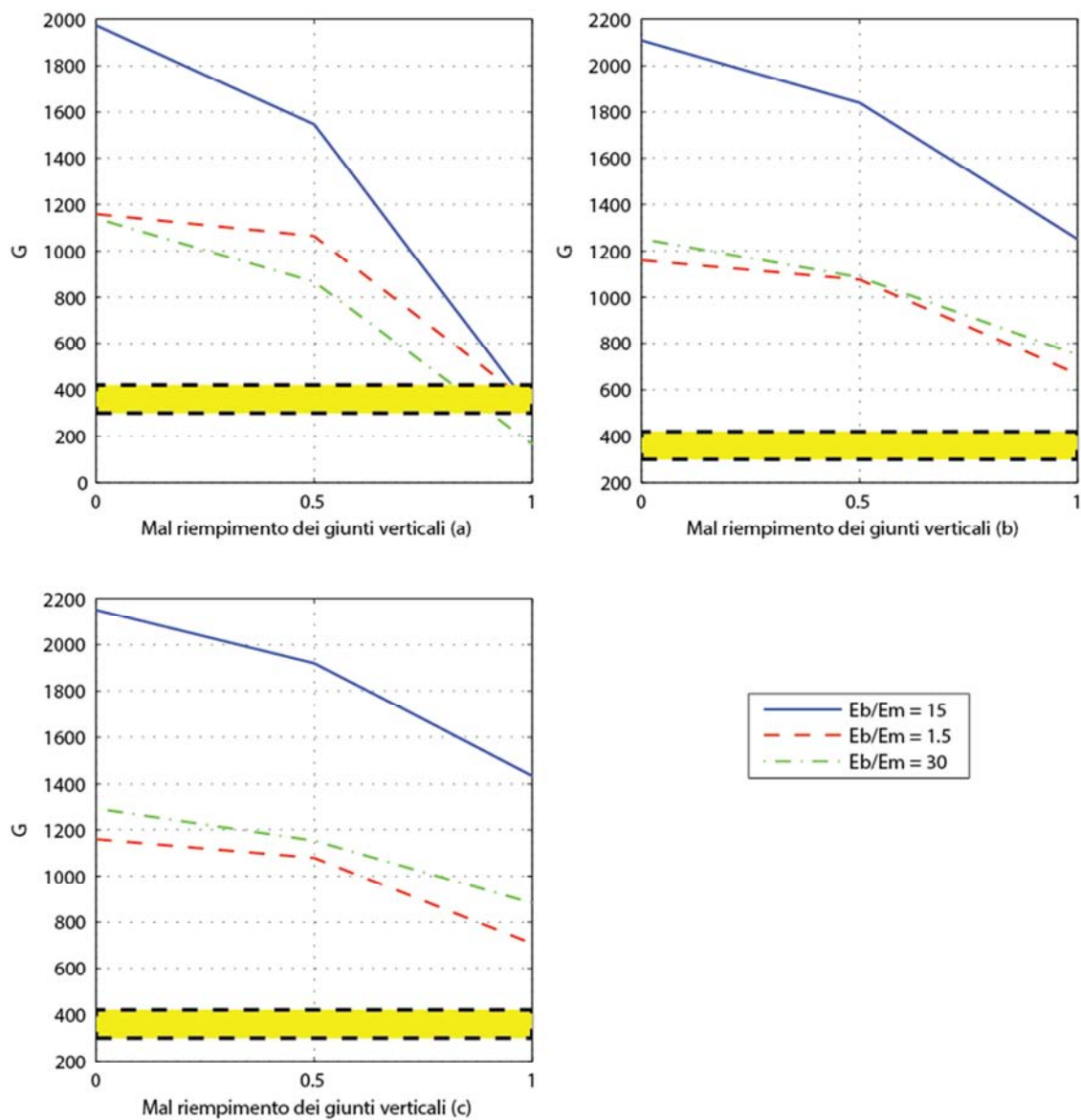


Fig. 6.19 Moduli G al variare della qualità dei giunti di malta verticali. a) Tessitura a giunti allineati, b) Tessitura a giunti sfalsati 1/4 di blocco, c) Tessitura a giunti sfalsati 1/2 di blocco

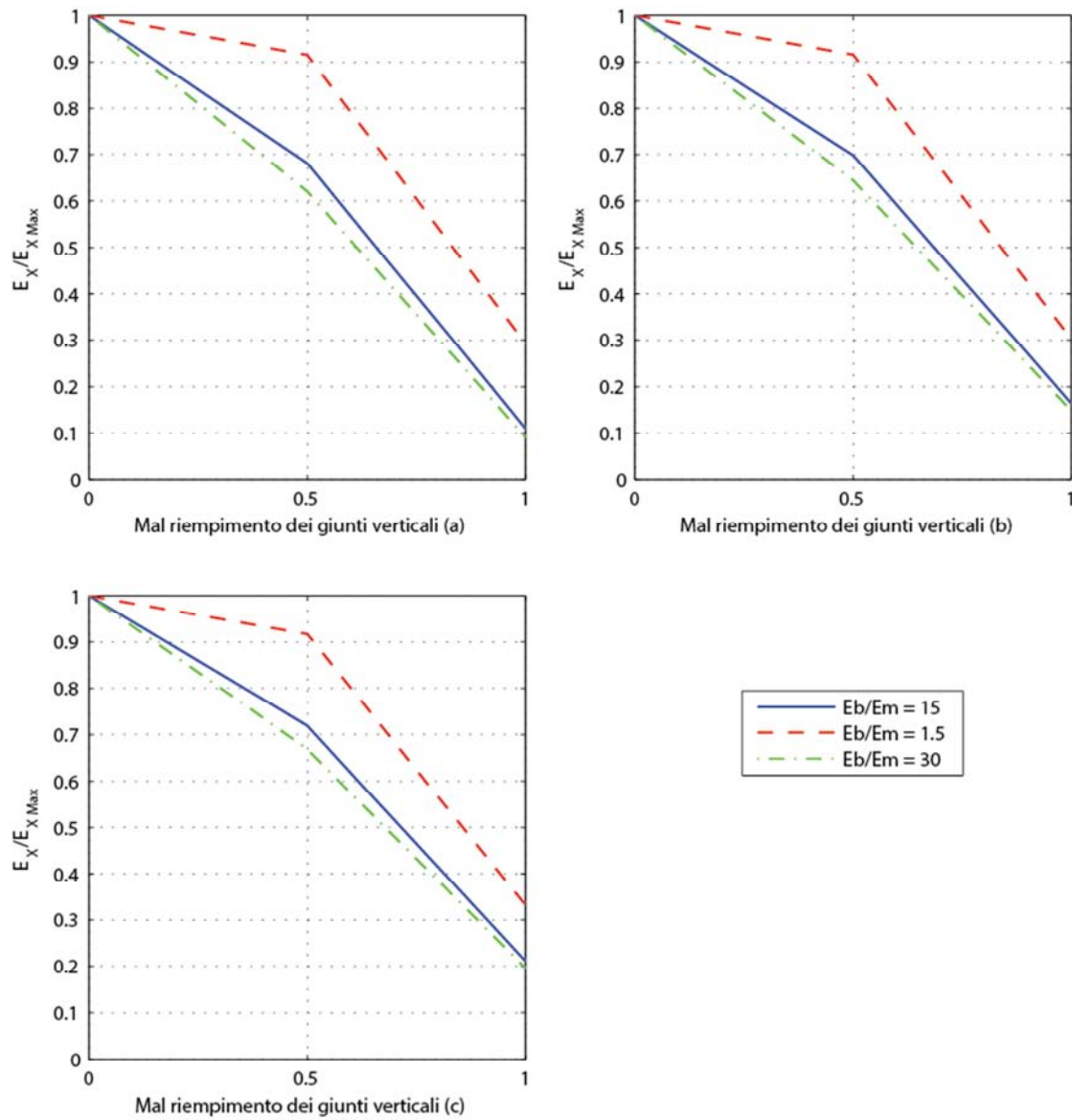


Fig. 6.20 Moduli $E_X/E_{X,MAX}$ al variare della qualità dei giunti di malta verticali. a) Tessitura a giunti allineati, b) Tessitura a giunti sfalsati 1/4 di blocco, c) Tessitura a giunti sfalsati 1/2 di blocco

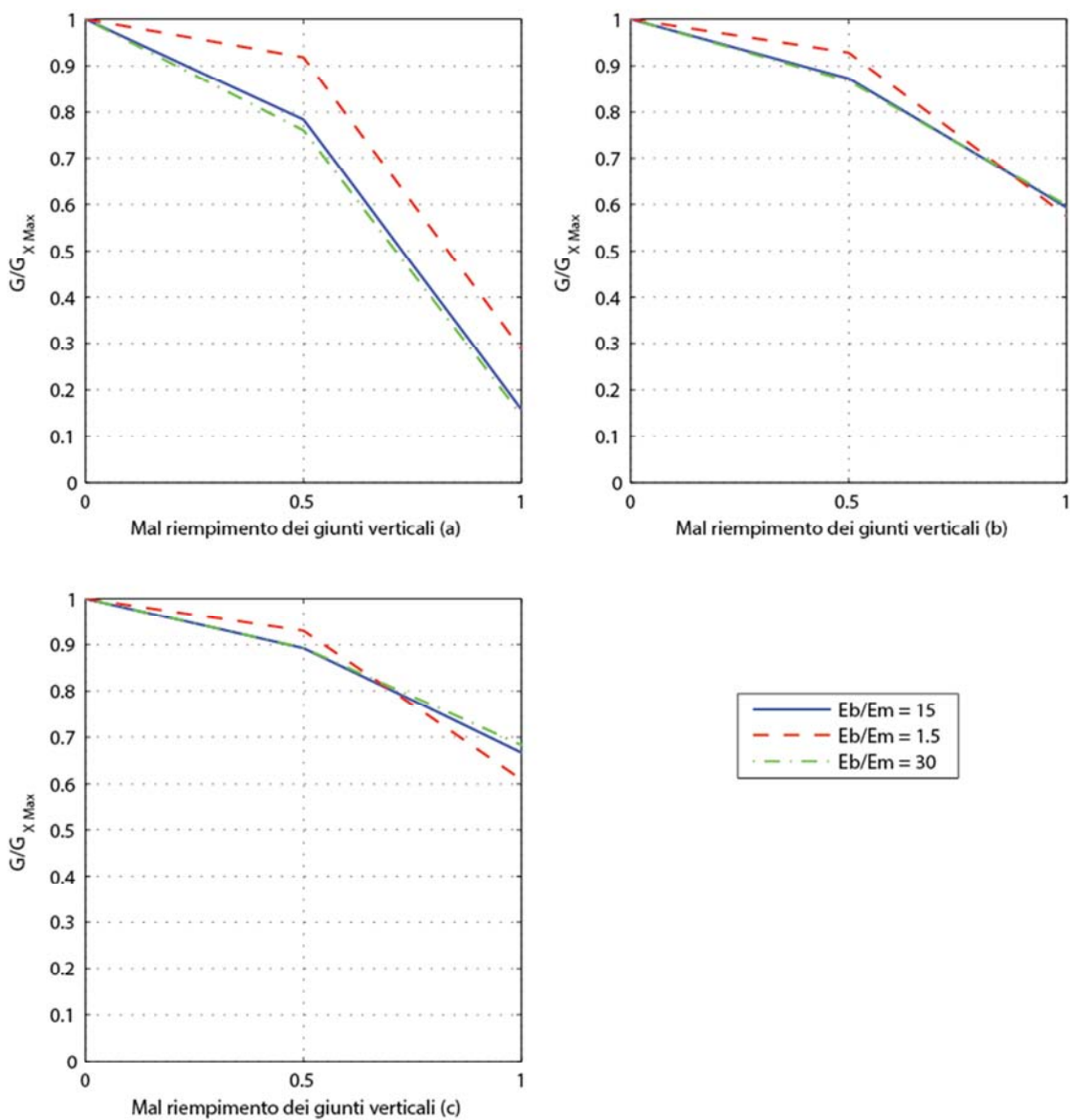


Fig. 6.21 Moduli G/G_{MAX} al variare della qualità dei giunti di malta verticali. a) Tessitura a giunti allineati, b) Tessitura a giunti sfalsati 1/4 di blocco, c) Tessitura a giunti sfalsati 1/2 di blocco

6.6 CONCLUSIONI

Dato il grande numero di analisi condotte, la grande variabilità e sensibilità del modulo elastico a vari fattori, è opportuno trarre delle conclusioni che raccolgano quanto prodotto per darne una chiave di lettura generale, che nasca da una serie di ragionamenti incrociati sui vari risultati.

Si presentano conclusioni separate per ciascun modulo elastico, E_X , E_Y , G , prescindendo dall'effetto molto rilevante dei moduli elastici dei singoli componenti, la cui indeterminatezza è fonte di grande variabilità del modulo elastico omogeneizzato.

6.6.1 Modulo E_Y

Da quanto riportato nei precedenti paragrafi si può constatare che il modulo elastico E_Y dipenda prevalentemente dal rapporto a/s_h . Raccogliendo le analisi svolte a gruppi di uguale a/s_h , con diversi b/s_v , si nota che all'interno di ciascuna famiglia non vi è variazione di risultato modificando b/s_v . Alla variazione di a/s_h si possono tracciare diverse curve simili a quelle in Fig. 6.5 costruite in condizioni di $a = 200 \text{ mm}$, $b = 350 \text{ mm}$, $b/a = 1,75$, $s_h = s_v = 15 \text{ mm}$, $a/s_h = 13,33$, $b/s_v = 23,33$.

Assumendo come riferimento le condizioni per le quali si sono costruite le curve in figura 6.5, scelte le analisi in tabella 6.13, si può apprezzare quanto riportato nel grafico in figura 6.22.

Tab. 6.13 Analisi adottate per operare il confronto sui moduli elastici

a	b	b/a	$s_h = s_v$	a/s_h	b/s_v	PUNTI
200	250	1,25	15	13,33	16,67	A
200	350	1,75	15	13,33	23,33	RIF
200	400	2,00	15	13,33	26,67	B
200	450	2,25	15	13,33	30,00	C
300	350	1,17	15	20,00	23,33	D
300	375	1,25	15	20,00	25,00	E
300	450	1,50	15	20,00	30,00	F
300	525	1,75	15	20,00	35,00	G
300	600	2,00	15	20,00	40,00	H
285	400	1,40	15	19,00	26,67	I
285	600	2,11	15	19,00	40,00	J
320	400	1,25	15	21,33	26,67	K
320	600	1,88	15	21,33	40,00	L

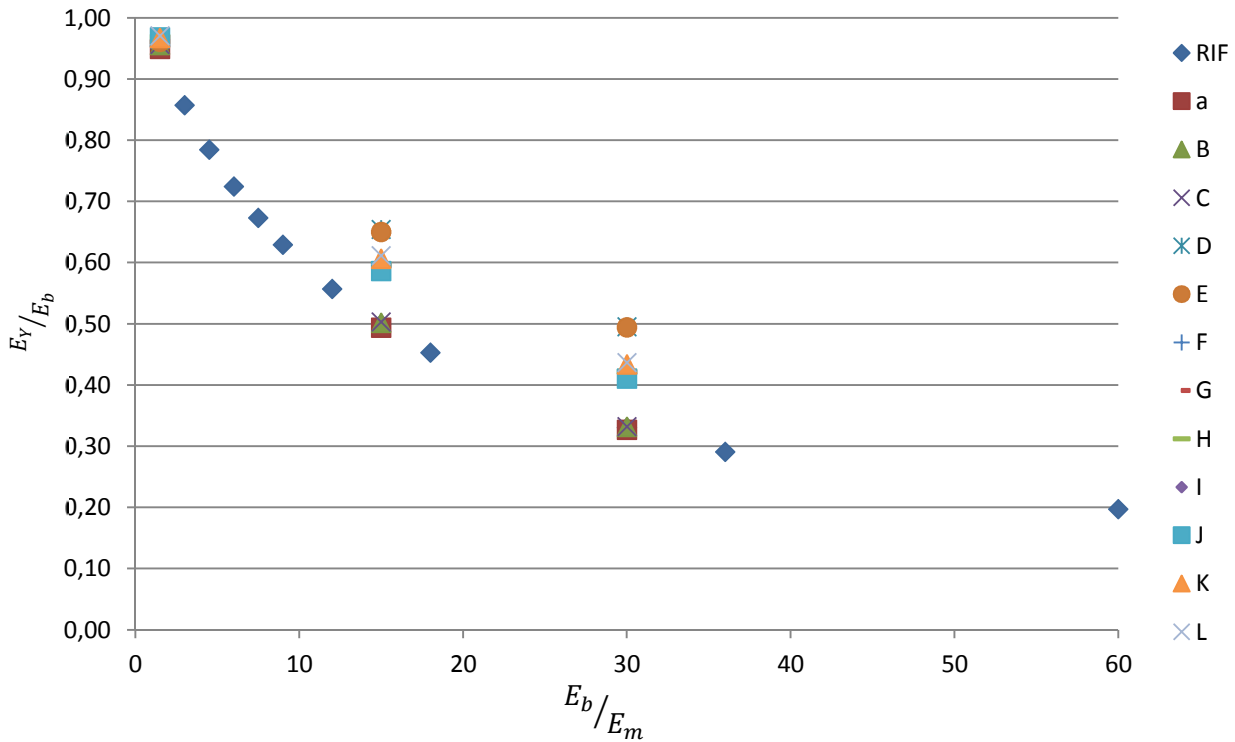


Fig. 6.22 Variazione del modulo elastico, adimensionalizzato al modulo elastico del blocco, al variare del rapporto tra il modulo elastico del blocco e malta, per diversi rapporti a/s_h

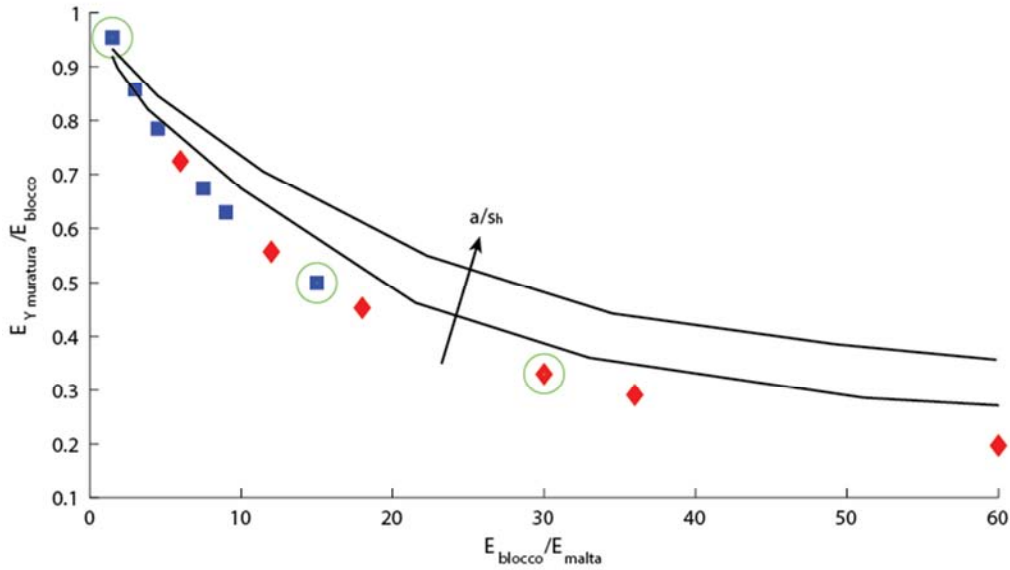


Fig. 6.23 Variazione delle curve $E_b/E_m - E_y/E_b$ per effetto di a/s_h

Per valori di a/s_h crescenti le curve si spostano sempre più in alto. La variazione di E_y/E_b , a parità di E_b/E_m per diversi a/s_h , è tanto più grande quanto più alto è il rapporto E_b/E_m .

