# POLITECNICO DI TORINO

Collegio di Ingegneria Civile

# Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

# Ingegneria dei castelli – Analisi statica e dinamica del castello di Serralunga d'Alba.



Relatori:

Prof. Rosario Ceravolo

Candidato:

Davide Di Giammarco (s238635)

Correlatori:

Ing. Davide Masera, Ph.D. Prof. Daniele Ferretti

A.A.2018/2019

# **INDICE**

Int	roduzio	one	1
CAPI	TOLO	1	3
1.	Cast	elli e torri nel medioevo	3
	1.1.	Il periodo dell'incastellamento.	∠
	1.2.	La struttura del castello	5
	1.3.	Tramonto delle strutture fortificate.	9
	1.4.	Castelli Italiani e loro vulnerabilità.	10
CAPI	TOLO	2	15
2.	Inqu	adramento storico Castello di Serralunga d'Alba	15
	2.1.	Il castello della < <curtis>&gt;&gt; tra XI e XII secolo</curtis>	15
	2.2 II d	astello ed il feudo al tempo dei primi marchesi di Saluzzo.	16
	2.3 La	Famiglia Falletti a Serralunga.	17
	2.4. In	terventi quattrocenteschi.	21
	2.5. In	terventi cinquecenteschi	23
	2.6. D	al seicento al novecento.	24
	2.7. In	terventi di restauro nel periodo 1952-1958.	25
CAPI	TOLO	3	29
3.	Norr	nativa di riferimento.	29
CAPI	TOLO	4	31
4.	Azio	ni sul manufatto	31
	4.1.	Azioni connesse ai carichi permanenti (G).	31
	4.2.	Azioni connesse ai carichi variabili (Q).	31
	4.2.1	. Azione connessa alla categoria di struttura.	32
	4.2.2		
	4.2.3	. Azione della neve.	37
	4.2.4	Azione sismica.	38
	4.3.	Combinazione delle azioni.	45
CAPI	TOLO	5	49
5.	Cond	oscenza del manufatto.	49
	5.1.	Definizione della tipologia di muratura.	49
	5.2.	Analisi delle tipologie di orizzontamenti del castello.	55
	5.3.	Valutazione delle masse connesse agli orizzontamenti.	60
	5.3.1	. Orizzontamenti piano sotterraneo.	60
	5.3.2	. Orizzontamenti piano terra.	65
	5.3.3	. Orizzontamenti piano primo.	74

	5.3.	4. Orizzontamenti piano secondo.	82
	5.3.:	5. Orizzontamenti piano terzo	87
	5.3.:	5. Orizzontamenti piano quarto.	93
CAP	ITOLO	6	97
6.	Live	ello di valutazione della sicurezza sismica: LV1.	97
	6.1.	Modello meccanico semplificato (LV1) per palazzi.	99
	6.2.	Modello meccanico semplificato (LV1) per torri	101
	6.3.	Individuazione e caratterizzazione dei maschi murari.	103
	6.4.	Analisi LV1 Castello	107
	6.4.	Determinazione della massa sismica.	107
	6.4.	2. Determinazione della frazione di massa partecipante al modo di vibrare e*	108
	6.4.	3. Analisi in direzione x.	110
	6.4.	4. Analisi in direzione y.	112
	6.4.	5. Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica del castello	115
	6.5.	Analisi LV1 Torre quadrata.	119
	6.5.	l Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica della torre	124
	6.6.	Analisi LV1 sistema modello aggregato castello e torre	125
	6.6.	Determinazione della massa sismica.	125
	6.6.	2. Determinazione della frazione di massa partecipante al modo di vibrare e*	126
	6.6.	3. Analisi in direzione x.	128
	6.6.	4. Analisi in direzione y.	130
	6.6.	6 6 6	
		те	
	6.7.	Valutazioni sui tre modelli analizzati	
	6.8.	Analisi con livello di conoscenza LC2	
		1. Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica del castello per un livello oscenza della struttura LC2.	
	6.8.2	2. Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica della torre per un livello de secenza della struttura LC2	
	6.8.		stello
	6.9.	Analisi con livello di conoscenza LC3.	
	6.9.		di
	6.9.		li
	6.9.		stello
	6.10.	Influenza del livello di conoscenza della struttura	
~ A D	ITOI O	7	153

7.	Mode	ellazione	153
	7.1.	Analisi agli elementi finiti del castello di Serralunga d'Alba.	153
	7.1.1	. Costruzione del modello geometrico.	153
	7.1.2	. Costruzione del modello numerico	160
CAP	TOLO	8	169
8.	Anal	isi globale	169
	8.1.	Analisi statica.	169
	8.1.1 preva	. Verifica statica delle pareti di muratura non armate soggette a carichi alentemente verticali	174
	8.1.2	. Verifica statica delle pareti di muratura non armate soggette a carico di tagl	io181
	8.2.	Analisi dinamica lineare	184
	8.2.1	. Scelta del modello per l'analisi dinamica lineare	184
	8.2.2	. Analisi dinamica lineare struttura priva di volte.	186
	8.2.3 preva	. Verifica dinamica delle pareti di muratura non armate soggette a carichi alentemente verticali	200
	8.2.4		-
~		Analisi statica non lineare.	
		9	
9.		lro fessurativo	
	9.1.	Quadro fessurativo edificio XV secolo.	
	9.1.1	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
	9.1.2	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
	9.1.3		
	9.2.	Quadro fessurativo torre quadrata.	
	9.2.1		
	9.2.2		
	9.3.	Quadro fessurativo torre circolare.	250
	9.3.1	. Quadro fessurativo pareti esterne.	250
	9.3.2	. Quadro fessurativo pareti interne	251
	9.4.	Quadro fessurativo corpo del castello.	252
	9.4.1	. Quadro fessurativo pareti esterne	252
	9.4.2	. Quadro fessurativo pareti interne.	254
	9.5.	Valutazione del quadro fessurativo e confronto con l'analisi statica non lineare	258
Conc	lusioni.		261
Bibli	ografia		265
APPI	ENDICE	E A	269
APPI	ENDICE	B	303

# Introduzione.

Il fenomeno dell'incastellamento ha lasciato marcate tracce sul territorio italiano e strutture fortificate sono rintracciabili in ogni angolo della penisola. Malgrado per alcune di esse lo stato di conservazione non sia ottimale per via dei fenomeni di abbandono avvenuti tra il XV ed il XVI secolo, è possibile trovare numerosi esempi di architettura castellana ottimamente conservati e tuttora visitabili.

Uno di questi è senza dubbio il Castello di Serralunga d'Alba (CN), che si staglia in una cornice naturale unica, quella delle Langhe, diventata il 22 Giugno 2014 *Patrimonio dell'Umanità UNESCO*, e che attualmente è adibito a polo museale dalla *Barolo & Castles Foundation*.

Il lavoro condotto si pone quindi come obiettivo quello di analizzare tale fortificazione da un punto di vista storico e tecnico e di fornire delle risposte relazionando il suo stato attuale di conservazione con le normative vigenti nella Repubblica Italiana in materia di vulnerabilità sismica. Il costante confronto che la natura ci pone con le sollecitazioni dinamiche è infatti uno delle maggiori problematiche che edifici storici e monumentali di questo tipo devono cercare di superare, sfruttando la costante crescita del mondo scientifico, in modo da permettere che tali patrimoni artistici possano conservarsi integramente anche negli anni futuri.

Nella presente trattazione si effettua quindi inizialmente un'analisi globale delle strutture castellane, contestualizzandole nel periodo storico in cui si sono diffuse [20] e valutando i principali meccanismi di danneggiamento in seguito all'azione sismica, promossi dall'attuale panorama scientifico interessato in tali argomenti [21], [22] e [23]. Successivamente si inizia ad analizzare la struttura oggetto di studio e si procede dettagliatamente ad una valutazione storico-critica del Castello di Serralunga d'Alba, mediante le fonti [1] e [10] con il fine di descrivere tutte le varie fasi di costruzione e restauro del dongione sino ad arrivare al suo stato attuale.

La conoscenza del manufatto ha un'importanza assoluta e la determinazione delle azioni agenti, in relazione ai materiali utilizzati nella sua costruzione e al sito di ubicazione dell'opera, forniscono una quantificazione della domanda a cui la struttura dovrà rispondere nelle successive analisi. Una diagnostica visiva del castello, critica ed oculata nei confronti dello stato attuale, unita alle conoscenze bibliografiche ed alle prescrizioni dei codici, permettono quindi di ottenere un quadro completo della struttura e di poter creare delle solide basi per le successive valutazioni.

La valutazione di vulnerabilità sismica di primo livello LV1, regolamentata in [15], permette di ottenere un primo e superficiale giudizio sulla struttura e di porre luce sulle debolezze da indagare con maggiore dettaglio nelle successive e più approfondite analisi. La definizione degli indici di vulnerabilità sismica LV1 rappresenta infatti, la base di partenza per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale in accordo a quanto prescritto nelle [16] e [17].

Analisi dettagliate e verifiche dinamiche della struttura non possono prescindere dalla creazione di un modello ad elementi finiti, che vada a descrivere la complessità geometrica in pianta ed in elevato del manufatto e di conseguenza a computare lo stato deformativo e tensionale agente sul castello. In funzione della domanda determinata sulla base delle sollecitazioni agenti e mediante il software *MidasGen*, si determina quindi la capacità strutturale dell'edificio.

Il bilancio tra capacità e domanda, alla base delle norme vigenti, è valutato mediante verifiche statiche e dinamiche delle pareti che compongono la struttura ed attraverso un'analisi statica non lineare che permette di individuare i punti di maggior debolezza e fornire un indice di sicurezza del castello. I risultati ottenuti dalle analisi condotte sono quindi contestualizzati con il quadro fessurativo attualmente presente sulla struttura, fornendo una validazione del modello creato.

# **CAPITOLO 1**

## 1. Castelli e torri nel medioevo.

Negli anni il concetto di castello ha subito forti cambiamenti nella mente comune, che hanno portato alla creazione di immagini lontane dalla concezione reale di questa struttura. Una struttura che aveva il compito di garantire difesa in caso di attacchi, ma allo stesso tempo di fornire le giuste necessità per vivere. Una struttura che nel periodo ottocentesco si è spostata però nell'ideale, verso una standardizzazione della sua geometria e dei suoi ambienti e verso la dovuta necessità della presenza di opportuni accorgimenti, quali merli e torri, che la rendessero tale. Ed è così quindi, che riprendendo il percorso svolto in [20] ci si propone di fornire delle risposte e delle informazioni in merito a tale edificio.

Tale mutamento nell'ideale, era stato già preceduto da un cambiamento semantico della parola stessa castello. Se si analizza la parola, a partire dalla sua origine dalla lingua latina, ci si accorge che inizialmente il vocabolo castello era espresso mediante i termini *castrum* e *castellum*, due termini fortemente legati fra loro ed utilizzati indifferentemente per definire sia ambienti dotati di opportune fortificazioni e sia realtà abitative costruite su alture. Due significati diversi, in cui il primo prevedeva la realizzazione di opportuni elementi difensivi per contrastare il nemico, mentre il secondo basava la propria difesa sulla possibilità di avvistamento del nemico in relazione alla posizione privilegiata di cui il villaggio godeva.

Questa differenza, con il passare degli anni e come conseguenza del periodo storico dell'incastellamento, viene completamente persa e muove verso la definizione odierna che lo rappresenta come "edificio fortificato, cinto di mura con torri, eretto nell'età medievale per dimora e difesa dei nobili proprietari di terre e dei signori feudali". Nel nuovo significato della parola quindi, il castello diviene una struttura che per essere tale richiede la realizzazione di opportune fortificazioni a difesa della dimora.

La necessità di realizzare delle fortificazioni nasce sin dal periodo romano, poiché a partire dal III secolo d.C, in seguito all'indebolimento del potere centrale e per via delle costanti incursioni delle tribù barbariche, si iniziano a realizzare dei muri di cinta per i villaggi, che potessero difendere gli abitanti da queste scorrerie. Si tratta quindi di mura che avevano lo scopo di fornire riparo ad una determinata area, ma che in quanto tali non possono essere considerati veri e propri castelli dato che non si tratta di vere e proprie strutture.

Per la realizzazione dei primi manufatti con scopo difensivo in Italia, occorre giungere al IV secolo dove si attesta la presenza di strutture a torre nei crocevia alpini, che fungevano però solo ed esclusivamente da torri di avvistamento con il mero scopo di segnalare il pericolo ed eventualmente ritardare l'ingresso di truppe nemiche. Anche in questo caso quindi, non si può parlare di castelli, poiché non si è in presenza di strutture complesse che allo stesso tempo riescono a garantire difesa e vivibilità. A tal proposito si fa notare infatti, che nel periodo delle incursioni ungare nel territorio italiano, X secolo, derrate alimentari e prodotti connessi all'attività agricola, vengono protetti all'interno delle chiese poiché strutture come castelli, atte alla difesa, non erano ancora presenti.

Le uniche strutture, costruite in Europa, che possono essere considerate come degli antenati degli odierni castelli, sono degli edifici fortificati, realizzati intorno al V secolo, nelle regioni romane in Gallia ed in Germania, per via dello stretto contatto che tali aree avevano con le truppe barbare. In tal caso infatti, tali strutture riuscivano a garantire sia il requisito di sicurezza che di vivibilità.

#### 1.1. Il periodo dell'incastellamento.

Durante il periodo compreso tra il IX e l'XI secolo, si assiste in Europa alla crescente diffusione di strutture fortificate, prevalentemente fortificazioni esterne nella prima parte di questo arco temporale e successivamente castelli, che conducono a definire questo periodo storico come età dell'incastellamento.

Un'età contraddistinta da profonde contraddizioni, con la presenza di poteri centrali deboli e con scarse capacità di difesa dei propri territori, tanto da insinuare nella popolazione dei forti sentimenti di insicurezza, dovuti alle frequenti incursioni delle truppe di Vichinghi, Saraceni ed Ungari. Al contrario però, a questo periodo di crisi politica, si affiancava un forte sviluppo economico e demografico della popolazione che spingeva sempre più all'affermarsi di singole personalità locali in grado di garantire protezione ad una determinata cerchia di abitanti in cambio di lavoro.

Questo senso di insicurezza, misto ad una forte spinta economica, porta alla crescita di realtà fondiarie fortemente autonome sia dal punto di vista difensivo che economico, che riescono a sfruttare la debolezza politica per creare castelli e fortificazioni. Alla base di ciò quindi, è doveroso considerare che l'età dell'incastellamento non nasce come risposta ad una insicurezza connessa alle incursioni nemiche, ma nasce come risposta ad una classe politica decisamente debole che non riesce ad adeguarsi al forte impulso di crescita ed inizia ad essere sopraffatta prima dalla chiesa e poi dai singoli poteri locali.

La profanazione in Vaticano della tomba dell'apostolo Pietro nell'846, aprì la corsa alle fortificazioni ecclesiastiche, segnate inizialmente dalle autorizzazioni fornite dagli imperatori di quell'epoca a creare cinte murarie in difesa attorno alle principali chiese (è il caso di Roma, Milano e Reggio Emilia), ma successivamente intraprese dai vescovi senza consenso politico, come si può notare a Modena, Piacenza ed Aulla [20]. Questi avvenimenti pongono luce sulla debolezza della classe politica ed evidenziano come le invasioni nemiche, in tanti luoghi, siano state solo delle false giustificazioni a celare la volontà della chiesa e dei vescovi di affermare il proprio potere.

Successivamente, si assiste alla realizzazione dei primi castelli, infatti il 24 Agosto 906 il re Berengario I fornisce l'autorizzazione alla diocesi di Verona, al fine di "proteggere la chiesa dagli influssi pagani", di realizzare un castello in cui poter svolgere attività commerciali. Analogamente avverrà nel 966 a Subiaco e nel 972 a Benevento. In tutti i casi la chiesa forniva l'autorizzazione ad una singola e potente famiglia locale di realizzare un castello a cui annettere campi da coltivare e mercati.

In tal modo si assiste ad una rapida diffusione di castelli e fortificazioni, dal Sud al Nord Italia, giustificati nelle loro autorizzazioni, come strutture costruite a scopo difensivo, per contenere e contrastare le invasioni saracene ed ungare. Lascia pensare però, che gran parte di queste concessioni siano state rilasciate in un periodo in cui le incursioni nemiche andavano scemando ed in zone che non avevano risentito minimamente di tali fenomeni. Per questo motivo si descrive tale periodo storico come un periodo intriso da forti contraddizioni, in cui alla decadenza del potere centrale, fa da contraltare l'affermarsi di tante famiglie locali che nel loro << curtes et castella>> offrono la protezione del castello in cambio dei lavori contadini alla "corte".

Con il passare degli anni dunque, per via del perdurare del sentimento di insicurezza che imperversava tra i cittadini e per il totale disinteresse da parte delle autorità centrali nei confronti di queste micro-realtà produttive che si erano create, il castello diventa un mezzo attraverso il quale esercitare il proprio potere sulla "corte". All'XI secolo risale infatti la prima manifestazione di protesta da parte degli uomini che lavoravano nel castello di Casciavola nei confronti del vescovo e dell'ordinamento ecclesiastico di Pisa che gestiva quella realtà [20], per via delle dure condizioni di lavoro e delle violenze subite. In ogni caso però, in questa prima fase di incastellamento, i castelli ed i signori che li gestivano esercitavano il loro potere solo nei confronti dei loro lavoratori. Si parla infatti di *periodo curtense*, poiché gli interessi delle famiglie sono concentrati solo sul fattore economico e di gestione dei propri territori e lavoratori. Negli anni a seguire invece, dato il crescente potere di queste famiglie e la costante decadenza del regno, si assiste ad una transizione al *periodo castellano*, caratterizzato da fenomeni di

resistenza da parte di alcune famiglie nei confronti degli attacchi portati per mano del re. La resistenza opposta da Arduino d'Ivrea intorno all'anno mille al re Enrico II è uno degli esempi di questi fenomeni di affermazione di nuovi poteri, pronti ad insidiare la stessa autorità centrale, pur di affermare ed innalzare la propria stima ed importanza simbolica. Dall'interesse prettamente economico del periodo curtense si passa quindi agli interessi politici del periodo castellano.

#### 1.2. La struttura del castello.

La scelta del luogo di ubicazione di un castello è di cruciale importanza al fine di poter garantire le due principali finalità di difesa e vivibilità, dove con quest'ultimo termine si considera anche la vita dei contadini e quindi quello che è il loro lavoro. La scelta di luoghi montuosi garantisce sicurezza, poiché permette al signore del castello di osservare e controllare i movimenti nelle vali circostanti, ma nello stesso tempo occorre ricercare luoghi che siano a contatto con sorgenti o fiumi e forniscano la possibilità di coltivare campi. Come riportato in [20] una descrizione del luogo in cui edificare un castello è fornita dal trattato "De munitione castrorum", scritto da Igino nel II secolo d.C, in cui si riporta che "vanno ubicati su un rilievo in dolce pendenza a dominio del piano sottostante, su un colle, su un monte o in un punto di passaggio obbligato, badando che sia possibile il controllo delle strade laterali. Occorre poi avere nelle vicinanze una fonte o un corso d'acqua, ma non tale da provocare inondazioni improvvise. Andranno invece evitati come sfavorevoli i siti in vicinanza di alture, dalle quali un nemico possa osservare ciò che accade nella fortezza, e di boschi, crepacci e avvallamenti che gli consentano di avvicinarsi nascostamente".

Seguendo quindi, la descrizione soprastante, si riesce a determinare l'area in cui collocare il castello, un'area che deve godere quindi, necessariamente di particolari condizioni strategiche. Il Castello di Serralunga d'Alba, analizzato in questo percorso, riesce a garantire pienamente il rispetto di questi dettami, poiché sorge su di una collina con i fianchi leggermente acclivi e ciò permette, come è possibile vedere tuttora, una facile coltivazione delle terre ed un facile controllo del signore dei terreni sottostanti e quindi dei suoi lavoratori.

All'interno dell'area del castello è necessario inoltre garantire la presenza di un luogo di culto, dato che come è stato possibile vedere nel §1.1 le prime fortificazioni sono nate intorno a luoghi di culto e per via del forte impulso della classe ecclesiastica, che sino alla metà inoltrata del X secolo continuava a gestire più del 70% dei castelli presenti sul territorio italiano.

Le dimensioni dell'area fortificata dipendono strettamente dal numero di abitanti che risiedono in quel nucleo e tendenzialmente gli atti medievali suddividono le fortificazioni in quattro categorie: minime dimensioni (area inferiore a mille metri quadrati), piccole dimensioni (area compresa fra la decima parte di un ettaro e mezzo ettaro), medie dimensioni (superficie variabile tra mezzo ettaro ed un ettaro e mezzo) e grandi dimensioni (superfici maggiori di due ettari).

I materiali utilizzati per le prime fortificazioni sono stati tendenzialmente terra battuta e legname, infatti si tendeva a realizzare dei cumuli di terra, che potessero garantire una forma di protezione dalle invasioni esterne e tendenzialmente sulla cresta di questi tumuli venivano posizionate delle staccionate lignee ad ulteriore protezione, che prendevano il nome di "toninus" ed erano ricoperte di spine. Tale deduzione discende dai reperti archeologici rinvenuti per quei castelli, che dopo questa prima fase di incastellamento erano finiti per essere disabitati ed abbandonati, e dopo decenni riportavano alla luce solo la passata presenza di fossati, a testimonianza di un facile e veloce deterioramento dei materiali che componevano la struttura. Ovviamente, come anticipato, ogni fortificazione era protetta da un fossato che ne aumentava le capacità difensive ed il superamento di tale ostacolo per gli abitanti era garantito attraverso l'utilizzo di passerelle, che successivamente diventeranno veri e propri ponti mobili. Sulla base quindi, di questa idea di isolamento del villaggio dal mondo esterno, muovono anche le idee che portano in questo periodo alla realizzazione di villaggi su isole interne a laghi (Lago d'Orta e Lago di Garda).

Lentamente si passa dalla realizzazione della sola fortificazione esterna, ad arricchire le parti interne alla recinsione mediante dei cumuli di terra, chiamati "motta" in Francia, oppure a partire dal X secolo attraverso la realizzazione di una torre lignea al centro dell'area come simbolo di prestigio della famiglia.

A partire dall'XI secolo si assiste al progressivo avvicinarsi all'idea di castello feudale, ed infatti allo steccato di fortificazione esterna viene affiancata una passerella continua su tutti i lati per effettuare dei turni di ronda e garantire un maggiore controllo dei confini. Oltre alla torre, viene inoltre aggiunto un ulteriore edificio ligneo che funge da residenza.

Nel mentre, in parallelo al continuo proliferare di fortificazioni in terra, si iniziano a diffondere tra il IX ed il X secolo anche le prime realizzazioni in muratura, prevalentemente ottenuta mediante l'utilizzo di pietre di fiume. Tali nuovi costruzioni, senza dubbio più resistenti e meno deperibili, vengono adottate prevalentemente in quei castelli privati per alzare ulteriormente il prestigio della famiglia. Come espresso da Pierre Toubert, a partire dalla seconda metà del X secolo, la pietra diventa il materiale dominante per queste costruzioni e diventa tale in accordo a quanto detto nel §1.1, poiché si assiste ad un continuo sviluppo di fortificazioni ad uso privato.

Con l'aumentare dei castelli realizzati dalle singole famiglie, si assiste inoltre ad un aumento degli edifici a torre. E' possibile notare infatti come tra il X e l'XI secolo siano nati castelli senza torri, ma anche torri senza castelli. In molte occasioni la torre, oltre che diventare un elemento di pregio e di ostentazione di potere, fatta edificare principalmente dalle ricche famiglie provenienti dalla città, diventa anche un ambiente ad uso abitativo.

Alla luce di quanto descritto, l'area del castello risulta essere un'area fortificata nei confini mediante cumuli di terra, staccionate o pareti in muratura nelle condizioni più abbienti, con all'interno, in posizione centrale, una torre o un castello del signore a simbolizzare il potere. Si è inoltre citato lo stretto legame con cui la chiesa e le fortificazioni sono nate, e per questo si può asserire che all'interno della superficie signorile debba essere presente anche un luogo di culto. Per quanto riguarda le residenze dei contadini ed abitanti del villaggio, fonti scritte descrivono che tendenzialmente vi era un'organizzazione assai ferrea nella disposizione delle abitazioni, che venivano costruite ai lati di una strada, in cui erano definiti degli opportuni lotti edificabili. Inoltre, oltre ai campi per le coltivazioni, erano presenti dei ruscelli o zone paludose per garantire l'approvvigionamento di acqua.

Ovviamente tale impostazione del castello non è un modulo ricorrente in qualunque regione, ma anche all'interno della sola Italia è possibile notare una forte variabilità del concetto di castello. Si muove dall'organizzazione precedentemente descritta, a situazioni in cui il castello è rappresentato dalla sola abitazione signorile, con una o più torri e con una cappella di culto ed eventuali strutture per le persone a servizio del castello. Questo impianto è assai ricorrente in Friuli-Venezia Giulia, in cui i castelli avevano assunto delle caratteristiche prettamente difensive e di simbolo del potere della famiglia, tralasciando i connotati economici che hanno portano al fenomeno dell'incastellamento [20].

A partire dalla metà del XII secolo, il castello subisce dei profondi mutamenti, sia dal punto di vista dell'impostazione interna, sia dal punto di vista dei materiali utilizzati per la sua realizzazione. Le differenze tra le abitazioni delle persone della "corte" e quella del signore si acuiscono, e la necessità di rispondere ad un forte cambiamento nei modi di attacco, portano ad una rettifica dei sistemi difensivi utilizzati. Il diffondersi di nuove tecniche d'assedio rende più vulnerabile la precedente struttura difensiva delle fortificazioni e così in tante zone d'Italia, si diffonde l'utilizzo delle pietre reperibili nelle cave circostanti, ove presenti, per la realizzazione dei muri di recinzione. Solo nella pianura padana si assiste ad un perdurare, anche nel 1300, della realizzazione di fortificazioni esterne, mediante l'uso di terra battuta e circondate da canali, che potessero creare una forma di barriera naturale dall'area castellana.

La struttura del castello quindi, ed in particolar modo la residenza del signore, muovono sempre più verso un estenuante uso della pietra come materiale principe per la realizzazione dell'abitazione, ed in funzione del luogo di ubicazione della struttura e dei materiali reperibili, si nota la presenza di diverse tecniche costruttive. A Genova per esempio, per mano di maestranze specializzate provenienti dalla Valle

d'Intelvi si assiste alla diffusione del bugnato, una tecnica di lavorazione della pietra in cui i blocchi vengono disposti con un effetto aggettante, che come conseguenza delle sue protuberanze aumenta la capacità difensiva del manufatto garantendo maggiore difendibilità nei confronti degli assedi portati avanti mediante l'uso di arieti.

Altra importante introduzione di questo periodo, relativa all'ambiente residenziale, è la diffusione del concetto di dongione, un concetto importato dalla Francia, che porta ad una nuova impostazione del palazzo residenziale. Come riportato in [20] "il dongione è un'area normalmente circondata da muro e fossato, e talora soltanto da quest'ultimo, che può contenere, insieme con torre e palazzo, anche chiese, pozzi, cisterne ed edifici di servizio". Tale introduzione risulta fortemente importante nel caso del Castello di Serralunga d'Alba in analisi, poiché la struttura attualmente visitabile, corrisponde esattamente alla descrizione appena effettuata del dongione. La presenza della residenza signorile nei tre piani, (piano terra, primo e secondo), le due torri agli angoli della costruzione, la cisterna per la raccolta delle acque al piano terra, il pozzo alla base della torre circolare, e la cappella di culto nel primo piano del castello, sono tutti elementi che contraddistinguono questa tipologia di struttura. Una struttura che dimostra allo stesso tempo i due importanti connotati di difesa e vivibilità, che hanno fatto da base alla diffusione dell'incastellamento. La realizzazione del dongione, come nel caso di Serralunga, avveniva tendenzialmente sulla sommità della collina o in ogni caso in una posizione privilegiata dell'area castellana. Tra il XII ed il XIII secolo si assiste dunque alla rapida diffusione di questa nuova impostazione delle fortificazioni, un'impostazione che aumenta quindi le differenze tra la famiglia signorile ed i contadini.

Per secoli però, intorno alla parola dongione si sono creati numerosi fraintendimenti, che lo hanno portato in molti libri e nella cultura popolare ad essere identificato come la torre di difesa, o il mastio principale di una fortificazione, eliminando in tal modo in concetto di vivibilità che esso porta con sé ed attribuendogli erroneamente solo il connotato militare di fortificazione difensiva.

In Piemonte si assiste ad una forte diffusione di questa nuova impostazione del castello, infatti dal castello di Rado a Vercelli, a quello di Bardonecchia (nei suoi resti) in alta Val di Susa ed infine a quello di Arquata Scrivia, è possibile individuare visivamente o attraverso reperti archeologici questa nuova struttura castellana diffusasi a partire dalla seconda parte del XII secolo.

Se il connotato difensivo di queste strutture è stato già ampiamente analizzato, ponendo luce sull'utilizzo dei fossati, delle fortificazioni perimetrali e della pietra come materiale principale, sinora ancora non si è posta la giusta attenzione su quella che era la vita all'interno di questi edifici.

Le caratteristiche residenziali dei castelli, sono ottenute avvicinando sempre più la struttura castellana ai palazzi dell'epoca. Se nel corso del X e XI secolo, i primi castelli residenziali costruiti da nobili provenienti dalle città, cercavano di ricostruire gli ambienti interni seguendo l'impostazione dei palazzi regi, con il passare degli anni, a partire dal XIII secolo si cerca di ispirarsi maggiormente ai palazzi comunali.

I palazzi signorili dei castelli, chiamati con i termini palatium, domus magna castri, domus solariata, solarium (nel caso di edificio a due piani), o ancora caminata, sono residenze che al proprio interno, al fine di poter garantire il giusto comfort e il giusto spessore nobiliare, dovevano presentare almeno un camino per riscaldare gli ambienti, delle ampie finestre che potessero garantire opportuna luminosità interna e dei servizi igienici. La presenza di queste caratteristiche, affiancate ad un sontuoso ingresso con scalinata in pietra, elevano a palazzo l'ambiente di castello. Così, se si procede ad analizzare il Castello di Serralunga d'Alba si può dedurre che il corpo principale del dongione rappresenti proprio il palazzo della Famiglia Falletti, poiché in esso è possibile notare la presenza di ben due sale riscaldate, quella al primo piano con un camino centrale e quella al secondo che ne presenta addirittura tre disposti sui due lati principali. Le grandi monofore e bifore disposte sui lati Nord, Est ed Ovest contribuiscono alla luminosità interna delle sale, garantendo tuttora inutile un impianto di illuminazione artificiale. Infine, al secondo piano del castello, è possibile notare anche la presenza di un servizio igienico sul lato Ovest della struttura, che contribuisce a sancire la definizione di palazzo.

Nel XIII secolo si procede inoltre ad impreziosire l'architettura esterna della struttura, mediante la realizzazione di superfici merlate in copertura, mentre l'edificazione delle torri, fornisce sempre più nobiltà e prestigio alla famiglia, sia che esse siano costruite come corpi estranei e distaccati dal palazzo, sia che esse siano comunicanti ad esso. Non sorprende vedere infatti, che nel corso dei secoli la costruzione dei palazzi avviene proprio nei luoghi dove precedentemente erano state poste le torri delle fortificazioni, nate inizialmente con puro scopo difensivo.

L'elemento torre inizia quindi ad acquisire sempre più valore e ciò conduce la gran parte delle famiglie castellane a costruirne una nel qual caso ne fossero sprovviste, o addirittura nel caso di castelli di nuova costruzione, a prestare maggiore attenzione a questo elemento piuttosto che al palazzo. Come descritto nel libro *Castelli medievali* di Aldo Settia [20]:

"La torre, se solida, ben costruita e alta quanto basta per dominare fisicamente l'intero complesso castellano, è di per sé un importante strumento di guerra, e coloro che la difendono dispongono di possibilità di gran lunga superiori a quelle dell'eventuale aggressore. Al tentativo di intaccare la torre alla base è possibile reagire dall'alto con il tiro piombante; i colpi delle macchine da lancio riescono impotenti contro le spesse mura del basamento, e ben difficilmente sono in grado di raggiungere la parte più elevata di spessore ridotto. È pressoché impossibile giungere sino alla porta d'ingresso (in genere posta a notevole altezza dal suolo) se non si dispone di apposite macchine d'assalto, alle quali è peraltro facile impedire l'avvicinamento mediante opportuni ostacoli. In breve (specie se-come spesso accade-gli aggressori sono in numero limitato e sprovvisti di adeguati mezzi d'attacco) ci si può impadronire di una torre solo se ai difensori vengono a mancare le scorte commestibili e i proiettili" [20].

In relazione quindi, alle spiccate capacità difensive che l'elemento torre fornisce ed alla sua imponenza, tale elemento diventa sempre più un elemento di controllo. Ci si chiede però, lecitamente, se tutte le torri siano o meno torri che possano garantire e fornire delle capacità difensive alla famiglia nobile.

Difendersi all'interno di una torre richiede dunque che tale elemento strutturale riesca ad assicurare una corretta vivibilità, anche se in condizioni precarie, dato l'assedio in corso. La presenza all'interno di questi ambienti di camini per riscaldare e di servizi igienici, sono elementi fondamentali, come risulta al contempo imprescindibile la presenza di un pozzo o una cisterna per le riserve d'acqua. Se ne evince quindi, che anche le dimensioni in pianta delle torri acquisiscono una loro importanza. Torri quadrate con lati di base inferiori ai sette o otto metri, non riescono a garantire queste condizioni di rifugio e quindi possono essere considerate semplicemente come delle torri costruite con finalità di avvistamento o di affermazione di potere.

Altro dettaglio, non del tutto trascurabile, risiede nella forma di tali strutture. L'utilizzo di torri circolari, che seppur garantivano una miglior capacità difensiva dato che fornivano la possibilità di tiro ed avvistamento in ogni direzione, comportano però necessariamente degli spazi angusti e di difficile adattamento ad ambienti di vita. Si vanno delineando quindi, delle importanti ipotesi che permettono di identificare, quali delle torri presenti nel panorama italiano siano state realmente utilizzate per scopi difensivi.

Nel caso di Serralunga d'Alba si può escludere certamente che le due torri, quadrata e circolare, siano state costruite con finalità difensive. Entrambe presentano infatti, delle dimensioni in pianta estremamente ridotte ed anche l'assenza di scale interne che possano permettere di muoversi tra un piano e quello soprastante della torre, rendono tali elementi inutilizzabili se non in relazione al palazzo adiacente. In ogni caso, data la posizione strategica in cui questo castello è stato costruito, esse riescono a garantire delle perfette finalità di avvistamento e di controllo, permettendo in condizioni di cielo limpido di controllare ed avvistare anche le fortificazioni nelle colline adiacenti (Castelli di Barolo e Grinzane Cavour).

#### 1.3. Tramonto delle strutture fortificate.

In questa fase di insicurezza e debolezza del sistema politico centrale, la diffusione di questi signori locali, che nelle loro fortificazioni garantivano protezione e sicurezza ai lavoratori, ha portato nei secoli XI e XII a ristabilire una situazione di stabilità e prosperità, demografica ed economica, nella popolazione. Tale sicurezza, unita all'incremento demografico, non più gestibile all'interno della fortificazione del castello, portò alla nascita di villaggi nelle zone antistanti, ma fuori dall'area fortificata. Si assiste quindi, in parallelo, come risposta a questo primo tentativo di indipendenza della "curtes" nei confronti del suo "castella", alla nascita di una signoria territoriale che tenta di far valere i diritti guadagnati a scapito dei contadini nel periodo dell'incastellamento, anche nei confronti di coloro che ora vivevano esternamente al fossato di protezione dell'area signorile.

In questo frangente, si assiste quindi ad un mutamento della natura e della struttura dei castelli, un adeguarsi al cambiamento che stava avvenendo, cercando di mantenere comunque una cospicua influenza sulla popolazione circostante. I castelli si trasformano in depositi di beni e prodotti dell'attività agricola. Un cambiamento che permetteva alla famiglia nobile di ribadire la sua influenza nei confronti della popolazione ed allo stesso tempo di mantenere attiva la fortificazione ed evitare che cadesse in rovina per totale abbandono. Tale fenomeno di castello-magazzino, venne opportunamente regolamentato fra le due parti, come riporta Aldo Settia nel libro *Castelli medievali* [20]:

"I singoli regolamenti locali contengono norme contro il furto e severe consegne per il portenarius e i custodes castri evidentemente per evitare che costoro, invece di custodirli, sottraggano i beni incanevati e ne facciano mercato; anche le disposizioni su pesi e misure lasciano pensare che il castello deposito divenisse facilmente luogo di scambi commerciali. Per usufruire dei magazzini, come si è già visto, i singoli tenutari pagano in genere un canone in denaro o in natura oppure misto, talora menzionato come clavaticum, fittus o <<p>pensione>> senza ulteriori precisazioni; i vicini possono però servirsi del castello anche gratuitamente fornendo come contropartita prestazioni di guardia e manutenzione" [20].

I castelli diventano quindi delle strutture di rifugio, dei beni, e della popolazione in caso di emergenza, ma si notano anche dei fenomeni di abbandono di queste strutture quando non si riesce a fornire nuova vita al manufatto. In tali casi si tenta di affidare la struttura anche a gruppi di persone in cambio della sua manutenzione e riabilitazione.

Questo cambiamento del tessuto urbano, avvenuto a partire dalla seconda metà del XII secolo, ha portato ad un ridimensionamento dell'area definita dalla parola *castrum*. Si è passati quindi dal *castrum* inteso come l'intera superficie racchiusa all'interno della fortificazione, al dongione inteso come nucleo dell'area signorile, alla definitiva costruzione di villaggi totalmente esterni all'area fortificata. Dall'intero villaggio fortificato il termine *castrum* diviene l'aggregato dei due elementi torre e palazzo. La realizzazione dei nuovi edifici nel XIV e XV secolo, mira soprattutto ad ottenere delle migliori condizioni di comfort, mutano le dimensioni delle aperture e la passerella viene sostituita dal ponte levatoio, inoltre anche dal punto di vista difensivo, vengono create delle caditoie in corrispondenza dei merli al fine di poter utilizzare più agevolmente il metodo della difesa piombante.

In ambito difensivo oltre all'inserimento delle caditoie, si assiste anche all'inserimento di una cortina muraria esterna che può raggiungere anche la quota delle torri. Tali mura venivano poi rivestite con una scarpata per aumentare l'impenetrabilità dei nemici.

Tra il XV ed il XVI secolo si assiste però ad un fiorente sviluppo delle armi da fuoco, che sinora erano state utilizzate solo a scopo difensivo. Ciò causa dei profondi mutamenti nella struttura castellana, e manderà in crisi l'elemento castello quale edificio impenetrabile. Nonostante si tenti di adattarsi a questa nuova offensiva, abbassando l'altezza della cinta muraria ed aumentandone lo spessore, o preferendo superfici circolari a pareti rettilinee, lo sviluppo delle armi procede velocemente ed incessantemente mandando in definita crisi il castello. I merli e le caditoie inseriti sulla copertura diventano facilmente

vittime dei proiettili, le parti sommitali dei palazzi sono abbattute con estrema facilità dalle bocche di fuoco, ed anche le torri, sinora simbolo di resistenza, diventano degli elementi estremamente vulnerabili.

In seguito a tale realtà, la società sancisce la definitiva fine dell'età dell'incastellamento e dei castelli. Si tende infatti, ad abbandonare questi sistemi di politica locale, in favore di quell'unione politica centrale e nazionale, che per la sua debolezza aveva portato a questo periodo di transizione.

#### 1.4. Castelli Italiani e loro vulnerabilità.

Il tramonto del medioevo e la fine di questa fase di incastellamento, hanno portato, come detto nel §1.3, ad un progressivo abbandono di queste strutture. Il ruolo sempre più marginale che esse ricoprono, conduce negli anni a seguire ad un costante degrado dell'edificio. La riscoperta del castello nell'ottocento e la progressiva crescita dell'attenzione delle istituzioni pubbliche nei confronti degli edifici storici, hanno fatto sì che strutture di questo tipo, non totalmente degradate negli anni, venissero recuperate e rese visitabili. Interventi di restauro e manutenzione programmata, hanno tolto molti di questi castelli dalla prospettiva di diventare membri del già vasto panorama archeologico Italiano, ed è così quindi, che alla luce degli odierni problemi che affliggono le strutture, ci si trova a dibattere in merito alle vulnerabilità di queste fortificazioni ed a come poter prolungare ancora la loro vita.

Uno studio condotto da Eva Coisson, Daniele Ferretti ed Erica Lenticchia, dal titolo "Analysis of damage mechanisms suffered by Italian fortified buildings hit by earthquakes in the last 40 years" [21], si propone proprio di analizzare i principali meccanismi di danno che occorrono in queste strutture, in relazione alla sollecitazione sismica, che rappresenta una delle principali problematiche odierne.

In tale analisi quindi, si pongono in relazione i castelli presenti nelle regioni colpite dagli ultimi sette principali eventi sismici che hanno scosso l'Italia, e si cerca di trovare delle correlazioni, in funzione dei materiali e della PGA al suolo, che conducono ad avere in queste strutture delle determinate condizioni di danno. I terremoti analizzati in questo progetto [21] e di conseguenza le aree oggetto di studio sono state:

- *Friuli* con il sisma del 05/06/1976 e  $M_L = 6.5$ ;
- *Irpinia* con il sisma del 11/23/1980 e  $M_L = 6.9$ ;
- *Umbria-Marche* con il sisma del 09/26/1997 e  $M_L = 5.7$ ;
- *Emilia 2008* con il sisma del 12/23/2008 e  $M_L = 5.3$ ;
- *Abruzzo* con il sisma del 04/06/2009 e M<sub>L</sub> = 6.3;
- *Emilia 2012* con il sisma del 05/20/2012 e  $M_L = 6$ ;
- Italia Centrale con il sisma del 08/24/2016 e  $M_L = 6$ ;

La risposta strutturale nei confronti dell'azione dinamica, cambia ovviamente in funzione del materiale utilizzato per la realizzazione del castello, dal sito di ubicazione dell'opera inteso come tipologia di roccia o terreno sul quale giacciono le fondazioni della struttura, dalla distanza dall'epicentro e dal metodo di propagazione delle onde sismiche.

Da tale articolo [21], è possibile notare chiaramente l'influenza che il valore massimo di accelerazione al suolo attesa, ha nei fenomeni di danneggiamento dei castelli analizzati nello studio. Dalla Figura 1.1 (da [21]) è possibile notare una forte concentrazione di fortificazioni danneggiate intorno all'area epicentrale nel caso del terremoto in Abruzzo del 6 Aprile 2009. Se ne evince infatti, che per valori di PGA pari o maggiori a 0.12 g, tutte le fortificazioni hanno riportato dei danni nella situazione analizzata. Questa constatazione assume quindi estrema importanza, poiché riesce a fornire indicativamente un valore di soglia attribuibile a questa tipologia di edifici, pur dovendo constatare che i fenomeni di danneggiamento dipendono fortemente anche dallo stato manutentivo in cui riversa la struttura prima dell'evento.

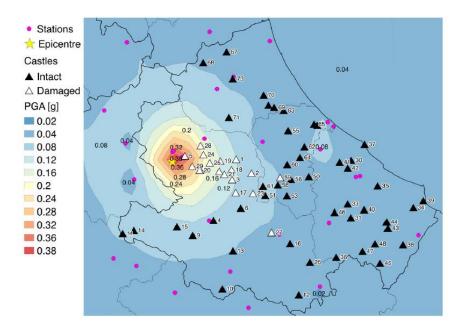


Figura 1.1: Report delle strutture fortificate danneggiate e non danneggiate, poste in relazione alla PGA, durante il terremoto in Abruzzo 2009, da [21].

Tale constatazione è avvalorata dallo studio effettuato da Lagomarsino [22], il quale propone una curva di vulnerabilità per i castelli. Nella Figura 1.2 si riporta quindi, una rappresentazione di [21] che mette in relazione la frequenza di danneggiamento delle strutture prese in esame nello studio, in funzione della PGA, e relaziona questa curva con l'andamento proposto da [22].

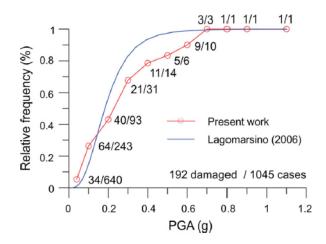


Figura 1.2: Paragone tra lo studio effettuato da [21] e la curva di vulnerabilità proposta da [22].

Come è possibile vedere, lo studio porta a dei risultati sorprendenti, che avvalorano nel loro andamento la curva di frequenza proposta da [22].

Successivamente la ricerca condotta da [21], propone in funzione dei dati raccolti durante questi eventi sismici, dei tipici meccanismi di danno che hanno coinvolto le strutture nell'area di studio analizzata. Queste analisi assumono particolare importanza, poiché mentre per altre tipologie di edifici, come chiese e palazzi, le norme vigenti propongono già delle tabelle di valutazione del danno sismico, nel caso delle strutture fortificate, non è presente tale metodo di classificazione. Le valutazioni effettuate hanno quindi permesso di stilare una tabella di tali meccanismi di danno (Figura 1.3).

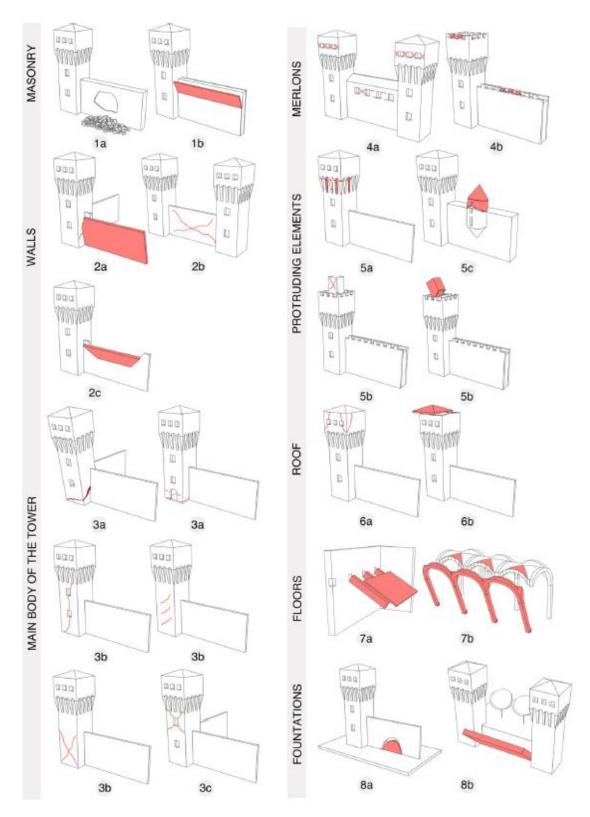


Figura 1.3: Tabella dei meccanismi di danno in relazione all'azione sismica, da [21].

L'articolo [21] fornisce inoltre nel dettaglio una spiegazione delle cause che portano ad ottenere il danneggiamento proposto:

Muratura
 Distaccamento dei mattoni che compongono la parete in muratura (1a);

Delaminazione del rivestimento (1b), specialmente nelle murature con tre strati.

#### - Pareti

Fessurazione dovuta al differente comportamento dinamico tra la torre e la parete (2a); Lesione per taglio nel piano della parete (2b);

Ribaltamento fuori piano di tutta la parete o di una porzione di essa (2c).

#### - Corpo principale della torre

Danneggiamento alla base della torre, dovuto alla formazione di fessure connesse all'azione combinata di sforzo di compressione e momento flettente, oppure ad un fenomeno di piano debole (3a);

Fessurazione per taglio del corpo principale della torre (3b), con possibili effetti torsionali nel caso in cui l'elemento torre risulta essere collegato asimmetricamente alle pareti;

Lesioni per taglio nella parte sommitale della torre (3c).

#### - Merli

Lesioni flessionali o taglianti nel piano (4a);

Ribaltamento (4b).

#### Elementi sporgenti

Danneggiamento della merlatura (5a), acuito dalla componente verticale dell'accelerazione;

Danneggiamento delle torri sporgenti (5b);

Danneggiamento della torre della sentinella, dei pinnacoli o di altri elementi sporgenti (5c).

#### Copertura

Danneggiamento degli angoli della torre o della parte sommitale delle pareti della fortificazione a causa della spinta della copertura (6a);

Danneggiamento per taglio tra la copertura e le pareti (6b), particolarmente quando sono stati effettuati degli interventi di ristrutturazione sulla struttura che ne hanno modificato le rigidezze.

#### - Piani

Danneggiamento nel caso dei piani orizzontali (7a), per via della mancanza di ammorsamento delle travi nelle pareti e della successiva fuoriuscita da esse, o a causa di un forte deterioramento delle travi;

Danneggiamento delle superfici voltate (7b) causato solitamente dal movimento degli elementi di supporto.

#### Fondazioni

Cedimento del terreno di fondazione (8a);

Ribaltamento delle pareti causate dalla spinta dinamica del terreno (8b).

Alla luce quindi di questa attenta classificazione proposta in [21], è possibile valutare le principali tipologie di vulnerabilità nelle strutture fortificate, ed identificare nelle analisi a seguire, se esse vengono riscontrate anche nel caso del Castello di Serralunga d'Alba.

Infine, lo studio [21], focalizza la propria analisi sulla tipologia di danneggiamenti più ricorrenti. Dalla rappresentazione in Figura 1.4 è possibile notare come i meccanismi riscontrati interessino prevalentemente le torri (3b), la merlatura (4b) e gli orizzontamenti delle strutture (7b).

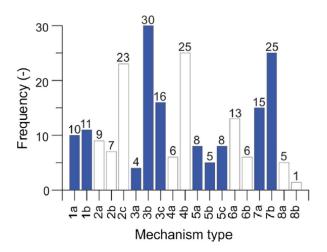


Figura 1.4: Classificazione della ricorrenza dei meccanismi di danneggiamento della Figura 1.3 nell'area di studio, da

I danneggiamenti ricadenti nella tipologia di meccanismo 3b (corpo della torre) e 4b (merlatura), analizzati in relazione della PGA ottenuta nel sito di ubicazione nel caso dei sette sismi valutati, evidenziano una soglia minima di attivazione del danno, che può essere posta pari a  $\approx 0.1$  g nel caso delle fessure che interessano l'elemento torre, ed uguale a  $\approx 0.10$ -0.15 g nel caso dei merli alla sommità degli edifici (Figura 1.5) [21]. Nelle due rappresentazioni sono riportati dei paragoni con delle precedenti analisi presenti nella letteratura e mostrano come gli andamenti ottenuti siano corrispondenti a quelli analizzati da altri autori. La Figura 1.5b mette in relazione i valori ottenuti negli studi effettuati per quanto concerne il ribaltamento della merlatura libera, con un valore di PGA [23] riguardante il comportamento di ribaltamento dei merli sui quali poggia una copertura.

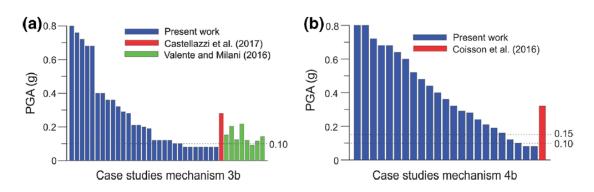


Figura 1.5: Soglia minima di attivazione dei meccanismi 3b e 4b, comparata ad altri casi studio della letteratura, da [21]

In conclusione, seguendo tale articolo [21] si riesce ad effettuare un'analisi statistica su quelli che sono i meccanismi di danneggiamento più ricorrenti e quindi si riesce a focalizzare l'attenzione nella valutazione di determinate parti della struttura.

# **CAPITOLO 2**

# 2. Inquadramento storico Castello di Serralunga d'Alba.

Il nesso tra storia e scrittura ha fatto sì, che avvenimenti accorsi in passato giungessero al presente rendendone possibile una solida collocazione spazio-temporale, lontana dalle incertezze dei racconti tramandati oralmente. Sulla base quindi, di documenti che attestano la vendita di determinati territori o la conquista di altri, è possibile recepire informazioni in merito alla zona di Serralunga d'Alba, nei quali indirettamente viene fatto riferimento alla presenza o meno di un castello, o zona fortificata a difesa del territorio. Mediante questi atti opportunamente raccolti e contestualizzati in [1], si riesce ad effettuare una coerente e dettagliata ricostruzione storica, che fornisce utili dettagli anche sulle diverse fasi di realizzazione del Castello di Serralunga d'Alba.

#### 2.1. Il castello della <<curtis>> tra XI e XII secolo.

Tra la seconda metà del X ed i primi anni dell'XI secolo, i territori delle Langhe e del Roero subiscono dei radicali mutamenti, poiché molti villaggi posizionati in zone remote ed indifese vengono abbandonati a favore di territori collinari. La realizzazione di centri abitati ubicati al di sopra di rilievi collinari, particolarmente diffusi nella zona delle Langhe, garantiva un maggior controllo delle poche vie di comunicazione presenti e del territorio circostante, fornendo in tal modo una migliore difendibilità dei possedimenti. Si procede quindi, alla costruzione dei cosiddetti "borghi in sommità", che risultano essere un'anticipazione della fase di diffusione delle duecentesche "villenove", facilmente documentabili nelle zone di Serravalle Langhe, Roddino e Cissone.

Anche la storia del Comune di Serralunga d'Alba, muove su questi passi, infatti l'impianto urbanistico attualmente presente è attribuibile a tale epoca ed è frutto della volontà di realizzare un ampio insediamento, composto da una <<curtis>> con adeguato <<custrum>>, che potesse garantire un controllo strategico sulle vie di comunicazione tra Sorano e Roddino. Sin dal 1014 sono presenti degli atti, editi per il "riordino" territoriale delle zone gestite precedentemente dal re Arduino d'Ivrea, che attestano la presenza del "borgo in sommità" di Serralunga d'Alba. Tale documento, mediante cui l'imperatore Enrico II, attribuisce alcune zone delle Langhe all'abbazia di Fruttuaria, riporta chiaramente l'appellativo <<curtes et castella>> [2] in riferimento alla zona di Serralunga d'Alba, ponendo luce sulla presenza in quel periodo di un'opera fortificata a difesa del territorio, che agiva in simbiosi con la già nota posizione strategica collinare. L'impostazione dei castelli nell'XI secolo prevedeva la costruzione di una torre principale, circondata da un fossato totalmente o parzialmente perimetrale a seconda della conformazione del territorio. Tale elemento strutturale veniva realizzato in muratura e risultava essere una evoluzione delle strutture difensive dei primitivi battifolli, opere realizzate attraverso l'uso di legname e pietre, che fornivano temporaneamente, in caso di necessità difensive, riparo ad opere permanenti [3].

Al 1014 si fa quindi risalire la presenza di una torre nel comune di Serralunga d'Alba, ponendo le basi ad una prima fase costruttiva del castello.

Il castello quindi nell'iconografia storica, inizia a rappresentare in questo periodo il simbolo del potere, un potere diverso da quello esercitato sino a quel periodo da un cittadino mandato dal re, ma un potere connesso ad una famiglia di conti o marchesi, che in seguito a donazioni o iniziative spontanee avevano costruito questi elementi fortificati ed assunto il controllo sul centro abitato circostante. Nel caso di Serralunga d'Alba non è possibile però identificare una famiglia nello specifico, poiché non vi sono atti

in merito, ma si tende ad attribuire questo potere all'istituzione monastica presente, esercitata dall'abbazia di Fruttuaria precedentemente citata.

Dopo la morte nel 1092 dell'ultima contessa Adelaide da Susa, figlia di Olderico Manfredi, che rappresentava l'ultimo potere arduinico nel territorio, la zona delle Langhe viene conquistata facilmente da Bonifacio del Vasto, che con ogni probabilità, pur non essendovi dei documenti in merito, riesce ad imporre la sua influenza anche a Serralunga d'Alba.

# 2.2 Il castello ed il feudo al tempo dei primi marchesi di Saluzzo.

In data 5 ottobre 1125 viene redatto un documento mediante il quale il marchese Bonifacio del Vasto designa come eredi i suoi sette figli [4]. In tale atto non si riporta espressamente se il territorio di Serralunga sia stato ereditato direttamente da Manfredo o da suo fratello Ugo, ma è documentabile in atti successivi che Ugo muore senza eredi ed i suoi possedimenti tornano nelle mani del fratello Manfredo. Tuttavia, mediante un documento del 1175, firmato da Manfredo I di Saluzzo, è possibile dedurre che egli sia in possesso del feudo di Serralunga sin dal primo testamento emesso dal padre Bonifacio, ma da tale scrittura è anche possibile notare come il potere sugli abitanti di Serralunga appartenga ancora all'abbazia fruttuariense [5]. Il tal modo è possibile dedurre, che la fortificazione presente sia sotto il potere di Manfredo I di Saluzzo, come bene utile per il controllo del territorio, ma gli abitanti facciano riferimento principalmente all'istituzione monastica, come potere governativo. Tale atto riporta infatti, una stipula tra Manfredo I ed un preposto della chiesa di S.Benigno di Serralunga, in cui si manifesta il diritto di alloggio delle truppe del marchese di Saluzzo nel territorio del feudo, a ragione delle scarse dimensioni della fortificazione, che non potevano ospitare tutti i soldati.

Per quanto concerne la struttura fortificata, durante il XII secolo, con ogni probabilità, per mano del marchese di Saluzzo e del conte di Lomello, funzionario imperiale dell'epoca, si attua una forte ristrutturazione della torre quadrata, che la porta ad assumere la conformazione odierna. Dalle Figure 2.1 e 2.2 è possibile vedere infatti, come la torre quadrata presenti effettivamente due epoche costruttive, opportunamente divise dall'utilizzo di materiali diversi [6].

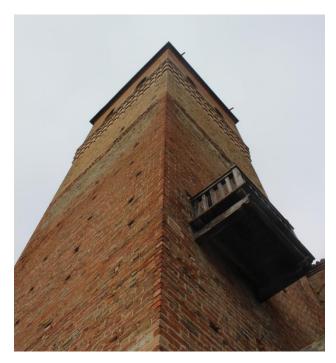


Figure 2.1: Epoche costruttive della torre quadrata.



Figura 2.2: Particolare della distinzione tra le due epoche costruttive.

La parte superiore alla fila dei tre mattoni posizionati a "dente di sega", appartiene infatti alla successiva fase di costruzione della struttura castellana effettuata dalla Famiglia Falletti. La muratura rossastra, nella parte della torre del XII secolo, è realizzata mediante l'uso di laterizio e pietre, con una spiccata prevalenza del pietrame nella zona sottostante alla cornice, che doveva svolgere la funzione di basamento della loggia di avvistamento presente in quella prima fase di costruzione [1]. Nella Figura 2.1 è possibile notare la presenza di un balcone, nel lato Est della struttura, che protegge quello che era uno degli antichi ingressi al piano superiore della torre, ora garantito mediante la passerella che la collega al castello. Per quanto riguarda invece le aperture presenti nei lati Sud ed Ovest, queste con ogni probabilità sono state inserite successivamente, una volta che la torre aveva perso la sua peculiare caratteristica difensiva per la quale era stata creata.

In definitiva si può affermare, come precedentemente detto, che la realizzazione della torre quadrata, nei suoi primi due livelli chiaramente distinguibili per la diversa tessitura muraria, è attribuibile ad una ristrutturazione avvenuta per mano dei marchesi di Saluzzo e del conte di Lomello.

# 2.3 La Famiglia Falletti a Serralunga.

Negli anni Duecento e Trecento la zona di Serralunga d'Alba subisce degli importanti cambi di proprietà, che ne delineano le precedenti influenze ed i futuri e rosei sviluppi della zona. Un documento del 1212 chiarisce infatti, la posizione del conte Lomello nel villaggio di Serralunga d'Alba, mettendo in mostra come effettivamente Guglielmo di Lomello sia un conte posto a governare la zona da parte della famiglia Saluzzo. Tale atto infatti, va a sciogliere l'obbligo di fedeltà di Lomello nei confronti di Manfredo II di Saluzzo, sancendo la definitiva vendita in favore di quest'ultimo di tutti i possedimenti nel feudo serralunghese [7].

Gli sviluppi futuri del Comune di Serralunga d'Alba e la successiva realizzazione del castello, ruotano invece attorno al periodo storico compreso tra il 1335 ed il 1338. In tale periodo si fa corrispondere, in una data non precisa quindi, la cessione da parte di Giovanni Saluzzo-Dogliani, per via delle controversie interne alla famiglia Saluzzo per il potere, del feudo di Serralunga d'Alba a Manfreone Falletti. Il casato Falletti quindi, che in quel periodo era proprietario di tanti territori nella bassa Langa e mirava alla conquista dello strategico territorio di La Morra, entra a far parte della storia di Serralunga.

Nel 1352, Manfreone Falletti, dopo aver sposato la figlia di Manfredo del Carretto, marchese di Savona e del Finale, entra in contesa con Giacomo del Carretto, fratello di Manfredo, che stava

impadronendosi di tutti i territori di legittima appartenenza di sua moglie, dopo la morte di Manfredo. La disputa viene chiusa due anni dopo dall'imperatore Carlo IV, che attribuisce tutti i territori ad Antonio, figlio di Giacomo del Carretto. A questa data quindi, il 1354, si collega l'inizio della costruzione dell'attuale castello, espandendo la precedente torre quadrata del XII secolo, poiché essendo finite tutte le possibilità di Manfreone di conquistare altri territori, egli si dedica alla realizzazione di una residenza che potesse incrementare e mostrare il suo potere [1]. Tale deduzione, in merito alle motivazioni che hanno spinto Manfreone alla realizzazione della struttura, risiede anche in valutazioni storiche condotte in merito alle armi presenti in quel periodo. La totale assenza infatti, nelle facciate del castello, di aperture e tecnologie difensive aggiornate all'avvento delle prime armi da fuoco che in quel periodo si stavano diffondendo, fa pensare che la struttura abbia avuto prettamente dei connotati di rappresentanza e controllo delle attività agricole ai piedi del castello, dato che in caso di assedio distruttivo, le sole feritoie per l'utilizzo delle balestre, non avrebbero potuto garantire la giusta difesa della costruzione.

La prima notizia certa del castello la si ha in un atto di vendita del 15 Febbraio 1357, in cui si attesta che la stipula da parte dei fratelli Manfreone e Daniele avviene in una sala con camino del castello (<< in quadam caminata pallatij ipsius castri>>). All'8 Aprile 1387 si riferisce un altro documento che elenca tra le proprietà di Manfreone Falletti "... la villa di Serralunga, che è forte, con un castello...".

Sulla base di questi documenti e della ricostruzione storica effettuata, si può affermare che il castello fu certamente abitato nella fase successiva alla sua costruzione, prima da parte di Manfreone e poi successivamente dai suoi figli Manfredo e Teobaldo, appartenenti al ramo della Famiglia Falletti di "Borgomale". In seguito, il castello rimane nelle mani di Samuele, figlio di Manfredo, il quale anch'egli vi abita e ne lascia debita testimonianza facendo affrescare delle scene religiose nella cappella al piano nobile del castello, che sono stati datati da recenti studi di ristrutturazione, come appartenenti proprio alla prima metà del Quattrocento. Successivamente il castello viene invaso dalle truppe del marchese di Monferrato e quindi il feudo di Serralunga d'Alba, dopo aver avuto numerosi cambi di proprietà in pochissimi giorni, finisce nelle mani, il 12 Gennaio 1466, della Famiglia Falletti di Barolo e di Pocapaglia.

Si assiste quindi, ad una seconda fase costruttiva del castello di Serralunga d'Alba in data 1354, dopo quella coincisa con la costruzione della torre, che porterà ad avere l'attuale struttura (Figura 2.3 e 2.4).



Figura 2.3: Prospetto Nord del castello di Serralunga d'Alba.



Figura 2.4: Prospetto Ovest del castello di Serralunga d'Alba.

Dal prospetto Ovest è possibile notare come la struttura del castello abbia affinità materiche con la sopraelevazione della torre quadrata, poiché si constata una eguale tessitura muraria fra le due parti. Si fa notare quindi, che le dimensioni geometriche del corpo del castello di Serralunga d'Alba attualmente visibili, sono analoghe a quelle realizzate da Manfreone Falletti, con un'unica differenza inerente all'ultimo piano del castello, che con ogni probabilità inizialmente non era presente, ma costituiva una superficie di cammino per il controllo della valle circostante. A tal proposito si evidenzia infatti, che sulle pareti del terzo piano sono tuttora visibili dei merli (Figura 2.5), che probabilmente sono stati inglobati successivamente nella muratura dando vita, tra le spaziature merlate, alle aperture presenti.



Figura 2.5: Dettaglio dei merli presenti al terzo piano del castello.

In definitiva, come riportato in [8] e sulla base delle fonti storiche precedentemente citate, si può ritenere che già a fine Trecento il castello presentasse le seguenti strutture:

- il palacium, l'edificio principale, costruito a forma di blocco allungato, costituito da ampie sale sovrapposte (ciascuna di circa 80 m²): il sotterraneo profondo (non agibile), la cantina voltata, l'aula pubblica di rappresentanza a livello del cortile, anche con funzione di cappella del castello, la sala residenziale al piano superiore (con latrina in spessore di muro), il cammino di ronda sommitale. Tale struttura assolveva quindi le funzioni abitative, data la presenza dei camini nelle stanze, e rappresentative come riportano gli atti citati precedentemente;
- l'angolo nord-ovest del *palacium*, rinforzato da una torre cilindrica, mentre all'angolo nord-est si
  colloca una torricina pensile, entrambe con funzione di avvistamento ma, soprattutto, con uno
  spiccato ruolo simbolico. Le due strutture architettoniche seguono i caratteri più innovativi
  dell'architettura fortificata degli anni centrali del Trecento;
- a fianco del *palacium* viene ristrutturata l'antica torre a base quadrata;
- la corte, posta tra il palacium e la torre, ha accesso dal ponte levatoio e sorge sopra la cisterna per l'acqua piovana.

Una rappresentazione significativa di quello che era il castello di Serralunga d'Alba nel XIV secolo è in [6] (Figura 2.6).

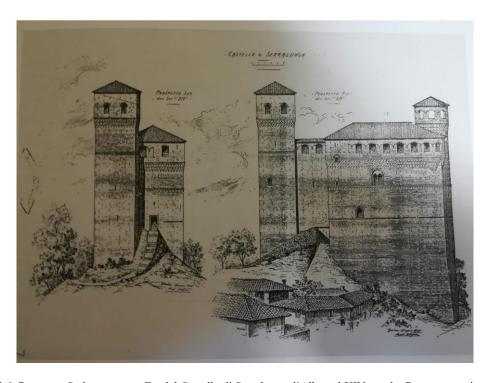


Figura 2.6: Prospetto Sud e prospetto Est del Castello di Serralunga d'Alba nel XIV secolo. Rappresentazione in [6].

Mediante la figura soprastante, si può notare facilmente come nel prospetto Est del castello non sia presente l'edificio di due piani, tuttora presente, ma costruito successivamente.

## 2.4. Interventi quattrocenteschi.

Al secolo Quattrocento si riescono a datare due importanti modifiche della struttura castellana, il primo con caratteristiche prettamente estetiche, riguarda la realizzazione di una serie di affreschi, mentre il secondo con fini strutturali, porta all'aggiunta di un ulteriore corpo di fabbrica sul lato est del castello.

Si può presupporre infatti, che tra la metà del Quattrocento e gli anni '90 di quel secolo, all'interno del *palcium* siano state apportate delle migliorie e modifiche. L'intervento pittorico nell'oratorio gentilizio (Figura 2.7) segnala chiaramente che Tebaldo Falletti abbia voluto migliorare, agli occhi degli ospiti, il piano di rappresentanza del castello [1].



Figura 2.7: Affreschi del XV secoli nella cappella nel piano nobile del palacium.

Tale vano, come è possibile vedere, è costituito da un piccolo spazio coperto da una volta a botte, che si apre direttamente sulla sala principale al primo piano. Sulla parete di fondo (interrotta in prossimità del centro da una finestra monofora tamponata), a destra, è presente la figura di San Francesco d'Assisi, con saio, tonsura e stigmate negli arti. Sulla parete sinistra vi è l'affresco più grande, con al centro Santa Caterina d'Alessandria che subisce il martirio della ruota dentata, affiancata a sinistra da San Giovanni Battista che dispiega un cartiglio ed a destra da Sant'Antonio da Padova. Sulla volta è in evidenza un tondo raggiante, contenente l'Agnus Dei [1].

Non si esclude inoltre, che in tale fase di adeguamento, nella struttura non siano state apportate delle modifiche anche alla divisione interna degli spazi. Rimane difficile pensare infatti, che anche in quel periodo, in cui il castello svolgeva una funzione abitativa, presentava solo delle enormi stanze sovrapposte senza alcuna divisione interna a delimitare gli ambienti.

Il secondo intervento, di maggiore interesse per il lavoro di tesi che si sta conducendo, riguarda l'aggiunta di una costruzione composta da due livelli fuori terra e quindi da due uniche sale sovrapposte, che aveva lo scopo di ingrandire lo spazio utile e fruibile del castello (Figura 2.8). Con ogni probabilità, il primo livello di tale struttura assolveva lo scopo di magazzino, mentre il secondo era adibito a sala d'armi. Tale aggiunta è di facile identificazione rispetto al resto del castello poiché presenta anche una tessitura muraria completamente diversa, composta prevalentemente da pietre miste a mattoni. Al fine di poter inserire questa struttura, come è possibile vedere dal Prospetto Est riportato in Figura 2.6, la Famiglia Falletti ha proceduto ad un rinterro del fossato presente che aveva lo scopo di proteggere il castello [6]. Nelle Figure 2.9, 2.10 e 2.11 si riportano delle rappresentazioni [6], che mostrano chiaramente ed in contrapposizione con la Figura 2.6, l'aggiunta effettuata.



Figura 2.8: Edificio del XV secolo aggiunto sulla parete Est del Castello di Serralunga d'Alba.

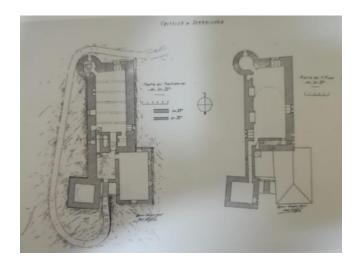


Figura 2.9: Pianta del Pianterreno nel secolo XV in [6].

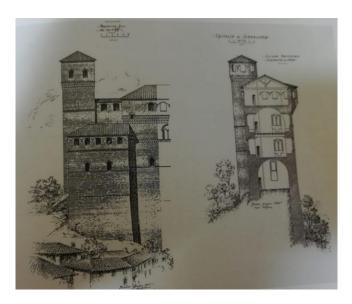


Figura 2.10: Prospetto Est nel XV secolo e sezione trasversale guardando a Nord in [6].

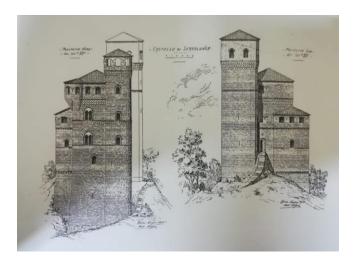


Figura 2.11: Prospetto Nord e Prospetto Sud nel XV secolo in [6].

L'introduzione di tale corpo addossato alla parete Est del castello, rappresenta quindi una terza fase costruttiva del Castello di Serralunga d'Alba.

## 2.5. Interventi cinquecenteschi.

Al secolo Cinquecento, e precisamente nel periodo che corre tra il 1510 ed il 1524, risale l'aggiunta nell'area del castello, di un ulteriore edificio, staccato questa volta dal corpo del castello, e disposto nella parte più a sud dell'area (Figura 2.12). Tale struttura, è stata edificata, come la precedente, dopo una fase di rinterro del fossato circostante [9], e si poneva come obiettivo quello di fornire al castello degli ulteriori spazi per il ristoro di eventuali forestieri ospiti della Famiglia Falletti. Questi spazi sono attualmente utilizzati come "casa del custode" e sala per l'accoglienza dei visitatori.

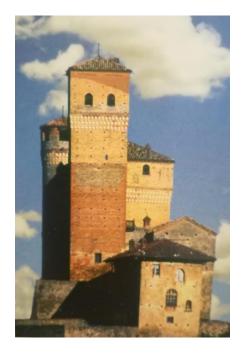


Figura 2.12: Foto del Prospetto Sud dell'area del Castello di Serralunga d'Alba, con in basso l'edificio aggiunto nel cinquecento.

Si fa notare, che poiché tale struttura risulta essere totalmente staccata dall'aggregato edilizio del castello, essa non viene presa in esame nelle successive fasi di studio, e di conseguenza non viene considerata come un'ulteriore fase costruttiva dell'edificio.

#### 2.6. Dal seicento al novecento.

Gli anni successivi al Cinquecento, non presentano importanti avvenimenti a mutare la struttura del castello, poiché si assiste ad un lento declino della Famiglia Falletti e a frequenti attacchi volti alla conquista dell'edificio, diventato simbolo del territorio delle Langhe. Nel 1532 la zona di Serralunga d'Alba, ad eccezione del castello ancora in mano alla famiglia Falletti, viene ceduta da Carlo V a Carlo Emanuele I, entrando a far parte in tal modo della famiglia Savoia, al fine di poter garantire un maggior controllo del territorio sferzato dai tentativi di conquista portati avanti dalle truppe spagnole. Tra i vari tentativi di presa si annoverano quelli portati avanti da don Pedro di Toledo nel 1616, che causò dei danneggiamenti al falso soffitto ligneo al secondo piano della torre quadrata, e quello del 1799 avvenuto per mano del generale francese Angereaux che fece colpire la parete Est della torre quadrata con un colpo di cannone [10].

Con il passare degli anni, su quelli che erano stati i terreni dei Falletti si struttura una capillare ed organizzata rete di cascine, funzionali alle attività agricole, e ciò porta a spostare gradualmente l'interesse di Serralunga dal castello al sistema produttivo circostante. Alla morte dell'ultima marchesa (1864), Giulia Falletti di Barolo, il Castello passa all'Opera Pia Barolo, da lei fondata con finalità benefiche. Dalla documentazione d'archivio dell'Opera si apprende che tra fine Ottocento ed inizio Novecento, le cascine sono ristrutturate e continuamente aggiornate per aumentare le prestazioni produttive, mentre nel castello, che ospita solo cantine, contenitori per la raccolta di derrate alimentari e depositi di bottiglie e legname, si cura solo la minima manutenzione ordinaria delle aperture e delle coperture [8]. Sebbene sia utilizzato solo come magazzino, il castello non sfugge all'attenzione di quegli eruditi che percorrono il Piemonte in cerca di edifici medioevali da riscoprire ed infatti, a fine Ottocento il castello dei Falletti viene iscritto, quale unico edificio del Comune di Serralunga d'Alba, nella lista dei monumenti nazionali protetti dallo Stato e gode della protezione garantita dalle prime leggi di tutela (dalla L. 185/1902 alla L. 1089/1939). Tuttavia, nel corso della gestione dell'Opera Pia Barolo il castello non subisce restauri significativi, probabilmente a causa del profilo essenzialmente produttivo dell'agenzia di Serralunga, a tal punto che nel dopoguerra la fondazione non può più far fronte alla manutenzione ed il castello viene quindi messo in vendita per finanziare la riparazione dei danni bellici. In tale occasione viene acquistato nel 1949 dallo Stato e si assiste quindi ad una nuova vita della struttura in quanto castello e sito d'interesse, poiché sarà sottoposto ad importanti lavori di restauro ad opera della Soprintendenza ai Monumenti diretta dall'architetto Vittorio Mesturino nel periodo tra il 1952 ed il 1958.

Importanza maggiore ai fini di tale lavoro di tesi, poiché connesse alla struttura, sono le notizie riportate in [11], nel quale si riporta che il castello è stato gravemente danneggiato in seguito al sisma che il 23 Febbraio 1887 colpì il comune di Diano Marina (IM). In tale occasione infatti, al fine di poter riabilitare la volta a botte del secondo piano al suo corretto uso, sono state inserite cinque catene metalliche, tuttora presenti e testimoniate esternamente dalle chiavi presenti sul Prospetto Est ed Ovest della struttura. Da ciò se ne deduce quindi, che una prima manutenzione, seppur con la sola finalità di rendere funzionali gli ambienti, in seguito al sisma, sia avvenuta anche nel 1888.

La Figura 2.13, una cartolina del 1920, riportata in [1], mostra un ultimo spunto di analisi in merito ai cambiamenti che la struttura ha subito in questa fase storica. In tale immagine è infatti possibile notare la presenza di un ulteriore edificio, su un solo livello, posizionato contro la parete Est del castello. Tale struttura, come è stato possibile vedere nei rilievi condotti, ed anche dalle ultime foto reperibili e databili nella seconda metà del Novecento, non è più presente, e ciò quindi lascia dedurre che essa sia stata edificata sicuramente in un periodo successivo al XV secolo (le rappresentazioni di Carlo Nigra precedentemente mostrate non la riportano), e successivamente abbattuta. Molto probabilmente essa era

stata costruita con la finalità di incrementare lo spazio per l'immagazzinamento dei prodotti delle realtà produttive, che a partire dal seicento si andavano estendendo nella zona serralunghese, ed utilizzavano il castello come magazzino.



Figura 2.13: Cartolina del 1920 raffigurante l'edificio di un solo livello sulla parete est del castello in [1].

#### 2.7. Interventi di restauro nel periodo 1952-1958.

Dopo l'acquisizione da parte dello Stato nel 1949, per via dell'interessamento attivo di Luigi Einaudi, in quel periodo presidente della Repubblica Italiana, nato in un comune vicino a Serralunga d'Alba, si procede alla realizzazione di lavori di restauro che potessero restituire l'anima trecentesca del castello. Come riportato in [8] "i lavori seguono il metodo del restauro filologico di tradizione ottocentesca: si ripropone la fase di vita più significativa dell'edificio (in questo caso i secoli XIV e XV) sulla base dell'interpretazione scrupolosa delle tracce conservate, eliminando aggiunte non pertinenti; pertanto si ricostruiscono le coperture e le parti sommitali dell'edificio (irrimediabilmente degradate), si completano i fregi ad archetti e i merli danneggiati, si rifanno i pavimenti, serramenti e collegamenti verticali. Peraltro, come sopra ricordato, l'edificio medioevale si era sostanzialmente conservato privo di interventi decorativi barocchi: per tale ragione il restauro degli anni Cinquanta non ha cancellato stratificazioni significative ed ha potuto riproporre l'architettura trecentesca, priva tuttavia di quegli arredi mobili (tappeti, arazzi, cofani e suppellettili) che costituivano l'ambiente di vita quotidiano".

Sulla base di quanto riportato sopra se ne evince quindi, che mediante tali lavori di restauro le coperture visibili nella Figura 2.13 siano state sostituite in quegli anni, eliminando quindi la copertura a singola falda presente sulla torre quadrata e passando all'odierna copertura a padiglione e sostituendo anche quella dell'intero castello. Anche la stratificazione in cotto che tuttora è presente negli ambienti interni del castello si deduce che sia stata applicata o in parte sostituita durante quegli anni.

Maggiori informazioni in merito ai materiali impiegati ed alle operazioni svolte durante questo restauro sono riportati nella perizia di spesa [12] in cui si ha la possibilità di prendere nota in merito alle seguenti lavorazioni:

- "Accertamento delle condizioni statiche della volta a botte del terzo piano lesionato da un terremoto e riparata mediante sigillature varie o opposizione di catene nel 1882, ed eventuali riparazioni per dare la massima sicurezza allo svolgimento dei lavori da compiersi";
- "Demolizione totale del tetto a tegole curve comprendente il disfacimento del manto, la schiodatura della sottostante orditura di listelli e correnti, la rimozione della grossa orditura, la discesa di tutto il materiale di riutilizzazione suo accatastamento, trasporto di tutto il materiale di rifiuto alla pubblica discarica";
- "Demolizione di muratura mista di mattoni e pietrame in corrispondenza dell'appoggio dell'orditura di sostegno del tetto attualmente disgregata e sconnessa per un'altezza media, lungo tutto il perimetro, di m 0.7 e fino al m.1.60 ponendo speciale cura per il recupero dei mattoni medievali che costituiscono il paramento esterno della muratura da demolire, compresa la scalinatura dei mattoni, per la discesa e l'accatastamento del materiale riutilizzabile e il trasporto dei materiali di rifiuto alla pubblica discarica";
- "Demolizione di muratura mista di mattoni e pietrame per ripristino di tutte le aperture alternatisi con la merlatura";
- "Demolizione di muratura mista di mattoni e pietrame per tutto il perimetro della torre quadrata attualmente disgregata per un altezza media di cm 70";
- "Demolizione di stampella in muratura di mattoni costruita a sostegno di catene di capriate del tetto";
- "Formazione di cordolo in cemento armato (previa ricostruzione della muratura di cui al N.3) da alloggiarsi alla sommità della muratura perimetrale per l'appoggio della capriata del tetto, della sezione di cm20/30, formato con conglomerato cementizio a kg 300 di cemento per mc 0.8 di ghiaietto, mc 0.4 di sabbia, compresa la fornitura e la posa dell'armatura costituita da n°4 ferri, di diametro 12 mm, nel senso longitudinale e staffe, in n°3 per m lineare (salvo l'aggiunta di spezzoni e di staffe negli angoli formati dal perimetro dei casseri, loro armamento e disarmo";
- "Formazione di cordolo in cemento armato (come sopra) per la sommità della torre quadrata (i segmenti sono corrispondenti ai quattro lati: m 5.5, m 5.7, m 5.2, m 5.6)";
- "Ricostruzione di muratura mista di mattoni di tipo medievale nella parte esterna e in pietrame nella parte interna, con malta di calce idraulica in proporzioni di Kg 400 di calce per ogni mc di sabbia (è esclusa la fornitura di mattoni e di pietrame)";
- "Ricostruzione di muratura mista di mattoni e pietrame (come sopra) per il ripristino della sommità della torre quadrata";
- "Muratura retta di mattoni medievali con malta di calce idrata a Kg 400 corpo della scala di arrivo al piano del sottotetto. Più parapetto della scaletta della torre quadrata (piano sottotetto della torre)";
- "Muratura curva di mattoni medievali con malta di calce idrata a Kg 400 per la ricostruzione della fascia esterna della torretta d'angolo, esclusa la fornitura di mattoni (mc 8.79)";
- "Muratura curva di mattoni (c.s.) per la formazione di archetti sulle aperture esistenti tra la merlatura perimetrale e degli archetti per le aperture della torre quadrata (N°16 in totale)";
- "Muratura di mattoni (c.s.) per il ripristino della cupoletta della torre cilindrica attualmente sconnessa soprattutto all'imposta (mc 1)";
- "Muratura a cuci e scuci per le riprese di murature lesionate in mattoni, compresa la demolizione corso per corso e la successiva ricostruzione, comprese le solature con biacca di cemento (mc 3.5)";
- "Muratura a cuci e scuci per le varie riprese di muratura lesionata in pietrame (mc 10)";
- "Muratura di pietrame per la chiusura di brecce, di buchi, ecc.";
- "Fornitura e posa in opera di capriate di rovere nazionale per il tetto con leggera tolleranza di smusso (salvo per le catene che dovranno essere a spigolo vivo, a filo di sega) compresa ogni lavorazione, tiro in opera, montaggio, compresa tutta la ferramenta occorrente (mc 3.595)";
- "Fornitura e posa in opera di correnti in rovere (sez. cm 16x16) per la formazione della piccola orditura del tetto, squadratura commerciale (mc 5.631)";

- "Manto in tegole curve, compresa la fornitura e posa in opera dei listelli di pioppo (sez. cm 4x6) esclusa la fornitura delle tegole (mc 290.06);
- "Formazione di (n°2) teste di camino fuori tetto, altezza m 1.60 circa in corrispondenza delle sottostanti canne fumarie, costruite con mattoni di tipo medievale e paramento visto (esclusa la fornitura dei mattoni)";
- "Fornitura e posa in opera di canali di gronda in lamiera di ferro zincato del n°26 sviluppo cm 33 comprese le cicogne in ferro piatto fissato di listelli con chiodature a filo di ferro zincato, canale con bordo arrotondato riportato, chiodatura di rame e stagnatura di giunzione, compresa la spalmatura con una mano di mimio e la coloritura con due mani di biacca con olio di lino cotto (per tutto il perimetro del corpo centrale e per il tetto della torre quadrata m 102.2)";
- "Formazione di pavimento con mattoni di tipo medievale posti in piano compreso il sottofondo di riempimento con materiale leggero ed il piano di spianamento e posa di conglomerato cementizio magro a Kg 150 di cemento per mc, 0.8 di ghiaietto e mc 0.4 di sabbia, compresa la posa dei mattoni posti sul letto di malta di calce idraulica, la chiusura dei giunti di biacca di cemento e la successiva lavatura e pulitura per mq 195.29 (esclusa la fornitura di mattoni)";
- "Costruzione e posa in opera di una scala in legno di rovere alla cappuccina, a due rampe, per raggiungere con comodità e sicurezza la sommità della torre quadrata, con montanti di cm 20x20 gradini incastrati spessore cm 3 larghi m 1, comprese le necessarie chiodature, la ferramenta di ancoraggio al piede e al sommo della scala";
- "Fornitura di tavolato piallato da collocarsi al di sopra delle catene della capriata del tetto, con sopragiunti sagomati compresa la chiodatura e quanto altro occorre per dare l'opera compiuta a perfetta regola d'arte (mq 195)";
- "Fornitura di 10000 mattoni di tipo medievale";
- "Fornitura di 7000 tegole curve";
- "Fornitura di pietrame (mc 20)";
- "Ponteggi in legname";
- "Trasporto materiale";
- "Assistenza da parte della Soprintendenza ai Monumenti del Piemonte per la durata dei lavori";
- "Ricostruzione in pietrame di collina di tipo medievale del muro di sostegno del cortile antistante il castello, dal lato esterno a ponente, per una lunghezza di m 8 per una altezza di m 5.5 (dello spessore di cm 60) comprese le fondazioni con malta di calce idraulica, di sabbia, con materiale di gran parte recuperato e per la restante parte compresa la fornitura di pietrame di collina (mc 26.4)";
- "Legname di recupero proveniente dal disfacimento dell'intelaiatura del tetto".

Al 25 Giugno 1952 risale un altro documento [13] che elenca gli elementi in legno consegnati in cantiere per la loro posa in opera:

```
- "Banchine n°7 m 2.7, cm 30x25";
```

- "Banchine n°7 m 1.5, cm 28x25";
- "Catene n°2 m 5, cm 12x18";
- "Puntoni n°4 m 2.5, cm 12x18";
- "Puntoni n° 8 m 2.8, cm 12x18";
- "Monaco m 2.5, cm 18x18";
- "Correnti n°12 m 3, cm 8x8".

Al 25 Agosto 1952 risale un ulteriore atto [14] nel quale vengono elencati una serie di lavori effettuati al Castello di Serralunga d'Alba per un importo di £5.000.000:

 "Realizzazione di un pavimento in mattonelle di cotto identiche a quelle esistenti di tipo medievale da ordinarsi appositamente in fornace (mq 350)";

- "Fornitura e posa in opera di scuretti interni in legno rovere applicati ai telai fissi delle finestre, a tavolato investito, con ferramenta forgiata e chiodature comprese due spalmature di olio di lino cotto (mq 85)";
- "Fornitura e posa in opera di porte interne in legno rovere a due strati di tavole dello spessore di cm 3, investita, compresa la ferramenta forgiata, le chiodature varie con chiodi forgiati, comprese due spalmature di olio di lino cotto (mq 14.25)";
- "Fornitura di archetti in cotto, simili in tutto a quelli esistenti per il completamento delle cornici di coronamento (m 122, 350 pezzi circa)";
- "Fornitura e posa in opera di n°4 mensole per camino, in pietra di Frabosa, lavorate alla martellina e sagomate, per la ricostruzione di n°2 camini";
- "Demolizione dell'attuale scala (esterna) e ricerca, mediante opportuni saggi vari, dell'andamento della scala originaria, compreso il trasporto a discarica del materiale di risulta";
- "Ricostruzione della scala con gradini in massello di pietra di Frabosa lavorate alla martellina fina";
- "Rafforzamento di travi portanti (dei) solai in legno, mediante immissione nella sezione deteriorata di travi in ferro, per la conservazione di un importante solaio, compresa la fornitura di travi in ferro";
- "Rifacimento dell'intonaco interno con malta di calce dolce stagionata previa la spicconatura di quella esistente deteriorata (mq 850)";
- "Tinteggiatura interna a bianco di calce, colla e incorporazione di tinta (mg 850)";

L'elenco dei lavori citati nelle tre perizie di spesa del 1952, fornisce una chiara panoramica dell'ingente opera di restauro che è stata effettuata sul castello, lasciando trapelare quindi, anche lo stato di degrado in cui riversava nella prima metà del secolo novecento. Coperture, pavimentazioni, solai, scale, infissi, sono solo alcune delle lavorazioni che hanno riportato a nuova vita il castello, restituendolo nella forma in cui oggi è possibile visitarlo e riportandolo ad una più fedele rappresentazione di quello che era lo splendore e la maestosità trecentesca.

Per tale motivo, questo terzo restauro, può essere assunto come una quarta fase costruttiva di cui tenere conto nelle successive valutazioni statiche e dinamiche condotte sull'edificio. Elementi come il cordolo in cemento armato e le catene metalliche sono importanti accorgimenti, che possono garantire senza dubbio un miglior comportamento locale della singola parete interessata, ma anche globale se ben distribuiti sul manufatto. Le sezioni degli elementi lignei che compongono le capriate ed i solai, come anche i diversi strati di malta di allettamento disposti sotto la pavimentazione in cotto degli orizzontamenti, sono importanti informazioni da tenere in conto nella valutazione delle masse della struttura.

In definitiva l'analisi storica condotta permette di individuare quattro fasi costruttive prevalenti:

- La realizzazione dei primi due livelli della torre quadrata nel XII secolo per volontà del marchese di Saluzzo;
- La realizzazione dell'attuale corpo del castello nel 1354 per volontà di Manfreone Falletti;
- La realizzazione dell'edificio di due piani, addossato alla parete Est del castello, nel XV secolo per volontà della Famiglia Falletti;
- La ristrutturazione dell'edificio nel periodo 1952-1958 effettuata dalla Soprintendenza per i beni Architettonici e Paesaggistici e diretta dall'architetto Vittorio Mesturino.

Tali fasi di realizzazione e ristrutturazione del Castello di Serralunga d'Alba sono riportate in opportune tavole in Allegato e mirano a fornire una rappresentazione di questa analisi storico-critica condotta.

# **CAPITOLO 3**

# 3. Normativa di riferimento.

Le analisi condotte tengono conto in ogni assunzione e valutazione delle normative vigenti in materia di edifici esistenti realizzati in muratura, e seguono le direttive fornite dal Ministero per i Beni e le Attività culturali per quelle costruzioni appartenenti al patrimonio culturale tutelato.

#### Le Norme utilizzate sono quindi:

- Circolare n°26 del 2 Dicembre 2010 redatta dal Ministero per i Beni e le Attività Culturali [15];
- Norme Tecniche per le Costruzioni emanate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti il 17 Gennaio 2018 [16];
- Circolare del 21 Gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.. emanata dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti a supporto delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17 Gennaio 2018 [17];
- Eurocodice 6, UNI EN 1996-1-1 (edizione novembre 2005), riguardante la "Progettazione delle strutture di muratura" [18];
- Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato emanata nell'Ottobre 2010 dal Dipartimento della Protezione Civile [19].

# **CAPITOLO 4**

# 4. Azioni sul manufatto.

Le azioni prese in considerazione per la valutazione delle sollecitazioni e dei carichi agenti sulla struttura sono state definite seguendo [16], che portano a prendere in esame le seguenti tipologie:

- Azioni connesse ai carichi permanenti (G);
- Azioni connessi ai carichi variabili (Q);
- Azione di natura sismica (E).

## 4.1. Azioni connesse ai carichi permanenti (G).

Le azioni connesse ai carichi permanenti (G) della struttura, sono azioni associate al peso proprio delle componenti strutturali e non strutturali che compongono il manufatto.

I materiali riscontrati in fase di rilievo nel Castello di Serralunga d'Alba, con i relativi pesi propri sono quindi riportati nella Tabella 4.1.

Materiale	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]
Muratura	18
Malta per intonaco	20
Riempimento strutture voltate	16
Malta di irrigidimento	19
Malta di sottofondo	19
Pavimentazione in cotto	20
Pavimentazione in porfido	30
Elementi lignei	7
Calcestruzzo C20/25	25
Acciaio S235 per tiranti	78.5
Tegole di coperture	20

Tabella 4.1: Pesi specifici materiali presenti nella struttura.

# 4.2. Azioni connesse ai carichi variabili (Q).

Le azioni connesse ai carichi variabili sono azioni connesse all'ubicazione della struttura nel caso di azione connessa al vento ed alla neve, ed azioni connesse alla categoria di struttura che si sta considerando.

### 4.2.1. Azione connessa alla categoria di struttura.

Il castello di Serralunga d'Alba è attualmente adibito a polo museale dalla *Barolo&Castles Foundation* ed in quanto tale ricade nella sezione "Ambienti suscettibili di affollamento (CAT. C3)" della Tab. 3.1.II in [16], per quanto concerne il carico d'esercizio da attribuire ai vari solai della struttura.

Si assume inoltre, data la struttura dell'elemento di copertura, che tale livello sia accessibile per soli lavori di manutenzione ed in quanto tale si ricade in "Coperture e sottotetti (CAT.H1)".

Nella Tabella 4.2 si riporta la tabella della normativa presa in considerazione e si evidenziano i valori utilizzati nelle successive analisi.

Cat.	Ambienti	$q_k$ $[kN/m^2]$	Q <sub>k</sub> [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
В	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffe, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni,	3,00 4,00	2,00 4,00	1,00 2,00
С	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale.  Cat. D1 Negozi  Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
Е	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	_	_	_
F-G	Rimesse e parcheggi.  Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	_	_	_
	Coperture e sottotetti		1.00	1.00
н	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
п	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo ca	ategoria di ap	partenenza
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	_	_	_
*	non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate	dai material	i immagazzii	nati
**	** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso			

Tabella 4.2: Carichi d'esercizio definiti per il castello a partire dalla Tabella 3.1.II in [16].

#### 4.2.2. Azione del vento.

La pressione esercitata dal vento sulla struttura è determinata attraverso la relazione 3.3.2 in [16]:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

In cui il termine  $q_b$  rappresenta la pressione cinetica di riferimento determinata attraverso la relazione 3.3.4 in [16] e dipendente dalla densità dell'aria  $\rho$  (1.25 kg/m³), assunta convenzionalmente costante, e dalla velocità di riferimento del vento  $v_b$  funzione dell'ubicazione della struttura.

Dalla Tabella 3.3.I è possibile notare come il comune di Serralunga d'Alba (Piemonte), ricada nella zona 1 ed è quindi in tal modo possibile ricavare i valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$  e  $k_a$  per il sito in questione (Tabella 4.3).