Non ci sono altri fattori che influenzano il parametro in esame se non un degrado diffuso delle malte, comunque già compreso nei grafici del tipo quelli in figura 6.5.

È evidente che la conoscenza esatta del modulo elastico di malta e blocco riduce notevolmente la variabilità del modulo elastico omogeneizzato. Noto il rapporto E_b/E_m è possibile collocarsi sulla corretta curva, in relazione all' a/s_h , del grafico 6.23 e determinare il modulo elastico omogeneizzato della muratura.

6.6.2 Modulo E_x

Analogamente a quanto fatto per il modulo elastico E_y adottando diverse famiglie di analisi, riportate in tabella 6.14, caratterizzate da medesimo b/s_v e differente a/s_h , si può constatare che non c'è variazione consistente di modulo elastico per diversi a/s_h ma la differenza si presenta prevalentemente in funzione del rapporto b/s_v .

Tab. 6.14 Analisi adottate per operare il confronto sui moduli elastici

a	b	b/a	s_v	s_h	a/s_h	b/s_v	PUNTI
320	400	1,250	15	15	21,33	26,67	B
285	400	1,404	15	15	19,00	26,67	C
250	400	1,600	15	15	16,67	26,67	D
200	400	2,000	15	15	13,33	26,67	E
375	600	1,600	15	15	25,00	40,00	F
320	600	1,875	15	15	21,33	40,00	G
300	600	2,000	15	15	20,00	40,00	H
285	600	2,105	15	15	19,00	40,00	I
200	350	1,750	15	15	13,33	23,33	RIF
300	350	1,167	15	15	20,00	23,33	A
200	250	1,25	3	3	66,67	83,33	J
200	250	1,25	3	10	20,00	83,33	K

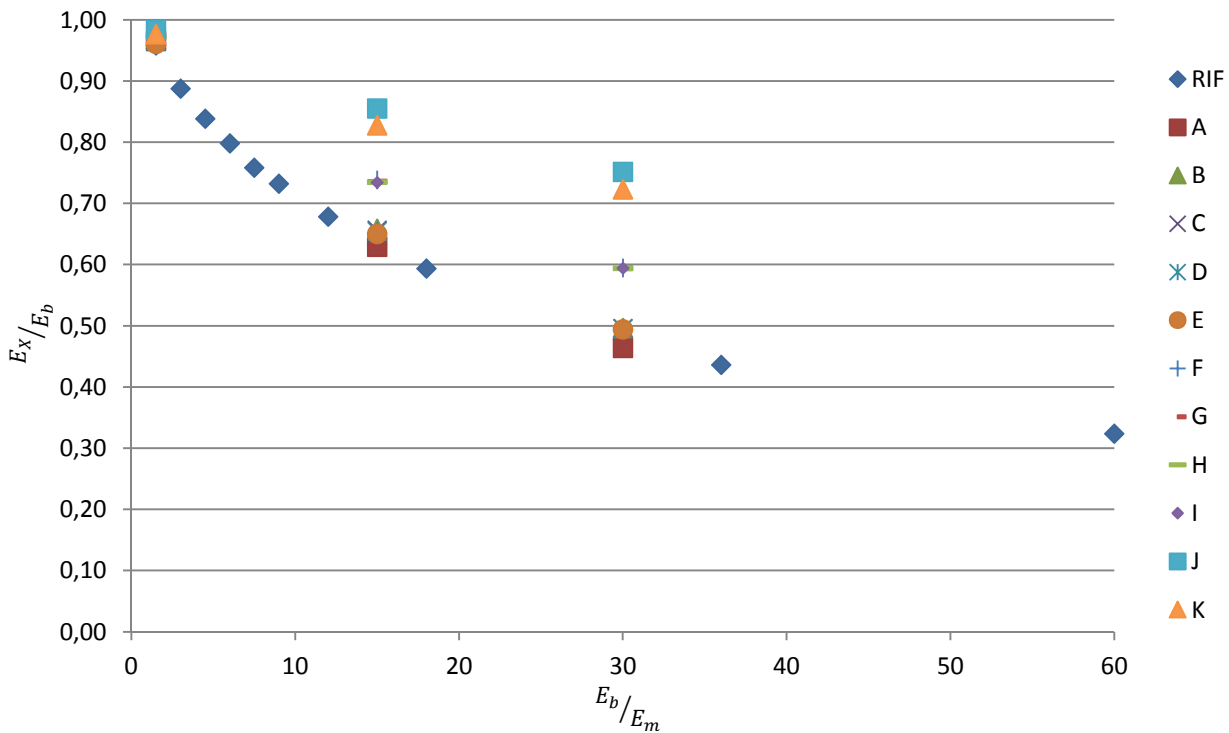


Fig. 6.24 Variazione del modulo elastico, adimensionalizzato al modulo elastico del blocco, al variare del rapporto tra il modulo elastico del blocco e malta, per diversi rapporti b/s_v

Il trend di variazione dei moduli elastici, riportato in figura 6.24, è analogo a quello determinato al §6.6.1. Nel caso in esame si nota che per differenze di a/s_h si presenta una differenza dei rapporti E_x/E_b , nel grafico in figura 6.24 è evidenziata da una non sovrapposizione delle famiglie J e K, seppur dell'ordine dell'1% nel caso $E_b/E_m = 1,5$, del 3% con $E_b/E_m = 15$ e del 4% con $E_b/E_m = 30$. La causa della variazione non è da attribuire ad un effetto legato al livello di sfalsamento del blocco in quanto le medesime analisi in condizione di giunti verticali allineati portano a delle differenze massime dell'ordine del 3% nel caso con $E_b/E_m = 30$. Ciò si era già constatato anche nei grafici al §6.3. Uno studio approfondito sulla soluzione analitica del pannello murario evidenzia che i moduli elastici E_x ed E_y dipendano, rispettivamente, in quota parte anche da a/s_h e b/s_v . Si afferma, comunque, che la variazione di $E_x - E_y/E_b$ dovuta a variazioni di a/s_h e b/s_v si attesta a valori mai superiori al 4 %, una variazione minima che si ritiene trascurabile.

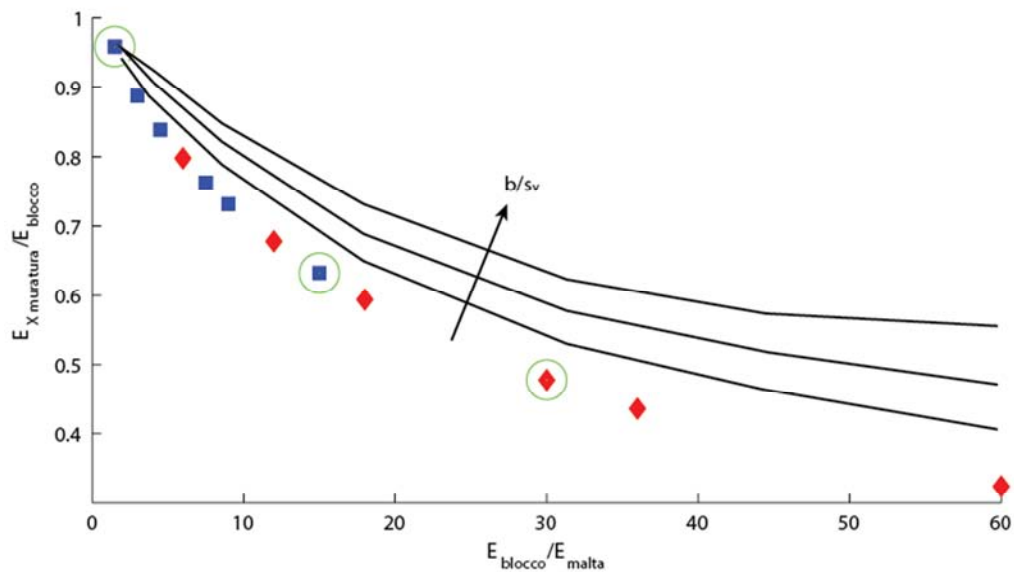


Fig. 6.25 Variazione delle curve $E_b/E_m - E_Y/E_b$ per effetto di b/s_v

Altre fonti di variabilità sono legate al grado di sfalsamento dei blocchi e al grado di riempimento dei giunti verticali. Lo sfalsamento interviene in quanto la deformazione avviene solamente nei giunti di malta verticali se allineati, altrimenti la deformazione interessa anche i tratti di letti di malta interposti tra due giunti verticali successivi come evidenziato in figura 6.26. Il grado di riempimento dei giunti di malta verticali influisce in quanto viene meno la rigidità dell'elemento soggetto a deformazione.

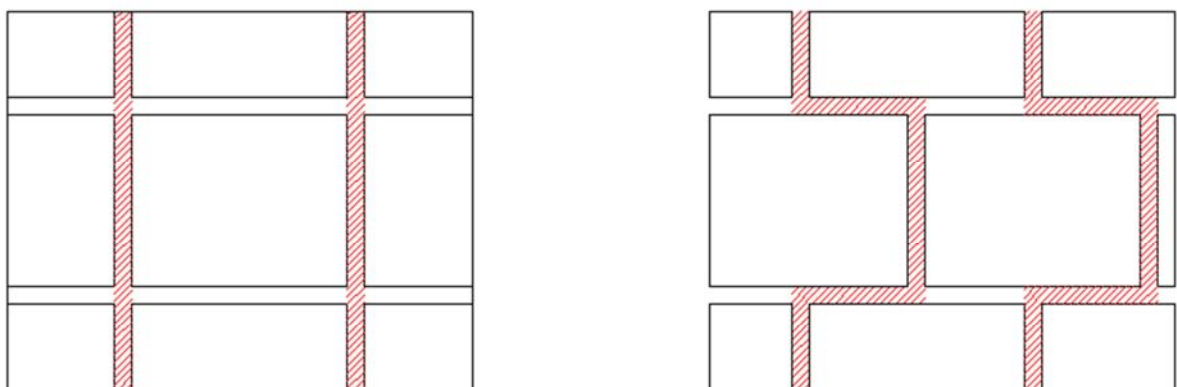


Fig. 6.26 Giunti di malta interessati da una trazione parallela ai letti di malta

Più piccolo è il rapporto E_b/E_m minore è la sensibilità del modulo elastico omogeneizzato allo sfalsamento dei blocchi. Nel caso non si fosse a conoscenza del rapporto E_b/E_m , dai

grafici in figura 6.16 si nota che passare dal caso di giunti allineati al caso di giunti sfalsati nel caso $0 < E_b/E_m < 30$ si realizza una differenza di circa il 7%.

Lo scarso riempimento dei giunti di malta verticali influisce similmente allo sfalsamento dei blocchi. Dai grafici in figura 6.20 si può estrarre quale sia l'effetto combinato di un diverso sfalsamento e grado di riempimento dei giunti verticali. Confrontando il caso con $E_b/E_m = 30$ e giunti allineati col caso $E_b/E_m = 1.5$ a giunti sfalsati si può constatare che il modulo elastico passi da circa 7400 MPa a 500 MPa , una differenza del 93%.

6.6.3 Modulo G

Lo studio del modulo elastico tagliante non è semplice come gli altri casi. Esso è influenzato da molti parametri geometrici e dalla loro interazione. Risulta complesso capire quanto un parametro intervenga piuttosto che un altro nella variazione del modulo G .

Le analisi fin qui condotte non fanno chiarezza su quali siano i singoli parametri capaci di influenzare G . È necessario definire se il modulo elastico tagliante dipenda da tutti i parametri b/a , a/s_h , b/s_v o da una loro interazione, o da alcuni di essi. Il problema si presenta con tre variabili aventi il potenziale di modificare G .

Si studia, quindi, quale sia il solo effetto di b/a tenendo fisse le altre due variabili. Assunto ancora come riferimento il caso col quale si sono costruiti i grafici in figura 6.5, si conduce una nuova prova, calcolando i moduli elastici omogeneizzati per i tre diversi rapporti E_b/E_m , che unitamente ad una prova già realizzata, possa dare informazioni riguardo il solo effetto di b/a . Le prove sono riportate in tabella 6.15.

Tab. 6.15 Analisi adottate per il confronto a parità di b/s_v e a/s_h

a	b	b/a	s_v	s_h	a/s_h	b/s_v
200	550	2,75	23	15	13,33	23,91
200	850	4,25	36	15	13,33	23,61

Graficando quanto ottenuto, figura 6.27, si evidenzia che non c'è una dipendenza di G dalle sole dimensioni del blocco. Ancora una volta è il rapporto tra le dimensioni del blocco e degli spessori dei giunti di malta che provoca variazioni nel modulo elastico omogeneizzato

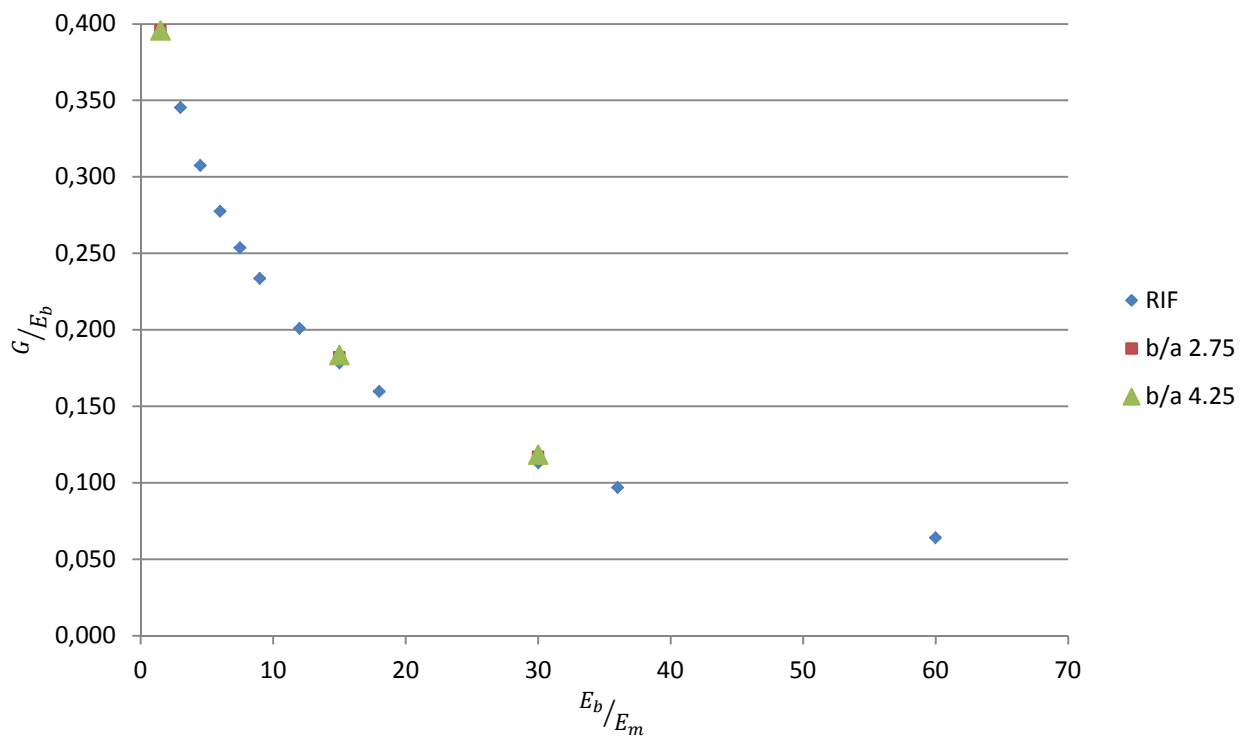


Fig. 6.27 Effetto del solo b/a sul modulo elastico G

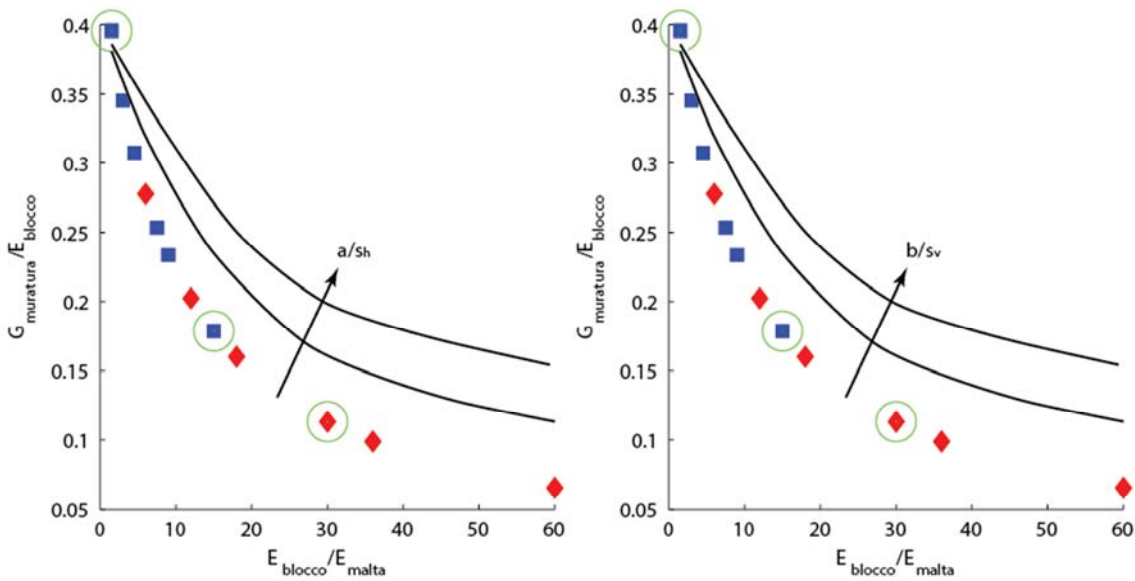


Fig. 6.28 Variazione di G in funzione di b/s_v e a/s_h

Analogamente a quanto visto per il modulo elastico in direzione parallela ai letti di malta, anche per il modulo tagliante G influisce lo sfalsamento dei blocchi ed il grado di riempimento dei giunti di malta verticali. L'effetto dello sfalsamento è stato analizzato al §3.9. Dai grafici in figura 6.16 si evidenzia come si possa realizzare una differenza del 12% tra le condizioni di totale sfalsamento e le condizioni di giunti allineati. Minore è il rapporto E_b/E_m minore è la differenza di modulo elastico che si riscontra.