Zona	Descrizione	v <sub>b,0</sub> [m/s]	a <sub>0</sub> [m]	k <sub>a</sub> [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Tabella 4.3: Parametri della pressione del vento definiti per la zona di ubicazione del castello a partire dalla Tabella 3.3.I in [16].

Nel caso in cui l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito dove sorge la costruzione,  $a_s$ , è inferiore al valore del parametro di  $a_0$ , fornito dalla precedente Tabella 4.2 è possibile porre la velocità di riferimento del vento  $v_b$  pari al parametro  $v_{b,0}$ .

$$a_s = 414 m < a_0 = 1000 m$$
  
 $v_b = v_{b,0} = 25 m/s$ 

La pressione cinetica di riferimento sarà quindi:

$$q_b = \frac{1}{2}\rho v_b^2 = 390.625 \, N$$

Il coefficiente  $c_e$  rappresenta il coefficiente di esposizione del sito e dipende, come fornito dalla relazione 3.3.5 in [16], dall'altezza z sul suolo del punto considerato. Nel caso del castello di Serralunga d'Alba si assume come quota z, la quota del colmo della torre quadrata e si associa, a favore di sicurezza, il valore del coefficiente di esposizione ricavato per tale altezza a tutti i punti del castello.

$$z = 33.9 m$$
 (colmo della torre quadrata)

La Tabella 3.3.II in [16], permette di ricavare i parametri necessari per il calcolo del coefficiente di esposizione.

Categoria di esposizione del sito	$\mathbf{k}_{\mathrm{r}}$	z <sub>0</sub> [m]	z <sub>min</sub> [m]
I	0,17	0,01	2
п	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 4.4: Parametri per il calcolo del coefficiente di esposizione Ce a partire dalla Tabella 3.3.II in [16].

La categoria di esposizione del sito, considerata nella Tabella 4.4, è ricavata a partire dalla Figura 4.1 fornita in [16], che definisce tale valore in funzione della distanza dal mare e della classe di rugosità del terreno per la zona di ubicazione della struttura.

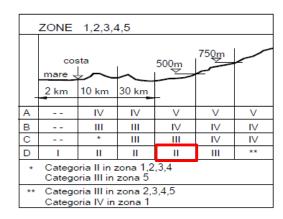


Figura 4.1: Categoria di esposizione.

La classe di rugosità D (Tabella 4.5), inserita nella Figura 4.1, è stata definita dalla Tabella 3.3.III in [16], considerando la particolare ubicazione del castello (Figura 4.2), che sorge in un'area priva di ostacoli, svettando sulla sommità di una collina.



Figura 4.2: Ubicazione del Castello di Serralunga d'Alba.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m $$
В	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
С	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Tabella 4.5: Classe di rugosità definita per il sito in esame.

Si calcola quindi attraverso la relazione 3.3.5, particolareggiata per il caso in cui  $z \ge z_{min}$ , il coefficiente di esposizione  $c_e$  tenendo conto dei parametri precedentemente determinati:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(Z/Z_0) [7 + c_t \ln(Z/Z_0)] = 3.1816$$

Nella relazione precedente il coefficiente di topografia  $c_t$  è stato posto uguale ad 1 come suggerito in [16].

$$c_t = 1$$

Il coefficiente dinamico  $c_d$ , viene posto cautelativamente pari ad 1 seguendo §3.3.8 in [16].

$$c_{d} = 1$$

Infine, il coefficiente di forma  $c_p$  (Figura 4.3) tiene conto della forma della struttura, dell'inclinazione della copertura e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. La circolare [17], nella Figura C 3.3.3, fornisce la metodologia per il calcolo di tale valore, che sarà distinto a seconda se le pareti che si considerano sono direttamente investite dal flusso del vento, pareti sopravento, o sono presenti nel lato opposto alla direzione del vento, pareti sottovento.

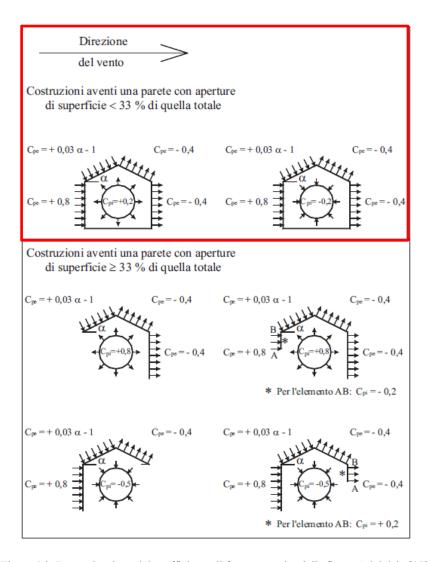


Figura 4.3: Determinazione del coefficiente di forma a partire dalla figura C 3.3.3 in [17].

Si assumono quindi i seguenti valori:

$$c_p = 0.8$$
 (pareti sopravento)

 $c_p = 0.4 (pareti sottovento)$ 

Alla luce dei parametri determinati i valori della pressione del vento sono:

$$p_{sopra} = q_b c_e c_p c_d = 994.25 N (pareti sopravento)$$

$$p_{sotto} = q_b c_e c_p c_d = 497.13 N (pareti sottovento)$$

#### 4.2.3. Azione della neve.

Il carico connesso all'azione della neve sulla copertura viene valutato attraverso la relazione 3.4.1 in [16]:

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

Dove:

 q<sub>sk</sub> rappresenta il valore di riferimento del carico neve al suolo, valutato in funzione della zona di appartenenza del sito di ubicazione della struttura. Nel caso in esame, il comune di Serralunga d'Alba ricade nella:

$$ZONA 1 - Alpina$$

Nella relazione per il calcolo del carico di riferimento si tiene conto anche dell'altitudine del sito, al fine di poter definire la relazione di riferimento nelle 3.4.2 in [16].

$$a_s = 414 \text{ m.s. } l.m. > 200 \text{ m.s. } l.m.$$

$$q_{sk} = 1.39[1 + (a_s/728)^2] = 1.84 \ ^{kN}/_{m^2}$$

•  $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura (Tabella 4.6), valutato mediante la tabella 3.4.II e funzione dell'inclinazione delle falde della copertura.

Coefficiente di forma	$0^{\circ} \le \alpha \le 30^{\circ}$	30° < α < 60°	$\alpha \ge 60^{\circ}$
$\mu_1$	0,8	$0.8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tabella 4.6: Coefficiente di forma del castello determinato a partire dalla Tabella 3.4.II in [16].

$$\mu_i = 0.8$$
.

C<sub>e</sub> è il coefficiente di esposizione (Tabella 4.7), che dipende prettamente dal sito di ubicazione.
 In questo caso, data la particolare posizione del castello, che sorge sulla sommità di una collina, si può assumere nella Tabella 3.4.I in [16] che tale area sia una zona "battuta dai venti" poiché esposta su tutti i lati.

Topografia	Descrizione	$C_{E}$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Tabella 4.7: Coefficiente di esposizione del castello determinato a partire dalla Tabella 3.4.I in [16].

$$C_e = 0.9$$

 $\bullet$   $C_t$  è il coefficiente termico che tiene conto della possibilità che parte del manto nevoso depositato sulle falde della copertura possa essere sciolto dalle perdite di calore della

costruzione. Nel caso in cui non si hanno particolari e dettagliate informazioni in merito la normativa suggerisce di adottare il valore:

$$C_t = 1$$

In definitiva, il carico connesso all'azione della neve sarà pari a:

$$q_s = q_{sk}\mu_i C_E C_t = 1.33 \ \frac{kN}{m^2}$$

#### 4.2.4. Azione sismica.

La determinazione dell'azione sismica di progetto è di fondamentale importanza al fine di poter valutare il comportamento della struttura nei confronti di questo stato di sollecitazione. Per computare tale tipologia di carico è necessario determinare anticipatamente alcune condizioni morfologiche e stratigrafiche del terreno che permettono di definire la pericolosità sismica di base del sito in analisi.

Come definito nel §3.2 in [16]: "La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ ".

Nell'analisi in questione, si determina lo spettro di risposta di progetto del sito di Serralunga d'Alba associato allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV (Tabella 4.8).

Stati Limite		$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $\mathbf{V_R}$
Stati limite di	SLO	81%
esercizio	SLD	63%
Stati limite	SLV	10%
ultimi	SLC	5%

Tabella 4.8: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Si procede quindi alla determinazione della vita di riferimento  $V_R$  della struttura mediante la relazione 2.4.I in [16]:

$$V_R = V_N C_U$$

In cui con  $V_N$  si indica la vita nominale di progetto (Tabella 4.9) per la costruzione, che è determinata a partire dalla Tabella 2.4.I in [16].

	TIPI DI COSTRUZIONI	
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 4.9: Determinazione della vita nominale  $V_N$  della struttura a partire dalla Tabella 2.4.I in [16].

Infine, il coefficiente  $C_U$  (Tabella 4.10), è un coefficiente che valuta le conseguenze di una eventuale interruzione di operatività o di collasso della struttura che, per ambienti che prevedono affollamenti significativi, come i musei, ricadenti nella classe d'uso III, dalla Tabella 2.4.II si determina:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C <sub>U</sub>	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4.10: Determinazione del coefficiente d'uso  $C_U$  a partire dalla Tabella 2.4.II in [16].

CLASSE D'USO: III

$$V_R = V_N C_U = 75 \ anni$$

Una volta definite le caratteristiche della struttura, in termini di vita di riferimento, occorre valutare le condizioni di sottosuolo e topografiche del sito di ubicazione.

Si determina quindi, a partire dalla Tabella 3.2.II in [16], la categoria di sottosuolo, considerando che come riportato da numerose fonti storiche, il castello è costruito sopra uno strato roccioso. Si sceglie, comunque di caratterizzare il terreno in questione con una categoria intermedia in maniera cautelativa (Tabella 4.11).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
В	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
С	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
Е	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 4.11: Determinazione della categoria di sottosuolo a partire dalla Tabella 3.2.II in [16].

#### CATEGORIA DI SOTTOSUOLO: B

Infine, l'ultimo parametro da determinare per poter definire il sito di ubicazione, è la categoria topografica (Tabella 4.12). In questo caso si tiene conto della particolare posizione della struttura, ubicata sulla cresta di una collina e si determina tale categoria a partire dalla Tabella 3.2.III.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
Т3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^{\circ} \le i \le 30^{\circ}$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i $> 30^\circ$

Tabella 4.12: Determinazione della categoria topografica a partire dalla Tabella 3.2.III in [16].

Ai fini della determinazione dello spettro di progetto da considerare per valutare l'azione sismica si utilizza il foglio di calcolo "Spettri di risposta" messo a disposizione dal Consiglio dei Lavori Pubblici, dove sarà necessario inserire anche il valore del fattore di comportamento caratterizzante il castello, ricavabile mediante la relazione:

$$q = K_r q_0$$

dove:

- $q_0$  rappresenta il valore base del fattore di comportamento allo SLV (Tabella 4.13), funzione della tecnica costruttiva utilizzata "Costruzioni in muratura ordinaria" e fornito in Tabella 7.3.II in [16];
- $K_r$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0.8 per costruzioni non regolari in altezza.

Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)			
Costruzioni di muratura ordinaria	$1,75 \alpha_{\rm u}/\alpha_1$		
Costruzioni di muratura armata	$2.5 \ \alpha_{\rm u}/\alpha_{\rm 1}$		
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	$3.0 \ \alpha_{\rm u}/\alpha_{\rm 1}$		
Costruzioni di muratura confinata	$2.0 \ \alpha_{\rm u}/\alpha_{\rm 1}$		
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	$3.0 \ \alpha_{\rm u}/\alpha_{\rm 1}$		

Tabella 4.13: Determinazione del valore massimo del fattore di comportamento q<sub>0</sub> mediante la Tabella 7.3.II in [16].

$$q_0 = 1.75 \alpha_u/\alpha_1$$

In cui i coefficienti  $\alpha_1$  e  $\alpha_u$  sono definiti come segue:

- $\alpha_1$  è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);
- $\alpha_u$  è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Si prescrive [16] inoltre, che nel caso di costruzioni non regolari in pianta il valore di  $\alpha_u/\alpha_1$  da adottare può essere posto pari alla media tra 1 ed il valore di tale rapporto fornito per la tipologia di costruzione d'interesse.

Nel caso di "costruzioni in muratura ordinaria" il valore di riferimento per tale tipologia è posto nel §7.8.1.3. in [16] come pari a:

COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA 
$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.7$$

Si procede quindi ad indagare la regolarità strutturale in pianta ed in elevato mediante le prescrizioni riportate nel §7.2.1.

Sulla base dei requisiti riportati in [16], si analizza la compattezza in pianta della struttura (Tabella 4.14 e Tabella 4.15), valutando l'effetto delle eventuali rientranze presenti nella geometria strutturale per ogni livello, e verificando che il rapporto tra l'area spazzata da due linee ortogonali al

perimetro strutturale e l'area spazzata dalla superficie convessa che tiene conto delle rientranze presenti sia minore del 5% dell'area dell'orizzontamento.

REGOLARITA' IN PIANTA CASTELLO + TORRE (NTC 2018 7.2.1 a)						
Livello	Area orto Area convessa Differenza					
[-]	[m^2]	[m^2]	[-]	[-]		
Piano Sottoterra	357.77	260.6	27.2	NO		
Piano Terra	436.08	299.29	31.4	NO		
Piano Primo	564.89	336.72	40.4	NO		
Piano Secondo	479.94	233.31	51.4	NO		
Piano Terzo	481.65	234.76	51.3	NO		

Tabella 4.14: Regolarità in pianta della struttura aggregata, castello e torre, valutata a partire dal §7.2.1.a in [16].

REGOLARITA' IN PIANTA CASTELLO (NTC 2018 7.2.1 a)				
Livello	Area orto	Area convessa	Differenza	Verifica
[-]	[m^2]	[m^2]	[-]	[-]
Piano Sottoterra	357.77	260.6	27.2	NO
Piano Terra	436.08	299.29	31.4	NO
Piano Primo	436.08	299.44	31.3	NO
Piano Secondo	306.99	197.2	35.8	NO
Piano Terzo	311.63	199.34	36.0	NO

Tabella 4.15: Regolarità in pianta del castello valutata a partire dal §7.2.1.a in [16].

La seconda condizione di regolarità in pianta prescrive di valutare che il rapporto tra i lati di ogni orizzontamento sia inferiore a 4 (Tabella 4.16 e Tabella 4.17).

REGOLARITA'	REGOLARITA' IN PIANTA CASTELLO + TORRE (NTC 2018 7.2.1 b)				
Livello	Lato maggiore	Lato minore	Rapporto	Verifica	
[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	
Piano Sottoterra	28.59	12.51	2.3	OK	
Piano Terra	31	14.07	2.2	OK	
Piano Primo	32.86	17.19	1.9	OK	
Piano Secondo	32.86	14.62	2.2	OK	
Piano Terzo	32.86	14.68	2.2	OK	

Tabella 4.16: Regolarità in pianta della struttura aggregata, castello e torre, valutata a partire dal §7.2.1.b in [16].

REGOLARITA' IN PIANTA CASTELLO (NTC 2018 7.2.1 b)							
Livello	Livello Lato maggiore Lato minore Rapporto Ve						
[-]	[m]	[m]	[-]	[-]			
Piano Sottoterra	28.59	12.51	2.3	OK			
Piano Terra	31	14.07	2.2	OK			
Piano Primo	31	14.07	2.2	OK			
Piano Secondo	26.7	11.5	2.3	OK			
Piano Terzo	26.96	11.56	2.3	OK			

Tabella 4.17: Regolarità in pianta del castello valutata a partire dal §7.2.1.b in [16].

Data la tipologia di orizzontamenti presenti, indagati nel Capitolo 5, è possibile affermare che i solai possono essere considerati come solai deformabili ed in quanto tale si può notare che anche la condizione "c", di regolarità in pianta, decade non essendovi resistenza sufficiente per garantire una efficace distribuzione delle azioni sismiche tra gli elementi verticali. In definitiva, date le valutazioni condotte, e considerando che tutte le prescrizioni precedentemente valutate (a, b e c) devono ritenersi soddisfatte al fine di avere una regolarità in pianta della struttura, si può affermare che:

#### Struttura non regolare in pianta

Le prescrizioni riportate nel §7.2.1 in [16] mettono in luce le condizioni da rispettare per definire una struttura regolare in altezza. In particolare, data la necessità di verificare tutte le condizioni, si può notare (Tabella 4.18 e Tabella 4.19), come la differenza di massa tra un piano ed il successivo risulta maggiore del 25% e ciò comporta una non regolarità in altezza della struttura che conduce ad una ulteriore riduzione del 20% del fattore di comportamento.

#### Struttura non regolare in altezza

REGOLARITA' IN A	REGOLARITA' IN ALTEZZA CASTELLO + TORRE (NTC 2018 7.2.1 c)			
Piano	Massa totale [kN]	Variazione di massa [%]		
Piano interrato (-1)	6915.85	-		
Piano terra (0)	15861.24	-129.35		
Piano primo (1)	16566.39	-4.45		
Piano secondo (2)	11814.45	28.68		
Piano terzo (3)	9850.05	16.63		
Piano copertura castello	1075.41	89.08		
Piano quarto (4)	2625.97	-144.18		
Piano copertura torre circolare (5)	339.29	87.08		
Piano copertura torre quadrata (6)	410.99	-21.13		

Tabella 4.18: Regolarità in altezza della struttura aggregata, castello e torre, valutata a partire dal §7.2.1.c in [16].

REGOLARITA' IN ALTEZZA CASTELLO (NTC 2018 7.2.1 c)			
Piano	Massa totale [kN]	Variazione di massa [%]	
Piano sotterraneo (-1)	6915.85	0	
Piano terra (0)	13101.40	-89.44013682	
Piano primo (1)	11132.81	15.02578694	
Piano secondo (2)	8642.64	22.36784578	
Piano terzo (3)	4878.27	43.55577489	
Piano copertura castello	715.44	85.3341401	
Piano quarto (4)	782.32	-9.348254069	
Piano copertura	314.87	59.75212208	

Tabella 4.19: Regolarità in altezza della struttura aggregata, castello e torre, valutata a partire dal §7.2.1.c in [16].

In definitiva il fattore di comportamento assumerà il seguente valore:

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = \frac{(1+1.7)}{2} = 1.35$$

$$q_0 = 1.75 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 2.3525$$

$$q = 0.8 * q_0 = 1.77$$

Si determina quindi mediante il foglio di calcolo precedentemente citato, lo spettro di risposta di progetto (Tabella 4.20), che tiene conto della struttura e della sua ubicazione. Tale spettro, con un fattore di comportamento pari a 1.77, sarà utilizzato nell'analisi modale e nel calcolo delle sollecitazioni da utilizzare nelle verifiche dinamiche. Si riportano inoltre, le coordinate dello spettro di risposta unitario, q=1, utili ai fini dell'applicazione dell'analisi statica non lineare. Le relazioni utilizzate dal foglio di calcolo per la determinazione dello spettro dipendono da opportuni parametri dipendenti ed indipendenti, riportati in Tabella 4.21.

	Spettro SLV	
T [sec]	Se [g] q=1.77	Se [g] q=1
0.000	0.068	0.068
0.142	0.098	0.185
0.425	0.098	0.185
0.492	0.085	0.160
0.558	0.075	0.141
0.625	0.067	0.126
0.692	0.060	0.114
0.758	0.055	0.104
0.825	0.051	0.095
0.892	0.047	0.088
0.958	0.044	0.082
1.025	0.041	0.077
1.092	0.038	0.072
1.158	0.036	0.068
1.225	0.034	0.064
1.292	0.032	0.061
1.358	0.031	0.058
1.425	0.029	0.055
1.492	0.028	0.053
1.559	0.027	0.050
1.625	0.026	0.048

1.600	0.005	0.046
1.692	0.025	0.046
1.759	0.024	0.045
1.825	0.023	0.043
1.929	0.020	0.039
2.032	0.018	0.035
2.136	0.017	0.031
2.239	0.015	0.029
2.343	0.014	0.026
2.447	0.013	0.024
2.550	0.012	0.022
2.654	0.011	0.020
2.757	0.011	0.019
2.861	0.011	0.018
2.964	0.011	0.016
3.068	0.011	0.015
3.172	0.011	0.014
3.275	0.011	0.013
3.379	0.011	0.013
3.482	0.011	0.012
3.586	0.011	0.011
3.689	0.011	0.011
3.793	0.011	0.011
3.896	0.011	0.011
4.000	0.011	0.011

Tabella~4.20: Spettro~di~risposta~orizzontale~allo~SLV~valutato~per~i~due~fattori~di~comportamento~q=1.77~e~q=1.

Nella precedente Tabella 4.20, i valori relativi al periodo ed all'accelerazione spettrale di inizio del tratto ad accelerazione costante  $T_B$ , del tratto a velocità costante  $T_C$  e del tratto a spostamento costante  $T_D$ , sono riportati in grassetto.

Si allega quindi una rappresentazione (Figura 4.4), degli spettri riportati.



Figura 4.4: Spettri SLV relativi ai due fattori di comportamento considerati.

Parametri	q = 1.77	q = 1
Indipendenti		
$a_g$	0.056 g	0.056 g
$F_0$	2.736	2.736
$T_C^*$	0.305 s	0.305 s
$S_S$	1.2	1.2
$C_C$	1.395	1.395
$S_T$	1	1
ζ	5%	5%
Parametri		
Dipendenti		
S	1.2	1.2
η	0.565	1
$T_B$	0.142 s	0.142 s
$T_{C}$	0.425 s	0.425 s
$T_D$	1.825 s	1.825 s

Tabella 4.21: Parametri indipendenti e dipendenti per lo spettro SLV.

### 4.3. Combinazione delle azioni.

Le azioni analizzate in tale capitolo sono combinate seguendo il §2.5.3 in [16].

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{O1}Q_{K1} + \gamma_{O2}\psi_{O2}Q_{K2} + \gamma_{O3}\psi_{O3}Q_{K3} + \cdots$$

Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02}Q_{K2} + \psi_{03}Q_{K3} + \cdots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{K1} + \psi_{22}Q_{K2} + \psi_{23}Q_{K3} + \cdots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti a lungo termine (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{K1} + \psi_{22}Q_{K2} + \psi_{23}Q_{K3} + \cdots$$

 Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{K1} + \psi_{22}Q_{K2} + \dots$$

Nel caso dell'azione sismica, il §7.3.5 in [16] prescrive che la risposta sia calcolata unitariamente per le tre componenti applicando la relazione:

$$1,\!00\,E_X+0,\!30\,E_y+0,\!30\,E_Z$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi. Dal  $\S7.2.2$  si evince invece, che la componente verticale  $E_z$ , nel

caso del Castello di Serralunga d'Alba, non deve essere presa in considerazione, poiché la struttura non presenta elementi orizzontali con luci superiori a 20 metri, non presenta elementi precompressi, non presenta: elementi a mensola di luce superiore a 4 metri, pilastri in falso o piani sospesi, sistemi di isolamento. Da tutto ciò si può quindi affermare che la sollecitazione sismica dipende dalla permutazione dei coefficienti della seguente relazione:

$$1,00 E_X + 0,30 E_y$$

Nelle valutazioni sismiche si considereranno quindi le seguenti combinazioni:

La definizione delle combinazioni di carico connesse agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE) viene a dipendere dal valore assunto dai coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  i quali a seconda dell'importanza dell'azione assumono i valori riportati in Tabella 4.22.

Categoria/Azione variabile	Ψ <sub>0j</sub>	Ψlj	<b>Ψ</b> 2j
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.1.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.1.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 4.22: Valori dei coefficienti di combinazione.

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche allo SLU sono riportati nella Tabella 4.23.

		Coefficiente	EQU	<b>A1</b>	A2
		$\gamma_{\scriptscriptstyle F}$			
Carichi permanenti G1	Favorevoli	ΥG1	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
	Favorevoli	γ <sub>G2</sub>	0,8	0,8	0,8
Carichi permanenti non strutturali G <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	ΥQi	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 4.23: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU.

# **CAPITOLO 5**

## 5. Conoscenza del manufatto.

La conoscenza del manufatto, dalle sue caratteristiche materiche a quelle costruttive, è di fondamentale importanza per una dettagliata ed attenta valutazione del comportamento della struttura in relazione alle sollecitazioni di natura sismica. Al fine di approfondire queste proprietà, sono stati condotti quindi, diversi rilievi che hanno permesso di ricostruire le geometrie del castello, indagarne la tipologia degli orizzontamenti che formano i diversi interpiani e definirne la tipologia muraria.

## 5.1. Definizione della tipologia di muratura.

Sin da una prima valutazione ottica è possibile riscontrare chiaramente che il fabbricato è stato realizzato, seppur in periodi diversi, ma interamente, con "mattoni pieni connessi attraverso l'utilizzo di malta di calce". Tale constatazione ci rimanda quindi alla definizione dei relativi parametri meccanici riportati nella tabella C8.5.1 in [17], che sono successivamente particolareggiati in funzione di opportuni coefficienti correttivi ed in relazione al livello di conoscenza ottenuto del manufatto. Il rilievo condotto in data 26 Novembre 2018 avvalora fortemente la seguente assunzione, come è possibile vedere nelle immagini a seguire, che mostrano la stratificazione supposta nei 4 prospetti dell'edificio (Figura 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4).



Figura 5.1: Prospetto Sud del castello di Serralunga d'Alba.



Figura 5.2: Prospetto Nord del castello di Serralunga d'Alba.



Figura 5.3: Prospetto Est castello di Serralunga d'Alba.



Figura 5.4: Prospetto Ovest castello di Serralunga d'Alba.

### La circolare [17] fornisce quindi i seguenti parametri meccanici, riportati nella Tabella 5.1.

	$f_{ m m}$	$\tau_0$	Е	G	w	
Tipologia di muratura	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	
	Min-max	min-max	min-max	min-max		
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre	100	2,0	690	230		
erratiche e irregolari)	180	3,2	1050	350	19	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato	200	3,5	1020	340		
spessore e nucleo interno	300	5,1	1440	480	20	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500		
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	380	7,4	1980	660	21	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite,	140	2,8	900	300		
ecc.)	240	4,2	1260	420	16	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780		
Muratura a bioceni iapidei squadrati	800	12,0	3200	940	22	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400		
Muratura in mattorn piem e marta di carce	400	9,2	1800	600	18	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	500	24	3500	875		
(es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	800	32	5600	1400	15	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <	400	30,0	3600	1080		
45%)	600	40,0	5400	1620	12	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti	300	10,0	2700	810		
verticali a secco (perc. foratura < 45%)	400	13,0	3600	1080	11	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa	150	9,5	1200	300		
(perc. foratura tra 45% e 65%)	200	12,5	1600	400	12	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	300	18,0	2400	600		
(foratura < 45%)	440	24,0	3520	880	14	

Tabella 5.1: Parametri meccanici "muratura in mattoni pieni e malta di calce" in [17].

In seguito alle limitate indagini in-situ condotte, che han permesso solo visivamente di determinare la tipologia muraria ed indagare i dettagli costruttivi del castello, si è deciso cautelativamente di assumere un Livello di Conoscenza LC1, che come suggerito dalla circolare precedentemente citata, ci

porta a scegliere i seguenti parametri meccanici, tra i valori suggeriti per la tipologia prescelta nella Tabella 5.1:

- Resistenze: il valore minimo degli intervalli riportati in Tabella 5.1;
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella Tabella 5.1.

Nelle analisi condotte si utilizzano quindi i parametri meccanici riassunti in Tabella 5.2.

Resistenza media a compressione della muratura	$f_{m}$	240 N/cm <sup>2</sup>
Resistenza media a taglio della muratura	$\tau_0$	6 N/cm <sup>2</sup>
Valore medio del modulo di elasticità normale	Е	$1500 \ N/mm^2$
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	G	$500 \ N/mm^2$
Peso specifico medio della muratura	W	$18 \ kN/m^3$

Tabella 5.2: Parametri meccanici "muratura in mattoni pieni e malta di calce" per LC1.

I valori sopraindicati da [17], fanno riferimento a murature storiche che presentano delle malte di caratteristiche scadenti, giunti non particolarmente sottili e paramenti murari scollegati data l'assenza di elementi di connessione o ammorsamento che potrebbero garantire il giusto ingranamento tra i maschi murari. In virtù di questa assunzione, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti in [17], fornisce anche la possibilità di adottare dei coefficienti moltiplicativi (Tabella 5.3) che possano fornire una più fedele rappresentazione dei parametri meccanici.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessio ne 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 paramen-to 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

Tabella 5.3: Tabella C8A.2.2 in [17].

Nel caso del Castello di Serralunga d'Alba si assumono i seguenti fattori correttivi:

- Connessione trasversale (fattore applicabile solo ai parametri di resistenza della muratura);
- Nucleo scadente e/o ampio (fattore applicabile solo ai parametri di resistenza e deformabilità della muratura): assunzione dovuta alle eccessive dimensioni dei maschi murari che variano dai 2,2 metri alla base del castello sino ad 1,7 metri nei successivi piani. In maniera cautelativa quindi, si assume tale fattore riduttivo per tenere conto della possibilità di eventuale materiale scadente disposto nel nucleo del maschio murario.

Come conseguenza di ciò i parametri meccanici risultano ulteriormente modificati, poiché saranno amplificati per un fattore 1.3 e ridotti per un coefficiente 0.7 (Tabella 5.4).

Resistenza media a compressione della muratura	$f_{m}$	$218.4  N/cm^2$
Resistenza media a taglio della muratura	$\tau_0$	$5.46 \ N/cm^2$
Valore medio del modulo di elasticità normale	Е	$1500  N/mm^2$
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	G	$500 \ N/mm^2$
Peso specifico medio della muratura	W	$18 \ kN/m^3$

Tabella 5.4: Parametri meccanici definitivi della "muratura in mattoni pieni e malta di calce".

In funzione del livello di conoscenza, tali parametri meccanici devono essere scalati di un ulteriore coefficiente denominato fattore di confidenza (Tabella 5.5), che tiene conto di una aleatorietà dei parametri assunti in assenza di oculate analisi esaustive sul manufatto. Per il caso in esame, avendo un livello di conoscenza LC1, si assume un FC pari a:

$$FC = 1.35$$

Tale valore del fattore di confidenza è stato desunto da quanto prescritto nel §.5.4. in [17], e muove in accordo anche con quanto espresso nel §4.2 in [15] (Tabella 5.6) dove si ottengono i seguenti parametri:

- $F_{C1} = 0.05$  in accordo al "rilievo geometrico completo" effettuato;
- $F_{C2} = 0.12$  in accordo alle "indagini documentarie e tematiche" svolte al fine di ottenere una ricostruzione delle fasi costruttive della struttura;
- $F_{C3} = 0.12$  in accordo ai valori dei parametri meccanici desunti dalla Tabella C8A.2.2. in [17];
- $-F_{C4} = 0.06$  in accordo alle "limitate indagini sul terreno e le fondazioni", poiché le informazioni sono state desunte da fonti storiche.

$$F_C = 1 + \sum_{K=1}^{4} F_{Ck} = 1 + 0.05 + 0.12 + 0.12 + 0.06 = 1.35$$

Resistenza media a compressione della muratura	$f_{m}$	$161.78  N/cm^2$
Resistenza media a taglio della muratura	$\tau_0$	$4.05 \ N/cm^2$
Valore medio del modulo di elasticità normale	Е	$1500  N/mm^2$
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	G	$500 \ N/mm^2$
Peso specifico medio della muratura	W	$18 \ kN/m^3$

Tabella 5.5: Parametri meccanici definitivi della "muratura in mattoni pieni e malta di calce" scalati del fattore di confidenza FC.

Rilievo geometrico	identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo	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)	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni
F <sub>C1</sub> = 0.05	$F_{C2} = 0.12$	$F_{C3} = 0.12$	$F_{C4} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{\rm Cl} = 0$	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 <sub>C2</sub> = 0.06	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali F <sub>C3</sub> = 0.06	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni F <sub>C4</sub> = 0.03
	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) $F_{\rm C2}=0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{\rm G3}=0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{\rm C4}=0$

Tabella 5.6: Determinazione del fattore di confidenza sulla base di [15].

Le caratteristiche meccaniche della muratura sono scalata inoltre, durante le verifiche, di un coefficiente di sicurezza  $\gamma_{M}$ , che assumerà valore diverso a seconda se si considerano delle verifiche dinamiche o statiche:

 $\gamma_M = 2$  Verifiche Dinamiche  $\gamma_M = 3$  Verifiche Statiche

## 5.2. Analisi delle tipologie di orizzontamenti del castello.

I rilievi effettuati hanno permesso di definire la tipologia di orizzontamenti, di interpiano e di copertura, presenti nel castello, in modo da poter effettuare una precisa analisi dei carichi agenti sulla struttura.

Per quanto concerne gli orizzontamenti di interpiano si riscontrano tre tipologie principali:

Solaio realizzato mediante l'utilizzo di una volta a botte.

Le dimensioni, in altezza e larghezza, variano a seconda dello spazio coperto, ma è stato assunto, per tutte le volte, che l'intero pacchetto di solaio presenti uno spessore di 60 cm nella linea di chiave. Tale assunzione, deriva da una misurazione diretta effettuata durante il rilievo nella sala del piano terzo della torre quadrata, dove vi è una scala lignea che taglia nel punto di colmo la volta che costituisce l'orizzontamento tra il terzo ed il quarto livello della torre (Figura 5.5).

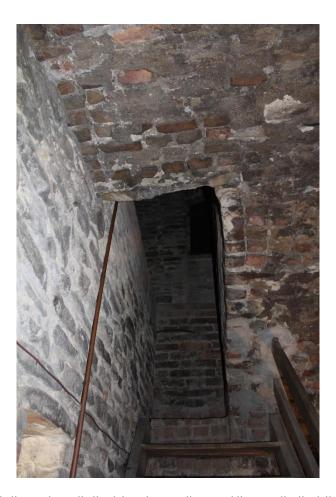


Figura 5.5: Scala lignea che taglia il solaio voltato tra il terzo ed il quarto livello della torre quadrata.

In tale spessore di solaio si possono riscontare i seguenti strati (Figura 5.6), supposti sulla base di [12], [13] e [14]:

- Strato di mattoni pieni di dimensioni 6x25x12 cm che costituiscono la parte resistente della volta in muratura;
- Riempimento in terra e pietrame di altezza pari a 36 cm nella zona di colmo e variabile a mano a mano che ci si avvicina alle zone di imposta della volta;

- Malta di irrigidimento di spessore 4 cm per permettere la posa del soprastante pacchetto di calpestio;
- Malta di sottofondo di spessore 6 cm per permettere la posa del piano di calpestio;
- Piano di calpestio realizzato con mattoni in cotto 20x20x2 cm.

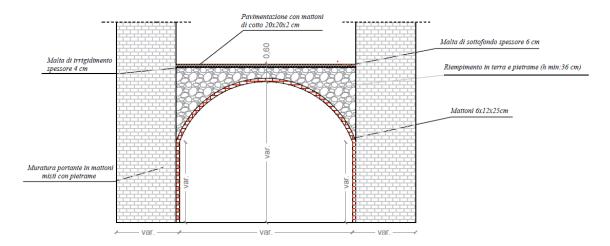


Figura 5.6: Esempio di solaio voltato.

- Solaio realizzato mediante l'utilizzo di una cupola (Figura 5.7).

La cupola rappresenta il solaio dei vari livelli della torre circolare, fatta eccezione per il piano terra, caratterizzato da una scala che lo collega con il piano primo, ed il piano primo che presenta un solaio ligneo a duplice orditura. Le dimensioni, in altezza e larghezza, variano a seconda dello spazio coperto, ma è stata assunto, per tutte le cupole, che l'intero pacchetto di solaio presenti uno spessore di 60 cm nella linea di colmo, in funzione delle osservazioni riportate precedentemente per la volta a botte. In tale spessore di solaio si può quindi riscontare la medesima stratificazione elencata precedentemente per gli orizzontamenti voltati (Figura 5.8).



Figura 5.7: Cupola al secondo piano del castello.

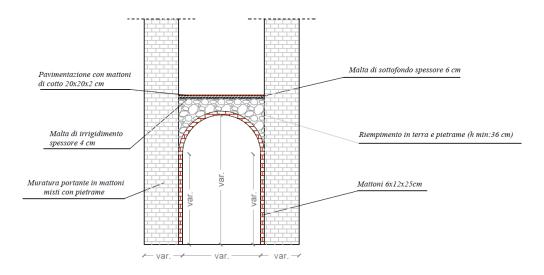


Figura 5.8: Esempio di solaio con cupola

Solaio ligneo a triplice orditura (Figura 5.9 e Figura 5.10).

Tale solaio costituisce l'orizzontamento tra il primo ed il secondo piano del castello e costituisce, al contempo, un importante elemento di decoro per il piano nobile del fabbricato, situato appunto al primo piano. Gli elementi che costituiscono tale orditura sono:

- Trave principale in legno nazionale di sezione 30x68 cm disposta ad interasse 175cm e con ammorsamento di 35 cm nella muratura;
- Travetti di legno disposti al di sopra della trave principale lungo la direzione maggiore del solaio, di sezione 10x8 cm ed interasse 45 cm;
- Listelli di legno disposti nella direzione minore del solaio a completare la triplice orditura, di sezione 4x5 cm ed interasse 11 cm;
- Tavolato ligneo di spessore 3 cm;
- Malta di irrigidimento di spessore 4 cm per permettere la posa del soprastante pacchetto di calpestio;
- Malta di sottofondo di spessore di 6 cm per permettere la posa del piano di calpestio;
- Piano di calpestio realizzato con mattoni in cotto 20x20x2 cm.



Figura 5.9: Solaio ligneo a triplice orditura nel piano nobile del castello.



Figura 5.10: Particolare della triplice orditura del solaio ligneo nel piano nobile.

Solaio ligneo a doppia orditura (Figura 5.11).

Tale solaio costituisce l'orizzontamento tra il primo ed il secondo piano della torre circolare. Gli elementi che costituiscono tale orditura sono:

- Travi principali in legno di sezione 15x20 cm disposte ad interasse 70 cm ed ammorsamento di 15 cm nella muratura;
- Listelli in legno di sezione 5x5 cm disposti ortogonalmente alle travi principali ad interasse 20 cm;
- Tavolato ligneo di spessore 3 cm;
- Malta di irrigidimento di spessore 4 cm per permettere la posa del soprastante pacchetto di calpestio;
- Malta di sottofondo di spessore di 6 cm per permettere la posa del piano di calpestio;
- Piano di calpestio realizzato con mattoni in cotto 20x20x2 cm.



Figura 5.11: Solaio ligneo a doppia orditura al primo piano della torre circolare.

Solaio ligneo a semplice orditura (Figura 5.12).

Tale solaio costituisce l'orizzontamento tra il primo piano e la copertura del salone delle guardie, nell'edificio del XV secolo adiacente al castello. Gli elementi che costituiscono tale orditura sono:

- Travi in legno con sezione 30x26 cm poste ad interasse 207 cm e con un ammorsamento di 15 cm nella muratura;
- Tavolato ligneo di spessore 3 cm;
- Malta di irrigidimento di spessore 4 cm.



Figura 5.12: Solaio ligneo a semplice orditura al primo piano nell'edificio del XV secolo.

Infine, per quanto concerne gli orizzontamenti di copertura si riscontra un'unica tipologia, la capriata lignea (Figura 5.13), utilizzata sia per la copertura del castello, che per le due torri. Tali elementi di copertura sono stati ristrutturati e/o ricostruiti durante le fasi di restauro tra il 1952 ed il 1958, ed attraverso un sistema di catena, puntoni, monaco ed arcarecci sorreggono un manto di copertura realizzato in tegole.



Figura 5.13: Capriata lignea utilizzata per la copertura della torre quadrata.

## 5.3. Valutazione delle masse connesse agli orizzontamenti.

### 5.3.1. Orizzontamenti piano sotterraneo.

Dalla comparazione tra fotografie (Figura 5.14 e Figura 5.15) del 1851 e 1920, con le foto effettuate nel rilievo del 26 Novembre 2018, è stato possibile osservare che il Castello di Serralunga d'Alba presenta effettivamente un ulteriore piano sotto l'attuale piano terra visitabile. La presenza di questi ulteriori vani, attualmente inagibili, è stata documentata in [8] che all'atto della descrizione del palazzo riporta:

"il palacium è l'edificio principale, costruito a forma di blocco compatto e allungato, costituito da ampie sale sovrapposte (ciascuna di circa 80 m²): il sotterraneo profondo (non agibile), la cantina voltata, l'aula pubblica di rappresentanza a livello del cortile, anche con funzione di cappella del castello, la sala residenziale al piano superiore (con latrina in spessore di muro), il cammino di ronda sommitale, protetto da merli e poi coperto da tetto" [8].

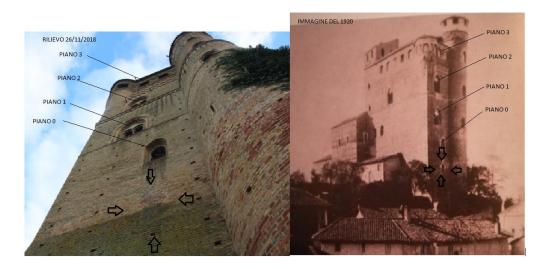


Figura 5.14: Comparazione tra fotografia del 1920 e rilievo del 26 Novembre 2018.



Figura 5.15: Comparazione tra fotografia del 1851 e rilievo del 26 Novembre 2018.

Sulla base quindi di queste informazioni, anche se in fase di rilievo non è stato possibile visitare questi locali essendo inagibili, è stata supposta la loro presenza tenendo fede a quanto espresso in [8] e si è andati, quindi, ad ipotizzare che tale sotterraneo profondo presenti una copertura voltata come è possibile riscontrarla in tutti i livelli del castello eccezion fatta per il piano nobile al primo piano. Sono state quindi attribuite a tale orizzontamento le stesse caratteristiche degli altri solai con volta a botte e si è proceduto al calcolo delle masse agenti in tale solaio. Come è possibile vedere dalla pianta del sotterraneo (Figura 5.16), le stanze presenti sono tre:

- Il salone principale (solaio II), inagibile e supposto voltato con volta a botte in analogia a tutte le altre sale ad esso sovrapposte;
- Lo spazio racchiuso nella torre circolare (solaio I2), nella quale è presente un pozzo (Figura 5.17) come è stato possibile indagare in fase di rilievo. Tale spazio è coperto da una cupola analogamente al piano secondo e terzo del castello;
- La cisterna (solaio I3), utilizzata per raccogliere l'acqua piovana, indagata a partire dal piano terra e priva di un orizzontamento poiché risulta tuttora colma d'acqua (Figura 5.18).

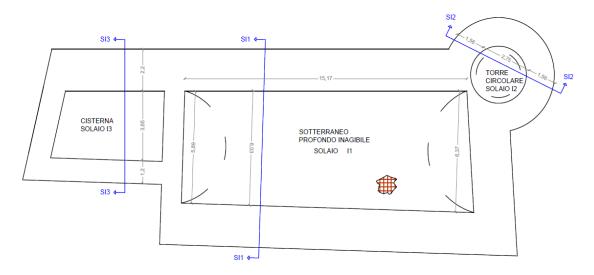


Figura 5.16: Pianta sotterraneo profondo.

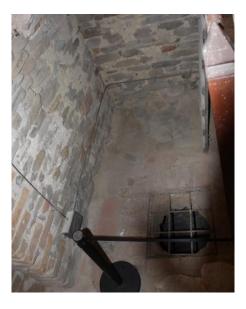


Figura 5.17: Foro del pozzo che lascia intravedere, dal piano terra, il locale all'interno della torre circolare nel sotterraneo.



Foto 5.18: Vista della cisterna dal piano terra che mette in luce la presenza di un battente d'acqua e quindi l'assenza di un solaio intermedio tra il sotterraneo ed il piano terra.

Nel calcolo delle masse relative ai singoli solai, si considera un carico d'esercizio Q equivalente al carico attribuito in [16] nella Tabella 3.1.II (Tabella 4.2) agli "ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei...", e quindi ricadenti nella Categoria C3, essendo il castello di Serralunga d'Alba un fabbricato adibito a museo dalla Barolo & Castles Foundation.

La determinazione delle masse agenti, a partire dalla pianta (Figura 5.16) e mediante le sezioni dei singoli orizzontamenti (Figura 5.19, 5.20 e 5.21) è esposta nelle tabelle a seguire (Tabella 5.7 e Tabella 5.8) per gli orizzontamenti I1 ed I2.

#### Solaio I1

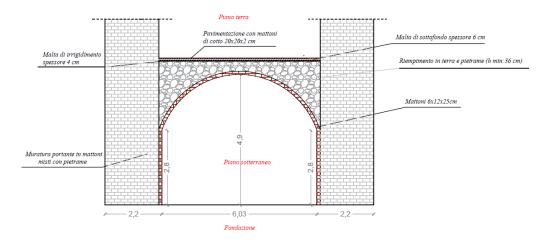


Figura 5.19: Sezione SI1 rappresentata nella pianta e caratterizzante il salone principale inagibile.

SOLAIO I1 (volta a botte) PIANO SOTTERRANEO (- 1) CORPO DEL CASTELLO Sala inagibile								
Carico d'esercizio [kN/m²]  Peso specifico [kN/m³]  Area d'influenza [m²]  Lunghezza pianta [m]  Dimensione arco [m]  Spessore [m]  Elemento								
Mattoni volta 6x12x25 cm	0.12	8.23	15.45	-	18	-	274.48	
Intonaco	0.02	8.23	15.45	-	20	-	38.12	
Riempimento in terra e pietrame	Var.	_	15.45	6.31	16	-	1559.21	
Malta di irrigidimento	0.04	-	-	94.83	19	-	72.07	
Malta di sottofondo	0.06	-	-	94.83	19	-	108.11	
Pavimento in cotto	0.02	_	-	94.83	20	-	37.93	
Carico variabile Q (Cat. C3)	-	_	-	94.83	-	5	474.15	

Tabella 5.7: Carichi associati al salone principale inagibile I1.

### Solaio 12

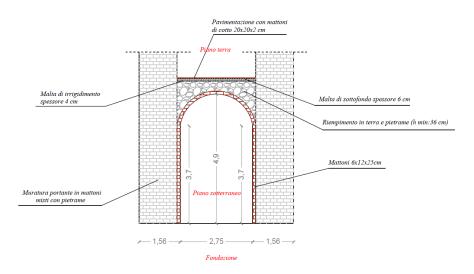


Figura 5.20: Sezione SI2 rappresentata nella pianta e caratterizzante la sala del pozzo nella torre circolare.

SOLAIO 12 (cupola) PIANO SOTTERRANEO (- 1) TORRE CIRCOLARE Pozzo								
Carico d'esercizio [kN/m²]  Peso specifico [kN/m³]  Area d'influenza [m²]  Diametro [m]  Dimensione arco [m]  Spessore [m]								
Mattoni volta 6x12x25 cm	0.12	4.49	3.00	-	18	-	29.10	
Intonaco	0.02	4.49	3.00	-	20	-	4.04	
Riempimento in terra e pietrame Var 3.00 2.31 16 - 111.02								
Malta di irrigidimento	0.04	-	-	7.07	19	-	5.37	

Malta di sottofondo	0.06	-	-	7.07	19	-	8.06
Pavimento in cotto	0.02	-	-	7.07	20	-	2.83
Carico variabile Q (Cat. C3)	-	-	-	7.07	-	5	35.34

Tabella 5.8: Carichi associati alla sala del pozzo nella torre circolare I2.