A seconda del grado di sfalsamento per rapporti di $0 < E_b/E_m < 30$ il mal riempimento influisce abbassando il modulo elastico del 85% nel caso di giunti verticali allineati e del 40% nel caso di giunti verticali sfalsati. Considerando degrado e sfalsamento assieme si può riscontrare, tra il caso di giunti sfalsati con riempimento dei giunti completo ed il caso di giunti verticali allineati con riempimento assente dei giunti, una differenza del modulo G di quasi il 90%.

CAPITOLO 7
ANALISI NON LINEARI PER LA
CARATTERIZZAZIONE DEI
PARAMETRI DI RESISTENZA

La resistenza a compressione e la resistenza a taglio sono indagate eseguendo analisi non lineari con modello di danno, valutando l'influenza delle varie grandezze geometriche. Allo scopo si eseguono delle prove a taglio e compressione su celle elementari di muratura. È necessario svolgere le prove di compressione ortogonali ai letti di malta su modelli tridimensionali della stessa, ciò perchè nel corso dell'applicazione della sollecitazione nascono delle fessure verticali parallele alla direzione del carico, conseguenti all'insorgere di tensioni di trazione nella direzione ortogonale al carico, il problema è tridimensionale. Solo con un modello tridimensionale si può apprezzare cosa accada all'interno del paramento murario.

Prima di esporre le analisi si chiarisce meglio il comportamento della muratura soggetta ad azioni di compressione monoassiale ortogonali ai letti di malta.

7.1 Compressione monoassiale semplice

Lo stato di trazione indiretta descritto brevemente al paragrafo precedente è una coazione che nasce per la diversa rigidezza che i mattoni e la malta presentano. La malta della muratura soggetta a compressione tenderebbe a dilatare più di quanto possa fare il mattone il quale si comporta nei confronti della malta come un vincolo che ne impedisce la deformazione. La deformazione impedita si scarica sui mattoni sotto forma di sollecitazione di trazione che quando maggiore della resistenza a trazione del mattone, è causa dell'insorgere delle fessure nel blocco. Lo stato di compressione triassiale a cui si trova sottoposta la malta è la motivazione per la quale il sistema muratura ha valori di resistenza più elevati di quelli della sola malta.

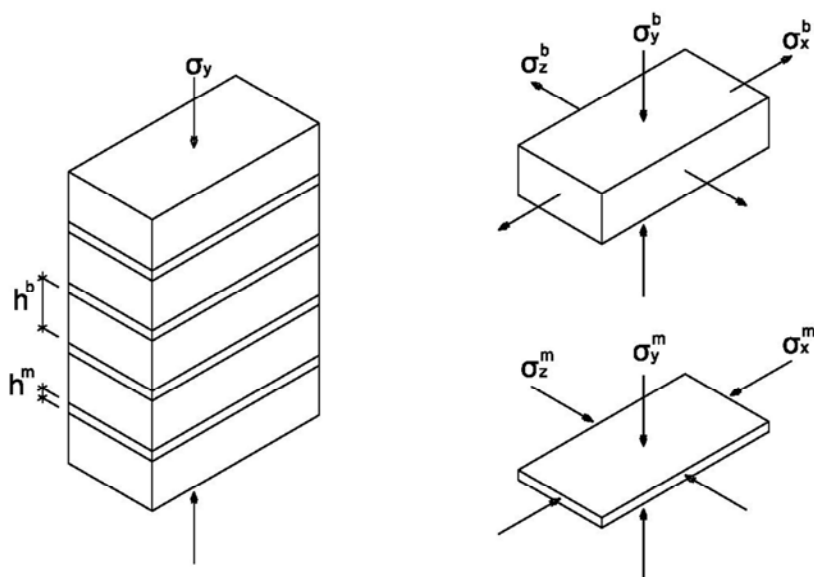


Fig. 7.1 Colonna di muratura soggetta a compressione ed esplicitazione delle tensioni agenti sui blocchi e sulla malta

Ipotizzando che i materiali siano elastici ed isotropi, riferendosi alle tensioni e ai segni in figura 7.1 le deformazioni trasversali lungo le direzioni X e Y, del blocco, possono esprimersi come:

$$\varepsilon_X^b = \frac{1}{E^b} [\sigma_X^b + \nu^b (\sigma_y - \sigma_Z^b)]$$

$$\varepsilon_Z^b = \frac{1}{E^b} [\sigma_Z^b + \nu^b (\sigma_y - \sigma_X^b)]$$

Nella malta, in modo analogo le deformazioni sono espresse come:

$$\varepsilon_X^m = \frac{1}{E^m} [-\sigma_X^m + \nu^m (\sigma_y - \sigma_Z^m)]$$

$$\varepsilon_Z^m = \frac{1}{E^m} [-\sigma_Z^m + \nu^m (\sigma_y - \sigma_X^m)]$$

Avendo assunto positive le deformazioni di allungamento, i moduli elastici E^m ed E^b rispettivamente moduli elastici della malta e del blocco, ν^m e ν^b coefficienti di Poisson della malta e del blocco.

Per la congruenza tra malta e blocco, le deformazioni trasversali di blocco e malta devono coincidere:

$$\varepsilon_X^m = \varepsilon_X^b \quad \varepsilon_Z^m = \varepsilon_Z^b$$

Per l'equilibrio la risultante degli sforzi di compressione laterale nella malta deve essere uguale alla risultante degli sforzi di trazione laterale nel mattone. Assumendo una distribuzione uniforme delle tensioni in ciascuno dei materiali si ha:

$$\sigma_X^m = \alpha \sigma_X^b$$

$$\sigma_Z^m = \alpha \sigma_Z^b$$

Essendo $\alpha = h^b/h^m$ il rapporto tra l'altezza del blocco e lo spessore dei letti di malta. Facendo le opportune sostituzioni ed introducendo il parametro $\beta = E^b/E^m$, si arriva a:

$$\sigma_X^b = \sigma_Z^b = \frac{\sigma_y (\beta \nu^m - \nu^b)}{1 + \alpha \beta - \nu^b - \alpha \beta \nu^m}$$

$$\sigma_X^m = \sigma_Z^m = \frac{\alpha \sigma_y (\beta \nu^m - \nu^b)}{1 + \alpha \beta - \nu^b - \alpha \beta \nu^m}$$

Le relazioni sopra esprimono l'entità degli sforzi trasversali di trazione nel mattone e di compressione nella malta in funzione dello sforzo di compressione lungo la direzione Y.

7.2 Test del modello di danno

Prima di procedere alle analisi tridimensionali non lineari di compressione è necessario verificare che il modello di danno implementato nel programma OpenSees elabori correttamente il problema tridimensionale. Allo scopo si confrontano i risultati ottenuti da OpenSees con quelli ottenuti da medesime analisi ma con software agli elementi finiti commerciale.

7.2.1 Tripletta standard

Si è studiato il caso di una tripletta di mattoni incolonnati, di geometria riportata in figura, e la si è sottoposta a compressione uniforme. I risultati vengono confrontati con i risultati ottenuti adottando il software Straus7. Per i materiali si sono adottati i parametri riportati in tabella 7.1 i cui legami costitutivi sono in fig. 7.3.

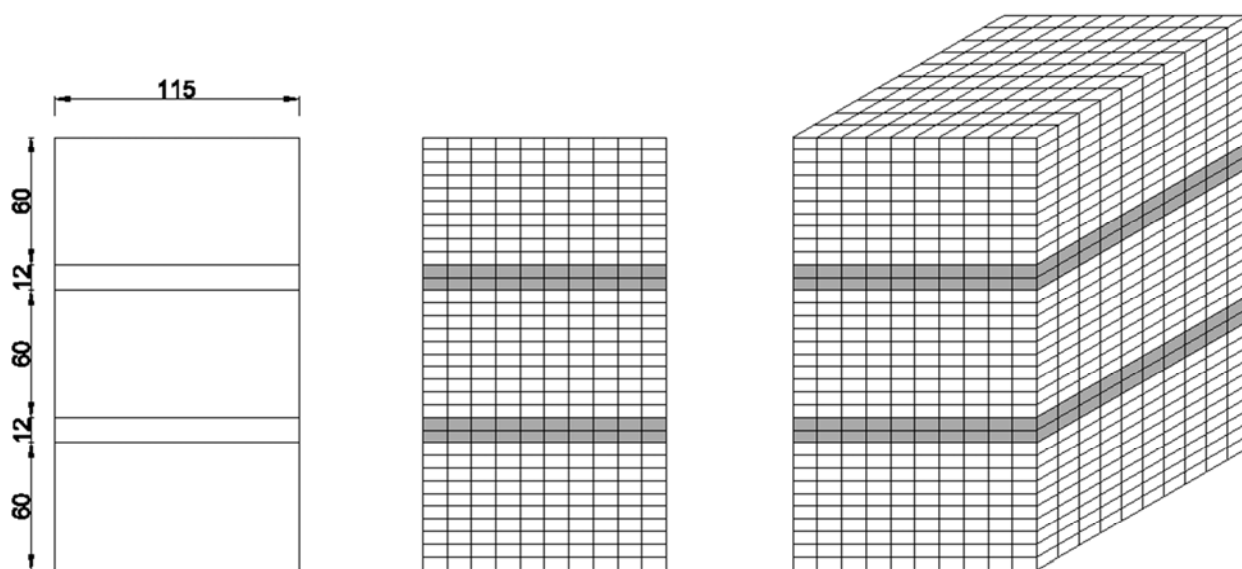


Fig. 7.2 Geometria indagata

Tab. 7.1 Parametri adottati per l'analisi tridimensionale

	malta	mattone
Modulo di Young iniziale	$E = 6000 \text{ MPa}$	$E = 1500 \text{ MPa}$
Rapporto di Poisson	$\nu = 0,30$	$\nu = 0,10$
Limite elastico a compressione monoassiale	$f_{1D}^- = 3,5 \text{ MPa}$	$f_{1D}^- = 14,9 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione monoassiale	$\bar{f}_{1D}^- = 5 \text{ MPa}$	$\bar{f}_{1D}^- = 14,9 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione monoassiale	$f_0^+ = 1,3 \text{ MPa}$	$f_0^+ = 1,4 \text{ MPa}$
Energia di frattura	$G_f = 0,06 \text{ N/mm}$	$G_f = 0,08 \text{ N/mm}$
Parametro A-	$A^- = 1,1$	$A^- = 1,6$
Parametro B-	$B^- = 1$	$B^- = 0,9$
Rapporto f_{2D}^-/f_{1D}^-	$R_0 = 1,25$	$R_0 = 1,1$

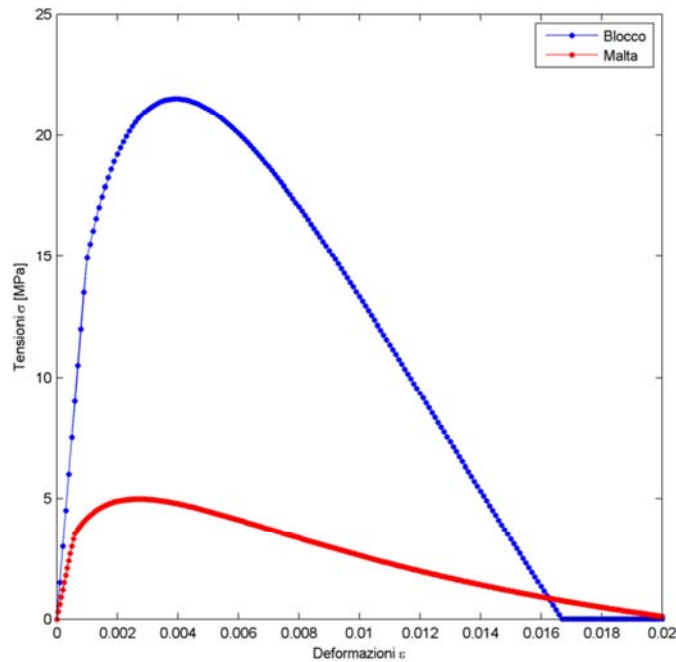


Fig. 7.3 Legami costitutivi di blocco e malta secondo i valori dei parametri riportati in tabella 7.1

Il modello tridimensionale è composto di 3400 elementi finiti brick delle stesse dimensioni, garantendo uniformità della discretizzazione. Il problema è stato studiato anche in stato piano di tensione e deformazione discretizzando la geometria con 340 elementi finiti quad4. Stato piano di tensione e stato piano di deformazione sono delle condizioni limite per la soluzione tridimensionale la quale dovrebbe collocarsi tra le due soluzioni piane. Le mappe di danno positivo e negativo ottenute sono riportate in figura .7.4, 7.5, 7.6.

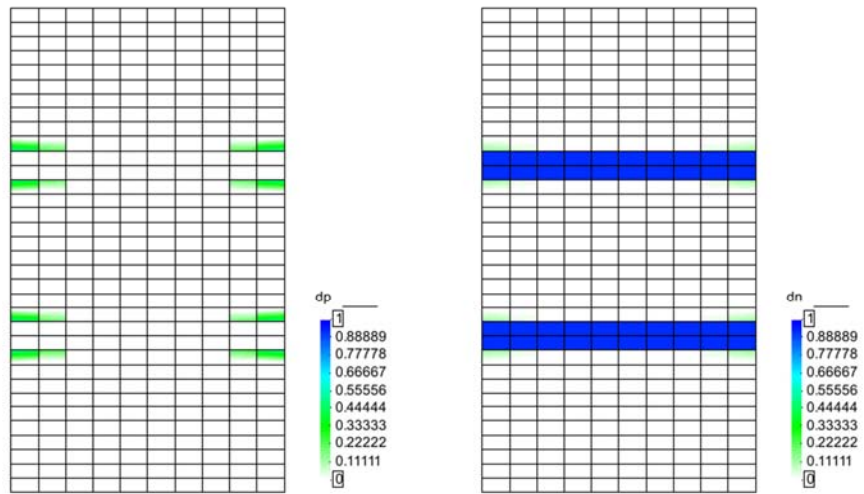


Fig. 7.4 Mappe di danno positivo e negativo per lo Stato Piano di Deformazione

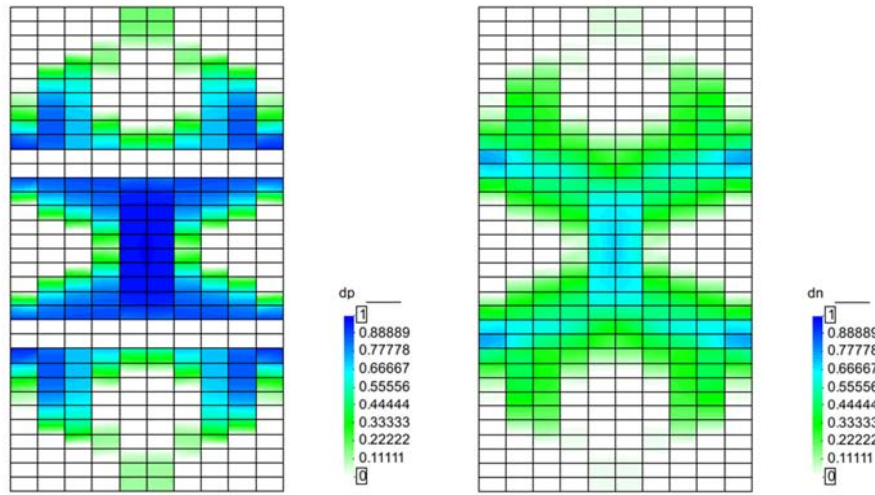


Fig. 7.5 Mappe di danno positivo e negativo per lo Stato Piano di Tensione

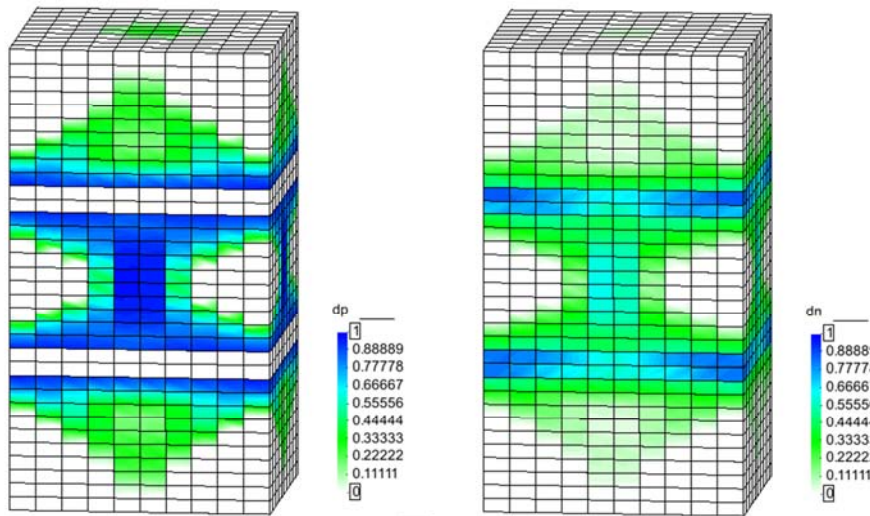


Fig. 7.6 Mappe di danno positivo e negativo modello tridimensionale

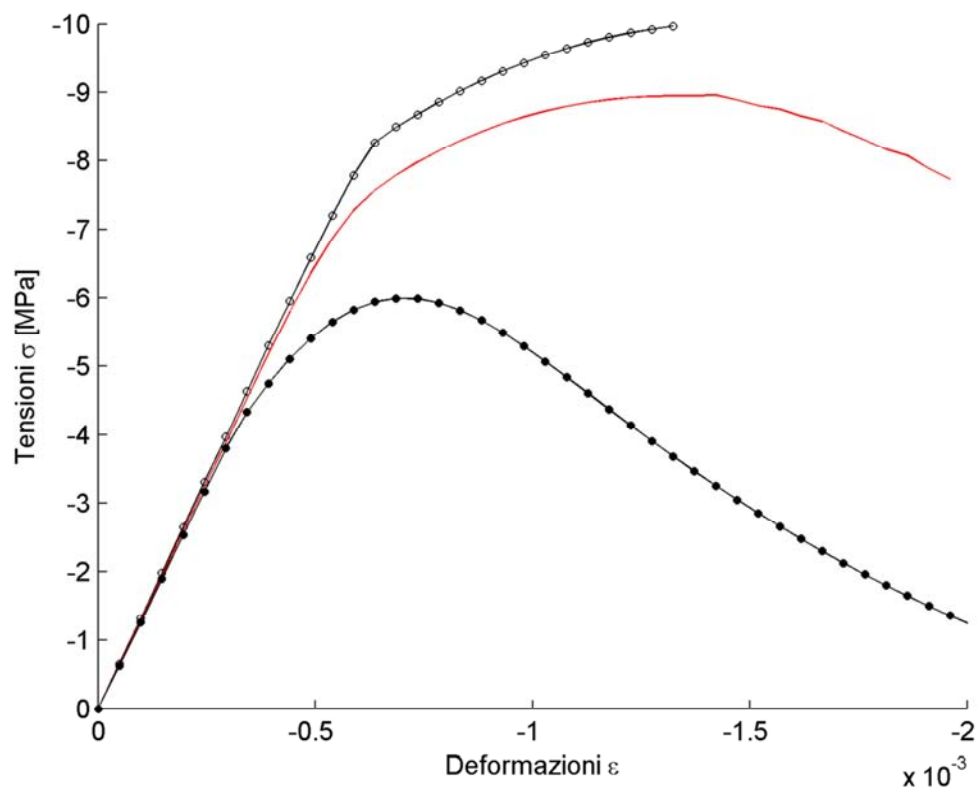


Fig. 7.7 Comparazione delle soluzioni ottenute con SPT, SPD e modello tridimensionale. La curva più in alto corrisponde ad uno stato piano di tensione, la curva centrale corrisponde al modello tridimensionale e la curva inferiore allo stato piano di deformazione

Dal grafico in figura 7.7 si evidenzia quanto esposto, la soluzione tridimensionale si colloca tra la soluzione di stato piano di tensione e di stato piano di deformazione. I valori di tensione raggiunti ed i relativi valori di deformazione sono concordi alla soluzione ottenuta con altro software commerciale, ciò consente di definire attendibile la soluzione che il modello di danno, implementato su OpenSees, fornisce risultati attendibili.

7.2.2 Tripletta con inserimento dei materiali di studio

La compressione sulla tripletta viene ripetuta adottando i materiali di cui al Cap. 6. Le curve costitutive dei materiali non sono note e non sono presenti in bibliografia. Si sono costruite sulla base di valori di resistenza trovati in bibliografia e sul comportamento, molto fragile e poco duttile per il blocco in tufo, fragile e un po' duttile per la malta. Per un blocco di tufo con $E_b=15000$ MPa ed una malta con $E_m=1000$ MPa si ritiene di adottare le seguenti curve di legame costitutivo riportate nella figura 7.8 che fanno riferimento ai parametri in Tab. 7.2.

Tab. 7.2 Valori dei parametri meccanici per i materiali indagati al capitolo 6

	malta	mattone
Modulo di Young iniziale	$E = 1000$ MPa	$E = 15000$ MPa
Rapporto di Poisson	$\nu = 0,20$	$\nu = 0,15$
Limite elastico a compressione monoassiale	$f_{1D}^- = 0,48$ MPa	$f_{1D}^- = 4,5$ MPa
Resistenza a compressione monoassiale	$\bar{f}_{1D}^- = 0,72$ MPa	$\bar{f}_{1D}^- = 5$ MPa
Resistenza a trazione monoassiale	$f_0^+ = 0,08$ MPa	$f_0^+ = 0,33$ MPa
Energia di frattura	$G_f = 0,01$ N/mm	$G_f = 0,02$ N/mm
Parametro A-	$A^- = 12$	$A^- = 3,5$
Parametro B-	$B^- = 0,95$	$B^- = 1,025$
Rapporto f_{2D}^-/f_{1D}^-	$R_0 = 1,2$	$R_0 = 1,2$

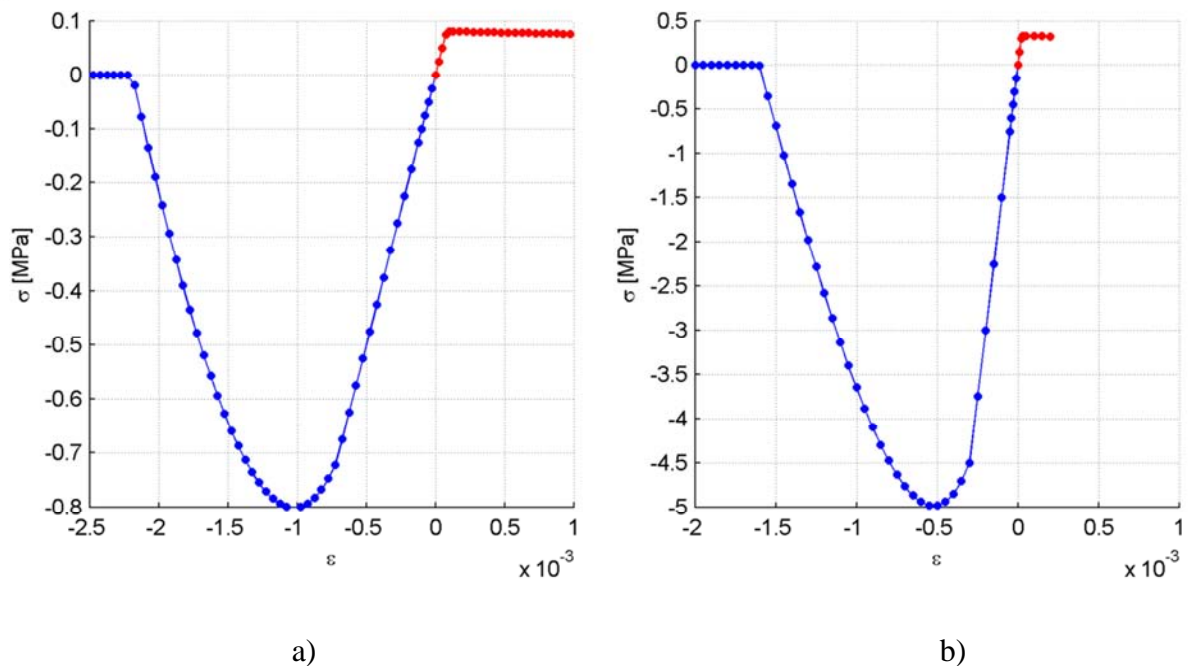


Fig. 7.8 Legami costitutivi. a) Malta b) Blocco in tufo

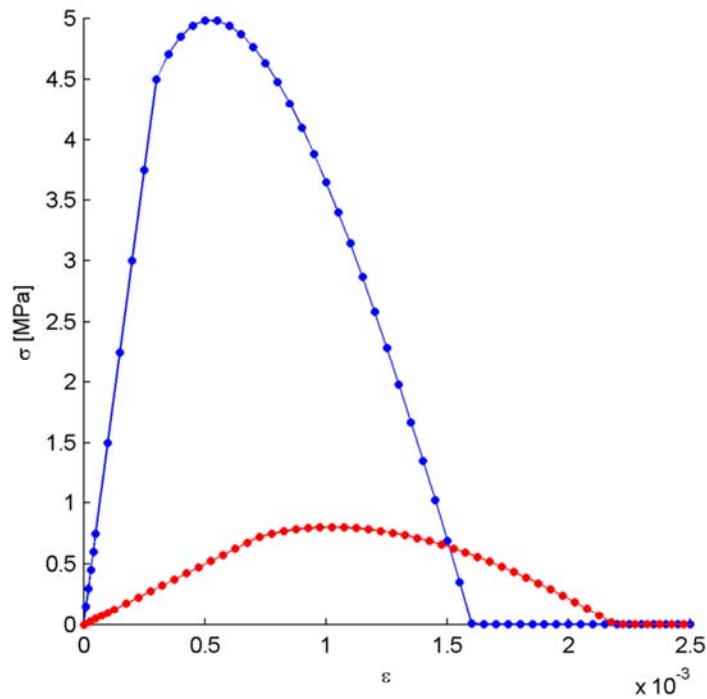


Fig. 7.9 Comparazione dei comportamenti a compressione della malta e del blocco

Con i materiali adottati si esegue un'analisi sulla tripletta già utilizzata per testare la validità del modello. Le mappe di danno ottenute sono riportate in figura 7.11:

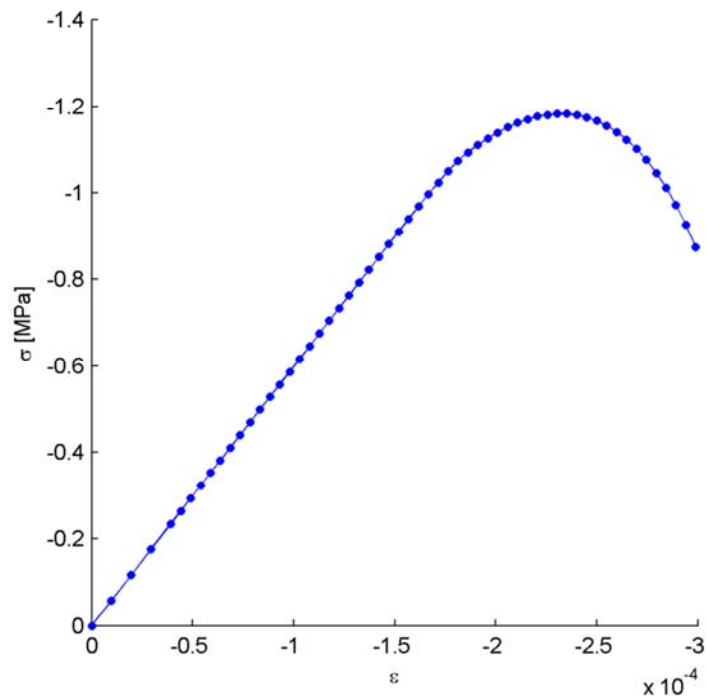


Fig. 7.10 Curva σ - ϵ della tripletta

Come evidenziato dal grafico la tensione massima di compressione della muratura è pari a circa $1,18 \text{ MPa}$. La normativa italiana fornisce dei valori compresi tra $1,40 \div 2,40 \text{ MPa}$.

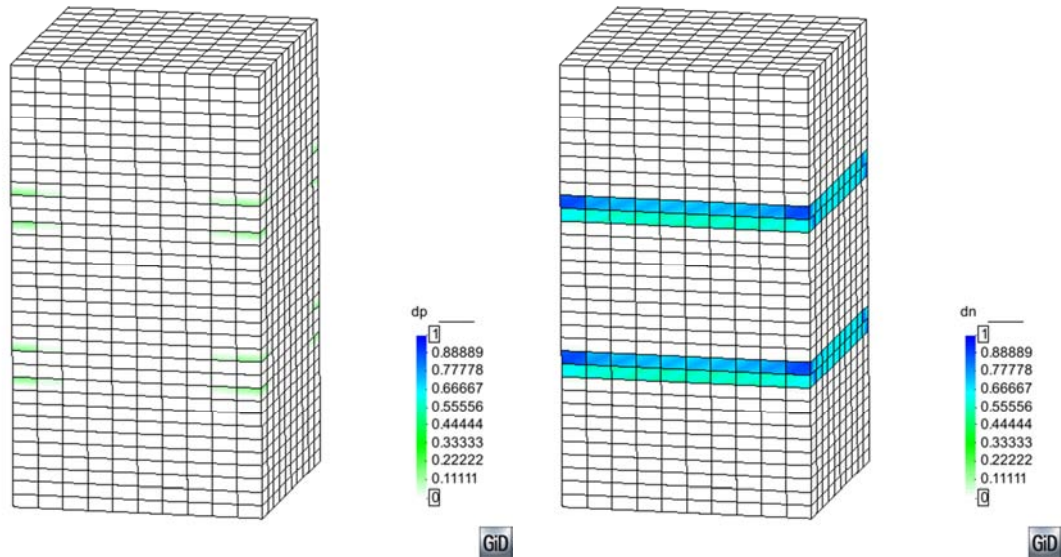


Fig. 7.11 Mappe di danno positivo e negativo della tripletta

Il modello tridimensionale non presenta le fessure attese, come si sono determinate in fase di test del modello numerico tridimensionale sulla tripletta standard. Ciò è dovuto al fatto che le tensioni di trazione, nel blocco, quindi di compressione nella malta, in direzione Z ed in direzione X valgono $\sigma_x^b = \sigma_z^b = 0,28 \text{ MPa}$, tensioni inferiori alla tensione di trazione limite del blocco pari a circa $f_{tb}^+ = 0,50 \text{ MPa}$. La crisi nella tripletta avviene per superamento della tensione limite a compressione della malta.

7.3 ANALISI PER VALUTARE L'INFLUENZA DELLA GEOMETRIA SULLA RESISTENZA ULTIMA DELLA MURATURA

Analogamente a quanto fatto al capitolo 6 si eseguono una serie di analisi al fine di valutare come i vari elementi geometrici costituenti la muratura intervengono nel costituire la grandezza di resistenza della struttura muraria. Allo scopo si eseguono analisi a compressione e taglio variando le dimensioni di alcuni elementi e tenendo fisse le altre.

7.3.1 Prova di riferimento

Si sono eseguite analisi di compressione e taglio su una tessitura muraria di riferimento, già adottata nelle analisi lineari, avente altezza, lunghezza del blocco e spessore della malta medi. I materiali adottati sono quelli di cui al §7.2.2. I risultati della prova sono stati presi come riferimento per comparare quanto si ottiene variando la geometria del sistema.

7.3.1.1 Prova di compressione

La prova è eseguita su modello tridimensionale della cella muraria in condizione di giunti di testa sfalsati di $1/4$ di blocco. La curva σ - ε per il caso in esame è riportata in figura 7.12.

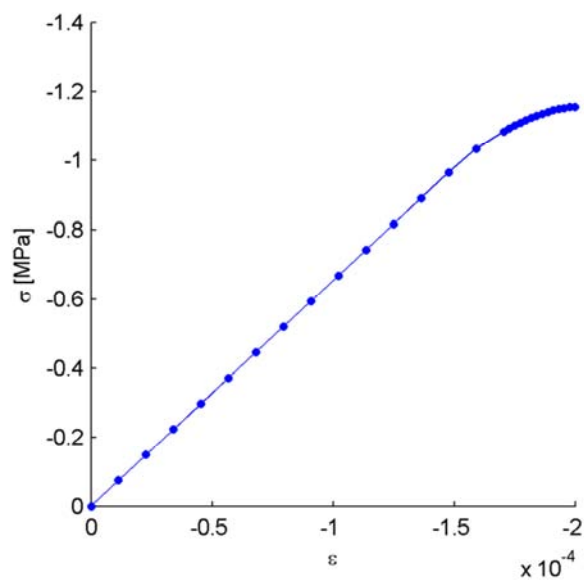


Fig. 7.12 Curva σ - ε della cella muraria

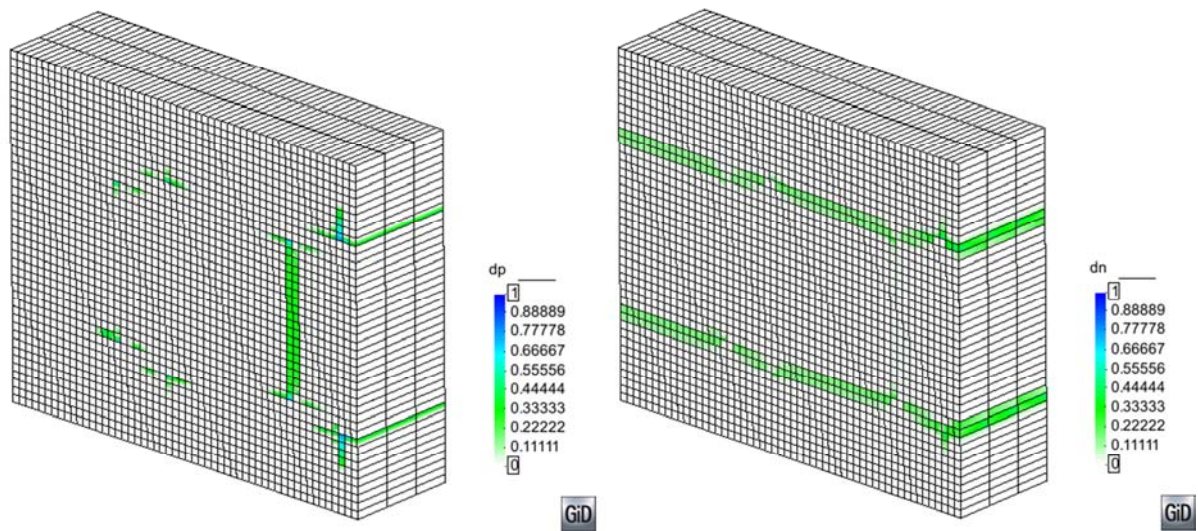
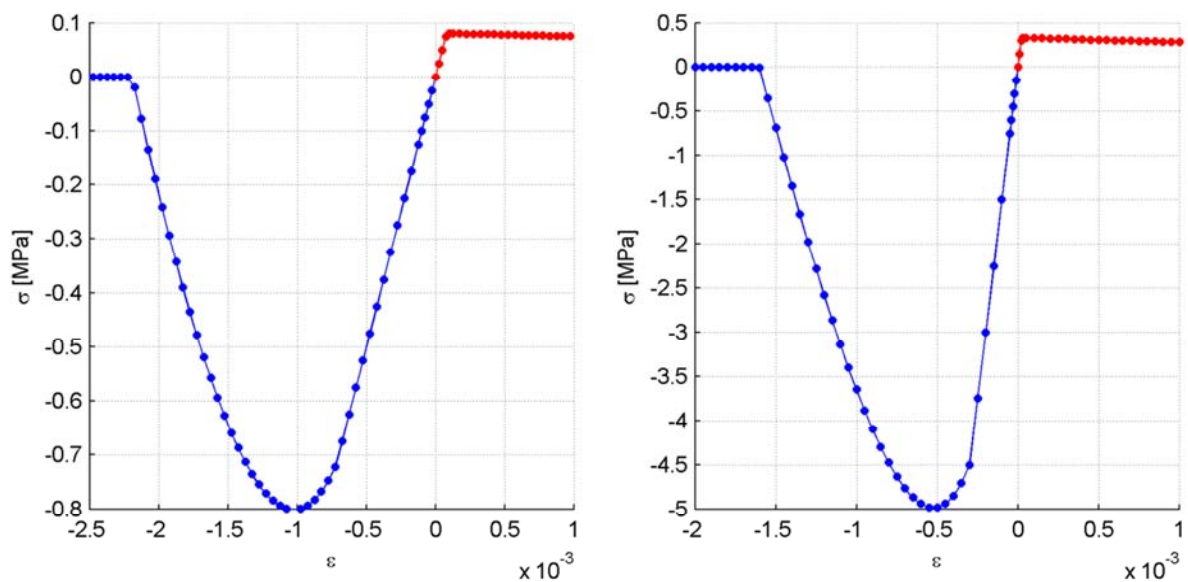