#### Solaio I3

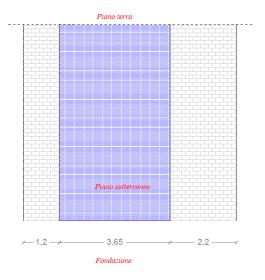


Figura 5.21: Sezione SI3 rappresentata nella pianta e caratterizzante il locale della cisterna.

Come è possibile vedere nella figura soprastante non è presente un orizzontamento intermedio.

Si riassumono nella Tabella 5.9 i carichi permanenti G ed i carichi variabili Q associati agli orizzontamenti del sotterraneo al livello -1 ed il peso specifico dei due solai, utile per le successive valutazioni nel livello di analisi LV1.

	PIANO SOTTERRANEO (-1)									
Elemento	Area solaio [m²]	Spessore solaio [m]	Carico permanente G [kN]	Carico variabile Q [kN]	Peso specifico G+Q [Kn/m³]					
Solaio I1	94.83	1.58	2089.93	474.15	17.11					
Solaio I2	7.07	1.15	160.42	35.34	24.19					

Tabella 5.9: Carichi permanenti G e variabili Q relativi al piano sotterraneo (-1).

## 5.3.2. Orizzontamenti piano terra.

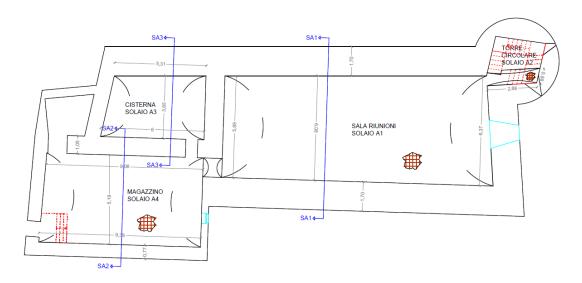


Figura 5.22: Pianta piano terra.

L'accesso al piano terra del castello avviene attraverso una porta posta in corrispondenza del lato Sud dell'edificio del XV secolo. Tale piano, utilizzato in antichità come magazzino per la raccolta delle derrate alimentari che gli abitanti dovevano al signore della borgata, attualmente presenta quattro distinti vani indagati accuratamente in fase di rilievo ed adibiti ad un differente uso. Come è possibile vedere dalla pianta (Figura 5.22) di tale livello, è possibile distinguere i seguenti ambienti:

La sala d'ingresso nell'edificio del XV secolo (solaio A4), anticamente utilizzata come magazzino, ma attualmente sfruttata come sala per la gestione delle forniture elettriche nelle varie stanze del castello. Tale ambiente presenta una pavimentazione in cotto ed un orizzontamento con volta a botte (Figura 5.23) che suddivide il corpo di fabbrica quattrocentesco nei due piani. La volta presenta un'imposta a quota 3.58 metri ed un'altezza all'intradosso del concio di chiave di 5.44 metri ed è stata realizzata seguendo la stratificazione documentata nel §5.2.



Figura 5.23: Sala voltata adibita anticamente a magazzino al piano terra del castello.

La cisterna (Figura 5.24) per la raccolta delle acque piovane, adiacente al lato destro del magazzino, accessibile visivamente da una finestra interna al magazzino ed appartenente al corpo trecentesco del castello. La superficie (solaio A3) risulta chiusa mediante l'utilizzo di una volta a botte che sorregge la pavimentazione esterna in porfido che fa da ingresso per la sala nobile del castello. Dalla figura sottostante è inoltre possibile notare come vi sia una piccola apertura nell'estremo Sud-Ovest della cisterna che permette la raccolta dell'acqua dal piano signorile del castello mediante un secchio collegato ad una carrucola (Figura 5.25).



Figura 5.24: Superficie voltata della cisterna.



Figura 5.25: Secchio con carrucola per l'approvvigionamento di acqua nel piano nobile del castello.

Al terzo ambiente (solaio A1), nonché sala principale di questo piano terra, vi si accede attraverso una porta posta all'estremo Ovest della parete Nord del magazzino. Anticamente utilizzata come cantina, ed accessibile anche da una scala presente nella torre circolare, attualmente tale spazio è stato adibito dalla Barolo&Castles Foundation come sala riunioni.

L'ambiente, interamente voltato, presenta un'altezza massima di 5.44 metri all'intradosso ed un'imposta posta a quota 3.12 metri (Figura 5.26).



Figura 5.26: Sala riunioni posta al piano terra del castello (solaio A1).

Lo spazio racchiuso nella torre circolare (solaio A2) è caratterizzato prevalentemente da una scala che si poggia sui quattro lati del quadrilatero ricavato all'interno di tale circonferenza, permettendo in tal modo il collegamento tra la cantina e la sala nobile al primo piano (Figura 5.27 e 5.28). Si può notare inoltre la presenza di un pozzo, protetto con una grata, ed anticamente usato con ogni probabilità come elemento di tortura per i condannati. Il pianerottolo posto alla quota del primo piano è stato realizzato mediante l'utilizzo di una sottile volta ribassata (Figura 5.29).



Figura 5.27: Scala di collegamento tra piano terra e primo piano all'interno della torre circolare.



Figura 5.28: Particolare costruttivo della scala.



Figura 5.29: Volta ribassata che funge da pianerottolo per il piano primo del castello.

La determinazione delle masse agenti, a partire dalla pianta (Figura 5.22) e mediante le sezioni dei singoli orizzontamenti (Figura 5.30, 5.32, 5.33 e 5.34) è esposta nelle tabelle a seguire (Tabella 5.10, 5.11, 5.12 e 5.13) per gli orizzontamenti A1, A2, A3 ed A4, tenendo conto anche del corrispondente carico d'esercizio Q definito precedentemente in Tabella 4.2. La massa connessa alla scala (Tabella 5.14) è stata invece determinata considerando in questo caso un carico d'esercizio Q corrispondente alla categoria C2 (Tabella 4.2).

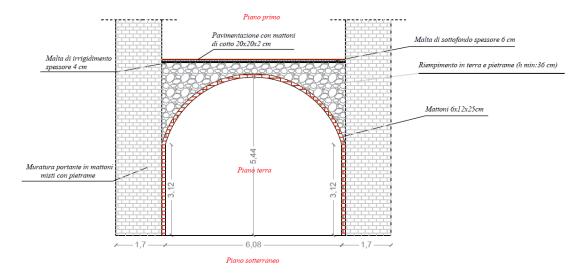


Figura 5.30: Sezione SA1 rappresentata nella pianta e caratterizzante la sala riunioni nel piano terra del castello.

SOLAIO A1 (volta a botte) PIANO TERRA (0) CORPO DEL CASTELLO Cantina/Sala riunioni										
Elemento	Spessore [m]	Dimensione arco [m]	Lunghezza pianta [m]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]			
Mattoni volta 6x12x25 cm	0.12	8.57	15.45	-	18	-	286.00			
Intonaco	0.02	8.57	15.45	-	20	-	39.72			
Riempimento in terra e pietrame	Var.	-	15.45	6.50	16	-	1606.80			
Malta di irrigidimento	0.04	-	-	94.83	19	-	72.07			
Malta di sottofondo	0.06	-	-	94.83	19	-	108.11			
Pavimento in cotto	0.02	-	-	94.83	20	-	37.93			
Carico variabile Q (Cat. C3)	-	-	-	94.83	-	5	474.15			

Tabella 5.10: Carichi associati al solaio A1 della sala riunioni nel piano terra.

Nel calcolo della dimensione dell'arco della volta, come anche nella valutazione della lunghezza in pianta e dell'area d'influenza, si è tenuto conto della differenza di lunghezza e di inclinazione dei lati della sala che fanno sì che l'ambiente non risulti delimitato da un rettangolo, ma da un quadrilatero irregolare. A tal fine per la dimensione dell'arco si è calcolata tale lunghezza sia nel lato di 5.89 metri sia nel lato opposto di dimensione 6.37 metri e si è preso il valore medio associato ai due archi di inizio e fine della volta a botte. Analogamente per la lunghezza, data la diversa inclinazione dei due lati, si è proceduto a prendere il valore medio dei due lati principali. Infine, la valutazione dell'area d'influenza è stata condotta considerando le aree occupate dal riempimento in terra e pietrame nei due distinti archi considerati ed è stata determinata quindi una quantità media (Figura 5.31).

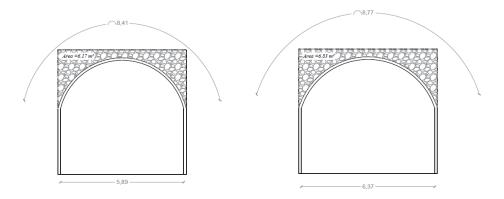


Figura 5.31: Archi di inizio e fine volta a botte del solaio A1.



Figura 5.32: Sezione della volta ribassata nella torre circolare del piano terra.

	SOLAIO A2 (volta ribassta) PIANO TERRA (0) TORRE CIRCOLARE										
Elemento	Spessore [m]	Dimensione arco [m]	Lunghezza pianta [m]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]				
Mattoni in sezione solaio	-	-	0.88	0.50	18	-	7.92				
Intonaco	0.02	2.88	0.88	-	20	-	0.76				
Malta di sottofondo	0.04	-	-	2.39	19	-	1.82				
Pavimento in cotto	0.02	-	-	2.39	20	-	0.96				
Carico variabile Q (Cat. C3)	-	-	-	2.39	-	5	11.95				

Tabella 5.11: Carichi associati al solaio A2 della torre circolare.

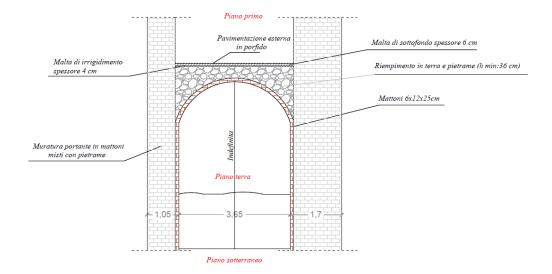


Figura 5.33: Sezione SA3 rappresentata nella pianta e caratterizzante la cisterna nel piano terra del castello.

SOLAIO A3 (volta a botte) PIANO TERRA (0) CORPO DEL CASTELLO Cisterna										
Elemento	Spessore [m]	Dimensione arco [m]	Lunghezza pianta [m]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]			
Mattoni volta 6x12x25 cm	0.12	4.66	6.62	-	18	-	66.63			
Intonaco	0.02	4.66	6.62	-	20	-	9.25			
Riempimento in terra e pietrame	Var.	-	6.62	2.97	16	-	314.58			
Malta di irrigidimento	0.04	_	-	23.89	19	-	18.16			
Malta di sottofondo	0.06	_	-	23.89	19	-	27.23			
Pavimento in porfido	0.02	_	-	23.89	30	-	14.33			
Carico variabile Q (Cat. C3)	-	-	-	23.89	-	5	119.45			

Tabella 5.12: Carichi associati al solaio A3 della cisterna nel piano terra.

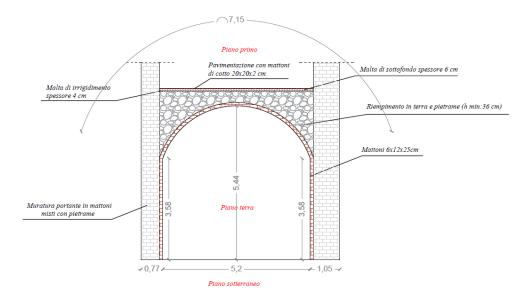


Figura 5.34: Sezione SA2 rappresentata nella pianta e caratterizzante il magazzino nel piano terra del castello.

SOLAIO A4 (volta a botte)  PIANO TERRA(0) EDIFICIO XV SECOLO  Magazzino										
Elemento	Spessore [m]	Dimensione arco [m]	Lunghezza pianta [m]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]			
Mattoni volta 6x12x25 cm	0.12	7.15	9.23	-	18	-	142.55			
Intonaco	0.02	7.15	9.23	-	20	-	19.80			
Riempimento in terra e pietrame	Var.	-	9.23	4.94	16	-	729.54			
Malta di irrigidimento	0.04	-	ı	47.83	19	-	36.35			
Malta di sottofondo	0.06	_	-	47.83	19	-	54.53			
Pavimento in cotto	0.02	-	-	47.83	20	-	19.13			
Carico variabile Q (Cat. C3)	-	-	-	47.83	-	5	239.15			

Tabella 5.13: Carichi associati al solaio A4 del magazzino nell'edificio del XV secolo nel piano terra del castello.

	SCALA TRA LIVELLO 0 E LIVELLO 1 PIANO TERRA (0) TORRE CIRCOLARE Scala												
Elemento	Alzata [m]	Pedata [m]	Nº gradini [-]	Nº pianerottoli [-]	Lunghezza [m]	Larghezza [m]	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]			
Gradino in mattoni	0.21	0.26	28	-	-	0.88	-	18	-	12.11			
Pianerottolo in mattoni	-	-	-	7	0.88	0.88	0.12	18	-	11.71			
Volta rampante in 19.47 0.88 0.12 18 - 37.01 mattoni													
Carico variabile Q (Cat.C2)	-	-	-	-	19.47	0.88	-	-	4	68.53			

Tabella 5.14: Carichi associati alla scala tra il livello 0 ed il livello 1 presente nella torre circolare.

Si riassumono (Tabella 5.15) i carichi permanenti G ed i carichi variabili Q associati agli orizzontamenti sopra il piano terra, al livello 0, con il relativo peso specifico utile per le analisi LV1.

		PIANO TEI	RRA (0)		
Elemento	Area solaio [m²]	Spessore solaio [m]	Carico permanente G [kN]	Carico variabile Q [kN]	Peso specifico G+Q [Kn/m³]
Solaio A1	94.83	1.70	2150.63	474.15	16.33
Solaio A2	2.39	0.30	11.45	11.95	32.64
Solaio A3	23.89	1.27	450.20	119.45	18.78
Solaio A4	47.83	1.53	1001.89	239.15	16.96

Tabella 5.15: Carichi permanenti G e variabili Q relativi al piano terra (0).

## 5.3.3. Orizzontamenti piano primo.

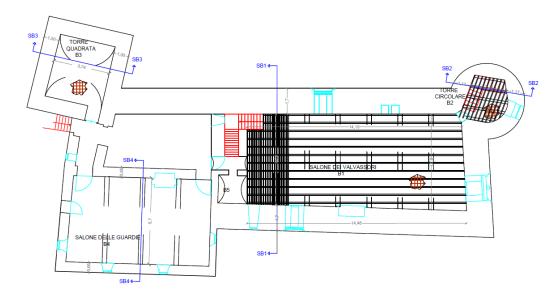


Figura 5.35: Pianta piano primo.

Il primo piano (Figura 5.35) rappresenta il piano nobile del Castello di Serralunga d'Alba e vi si accede dopo aver superato un piccolo ponte levatoio che aveva lo scopo di proteggere il castello da eventuali attacchi esterni (Figura 5.36).



Figura 5.36: Ingresso piano primo.

Tale livello consta di cinque diversi ambienti, due esterni e tre interni al castello:

 La prima sala (solaio B3) situata all'interno della torre quadrata, è accessibile da una porta esterna e non presenta collegamenti interni con il corpo principale del castello. Tale ambiente duecentesco presenta una volta a botte a copertura con imposta a quota 3.37 metri ed altezza massima all'estradosso di 4.97 metri; La seconda sala (solaio B4), anch'essa accessibile solo esternamente, è il primo ed ultimo piano della struttura aggiunta nel XV secolo. Tale sala, usata un tempo come sala delle guardie, presenta al proprio interno un camino e diverse aperture nei tre lati esterni che permettono di controllare la zona circostante. Il solaio di copertura (Figura 5.37) è un orizzontamento ligneo a semplice orditura che separa l'ambiente circostante dalla capriata soprastante di copertura.



Figura 5.37: Solaio di copertura primo piano edificio del XV secolo.

Il terzo ambiente (solaio B1) rappresenta la sala nobile del castello di Serralunga d'Alba. Essa è un salone unico coperto con un solaio ligneo a triplice orditura (Figura 5.38) che dona pregio allo spazio. Tale orizzontamento è stato realizzato mediante l'utilizzo di 6 imponenti travi in legno nazionale di sezione 30x68 cm che presentano delle caratteristiche forme nei punti di ammorsamento con le mura circostanti. Il solaio è completato mediante l'utilizzo di due ulteriori orditure fra di esse ortogonali, dei travetti di sezione 10x8 cm disposti ad interasse 45 cm, e dei listelli di dimensione minore che si susseguono ogni 11 cm, che forniscono il reticolato di appoggio per il tavolato ligneo soprastante.



Figura 5.38: Sala nobile al primo piano del Castello di Serralunga d'Alba.

All'interno della sala nobiliare è possibile notare un quarto e minuscolo ambiente, una nicchia, decorata con immagini votive (Figura 5.39), che rappresentava il luogo di culto del castello. Tale ambiente presenta un'altezza minore rispetto agli altri, poiché nella parte soprastante alla volta vi è la scala che collega al piano superiore (Figura 5.40 e Figura 5.41). Una scala di particolari caratteristiche costruttive, poiché presenta una serie di voltine ribassate sopra ogni gradino che ripartiscono i carichi tra le due pareti di muratura laterali.



Figura 5.39: Nicchia votiva al primo piano del Castello.



Figura 5.40: Rampa esterna della scalinata che collega il primo piano del castello con il secondo.



Figura 5.41: Particolare costruttivo delle volte che ripartiscono i carichi tra le due pareti in muratura nella scala che collega il primo al secondo piano del castello.

L'ultimo ambiente presente in tale piano è la piccola sala presente all'interno della torre circolare (solaio B2). Tale spazio infatti è prevalentemente occupato dalla scalinata che lo congiunge al livello inferiore e consta quindi esclusivamente di un piccolo passaggio che permette di accedere ad una finestra. Il solaio di copertura è ligneo, ma a duplice orditura in questo caso. Realizzato mediante l'utilizzo di travi di sezione 15x20 cm poste ad interasse di 70 cm e sormontate da piccoli travetti che fungono da base per il tavolato ligneo soprastante (Figura 5.42).



Figura 5.42: Solaio di copertura del primo piano della torre circolare.

La determinazione delle masse agenti, a partire dalla pianta (Figura 5.35) e mediante le sezioni dei singoli orizzontamenti (Figura 5.43, 5.44, 5.45 e 5.46) è esposta nelle tabelle a seguire (Tabella 5.16, 5.17, 5.18 e 5.19) per gli orizzontamenti B1, B2, B3 e B4, tenendo conto anche del corrispondente carico d'esercizio Q definito precedentemente in Tabella 4.2.

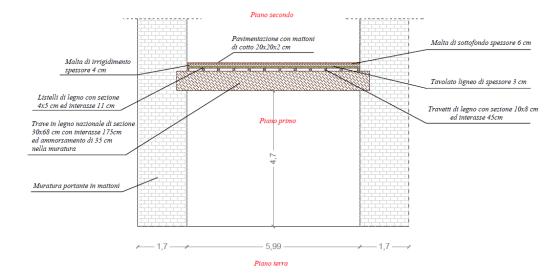


Figura 5.43: Sezione SB1 rappresentata nella pianta e caratterizzante il piano nobile nel primo piano del castello.

			(1) CO	neo a trip					
	Т	Т	Sala I	Vobile	ī	I	1	1	
Elemento	Spessore [m]	Altezza [m]	Base [m]	Lunghezza media  [m]	N° elementi [-]	Area influenza [m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]
Trave principale in legno	-	0.68	0.30	6.15	6	-	7	-	52.69
Travetti in legno	-	0.08	0.10	14.3	12	-	7	-	9.62
Listelli in legno	-	0.04	0.04	6.1	130	-	7	-	11.22
Tavolato ligneo	0.03	-	-	-	-	87.11	7	-	18.89
Malta di irrigidimento	0.04	-	-	-	-	87.11	19	-	66.20
Malta di sottofondo	0.06	-	-	-		87.11	19	-	99.31
Pavimentazione in cotto	0.02	-	-	-	-	87.11	20	-	34.84
Carico variabili Q (Cat.C3)	-	-	-	-	-	87.11	-	5	435.55

Tabella 5.16: Carichi associati al solaio B1 del piano nobile nel primo piano del castello.

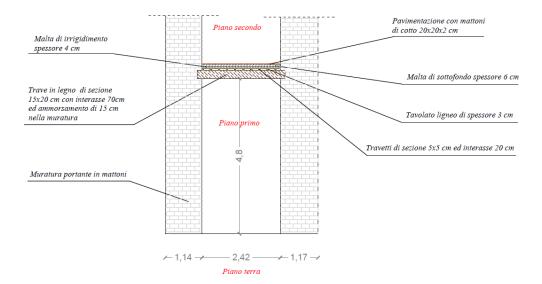


Figura 5.44: Sezione SB2 rappresentata nella pianta e caratterizzante il primo piano della torre circolare.

			aio ligne						
Elemento	Spessore [m]	Altezza [m]	Base [m]	Lunghezza media  [m]	N° elementi [-]	Area influenza [m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]
Trave principale in	-	0.15	0.20	2.37	5	-	7	-	2.49
legno									
Travetti in legno	-	0.05	0.05	2.58	11	-	7	-	0.50
Tavolato ligneo	0.03	-	-	-	-	7.55	7	-	1.59
Malta di irrigidimento	0.04	_	-	-	-	7.55	19	-	5.74
Malta di sottofondo	0.06	-	-	-	-	7.55	19	-	8.61
Pavimentazione in cotto	0.02	-	-	-	-	7.55	20	-	3.02
Carico variabili Q (Cat.C3)	-	-	-	-	-	7.55	ı	5	37.75

Tabella 5.16: Carichi associati al solaio B1 del primo piano della torre circolare.

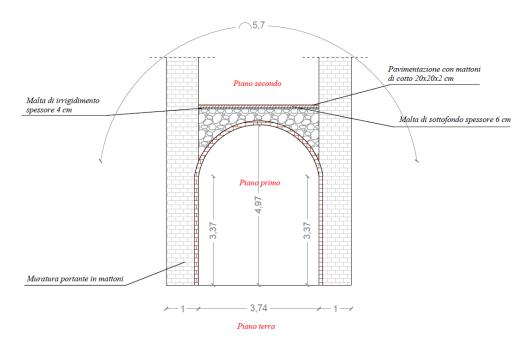


Figura 5.45: Sezione SB3 rappresentata nella pianta e caratterizzante il primo piano della torre quadrata.

	SOLAIO B3 (volta a botte) PIANO PRIMO (1) TORRE QUADRATA										
Elemento	Spessore [m]	Dimensione arco [m]	Lunghezza pianta [m]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio /kN/m²]	Carico [kN]				
Mattoni volta 6x12x25 cm	0.12	5.70	4.20	-	18	-	51.71				
Intonaco	0.02	5.70	4.20	-	20	-	7.18				
Riempimento in terra e pietrame	Var.	-	4.20	2.71	16	-	182.11				
Malta di irrigidimento	0.04	-	-	15.75	19	_	11.97				
Malta di sottofondo	0.06	-	-	15.75	19	_	17.96				
Pavimento in cotto	0.02	-	-	15.75	20	-	6.30				
Carico variabile Q (Cat. C3)	-	-	-	15.75	-	5	78.75				

Tabella 5.17: Carichi associati al solaio B3 del primo piano della torre quadrata.

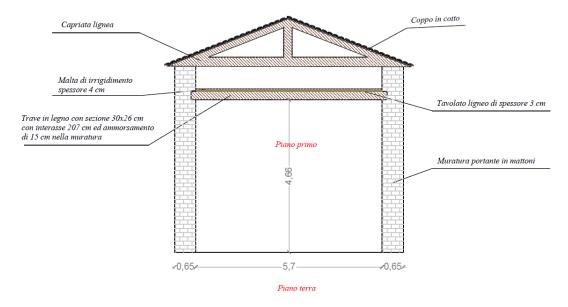


Figura 5.46: Sezione SB4 rappresentata nella pianta e caratterizzante il primo piano dell'edificio del XV secolo.

SOL			IMO (1		IO XV	ditura e SECOL		ta)		
Elemento	Spessore [m]	Altezza [m]	Base [m]	Lunghezza media [m]	N° elementi [-]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]
Trave principale in legno	-	0.26	0.30	5.7	3	-	-	7	-	9.34
Tavolato ligneo	0.03	_	-	-	-	52.99	-	7	_	11.13
Malta di irrigidimento	0.04	-	-	-	-	52.99	-	19	-	40.27
Catena della capriata lignea	-	0.15	0.15	8.15	3	-	-	7	-	3.85
Puntoni della capriata lignea	-	0.15	0.15	4.38	6	-	-	7	-	4.14
Monaco della capriata lignea	-	0.15	0.15	1.30	3	-	-	7	-	0.61
Arcarecci della capriata lignea	-	0.05	0.05	11.90	13	-	-	7	-	2.71
Tegola di copertura	-	-	-	-	-	90.70	0.6	-	-	54.42
Carico variabile Q (Cat. H1)	-	-	-	-	-	7.55	-	-	0.50	3.78

Tabella 5.18: Carichi associati al solaio B4 ed alla copertura dell'edificio del XV secolo.

Si riassumono (Tabella 5.19) i carichi permanenti G ed i carichi variabili Q associati agli orizzontamenti sopra il piano primo, al livello 1, con il relativo peso specifico utile per le analisi LV1.

	PIANO PRIMO (1)												
Elemento	[m]	Area solaio		Spessore solaio [m]	Carico permanente G [kN]	Carico variabile Q [kN]	Peso specifico G+Q [Kn/m³]						
Solaio B1	87.11		1.00		292.18	435.55	8.35						
Solaio B2	7.55		0.46		21.94	37.75	17.19						
Solaio B3	15.75		1.18		277.23	78.75	19.15						
Solaio B4	71.85		0.40		126.47	3.78	4.35						

Tabella 5.19: Carichi permanenti G e variabili Q relativi al piano primo (1).

## 5.3.4. Orizzontamenti piano secondo.

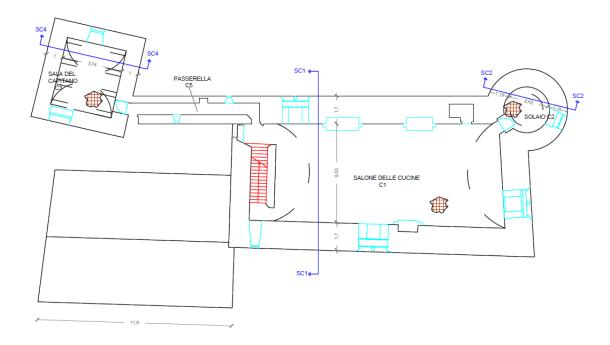


Figura 5.47: Pianta piano secondo del castello di Serralunga d'Alba.

Il secondo piano del castello (Figura 5.47) presenta tre ambienti principali:

La sala delle cucine (solaio C1) è l'ambiente principale che occupa tale livello del castello ed è caratterizzato fortemente dalla presenza di tre ampi camini che ne forniscono anche il nome sostitutivo di "sala dei camini". L'orizzontamento è realizzato mediante l'utilizzo di una volta a botte (Figura 5.48) con imposta a 2.8 metri e quota massima dell'intradosso di 4.9 metri. A quota 4 metri è possibile notare la presenza di ben 5 catene metalliche disposte ad interasse 3.6 metri ed inserite nel restauro postumo al terremoto del 1882, che causò sostanziali danni a tale superficie voltata. Tale ambiente è caratterizzato inoltre dalla presenza di una scala interna a due paramenti murari che permette di collegare il secondo al terzo piano del castello;



Figura 5.48: Volta a botte che caratterizza il salone delle cucine al secondo piano del castello di Serralunga d'Alba.

- La sala interna alla torre circolare (solaio C2) caratterizzata da una pianta pressappoco circolare e da un solaio di copertura realizzato mediante l'utilizzo della cupola;
- La sala interna alla torre quadrata, o sala del capitano (solaio C3), accessibile mediante un corridoio (Figura 5.49) realizzato nell'intercapedine del prolungamento murario che collega il corpo principale del castello con la torre quadrata. Tale ambiente presenta una spiccata particolarità, ossia la presenza di un falso solaio ligneo con botola a scomparsa, realizzato molto probabilmente per fungere da nascondiglio nel caso di attacco (Figura 5.50). L'orizzontamento principale è realizzato mediante l'utilizzo di una volta a botte con imposta a quota 3.67 metri ed altezza massima di 5.25 metri.



Figura 5.49: Passerella che collega il corpo principale del castello con la torre quadrata.



Figura 5.50: Falso solaio al secondo piano della torre quadrata.

La determinazione delle masse agenti, a partire dalla pianta (Figura 5.47) e mediante le sezioni dei singoli orizzontamenti (Figure 5.51, 5.52 e 5.53) è esposta nelle tabelle a seguire (Tabelle 5.20, 5.21 e 5.22) per gli orizzontamenti C1, C2 e C3, tenendo conto del corrispondente carico d'esercizio Q definito precedentemente in Tabella 4.2.

## Solaio C1

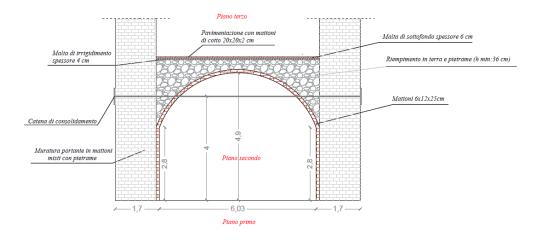


Figura 5.51: Sezione SC1 rappresentata nella pianta e caratterizzante il secondo livello del corpo principale del castello.

	SOLAIO C1 (volta a botte)  PIANO SECONDO (2) CORPO PRINCIPALE DEL CASTELLO  Sala delle cucine										
Elemento	Spessore [m]	Dimensione arco [m]	Lunghezza pianta [m]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]				
Mattoni volta 6x12x25 cm	0.12	8.23	15.45	-	18	-	274.48				
Intonaco	0.02	8.23	15.45	-	20	-	38.12				
Riempimento in terra e pietrame	Var.	-	15.45	6.31	16	-	1559.21				
Malta di irrigidimento	0.04	-	-	93.82	19	_	71.30				
Malta di sottofondo	0.06	_	-	93.82	19	-	106.95				
Pavimento in cotto	0.02	_	-	93.82	20	-	37.53				
Carico variabile Q (Cat. C3)	-	-	-	93.82		5	469.10				

Tabella 5.20: Carichi associati al solaio C1 del secondo piano del castello.

## Solaio C2

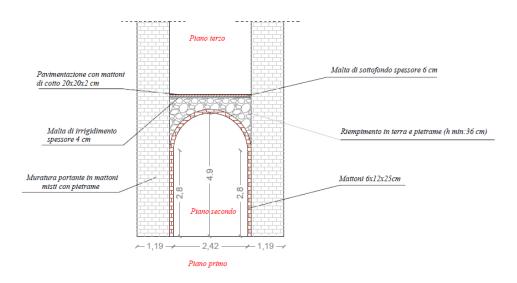


Figura 5.52: Sezione SC2 rappresentata nella pianta e caratterizzante il secondo livello della torre circolare.

	SOLAIO C2 (cupola) PIANO SECONDO (2) TORRE CIRCOLARE										
Elemento	Spessore [m]	Dimensione arco [m]	Diametro [m]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]				
Mattoni volta 6x12x25 cm	0.12	4.49	2.80	-	18	-	27.16				
Intonaco	0.02	4.49	2.80	-	20	-	3.77				
Riempimento in terra e pietrame         Var.         -         2.80         2.31         16         -         103.62											
Malta di irrigidimento         0.04         -         -         6.16         19         -         4.68											
Malta di sottofondo	0.06	_	-	6.16	19	-	7.02				

Pavimento in cotto	0.02	-	-	6.16	20	-	2.46
Carico variabile Q (Cat. C3)	-	-	-	6.16	-	5	30.79

Tabella 5.21: Carichi associati al solaio C2 del secondo piano della torre circolare.

## Solaio C3

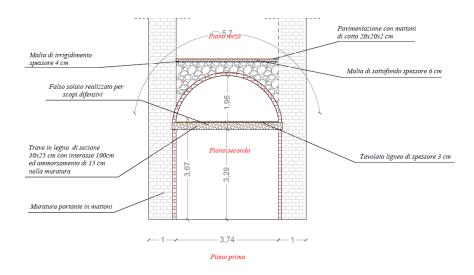


Figura 5.53: Sezione SC3 rappresentata nella pianta e caratterizzante il secondo livello della torre quadrata.

		SOLAI PIANO									
		IIANO		Sala de			CADIC	ліл			
Elemento	Spessore [m]	Altezza [m]	Base [m]	Lunghezza media [m]	N° elementi [-]	Dimensione arco [m]	Lunghezza pianta [m]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]
Mattoni volta	0.12	-	-	-	-	5.7	4.2	-	18	-	51.71
6x12x25 cm Intonaco	0.02		_	_	_	5.7	4.2		20	_	51.71 7.18
Riempimento	Var.	_	_	_	-	3.7	4.2	2.7	16	_	7.10
in terra e	v ai.						7.2	2.7	10		181.4
pietrame											4
Malta di	0.04	-	-	-	-	-	-	15.75	19	-	
irrigidimento											11.97
Malta di	0.06	-	-	-	-	-	-	15.75	19	-	
sottofondo											17.96
Pavimento in	0.02	-	-	-	-	-	-	15.75	20	-	
cotto		0.2	0.2	2.54							6.30
Travi lignee	-	0.2	0.2	3.74	3	-	-	-	7	-	3.14
Tavolato ligneo	0.03	-	-	-	-	-	-	15.75	7	-	3.31
Carico variabile Q	-	-	-	-	-	-	-	15.75	-	5	78.75

Tabella 5.22: Carichi associati al solaio C3 del secondo piano della torre quadrata.

Si riassumono (Tabella 5.23) i carichi permanenti G ed i carichi variabili Q associati agli orizzontamenti sopra il piano secondo al livello 2 con il relativo peso specifico utile per le analisi LV1.

		PIANO SECO	ONDO (2)		
Elemento	Area solaio [m²]	Spessore solaio [m]	Carico permanent e G [kN]	Carico variabile Q [kN]	Peso specifico G+Q [Kn/m³]
Solaio C1	93.82	1.65	2087.61	469.10	16.52
Solaio C2	6.16	1.20	148.71	30.79	24.29
Solaio C3	15.75	1.22	283.01	78.75	18.90

Tabella 5.23: Carichi permanenti G e variabili Q relativi al piano secondo (2).

## 5.3.5. Orizzontamenti piano terzo.

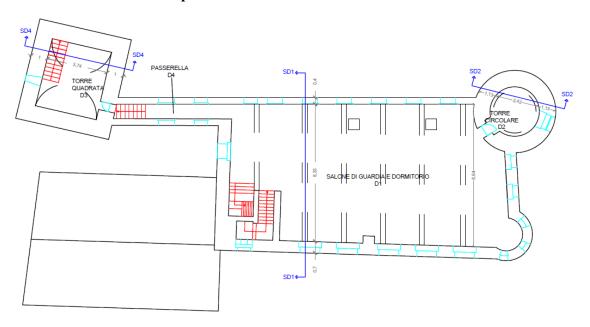


Figura 5.54: Pianta piano terzo castello di Serralunga d'Alba.

Il terzo piano della struttura (Figura 5.54), accessibile mediante la scala interna al castello, è un ambiente che permette di dominare e controllare tutto il territorio circostante per via delle ventitré aperture dislocate su ogni lato della struttura. Tale piano presenta tre ambienti principali:

Il salone di guardia e dormitorio (solaio D1) che nel corso della ristrutturazione del periodo 1952-1958 ha subito notevoli cambiamenti in seguito all'aggiunta del cordolo di cemento armato e del rifacimento di parte della muratura a contatto con la copertura. Tale sala inizialmente non era presente poiché il terzo livello rappresentava già la copertura del castello ed era dominata da una merlatura, ma in seguito i merli sono stati soppressi ed integrati all'interno dei paramenti murari sui quali è stata poggiata una capriata lignea a chiusura dell'ambiente (Figura 5.55). L'orizzontamento ligneo a vista non coincide con le catene della capriata lignea che determina la copertura. All'interno di questa sala è possibile constatare chiaramente la presenza delle tre canne fumarie del

salone dei camini sottostante, delle quali una intercetta la parete Est del castello. Vi è inoltre una scala che permette l'accesso alla copertura per eventuali interventi di manutenzione. L'angolo Nord-Est è invece caratterizzato dalla presenza di una torre pensile (Figura 5.56).



Figura 5.55: Piano terzo del castello di Serralunga d'Alba.

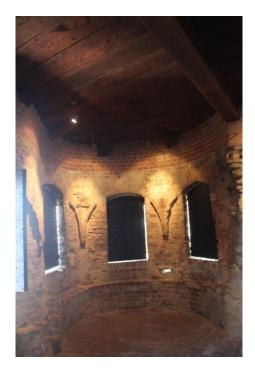


Figura 5.56: Torre pensile nel lato Nord-Est del terzo piano del castello.

 La sala (solaio D2) interna alla torre circolare (Figura 5.57), è un ambiente coperto da una cupola con imposta a quota 3.84 metri ed altezza massima di 5.05 metri.



Figura 5.57: Torre circolare al terzo piano del castello.

La terza sala (solaio D3) presente all'interno della torre quadrata, è accessibile come per il piano sottostante mediante una passerella interna alla parete Ovest del castello (Figura 5.58). Tale corridoio, in leggera pendenza, conduce ad una scalinata con otto gradini, che permette l'accesso a questa sala voltata (Figura 58) con imposta a quota 3.65 metri ed altezza massima pari a 5.25 metri. All'interno di tale spazio è presente una scalinata lignea che taglia la volta a botte nel suo punto di chiave, permettendo di raggiungere il quarto piano della torre quadrata.



Figura 5.58: Passerella al terzo piano, interna al paramento murario, che consente l'accesso alla torre quadrata.

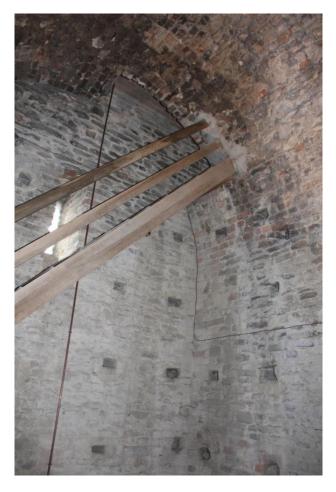


Figura 5.59: Volta a botte nel terzo piano della torre quadrata.

La determinazione delle masse agenti, a partire dalla pianta (Figura 5.54) e mediante le sezioni dei singoli orizzontamenti (Figura 5.60, 5.61 e 5.62) è esposta nelle tabelle a seguire (Tabella 5.24, 5.25 e 5.26) per gli orizzontamenti D1, D2 e D3, tenendo conto anche del corrispondente carico d'esercizio Q definito precedentemente in Tabella 4.2.

## Solaio D1

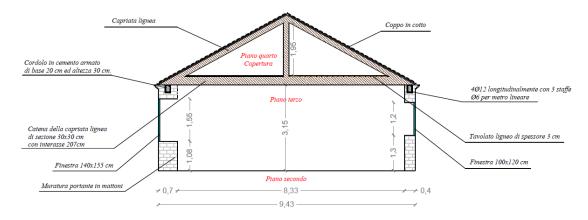


Figura 5.60: Sezione SD1 rappresentata nella pianta e caratterizzante il terzo livello del corpo centrale del castello.

SOL	AIO D	1 (Sola	io ligne	eo a semp	lice o	rditura e	capria	ta)		
	PIAN		` /			CASTELI	LO			
		Salo	ne di g	<u>uardia e d</u>	dormi	torio				
Carico d'esercizio [kN]  Carico d'esercizio [kN/m²]  Peso specifico [kN/m²]  Area d'influenza [m²]  N° elementi [-]  Lunghezza media [m]  Base [m]  Altezza [m]  Spessore [m]  Elemento										Carico [kN]
Cordolo in cemento	-	0.20	0.30	58.32	-	-	-	24	-	83.98
armato										
Catena della	-	0.30	0.30	8.485	6	-	-	7	-	32.07
capriata lignea										
Tavolato ligneo	0.03	-	-	-	-	135.14	-	7	-	28.38
Puntoni della	-	0.15	0.15	4.98	10	-	-	7	-	7.84
capriata lignea										
Monaco della	-	0.15	0.15	1.30	5	-	_	7	-	1.02
capriata lignea										
Arcarecci della	-	0.05	0.05	18.65	21	-	-	7	-	6.85
capriata lignea										
Tegola di copertura	-	-	-	-	-	181.65	0.6	-	-	109.0
Carico variabile Q	_	-	-		-	181.65	-	-	0.5	90.83

Tabella 5.24: Carichi associati al solaio D1 ed alla copertura del corpo del castello.

## Solaio D2

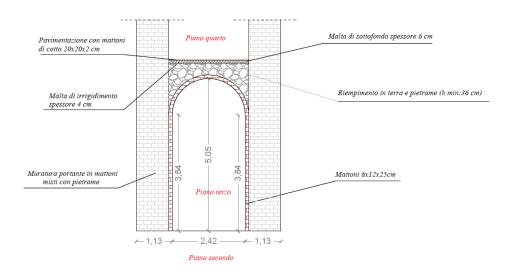


Figura 5.61: Sezione SD2 rappresentata nella pianta e caratterizzante il terzo livello della torre circolare.

	SOLAIO D2 (cupola) PIANO TERZO (3) TORRE CIRCOLARE											
Elemento	Spessore [m]	Dimensione arco	Diametro [m]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]					
Mattoni volta 6x12x25 cm	0.12	4.38	2.80	-	18	-	26.49					
Intonaco	0.02	4.38	2.80	-	20	-	3.68					
Riempimento in terra e pietrame	Var.	-	2.80	2.14	16	-	95.87					
Malta di irrigidimento	0.04	_	-	6.16	19	-	4.68					
Malta di sottofondo	0.06	_	-	6.16	19	-	7.02					
Pavimento in cotto	0.02	_	-	6.16	20	-	2.46					
Carico variabile Q (Cat. C3)	-	_	-	6.16	-	5	30.79					

Tabella 5.25: Carichi associati al solaio D2 del terzo piano della torre circolare.

## Solaio D3

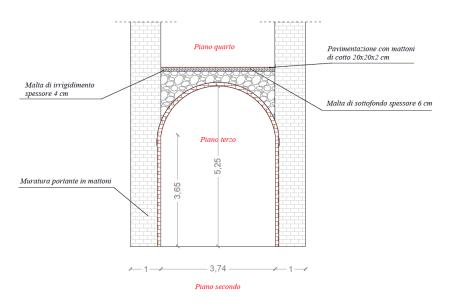


Figura 5.62: Sezione SD3 rappresentata nella pianta e caratterizzante il terzo livello della torre quadrata.

	SOLAIO D2 (cupola) PIANO TERZO (3) TORRE CIRCOLARE										
Elemento	Spessore [m]	Dimensione arco [m]	Diametro [m]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]				
Mattoni volta 6x12x25 cm 0.12 4.38 2.80 - 18 - 26.49											
<i>Intonaco</i> 0.02 4.38 2.80 - 20 - 3.68											
Riempimento in terra e pietrame Var 2.80 2.14 16 - 95.87											
Malta di irrigidimento	0.04	_	-	6.16	19	-	4.68				

Malta di sottofondo	0.06	-	-	6.16	19	-	7.02
Pavimento in cotto	0.02	-	-	6.16	20	-	2.46
Carico variabile Q (Cat. C3)	-	-	-	6.16	-	5	30.79

Tabella 5.26: Carichi associati al solaio D2 del terzo piano della torre circolare.

Si riassumono (Tabella 5.27) i carichi permanenti G ed i carichi variabili Q associati agli orizzontamenti sopra il piano terzo al livello 3 con il relativo peso specifico utile per le analisi LV1.

	PIANO TERZO (3)											
Elemento	Area solaio [m²]	Spessore solaio [m]	Carico permanente G [kN]	Carico variabile Q [kN]	Peso specifico G+Q [Kn/m³]							
Solaio D1	181.65	0.60	269.14	90.83	3.30							
Solaio D2	6.16	1.22	140.20	30.79	22.86							
Solaio D3	15.75	1.18	277.23	78.75	19.15							

Tabella 5.27: Carichi permanenti G e variabili Q relativi al piano terzo (3).

## 5.3.5. Orizzontamenti piano quarto.

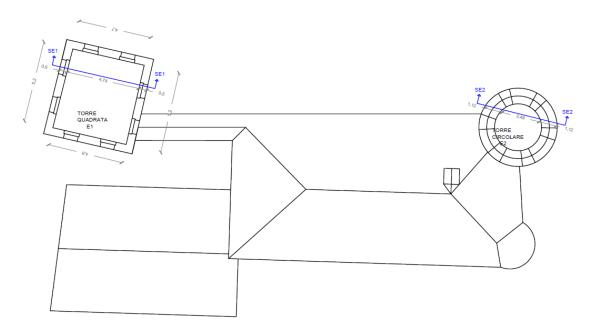


Figura 5.63: Pianta piano quarto del Castello di Serralunga d'Alba.

Il quarto piano del castello (Figura 5.63) è caratterizzato dai due ambienti insiti nelle due torri:

 L'ambiente nella torre quadrata (solaio E1), è una sala raggiungibile attraverso la scala lignea posta nel piano terzo di tale torre. Il quarto piano della torre è governato dalla possibilità di controllare tutta la valle circostante (Figura 5.64) attraverso le aperture

- presenti nei quattro lati della struttura. L'elemento di copertura è una capriata lignea (Figura 5.65) sostituita negli ultimi lavori di restauro e poggiante sopra un cordolo in cemento armato di sezione 20x30 cm realizzato per unire fra loro le pareti della torre. La stanza presenta un'altezza di 4.96 metri;
- L'ambiente nella torre circolare, anche in questo caso caratterizzata da una serie di aperture ed una capriata lignea a copertura con altezza di 2 metri è accessibile solo passando sulla copertura del castello.



Figura 5.64: Vista del castello dal quarto piano della torre quadrata.



Figura 5.65: Capriata lignea a copertura del quarto piano della torre quadrata.

La determinazione delle masse agenti a partire dalla pianta (Figura 5.63) e mediante le sezioni dei singoli orizzontamenti (Figure 5.66 e 5.67) è esposta nelle tabelle a seguire (Tabelle 5.28 e 5.29) per gli orizzontamenti E1 e E2, tenendo conto anche del corrispondente carico d'esercizio Q definito precedentemente in Tabella 4.2.

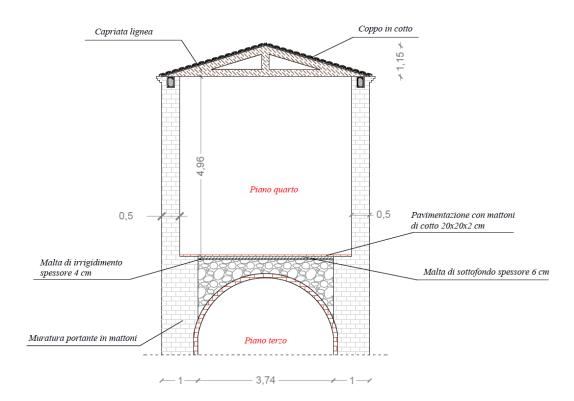


Figura 5.66: Sezione SE1 rappresentata nella pianta e caratterizzante il quarto livello della torre quadrata.