Fig. 7.13 Mappe di danno positiva e negativa cella muraria

La rottura della cella muraria avviene per il raggiungimento della resistenza limite a compressione della malta. Il valore di resistenza limite a compressione della muratura omogeneizzata è, quindi, di $1,16 \text{ MPa}$ inferiore, ma non di molto, del range fornito dalla normativa italiana $1,40 \div 2,40 \text{ MPa}$.

7.3.1.2 Prova di taglio

La prova a taglio è condotta su modello bi-dimensionale. Essendo differenti le dimensioni degli elementi finiti le curve adottate son diverse da quelle utilizzate fino ad ora. Il ramo dipendente dall'energia di frattura è ancora poco ripido.



Si può tracciare la curva τ - γ per la prova a taglio, riportato in figura 7.14.

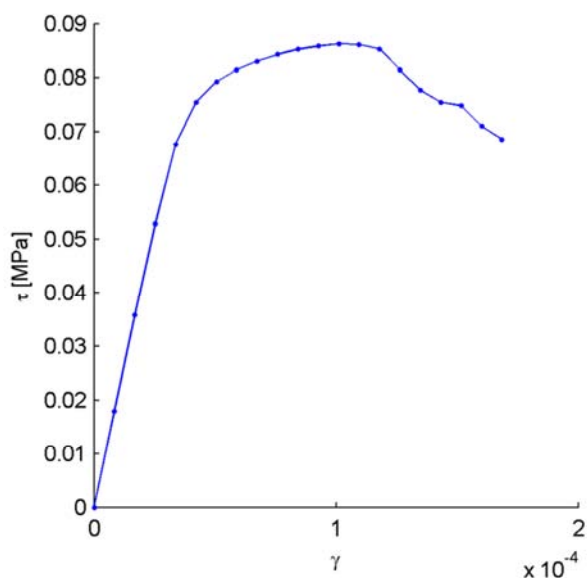


Fig. 7.14 Curva τ - γ della cella muraria

Come evidenziato dal grafico $\tau - \gamma$ il massimo sforzo di taglio che la muratura in esame può sopportare è pari a circa $0,085 MPa$. La normativa italiana fornisce dei valori compresi tra $0,028 \div 0,042 MPa$. Dalle analisi successive si potrà identificare cosa influenza la resistenza a taglio.

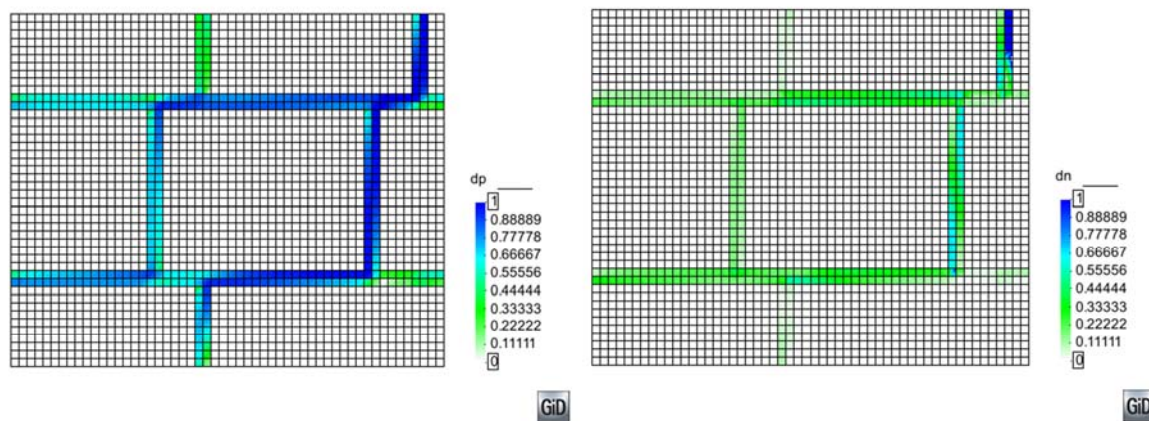


Fig. 7.15 Mappe di danno positivo e negativo della cella muraria soggetta a taglio

Dalle mappe di danno in figura 7.15, si constata che la crisi nel pannello murario avviene per perdita di resistenza a trazione nei giunti di malta. Si evidenzia anche una rottura per compressione sul giunto di malta superiore dovuto ad una eccessiva rotazione del blocco adiacente soggetto a spostamenti unitari.

7.3.2 Sensibilità alla variazione dell'altezza del blocco e dello spessore del giunto

Per valutare se vi sia, e di quale entità, una dipendenza della resistenza dalle grandezze quali l'altezza del blocco e lo spessore del giunto di malta orizzontale, si sono effettuate una serie di prove a compressione e taglio scelte in modo che sia possibile confrontare il limite di resistenza ottenuto a parità di spessore e diverso rapporto tra altezza del blocco e spessore dei letti di malta ed a parità di rapporto h_b/s per differenti altezze di blocco:

	a [mm]	b [mm]	sp [mm]	h_b/sp
Prova 1	300	375	20	15
Prova 2	300	375	30	10

Con la prima prova si analizza come influisca sul risultato finale un aumento della sola altezza del blocco lasciando invariato lo spessore del letto di malta ed il rapporto tra le dimensioni del blocco, con la seconda prova si analizza come influisca un aumento dell'altezza del blocco variando lo spessore dei giunti di malta e mantenendo invariato il rapporto h_b/s e b/a .

I risultati sono riportati in tabella seguente:

	σ	τ
Prova 1	1,14	0,086
Prova 2	1,16	0,084

La risposta a taglio del sistema potrebbe essere influenzata dal rapporto b/a o da un diverso spessore dei giunti di malta verticali. Per dare risposta alla questione si conducono delle analisi a taglio variando il rapporto b/a , prima a parità di a e poi a parità di b , e variando lo spessore dei giunti verticali a parità delle altre caratteristiche.

	a [mm]	b [mm]	sp [mm]	b/a
Prova 3	200	450	20	2,25
Prova 4	300	450	20	1,50

I risultati della prova 3 si possono confrontare con quanto ottenuto dal caso di riferimento, tra i due varia il rapporto b/a a parità di altezza, quindi la lunghezza del blocco.

I risultati della prova 4 sono da confrontarsi con quanto ottenuto dalla prova 3, potendo valutare l'effetto di una variazione della sola altezza del blocco.

	a [mm]	b [mm]	sp_h [mm]	sp_v [mm]
Prova 5	200	250	30	30
Prova 6	200	250	30	40

Dalle prove 5 e 6 si può riscontrare se la presenza di uno spessore di malta verticale differente dallo spessore dei letti di malta porti variazioni, e di che entità, in termini di resistenza. Non avendo a disposizione analisi lineari che mantengano uno spessore dei letti di malta di 20 mm variando lo spessore dei giunti verticali, si decide di svolgere due prove caratterizzate dal medesimo spessore dei letti di malta e differente spessore dei giunti verticali rifacendosi ad una geometria già utilizzata nel capitolo precedente.

Si riscontra, rispetto a quanto determinato al capitolo 6 per i moduli elastici omogeneizzati, che la variazione della geometria dei blocchi, del rapporto tra le dimensioni del blocco e delle malte non comportano una variazione della resistenza limite a taglio e compressione della muratura.

7.3.3 Sensibilità alla variazione dello sfalsamento tra i blocchi

Si è potuto analizzare l'effetto dello sfalsamento solo per lo stato di sollecitazione di taglio. La motivazione dell'esclusione della sollecitazione di compressione è da ricercare nel fatto che per azioni di compressione ortogonali ai letti di malta, sono questi ultimi a caratterizzare il sistema, e la posizione dei giunti verticali non è di rilevante entità. Si è scelto di condurre l'analisi adottando le dimensioni del blocco e dello spessore dei giunti medi variando lo sfalsamento da una condizione di giunti verticali allineati ad una condizione di sfalsamento di un quarto di blocco per finire con uno sfalsamento di mezzo blocco. Le tre tipologie di tessiture sono riportate in figura 7.16.

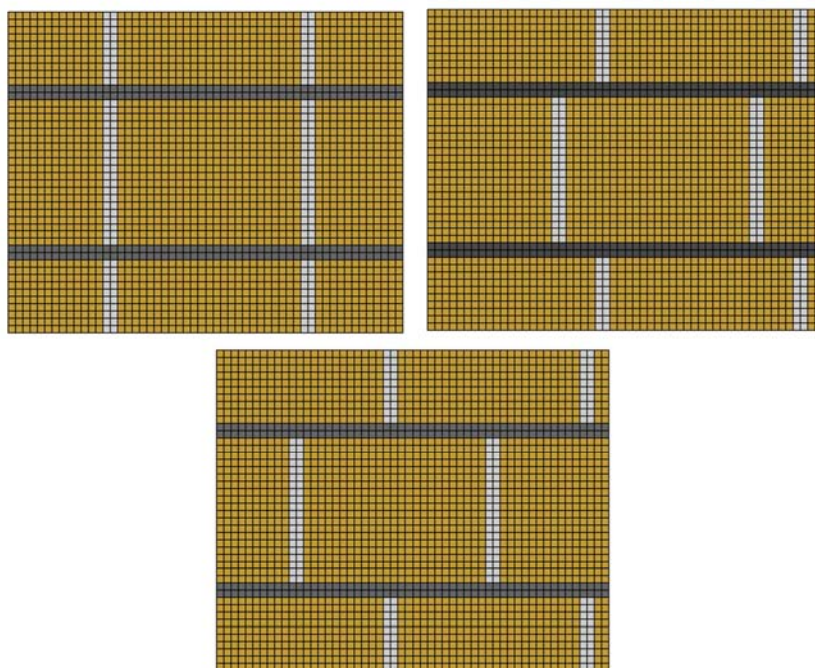
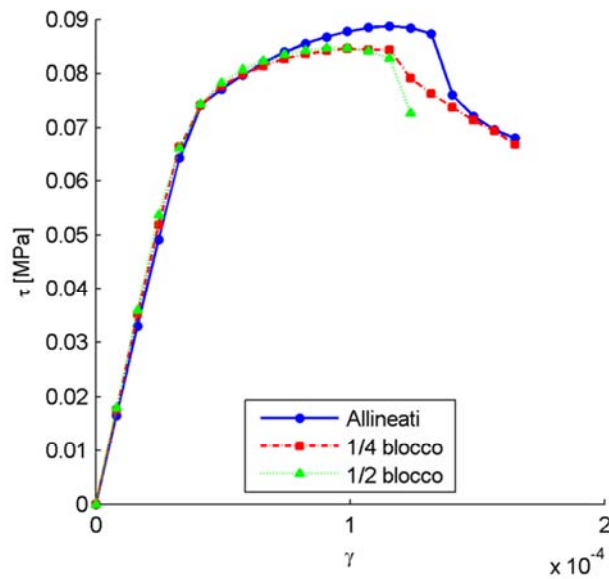


Fig. 7.16 Rappresentazione delle diverse tessiture murarie adottate costruite col programma creato appositamente per condurre analisi parametrizzate di tal tipo descritto all'appendice A.



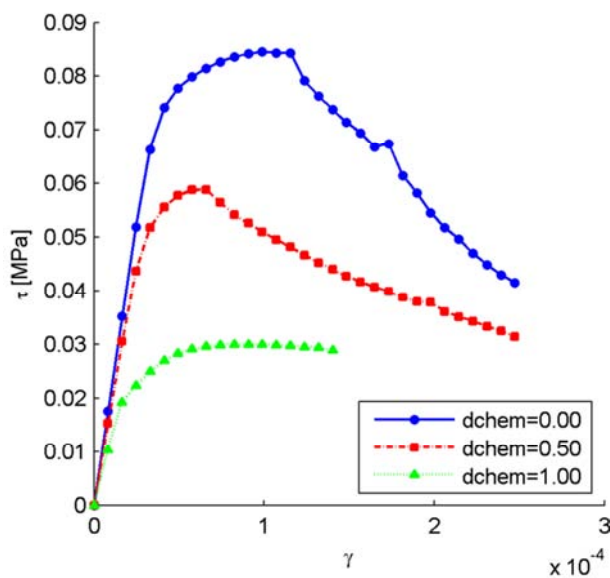
<i>Sfalsamento</i>	τ
<i>Giunti allineati</i>	0,089
<i>Sfalsamento 1/4 blocco</i>	0,085
<i>Sfalsamento 1/2 blocco</i>	0,085

Fig. 7.17 Curva $\tau - \gamma$ della cella muraria

Lo sfalsamento dei blocchi non porta sostanziali variazioni riguardo la resistenza a taglio della parete muraria che resta ancora maggiore del limite di normativa. I valori di modulo elastico qui determinati differiscono da quelli riscontrati al capitolo 6 per il fatto che attualmente si lavora con un coefficiente di Poisson di 0,15.

7.3.4 Sensibilità al mal riempimento dei giunti di malta verticali

Per analogia motivazione di cui al §7.3.3 si è deciso di condurre una sola prova a taglio, tralasciando la prova a compressione. La tessitura adottata ha sfalsamento dei blocchi pari a *PS* 0,5.



<i>dchem</i>	τ
0,00	0,085
0,50	0,059
1,00	0,030

Fig. 7.18 Curva $\tau - \gamma$ della cella muraria al variare del mal riempimento dei giunti verticali

Per il set di prove, riportato in figura 7.18, si apprezzano delle variazioni della resistenza a taglio. Dalla condizione di mal riempimento nullo alla condizione di mal riempimento massimo c'è una differenza del 65% in termini di resistenza.

7.3.5 Sensibilità alla variazione del degrado diffuso

Con questo set di analisi si sono sottoposti a degrado i giunti di malta orizzontali e verticali. È stata condotta una prova di compressione tridimensionale su cella analoga al §7.3.1.1 ed una prova a taglio sulla tessitura standard con dimensioni degli elementi medi. La prova corrisponde a quanto fatto in ambito lineare applicando un degrado diffuso a tutti i giunti di malta.

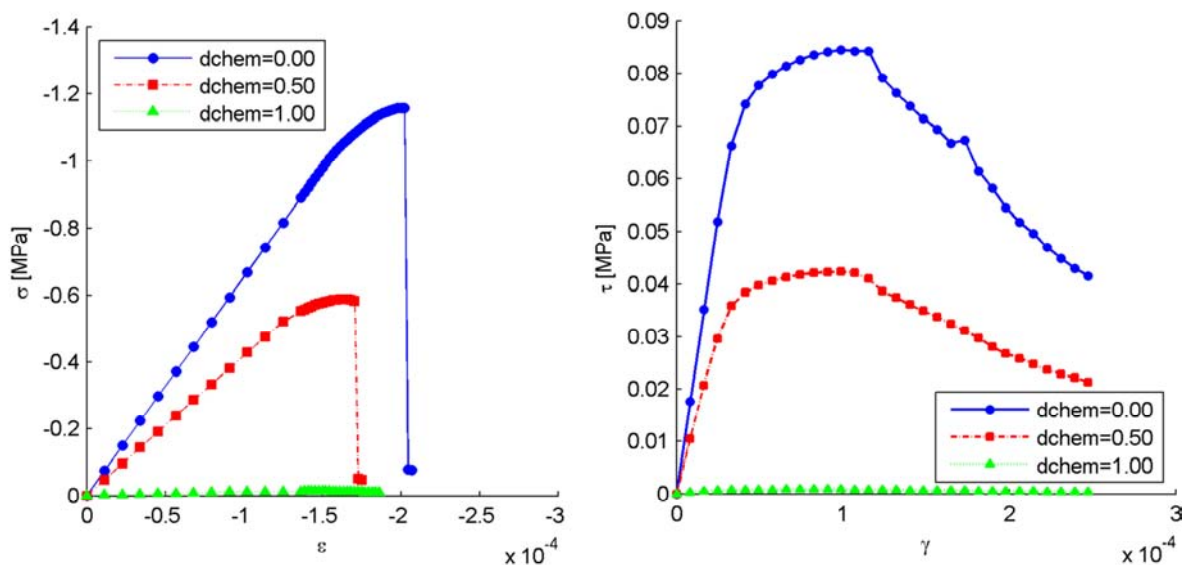


Fig. 7.19 Curve deformazione-tensione relative all'effetto del degrado diffuso delle malte.

<i>dchem</i>	σ	τ
0.00	1,16	0,085
0.50	0,59	0,042
1.00	0,01	0,001

Si può apprezzare una forte decadenza della resistenza a compressione e taglio della muratura al crescere del degrado. Passare da un degrado nullo ad un degrado totale produce una perdita della resistenza del 100%. Vengono meno gli elementi resistenti.

CAPITOLO 8
CONCLUSIONI

In conclusione, a titolo esemplificativo, si riporta l'applicazione dei risultati ottenuti nei capitoli precedenti alla parete ovest e all'allineamento nord dell'aggregato. Si discute in dettaglio la procedura operativa per la parete ovest, limitandosi a riportare, data la differenza di risultati, quanto ottenuto per l'allineamento nord; fermo restando che i risultati perseguiti per l'intero aggregato differisce per i soli valori numerici da quanto presentato.

Per l'allineamento ovest in esame si individuano quattro unità stratigrafiche murarie, di seguito indicate con USM, evidenziate in figura 6.1, per ciascuna delle quali si procede alla realizzazione di una scheda che ne descriva l'estensione sulla parete, la datazione relativa alle altre USM, la tecnica muraria adottata, denominata di seguito TM. Le TM individuate all'interno delle USM sono in totale 5, per la parete in esame, quasi un terzo delle TM individuate per l'intero edificio. Pensando alla grande variazione di tessiture che può presentarsi in borgo del tipo Civita, la conoscenza dettagliata delle caratteristiche dell'aggregato e delle singole pareti attraverso le TM, consente di restringere progressivamente il range di variazione delle caratteristiche meccaniche che si possono riscontrare per l'intero aggregato.



Fig. 8.1 Evidenziazione delle USM individuate

8.1 UNITÀ STRATIGRAFICHE MURARIE E TECNICHE MURARIE

Le quattro USM individuate hanno caratteristiche molto differenti tra loro. Ne consegue che l'adozione di parametri meccanici generali per l'intera parete, non derivanti da uno studio dettagliato della stessa, può portare a risultati differenti da quanto si determinerebbe con parametri meccanici, ancora generali per la parete, derivanti da considerazioni puntuali. Le schede USM sono riportate nelle figure 8.2, 8.3, 8.4, 8.5, risultano farne parte le seguenti TM:

USM 1009 → *TM 04, TM 05*

USM 1010 → *TM 09*

USM 1011 → *TM 03*

USM 1012 → *TM 10*

SCHEDA USM		13.1 prospetto ovest esterno - paramento		USM 1009
ESTENSIONE	<input type="checkbox"/> >2/3 <input type="checkbox"/> 2/3 - 1/3 <input checked="" type="checkbox"/> <1/3			
QUOTA	Livello 0			
RAPPORTI STRATIGRAFICI	Si appoggia a:	-		
	Anteriore a:	USR 1014, 1015; USM 1012		
	Contemporanea a:	1007, 1002, 1010??		
TECNICA MURARIA	Numero campione:	TM 04, 05		
	Analoga a:	TM 02	13.1 - USM 1002	
DATAZIONE	Relativa	Fase III	ELEMENTI DATANTI	
	Assoluta		<input checked="" type="checkbox"/> analisi stratigrafica <input checked="" type="checkbox"/> tecnica muraria <input type="checkbox"/> elementi architettonici	
	Ipotetica			
OSSERVAZIONI / INTERPRETAZIONI				



Fig. 8.2 Scheda della USM 1009

SCHEDA USM		13.1 prospetto ovest esterno - paramento		USM 1010
ESTENSIONE	<input type="checkbox"/> >2/3 <input checked="" type="checkbox"/> 2/3 - 1/3 <input type="checkbox"/> <1/3			
QUOTA	Livelli 0-1			
RAPPORTI STRATIGRAFICI	Si appoggia a:	-		
	Anteriore a:	USR 1014, 1015; USM 1012, 1011		
	Contemporanea a:	1007?, 1009?; EA 105		
TECNICA MURARIA	Numero campione:	TM 09		
	Analoga a:	TM 01	13.1 - USM 1002	
DATAZIONE	Relativa		<u>ELEMENTI DATANTI</u>	
	Assoluta		<input checked="" type="checkbox"/> analisi stratigrafica <input type="checkbox"/> tecnica muraria	
	Ipotetica	Fase III	<input type="checkbox"/> elementi architettonici	
OSSERVAZIONI / INTERPRETAZIONI				



Fig. 8.3 Scheda della USM 1010

SCHEDA USM		13.1 prospetto ovest esterno - paramento		USM 1011
ESTENSIONE	<input type="checkbox"/> >2/3 <input type="checkbox"/> 2/3 - 1/3 <input checked="" type="checkbox"/> <1/3			
QUOTA	Livello 0			
RAPPORTI STRATIGRAFICI	Si appoggia a:	USM 1007, 1010		
	Anteriore a:	-		
	Contemporanea a:	-		
TECNICA MURARIA	Numero campione:	TM 03		
	Analoga a:	TM xx	n. corpo di fabbrica	
DATAZIONE	Relativa		ELEMENTI DATANTI	
	Assoluta		<input checked="" type="checkbox"/> analisi stratigrafica <input type="checkbox"/> tecnica muraria <input type="checkbox"/> elementi architettonici	
	Ipotetica			
OSSERVAZIONI / INTERPRETAZIONI				



Fig. 8.4 Scheda USM 1011

SCHEDA USM		13.1 prospetto ovest esterno - paramento		USM 1012
ESTENSIONE	<input checked="" type="checkbox"/> >2/3 <input type="checkbox"/> 2/3 - 1/3 <input type="checkbox"/> <1/3			
QUOTA	Livelli 1-2			
RAPPORTI STRATIGRAFICI	Si appoggia a:	1010		
	Anteriore a:	USM 1093, 1095; EA 107		
	Contemporanea a:	EA 108, 109, 194, 195; USM 1017		
TECNICA MURARIA	Numero campione:	TM 10		
	Analoga a:	TM 08	13.1 - USM 1003	
DATAZIONE	Relativa		<u>ELEMENTI DATANTI</u>	
	Assoluta		<input checked="" type="checkbox"/> analisi stratigrafica <input type="checkbox"/> tecnica muraria	
	Ipotetica	Fase III	<input type="checkbox"/> elementi architettonici	
OSSERVAZIONI / INTERPRETAZIONI				



Fig. 8.5 Scheda USM 1012

8.2 PARAMETRI MECCANICI DELLA PARETE OVEST

Da quanto visto nei capitoli precedenti ciò che influisce sui parametri meccanici della muratura sono prevalentemente i rapporti a/s_h e b/s_v , il grado di mal riempimento e lo sfalsamento. I contributi si analizzano in modo separato procedendo analogamente a quanto fatto a conclusione del cap.6.

8.2.1 Influenza di a/s_h e b/s_v

In tabella 8.1 sono riportati i dati estrapolati dalle TM dell'intero edificio evidenziando le TM in esame. Con i dati si può costruire un fuso di variazione del modulo elastico al variare di E_b/E_m per l'intero edificio ed un fuso per la singola parete. Naturalmente il range di variazione dei parametri meccanici per la singola parete sono un sottoinsieme del range di variazione dei parametri per l'intero edificio, come quest'ultimo è un sottoinsieme della variabilità molto larga per l'intero borgo.

Tab. 8.1 Dati estrapolati dalle 16 TM

TM	Giunti verticali			Giunti orizzontali			a			b		
	min	max	rapp.	min	max	rapp.	min	max	rapp.	min	max	rapp.
1	10	130	20	10	70	20	100	275	250	160	445	400
2	10	130	20	5	30	10	300	275	280	310	445	450
3	20	50	20	20	50	20	120	200	150	140	190	200
4	5	20	15	5	50	7	80	300	250	100	450	350
5	10	130	20	3	30	15	293	340	340	280	510	230 - 500
6	3	80	20	7	30	15	80	250	200	50	350	320
7	3	80	20	7	30	15	NR					
8	10	130	20	10	70	20	170	240	250	230	460	300
9	Non rilevabile						Non rilevabile					
10	5	100	20	10	40	20	120	170	200	140	410	240
11	3	30	20	5	30	10	280	300	200	300	351	300
12	5	40	10	10	30	20	220	260	250	130	320	260
13	NR			3	10	5	280	290	280	180	450	380
14	3	40	20	5	20	10	200	300	300	180	510	350
15	5	30	15	10	40	20	190	250	200	160	470	280
16	10	60	30	10	30	20	260	300	300	250	480	400

La variabilità dei rapporti a/s_h e b/s_v , riportata in tabella 8.2, è grande. i valori estremi, talvolta, si riferiscono a situazioni non presenti nella realtà dell'edificio o a caso con poca

attinenza alla realtà tecnica delle murature in genere. In virtù di ciò si limita lo studio della variazione dei moduli elastici ai valori rappresentativi delle TM.

Tab. 8.2 Rapporti geometrici tra blocchi e giunti di malta

TM	a/sH			b/sV		
	min	max	rapp.	min	max	rapp.
1	1,43	27,50	12,50	1,23	44,50	20,00
2	10,00	55,00	28,00	2,38	44,50	22,50
3	2,40	10,00	7,50	2,80	9,50	10,00
4	1,60	60,00	35,71	5,00	90,00	23,33
5	9,77	113,33	22,67	2,15	51,00	11,5 - 25
6	2,67	35,71	13,33	0,63	116,67	16,00
7						
8	2,43	24,00	12,50	1,77	46,00	15,00
9	Non rilevabile	Non rilevabile	Non rilevabile	Non rilevabile	Non rilevabile	Non rilevabile
10	3,00	17,00	10,00	1,40	82,00	12,00
11	9,33	60,00	20,00	10,00	117,00	15,00
12	7,33	26,00	12,50	3,25	64,00	26,00
13	28,00	96,67	56,00			
14	10,00	60,00	30,00	4,50	170,00	17,50
15	4,75	25,00	10,00	5,33	94,00	18,67
16	8,67	30,00	15,00	4,17	48,00	13,33

Presi il minimo ed il massimo dei rapporti a/s_h e b/s_v rappresentativi si possono ottenere i range di variazione per l'aggregato e la parete esaminata.

8.2.1.1 Modulo Elastico E_x

La caratteristica è influenzata prevalentemente dal solo rapporto tra altezza del blocco e spessore del giunto di malta verticale. Per l'aggregato $b/s_v = 10,00 \div 26,00$, per la parete $b/s_v = 10,00 \div 23,33$. Approssimando con una curva la variazione tra i punti dei grafici in figura al §4.3, per i rapporti citati si ricavano i rapporti E_x/E_b in tabella 6.3.

Operativamente dato che il parametro più rilevante è b/s_v per il modulo elastico in X, presi i grafici costruiti al variare di s_{pv} 4.8, 4.9, 4.10, costruiti per altezze di blocco $b = 250\text{ mm}$, senza considerare il rapporto a/s_h , perché influisce poco come visto al cap. 6, si determina lo spessore del giunto di malta verticale che corrisponde al rapporto che si sta indagando e la lunghezza del blocco con la quale si è costruito il grafico. Entrando nel grafico con lo

spessore appena determinato si intercetta la curva che approssima i suoi punti determinando il modulo elastico della muratura che diviso per il modulo elastico del blocco fornisce il rapporto cercato.

A titolo esemplificativo, riferendosi al minimo b/s_v per l'aggregato, 10,0, vi equivale uno spessore del giunto verticale pari a $250/10 = 25 \text{ mm}$. Da quanto si vede in figura 8.6, per il caso 1, ad esso corrisponde un $E_x \sim 6400 \rightarrow E_x/E_b \cong 0,43$.

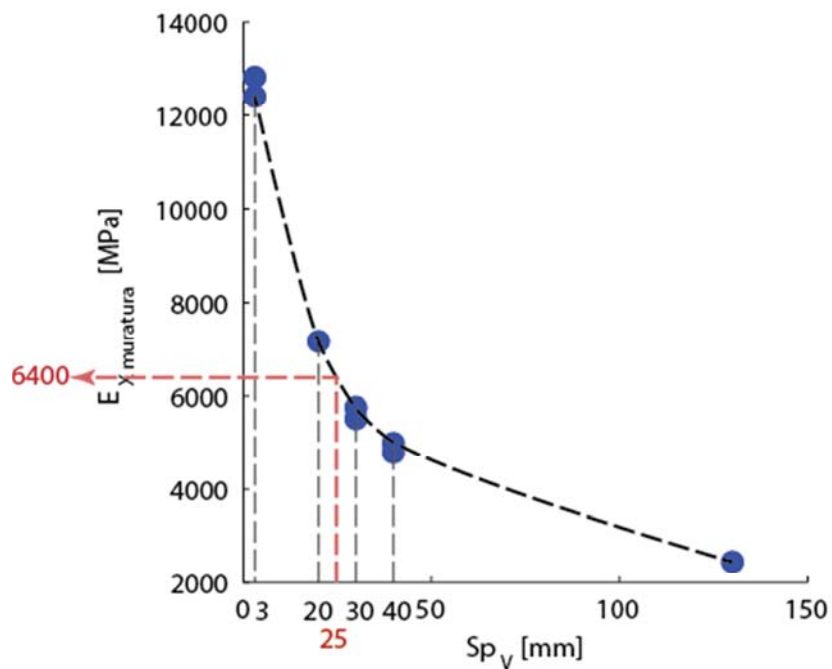


Fig. 8.6 Esempio d'individuazione del rapporto E_x/E_b

Tab. 8.3 Rapporti E_x/E_b per aggregato e parete

	AGGREGATO		PARETE	
	MIN	MAX	MIN	MAX
CASO 1	0,43	0,59	0,43	0,55
CASO 2	0,92	0,97	0,92	0,93
CASO 3	0,28	0,52	0,28	0,40

Quanto ottenuto consente di tracciare i diagrammi riportati in figura 8.7. Si evidenzia come il range di variazione della caratteristica indagata per la parete sia minore del range di variazione per l'aggregato.

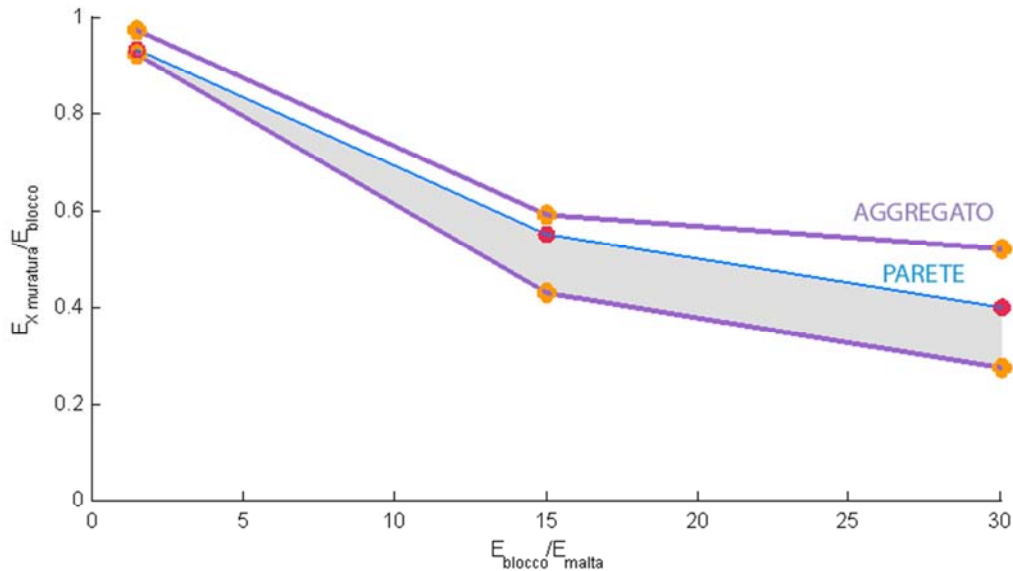


Fig. 8.7 Fuso di variazione del modulo elastico E_X per parete ed aggregato

8.2.1.2 Modulo Elastico E_Y

La caratteristica è influenzata prevalentemente dal rapporto tra altezza del blocco e spessore del giunto di malta verticale. Per l'aggregato $a/s_h = 7,50 \div 56,00$, per la parete $a/s_h = 7,50 \div 35,71$. Analogamente a quanto fatto al 6.2.1.1 per il modulo elastico E_X si possono individuare i rapporti E_X/E_b per aggregato e parete riportati in tabella 8.4 e graficati in figura 8.8.

Tab. 8.4 Rapporti E_Y/E_b per aggregato e parete

	AGGREGATO		PARETE	
	MIN	MAX	MIN	MAX
CASO 1	0,36	0,77	0,36	0,68
CASO 2	0,92	0,99	0,92	0,99
CASO 3	0,22	0,64	0,22	0,52

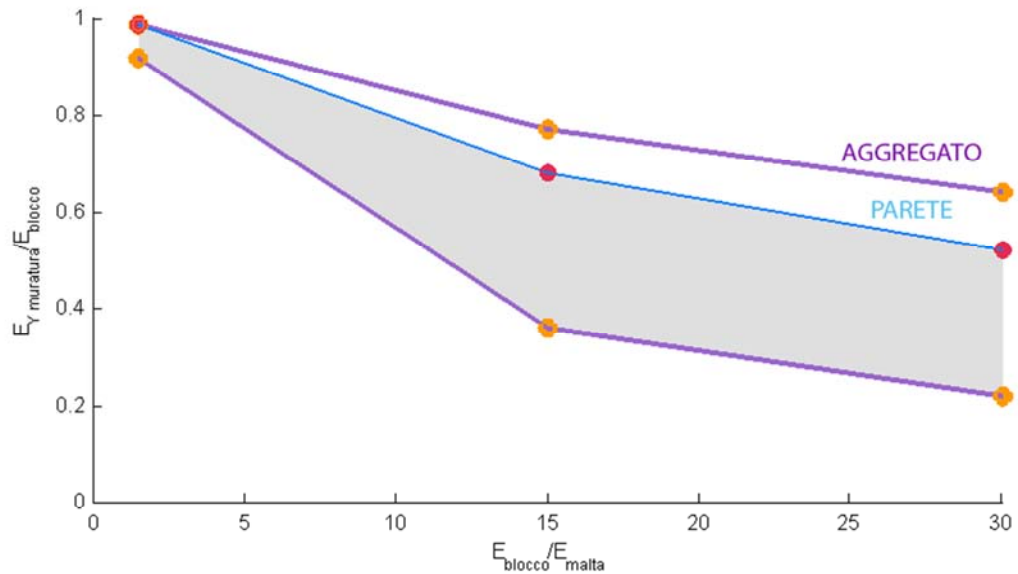


Fig. 8.8 Fuso di variazione del modulo elastico E_Y per parete ed aggregato

Dal grafico si evidenzia come sia più ampio il range di variazione del modulo elastico in Y piuttosto di quello in X.