Elemento	Altezza [m]	Base [m]	Lunghezza media [m]	N° elementi [-]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]
Cordolo in cemento	0.20	0.30	23.90	-	-	-	24	-	34.42
armato									
Catena della capriata	0.15	0.15	7.00	4	-	-	7	-	4.41
lignea									
Puntoni della	0.15	0.15	3.65	8	-	-	7	-	4.60
capriata lignea									
Monaco della	0.15	0.15	0.60	1	-	-	7	-	0.09
capriata lignea									
Arcarecci della	0.05	0.05	13.00	4	-	-	7	-	0.91
capriata lignea									
Tegola di copertura	-	-	-	-	38	0.6	-	-	22.80
Carico variabile Q	-	-	-	-	38	-	-	0.5	19.00

Tabella 5.28: Carichi associati al solaio E1.

## Solaio E2

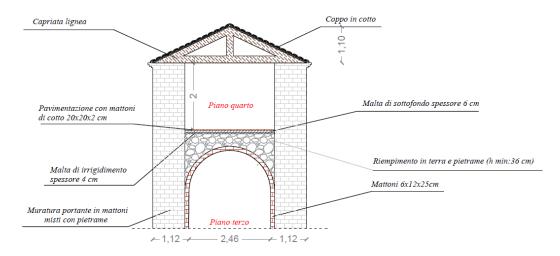


Figura 5.66: Sezione SE2 rappresentata nella pianta e caratterizzante il quarto livello della torre circolare.

Elemento	Altezza [m]	Base [m]	Lunghezza media [m]	N° elementi [-]	Area d'influenza [m²]	Peso specifico [kN/m²]	Peso specifico [kN/m³]	Carico d'esercizio [kN/m²]	Carico [kN]
Catena della capriata lignea	0.15	0.15	2.60	6	-	-	7	-	2.46
Arcarecci della capriata lignea	0.05	0.05	7.00	3	-	-	7	-	0.37
Tegola di copertura	-	-	-	-	19.63	0.6	-	-	11.78
Carico variabile Q	-	-	-	-	19.63	-	-	0.5	9.82

Tabella 5.29: Carichi associati al solaio E2.

Si riassumono (Tabella 5.30) i carichi permanenti G ed i carichi variabili Q associati agli orizzontamenti di copertura delle due torri al livello 4 con il relativo peso specifico utile per le analisi LV1.

	PIANO QUARTO (4)											
Elemento	Area solaio [m²]	Spessore solaio [m]	Carico permanente G [kN]	Carico variabile Q [kN]	Peso specifico G+Q [Kn/m³]							
Solaio E1	38	0.40	67.23	19	5.67							
Solaio E2	19.63	0.40	14.61	9.82	3.11							

Tabella 5.30: Carichi permanenti G e variabili Q relativi al piano quarto (4).

# **CAPITOLO 6**

## 6. Livello di valutazione della sicurezza sismica: LV1.

L'obiettivo principale di un percorso di valutazione della sicurezza sismica di primo livello di un edificio è quello di determinare un valore di *indice di sicurezza sismica* che possa fornire una graduatoria di rischio, che come riportato in [15], sia in grado di:

"evidenziare la necessità di ulteriori indagini di approfondimento e la programmazione di interventi per la mitigazione del rischio [15]".

Tale indice può essere definito come il rapporto tra il periodo di ritorno  $T_{SL}$  dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SL=SLV, SLD, SLA) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento  $T_{R.SL}$ . Si otterrà quindi, una relazione del tipo:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

In cui, il tempo di ritorno T<sub>R,SLV</sub>, associato in questo caso allo stato limite di salvaguardia della vita, sarà determinato attraverso l'equazione:

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

Nella relazione precedente, si è indicato con  $V_R$ , la vita di riferimento dell'edificio, prodotto della vita nominale  $V_N$  e della classe d'uso  $C_U$  ( $V_R = V_N * C_U$ ), mentre la  $P_{VR}$ , rappresenta la probabilità di superamento nel periodo di riferimento, ed è un valore strettamente correlato allo stato limite scelto.

Un valore di I<sub>S,SLV</sub>, calcolato nella prima relazione, maggiore o uguale ad uno significa che il manufatto è in condizioni di sicurezza rispetto ai valori assunti come riferimento per la vita nominale e per quel particolare uso; valori inferiori ad uno mettono in evidenza situazioni che meritano attenzione. Il significato di tale indice di sicurezza è diverso a seconda del livello di valutazione che si sta prendendo in esame, poiché nel caso attuale di un livello LV1 fornisce come detto una graduatoria del rischio.

Analogamente all'indice di sicurezza, è possibile definire un *fattore di accelerazione*, definito dal rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, entrambe riferite alla categoria di sottosuolo A:

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}}$$

Tale fattore considera solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ma ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di "resistenza" (tenendo eventualmente conto anche della duttilità).

Il Ministero per i Beni e le Attività Culturali in [15] propone alcuni modelli meccanici semplificati per la valutazione del periodo di ritorno corrispondente al raggiungimento dello SLV (e della relativa accelerazione al suolo) nel caso delle tipologie e delle configurazioni più diffuse. Nel §5.4 in [15] si prendono in esame infatti, le seguenti tipologie:

- Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi;

- Chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi;
- Torri, campanili ed altre strutture a prevalente sviluppo verticale;
- Ponti in muratura, archi trionfali ed altre strutture ad arco.

Il Castello di Serralunga d'Alba, per la sua conformazione geometrica in pianta ed in elevato, può essere considerato appartenente alla categoria dei palazzi, ma in virtù della presenza della torre quadrata, scarsamente collegata (Figura 6.1) al corpo del castello, si effettuerà una doppia valutazione:

- Castello e torre quadrata insieme: in questo caso si considera la presenza di una efficiente connessione tra il corpo del castello e la torre quadrata e si procede con una valutazione attraverso l'utilizzo del modello per i palazzi;
- Castello e torre quadrata separati: in questo caso si suppone una mancata connessione tra i due elementi e questa seconda valutazione si andrà quindi a sdoppiare in una duplice analisi: modello a Torre applicato alla torre quadrata e modello a Palazzo applicato al corpo del castello.



Figura 6.1: Dettaglio di unione tra la torre quadrata ed il corpo del castello.

All'interno di questi modelli si tiene conto anche del fattore di confidenza FC, ma si fa notare che il livello di conoscenza LC, che si può ottenere nelle valutazioni LV1 è sempre piuttosto basso e l'adozione di valori differenti di FC nei diversi manufatti potrebbe alterare la graduatoria di rischio. Per questo motivo, a fine analisi, si valuteranno l'indice di sicurezza sismica, ed il fattore di accelerazione, per tutti i livelli di conoscenza (LC1, LC2 e LC3), nonostante la struttura ricada nella categoria LC1, in modo da poter mettere in luce eventuali cambiamenti nella graduatoria di rischio, connessi esclusivamente ad una scarsa conoscenza del manufatto.

## 6.1. Modello meccanico semplificato (LV1) per palazzi.

All'interno della tipologia strutturale "Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi", in [15], si considerano quelle strutture con sviluppo planimetrico complesso, costituite da un sistema di pareti portanti perimetrali ed interne, disposte secondo diverse direzioni, e da un sistema di orizzontamenti intermedi, che spesso svolgono anche una funzione di collegamento.

La valutazione del periodo di ritorno associato ad uno stato limite di salvaguardia della vita SLV, avviene assumendo un comportamento complessivo della struttura, in cui il raggiungimento di tale periodo di ritorno sia connesso ad una rottura nel proprio piano delle pareti. Sulla base di queste assunzioni il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico è calcolato attraverso la relazione:

$$S_{e,SLV} = \frac{qF_{SLV}}{e^*M}$$

dove:

- $F_{SLV}$  è la resistenza a taglio dell'edificio;
- q è il coefficiente di struttura;
- *M* è la massa sismica totale;
- $e^*$  è la frazione di massa partecipante al primo modo di vibrare.

In base al valore dell'ordinata dello spettro di risposta si determina il tempo di ritorno  $T_{SLV}$  dell'azione sismica corrispondente, mediante un procedimento iterativo che utilizza i dati disponibili in appendice delle [16] relativi ai 9 tempi di ritorno ivi riportati. In questi casi in cui, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempla il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla  $V_R$  e alla  $P_{VR}$  fissate, il valore del generico parametro  $p\left(a_g, F_0, T_C^*\right)$  ad esso corrispondente potrà quindi essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti dalla pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) x \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) x \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- P è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;
- $T_{R1}$ ,  $T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro p.

Il valore dell'accelerazione, riferita a suolo rigido (categoria di suolo A), che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo in quel sito può essere calcolato come:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} & T_B \le T_1 < T_C \\ \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} \frac{T_1}{T_C} & T_C \le T_1 < T_D \end{cases}$$

dove:

- $T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- $T_B T_C e T_D$  sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta;
- $S = S_S S_T$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

La resistenza a taglio dell'edificio viene ottenuta come la minore tra quelle valutate secondo due direzioni particolari, scelte in genere secondo gli assi prevalenti dei muri portanti, prendendo in esame l'eventualità del collasso ai diversi piani della costruzione. Il modello consiste nel considerare, per ciascuna direzione, i pannelli murari portanti verticali e nell'ipotizzare che il collasso avvenga quando la tensione tangenziale media raggiunge un'opportuna quota parte della resistenza a taglio del materiale muratura.

Considerando, a titolo di esempio, la direzione x ed un generico piano dell'edificio i, ma tale valutazione dovrà essere effettuata per entrambe le direzioni scelte e per tutti i piani del castello, la resistenza a taglio mi sarà data da:

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi}\xi_{xi}\zeta_{xi}A_{xi}\tau_{di}}{\beta_{xi}k_i}$$

In cui:

- $A_{xi}$  è l'area resistente a taglio dei muri dell'i-esimo piano, posti secondo la direzione x (è opportuno considerare anche i pannelli aventi inclinazione compresa tra  $\pm 45^{\circ}$ , considerando un'area efficace ridotta del coefficiente  $\cos \alpha$ );
- $\tau_{di}$  è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura nei maschi murari del piano i:

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5\tau_{0d}}}$$

Dove:  $\tau_{0d}$  è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura (valutato tenendo conto del fattore di confidenza FC);  $\sigma_{0i}$  è la tensione verticale media sulla superficie resistente dei muri al'i-esimo piano e calcolata come il rapporto tra il carico verticale gravante su tale piano e l'area dei muri resistenti a taglio di tale livello;

- $k_i$  è il rapporto tra la risultante delle forze sismiche al piano i-esimo e la forza sismica totale:
- $\beta_{xi}$  è un coefficiente di irregolarità in pianta al piano i-esimo, associato all'eccentricità  $e_{yi}$ , del centro delle rigidezze rispetto al baricentro delle masse, ed alla distanza  $d_{yi}$ , tra il baricentro delle rigidezze e la parete in direzione x più esterna;

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{vi}} \le 1.25$$

-  $\mu_{xi}$  è un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, che può essere così valutato:

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2 \sqrt{\frac{N_{mxi} \sum_{j} A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2} - 1} \ge 0.8$$

dove:  $N_{mxi}$  è il numero di maschi murari in direzione x, al piano i;  $A_{xi,j}$  è l'area del generico maschio in direzione x al piano i.

 $-\xi_{xi}$  è un coefficiente legato al tipo di rottura prevista in prevalenza nei maschi murari dell'i-esimo piano ed esso viene assunto pari ad 1 poiché dato il notevole spessore dei maschi murari della struttura in questione non si prevedono rotture per pressoflessione.

$$\xi_{xi} = 1$$

 ζ<sub>x</sub> è un coefficiente legato alle resistenze delle fasce murarie di piano nelle pareti disposte in direzione x ed esso viene posto pari ad 1 poiché si considerano delle fasce resistenti.

$$\zeta_{r}=1$$

La massa M da considerare per la valutazione dell'azione sismica allo stato limite ultimo è quella associata ai carichi gravitazionali:

$$M = \frac{(G_k + \sum_{1}^{N} \psi_{2j} Q_{kj})}{g}$$

dove:  $G_k$  sono i carichi permanenti computati sull'intero edificio;  $Q_{kj}$  sono i carichi variabili accidentali al piano j-esimo; g è l'accelerazione di gravità;  $\psi_{2j}$  è un coefficiente di combinazione che tiene conto della probabilità che i carichi variabili al piano j-esimo siano presenti in occasione del sisma; N é il numero di piani.

Infine, per valutare la frazione di massa partecipante al moto dinamico e\* e il coefficiente  $k_i$  è necessario ipotizzare una forma modale. Indicato con  $\Phi$  il vettore che rappresenta lo spostamento dei diversi piani secondo la forma assunta come modello di collasso (adimensionalizzato al valore unitario in sommità dell'edificio), i due coefficienti sono dati da:

$$e^* = \frac{\left(\sum_1^N m_j \varphi_j\right)^2}{M \sum_1^N m_j \varphi_j^2}$$

$$k_i = \frac{\sum_{i}^{N} m_j \varphi_j}{\sum_{1}^{N} m_i \varphi_i}$$

in cui:  $m_i$ è la massa del piano j-esimo;  $\varphi_i$  è lo spostamento orizzontale al piano j-esimo.

La valutazione dell'accelerazione allo stato limite ultimo va eseguita secondo i seguenti passi:

- Calcolo della resistenza secondo le due direzioni in pianta ed ai diversi piani. La relazione per il calcolo della resistenza a taglio fornisce la resistenza al piano i-esimo, rapportata come forza equivalente a piano terra, in modo da rendere tutti i valori tra loro comparabili;
- Identificazione del piano e della direzione più vulnerabile all'azione sismica, come minimo tra i valori sopra indicati;
- Valutazione dell'accelerazione  $a_{SLV}$  dell'edificio per il piano e la direzione di maggiore debolezza.

## 6.2. Modello meccanico semplificato (LV1) per torri.

I meccanismi di danneggiamento e collasso di questa tipologia di strutture sono molteplici e dipendono sia dalla geometria (snellezza) sia dalle caratteristiche costruttive (qualità muraria e ammorsamenti). Nel caso di torri piuttosto tozze si riscontrato rotture a taglio, mentre in presenza di una qualità muraria piuttosto scadente si verificano lesioni verticali, che partono dalla cella campanaria e tendono a dividere la struttura in parti [15].

Per una valutazione quantitativa con modelli meccanici semplificati è invece possibile fare riferimento al collasso per pressoflessione, ovvero considerare la torre come una mensola, sollecitata da un sistema di forze orizzontali oltre che dal proprio peso, che può andare in crisi in una generica sezione per schiacciamento nella zona compressa, a seguito della parzializzazione dovuta alla non resistenza a trazione. La verifica a pressoflessione di una struttura snella in muratura si effettuerà confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non resistente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. La verifica andrà eseguita, secondo le due direzioni principali di inerzia della sezione, a diverse altezze, in quanto non è possibile identificare a priori la sezione più critica, essendo presenti rastremazioni nello spessore della muratura ed indebolimenti per la presenza di aperture. A tale scopo si suddividerà la struttura in n settori di caratteristiche geometriche uniformi effettuando la verifica in corrispondenza di

ogni cambio di sezione. La verifica di ogni sezione andrà condotta secondo le due direzioni principali in quanto nella direzione di maggiore rigidezza il periodo di vibrazione principale essendo inferiore potrebbe generare una domanda sismica più elevata. Il momento agente di calcolo può essere valutato considerando un sistema di forze distribuite lungo l'altezza della struttura, assumendo una forma lineare degli spostamenti [15].

La forza da applicare in corrispondenza del baricentro di ciascun concio è data dalla formula seguente:

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h$$

Dove:

- $F_h = 0.85S_e(T_1)W/qg$  (si assume che per una torre il periodo fondamentale sia sempre maggiore di  $T_B$ , periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante);
- $W_i e W_k$  sono i pesi dei settori i e k rispettivamente;
- $z_i e z_k$  sono le altezze dei baricentri dei settori i e k rispetto alle fondazioni;
- $S_e(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta elastico, funzione del primo periodo  $T_1$  della struttura secondo la direzione considerata;
- $W = \sum W_i$  è il peso complessivo della struttura;
- q è il fattore di struttura;
- g è l'accelerazione di gravità.

La risultante delle forze sismiche agenti nella sezione i-esima è data da:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=1}^{n} z_k W_k}{\sum_{k=1}^{n} z_k W_k} F_h$$

L'altezza  $z_{Fi}$  a cui applicare la forza  $F_{hi}$  viene valutata, attraverso la relazione:

$$z_{Fi} = \frac{\sum_{k=1}^{n} z_k^2 W_k}{\sum_{k=1}^{n} z_k W_k} - z_i^*$$

Dove:

- $z_k$  è la quota del baricentro della massa del k-esimo settore rispetto alla base, avente peso  $W_k$ :
- $-z_i^*$  è la quota della i-esima sezione di verifica rispetto alla base.

Imponendo l'uguaglianza tra il momento ultimo ed il momento di progetto:

$$M_{u,i} = F_{hi} z_{Fi}$$

è possibile ricavare il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente al raggiungimento dello stato limite SLV nella sezione i-esima (tenendo conto del fattore di confidenza FC):

$$S_{e,SLV,i}(T_1) = \frac{qgM_{u,i} \sum_{k=1}^{n} z_k W_k}{0.85W(\sum_{k=1}^{n} z_k^2 W_k - z_i^* \sum_{k=i}^{n} z_k W_k) F_c}$$

In base a tale valore si determina il tempo di ritorno  $T_{SLV}$  dell'azione sismica corrispondente, mediante un procedimento iterativo che utilizza i dati disponibili in appendice in [16] relativi ai 9 tempi di ritorno ivi riportati. Al tempo di ritorno  $T_{SLV}$  così valutato sono associati i corrispondenti valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ , attraverso i quali sono definiti tutti i parametri dello spettro. Individuata la sezione nella quale si

raggiunge lo stato limite per l'accelerazione spettrale minima  $S_{e,SLV}$ , il valore dell'accelerazione massima del suolo corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo SLV può essere calcolato come:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}}{SF_0} & T_B \le T_1 < T_C \\ \frac{S_{e,SLV}}{SF_0} \frac{T_1}{T_C} & T_C \le T_1 < T_D \end{cases}$$

Dove:

- T<sub>1</sub> è il primo periodo di vibrazione della struttura. Per la valutazione del comportamento a stato limite ultimo deve essere utilizzato il periodo in fase fessurata, che può essere ottenuto moltiplicando il valore del periodo identificato dalle misure dinamiche per un coefficiente compreso tra 1.4 e 1.75;
- $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta;
- $S = S_S S_T$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Nel caso di una torre a sezione rettangolare cava, nell'ipotesi che lo sforzo normale agente non sia superiore a  $0.85 f_d a_i s_i$ , il momento ultimo resistente alla base dell'i-esimo settore può essere calcolato come:

$$M_{u,i} = \frac{\sigma_{0i}A_i}{2} \left( b_i - \frac{\sigma_{0i}A_i}{0.85a_i f_d} \right)$$

Dove:

- $-a_i$  è il lato perpendicolare alla direzione dell'azione sismica considerata della sezione i-esima di analisi, depurato dalle eventuali aperture;
- $b_i$  è il lato parallelo alla direzione dell'azione sismica considerata della sezione di analisi;
- $A_i$  è l'area totale della sezione di analisi depurata delle aperture presenti;
- $\sigma_{0i}$  è la tensione normale media nella sezione di analisi ( $\frac{w}{A_i}$ , con W pari al peso della struttura presente al di sopra della sezione di analisi);
- $f_d$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Nel caso di torri o campanili posti a contatto con altre strutture di minore altezza sarebbe necessario valutare tale accelerazione anche nella sezione posta alla quota di stacco assumendo una forma modale opportuna, diversa da quella pressoché lineare, sia per la stima del periodo di vibrazione, sia per il calcolo dell'altezza  $z_{Fi}$ cui applicare la forza  $F_{hi}$ .

#### 6.3. Individuazione e caratterizzazione dei maschi murari.

La valutazione della sicurezza sismica di primo livello di un edificio, attraverso l'utilizzo dei metodi semplificati visti precedentemente, passa inizialmente attraverso una semplificazione geometrica della superficie occupata dalle parti portanti della struttura, in modo da poter determinare quelle che sono le caratteristiche geometriche, di massa e meccaniche di ogni singolo paramento murario, tenendo conto delle eventuali perdite prestazionali dovute alla presenza di aperture (porte e finestre).

Occorre quindi determinare, inizialmente, l'orientamento di due assi principali, x e y, che nel nostro caso sono stati posti in modo da avere l'asse delle x, parallelo al paramento murario est del Castello di Serralunga d'Alba, e riferire a questi assi tutte le quantità che dipendono dalla distanza e dall'inclinazione. Si procede quindi a determinare tante semplici figure, rettangoli, di cui è possibile

calcolare agevolmente le caratteristiche geometriche, facendo cura nel depurare tali elementi delle aperture presenti nella struttura. Come sarà possibile vedere, nelle figure a seguire (Figure 6.2, 6.3, 6.4, 6.5, 6.6 e 6.7), la schematizzazione con rettangoli presenta delle lievi imprecisioni nella rappresentazione delle superfici curvilinee (torre circolare e torre pensile al terzo piano del castello).

Le caratteristiche che si determinano ai fini della successiva analisi LV1 sono quindi:

- Direzione del maschio murario, indicata con diversi codici:
  - 1 per i maschi murari paralleli all'asse delle x;
  - 2 per i maschi murari paralleli all'asse delle y;
  - 3 per i maschi murari che presentano contributo sia in direzione x che y (sezione di incrocio tra due maschi murari diretti in direzione opposta);
    - 4 per i maschi murari diretti prevalentemente in direzione x;
    - 5 per i maschi murari diretti prevalentemente in direzione y;
- La base del rettangolo che schematizza il maschio murario;
- L'altezza del rettangolo che schematizza il maschio murario;
- L'area del rettangolo che schematizza il maschio murario;
- L'inclinazione del rettangolo che schematizza il maschio murario rispetto al sistema di riferimento scelto;
- L'area resistente a taglio dei maschi murari nella direzione x;
- L'area resistente a taglio dei maschi murari nella direzione y;
- Le coordinate del baricentro, rispetto al sistema di riferimento determinato, del rettangolo che schematizza il maschio murario;
- Le inerzie del rettangolo che schematizza il maschio murario;
- I momenti statici delle masse, rispetto al sistema di riferimento determinato, del rettangolo che schematizza il maschio murario;
- Le rigidezze, rispetto al sistema di riferimento determinato, del rettangolo che schematizza il maschio murario;
- I momenti statici delle rigidezze, rispetto al sistema di riferimento determinato, del rettangolo che schematizza il maschio murario;
- La massa del rettangolo che schematizza il maschio murario.

Le caratteristiche determinate sono riportate in Appendice A (Tabella A1, Tabella A2, Tabella A3 e Tabella A4).

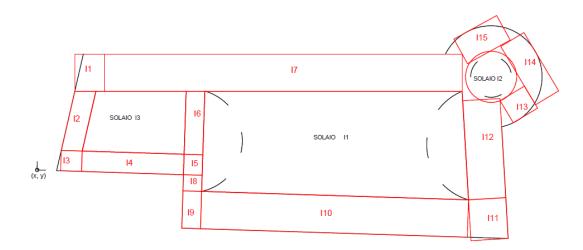


Figura 6.2: Maschi murari determinati nel piano sotterraneo (-1) della struttura.

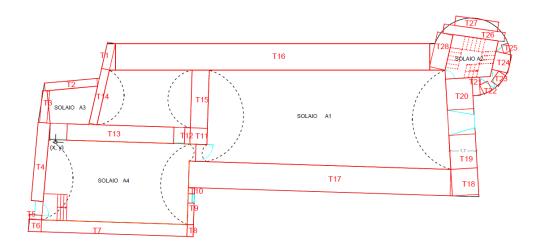


Figura 6.3: Maschi murari determinati nel piano terra (0) della struttura.

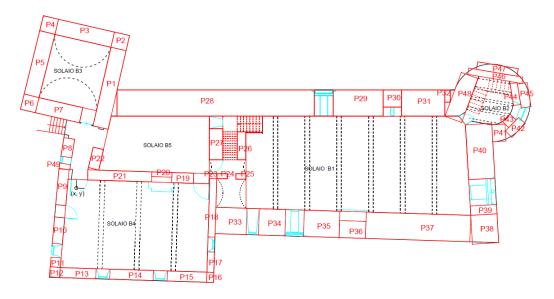


Figura 6.4: Maschi murari determinati nel piano primo (1) della struttura.

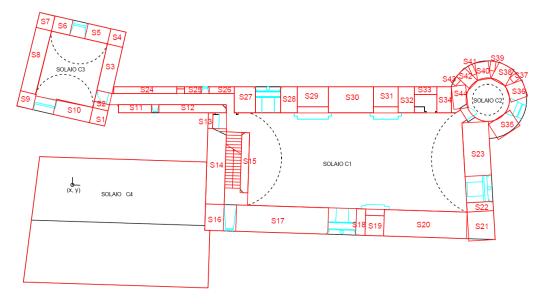


Figura 6.5: Maschi murari determinati nel piano secondo (2) della struttura.

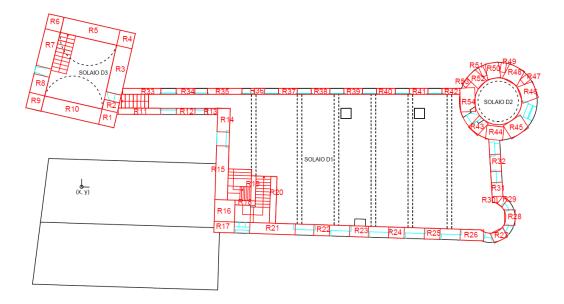


Figura 6.6: Maschi murari determinati nel piano terzo (3) della struttura.

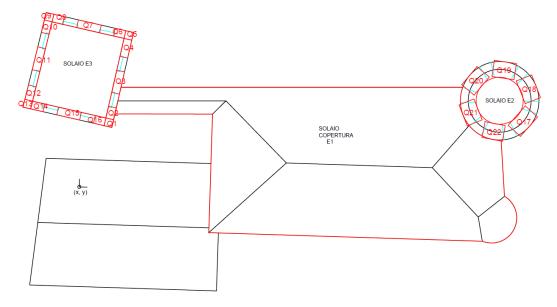


Figura 6.7: Maschi murari determinati nel piano quarto (4) della struttura.

## 6.4. Analisi LV1 Castello.

La valutazione della sicurezza sismica del castello avviene attraverso l'utilizzo del modello per i palazzi illustrato nel §6.1. In tale analisi si considerano quindi tutti i maschi murari appartenenti al corpo del castello ed alla torre circolare.

L'analisi LV1 sarà effettuata nelle due diverse direzioni, x e y, precedentemente determinate nella definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei maschi murari, e per ogni piano della struttura:

- Piano sotterraneo (-1);
- Piano terra (0);
- Piano primo (1);
- Piano secondo (2)
- Piano terzo (3)
- Piano copertura castello;
- Piano quarto (4);
- Piano copertura torre.

\_

#### 6.4.1. Determinazione della massa sismica.

Nella determinazione della massa simica agente in ogni piano si considera la massa dell'impalcato del livello analizzato e la massa associata ai maschi murari, sopra e sotto tale orizzontamento, considerati per metà della loro altezza. Le masse associate agli orizzontamenti sono state calcolate tutte nel §5.3, mentre i valori associati ai singoli maschi murari sono riportati nella Tabella A3 in Appendice A. Mediante l'utilizzo della relazione riportata nel §6.1 per il calcolo della massa sismica si ottengono i valori riassunti in Tabella 6.1.

In accordo a quanto già espresso nella determinazione del carico d'esercizio da considerare, il castello essendo un'ambiente adibito ad uso museale, può essere classificato in [16] come "Ambienti suscettibili di affollamento" e ricadente quindi nella categoria C (Tabella 4.2). In funzione di tale valutazione sarà quindi possibile determinare il coefficiente  $\psi_{2j}$  (Tabella 4.22) presente nella determinazione della massa sismica.

Piano	Massa solaio G [kN]	Massa solaio Q [kN]	Massa maschi murari G [kN]	Massa totale [kN]	Coefficiente $\psi_{2j}$	Massa sismica [kg]
Piano sotterraneo (-1)	0.00	0.00	6915.85	6915.85	0.60	704980
Piano terra (0)	2250.35	509.49	13101.40	15861.24	0.60	1596070
Piano primo (1)	3614.17	844.70	11132.81	15591.69	0.60	1554924
Piano secondo (2)	440.59	477.08	8642.64	9560.30	0.60	955094
Piano terzo (3)	2236.32	499.89	4878.27	7614.48	0.60	755813
Piano copertura castello	269.14	90.83	715.44	1075.41	0.60	105921
Piano quarto (4)	140.20	30.79	782.32	953.31	0.60	95922
Piano copertura torre	14.61	9.82	314.87	339.29	0.60	34186

Tabella 6.1: Determinazione massa sismica.

## 6.4.2. Determinazione della frazione di massa partecipante al modo di vibrare e\*.

Per la determinazione della frazione di massa partecipante al modo di vibrare si ipotizza un modo di vibrare triangolare della struttura, con spostamento nullo alla base e spostamento massimo in sommità. Sulla base di questa assunzione si procede quindi al calcolo della forzante sismica ed alla sua ripartizione nei vari livelli della struttura.

La forzante sismica è espressa dalla relazione 7.3.6 riportata nel §7.3.3.2 "Analisi lineare statica" in [16]:

$$F_h = \frac{S_d(T_1)W\lambda}{g}$$

dove:

- $S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto associata al periodo di vibrazione del castello;
- W è il peso complessivo del castello;
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 0.85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- g è l'accelerazione di gravità.

Si determina quindi il periodo di vibrazione del castello attraverso la relazione:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.05 * 32.2^{3/4} = 0.676$$

dove:

- C<sub>1</sub> è un coefficiente che dipende dal materiale in cui è realizzata la struttura e nel caso di edifici realizzati in materiali alternativi ad acciaio e calcestruzzo viene posto uguale al valore 0.05;
- H è l'altezza totale dell'edificio uguale a 32.2 metri, poiché coincidente con la quota della torre circolare;
- $T_C$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro ricavato nella Tabella 4.21.

Come è possibile notare il periodo della struttura  $T_1$  risulta essere minore del doppio di  $T_C$ :

$$T_1 = 0.676 < 2T_C = 2 * 0.425 = 0.85$$

Si può quindi porre:

$$\lambda = 0.85$$

Considerando il peso totale dell'edificio, come somma dei pesi corrispondenti a tutti gli orizzontamenti ed ai maschi murari, pari a:

$$W = 57911578.48 N$$

L'ordinata spettrale di progetto associata al periodo di vibrazione della struttura sarà:

$$S_d(T_1) = 0.0341 g$$

Si calcola la forzante sismica agente sull'edificio con la relazione precedente:

$$F_h = \frac{S_d(T_1)W\lambda}{g} = 201.45 \, kN$$

Si determinano quindi i coefficienti  $k_i$  necessari per l'analisi LV1 e per il calcolo della frazione di massa partecipante al modo dinamico e\*, considerando che si è supposto un andamento triangolare della forma modale e si può supporre quindi una proporzionalità tra gli spostamenti e le forze applicate. In tal modo il coefficiente  $k_i$ , relativo all'i-esimo piano, è uguale al rapporto tra la risultante dell'azione sismica agente su tale piano e l'azione sismica totale.

$$k_i = \frac{\sum_{i}^{n} F_{hi}}{F_h}$$

dove:

- n indica il numero totale dei piani;
- i è il piano i-esimo che si sta indagando;
- $F_{hi}$  è la forza sismica agente all'i-esimo piano;
- $F_h$  è la forza sismica totale calcolata.

I valori di  $k_i$  sono quindi riassunti nella Tabella 6.2.

Piano	Quota [m]	Massa di piano [kN]	Forzante di piano F <sub>hi</sub> [kN]	$k_i$
Piano interrato (-1)	0.00	6915.85	0.00	1.00
Piano terra (0)	5.50	15861.24	26.16	1.00
Piano primo (1)	11.54	15591.69	53.96	0.87
Piano secondo (2)	17.24	9601.88	49.65	0.60
Piano terzo (3)	22.74	7614.48	51.93	0.36
Piano copertura castello	25.89	1075.41	8.35	0.10
Piano quarto (4)	28.39	953.31	8.12	0.06
Piano copertura torre (5)	32.20	339.29	3.28	0.02

Tabella 6.2: Coefficienti ki analisi LV1 Castello.

I valori precedentemente determinati nella tabella possono essere ottenuti anche utilizzando semplicemente una proporzionalità tra le quote dei vari livelli della struttura (Tabella 6.3). Si ottiene quindi in questo caso il valore dello spostamento dei diversi piani  $\phi$  come rapporto tra la quota del piano e l'altezza massima della struttura, in virtù dell'andamento triangolare della forma modale precedentemente assunta.

$$\varphi = \frac{h_i}{h_{max}}$$

dove:

- $h_i$  rappresenta la quota dell'i-esimo piano;
- $h_{max}$  rappresenta la quota massima dell'edificio.

Piano	Quota [m]	Massa di piano	φ	$k_i$
		[kg]		
Piano interrato (-1)	0.00	704979.91	0.00	1.00
Piano terra (0)	5.50	1596069.87	0.17	1.00
Piano primo (1)	11.54	1554924.10	0.36	0.87
Piano secondo (2)	17.24	957636.99	0.54	0.60
Piano terzo (3)	22.74	755812.88	0.71	0.35

Piano copertura castello	25.89	105920.51	0.80	0.10
Piano quarto (4)	28.39	95922.34	0.88	0.06
Piano copertura torre (5)	32.20	34185.92	1.00	0.02

Tabella 6.3: Coefficienti φ e k<sub>i</sub> analisi LV1 Castello.

Attraverso l'equazione riportata nel §6.1 sarà quindi possibile determinare la frazione di massa partecipante al modo dinamico.

$$e^* = \frac{\left(\sum_{1}^{N} m_j \varphi_j\right)^2}{M \sum_{1}^{N} m_j \varphi_j^2} = 0.69$$

dove:

- $m_i$  massa relativa al j-esimo piano espressa in Tabella 6.3;
- $\varphi_i$  spostamento del piano j-esimo espresso in Tabella 6.3;
- M massa sismica totale pari a:

5802909.71 kg

In definitiva:

$$e^* = 0.69$$

#### 6.4.3. Analisi in direzione x.

La vulnerabilità della struttura nella direzione x viene valutata, in ogni livello (Tabella 6.4, 6.5 e 6.6) computando l'ordinata dello spettro di risposta elastico come espresso nel  $\S 6.1$ . Ai fini della determinazione dei due parametri di eccentricità  $e_{y,i}$  e distanza  $d_{y,i}$  sarà importante determinare le coordinate del baricentro delle masse e delle rigidezze per ogni livello della struttura. Dopo aver determinato tali parametri geometrici sarà quindi possibile procedere con l'analisi seguendo le relazioni precedentemente riportate.

Il valore della resistenza a taglio di progetto, essendo delle verifiche di natura dinamica, è diviso per il coefficiente di sicurezza relativo alle analisi dinamiche.

			Piano Interrato	Piano Terra	Piano Primo
Somma momenti statici masse x		kNm]	22499.65	32430.87	25599.04
Somma momenti statici masse y		kNm]	137406.36	225227.59	186632.31
Somma rigidezze x	[k	N/m]	133592528.52	212750577.65	96627006.77
Somma rigidezze y	[/	kN/m]	5370246.37	6868891.51	2869953.54
Somma momenti statici rigidezze	x	[kN]	499158013.94	723507611.85	305373744.95
Somma momenti statici rigidezze	y I	[kN]	106639319.72	123105733.29	40170297.56
Massa di piano		[kN]	6915.85	15861.24	15591.69
Baricentro masse	$X_m$	[m]	19.87	14.20	11.97
Baricentro masse	$Y_m$	[m]	3.25	2.04	1.64
Baricentro rigidezze	$X_c$	[m]	19.86	17.92	14.00
Baricentro rigidezze	$Y_c$	[m]	3.74	3.40	3.16
Eccentricità	<b>e</b> yi	[m]	0.48	1.36	1.52
Distanza	$d_{yi}$	[m]	3.14	8.81	8.61
Coefficiente d'irregolarità	$\beta_{xi}$		1.31	1.31	1.35
Valore massimo	$\beta_{xi}$		1.25	1.25	1.25

Valore assunto	$\beta_{xi}$	1.25	1.25	1.25
Numero di maschi murari	$N_{m,xi}$	13.00	24.00	24.00
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	110.93	89.16	73.20
Area al quadrato dei maschi	$A^2_{xi}$ $[m^4]$	3479.77	2127.62	719.69
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{xi}$	0.46	-0.08	0.56
Valore minimo	μxi	0.80	0.80	0.80
Valore assunto	$\mu_{xi}$	0.80	0.80	0.80
Carico verticale	[N]	57953153.48	51037300.58	35176057.95
Area resistente a taglio	$A \qquad [m^2]$	1397142.00	1137886.00	964379.00
Tensione verticale media	$\sigma_{0i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	41.48	44.85	36.48
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	7.75	8.03	7.30
Rapporto forze sismiche	$k_i$	1.00	1.00	0.87
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	enti) F <sub>SLV,xi</sub> [N]	5499497.07	4585058.67	3934832.61
Massa sismica totale	M [kg]	5805452.52	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$ [g]	0.25	0.21	0.18

Tabella 6.4: Analisi LV1 in direzione x dei piani interrato, terra e primo con LC1 nel modello castello.

		Piano Secondo	Piano Terzo	Copertura castello
Somma momenti statici masse x	c [kNm]	21513.90	17872.93	983.53
Somma momenti statici masse y	, [kNm]	149868.66	119909.98	10064.24
Somma rigidezze x	[kN/m]	21147499.08	5071323.68	1355508.42
Somma rigidezze y	[kN/m]	3042061.30	3142547.38	1416584.36
Somma momenti statici rigidezz	ge x [kN]	80465524.37	1715510.77	2044563.98
Somma momenti statici rigidezz		50479860.60	43504076.63	15564701.27
Massa di piano	[kN]	9601.88	7614.48	1075.41
Baricentro masse	$X_m$ [m]	15.61	15.75	9.36
Baricentro masse	$Y_m$ [m]	2.24	2.35	0.91
Baricentro rigidezze	$X_c$ [m]	16.59	13.84	10.99
Baricentro rigidezze	$Y_c$ [m]	3.80	0.34	1.51
Eccentricità	e yi [m]	1.56	2.01	0.59
Distanza	d yi [m]	2.46	6.63	2.61
Coefficiente d'irregolarità	$oldsymbol{eta}_{xi}$	2.27	1.61	1.46
Valore massimo	$\boldsymbol{\beta}_{xi}$	1.25	1.25	1.25
Valore assunto	$\beta_{xi}$	1.25	1.25	1.25
Numero di maschi murari	$N_{m,xi}$	31.00	39.00	27.00
Area maschi murari	$A_{xi}$ [ $m^2$ ]	53.80	18.55	15.28
Area al quadrato dei maschi	$A^2_{xi}$ [ $m^4$ ]	264.16	15.77	13.68
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{xi}$	0.63	0.84	0.88
Valore minimo	$\mu_{xi}$	0.80	0.80	0.80
Valore assunto	$\mu_{xi}$	0.80	0.84	0.88
Carico verticale	[N]	19584372.57	9982493.68	1075410.23
Area resistente a taglio	$A [m^2]$	746541.00	344288.00	252360.00
Tensione verticale media	$\sigma_{\theta i} [N/cm^2]$	26.23	28.99	4.26
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	6.28	6.57	3.14
Rapporto forze sismiche	$k_i$	0.60	0.35	0.10
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	nti) F <sub>SLV,xi</sub> [N]	3598314.81	2316899.55	3454004.53
Massa sismica totale	M [kg]	5805452.52	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$ [g]	0.16	0.10	0.15

Tabella 6.5: Analisi LV1 in direzione x dei piani secondo, terzo e copertura castello con LC1 nel modello castello.

	Piano quarto	Copertura torre circolare
Somma momenti statici masse x [kNm]	5383.54	2228.59
Somma momenti statici masse y [kNm]	22235.01	9354.74
Somma rigidezze x [kN/m]	202377.98	165104.15
Somma rigidezze y [kN/m]	288974.11	244530.28
Somma momenti statici rigidezze x [kN]	1289716.37	1060146.91
Somma momenti statici rigidezze y [kN]	7704823.31	6541424.55
Massa di piano [kN]	953.31	339.29
Baricentro masse $X_m$ [m]	23.32	27.57
Baricentro masse $Y_m$ [m]	5.65	6.57
Baricentro rigidezze $X_c$ [m]	26.66	26.75
Baricentro rigidezze Y <sub>c</sub> [m]	6.37	6.42
Eccentricità e yi [m]	0.73	0.15
Distanza $d_{yi}$ [m]	0.83	0.88
Coefficiente d'irregolarità $\beta_{xi}$	2.75	1.33
Valore massimo $\beta_{xi}$	1.25	1.25
Valore assunto $\beta_{xi}$	1.25	1.25
Numero di maschi murari $N_{m,xi}$	6.00	6.00
Area maschi murari $A_{xi}$ $[m^2]$	4.87	4.87
Area al quadrato dei maschi $A^2_{xi}$ [m <sup>4</sup> ]	5.35	5.35
Coefficiente di omogeneità $\mu_{xi}$	0.93	0.93
Valore minimo $\mu_{xi}$	0.80	0.80
Valore assunto $\mu_{xi}$	0.93	0.93
Carico verticale [N]	1292604.03	339290.87
Area resistente a taglio A [m²]	91825.00	91825.00
Tensione verticale media $\sigma_{0i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	14.08	3.69
Resistenza a taglio $ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	4.80	3.01
Rapporto forze sismiche $k_i$	0.06	0.02
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti) $F_{SLV,xi}$ [N]	3042314.80	6627462.29
Massa sismica totale M [kg]	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale S <sub>e,SLV</sub> [g]	0.14	0.30

Tabella 6.6: Analisi LV1 in direzione x dei piani quarto e copertura torre circolare con LC1 nel modello castello.

## 6.4.4. Analisi in direzione y.

La vulnerabilità della struttura nella direzione y viene valutata, in ogni livello (Tabelle 6.7, 6.8 e 6.9) computando l'ordinata dello spettro di risposta elastico come espresso nel  $\S 6.1$ . Ai fini della determinazione dei due parametri di eccentricità  $e_{x,i}$  e distanza  $d_{x,i}$  sarà importante determinare le coordinate del baricentro delle masse e delle rigidezze per ogni livello della struttura. Dopo aver determinato tali parametri geometrici sarà quindi possibile procedere con l'analisi seguendo le relazioni precedentemente riportate.

Il valore della resistenza a taglio di progetto, essendo delle verifiche di natura dinamica è diviso per il coefficiente di sicurezza relativo alle analisi dinamiche.

		Piano Interrato	Piano Terra	Piano Primo
Somma momenti statici masse x	[kNm]	22499.65	32430.87	25599.04
Somma momenti statici masse y	[kNm]	137406.36	225227.59	186632.31
Somma rigidezze x	[kN/m]	133592528.52	212750577.65	96627006.77
Somma rigidezze y	[kN/m]	5370246.37	6868891.51	2869953.54

Somma momenti statici rigide	zze x	[kN]	499158013.94	723507611.85	305373744.95
Somma momenti statici rigide.	zze y	[kN]	106639319.72	123105733.29	40170297.56
Massa di piano	-	[kN]	6915.85	15861.24	15591.69
Baricentro masse	Xm	[m]	19.87	14.20	11.97
Baricentro masse	$Y_m$	[m]	3.25	2.04	1.64
Baricentro rigidezze	$X_c$	[m]	19.86	17.92	14.00
Baricentro rigidezze	$Y_c$	[m]	3.74	3.40	3.16
Eccentricità	<b>e</b> xi	[m]	0.01	3.72	2.03
Distanza	$d_{xi}$	[m]	6.80	19.08	15.22
Coefficiente d'irregolarità	$\beta_{yi}$		1.00	1.39	1.27
Valore massimo	$\beta_{yi}$		1.25	1.25	1.25
Valore assunto	$\beta_{yi}$		1.00	1.25	1.25
Numero di maschi murari	$N_{m,yi}$		13.00	24.00	28.00
Area maschi murari	$A_{yi}$	$[m^2]$	43.88	29.22	27.06
Area al quadrato dei maschi	$A^2_{yi}$	[m <sup>4</sup> ]	281.43	78.96	71.27
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{yi}$		0.82	0.76	0.65
Valore minimo	$\mu_{yi}$		0.80	0.80	0.80
Valore assunto	$\mu_{yi}$		0.82	0.80	0.80
Carico verticale		[N]	57953153.48	51037300.58	35176057.95
Area resistente a taglio	$\boldsymbol{A}$	$[m^2]$	1397142.00	1137886.00	964379.00
Tensione verticale media	σoi	[N/cm <sup>2</sup> ]	41.48	44.85	36.48
Resistenza a taglio	$ au_{di}$	[N/cm <sup>2</sup> ]	7.75	8.03	7.30
Rapporto forze sismiche	$k_i$	`	1.00	1.00	0.87
Tagliante (Taglio-Fasce resist	enti) F	SLV,yi [N]	2778729.42	1502603.38	1454567.10
Massa sismica totale	M		5805452.52	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale	S	e,SLV [g]	0.12	0.07	0.065

Tabella 6.7: Analisi LV1 in direzione y dei piani interrato, terra e primo con LC1 nel modello castello.

			Piano secondo	Piano terzo	Copertura castello
Somma momenti statici masse x	•	[kNm]	21513.90	17872.93	983.53
Somma momenti statici masse y		[kNm]	149868.66	119909.98	10064.24
Somma rigidezze x		[kN/m]	21147499.08	5071323.68	1355508.42
Somma rigidezze y		[kN/m]	3042061.30	3142547.38	1416584.36
Somma momenti statici rigidezz	e x	[kN]	80465524.37	1715510.77	2044563.98
Somma momenti statici rigidezz	e y	[kN]	50479860.60	43504076.63	15564701.27
Massa di piano		[kN]	9601.88	7614.48	1075.41
Baricentro masse	X <sub>m</sub>	[m]	15.61	15.75	9.36
Baricentro masse	$Y_m$	[m]	2.24	2.35	0.91
Baricentro rigidezze	$X_c$	[m]	16.59	13.84	10.99
Baricentro rigidezze	$Y_c$	[m]	3.80	0.34	1.51
Eccentricità	$e_{xi}$	[m]	0.99	1.90	1.63
Distanza	$d_{xi}$	[m]	9.82	12.33	7.31
Coefficiente d'irregolarità	$\beta_{yi}$		1.20	1.31	1.45
Valore massimo	$\beta_{yi}$		1.25	1.25	1.25
Valore assunto	$\beta_{yi}$		1.20	1.25	1.25
Numero di maschi murari	$N_{m,yi}$		30.00	37.00	25.00
Area maschi murari	$A_{yi}$	[m²]	26.00	16.79	10.87
Area al quadrato dei maschi	$A^2_{yi}$	[m <sup>4</sup> ]	92.28	21.57	16.45
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{yi}$		0.38	0.63	0.50
Valore minimo	$\mu_{yi}$		0.80	0.80	0.80
Valore assunto	$\mu_{yi}$		0.80	0.80	0.80
Carico verticale		[N]	19584372.57	9982493.68	1075410.23
Area resistente a taglio	$\boldsymbol{A}$	[m²]	746541.00	344288.00	252360.00
Tensione verticale media	σoi	[N/cm²]	26.23	28.99	4.26
Resistenza a taglio	$ au_{di}$	[N/cm <sup>2</sup> ]	6.28	6.57	3.14
Rapporto forze sismiche	$k_i$		0.60	0.35	0.10

Tagliante (Taglio-Fasce resistenti)	$F_{SLV,yi}$ [N]	1810466.28	1990995.28	2225421.57
Massa sismica totale	M [kg]	5805452.52	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$ [g]	0.08	0.09	0.10

Tabella 6.8: Analisi LV1 in direzione y dei piani secondo, terzo e copertura castello con LC1 nel modello castello.