8.2.1.3 Modulo Elastico G

Differentemente dai casi precedenti, il modulo G è influenzato in modo consistente sia da a/s_h che da b/s_v . Nello studiare l'effetto di queste due variabili non si può far riferimento ai grafici di cui al §6.3, ma a quelli al §6.1 attraverso i quali è possibile studiare l'effetto di una delle due al variare dell'altra. I valori di variazione di a/s_h e di b/s_v sono quelli riportati nei paragrafi precedenti.

Per determinare il range di variazione si opera in due fasi.

1° Fase. Dal grafico in fig. 4.4, visto l'andamento delle spezzate (quasi rette) e vista la bassa variabilità di E_x/E_b , si adottano, per ciascun caso di riferimento, rette di regressione lineari con le quali descrivere, in via semplificata, per un fissato a/s_h il valore di G/E_b al variare di b/s_v . In tal modo, per i tre casi di riferimento, si individuano i valori di G/E_b per la condizione $a/s_h = 13,33$. Dal punto di vista grafico, l'operazione è equivalente ad innalzare la curve del diagramma $G/E_b - E_b/E_m$ per il solo effetto di b/s_v lasciando invariato a/s_h , grafico in figura 4.24 b). Per chiarire il concetto si riporta in figura 8.9 la retta di regressione

adottata per il CASO 3, risultata di equazione $y = 0,0011x + 0,0836$ con coefficiente $R^2 = 0,98$.

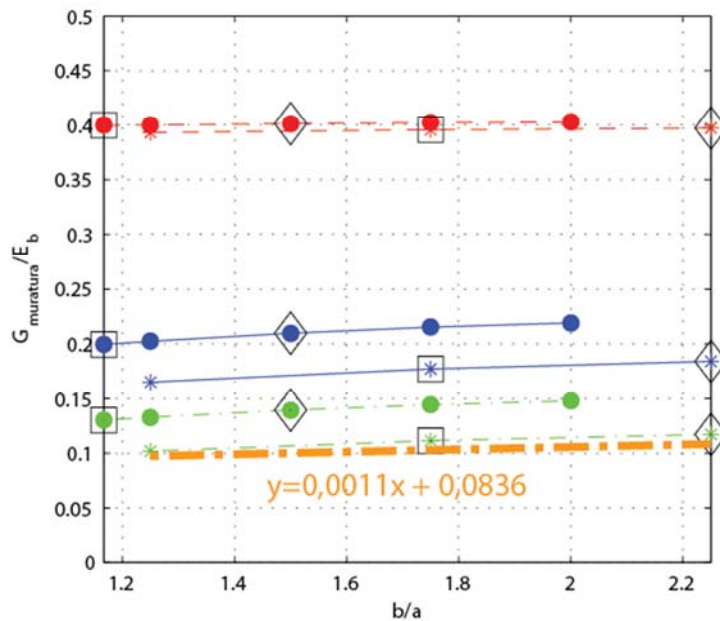


Fig. 8.9 Retta di regressione per il caso 3

2° Fase. Si variano i risultati in relazione all' a/s_h in esame. Dal grafico in fig. 4.6, per ogni caso di riferimento, fissato un b/s_v si determina la retta di regressione che meglio approssima i punti. Preso come riferimento il punto avente $a/s_h = 13,33$, moltiplicando la pendenza della retta di regressione per la “distanza tra la coordinata $a/s_h = 13,33$ e la coordinata a/s_h in esame si può determinare quale sia il discostamento dalla curva, relativa ad un fissato b/s_v , per il solo effetto di una variazione di a/s_h .

Quanto si è ottenuto è riepilogato in tabella 8.5.

Tab. 8.5 Variazione di G/E_b

AGGREGATO								
	Effetto di b/s_v fissato $a/s_h = 13,33$		Variazione per $a/s_h \neq 13,33$				TOTALE	
	MIN	MAX	$\Delta a/s_h _{min}$	$\Delta a/s_h _{max}$	MIN	MAX	MIN	MAX
CASO 1	0,16	0,18	-5,83	42,67	-0,02	0,15	0,14	0,33
CASO 2	0,39	0,40			0,00	0,03	0,39	0,42
CASO 3	0,09	0,11			-0,02	0,13	0,08	0,24

AGGREGATO								
	Effetto di b/s_v fissato $a/s_h = 13,33$		Variazione per $a/s_h \neq 13,33$				TOTALE	
	MIN	MAX	$\Delta a/s_h _{min}$	$\Delta a/s_h _{max}$	MIN	MAX	MIN	MAX
CASO 1	0,156	0,175	-5,83	22,38	-0,020	0,078	0,136	0,253
CASO 2	0,391	0,395			-0,003	0,013	0,388	0,409
CASO 3	0,095	0,109			-0,017	0,067	0,077	0,176

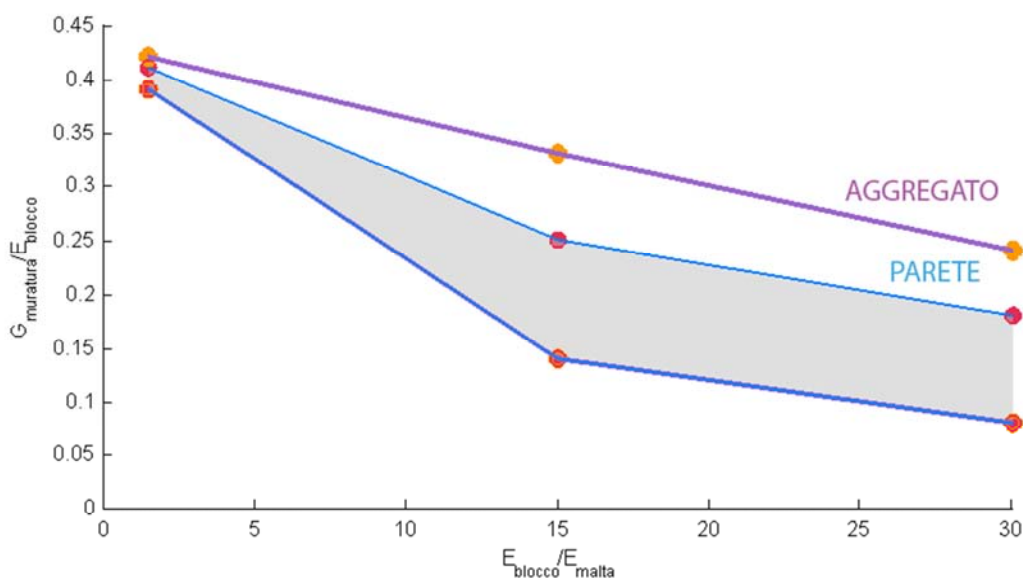


Fig. 8.10 Fuso di variazione del modulo elastico G per parete ed aggregato

Anche nel caso di G si nota una differenza tra parete ed aggregato. Nel caso esaminato si può constatare che la curva relativa ai rapporti minimi coincide sia per l'aggregato che per la parete. Al §6.3 si riportano i range di variazione per la parete nord al fine di mettere in rilievo come la sovrapposizione delle curve relative ai minimi sia un caso particolare e non generale.

8.2.2 Influenza dello sfalsamento, degrado e mal riempimento dei giunti verticali

Sui grafici di cui al 8.2.1 non si è tenuto in conto dello sfalsamento, di un degrado diffuso delle malte e del mal riempimento dei giunti di malta verticale in quanto si è scelto di considerare il loro effetto attraverso una variazione dei grafici del tipo in figura 8.8.

L'effetto di un degrado diffuso delle malte, viene preso in considerazione adottando l'opportuno modulo elastico di Malta degradata che consente di assumere il corretto rapporto E_b/E_m . Per l'allineamento ovest, dalle TM, si desume che le malte presentano uno stato di

degrado; senza specifica conoscenza del modulo elastico, si stima, in accordo a quanto fatto nel presente elaborato in precedenti paragrafi, sia pari a 250 MPa . Non avendo informazioni riguardo il modulo elastico dei blocchi, risulta impossibile definire il corretto E_b/E_m ,

quest'ultimo aggiungendo il degrado delle malte, può variare da $12 \div 60$ per $E_b = 3000 \div 15000\text{ MPa}$.



SCHEDA MURATURE 13.1 prospetto ovest esterno - paramento campione 04 - USM 1009			
	MATERIALI	CARATTERISTICHE	DIMENSIONI
BLOCCO	<u>Litologia:</u> roccia magmatica effusiva (ignimbrite tefritico-fonolitica / tufo litoide a scorie nere), porosa, non stratificato.	<u>Lavorazione superficiale:</u> <input type="checkbox"/> nessuna <input type="checkbox"/> a spacco <input checked="" type="checkbox"/> sbazzatura <input checked="" type="checkbox"/> squadratura	<u>Blocco (h x b):</u> MIN.: 8 x 10 cm MAX.: 30 x 45 cm VAL. RAPPR.: 25 x 35 cm
		<u>Colore:</u> Rosso/giallastro con scorie nere e pomici.	
		<u>Forma:</u> <input type="checkbox"/> irregolare <input checked="" type="checkbox"/> mediamente regolare <input type="checkbox"/> regolare	
GIUNTI	<u>Composizione malta:</u> malta di calce aerea e materiali a comportamento pozzolanico con calcinaroli	<u>Morfologia e finitura superficiale:</u> <input checked="" type="checkbox"/> a filo <input type="checkbox"/> rientrante <input type="checkbox"/> rifluente <input checked="" type="checkbox"/> degradata <input type="checkbox"/> liscio <input type="checkbox"/> liscio a scivolo <input type="checkbox"/> stilato	<u>Spessore orizzontale:</u> MIN: 5 mm MAX: 20 mm
		<u>Colore:</u> grigio chiaro - marrone chiaro; inerti di colore nero, marrone.	VAL. RAPPR.: 5 mm
		<u>Inerti:</u> inerti tra 20 e 50 mm e calcinaroli.	<u>Spessore verticale:</u> MIN: 5 mm MAX: 20 mm
		<u>Consistenza impasto:</u> <input type="checkbox"/> decoesa <input checked="" type="checkbox"/> molto friabile <input type="checkbox"/> friabile <input type="checkbox"/> tenace	VAL. RAPPR.: 15 mm

Fig. 8.11 Dettaglio scheda TM

L'effetto di un mal riempimento dei giunti può essere considerato applicando una riduzione opportuna ai rapporti $E_x - E_y - G/E_b$ che si determinano. Come si può constatare nei grafici al §4.5 il malriempimento è diverso in funzione del rapporto E_b/E_m considerato ed in funzione dello sfalsamento dei blocchi. Più la tessitura si avvicina a condizioni di giunti di testa allineati più l'effetto di un progressivo degrado è maggiore. Come già riportato per l'aggregato in esame la condizione di allineamento più ricorrente è quella di giunti sfalsati a $1/4$ di blocco. Per la parete in esame, da un'osservazione dei campioni fotografici delle TM, in figura 8.9, tralasciate le porzioni di muratura ove listature ne mascherano la composizione, si ritiene opportuno adottare uno sfalsamento di $1/4$ di blocco.

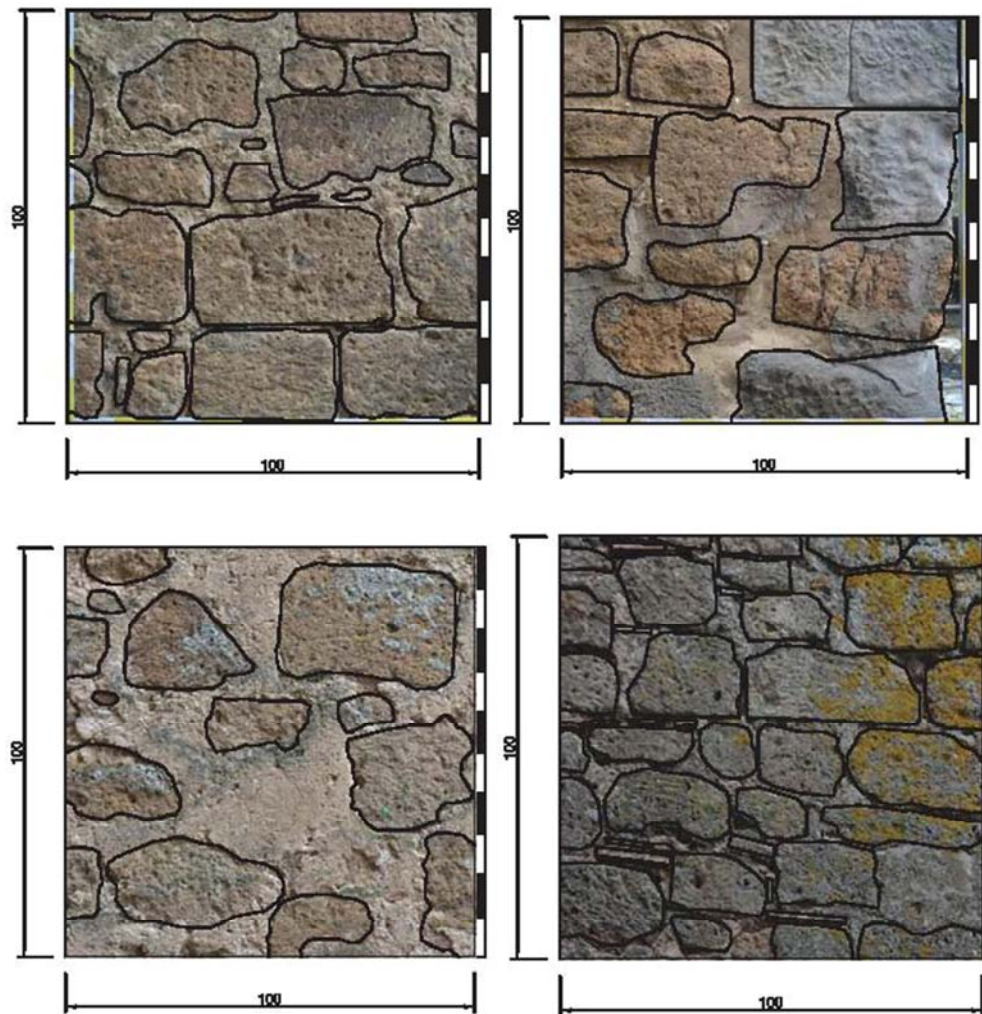


Fig. 8.12 Murature delle TM04, TM05, TM09, TM10

Non tutte le proprietà meccaniche sono interessate dalla mal realizzazione dei giunti verticali, qual è E_Y . Un malriempimento dei giunti verticali comporta una diminuzione del modulo elastico E_X compresa tra $0 \div 85\%$ rispettivamente per assenza di malriempimento ed assenza di giunti verticali. La caratteristica G , invece, è soggetta ad una variazione compresa tra $0 \div 40\%$. Osservando i campioni murari si può assegnare un valore di malriempimento pari a 0,50, determinando perdite di modulo elastico del 35% per E_X e 15% per G .

Lo sfalsamento influisce i moduli elastici analogamente al mal riempimento. Nel caso in esame avendo costruito i grafici del tipo in figura 6.8 con un grado di sfalsamento di $\frac{1}{4}$ di blocco non vi sono correzioni da apportare sui moduli elastici per effetto di un diverso sfalsamento.

8.3 PARAMETRI MECCANICI DELLA PARETE NORD PER IL SOLO

EFFETTO DI a/s_h E b/s_v

Quanto fatto per la parete ovest può essere ripetuto per ciascun allineamento, per esempio riferendosi all'allineamento nord comprensivo dei campioni TM 01, 02, 08 e 14, i cui dati sono evidenziati in tabella 8.6. Procedendo in modo analogo all'allineamento ovest, si ottengono dei fusi più stretti con differenze sia per le curve dei massimi che dei minimi tra aggregato e parete. I grafici sono nelle figure 8.13, 8.13, 8.15.

Tab. 8.6 Dati relativi alle TM dell'aggregato ed evidenziazione delle TM afferenti l'allineamento nord

TM	a/sH			b/sV		
	min	max	rapp.	min	max	rapp.
1	1,43	27,50	12,50	1,23	44,50	20,00
2	10,00	55,00	28,00	2,38	44,50	22,50
3	2,40	10,00	7,50	2,80	9,50	10,00
4	1,60	60,00	35,71	5,00	90,00	23,33
5	9,77	113,33	22,67	2,15	51,00	11,5 - 25
6	2,67	35,71	13,33	0,63	116,67	16,00
7						
8	2,43	24,00	12,50	1,77	46,00	15,00
9	Non rilevabile	Non rilevabile	Non rilevabile	Non rilevabile	Non rilevabile	Non rilevabile
10	3,00	17,00	10,00	1,40	82,00	12,00
11	9,33	60,00	20,00	10,00	117,00	15,00
12	7,33	26,00	12,50	3,25	64,00	26,00
13	28,00	96,67	56,00			
14	10,00	60,00	30,00	4,50	170,00	17,50
15	4,75	25,00	10,00	5,33	94,00	18,67
16	8,67	30,00	15,00	4,17	48,00	13,33

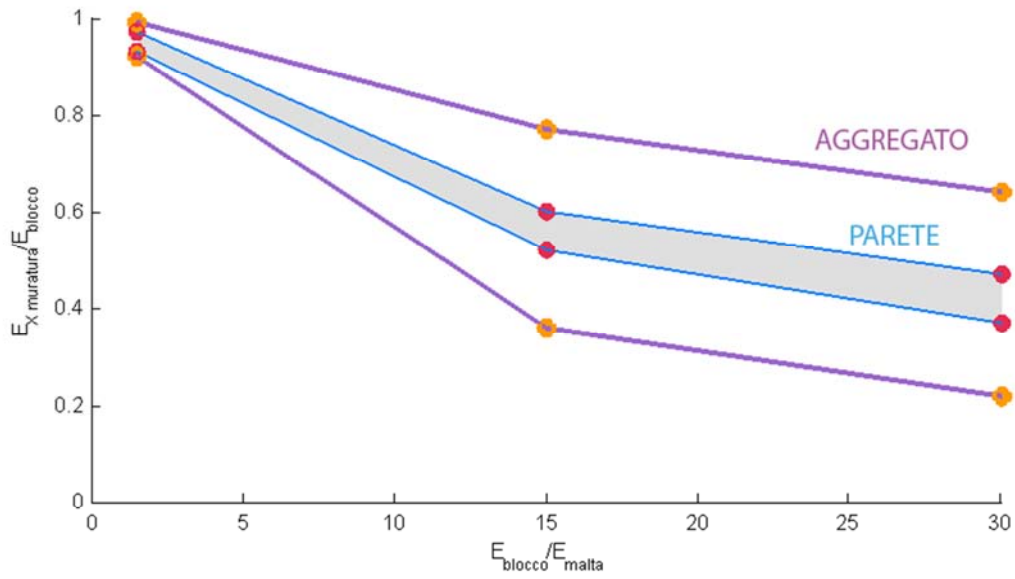


Fig. 8.13 Andamento di E_x/E_b in funzione di E_b/E_m per la porzione di parete nord

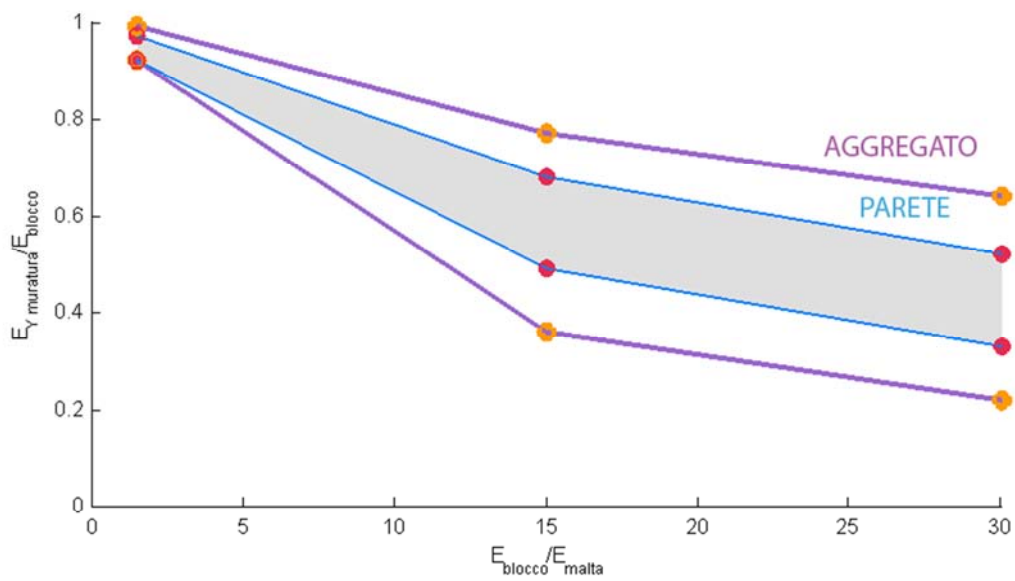


Fig. 8.14 Andamento di E_y/E_b in funzione di E_b/E_m per la porzione di parete nord

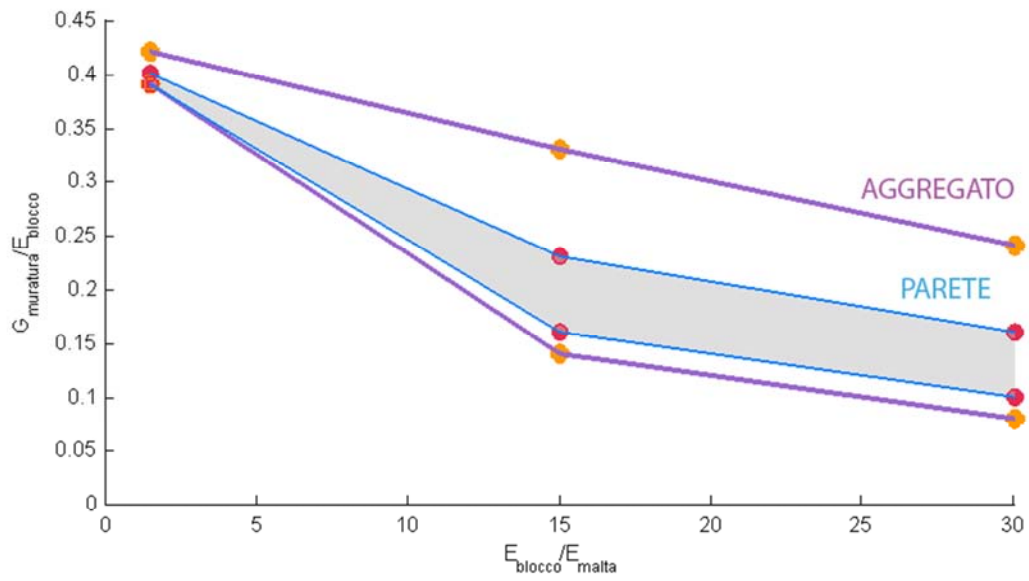


Fig. 8.15 Andamento di G/E_b in funzione di E_b/E_m per la porzione di parete nord

Considerazioni sullo stato di degrado delle malte, sfalsamento dei blocchi, mal riempimento dei giunti di testa sono analoghe al §8.2.2.

8.4 OSSERVAZIONI FINALI E POSSIBILI SVILUPPI

Quella presentata è una metodologia di rapida applicazione per la determinazione dei parametri meccanici delle murature storiche al fine di condurre un'analisi conoscitiva della vulnerabilità sismica di un edificio storico. A differenza delle caratteristiche di resistenza a compressione e taglio, le quali sono influenzate da pochi parametri di facile individuazione, i moduli elastici presentano ampia variazione. La determinazione del modulo elastico dei componenti malta e mattone è carattere fondamentale per operare con un range di valori molto più ristretto. Nell'ottica di ottimizzare gli investimenti destinati all'effettuazione di analisi di vulnerabilità sismica, una campagna di prove a basso costo, quali le prove con schlerometro a punta, è sufficiente per ottenere, attraverso la procedura presentata, un livello conoscitivo del materiale adeguato allo scopo.

I risultati ottenuti evidenziano un contrasto con la Normativa Italiana la quale fornisce un range generale di modulo elastico e resistenza per murature di tufo senza specificare la geometria sulla quale si è operato per l'estrazione dei dati forniti.

Gli sviluppi del presente elaborato sono vari. Un primo può essere la costruzione di un abaco generale che possa guidare il progettista alla scelta dei parametri opportuni da utilizzare, passando attraverso la determinazione analitica di funzioni capaci di descrivere la variazione dei parametri meccanici in relazione alla moltitudine di variabili che entrano in gioco. Altro possibile sviluppo è l'impiego dei risultati ottenuti per la taratura di modelli di danno ortotropi per la muratura. La definizione di un modello di danno ortotropo opportunamente tarato consentirebbe la realizzazione di analisi sismiche su macromodelli che tengano conto dell'evolvere del danno nel materiale mettendo in evidenza le zone di maggiore criticità di costruzioni esistenti sulle quali può essere opportuno intervenire.

APPENDICE A

Si riporta la spiegazione del funzionamento del programma costruito per condurre analisi parametriche. La presente appendice ha l'obiettivo di illustrare il funzionamento del programma costruito mettendo in evidenza i limiti operativi dello stesso.

I programmi impiegati nel condurre le analisi parametriche sono molteplici. Il programma principale è stato costruito in linguaggio matlab e necessita di alcuni dati di input per poter avviare il cuore delle analisi, OpenSees. OpenSees richiama il file contenente le istruzioni per condurre l'analisi che a sua volta carica un applicativo per costruire mesh di pannelli murari, appositamente costruito in linguaggio tcl. I dati processati da OpenSees sono post processati o da programmi che creano un file di risultati, contenente le informazioni sul danno, tensioni, deformazioni ecc. per l'impiego nel software GID o da programmi scritti in matlab per la costruzione di grafici. In figura A.1 è riportato un diagramma di flusso delle analisi.

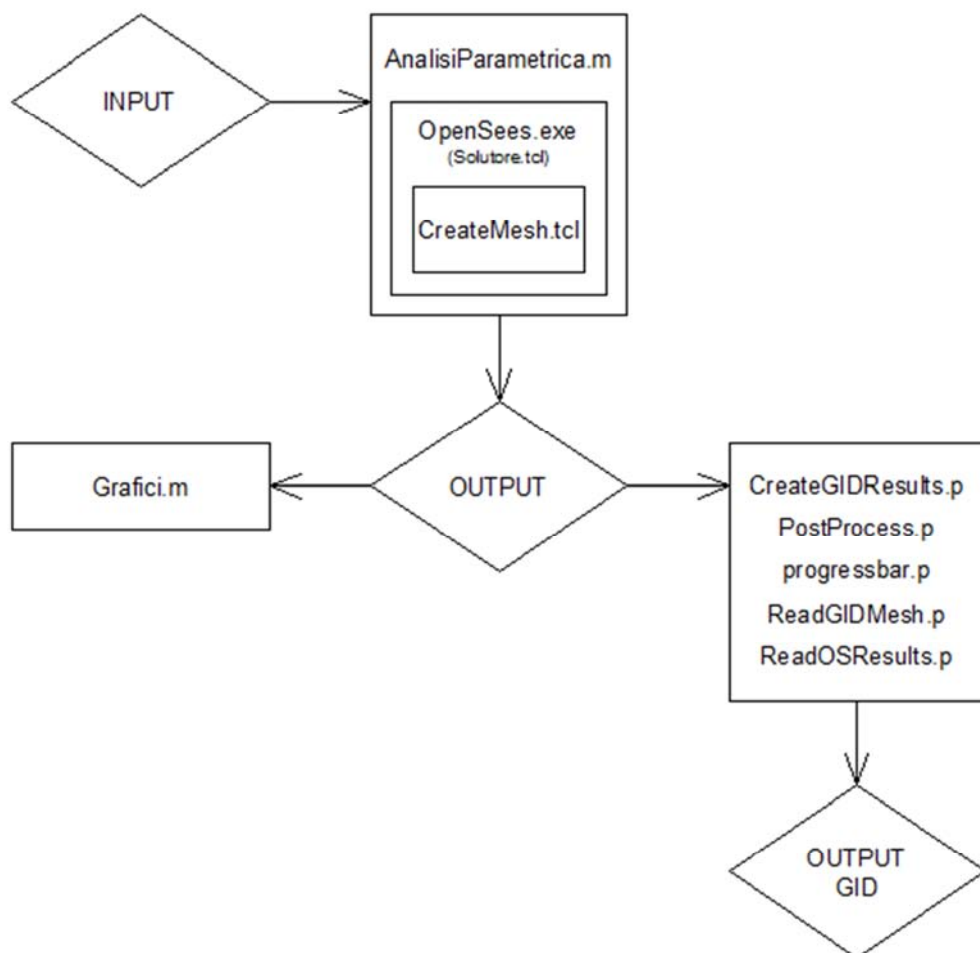


Fig. A.1 Diagramma di flusso delle analisi condotte

I dati di input del file `AnalisiParametriche.m` sono le grandezze oggetto di variabilità nelle analisi, riportate in figura A.2, e sono da inserirsi all'avvio del programma.

Si evidenzia che i valori dei dati da inserire possono essere riportati come vettori i cui elementi sono presi in riferimento per le analisi da una serie di cicli `for`.

```

1 - |clc;
2 - |clear all;
3 - |close all;
4 -
5 - |tStart=tic;
6 -
7 - |%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%% INPUT %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
8 - |a=200;
9 - |spm=15;
10 - |t=150;
11 - |lxef=5;
12 - |lyef=5;
13 - |TC=20;
14 - |Eb=[15000];
15 - |Emh=[1000];
16 - |dchem=[0.00];
17 - |Percentuale_sfalsamento=[0.50 1.00];
18 - |rab=[1.25 1.75 2.25];
19 - |% Specificare l'azione se di trazione in X o Y o taglio
20 - |% [TX (0), TY (1), TA (2)]
21 - |Azione=0;

```

Fig. A.2 Estratto del programma `AnalisiParametrica.m`

In figura A.2 si evidenzia il riquadro d'inserimento dei dati di input. Quello rappresentato, in particolare, è il programma relativo ad analisi di sensibilità condotte con altezza di blocco fissa e larghezza variabile, altra quantità variabile è la "Percentuale_sfalsamento", variabile PS descritta all'inizio del capitolo 6.

Le grandezze a , s_{pm} , t sono altezza del blocco, spessore dei giunti e spessore della parete. Le variabili l_{xef} e l_{yef} riguardano, rispettivamente, la lunghezza del singolo elemento finito lungo la direzione parallela ai letti di malta e la lunghezza dell'elemento finito ortogonalmente ai letti di malta. TC è la traslazione della cella di riferimento, quantità inserita per evitare che, nel caso di sfalsamento completo dei blocchi, il giunto di malta venga a coincidere con il perimetro della cella. Con rab si intende il rapporto b/a tra le dimensioni del blocco. Queste presentate sono le variabili di ingresso che vengono poi scritte in un file di parametri, richiamato dal programma ideato per la creazione di mesh murarie "CreateMesh.tcl".

Il programma per la costruzione di mesh consente di realizzarle impiegando elementi finiti tutti della stessa dimensione. Si precisa che le dimensioni degli elementi finiti devono essere numeri interi e sono definiti dallo spessore dei giunti di malta tenendo presente che è auspicabile descriverlo con almeno due elementi finiti (nel caso si operino analisi di natura non lineare). Il programma prima crea i nodi e poi procede alla costruzione degli elementi finiti quadrilateri assegnando loro una diversa proprietà nel caso descrivano blocco, giunto di malta orizzontale o giunto verticale. L'assegnazione delle proprietà è controllata dalle coordinate cx e cy del primo nodo di ogni singolo elemento finito. Per esempio quando la coordinata $cy = 0$ e $cx = b/2$ il programma assegna all'elemento finito che viene costruito sul nodo di quelle coordinate la proprietà relativa al giunto di malta verticale.

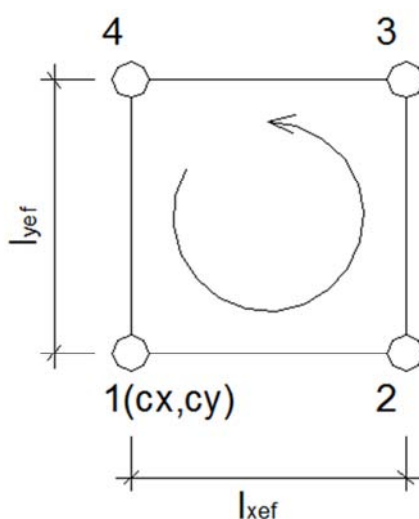


Fig. A.3 Esempio di numerazione dei nodi e senso di costruzione dell'elemento finito. Si evidenziano inoltre le lunghezze degli elementi finiti, lungo l'orizzontale e la verticale, e le coordinate del nodo

Un esempio delle mesh che il programma può costruire è riportato in figura A4.

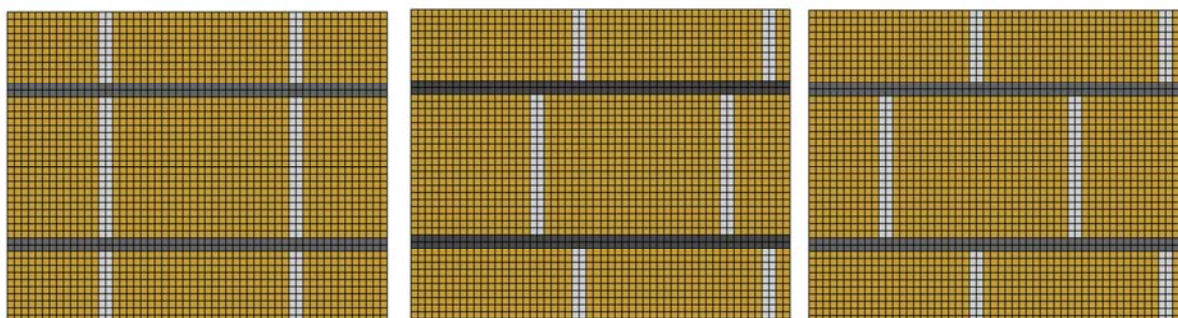


Fig. A.4 Esempio di mesh costruite col programma CreateMesh.tcl

BIBLIOGRAFIA

Tesi di dottorato, *Modelli di danno per materiali ortotropi: applicazione al caso della muratura*, Luisa Berto 2003

Analisi strutturale per il recupero antisismico, Giovanni Cangi, Mauro Carboni, Alessandro De Maria – Tipografia del genio civile
Computational strategies for masonry structures, P.B. Lourenco

Statica delle costruzioni storiche in muratura, Mario Como – Aracne editore

Earthquake – Resistance design of masonry buildings – Miha Tomazevic

Analisi sismica delle strutture murarie, Alessandro Galasco e Sara Frumento – Sistemi editoriali

Edifici in muratura, Pietro Lenza e Aurelio Ghersi – Dario Flacovio editore

Decreto Ministeriale del 14-01-2008. *Norme Tecniche Per le Costruzioni*. Gazzetta Ufficiale n.29 del 04-02-2008 - suppl. ord. n.30

Circolare 02-02-2009 n.617, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14-01-2008*. Gazzetta Ufficiale n.47 del 26-02-2009 - suppl. ord. n.30

Linee Guida per il rilievo, l'analisi de il progetto di interventi di riparazione e rafforzamento/miglioramento di edifici in aggregato. Dipartimento della Protezione Civile – ReLUIS. Bozza Ottobre 2010

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 09-02-2011, *Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14-01-2008*. Gazzetta Ufficiale n.47 del 26-02-2011 - suppl. ord. n.54