	Piano Quarto	Copertura torre circolare
Somma momenti statici masse x [kNm]	5383.54	2228.59
Somma momenti statici masse y [kNm]	22235.01	9354.74
Somma rigidezze x [kN/m]	202377.98	165104.15
Somma rigidezze y [kN/m]	288974.11	244530.28
Somma momenti statici rigidezze x [kN]	1289716.37	1060146.91
Somma momenti statici rigidezze y [kN]	7704823.31	6541424.55
Massa di piano [kN]	953.31	339.29
Baricentro masse X <sub>m</sub> [m]	23.32	27.57
Baricentro masse $Y_m$ [m]	5.65	6.57
Baricentro rigidezze X <sub>c</sub> [m]	26.66	26.75
Baricentro rigidezze Y <sub>c</sub> [m]	6.37	6.42
Eccentricità e <sub>xi</sub> [m]	3.34	0.82
Distanza $d_{xi}$ [m]	0.40	0.49
Coefficiente d'irregolarità $\beta_{yi}$	17.69	4.35
Valore massimo $\beta_{yi}$	1.25	1.25
Valore assunto $\beta_{yi}$	1.25	1.25
Numero di maschi murari $N_{m,yi}$	6.00	6.00
Area maschi murari $A_{yi}$ $[m^2]$	4.32	4.32
Area al quadrato dei maschi $A^2_{yi}$ [m <sup>4</sup> ]	4.81	4.81
Coefficiente di omogeneità $\mu_{yi}$	0.89	0.89
Valore minimo $\mu_{yi}$	0.80	0.80
Valore assunto $\mu_{yi}$	0.89	0.89
Carico verticale [N]	1292604.03	339290.87
Area resistente a taglio $A$ $[m^2]$	91825.00	91825.00
Tensione verticale media $\sigma_{0i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	14.08	3.69
Resistenza a taglio $ au_{di} [N/cm^2]$	4.80	3.01
Rapporto forze sismiche ki	0.06	0.02
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti) F SLV,yi [N]	2585815.41	5633011.44
Massa sismica totale M [kg]	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale $S_{e,SLV}$ [g]	0.12	0.25

Tabella 6.9: Analisi LV1 in direzione y dei piani quarto e copertura torre circolare con LC1 nel modello castello.

### 6.4.5. Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica del castello.

La valutazione della vulnerabilità sismica della struttura per tale livello LV1 avviene con la determinazione dei due indici di sicurezza descritti ad inizio Capitolo 6:

- I<sub>S,SLV</sub> che rappresenta il rapporto tra il periodo di ritorno associato all'ordinata spettrale valutata nelle precedenti tabelle ed il periodo di ritorno corrispondente allo stato limite ultimo SLV;
- $f_{a,SLV}$  che rappresenta il rapporto tra l'accelerazione associata all'ordinata spettrale, valutata nelle precedenti tabelle e l'accelerazione corrispondente allo stato limite ultimo SLV.

La determinazione del tempo di ritorno associato all'ordinata spettrale avviene mediante i 9 spettri elastici forniti in [16] per il comune di Serralunga d'Alba (Figura 6.8).

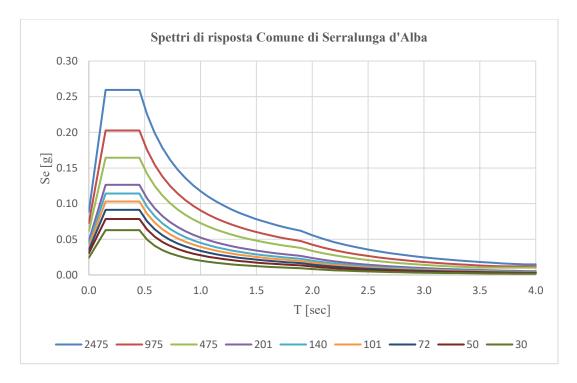


Figura 6.8: Spettri di risposta Comune di Serralunga d'Alba.

Si entra quindi nel grafico con il valore di  $S_{e,SLV}$  calcolato per ogni piano nelle tabelle precedenti e si determina il punto di interesse in funzione del periodo T1 del castello. In tal modo si riesce a valutare il range di appartenenza del punto, infatti se per esempio cade tra la curva blu e la curva rossa si può dedurre che il tempo di ritorno associato all'ordinata spettrale determinata è compreso tra 975 anni e 2475 anni. Successivamente quindi, mediante la relazione d'interpolazione riportata nel §6.1 e fornita dalle norme vigenti si determina lo spettro passante per tale punto e quindi in tal modo, il tempo di ritorno relativo. Si pongono nella relazione come p1 e p2 le ordinate spettrali associate ai tempi di ritorno degli estremi del range di appartenenza, e quindi essendo nota la p, che corrisponde all'ordinata spettrale associata al piano e calcolata nelle precedenti tabelle, si ottiene il valore del tempo di ritorno  $T_R$  d'interesse. La determinazione del termine  $a_{SLV}$ , avviene mediante il foglio di calcolo "Spettri", fornito dal Consiglio dei Lavori Pubblici, nel quale si determina lo spettro associato al tempo di ritorno calcolato e per le caratteristiche di sito e struttura determinate, ed in tal modo si otterranno i parametri indipendenti e dipendenti d'interesse per il calcolo dell'accelerazione che porta allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita il piano in analisi. Tale valore di accelerazione, sarà confrontato con il valore di progetto  $a_{g,SLV}$ . Nel calcolo del valore  $a_{SLV}$ , mediante la relazione funzione del periodo della struttura, e riportata in §6.1,

il calcolo del termine S, che tiene conto della categoria di sottosuolo e topografica, avviene mediante le Tabelle 6.10 e 6.11 riportanti le relazioni fornite in [16].

Categoria sottosuolo	$S_{S}$	C <sub>C</sub>
Α	1,00	1,00
В	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1{,}10\cdot(T_{C}^{*})^{-0.20}$
С	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \le 2.40 - 1.50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_{\rm C}^*)^{-0,40}$

Tabella 6.10: Tabella 3.2.IV in [16] per la determinazione dei coefficienti  $S_S$  e  $C_C$ .

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_{T}$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
Т3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 6.11: Tabella 3.2.V in [16] per la determinazione del coefficiente  $S_T$ .

Per la valutazione del tempo di ritorno di riferimento  $T_{R,SLV}$  si considera per lo stato limite di salvaguardia della vita in progetto una probabilità di superamento nel periodo di ritorno  $V_R$  pari al 10% come prescritto nella Tabella 3.2.I delle [16]e si applica quindi la relazione 3.2.0 del §3.2.1 di [16].

Nelle Tabelle 6.12 e 6.13 si riportano i valori dei due indici  $I_{S,SLV}$  e  $f_{a,SLV}$  determinati per tutti i piani della struttura, e si fa notare che la determinazione del tempo di ritorno avviene sino ad un valore massimo di 2475 anni, che rappresenta il massimo valore contemplato dalla normativa, ed a tale valore corrisponde un indice di sicurezza  $I_{S,SLV}$  pari a 3.48, dato dal rapporto tra 2475 e i 712 anni di progetto richiesti per il Castello di Serralunga d'Alba.

	TAGLIO-FASCE RESISTENTI direzione X									
Livelli	Se, SLV [g]	Tr [anni]	Tr, SLV [anni]	$I_{S,SLV}$	$a_{SLV}$ [g]	$a_{g, SLV}$ $[g]$	$f_{a,SLV}$			
Piano Interrato	0.246	>2475	712	>3.48	0.088	0.056	1.56			
Piano Terra	0.205	>2475	712	>3.48	0.073	0.056	1.30			
Piano Primo	0.176	>2475	712	>3.48	0.063	0.056	1.12			
Piano Secondo	0.161	1875.42	712	2.63	0.059	0.056	1.05			
Piano Terzo	0.104	419.7	712	0.59	0.045	0.056	0.80			
Piano Copertura castello	0.155	1616.08	712	2.27	0.06	0.056	1.02			
Piano Quarto	0.136	1019.35	712	1.43	0.053	0.056	0.94			
Piano Copertura Torre	0.297	>2475	712	>3.48	0.105	0.056	1.88			

Tabella 6.12: Indici di sicurezza I<sub>S,SLV</sub> e f<sub>a,SLV</sub> per la direzione X del castello.

	TAGLIO-FASCE RESISTENTI direzione Y								
Livelli	Se, SLV [g]	T <sub>R</sub> [anni]	T <sub>R,SLV</sub> [anni]	I <sub>S,SLV</sub> [-]	$a_{SLV}$ [g]	a <sub>g, SLV</sub> [g]	f <sub>a,SLV</sub>		
Piano Interrato	0.125	752.34	712	1.06	0.050	0.056	0.89		
Piano Terra	0.067	125	712	0.18	0.035	0.056	0.63		
Piano Primo	0.065	114	712	0.16	0.035	0.056	0.62		
Piano Secondo	0.081	206.7	712	0.29	0.039	0.056	0.69		
Piano Terzo	0.089	271	712	0.38	0.041	0.056	0.73		
Piano Copertura castello	0.100	370.59	712	0.52	0.044	0.056	0.78		
Piano Quarto	0.116	588.08	712	0.83	0.048	0.056	0.85		
Piano Copertura Torre	0.252	>2475	712	>3.48	0.090	0.056	1.60		

Tabella 6.13: Indici di sicurezza  $I_{S,SLV}$  e  $f_{a,SLV}$  per la direzione Y del castello.

Si riportano degli istogrammi rappresentativi dell'andamento degli indici di sicurezza  $I_{S,SLV}$  e  $f_{a,SLV}$  per la struttura valutata in modo da mostrare la variazione dell'indice di sicurezza in altezza (Figure 6.9, 6.10, 6.11 e 6.12).

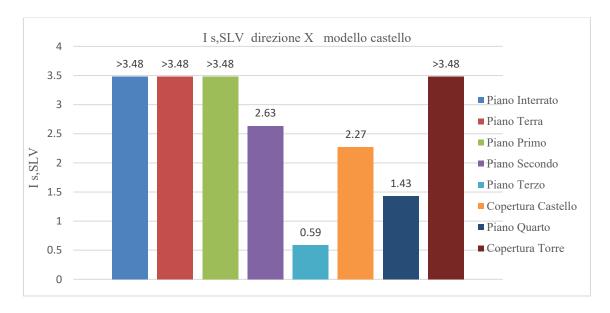


Figura 6.9: Variazione dell'indice  $I_{S,SLV}$  in altezza per la direzione X nel modello castello.

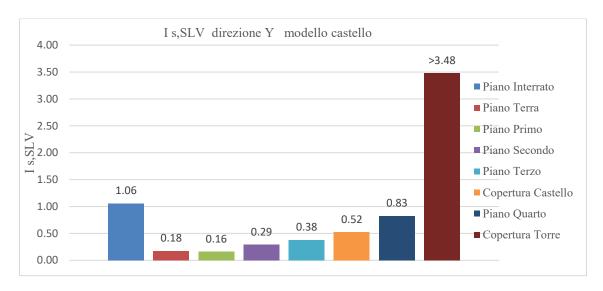


Figura 6.10: Variazione dell'indice I<sub>S,SLV</sub> in altezza per la direzione Y nel modello castello.

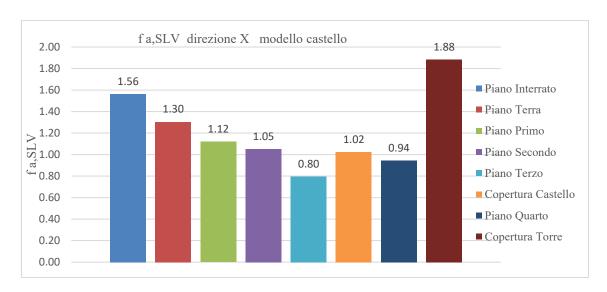


Figura 6.11: Variazione dell'indice f<sub>a,SLV</sub> in altezza per la direzione X nel modello castello.

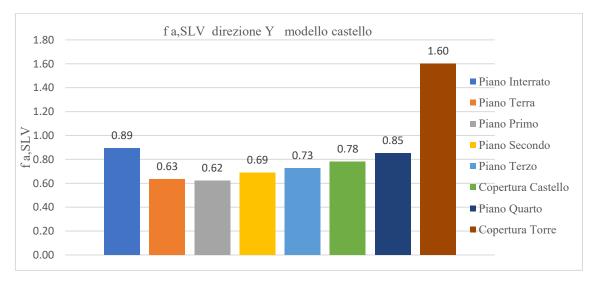


Figura 6.12: Variazione dell'indice  $f_{a,SLV}$  in altezza per la direzione Y nel modello castello.

## 6.5. Analisi LV1 Torre quadrata.

La valutazione della sicurezza sismica della torre quadrata avviene attraverso l'utilizzo del modello per le torri illustrato nel §6.2, in cui si prescrive di determinare dei settori di valutazione della struttura (Figura 6.13 e Figura 6.14), che siano caratterizzati da fenomeni di rastremazione dello spessore o di indebolimento della sezione reagente dovuto alla presenza di aperture in modo da poter determinare la sezione più critica.

Nella torre in esame si analizzano quindi quattro diverse sezioni, una per ogni livello, che intersecano le aperture presenti, in modo da considerare la situazione peggiore:

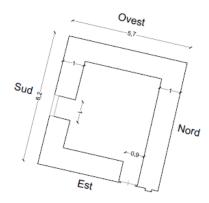
- Sezione piano primo (1) a quota 13.54 metri;
- Sezione piano secondo (2) a quota 18.74 metri;
- Sezione piano terzo (3) a quota 24.66 metri;
- Sezione piano quarto (4) a quota 30.24 metri.

Al fine di poter determinare l'ordinata spettrale della struttura, funzione del momento ultimo resistente alla base dell'i-esimo settore è necessario determinare le masse in gioco in ogni livello in modo da poter valutare la tensione normale media nella sezione di analisi. In Tabella 6.14 è valutata la massa connessa ad ogni livello della struttura analizzata.

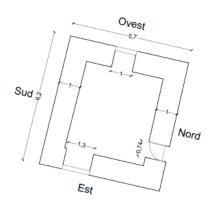
Piano	Massa solaio G [kN]	Massa solaio Q [kN]	Massa maschi murari G [kN]	Massa totale [kN]	Coefficiente Ψ <sub>2j</sub>	Massa sismica [kg]
Piano Primo (1)	0.00	0.00	974.70	974.70	0.60	99358
Piano Secondo (2)	277.23	78.75	1856.59	2212.57	0.60	222331
Piano Terzo (3)	283.01	78.75	1873.81	2235.57	0.60	224676
Piano Quarto (4)	277.23	78.75	1316.68	1672.66	0.60	167295

Tabella 6.14: Determinazione massa sismica connessa ai livelli della torre.

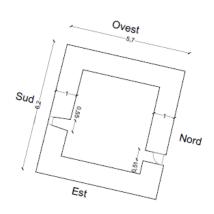
## SEZIONE PIANO 1 Quota 13.54 m.



## SEZIONE PIANO 2 Quota 18.74 m.



SEZIONE PIANO 3 Quota 24.66 m.



SEZIONE PIANO 4 Quota 30.24 m.

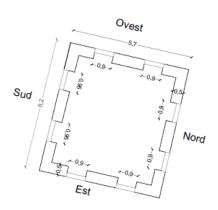


Figura 6.13: Settori di valutazione della torre per analisi LV1.

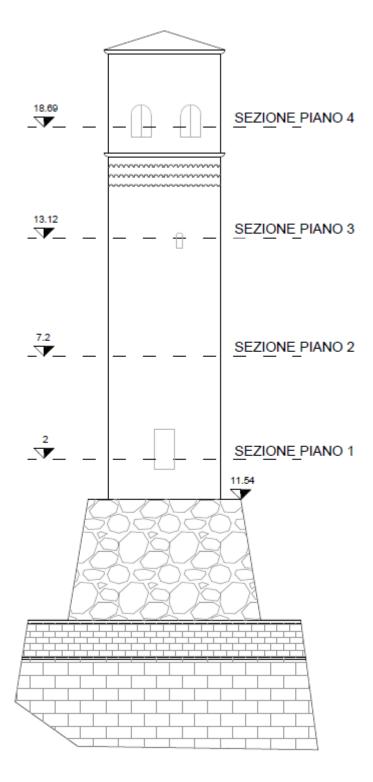


Figura 6.14: Prospetto Sud della torre quadrata rappresentante la quota dei settori analizzati nell'analisi LV1.

Mediante la relazione esplicata nel §6.2 si determina il momento ultimo resistente per i quattro settori di interesse e per le quattro direzioni di applicazione del sisma:

- Direzione Nord (Tabella 6.15);
- Direzione Sud (Tabella 6.16);
- Direzione Ovest (Tabella 6.17);
- Direzione Est (Tabella 6.18).

	Sisma in Direzione Nord								
Settore	W <sub>i</sub> [N]	A <sub>i</sub> [N]	$\sigma_{0i}$ $[N/cm^2]$	$f_d$ $N/cm^2$	a <sub>i</sub> [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	M <sub>ui</sub> [kNm]		
Settore piano 1	7506483.8	190000	39.51	88.89	620	575	15567		
Settore piano 2	6531783.8	167500	39.00	88.89	546	575	13608		
Settore piano 3	4319216.9	188400	22.93	88.89	569	575	10248		
Settore piano 4	2083646.9	72750	28.64	88.89	440	575	5338		

Tabella 6.15: Determinazione momento ultimo resistente per sisma in direzione Nord.

	Sisma in Direzione Sud									
Settore	W <sub>i</sub> [N]	A <sub>i</sub> [N]	$\sigma_{0i}$ $[N/cm^2]$	$f_d$ $N/cm^2$	a <sub>i</sub> [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	M <sub>ui</sub> [kNm]			
Settore piano 1	7506483.8	190000	39.51	88.89	620	575	15567			
Settore piano 2	6531783.8	167500	39.00	88.89	620	575	14225			
Settore piano 3	4319216.9	188400	22.93	88.89	565	575	10233			
Settore piano 4	2083646.9	72750	28.64	88.89	425	575	5314			

Tabella 6.16: Determinazione momento ultimo resistente per sisma in direzione Sud.

	Sisma in Direzione Ovest									
Settore	W <sub>i</sub> [N]	A <sub>i</sub> [N]	$\sigma_{0i}$ $[N/cm^2]$	$f_d$ $N/cm^2$	a <sub>i</sub> [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	M <sub>ui</sub> [kNm]			
Settore piano 1	7506483.8	190000	39.51	88.89	570	620	16728			
Settore piano 2	6531783.8	167500	39.00	88.89	470	620	14241			
Settore piano 3	4319216.9	188400	22.93	88.89	570	620	11224			
Settore piano 4	2083646.9	72750	28.64	88.89	390	620	5723			

Tabella 6.17: Determinazione momento ultimo resistente per sisma in direzione Ovest.

	Sisma in Direzione Est									
Settore	W <sub>i</sub> [N]	A <sub>i</sub> [N]	$\sigma_{0i}$ $[N/cm^2]$	$f_d$ $N/cm^2$	a <sub>i</sub> [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	M <sub>ui</sub> [kNm]			
Settore piano 1	7506483.8	190000	39.51	88.89	490	620	15660			
Settore piano 2	6531783.8	167500	39.00	88.89	450	620	13974			
Settore piano 3	4319216.9	188400	22.93	88.89	580	620	11261			
Settore piano 4	2083646.9	72750	28.64	88.89	400	620	5741			

Tabella 6.18: Determinazione momento ultimo resistente per sisma in direzione Est.

Si determina l'accelerazione spettrale di riferimento per le quattro direzioni di interesse e per i quattro settori (Tabelle 6.19, 6.20, 6.21 e 6.22).

Nei calcoli riportati nelle tabelle a seguire si considerano i valori del fattore di comportamento (q=1.77), del fattore di confidenza (FC=1.35) e delle quote (prospetto in Figura 6.14) determinati precedentemente. Il peso totale della torre sarà pari a:

 $W = 7506.48 \, kN$ 

	Sisma in Direzione Nord								
Settore	M <sub>ui</sub> [kNm]	W <sub>K</sub> [kN]	$z_k W_k$ [kNm]	$\frac{z_k^2 W_k}{[kNm^2]}$	$S_{e,SLV,i}(T_1)$ [g]				
Settore piano 1	15567	974.70	86154	1231268	0.26				
Settore piano 2	14225	2212.57	84205	1227369	0.39				
Settore piano 3	10233	2235.57	68274	1112670	0.84				
Settore piano 4	5314	2083.65	38943	727851	-				

Tabella 6.19: Determinazione ordinata spettrale per sisma in direzione Nord.

	Sisma in Direzione Sud									
Settore	M <sub>ui</sub> [kNm]	W <sub>K</sub> [kN]	z <sub>k</sub> W <sub>k</sub> [kNm]	$ z_k^2 W_k \\ [kNm^2] $	$S_{e,SLV,i}(T_1)$ [g]					
Settore piano 1	15566.84	974.70	86154	1231268	0.26					
Settore piano 2	14225.06	2212.57	84205	1227369	0.41					
Settore piano 3	10232.68	2235.57	68274	1112670	0.84					
Settore piano 4	5314.46	2083.65	38943	727851	-					

Tabella 6.20: Determinazione ordinata spettrale per sisma in direzione Sud.

	Sisma in Direzione Ovest									
Settore	M <sub>ui</sub> [kNm]	W <sub>K</sub> [kN]	z <sub>k</sub> W <sub>k</sub> [kNm]	$ z_k^2 W_k \\ [kNm^2] $	$S_{e,SLV,i}(T_1)$ [g]					
Settore piano 1	16728.23	974.70	86154	1231268	0.28					
Settore piano 2	14241.37	2212.57	84205	1227369	0.41					
Settore piano 3	11223.67	2235.57	68274	1112670	0.92					
Settore piano 4	5722.61	2083.65	38943	727851	-					

Tabella 6.21: Determinazione ordinata spettrale per sisma in direzione Ovest.

	Sisma in Direzione Est								
Settore	M <sub>ui</sub> [kNm]	W <sub>K</sub> [kN]	z <sub>k</sub> W <sub>k</sub> [kNm]	$ z_k^2 W_k \\ [kNm^2] $	$S_{e,SLV,i}(T_1)$ [g]				
Settore piano 1	15660.17	974.70	86154	1231268	0.26				
Settore piano 2	13974.38	2212.57	84205	1227369	0.40				
Settore piano 3	11261.01	2235.57	68274	1112670	0.92				
Settore piano 4	5741.03	2083.65	38943	727851	-				

Tabella 6.22: Determinazione ordinata spettrale per sisma in direzione Est.

#### 6.5.1 Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica della torre.

La definizione dell'indice di vulnerabilità (Tabella 6.23), come visto nella parte introduttiva del capitolo 6, è tale sia per le strutture a palazzo che per le strutture a torre, e mira a definire i due indici  $I_{S,SLV}$  e  $f_{a,SLV}$ . Tali indici dipendono dallo spettro associato all'ordita spettrale determinata nelle Tabelle 6.19, 6.20, 6.21 e 6.22, i quali sono ottenuti mediante il procedimento descritto precedentemente nel §6.4. Nella fase di determinazione del tempo di ritorno associato si nota che le accelerazioni definite per i vari livelli della torre risultano essere maggiori rispetto al range maggiore di spettro associato a 2475 anni in [16] per il sito di Serralunga d'Alba. Ciò porta a dedurre che il tempo di ritorno sarà sicuramente maggiore di 2475 anni e quindi l'indice di sicurezza  $I_{S,SLV}$  sarà maggiore di 3.48 e la torre risulta quindi sicura nei confronti delle azioni sismiche. Data la stretta dipendenza delle analisi condotte dalle aperture presenti lungo i lati investiti dall'azione sismica, e poiché la struttura presenta pochissime aperture, si può notare che i valori dell'ordinata spettrale ottenuti risultano simili per le varie direzioni di analisi.

	Settore	S <sub>e,SLV</sub> [g]	T <sub>r</sub> [anni]	T <sub>r,SLV</sub> [anni]	I <sub>S,SLV</sub>	a <sub>g</sub> [g]	ag, SLV [g]	$f_{a,SLV}$
	Settore piano 1	0.26	>2475	712	>3.48	0.062	0.056	1.1
	Settore piano 2	0.39	>2475	712	>3.48	0.092	0.056	1.6
	Settore piano 3	0.84	>2475	712	>3.48	0.199	0.056	3.5
NORD	Settore piano 4	-	Ī	ı	-	-	0.056	ı
	Settore piano 1	0.26	>2475	712	>3.48	0.062	0.056	1.1
	Settore piano 2	0.41	>2475	712	>3.48	0.096	0.056	1.7
	Settore piano 3	0.84	>2475	712	>3.48	0.198	0.056	3.5
SUD	Settore piano 4	-	=	-	-	-	0.056	-
	Settore piano 1	0.28	>2475	712	>3.48	0.066	0.056	1.2
	Settore piano 2	0.41	>2475	712	>3.48	0.096	0.056	1.7
	Settore piano 3	0.92	>2475	712	>3.48	0.218	0.056	3.9
OVEST	Settore piano 4	-	Ī	ı	-	-	0.056	ı
	Settore piano 1	0.26	>2475	712	>3.48	0.062	0.056	1.1
	Settore piano 2	0.40	>2475	712	>3.48	0.095	0.056	1.7
	Settore piano 3	0.92	>2475	712	>3.48	0.218	0.056	3.9
EST	Settore piano 4	-	-	-	-	0.062	0.056	1.1

Tabella 6.23: Indici di vulnerabilità I<sub>S,SLV</sub> e f<sub>a,SLV</sub> per il modello torre per un livello di conoscenza LC1.

## 6.6. Analisi LV1 sistema modello aggregato castello e torre.

La valutazione della sicurezza sismica dell'intero aggregato strutturale, composto dal castello e dalla torre considerati uniti fra loro, avviene attraverso l'utilizzo del modello per i palazzi illustrato nel §6.1. In tale analisi si considerano quindi tutti i maschi murari appartenenti al corpo del castello, alla torre circolare ed alla torre quadrata.

L'analisi LV1 sarà effettuata nelle due diverse direzioni, x e y, precedentemente determinate nella definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei maschi murari, e per ogni piano della struttura:

- Piano sotterraneo (-1);
- Piano terra (0);
- Piano primo (1);
- Piano secondo (2)
- Piano terzo (3)
- Piano copertura castello;
- Piano quarto (4);
- Piano copertura torre circolare;
- Piano copertura torre quadrata.

#### 6.6.1. Determinazione della massa sismica.

Nella determinazione della massa simica agente in ogni piano si considera la massa dell'impalcato del livello analizzato e la massa associata ai maschi murari, sopra e sotto tale orizzontamento, considerati per metà della loro altezza. Le masse associate agli orizzontamenti sono state calcolate tutte nel  $\S 5.3$ , mentre i valori associati ai singoli maschi murari sono riportati nella Tabella A3 in Appendice A. Mediante l'utilizzo della relazione riportata nel  $\S 6.1$  per il calcolo della massa sismica si ottengono i valori riassunti in Tabella 6.24, in cui il coefficiente di combinazione  $\psi_{2j}$  è stato determinato in funzione della categoria di utilizzo della struttura.

Piano	Massa solaio G [kN]	Massa solaio Q [kN]	Massa maschi murari G [kN]	Massa totale [kN]	Coefficiente $\psi_{2j}$	Massa sismica [kg]
Piano sotterraneo (-1)	0.00	0.00	6915.85	6915.85	0.60	704980
Piano terra (0)	2250.35	509.49	13101.40	15861.24	0.60	1596070
Piano primo (1)	3614.17	844.70	12107.51	16566.39	0.60	1654282
Piano secondo (2)	717.82	597.40	10499.23	11814.45	0.60	1179968
Piano terzo (3)	2519.33	578.64	6752.09	9850.05	0.60	980489
Piano copertura castello	269.14	90.83	715.44	1075.41	0.60	105921
Piano quarto (4)	417.43	109.54	2099.00	2625.97	0.60	263217
Piano copertura torre circolare	14.61	9.82	314.87	339.29	0.60	34186
Piano copertura torre quadrata	67.23	19.00	324.76	410.99	0.60	41120

Tabella 6.24: Determinazione massa sismica connessa all'aggregato edilizio castello e torre.

## 6.6.2. Determinazione della frazione di massa partecipante al modo di vibrare e\*.

Per la determinazione della frazione di massa partecipante al modo di vibrare si ipotizza un modo di vibrare triangolare della struttura, con spostamento nullo alla base e spostamento massimo in sommità. Sulla base di questa assunzione si procede quindi al calcolo della forzante sismica ed alla sua ripartizione nei vari livelli della struttura.

La forzante sismica è espressa dalla relazione 7.3.6 riportata nel §7.3.3.2 "Analisi lineare statica" in [16]:

$$F_h = \frac{S_d(T_1)W\lambda}{g}$$

dove:

- $S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto associata al periodo di vibrazione del castello;
- W è il peso complessivo del castello;
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 0.85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- g è l'accelerazione di gravità.

Si determina quindi il periodo di vibrazione del castello attraverso la relazione:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.05 * 33.9^{3/4} = 0.702$$

dove:

- C<sub>1</sub> è un coefficiente che dipende dal materiale in cui è realizzata la struttura e nel caso di edifici realizzati in materiali alternativi ad acciaio e calcestruzzo viene posto uguale al valore 0.05;
- H è l'altezza totale dell'edificio uguale a 33.9 metri, poiché coincidente con la quota della torre quadrata;
- $T_C$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro ricavato nella Tabella 4.21.

Come è possibile notare il periodo della struttura  $T_1$  risulta essere minore del doppio di  $T_C$ :

$$T_1 = 0.702 < 2T_C = 2 * 0.425 = 0.85$$

Si può quindi porre:

$$\lambda = 0.85$$

Considerando il peso totale dell'edificio, come somma dei pesi corrispondenti a tutti gli orizzontamenti ed ai maschi murari, pari a:

$$W = 65459637 N$$

L'ordinata spettrale di progetto associata al periodo di vibrazione della struttura sarà:

$$S_d(T_1) = 0.0331 g$$

Si calcola la forzante sismica agente sull'edificio con la relazione precedente:

$$F_h = \frac{S_d(T_1)W\lambda}{g} = 221.18 \, kN$$

Si determinano quindi i coefficienti  $k_i$  necessari per l'analisi LV1 e per il calcolo della frazione di massa partecipante al modo dinamico e\*, considerando che si è supposto un andamento triangolare della forma modale e si può supporre quindi una proporzionalità tra gli spostamenti e le forze applicate. In tal modo il coefficiente  $k_i$ , relativo all'i-esimo piano, è uguale al rapporto tra la risultante dell'azione sismica agente su tale piano e l'azione sismica totale.

$$k_i = \frac{\sum_{i}^{n} F_{hi}}{F_h}$$

dove:

- n indica il numero totale dei piani;
- i è il piano i-esimo che si sta indagando;
- $F_{hi}$  è la forza sismica agente all'i-esimo piano;
- $F_h$  è la forza sismica totale calcolata.

I valori di  $k_i$  sono quindi riassunti nella Tabella 6.25.

Piano	Quota [m]	Massa di piano [kN]	Forzante di piano F <sub>hi</sub> [kN]	k <sub>i</sub>
Piano interrato (-1)	0.00	6915.85	0.00	1.00
Piano terra (0)	5.50	15861.24	23.15	1.00
Piano primo (1)	11.54	16566.39	50.74	0.90
Piano secondo (2)	17.24	11814.45	54.06	0.67
Piano terzo (3)	22.74	9850.05	59.45	0.42
Piano copertura castello	25.89	1075.41	7.39	0.15
Piano quarto (4)	28.39	2625.97	19.79	0.12
Piano copertura torre circolare	32.20	339.29	2.90	0.03
Piano copertura torre quadrata	33.90	410.99	3.70	0.02

Tabella 6.25: Coefficienti ki analisi LV1 Castello e Torre.

I valori precedentemente determinati nella tabella possono essere ottenuti anche utilizzando semplicemente una proporzionalità tra le quote dei vari livelli della struttura (Tabella 6.26). Si ottiene quindi in questo caso il valore dello spostamento dei diversi piani  $\phi$  come rapporto tra la quota del piano e l'altezza massima della struttura, in virtù dell'andamento triangolare della forma modale precedentemente assunta.

$$\varphi = \frac{h_i}{h_{max}}$$
 in cui:

- h<sub>i</sub> rappresenta la quota dell'i-esimo piano;
- $h_{max}$  rappresenta la quota massima dell'edificio.

Piano	Quota [m]	Massa di piano	$\varphi$	$k_i$
		[kg]		
Piano interrato (-1)	0.00	704979.91	0.00	1.00
Piano terra (0)	5.50	1596069.87	0.16	1.00
Piano primo (1)	11.54	1654281.89	0.34	0.89
Piano secondo (2)	17.24	1179967.97	0.51	0.67
Piano terzo (3)	22.74	980488.72	0.67	0.42
Piano copertura castello	25.89	105920.51	0.76	0.15

Piano quarto (4)	28.39	263217.08	0.84	0.12
Piano copertura torre	32.20	34185.92	0.95	0.03
circolare				
Piano copertura torre	33.90	41119.83	1.00	0.02
quadrata				

Tabella 6.26: Coefficienti φ e k<sub>i</sub> analisi LV1 Castello e Torre.

Attraverso l'equazione riportata nel §5.1 è quindi possibile determinare la frazione di massa partecipante al modo dinamico.

$$e^* = \frac{\left(\sum_{1}^{N} m_j \varphi_j\right)^2}{M \sum_{1}^{N} m_j \varphi_j^2} = 0.71$$

dove:

- $m_i$  massa relativa al j-esimo piano espressa in Tabella 6.26;
- $\varphi_j$  spostamento del piano j-esimo espresso in Tabella 6.26;
- M massa sismica totale pari a:

6560231.71kg

In definitiva:

$$e^* = 0.71$$

#### 6.6.3. Analisi in direzione x.

La vulnerabilità della struttura nella direzione x viene valutata, in ogni livello (Tabelle 6.27, 6.28 e 6.29) computando l'ordinata dello spettro di risposta elastico come espresso nel  $\S6.1$ . Ai fini della determinazione dei due parametri di eccentricità  $e_{y,i}$  e distanza  $d_{y,i}$  sarà importante determinare le coordinate del baricentro delle masse e delle rigidezze per ogni livello della struttura. Dopo aver determinato tali parametri geometrici sarà quindi possibile procedere con l'analisi seguendo le relazioni precedentemente riportate.

			Piano	Piano Terra	Piano Primo
			Interrato		
Somma momenti statici masse x	1	[kNm]	22499.65	32430.87	34326.57
Somma momenti statici masse y		kNm]	137406.36	225227.59	186241.75
Somma rigidezze x	[k	kN/m]	133592528.52	212750577.65	96981131.93
Somma rigidezze y	[4	kN/m]	5370246.37	6868891.51	3778314.01
Somma momenti statici rigidezze	ex	[kN]	499158013.94	723507611.85	308290913.81
Somma momenti statici rigidezze	y I	[kN]	106639319.72	123105733.29	40461826.82
Massa di piano		[kN]	6915.85	15861.24	16566.39
Baricentro masse	$X_m$	[m]	19.87	14.20	11.24
Baricentro masse	$Y_m$	[m]	3.25	2.04	2.07
Baricentro rigidezze	$X_c$	[m]	19.86	17.92	10.71
Baricentro rigidezze	$Y_c$	[m]	3.74	3.40	3.18
Eccentricità	<b>e</b> yi	[m]	0.48	1.36	1.11
Distanza	$d_{yi}$	[m]	3.14	8.81	3.71
Coefficiente d'irregolarità	$\beta_{xi}$		1.31	1.31	1.60
Valore massimo	$\beta_{xi}$		1.25	1.25	1.25

Valore assunto	$\beta_{xi}$		1.25	1.25	1.25
Numero di maschi murari	$N_{m,xi}$		13.00	24.00	45.00
Area maschi murari	$A_{xi}$	$[m^2]$	110.93	89.16	82.80
Area al quadrato dei maschi	$A^2xi$	[m <sup>4</sup> ]	3479.77	2127.62	743.02
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{xi}$		0.46	-0.08	0.22
Valore minimo	$\mu_{xi}$		0.80	0.80	0.80
Valore assunto	$\mu_{xi}$		0.80	0.80	0.80
Carico verticale		[N]	65459637.28	58543784.38	42682541.75
Area resistente a taglio	$\boldsymbol{A}$	[m²]	1397142.00	1137886.00	1154379.00
Tensione verticale media	$\sigma_{\theta i}$ [N/	cm²]	46.85	51.45	36.97
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/	/cm²]	8.20	8.57	7.34
Rapporto forze sismiche	$k_i$		1.00	1.00	0.89
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	enti) F <sub>SLV,</sub> ,	a [N]	5821939.64	4890694.77	4350503.24
Massa sismica totale	M	[kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$	[g]	0.23	0.19	0.17

Tabella 6.27: Analisi LV1 in direzione x dei piani interrato, terra e primo con LC1 nel modello aggregato castello e torre.

		Piano Secondo	Piano Terzo	Copertura castello
Somma momenti statici masse x	[kNm]	36912.67	33285.51	983.53
Somma momenti statici masse y	[kNm]	149268.69	119390.05	10064.24
Somma rigidezze x	[kN/m]	21616049.48	5623551.31	1355508.42
Somma rigidezze y	[kN/m]	4368573.51	3771117.47	1416584.36
Somma momenti statici rigidezze x	[kN]	84148244.29	5704982.82	2044563.98
Somma momenti statici rigidezze y	[kN]	50281015.67	43085234.04	15564701.27
Massa di piano	[kN]	11814.45	9850.05	1075.41
Baricentro masse X	m [m]	12.63	12.12	9.36
Baricentro masse Y	<sub>m</sub> [m]	3.12	3.38	0.91
Baricentro rigidezze X	: [m]	11.51	11.43	10.99
Baricentro rigidezze Ya	[m]	3.89	1.01	1.51
Eccentricità e	yi <b>[m]</b>	0.77	2.36	0.59
Distanza d <sub>2</sub>	yi <b>[m]</b>	3.06	5.92	2.62
Coefficiente d'irregolarità	$\beta_{xi}$	1.50	1.80	1.45
Valore massimo β.	xi	1.25	1.25	1.25
Valore assunto β		1.25	1.25	1.25
Numero di maschi murari N	m,xi	41.00	49.00	27.00
Area maschi murari A		62.84	29.90	15.28
	$^{2}_{xi}$ [ $m^{4}$ ]	276.64	45.59	13.68
Coefficiente di omogeneità $\mu_x$	ci .	0.63	0.70	0.88
Valore minimo $\mu_x$	i	0.80	0.80	0.80
Valore assunto $\mu_x$	i	0.80	0.80	0.88
Carico verticale	[N]	26116156.37	14301710.58	1075410.23
Area resistente a taglio A	[m²]	914041.00	532688.00	252360.00
Tensione verticale media $\sigma_{0i}$	[N/cm²]	28.57	26.85	4.26
Resistenza a taglio $ au_{di}$	[N/cm²]	6.53	6.35	3.14
Rapporto forze sismiche $k_i$		0.67	0.42	0.15
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti)	$F_{SLV,xi}$ [N]	3946934.41	2886957.34	2216875.46
Massa sismica totale	M [kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	e,SLV [g]	0.15	0.11	0.09

Tabella 6.28: Analisi LV1 in direzione x dei piani secondo, terzo e copertura castello con LC1 nel modello aggregato castello e torre.

		Piano quarto	Copertura torre	Copertura torre
			circolare	quadrata
Somma momenti statici masse x [k	Nm]	17336.35	2228.59	3318.85
	Nm]	21816.69	9354.74	-115.47
Somma rigidezze x [k]	V/m]	672305.72	165104.15	32125.36
Somma rigidezze y [kl	N/m]	535931.35	244530.28	36538.91
	kNJ	4751680.04	1060146.91	238042.68
Somma momenti statici rigidezze y [k	:N]	7770320.15	6541424.55	-6034.74
Massa di piano	[kN]	2625.97	339.29	410.99
Baricentro masse X <sub>m</sub>	[m]	8.31	27.57	-0.28
Baricentro masse Y <sub>m</sub>	[m]	6.60	6.57	8.08
Baricentro rigidezze X <sub>c</sub>	[m]	14.50	26.75	-0.17
Baricentro rigidezze Y <sub>c</sub>	[m]	7.07	6.42	7.41
Eccentricità e yi	[m]	0.47	0.15	0.67
Distanza d yi	[m]	1.91	0.88	2.25
Coefficiente d'irregolarità $\beta_{xi}$		1.49	1.33	1.59
Valore massimo β xi		1.25	1.25	1.25
Valore assunto $\beta_{xi}$		1.25	1.25	1.25
Numero di maschi murari $N_{m,xi}$		22.00	6.00	16.00
Area maschi murari Axi	$[m^2]$	8.79	4.87	3.93
Area al quadrato dei maschi $A^2_{xi}$	[m <sup>4</sup> ]	9.28	5.35	1.77
Coefficiente di omogeneità µxi		0.67	0.93	0.83
Valore minimo μ <sub>xi</sub>		0.80	0.80	0.80
Valore assunto $\mu_{xi}$		0.80	0.93	0.83
Carico verticale	[N]	3376250.93	339290.87	410985.50
Area resistente a taglio A	$[m^2]$	164575.00	91825.00	72750.00
	//cm²]	20.51	3.69	5.65
	I/cm²]	5.63	3.01	3.42
Rapporto forze sismiche ki		0.12	0.03	0.02
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti) F SLV		2647363.74	3632942.25	5347106.01
Massa sismica totale M	[kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale S <sub>e,SL</sub>	v <b>[g]</b>	0.10	0.14	0.21

Tabella 6.29: Analisi LV1 in direzione x dei piani quarto, copertura torre circolare e copertura torre quadrata con LC1 nel modello aggregato castello e torre.

## 6.6.4. Analisi in direzione y.

La vulnerabilità della struttura nella direzione y viene valutata, in ogni livello (Tabelle 6.30, 6.31 e 6.32) computando l'ordinata dello spettro di risposta elastico come espresso nel §6.1. Ai fini della determinazione dei due parametri di eccentricità  $e_{x,i}$  e distanza  $d_{x,i}$  sarà importante determinare le coordinate del baricentro delle masse e delle rigidezze per ogni livello della struttura. Dopo aver determinato tali parametri geometrici sarà quindi possibile procedere con l'analisi seguendo le relazioni precedentemente riportate.

		Piano Interrato	Piano Terra	Piano Primo
Somma momenti statici masse x	[kNm]	22499.65	32430.87	34326.57
Somma momenti statici masse y	[kNm]	137406.36	225227.59	186241.75
Somma rigidezze x	[kN/m]	133592528.52	212750577.65	96981131.93
Somma rigidezze y	[kN/m]	5370246.37	6868891.51	3778314.01
Somma momenti statici rigidezze x	[kN]	499158013.94	723507611.85	308290913.81

Somma momenti statici rigidezze y	[kN]	106639319.72	123105733.29	40461826.82
Massa di piano	[kN]	6915.85	15861.24	16566.39
Baricentro masse X <sub>m</sub>	[m]	19.87	14.20	11.24
Baricentro masse Y <sub>m</sub>	[m]	3.25	2.04	2.07
Baricentro rigidezze X <sub>c</sub>	[m]	19.86	17.92	10.71
Baricentro rigidezze Y <sub>c</sub>	[m]	3.74	3.40	3.18
Eccentricità e xi	[m]	0.01	3.72	0.53
Distanza d <sub>xi</sub>	[m]	6.80	19.08	11.93
Coefficiente d'irregolarità β <sub>yi</sub>		1.00	1.39	1.09
Valore massimo β <sub>yi</sub>		1.25	1.25	1.25
Valore assunto $\beta_{yi}$		1.00	1.25	1.09
Numero di maschi murari $N_{m,yi}$		13.00	24.00	35.00
Area maschi murari Ayi	[m²]	43.88	29.22	39.25
Area al quadrato dei maschi $A^2_{yi}$	[m <sup>4</sup> ]	281.43	78.96	115.51
Coefficiente di omogeneità µyi		0.82	0.76	0.68
Valore minimo µyi		0.80	0.80	0.80
Valore assunto $\mu_{yi}$		0.82	0.80	0.80
Carico verticale	[N]	65459637.28	58543784.38	42682541.75
Area resistente a taglio A	[m²]	1397142.00	1137886.00	1154379.00
Tensione verticale media σ θi	[N/cm²]	46.85	51.45	36.97
Resistenza a taglio $ au_{di}$	[N/cm²]	8.20	8.57	7.34
Rapporto forze sismiche ki		1.00	1.00	0.89
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti) I	SLV,yi [N]	2941649.89	1602765.64	2366201.82
Massa sismica di piano	M [kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale S	e,SLV <b>[g]</b>	0.11	0.06	0.09

Tabella 6.30: Analisi LV1 in direzione y dei piani interrato, terra e primo con LC1 nel modello aggregato castello e torre.

			Piano Secondo	Piano Terzo	Copertura
Somma momenti statici masse	34	[kNm]	36912.67	33285.51	castello 983.53
			149268.69	119390.05	10064.24
Somma momenti statici masse	<u>y</u>	[kNm]			
Somma rigidezze x		[kN/m]	21616049.48	5623551.31	1355508.42
Somma rigidezze y		[kN/m]	4368573.51	3771117.47	1416584.36
Somma momenti statici rigidez		[kN]	84148244.29	5704982.82	2044563.98
Somma momenti statici rigidez	ze y	[kN]	50281015.67	43085234.04	15564701.27
Massa di piano		[kN]	11814.45	9850.05	1075.41
Baricentro masse	$X_m$	[m]	12.63	12.12	9.36
Baricentro masse	$Y_m$	[m]	3.12	3.38	0.91
Baricentro rigidezze	$X_c$	[m]	11.51	11.43	10.99
Baricentro rigidezze	$Y_c$	[m]	3.89	1.01	1.51
Eccentricità	$e_{xi}$	[m]	1.12	0.70	1.63
Distanza	$d_{xi}$	[m]	13.56	13.50	7.31
Coefficiente d'irregolarità	$\beta_{yi}$		1.17	1.10	1.45
Valore massimo	$\beta_{yi}$		1.25	1.25	1.25
Valore assunto	$\beta_{yi}$		1.17	1.10	1.25
Numero di maschi murari	$N_{m,yi}$		40.00	47.00	25.00
Area maschi murari	$A_{yi}$	[m <sup>2</sup> ]	37.42	27.99	10.87
Area al quadrato dei maschi	$A^2_{yi}$	[m <sup>4</sup> ]	121.14	41.16	16.45
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{yi}$		0.51	0.71	0.50
Valore minimo	$\mu_{yi}$		0.80	0.80	0.80
Valore assunto	$\mu_{yi}$		0.80	0.80	0.80
Carico verticale		[N]	26116156.37	14301710.58	1075410.23
Area resistente a taglio	$\overline{A}$	[m <sup>2</sup> ]	914041.00	532688.00	252360.00
Tensione verticale media	σ θί	[N/cm <sup>2</sup> ]	28.57	26.85	4.26
Resistenza a taglio	$ au_{di}$	[N/cm <sup>2</sup> ]	6.53	6.35	3.14
Rapporto forze sismiche	$k_i$		0.67	0.42	0.15

Tagliante (Taglio-Fasce resistent	i) F <sub>SLV,yi</sub> [N]	2519942.04	3062449.17	1428337.00
Massa sismica di piano	M [kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	S e,SLV [g]	0.10	0.12	0.06

Tabella 6.31: Analisi LV1 in direzione y piano secondo con LC1 modello aggregato castello e torre.

		Piano quarto	Copertura	Copertura
			torre	torre
			circolare	quadrata
Somma momenti statici masse x	[kNm]	17336.35	2228.59	3318.85
Somma momenti statici masse y	[kNm]	21816.69	9354.74	-115.47
Somma rigidezze x	[kN/m]	672305.72	165104.15	32125.36
Somma rigidezze y	[kN/m]	535931.35	244530.28	36538.91
Somma momenti statici rigidezze x	[kN]	4751680.04	1060146.91	238042.68
Somma momenti statici rigidezze y	[kN]	7770320.15	6541424.55	-6034.74
Massa di piano	[kN]	2625.97	339.29	410.99
Baricentro masse X <sub>m</sub>	[m]	8.31	27.57	-0.28
Baricentro masse Y <sub>m</sub>	[m]	6.60	6.57	8.08
Baricentro rigidezze X <sub>c</sub>	[m]	14.50	26.75	-0.17
Baricentro rigidezze Y <sub>c</sub>	[m]	7.07	6.42	7.41
Eccentricità e xi	[m]	6.19	0.82	0.12
Distanza d <sub>xi</sub>	[m]	16.76	0.49	2.09
Coefficiente d'irregolarità β <sub>yi</sub>		1.74	4.35	1.11
Valore massimo β <sub>yi</sub>		1.25	1.25	1.25
Valore assunto β <sub>yi</sub>		1.25	1.25	1.11
Numero di maschi murari $N_{m,yi}$		22.00	6.00	16.00
Area maschi murari Ayi	[m²]	8.59	4.32	4.27
Area al quadrato dei maschi $A^2_{yi}$	[m <sup>4</sup> ]	6.87	4.81	2.06
Coefficiente di omogeneità µyi		0.79	0.89	0.84
Valore minimo $\mu_{yi}$		0.80	0.80	0.80
Valore assunto $\mu_{yi}$		0.80	0.89	0.84
Carico verticale	[N]	3376250.93	339290.87	410985.50
Area resistente a taglio A	[m²]	164575.00	91825.00	72750.00
Tensione verticale media σ οι	[N/cm²]	20.51	3.69	5.65
Resistenza a taglio $ au_{di}$	[N/cm²]	5.63	3.01	3.42
Rapporto forze sismiche ki		0.12	0.03	0.02
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti)	SLV,yi [N]	2586132.42	3087819.20	6591625.64
Massa sismica di piano	M [kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	S e,SLV [g]	0.10	0.12	0.26

Tabella 6.32: Analisi LV1 in direzione y dei piani quarto, copertura torre circolare e copertura torre quadrata con LC1 nel modello aggregato castello e torre.

# 6.6.5. Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica del modello aggregato castello e torre.

La definizione dell'indice di vulnerabilità (Tabelle 6.33 e 6.34), come visto nella parte introduttiva del capitolo 6 è tale sia per le strutture a palazzo che per le strutture a torre e mira a definire i due indici  $I_{S,SLV}$  e  $f_{a,SLV}$ .

Nella determinazione, del tempo di ritorno associato alle ordinate spettrali determinate nelle tabelle precedenti, e quindi del relativo spettro, si procede con la procedura descritta nel modello castello, tenendo conto del differente periodo T1 del modello aggregato.

TAGLIO-FASCE RESISTENTI direzione X								
Livelli	Se, SLV	Tr	Tr, SLV	$I_{S,SLV}$	$a_g$	ag, SLV	$f_{a,SLV}$	
	[g]	[anni]	[anni]	Í	[g]	[g]	,	
Piano Interrato	0.23	>2475	712	>3.48	0.084	0.056	1.49	
Piano Terra	0.19	>2475	712.00	>3.48	0.070	0.056	1.25	
Piano Primo	0.17	>2475	712.00	>3.48	0.062	0.056	1.11	
Piano Secondo	0.15	1794.83	712.00	2.52	0.058	0.056	1.04	
Piano Terzo	0.11	606.45	712.00	0.85	0.048	0.056	0.85	
Piano Copertura	0.09	277.46	712.00	0.39	0.051	0.056	0.92	
castello								
Piano Quarto	0.10	453.96	712.00	0.64	0.045	0.056	0.81	
Piano Copertura	0.14	1329.66	712.00	1.87	0.056	0.056	0.99	
Torre circolare								
Piano copertura	0.21	>2475	712.00	>3.48	0.077	0.056	1.37	
torre quadrata								

 $Tabella\ 6.33: Indici\ di\ sicurezza\ I_{S,SLV}\ e\ f_{a,SLV}\ per\ la\ direzione\ X\ del\ modello\ aggregato\ castello\ e\ torre.$ 

TAGLIO-FASCE RESISTENTI direzione Y								
Livelli	Se, SLV [g]	T <sub>R</sub> [anni]	T <sub>R,SLV</sub> [anni]	I <sub>S,SLV</sub> [-]	a <sub>g</sub> [g]	ag, SLV [g]	f <sub>a,SLV</sub>	
Piano Interrato	0.11	644.18	712.00	0.90	0.048	0.056	0.87	
Piano Terra	0.06	114.46	712.00	0.16	0.035	0.056	0.62	
Piano Primo	0.09	331.10	712.00	0.47	0.042	0.056	0.76	
Piano Secondo	0.10	394.07	712.00	0.55	0.044	0.056	0.79	
Piano Terzo	0.12	734.41	712.00	1.03	0.050	0.056	0.89	
Piano Copertura castello	0.06	85.75	712.00	0.12	0.032	0.056	0.58	
Piano Quarto	0.10	426.47	712.00	0.60	0.045	0.056	0.80	
Piano Copertura Torre circolare	0.12	749.58	712.00	1.05	0.050	0.056	0.89	
Piano copertura torre quadrata	0.26	>2475	712.00	>3.48	0.095	0.056	1.69	

Tabella 6.34: Indici di sicurezza  $I_{S,SLV}$  e  $f_{a,SLV}$  per la direzione Y del modello aggregato castello e torre.

Si riportano degli istogrammi rappresentativi dell'andamento degli indici di sicurezza  $I_{S,SLV}$  e  $f_{a,SLV}$  per la struttura valutata, in modo da mostrare la variazione dell'indice di sicurezza in altezza (Figure 6.15, 6.16, 6.17 e 6.18).

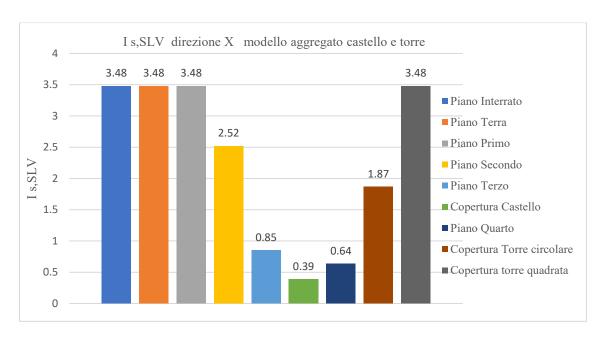


Figura 6.15: Variazione dell'indice I<sub>S,SLV</sub> in altezza per la direzione x del modello aggregato per un livello di conoscenza LC1.

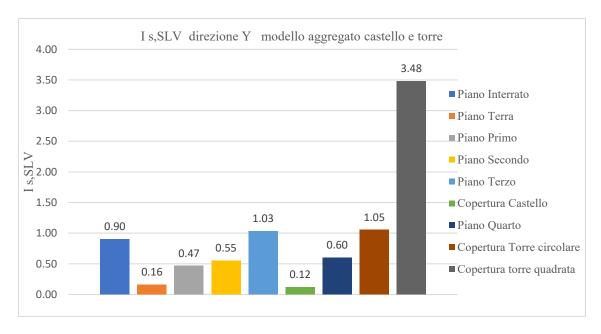


Figura 6.16: Variazione dell'indice I<sub>S,SLV</sub> in altezza per la direzione Y del modello aggregato per un livello di conoscenza LC1.

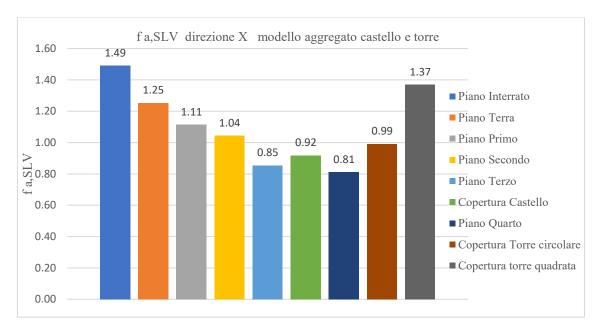


Figura 6.17: Variazione dell'indice  $f_{a,SLV}$  in altezza per la direzione x del modello aggregato per un livello di conoscenza LC1.

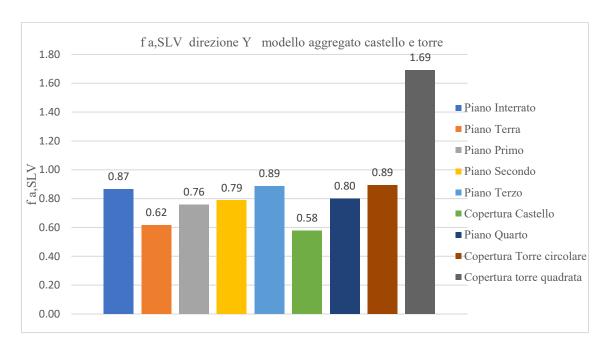


Figura 6.18: Variazione dell'indice  $f_{a,SLV}$  in altezza per la direzione y del modello aggregato per un livello di conoscenza LC1.

## 6.7. Valutazioni sui tre modelli analizzati.

Le tre analisi condotte sul Castello di Serralunga d'Alba mettono in evidenza delle forti problematiche della struttura prevalentemente nella direzione y, lato corto del dongione, che presenta un'area resistente a taglio notevolmente inferiore a quella lungo x. I calcoli effettuati rimarcano inoltre, un decremento degli indici di sicurezza  $I_{s,SLV}$  e  $f_{a,SLV}$  al terzo piano del castello per via della forte rastremazione dello spessore delle pareti murarie (Figura 6.19). Si può notare infatti, come lo spessore (1.7 metri) del maschio murario del piano inferiore rappresentato dalla linea di demarcazione tra le due diverse tessiture della pavimentazione in cotto, sia notevolmente minore di quello (0.4 metri) del terzo livello della struttura e ciò porta con sé la riduzione di sicurezza vista nelle analisi condotte.

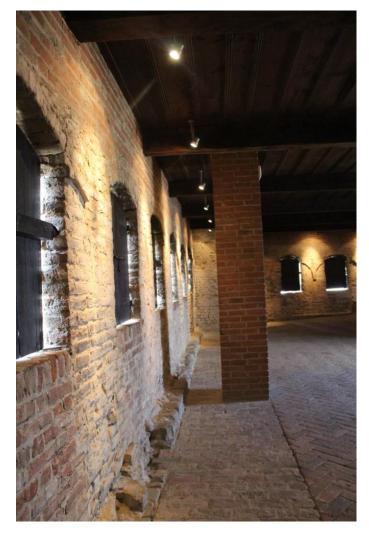


Figura 6.19: Differenza di spessore tra il secondo ed il terzo piano del castello.

I due modelli rappresentativi del castello e dell'intera struttura aggregata mostrano quindi una forte deficienza, che rimanda a delle successive analisi più approfondite e più dettagliate che possano permettere di indagare le eventuali debolezze della struttura e la necessità di interventi di miglioramento per incrementare tali indici di sicurezza e quindi di conseguenza il tempo di ritorno associato all'accelerazione spettrale che l'edificio può sopportare. Le Figure 6.20, 6.21, 6.22 e 6.23 riportano un confronto dei risultati ottenuti tra le due analisi.

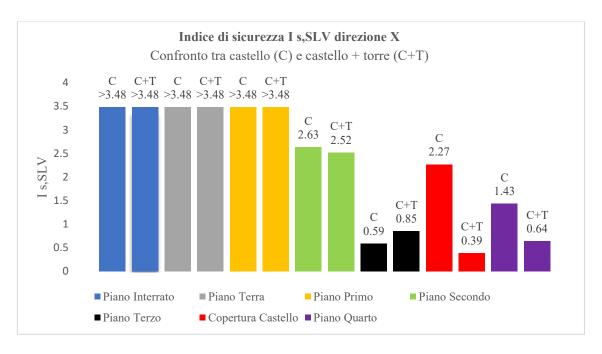


Figura 6.20: Differenze nell'indice di sicurezza  $I_{s,SLV}$  tra il modello castello ed il modello aggregato castello e torre per la direzione x con un livello di conoscenza LC1.

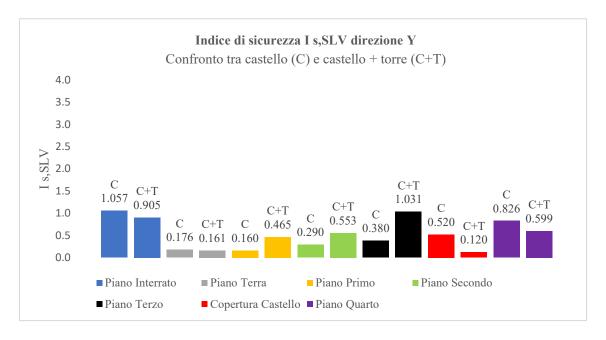


Figura 6.21: Differenze nell'indice di sicurezza  $I_{s,SLV}$  tra il modello castello ed il modello aggregato castello e torre per la direzione y con un livello di conoscenza LC1.

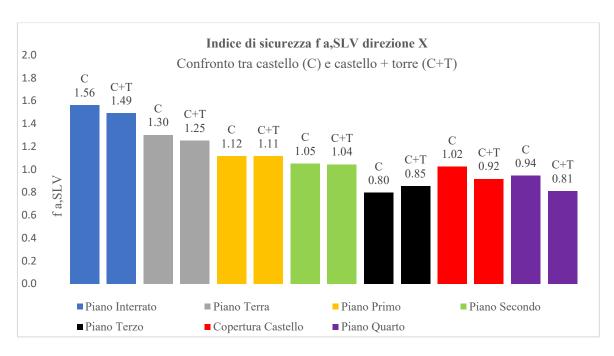


Figura 6.22: Differenze nell'indice di sicurezza  $f_{a,SLV}$  tra il modello castello ed il modello aggregato castello e torre per la direzione x con un livello di conoscenza LC1.

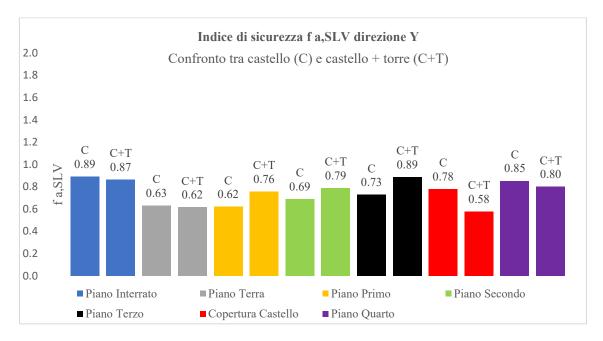


Figura 6.23: Differenze nell'indice di sicurezza  $f_{a,SLV}$  tra il modello castello ed il modello aggregato castello e torre per la direzione y con un livello di conoscenza LC1.

Il primo confronto, in Figura 6.20, mostra la variazione dell'indice di sicurezza  $I_{s,SLV}$  tra i due modelli comprendenti la struttura castellana per la direzione x. Come è possibile vedere tale livello di valutazione LV1 non riscontra alcun problema per i primi quattro livelli, dal piano interrato al secondo piano, dati gli elevati spessori delle pareti murarie. La severa rastremazione dello spessore descritta precedentemente conduce però ad avere un sensibile decremento dell'indice di sicurezza nei livelli successivi al terzo nell'analisi effettuata con il modello aggregato.

La Figura 6.21 evidenzia un paragone dell'indice  $I_{s,SLV}$  per la direzione y e pone luce su dei risultati fortemente congruenti e simili tra i due modelli, che evidenziano congiuntamente delle difficoltà strutturali dal piano terra al quarto piano del castello. Le alte masse e le ridotte aree resistenti nella

direzione del lato corto del castello connesse alla forte irregolarità in pianta del dongione governano i valori ottenuti in tale analisi.

Il confronto tra gli indici  $f_{a,SLV}$  per le due direzioni riportato nelle Figure 6.22 e 6.23, evidenzia dei risultati analoghi a quelli ottenuti per l'indice  $I_{s,SLV}$ , determinando una deficienza al terzo livello della struttura per la direzione x e delle forti problematiche, diffuse per tutti i piani nella direzione y d'analisi.

L'effetto della torre quadrata sulla struttura comporta un decremento dell'indice di sicurezza nei primi due livelli, piano interrato e piano terra, poiché non essendovi un aumento di area resistente, dato che la base della torre quadrata è posta a quota 11.54 metri, l'inclusione di tale elemento strutturale nel modello determina solo un aumento della massa totale nelle valutazioni per questi due livelli. Successivamente per i piani primo, secondo e terzo, la torre quadrata determina un incremento degli indici di sicurezza invece, poiché porta con sé un aumento dell'area resistente a taglio. Infine, per gli ultimi due piani analizzati, ed in comune tra i due modelli, si evidenzia un decremento dell'indice di sicurezza connesso prevalentemente all'incremento, nel modello aggregato, del fattore ki, che rappresenta il rapporto tra il tagliante alla base in quel piano ed il tagliante totale.

Contrariamente, il modello che analizza la sola torre quadrata fornisce degli indici di sicurezza maggiori del fattore unitario e quindi un soddisfacimento della domanda connessa al sito di ubicazione dell'opera da parte della capacità strutturale della torre stessa in tutti i livelli della torre.

In definitiva, come è possibile vedere dalle relazioni utilizzate in questo processo di valutazione LV1 ed esposte nel §6.1 e §6.2, tale analisi è fortemente condizionata dalla massa totale dell'edificio, che nel caso in esame risulta particolarmente elevata date le ingenti dimensioni dei maschi murari nella direzione del lato maggiore. Strutture irregolari in pianta ed in altezza evidenziano inoltre, delle ulteriori problematiche, poiché presentano un fattore di comportamento ridotto e tendenzialmente una consistente differenza nell'area resistente agente nelle due direzioni d'analisi.

In aggiunta, si pone luce sull'influenza che la scarsa conoscenza del manufatto può avere sulla determinazione di questi indici di sicurezza poiché, come visto nel § 5.1, un livello di conoscenza limitato LC1 conduce ad adottare il massimo valore del fattore di confidenza FC e quindi una sensibile diminuzione della resistenza a taglio di progetto della muratura.

La precedente osservazione suggerisce quindi di effettuare, nei successivi paragrafi, delle analisi di vulnerabilità di primo livello assumendo un incremento del livello di conoscenza in modo da poter valutare l'influenza che la scarsa conoscenza del manufatto può avere nella determinazione di tale indice di sicurezza.

### 6.8. Analisi con livello di conoscenza LC2.

La possibilità di effettuare delle indagini estese sulla struttura ed in particolar modo sui materiali porta ad avere una migliore conoscenza del manufatto ed ad assumere quindi nella Tabella 5.1 di definizione dei parametri meccanici dei valori medi, sia tra le resistenze che tra i moduli elastici proposti in [17]. Di conseguenza, nelle analisi condotte per tale livello di conoscenza si utilizzeranno i parametri meccanici riassunti in Tabella 6.35.

Resistenza media a compressione della muratura	$f_{m}$	$320 \ N/cm^2$
Resistenza media a taglio della muratura	$\tau_0$	$7.6 \ N/cm^2$
Valore medio del modulo di elasticità normale	Е	$1500 \ N/mm^2$
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	G	500 N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico medio della muratura	W	$18 \ kN/m^3$

Tabella 6.35: Parametri meccanici "muratura in mattoni pieni e malta di calce" per LC2.

I valori sopraindicati, forniti in [17], fanno riferimento a murature storiche che presentano delle malte di caratteristiche scadenti, giunti non particolarmente sottili e paramenti murari scollegati data l'assenza di elementi di connessione o ammorsamento che potrebbero garantire il giusto ingranamento tra i maschi murari. In virtù di questa assunzione, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti in [17], fornisce anche la possibilità di adottare dei coefficienti moltiplicativi (Tabella C8A.2.2) che possano fornire una più fedele rappresentazione dei parametri meccanici. Nel caso in esame, avendo assunto, come nelle analisi con il livello di conoscenza LC1, una connessione trasversale e la possibile presenza di un nucleo scadente all'interno dei maschi murari dato l'elevato spessore delle pareti, si ottengono in definitiva i parametri meccanici in Tabella 6.36.

Resistenza media a compressione della muratura	$f_{m}$	$291.2  N/cm^2$
Resistenza media a taglio della muratura	$\tau_0$	$6.92 \ N/cm^2$
Valore medio del modulo di elasticità normale	Е	$1500  N/mm^2$
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	G	$500 \ N/mm^2$
Peso specifico medio della muratura	W	$18 \ kN/m^3$

Tabella 6.36: Parametri meccanici definitivi della "muratura in mattoni pieni e malta di calce" per LC2.

L'adozione di un livello di conoscenza maggiore permette inoltre di utilizzare un valore del fattore di confidenza inferiore che ci fornisce dei migliori parametri meccanici.

$$FC = 1.2$$

Resistenza media a compressione della muratura	$f_{\rm m}$	242.67 N/cm <sup>2</sup>
Resistenza media a taglio della muratura	$\tau_0$	$5.77 \ N/cm^2$
Valore medio del modulo di elasticità normale	Е	$1500  N/mm^2$
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	G	500 N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico medio della muratura	W	$18 \ kN/m^3$

Tabella 6.37: Parametri meccanici definitivi della "muratura in mattoni pieni e malta di calce" per LC2 tenenti conto del fattore di confidenza FC.

Si fa notare infine, che le analisi LV1 sono condotte tenendo conto del coefficiente di sicurezza  $\gamma_M$ , relativo alle condizioni dinamiche.

# 6.8.1. Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica del castello per un livello di conoscenza della struttura LC2.

Le relazioni utilizzate per la valutazione dell'ordinata spettrale sono analoghe a quelle usate nel caso del modello precedentemente analizzato per un livello di conoscenza LC1 e, per tale motivo, si ometterà l'intera trattazione che ha permesso di determinare i nuovi valori di  $S_{e,SLV}$ . In appendice A si riportano quindi, dalla Tabella A5 alla Tabella A10, i valori dei parametri e le assunzioni effettuate durante tale processo sottolineando che gli unici parametri a variare, in questa nuova analisi sono il fattore di confidenza e le proprietà meccaniche della muratura. Le caratteristiche geometriche della struttura quindi, sono analoghe a quelle determinate per un livello di conoscenza LC1 ed in quanto tale il baricentro geometrico e delle masse dei piani sono coincidenti con quelli già precedentemente determinati, come anche i due coefficienti  $\beta$  e  $\mu$ . In tal modo nelle Tabelle in Allegato A si omette la determinazione di questi ultimi due parametri, poiché risulta essere una ripetizione di quanto già ottenuto nei modelli valutati per una conoscenza LC1.

Si determinano	anindi nelle	Tabelle 6 38 e	e 6 39 gli indici di	sicurezza $I_{S,SLV}$ e $f_{a,SLV}$
of acterminano	quintai nene	Tabelle 0.56 C	0.57 gii illuloi di	sicurezza is sty c jasty

TAGLIO-FASCE RESISTENTI direzione X							
Livelli	Se, SLV [g]	Tr [anni]	Tr, SLV [anni]	$I_{S,SLV}$	a <sub>g</sub> [g]	$a_{g, SLV}$ $[g]$	$f_{a,SLV}$
Piano Interrato	0.30	>2475	712	>3.48	0.106	0.056	1.89
Piano Terra	0.25	>2475	712	>3.48	0.088	0.056	1.58
Piano Primo	0.21	>2475	712	>3.48	0.076	0.056	1.36
Piano Secondo	0.20	>2475	712	>3.48	0.070	0.056	1.25
Piano Terzo	0.13	794.42	712	1.12	0.050	0.056	0.90
Piano Copertura castello	0.20	>2475	712	>3.48	0.071	0.056	1.27
Piano Quarto	0.17	2216.29	712	3.11	0.061	0.056	1.08
Piano Copertura Torre	0.39	>2475	712	>3.48	0.137	0.056	2.45

Tabella 6.38: Indici di sicurezza I<sub>S,SLV</sub> e f<sub>a,SLV</sub> per la direzione X del castello per un livello di conoscenza LC2.

TAGLIO-FASCE RESISTENTI direzione Y							
Livelli	Se, SLV [g]	T <sub>R</sub> [anni]	T <sub>R,SLV</sub> [anni]	I <sub>S,SLV</sub> [-]	a <sub>g</sub> [g]	ag, SLV [g]	$f_{a,SLV}$
Piano Interrato	0.15	1462.61	712	2.05	0.056	0.056	1.01
Piano Terra	0.08	209.84	712	0.29	0.039	0.056	0.69
Piano Primo	0.08	192.04	712	0.27	0.038	0.056	0.68
Piano Secondo	0.10	364.18	712	0.51	0.043	0.056	0.78
Piano Terzo	0.11	474.83	712	0.67	0.046	0.056	0.82
Piano Copertura castello	0.13	847.02	712	1.19	0.051	0.056	0.91
Piano Quarto	0.14	1226.07	712	1.72	0.055	0.056	0.98
Piano Copertura Torre	0.33	>2475	712	>3.48	0.117	0.056	2.09

Tabella 6.39: Indici di sicurezza I<sub>S,SLV</sub> e f<sub>a,SLV</sub> per la direzione Y del castello per un livello di conoscenza LC2.

Gli indici determinati nelle tabelle soprastanti, confermano una spiccata vulnerabilità della struttura nella direzione y, lato corto del castello, anche per un livello di conoscenza LC2 e quindi, per un fattore di confidenza FC inferiore e dei parametri meccanici migliori.

# 6.8.2. Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica della torre per un livello di conoscenza della struttura LC2.

Le relazioni utilizzate per la valutazione dell'ordinata spettrale e del tempo di ritorno associato sono analoghe a quelle usate nel caso del modello precedentemente analizzato per un livello di conoscenza LC1 e, per tale motivo, si ometterà l'intera trattazione che ha permesso di determinare i nuovi valori di  $S_{e,SLV}$  e  $T_R$ . In appendice A si riportano quindi, dalla Tabella A11 alla Tabella A18, i valori dei parametri e le assunzioni effettuate durante tale processo.

Si determinano quindi nella Tabella 6.40 gli indici di sicurezza  $I_{S,SLV}$  e  $f_{a,SLV}$ .

	Settore	S <sub>e,SLV</sub> [g]	T <sub>r</sub> [anni]	T <sub>r,SLV</sub> [anni]	$I_{S,SLV}$	a <sub>g</sub> [g]	a <sub>g</sub> , s <sub>LV</sub> [g]	$f_{a,SLV}$
	Settore piano 1	0.32	>2475	712	>3.48	0.077	0.056	1.37
NORD	Settore piano 2	0.48	>2475	712	>3.48	0.114	0.056	2.04
	Settore piano 3	0.99	>2475	712	>3.48	0.236	0.056	4.22
	Settore piano 4	-	>2475	712	-	-	-	-
	Settore piano 1	0.32	>2475	712	>3.48	0.077	0.056	1.37
SUD	Settore piano 2	0.50	>2475	712	>3.48	0.118	0.056	2.10
	Settore piano 3	0.99	>2475	712	>3.48	0.236	0.056	4.21
	Settore piano 4	-	>2475	712	-	-	-	-
	Settore piano 1	0.35	>2475	712	>3.48	0.083	0.056	1.47
OVEST	Settore piano 2	0.51	>2475	712	>3.48	0.121	0.056	2.16
	Settore piano 3	1.08	>2475	712	>3.48	0.257	0.056	4.60
	Settore piano 4	-	>2475	712	ı	1	-	-
	Settore piano 1	0.33	>2475	712	>3.48	0.079	0.056	1.41
EST	Settore piano 2	0.50	>2475	712	>3.48	0.119	0.056	2.13
	Settore piano 3	1.09	>2475	712	>3.48	0.258	0.056	4.61
	Settore piano 4	-	>2475	712	-	-	-	-

Tabella 6.40: Indici di vulnerabilità I<sub>S,SLV</sub> e f<sub>a,SLV</sub> per il modello torre per un livello di conoscenza LC2.

# 6.8.3. Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza della struttura LC2.

Le relazioni utilizzate per la valutazione dell'ordinata spettrale sono analoghe a quelle usate nel caso del modello precedentemente analizzato per un livello di conoscenza LC1 e, per tale motivo, si ometterà l'intera trattazione che ha permesso di determinare i nuovi valori di  $S_{e,SLV}$ . In appendice A si riportano quindi, dalla Tabella A19 alla Tabella A24, i valori dei parametri e le assunzioni effettuate durante tale processo, evidenziando che le caratteristiche geometriche del modello aggregato per un livello di conoscenza LC2 rimangono analoghe a quelle determinate per una conoscenza LC1.

C' 1 / '	' 1' 11 TD	1 11 ( 11 ( 10	1 1 1	T C
Si deferminano	allindi nelle Ta	helle h 41 e h 47	gli indici di sicurezza	1 e t
of acterminano	quinui nene ra	Jene 0.41 c 0.42	gii ilidici di siculozza	$\frac{1}{2}SSLV = IaSLV$

TAGLIO-FASCE RESISTENTI direzione X								
Livelli	Se, SLV [g]	Tr [anni]	Tr, SLV [anni]	$I_{S,SLV}$	a <sub>g</sub> [g]	ag, SLV	$f_{a,SLV}$	
Piano Interrato	0.27	>2475	712	>3.48	0.101	0.056	1.80	
Piano Terra	0.21	>2475	712	>3.48	0.076	0.056	1.35	
Piano Primo	0.21	>2475	712	>3.48	0.076	0.056	1.35	
Piano Secondo	0.19	>2475	712	>3.48	0.069	0.056	1.23	
Piano Terzo	0.14	1187.63	712	1.67	0.054	0.056	0.97	
Piano Copertura castello	0.11	593.36	712	0.83	0.048	0.056	0.85	
Piano Quarto	0.13	890.59	712	1.25	0.052	0.056	0.92	
Piano Copertura Torre Circolare	0.18	>2475	712	>3.48	0.068	0.056	1.21	
Piano Copertura Torre Quadrata	0.27	>2475	712	>3.48	0.098	0.056	1.75	

Tabella 6.41: Indici di sicurezza I<sub>S,SLV</sub> e f<sub>a,SLV</sub> per la direzione X del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC2.

	TAGLIO-FASCE RESISTENTI direzione Y								
Livelli	Se, SLV [g]	T <sub>R</sub> [anni]	T <sub>R,SLV</sub> [anni]	I <sub>S,SLV</sub> [-]	a <sub>g</sub> [g]	ag, SLV [g]	f <sub>a,SLV</sub>		
Piano Interrato	0.14	1226.92	712	1.72	0.055	0.056	0.98		
Piano Terra	0.07	140.13	712	0.20	0.036	0.056	0.65		
Piano Primo	0.11	590.28	712	0.83	0.048	0.056	0.85		
Piano Secondo	0.12	739.46	712	1.04	0.050	0.056	0.89		
Piano Terzo	0.15	1469.88	712	2.06	0.070	0.056	1.24		
Piano Copertura castello	0.07	166.58	712	0.23	0.037	0.056	0.67		
Piano Quarto	0.12	819.54	712	1.15	0.051	0.056	0.91		
Piano Copertura Torre Circolare	0.16	1932.8	712	2.71	0.059	0.056	1.06		
Piano Copertura Torre Quadrata	0.33	>2475	712	>3.48	0.121	0.056	2.16		

Tabella 6.42: Indici di sicurezza I<sub>S,SLV</sub> e f<sub>a,SLV</sub> per la direzione Y del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC2.

Gli indici determinati nelle tabelle soprastanti, confermano una spiccata vulnerabilità della struttura nella direzione y, lato corto del castello, anche per un livello di conoscenza LC2 e quindi, per un fattore di confidenza FC inferiore e dei parametri meccanici migliori.

### 6.9. Analisi con livello di conoscenza LC3.

La possibilità di effettuare delle indagini esaustive sulla struttura ed in particolar modo sui materiali, porta ad avere una migliore conoscenza del manufatto ed ad assumere quindi nella Tabella 5.1 di definizione dei parametri meccanici dei valori medi, sia tra le resistenze che tra i moduli elastici proposti nella Circolare. Di conseguenza, nella analisi condotte per tale livello di conoscenza si utilizzeranno i parametri meccanici riassunti in Tabella 6.43.

Resistenza media a compressione della muratura	$f_{m}$	$320 \ N/cm^2$
Resistenza media a taglio della muratura	$\tau_0$	$7.6 \ N/cm^2$
Valore medio del modulo di elasticità normale	Е	$1500 \ N/mm^2$
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	G	500 N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico medio della muratura	W	$18 \ kN/m^3$

Tabella 6.43: Parametri meccanici "muratura in mattoni pieni e malta di calce" per LC3.

I valori sopraindicati, forniti in [17], fanno riferimento a murature storiche che presentano delle malte di caratteristiche scadenti, giunti non particolarmente sottili e paramenti murari scollegati data l'assenza di elementi di connessione o ammorsamento che potrebbero garantire il giusto ingranamento tra i maschi murari. In virtù di questa assunzione, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti nella [17], fornisce anche la possibilità di adottare dei coefficienti moltiplicativi (Tabella C8A.2.2), che possano fornire una più fedele rappresentazione dei parametri meccanici. Nel caso in esame, avendo assunto, come nelle analisi con il livello di conoscenza LC1, una connessione trasversale e la possibile presenza di un nucleo scadente all'interno dei maschi murari dato l'elevato spessore delle pareti, si ottengono in definitiva i parametri meccanici in Tabella 6.44.

Resistenza media a compressione della muratura	$f_{m}$	$291.2  N/cm^2$
Resistenza media a taglio della muratura	$\tau_0$	$6.92 \ N/cm^2$
Valore medio del modulo di elasticità normale	Е	$1500  N/mm^2$
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	G	$500 \ N/mm^2$
Peso specifico medio della muratura	W	$18 \ kN/m^3$

Tabella 6.44: Parametri meccanici definitivi della "muratura in mattoni pieni e malta di calce" per LC3.

L'adozione di un livello di conoscenza maggiore permette inoltre di utilizzare un valore del fattore di confidenza unitario, che lascia inalterati i moduli dei parametri meccanici.

$$FC = 1$$

Per tale livello di conoscenza non vi è quindi un incremento dei parametri meccanici caratteristici se si continua a far riferimento ai valori riportati in [17], poiché occorre prendere sempre i valori intermedi nella Tabella 5.1, ma comunque si assiste ad un incremento dei parametri meccanici di progetto dovuto alla diminuzione del fattore di confidenza FC. I risultati ottenuti rispetto ad una valutazione LC2 risentono quindi solo del fattore di confidenza e permettono di indagare la sua incidenza.

Si fa notare infine, che le analisi LV1 sono condotte tenendo conto del coefficiente di sicurezza  $\gamma_M$ , relativo alle condizioni dinamiche.

# 6.9.1. Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica del castello per un livello di conoscenza della struttura LC3.

Le relazioni utilizzate per la valutazione dell'ordinata spettrale sono analoghe a quelle usate nel caso del modello precedentemente analizzato per un livello di conoscenza LC1 e, per tale motivo, si ometterà l'intera trattazione che ha permesso di determinare i nuovi valori di  $S_{e,SLV}$ . In appendice A si riportano quindi, dalla Tabella A25 alla Tabella A30, i valori dei parametri e le assunzioni effettuate durante tale processo, considerando le caratteristiche geometriche della struttura valutate per il livello di conoscenza LC1.

Si determinano o	auindi nelle T	abelle 6.45 e 6	5.46 gli indici d	li sicurezza i	le civ e fa civ.
or accommune c	quillul lielle I	accine of 12 e c	. IO SII IIIGIOI C	i bie ai ezza i	$\cdot \cdot $

	TAGLIO	-FASCE RE	ESISTENTI	direzione	X		
Livelli	Se, SLV [g]	Tr [anni]	Tr, SLV [anni]	$I_{S,SLV}$	a <sub>g</sub> [g]	$a_{g, SLV}$ $[g]$	$f_{a,SLV}$
Piano Interrato	0.330	>2475	712	>3.48	0.117	0.056	2.09
Piano Terra	0.275	>2475	712	>3.48	0.098	0.056	1.74
Piano Primo	0.237	>2475	712	>3.48	0.084	0.056	1.50
Piano Secondo	0.219	>2475	712	>3.48	0.078	0.056	1.39
Piano Terzo	0.140	1133.88	712	1.59	0.054	0.056	0.96
Piano Copertura castello	0.230	>2475	712	>3.48	0.082	0.056	1.46
Piano Quarto	0.189	>2475	712	>3.48	0.073	0.056	1.30
Piano Copertura Torre Circolare	0.446	>2475	712	>3.48	0.158	0.056	2.83

Tabella 6.45: Indici di sicurezza I<sub>S,SLV</sub> e f<sub>a,SLV</sub> per la direzione x del castello per un livello di conoscenza LC3.

	TAGL	IO-FASCE R	ESISTENT	TI direzione Y	7		
Livelli	Se, SLV [g]	T <sub>R</sub> [anni]	T <sub>R,SLV</sub> [anni]	I <sub>S,SLV</sub> [-]	a <sub>g</sub> [g]	a <sub>g</sub> , <sub>SLV</sub>	f <sub>a,SLV</sub> [-]
Piano Interrato	0.167	2121	712	2.98	0.060	0.056	1.07
Piano Terra	0.090	277.88	712	0.39	0.041	0.056	0.73
Piano Primo	0.088	255.97	712	0.36	0.040	0.056	0.72
Piano Secondo	0.110	493.93	712	0.69	0.046	0.056	0.83
Piano Terzo	0.121	670.05	712	0.94	0.049	0.056	0.87
Piano Copertura castello	0.148	1383.87	712	1.94	0.056	0.056	1.00
Piano Quarto	0.161	1854.83	712	2.61	0.059	0.056	1.05
Piano Copertura Torre Circolare	0.379	>2475	712	>3.48	0.135	0.056	2.41

Tabella 6.46: Indici di sicurezza  $I_{S,SLV}$  e  $f_{a,SLV}$  per la direzione y del castello per un livello di conoscenza LC3.

Le valutazioni effettuate nel modello castello per tale livello di conoscenza LC3 mostrano ancora importanti deficit strutturali nella direzione y, poiché si registrano degli indici di sicurezza inferiori all'unitario dal piano terra al terzo piano del castello. Si evidenzia tuttavia la presenza di un unico indice inferiore ad 1 per la direzione x.

# 6.9.2. Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica della torre per un livello di conoscenza della struttura LC3.

Le relazioni utilizzate per la valutazione dell'ordinata spettrale e del tempo di ritorno sono analoghe a quelle usate nel caso del modello precedentemente analizzato per un livello di conoscenza LC1 e, per tale motivo, si ometterà l'intera trattazione che ha permesso di determinare i nuovi valori di  $S_{e,SLV}$  e  $T_R$ . In appendice A si riportano quindi, dalla Tabella A31 alla Tabella A38, i valori dei parametri e le assunzioni effettuate durante tale processo.

Si determinano quindi nella Tabella 6.47 gli indici di sicurezza  $I_{S,SLV}$  e  $f_{a,SLV}$ .

	Settore	S <sub>e,SLV</sub> [g]	T <sub>r</sub> [anni]	T <sub>r,SLV</sub> [anni]	$I_{S,SLV}$	a <sub>g</sub> [g]	ag, SLV [g]	$f_{a,SLV}$
	Settore piano 1	0.41	>2475	712	>3.48	0.10	0.056	1.75
NORD	Settore piano 2	0.61	>2475	712	>3.48	0.15	0.056	2.60
	Settore piano 3	1.24	>2475	712	>3.48	0.29	0.056	5.24
	Settore piano 4	-	>2475	712	>3.48	-	0.056	-
	Settore piano 1	0.41	>2475	712	>3.48	0.10	0.056	1.75
SUD	Settore piano 2	0.63	>2475	712	>3.48	0.15	0.056	2.65
	Settore piano 3	1.23	>2475	712	>3.48	0.29	0.056	5.24
	Settore piano 4	-	>2475	712	>3.48	-	0.056	-
	Settore piano 1	0.44	>2475	712	>3.48	0.11	0.056	1.88
OVEST	Settore piano 2	0.65	>2475	712	>3.48	0.15	0.056	2.76
	Settore piano 3	1.34	>2475	712	>3.48	0.32	0.056	5.69
	Settore piano 4	-	>2475	712	>3.48	-	0.056	-
	Settore piano 1	0.43	>2475	712	>3.48	0.10	0.056	1.82
EST	Settore piano 2	0.65	>2475	712	>3.48	0.15	0.056	2.74
	Settore piano 3	1.34	>2475	712	>3.48	0.32	0.056	5.70
	Settore piano 4	-	>2475	712	>3.48	-	0.056	-

Tabella 6.47: Indici di vulnerabilità I<sub>S,SLV</sub> e f<sub>a,SLV</sub> per il modello torre ed un livello di conoscenza della struttura LC3.

# 6.9.3. Determinazione degli indici di vulnerabilità sismica del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza della struttura LC3.

Le relazioni utilizzate per la valutazione dell'ordinata spettrale sono analoghe a quelle usate nel caso del modello precedentemente analizzato per un livello di conoscenza LC1 e, per tale motivo, si ometterà l'intera trattazione che ha permesso di determinare i nuovi valori di  $S_{e,SLV}$ . In appendice A si riportano quindi, dalla Tabella A39 alla Tabella A44, i valori dei parametri e le assunzioni effettuate durante tale processo, considerando le caratteristiche geometriche determinate nel livello di conoscenza LC1.

C' 1 / '	11 11 1	TC 1 11 / /	0 (10	1' ' 1' ' 1' '	T C
Si deferminano	aiiindi nelle	Tabelle 6.4	x e 6 49	gli indici di sicurezza	La arri e f arri
of determinatio	quillul licile	rabelle o. i	0 0 0.17	SII IIIdici di Siculozza	$-5$ SLV $\sim$ 1a SLV.

	TAGLI	O-FASCE RE	ESISTENTI	direzione X	7		
Livelli	Se, SLV [g]	Tr [anni]	Tr, SLV [anni]	$I_{S,SLV}$	a <sub>g</sub> [g]	ag, SLV	$f_{a,SLV}$
Piano Interrato	0.30	>2475	712	>3.48	0.112	0.056	1.99
Piano Terra	0.25	>2475	712	>3.48	0.094	0.056	1.67
Piano Primo	0.23	>2475	712	>3.48	0.084	0.056	1.50
Piano Secondo	0.21	>2475	712	>3.48	0.077	0.056	1.37
Piano Terzo	0.15	1736.91	712	2.44	0.058	0.056	1.04
Piano Copertura castello	0.13	942.07	712	1.32	0.052	0.056	0.93
Piano Quarto	0.14	1303.22	712	1.83	0.055	0.056	0.99
Piano Copertura Torre Circolare	0.21	>2475	712	>3.48	0.078	0.056	1.40
Piano Copertura Torre Quadrata	0.30	>2475	712	>3.48	0.112	0.056	2.00

Tabella 6.48: Indici di sicurezza I<sub>S,SLV</sub> e f<sub>a,SLV</sub> per la direzione x del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC3.

	TAGL	IO-FASCE R	ESISTENT	TI direzione	? <b>Y</b>		
Livelli	Se, SLV [g]	T <sub>R</sub> [anni]	T <sub>R,SLV</sub> [anni]	I <sub>S,SLV</sub> [-]	a <sub>g</sub> [g]	ag, SLV [g]	f <sub>a,SLV</sub>
Piano Interrato	0.15	1766.44	712	2.48	0.058	0.056	1.04
Piano Terra	0.08	249.73	712	0.35	0.040	0.056	0.71
Piano Primo	0.12	829.69	712	1.17	0.051	0.056	0.91
Piano Secondo	0.13	1052.75	712	1.48	0.053	0.056	0.95
Piano Terzo	0.16	2150.9	712	3.02	0.060	0.056	1.08
Piano Copertura castello	0.08	243.86	712	0.34	0.040	0.056	0.71
Piano Quarto	0.14	1196.8	712	1.68	0.055	0.056	0.97
Piano Copertura Torre Circolare	0.18	>2475	712	>3.48	0.067	0.056	1.19
Piano Copertura Torre Quadrata	0.37	>2475	712	>3.48	0.138	0.056	2.47

Tabella 6.49: Indici di sicurezza I<sub>S,SLV</sub> e f<sub>a,SLV</sub> per la direzione y del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC3.

Le valutazioni effettuate per questo modello aggregato e per un livello di conoscenza LC3, continuano ad evidenziare le difficoltà della struttura nella direzione y.

#### 6.10. Influenza del livello di conoscenza della struttura.

Le analisi condotte nei  $\S6.8$  e  $\S6.9$  che analizzano gli indici di sicurezza del Castello di Serralunga d'Alba per un livello di valutazione della sicurezza sismica LV1, assumendo una conoscenza del manufatto di tipo LC2 nel primo caso ed LC3 nel secondo caso, forniscono, se paragonate ai risultati ottenuti nelle analisi riportate nei  $\S6.4$ ,  $\S6.5$  e  $\S6.6$ , l'influenza del fattore di confidenza e quindi della conoscenza del manufatto, sul giudizio che il progettistica si trova a fornire, nelle tre condizioni di conoscenza della struttura. Tale paragone quindi, pone delle riflessioni sull'importanza che le indagini ricoprono, a partire dalla possibilità che danno di conoscere le reali proprietà meccaniche dei materiali coinvolti in una struttura, ma anche dal risvolto prettamente normativo, che consente quindi ad un progettista di utilizzare un fattore di confidenza unitario, nel caso di esaustiva conoscenza del manufatto, piuttosto che un valore pari ad 1.35, nel caso di una conoscenza limitata. L'utilizzo infatti, di valori del fattore di confidenza diversi da quello unitario, conduce ad una ulteriore riduzione delle proprietà meccaniche del materiale, oltre al già noto coefficiente di sicurezza  $\gamma_M$  pari a 2 nel caso della muratura.

Le Tabelle 6.50 e 6.51 mostrano un diretto paragone dell'evoluzione dei coefficienti di sicurezza in funzione del livello di conoscenza ponendo definitivamente luce sulle problematiche presenti e sui livelli e direzione di applicazione del sisma che potrebbero creare maggiori problematiche. Si evita di riproporre gli indici di sicurezza connessi ai vari settori della torre quadrata nel modello torre analizzato, poiché come si è visto il tempo di ritorno è maggiore del valore limite di 2474 anni in tutte le trattazioni effettuate.

			I <sub>s,SLV</sub>		$f_{a,SLV}$		
Direzione	Livello	LC1	LC2	LC3	LC1	LC2	LC3
sisma							
	Piano Interrato	>3.48	>3.48	>3.48	1.56	1.89	2.09
	Piano Terra	>3.48	>3.48	>3.48	1.30	1.58	1.74
	Piano Primo	>3.48	>3.48	>3.48	1.12	1.36	1.50
X	Piano Secondo	2.63	>3.48	>3.48	1.05	1.25	1.39
	Piano Terzo	0.59	1.12	1.59	0.80	0.90	0.96
	Copertura castello	2.27	>3.48	>3.48	1.02	1.27	1.46
	Piano Quarto	1.43	3.11	>3.48	0.94	1.08	1.30
	Copertura torre circolare	>3.48	>3.48	>3.48	1.88	2.45	2.83
	Piano Interrato	1.06	2.05	2.98	0.89	1.01	1.07
	Piano Terra	0.18	0.29	0.39	0.63	0.69	0.73
	Piano Primo	0.16	0.27	0.36	0.62	0.68	0.72
Y	Piano Secondo	0.29	0.51	0.69	0.69	0.78	0.83
	Piano Terzo	0.38	0.67	0.94	0.73	0.82	0.87
	Copertura castello	0.52	1.19	1.94	0.78	0.91	1.00
	Piano Quarto	0.83	1.72	2.61	0.85	0.98	1.05
	Copertura torre circolare	>3.48	>3.48	>3.48	1.60	2.09	2.41

Tabella 6.50: Variazione degli indici di vulnerabilità nel modello castello in funzione del livello di conoscenza.

			$I_{s,SLV}$			$f_{a,SLV}$	
Direzione	Livello	LC1	LC2	LC3	LC1	LC2	LC3
sisma							
	Piano Interrato	>3.48	>3.48	>3.48	1.49	1.80	1.99
	Piano Terra	>3.48	>3.48	>3.48	1.25	1.35	1.67
	Piano Primo	>3.48	>3.48	>3.48	1.11	1.35	1.50
	Piano Secondo	2.52	>3.48	>3.48	1.04	1.23	1.37
X	Piano Terzo	0.85	1.67	2.44	0.85	0.97	1.04
	Copertura castello	0.39	0.83	1.32	0.92	0.85	0.93
	Piano Quarto	0.64	1.25	1.83	0.81	0.92	0.99
	Copertura torre circolare	1.87	>3.48	>3.48	0.99	1.21	1.40

	Copertura torre quadrata	>3.48	>3.48	>3.48	1.37	1.75	2.00
	Piano Interrato	0.90	1.72	2.48	0.87	0.98	1.04
	Piano Terra	0.16	0.20	0.35	0.62	0.65	0.71
	Piano Primo	0.47	0.83	1.17	0.76	0.85	0.91
	Piano Secondo	0.55	1.04	1.48	0.79	0.89	0.95
Y	Piano Terzo	1.03	2.06	3.02	0.89	1.24	1.08
	Copertura castello	0.12	0.23	0.34	0.58	0.67	0.71
	Piano Quarto	0.60	1.15	1.68	0.80	0.91	0.97
	Copertura torre circolare	1.05	2.71	>3.48	0.89	1.06	1.19
	Copertura torre quadrata	>3.48	>3.48	>3.48	1.69	2.16	2.47

Tabella 6.51: Variazione degli indici di vulnerabilità nel modello aggregato castello e torre in funzione del livello di conoscenza.

Gli incrementi dei vari indici di sicurezza analizzati nelle Tabelle soprastanti vengono rappresentati per il modello castello nelle Figure 6.24 e 6.25 per una più semplice trattazione. Nei grafici non si rappresentano i livelli della struttura che già per un livello di conoscenza LC1 hanno evidenziato un indice di sicurezza maggiore del valore limite di 3.48.

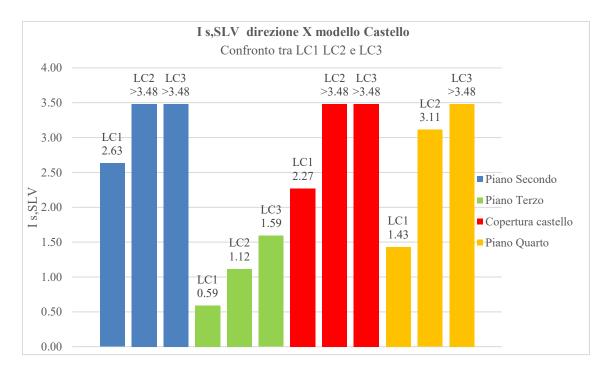


Figura 6.24: Variazione dell'indice di sicurezza I<sub>S,SLV</sub> nel modello castello, in funzione della conoscenza della struttura per la direzione x.

Il grafico mostra come l'aumento del livello di conoscenza da uno a due consente di raggiungere e superare il valore unitario limite minimo dell'indice  $I_{S,SLV}$  in tutti i livelli della struttura per la direzione x. In tal modo si può affermare, che l'acquisizione di maggiori informazioni in fase preliminare con le positive conseguenze nella definizione del fattore di confidenza e dei parametri meccanici, potrebbe evitare di effettuare delle indagini più approfondite, di livello superiore, in tale direzione d'analisi.

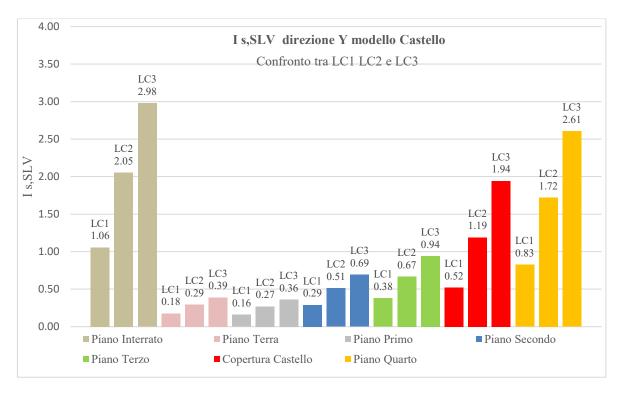


Figura 6.25: Variazione dell'indice di sicurezza I<sub>S,SLV</sub> nel modello castello, in funzione della conoscenza della struttura per la direzione y.

La figura 6.25 mostra invece, che nel caso della direzione y per il modello castello, la struttura presenta delle gravi deficienze anche per una conoscenza LC3 nei livelli: piano terra, piano primo e piano secondo. Ciò induce quindi a fare delle future e più approfondite analisi.

Per quanto concerne gli indici di sicurezza  $f_{a,SLV}$  si nota che conducono in entrambe le direzioni a delle deduzioni analoghe a quelle effettuate per l'indice  $I_{S,SLV}$ , ma in aggiunta evidenziano una carenza nel terzo livello della struttura anche per una conoscenza LC3, dovuta alla rastremazione dello spessore del maschio murario.

Analoghe indagini per il modello aggregato castello e torre nella direzione x evidenziano dei valori superiori all'unità per l'indice di sicurezza  $I_{S,SLV}$  nel caso di un livello di conoscenza LC3, ma al contempo invitano a prestare attenzione al livello di copertura del castello nelle valutazioni di  $f_{a,SLV}$ . Infine, l'andamento dell'indice  $I_{S,SLV}$  nella direzione y del modello aggregato evidenzia come l'analisi porta a concentrare rigorose attenzioni ai piani terra e copertura della struttura dove si riscontrano dei valori pari a 0.35 e 0.34.

In definitiva, le quantità riportate nelle tabelle soprastanti mostrano chiaramente un aumento dell'indice con l'aumento del livello di conoscenza della struttura, assumendo come parametri meccanici quelli forniti in [17] per murature composte da "mattoni pieni con malta di calce", ma altresì forniscono delle definitive valutazioni sulle problematiche presenti nel manufatto ed analizzate nel §6.7. Si nota infatti, che il castello, sia esso inteso come struttura aggregata, sia esso inteso come castello separato dalla torre, nelle valutazioni condotte invita a prestare attenzione al piano terzo per quanto riguarda la direzione di applicazione x dell'azione sismica, e riscontra delle forti criticità nella direzione y dal primo al terzo piano della struttura. Tali criticità permangono anche per livelli di conoscenza esaustivi del castello e consigliano di effettuare delle analisi più dettagliate nei paragrafi a seguire, che possano prendere in conto anche la non linearità del materiale in modo da captare tutte le effettive riserve di resistenza che la struttura presenta.

La sensibile differenza tra gli indici di sicurezza per la direzione x e quelli per la direzione y, che mostra una maggiore difficoltà della struttura nel caso in cui fosse colpita da un sisma diretto secondo la

direzione del lato minore, risiede prevalentemente nella conformazione in pianta del castello. Come è possibile vedere infatti, nelle tavole in allegato, il castello di Serralunga d'Alba ha una pianta molto allungata con un rapporto tra i lati, maggiore e minore, molto alto e ciò quindi è una delle cause di tale forte differenza tra le due direzioni. La presenza di sole due pareti, ortogonali ai due maschi murari principali, e le loro ridotte dimensioni, in spessore e lunghezza, comportano una notevole differenza nell'area resistente nelle due analisi condotte. Si fa notare infatti, mediante la relazione per il calcolo di  $F_{SLV}$  riportata nel §6.1, come proprio l'area resistente a taglio dei muri sia uno dei più importanti fattori che concorre a determinare la resistenza a taglio dell'edificio e di conseguenza l'ordinata dello spettro di risposta elastico.

Le analisi di valutazione della sicurezza sismica LV1 consigliano quindi di effettuare delle successive e più approfondite analisi, che possano indagare effettivamente le vulnerabilità della struttura e porre luce sul reale comportamento del manufatto in relazione alla sua complessità in pianta.

### **CAPITOLO 7**

### 7. Modellazione.

La modellazione della struttura è una fase di cruciale importanza intrisa di decisioni ed assunzioni che permettono di descrivere in maniera coerente la realtà strutturale. L'utilizzo del software Midas FX+ combinato con il software MidasGen, fornirà la possibilità di indagare il Castello di Serralunga d'Alba ed ottenere una risposta tensionale, deformativa e modale che possa essere confrontata con le prescrizioni presenti nelle normative vigenti.

### 7.1. Analisi agli elementi finiti del castello di Serralunga d'Alba.

L'utilizzo dei due software sopracitati permette un'analisi agli elementi finiti del Castello di Serralunga d'Alba, che consiste nella discretizzazione della struttura attraverso la realizzazione di una griglia, definita mesh, composta da primitive (elementi finiti) di forma codificata, tendenzialmente triangoli e quadrati, che vanno ad approssimare nel miglior modo possibile l'oggetto da rappresentare. Tale prima fase conduce alla creazione di un modello geometrico della struttura, che sarà successivamente particolareggiato in funzione delle caratteristiche meccaniche e delle azioni agenti in modo da ottenere un modello numerico da indagare.

#### 7.1.1. Costruzione del modello geometrico.

La costruzione del modello geometrico avviene mediante il software Midas FX+, che consente con degli opportuni input di disegno di ricreare un modello strutturale fedele alla realtà. La creazione degli elementi, pareti e volte che compongono il castello in tale software avviene seguendo una opportuna gerarchia (Figura 7.1), che muove dal singolo vertice alla creazione delle superfici d'interesse alle quali si attribuiranno mediante mesh le opportune caratteristiche geometriche e meccaniche.

	Ent	ity		Definition			
	Comp	Compound		Group of independent entities			
igher evel	Sha	pe		n to call an independent entity nat is not forming any other entity)			
11111			Part of 3-D	space bound by a shell			
	Sol	Solid		Volume			
		Shell	A collection of Faces connected by some of the Edges of their Wire boundaries				
	Surface	Face	D geometry)	ne (in 2-D geometry) or a surface (in 3- bounded by a closed Wire surface, cylinder, sphere, etc			
			Property	Area			
		Wire	A sequence	of Edges connected by their Vertices			
	Curve	Edge	Vertex at each	A shape corresponding to a curve, and bound by a Vertex at each extremity <ex> Straight line, circle, ellipse, arc, etc</ex>			
nawo.			Property	Length			
intity	Ver	tex	A zero-dimensional shape corresponding to a point in geometry				
			Property	Coordinate			

Figura 7.1: Gerarchia delle entità in Midas FX+.

Il modello del Castello di Serralunga d'Alba è stato creato a partire dal software AutoCad che ha permesso di stabilire i vertici della struttura determinati dall'incrocio delle linee medie di ogni singolo maschio murario (Figura 7.2).

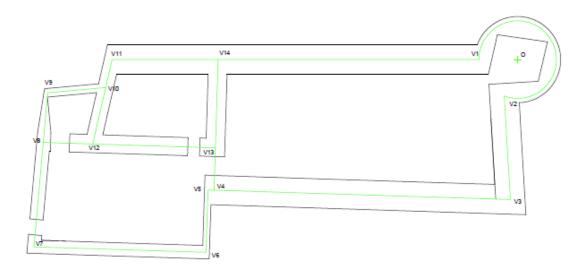
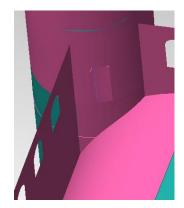


Figura 7.2: Determinazione dei vertici nel CAD per il modello geometrico.

Tramite il comando "*Tabular Input*" sono stati inseriti tutti i vertici dei vari orizzontamenti nelle loro coordinate (x,y e z) ponendo un sistema di riferimento coincidente con il centro del cerchio che descrive la base della torre circolare. A partire quindi da questa nuvola di punti, mediante "Line 3D" si sono uniti tutti i punti determinando i contorni, *edge*, del castello e si sono quindi potute disegnare tutte le superfici di interesse mediante i comandi:

- Plane Face per la realizzazione delle pareti piane;
- NURBS Face per la realizzazione delle superfici curve come le volte e le cupole;
- Sweep per la determinazione delle superfici della torre cilindrica.

Di particolare interesse nella generazione delle varie superfici è stata la realizzazione dell'unione tra la volta del salone principale del castello, nei piani interrato, terra e secondo, con la superficie curvilinea della torre circolare. Tale unione è stata realizzata mediante il comando "*Trim 2 Surfaces*" che ha permesso di realizzare una perfetta unione tra le due superfici (Figura 7.3). Ulteriori attenzioni sono state poste nella suddivisione delle pareti verticali in due superfici nei punti d'imposta delle volte, in modo da poter creare una perfetta continuità ed unione tra gli elementi nella fase di realizzazione della mesh.



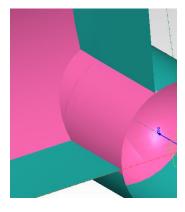


Figura 7.3: Particolare di unione tra volta del salone principale e superficie curvilinea della torre circolare.

In seguito alla realizzazione di tutte le facce che compongono il modello del castello si è proceduto all'inserimento delle aperture presenti, finestre e porte, mediante il tool "*Trim Surface by Curve*" che permette di eliminare una parte di superficie attraverso il contorno di una curva purché la curva appartenga allo stesso piano definito dalla superficie.

Seguendo quindi, la gerarchia *Vertex – Curve – Surface*, descritta sinteticamente nella precedente Figura 87, si sono definiti due diversi modelli, un modello completo di volte e cupole, ed un modello depurato da tali superfici curvilinee (Figura 7.4 e 7.5) che saranno utilizzati nelle successive analisi statiche lineari il primo e dinamiche e statiche non lineari il secondo.

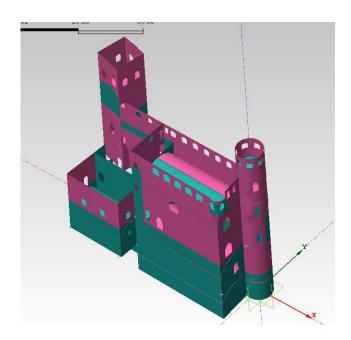


Figura 7.4: Modello struttura voltata realizzato in Midas FX+.

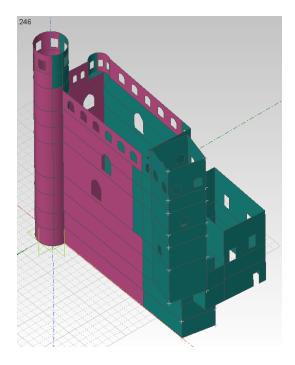


Figura 7.5: Modello struttura senza volte realizzato in Midas FX+.

Una volta definita la geometria del castello occorre andare ad unire tutte le superfici fra loro mediante il comando "Sew" ed effettuare una discretizzazione delle facce mediante l'attribuzione della mesh, che porterà con se anche le caratteristiche di spessore delle pareti e meccaniche del materiale. Il comando "Auto-Mesh Face" (Figura 7.6) consente quindi di attribuire tali proprietà definendo le seguenti opzioni di scelta:

- Element Size: rappresenta la dimensione della mesh che è stata posta pari a 0.4 nelle pareti piane dei due modelli, mentre si è scelto di utilizzare una dimensione ridotta e pari a 0.2 nelle volte, nelle cupole e nelle superfici curvilinee della torre circolare per poter meglio rappresentare tali zone ed evitare il formarsi di punti singolari;
- Adaptive Seeding: mediante tale funzione il programma approssima nel miglior modo possibile la mesh alle superfici;
- *Property:* consente di definire le proprietà geometriche (Figura 7.7) e meccaniche (Figura 7.8) dell'elemento.

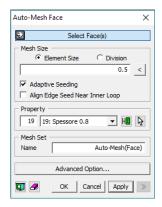


Figura 7.6: Definizione della mesh mediante il comando "Auto-Mesh Face".

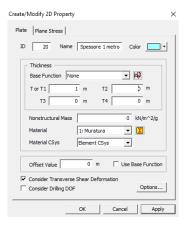


Figura 7.7: Definizione delle proprietà geometriche della superficie.

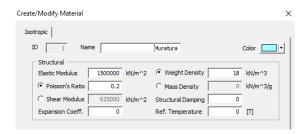


Figura 7.8: Definizione delle proprietà meccaniche della superficie.

I parametri meccanici inseriti per la muratura sono quelli definiti nella Tabella 5.5. La dimensione della mesh è stata diminuita in prossimità delle aperture mediante il comando "Edge Mesh Size" che ha permesso di infittire la discretizzazione ponendo degli intervalli di lunghezze pari a 0.2 (Figura 7.9). In tal modo sarà possibile cogliere con migliore accuratezza lo stato tensionale in tali punti critici della struttura. Nelle figure 7.10 e 7.11 si mostrano quindi i due modelli con la relativa mesh, mentre in Figura 7.12 si evidenzia l'effetto del comando "Edge Mesh Size" in corrispondenza delle aperture.

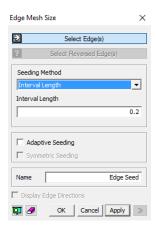


Figura 7.9: Diminuzione dell'intervallo della mesh nelle aperture mediante il comando "Edge Mesh Size".

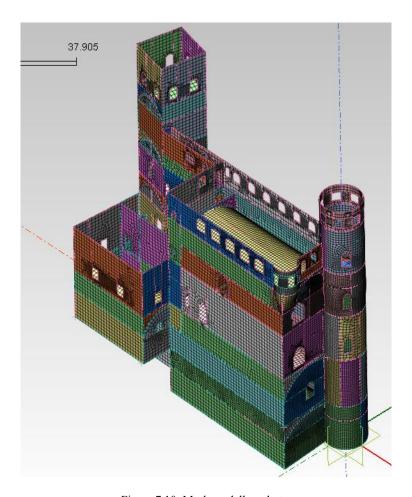


Figura 7.10: Mesh modello voltato.

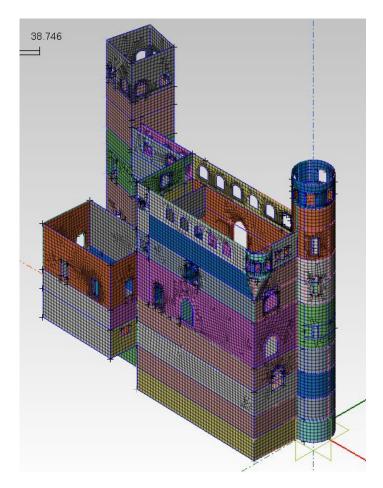


Figura 7.11: Mesh modello privo di volte.

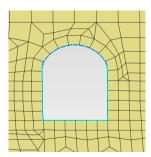


Figura 7.12: Particolare degli effetti del comando "Edge Mesh Size" in corrispondenza delle aperture.

Nella fase di definizione della mesh, nonostante con il comando "Sew" si sia prestata la debita attenzione affinché tutte le superfici risultassero connesse fra loro, lungo i bordi di contatto tra diverse facce alcuni nodi non garantivano la giusta continuità creando delle linee di disconnessione. Tale problema è stato eliminato mediante il comando "Merge Node" che permette di unire due punti scollegati della mesh in un unico punto, garantendo in tal modo la corretta connessione tra le superfici.

Attraverso il comando "*Mesh* > *Check Quality*" è possibile valutare la qualità della mesh inserita nei due modelli (Figura 7.13 e 7.14).

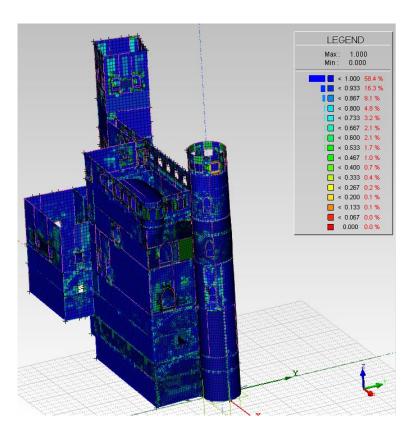


Figura 7.13: Qualità della mesh nel modello con volte.

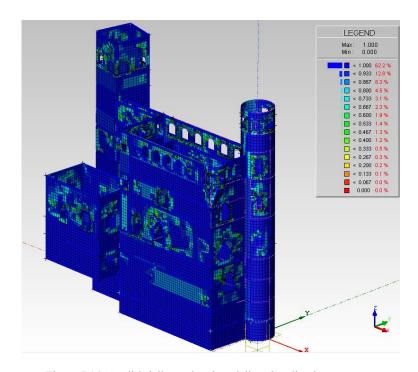


Figura 7.14: Qualità della mesh nel modello privo di volte.

Dalle due rappresentazioni è possibile notare che la qualità della mesh nel modello senza volte risulta essere migliore per via dell'assenza di frequenti linee di discontinuità tra più di due superfici come accade invece nelle linee d'imposta delle volte a botte del modello voltato. In ogni caso è possibile vedere come la qualità della mesh risulta essere prevalentemente perfetta per più del 55 % dell'area.

#### 7.1.2. Costruzione del modello numerico.

I modelli geometrici visti precedentemente nelle Figure 7.10 e 7.11 sono stati importati nel software MidasGen per passare alla seconda fase in cui al modello vengono applicati i carichi agenti ed i vincoli e si forniscono le basi per effettuare le analisi statiche e dinamiche della struttura. I modelli, importati nel nuovo software, vengono rappresentanti in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche fornite nella fase di definizione della mesh nel software Midas FX+ (Figura 7.15 e 7.16).

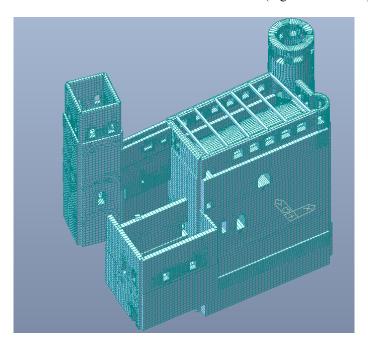


Figura 7.15: Modello con volte nel software MidasGen.

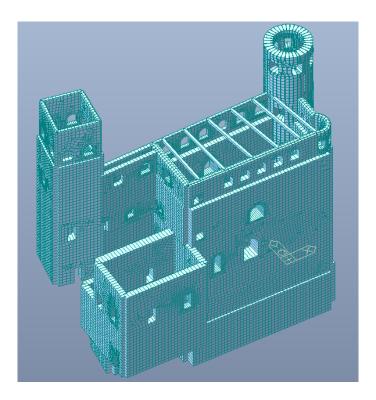


Figura 7.16: Modello senza volte nel software MidasGen.

Si riporta in Figura 7.17 una sezione esemplificativa del modello voltato nella zona della sala principale del castello.

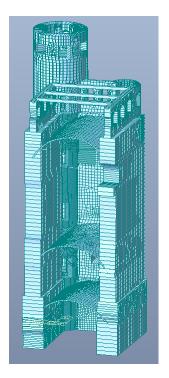


Figura 7.17: Sezione del modello voltato nel software MidasGen.

Dalle tre figure soprastanti è possibile notare che il modello geometrico è stato ulteriormente particolareggiato una volta inserito nel software MidasGen.

In tale fase sono state inserite le quattro catene al terzo piano nel salone principale del castello aggiunte alla struttura in seguito ad una ristrutturazione post sisma nel 1882. Tali elementi sono stati modellati come elementi *truss* in modo da evitare che le catene metalliche siano sottoposte a delle sollecitazioni flessionali essendo, per definizione, dei tiranti che lavorano per solo sforzo normale di trazione al fine di garantire una connessione trasversale tra i due lati maggiori della struttura. La sezione e le proprietà meccaniche di tali elementi sono riassunte nella Tabella 7.1.

Catena metallica					
Sezione circolare	Raggio: 0.03 [m]				
Materiale	Acciaio S235				
Modulo di elasticità E	$210000000 [kN/m^2]$				
Coefficiente di Poisson v	0.3				
Coefficiente termico	0.000012 1/[C]				
Peso specifico	$76.98 [kN/m^3]$				

Tabella 7.1: Proprietà meccaniche e geometriche catene metalliche.

La posizione delle catene è individuabile sia nelle tavole in allegato, sia nella rappresentazione in Figura 7.18 dove sono evidenziate in rosso.

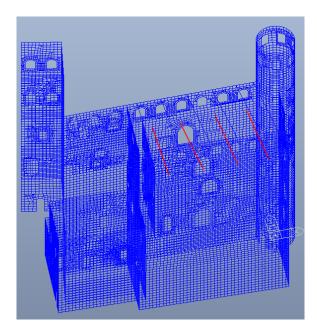


Figura 7.18: Posizione delle catene metalliche.

Ulteriore aggiunta riguarda le travi lignee inserite al livello della copertura del castello, le quali sono stato inserite nella struttura in seguito alla ristrutturazione del periodo 1952-1958. Tali elementi sono stati modellati come elementi *beam* ed al fine di evitare che vadano a creare momento nelle sezioni di incastro con le pareti laterali sono stati inseriti dei vincoli *end release* alle estremità, in modo da garantire solo collaborazione tra le due pareti che corrono nell'ultimo livello nel lato lungo della struttura. La sezione e le proprietà meccaniche sono riassunte nella Tabella 7.2.

Trave lignea	
Sezione rettangolare	0.3x0.3 [m]
Materiale	Legno C24
Modulo di elasticità E	$11000000 [kN/m^2]$
Coefficiente di Poisson v	0.35
Peso specifico	$7 [kN/m^3]$

Tabella 7.2: Proprietà meccaniche e geometriche delle travi lignee.

La posizione di tali elementi è individuabile sia nelle tavole in allegato, sia nella rappresentazione in Figura 7.19 dove sono evidenziate in rosso.

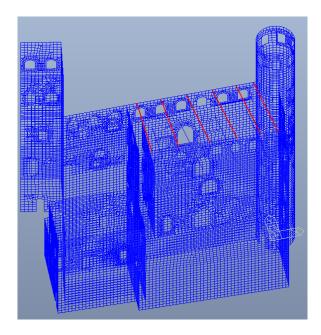


Figura 7.19: Posizione delle travi lignee.

La ristrutturazione del periodo 1952-1958, precedentemente citata e discussa nel Capitolo 2 ha portato con sé anche l'inserimento di un cordolo in cemento armato alla sommità del castello e della torre quadrata sul quale andare a collegare le due capriate lignee. Tale elemento, modellato come *beam* va a garantire una buona connessione tra le pareti che compongono l'edificio. La sezione e le proprietà meccaniche sono riassunte nella Tabella 7.3.

Cordolo in cemento armato	
Sezione rettangolare	0.2x0.3 [m]
Materiale	Calcestruzzo C20/25
Modulo di elasticità E	29961000 $[kN/m^2]$
Coefficiente di Poisson v	0.2
Coefficiente termico	0.00001 1/[C]
Peso specifico	$25 [kN/m^3]$

Tabella 7.3: Proprietà meccaniche e geometriche del cordolo in cemento armato.

La posizione di tale elemento è individuabile sia nelle tavole in allegato, sia nella rappresentazione in Figura 7.20 dove è evidenziato in rosso.

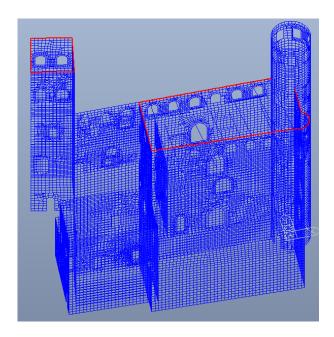


Figura 7.20: Posizione del cordolo in cemento armato.

Un'ultima aggiunta al modello geometrico è stata effettuata solo nel modello privo di volte, poiché nel corpo principale del castello è presente una parete in falso poggiante in realtà sulla superficie voltata inferiore (Figura 7.21) che in questo modello, avendo tolto la volta a botte, risulterebbe ancorata solo lateralmente. Al maschio murario in questione è ancorata una scala, realizzata con un sistema di voltine che ripartiscono i carichi lateralmente, che permette l'accesso ai piani superiori della struttura. Nonostante non abbia particolari funzioni strutturali dunque, si è deciso di modellare comunque tale parete muraria in seguito alle forti deficienze strutturali emerse nella direzione y, lato minore del castello, nel livello di valutazione LV1, in modo da captare il contributo di connessione trasversale tra i due maschi murari diretti nella direzione x che tale parete fornisce. L'elemento utilizzato per simulare la ripartizione di carico nelle due pareti laterali, che la volta a botte sottostante garantisce è un elemento beam con rigidezza superiore rispetto agli altri materiali e privo di peso. La sezione e le proprietà meccaniche sono riassunte nella Tabella 7.4.

Elemento fittizio rigido di ripartizione	
Sezione circolare	Raggio: 0.05 [m]
Materiale	Rigido
Modulo di elasticità E	$2x10^{11} [kN/m^2]$
Peso specifico	$0 [kN/m^3]$

Tabella 7.4: Proprietà meccaniche e geometriche dell'elemento fittizio rigido di ripartizione.

La posizione di tale elemento è individuabile nella rappresentazione in Figura 7.22 dove è evidenziato in rosso.

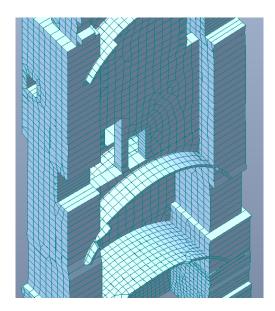


Figura 7.21: Particolare della parete che scarica sulla volta a botte inferiore.

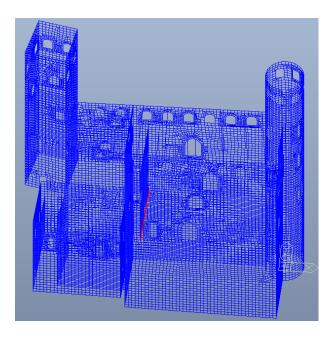


Figura 7.22: Posizione dell'elemento fittizio rigido di ripartizione.

In seguito all'aggiunta di tali elementi geometrici nei due modelli realizzati, può dirsi conclusa la fase di realizzazione del modello geometrico, che a questo punto deve essere implementato con vincoli e carichi in modo da essere trasformato in modello numerico.

Il comando "Boundary", permette la definizione dei vincoli presenti. Nel caso in esame i vincoli inseriti a supporto e definizione delle condizioni al contorno del modello sono stati:

- Incastro alla base: inserito mediante la funzione "Define Support" in cui si procede a bloccare
  tutte le traslazioni e le rotazioni nello spazio (Figura 7.23). L'elemento incastro è stato utilizzato
  per simulare la connessione tra la struttura ed il terreno (Figura 7.24);
- Elastic Link di tipo Rigido: inserito mediante la funzione "Elastic Link", ha permesso di
  perfezionare la modellazione della passerella che collega il castello alla torre circolare. Come è
  possibile vedere dalle tavole CAD in allegato, il maschio murario principale della parete Ovest al

piano secondo del castello, presenta un foro nel suo spessore di 1.7 metri per permettere la creazione di un corridoio di passaggio che collegasse la sala principale del castello con la torre quadrata. In fase di modellazione si è deciso di riportare tale cavità nella parete, rimanendo fedeli alla realtà strutturale poiché, data l'assenza di altre connessioni trasversali che collegano la parete Ovest con quella Est, a partire dal piano primo della struttura, tale maschio risulta essere particolarmente vulnerabile alle azioni orizzontali ed inoltre presenta una particolare importanza nell'analisi condotta permettendo di definire la presenza o all'assenza di una reale connessione tra la torre quadrata ed il corpo del donjone (Figura 7.25);

Beam End Release: come detto precedentemente nella presentazione delle travi lignee inserite
nella copertura del castello, tale tipo di vincolo è stato utilizzato per evitare che si creassero dei
momenti d'incastro nell'ammorsamento delle travi alle pareti laterali (Figura 7.26).

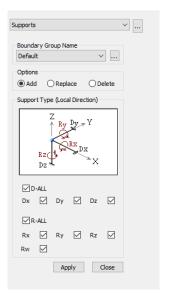


Figura 7.23: Definizione vincolo d'incastro tra la struttura ed il terreno.

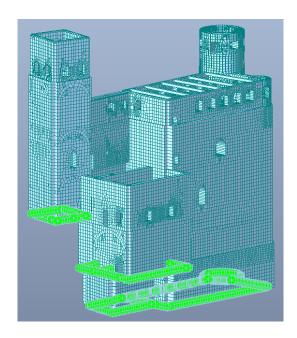


Figura 7.24: Incastri alla base del modello

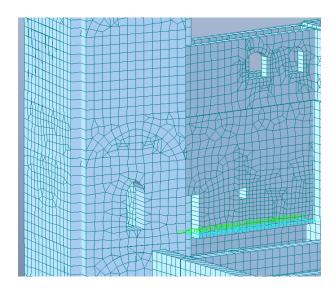


Figura 7.25: Elastic Link di tipo rigido inseriti nella struttura.

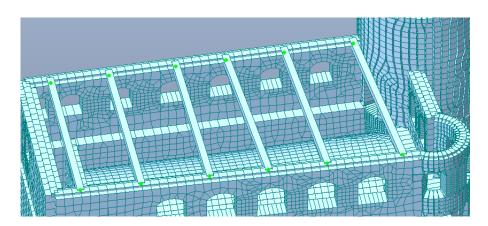


Figura 7.26: Beam End Release sulle travi lignee della copertura.

I solai voltati e lignei sono stati considerati in ogni orizzontamento della struttura come elementi deformabili, come prescritto nel §7.2.6. in [16], le quali individuano come orizzontamenti infinitamente rigidi nel loro piano medio solo i solai realizzati in calcestruzzo armato o latero-cemento con soletta di calcestruzzo armato superiormente o solai lignei, ma con opportuni connettori a taglio dimensionati.

Altra fase di importanza cruciale nella definizione del modello numerico è l'applicazione delle azioni determinate nel capitolo 4. I carichi agenti considerati sono:

- Peso proprio della struttura definito con il code "SW" nel modello ed applicato mediante il comando "Self Weight";
- Carico permanente strutturale definito con il code "G1" ed applicato come carico di tipo "Pressure load" nel modello voltato, mentre come carico di tipo "Floor loads" per il modello privo di volte;
- Carico permanente non strutturale definito con il code "G2" ed applicato come carico di tipo "Pressure load" nel modello voltato, mentre come carico di tipo "Floor loads" per il modello privo di volte;
- Carico variabile Q suddiviso a sua volta in:
  - Folla e manutenzione della copertura definiti con il code "Q" ed applicato come carico di tipo "Pressure load" nel modello voltato, mentre come carico di tipo "Floor loads" per il modello privo di volte;
  - Neve definita con il code "SNOW" ed applicata in maniera analoga al code Q;

- Vento, agente nelle quattro direzioni "Ovest-Est", "Est-Ovest", "Nord-Sud", e "Sud-Nord" definito come "Pressure Load" agente nella direzione ortogonale alle pareti verticali investite dal vento e con la sua azione sopravento e sottovento. I code utilizzati sono "W O-E", "W E-O", "W N-S" e "W S-N".
- Sisma, definito con il code "Rx" ed "Ry" per indicare le due direzioni di applicazione della sollecitazione sismica e definito in "Dynamic Loads" in cui si procede ad inserire le coordinate dello spettro di risposta allo SLV definito in Tabella 4.20 nella sezione "RS Function". Successivamente mediante il tool "RS Load Cases" si creano i due casi di carico "Rx" ed "Ry" in modo che il primo sia diretto lungo x ed il secondo caso di carico sia ortogonale alla direzione x e quindi inclinato di 90° nella sezione "Excitation Angle".

A partire da tali sollecitazioni inserite nel software è necessario creare le combinazioni di carico d'interesse per le analisi da svolgere. Mediante il comando "Load Combination" si procede ad autogenerare attraverso il tool "Auto Generation.." le combinazioni di carico allo SLU, allo SLE e sismiche per le successive analisi da svolgere.

## **CAPITOLO 8**

## 8. Analisi globale.

I risultati ottenuti nelle analisi effettuate nel livello di valutazione della sicurezza sismica LV1 consigliano delle più attente verifiche sul manufatto, che possano indagare globalmente la struttura e fornire quindi una risposta complessiva all'azione sismica. In tale capitolo si procede quindi ad effettuare una valutazione statica dell'edificio, un'analisi dinamica lineare modale e delle analisi non lineari in campo statico, in modo da ottenere una corretta ed oculata valutazione del comportamento strutturale e della reale presenza di problematiche e deficienze strutturali.

#### 8.1. Analisi statica.

L'analisi statica del Castello di Serralunga d'Alba è effettuata considerando il modello voltato descritto nel capitolo precedente e si pone come obiettivo principale quello di valutare la resistenza delle pareti nella condizione di stato limite ultimo (SLU), facendo quindi riferimento alla combinazione fondamentale espressa nel §4.3. La sicurezza statica dell'edificio è espressa in §6.1 e §6.2 di [18] mediante la verifica di due condizioni principali:

- Verifica delle pareti di muratura non armata soggette a carichi prevalentemente verticali;
- Verifica delle pareti di muratura non armata soggette a carichi di taglio.

Tali verifiche saranno condotte, come detto, nel modello voltato della struttura per tenere conto, nella sua totalità, degli effetti dovuti alle volte presenti nella gran parte degli ambienti che creeranno momenti e forze orizzontali nelle zone d'imposta.

Si analizza inizialmente lo stato deformativo tenendo conto di un inviluppo delle combinazioni allo stato limite di esercizio (SLE) espresse nel  $\S4.3$ . Tale analisi ci permette di capire quali sono le aree che subiscono spostamenti maggiori della struttura. La Figura  $\S4.1$  mette in mostra la configurazione deformata  $D_{xyz}$  del castello ponendo luce su importanti aspetti:

$$D_{xyz} = \sqrt{D_x^2 + D_y^2 + D_z^2}$$

- La zona a maggiore spostamento è individuabile nella parte centrale della volta al terzo piano della sala principale del castello, in cui si registra uno spostamento di 4.34 cm;
- Tutte le volte in generale presentano degli spostamenti maggiori rispetto agli elementi con prevalente sviluppo verticale;
- La parete ovest del castello presenta una deformazione più accentuata della parete est.

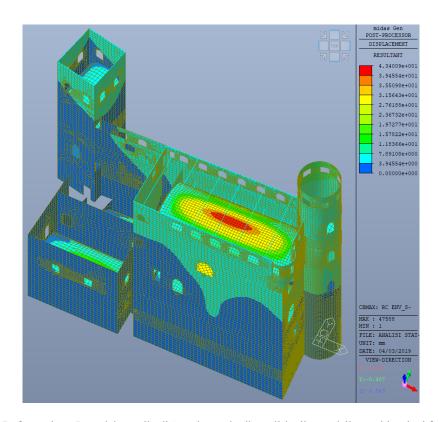


Figura 8.1: Deformazione  $\boldsymbol{D}_{xyz}$  del castello di Serralunga d'Alba nell'inviluppo delle combinazioni fondamentali.

Nella Figura 8.2 si analizza lo spostamento nella direzione z, che assume particolare importanza nella valutazione degli elementi voltati.

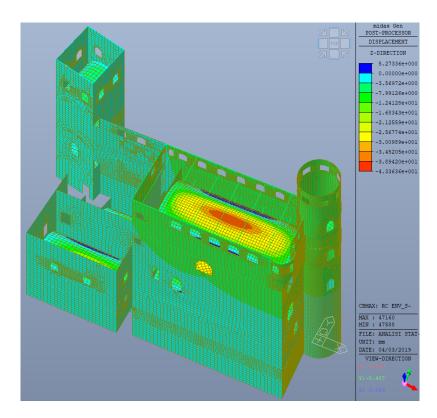


Figura 8.2: Deformazione  $\boldsymbol{D_z}$  del castello di Serralunga d'Alba nell'inviluppo agli stati limite di esercizio (SLE).

La figura soprastante mette in mostra che la zona a prevalente deformazione verticale è la parte centrale della volta al terzo piano, che presenta un abbassamento di 4.33 centimetri nella zona di chiave e registra un leggero innalzamento, inferiore al centimetro, nella parte delle reni. Si pone luce inoltre, sulla deformazione valutabile nella volta a copertura del piano terra (Figura 8.3) che raggiunge i 3.9 centimetri di abbassamento e pone degli spunti di valutazione connessi con il panorama fessurativo riscontrato nel Capitolo 9.

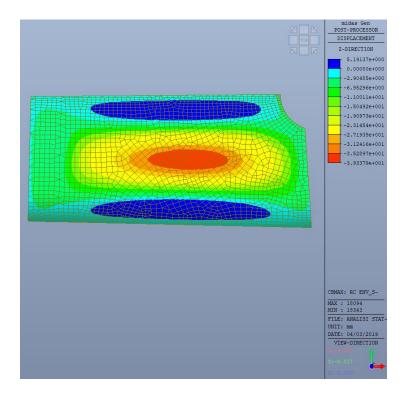


Figura 8.3: Deformazione  $D_z$  della volta a copertura del piano terra della sala principale del castello.

La Figura 8.4 analizza lo spostamento nella direzione y, che assume una particolare importanza nella valutazione degli effetti della spinta esercitata dagli elementi voltati. Si evidenzia infatti uno spostamento della parete ovest verso le y positive di circa 1 centimetro ed uno spostamento di 0.5 centimetri nella direzione delle y negative per la parete est, che descrivono perfettamente l'effetto dovuto alla spinta delle volte a botte presenti. Ad avvalorare tale ipotesi si considera la deformazione connessa all'azione del vento nella direzione delle y positive (Vento Est-Ovest) nella Figura 8.5 e quella relativa alla pressione del vento nella direzione delle y negative (Vento Ovest-Est) nella Figura 8.6, che mostrano chiaramente che la deformazione connessa al vento, unica azione orizzontale presente nelle valutazioni statiche, raggiunge il valore massimo di 2.5 millimetri. Tale valore è notevolmente inferiore a quello riscontrato nella combinazione di inviluppo degli stati limite di esercizio, che tiene conto delle azioni permanenti strutturali, permanenti non strutturali e variabili che si esercitano sulla struttura e quindi tiene conto dell'effetto di ripartizione dei carichi dovuto alle volte, che ingenerano tali spinte sui due maschi murari principali.

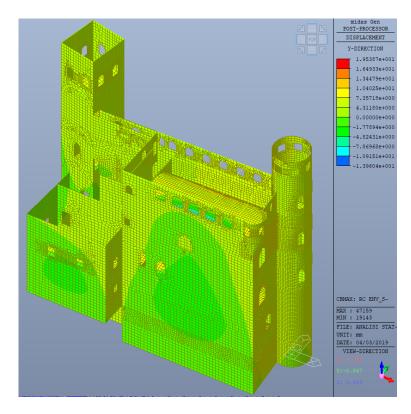


Figura 8.4: Deformazione  $D_y$  del castello di Serralunga d'Alba nell'inviluppo agli stati limite di esercizio (SLE).

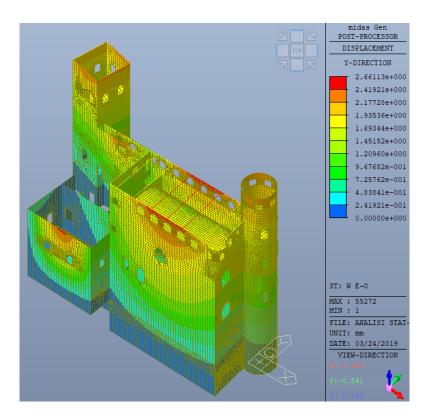


Figura 8.5: Deformazione  $D_y$  del castello di Serralunga d'Alba dovuta all'azione del vento nella direzione delle y positive.

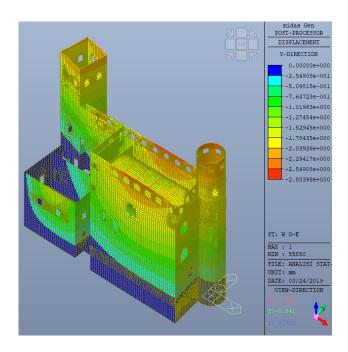


Figura 8.6: Deformazione  $D_y$  del castello di Serralunga d'Alba dovuta all'azione del vento nella direzione delle y negative.

Infine, la Figura 8.7 mostra gli spostamenti nella direzione x, i quali raggiungono il valore massimo di 5 mm nella volta al terzo piano. Tale rappresentazione fornisce un'ulteriore validazione del modello poiché mette in mostra come effettivamente avvenga una giusta ripartizione dei carichi da parte delle volte presenti. Come è possibile vedere, le deformazioni sulle pareti Nord e Sud assumono un contour celeste in quelle zone poiché sono pressoché nulle (valori legenda). Ciò fornisce una valutazione dell'assenza di spinta in quella direzione, come è giusto aspettarsi data l'orditura delle superfici voltate.

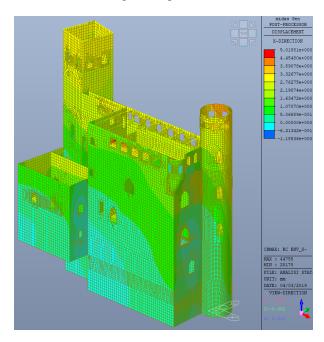


Figura 8.7: Deformazione  $D_x$  del castello di Serralunga d'Alba nell'inviluppo degli stati limite di esercizio (SLE).

L'analisi dello stato tensionale (Figura 8.8) avviene considerando la combinazione fondamentale allo stato limite ultimo (SLU) e mette in mostra dei valori che variano dai 0.6 MPa agli 1.2 Mpa al piede delle pareti principali della struttura (lato ovest e lato est del dongione) in linea con quanto ci si attende

per gli edifici in muratura. Si fa notare però, che tali valori tensionali crescono nelle zone d'imposta delle volte e nelle volte stesse e rimandano quindi a delle più dettagliate analisi a livello locale di quelle sezioni critiche

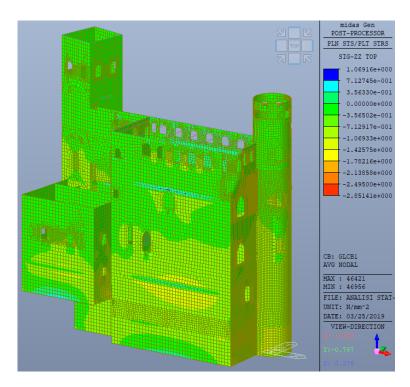


Figura 8.8: Stato tensionale  $\sigma_{zz}$  del modello voltato nella combinazione fondamentale agli stati limite ultimi (SLU).

### 8.1.1. Verifica statica delle pareti di muratura non armate soggette a carichi prevalentemente verticali.

Nella verifica delle pareti di muratura soggette a carichi prevalentemente verticali, come prescritto nel §6.1 in [18], si prendono in considerazione gli effetti connessi alle eccentricità applicate, alla geometria del muro e alle proprietà meccaniche della muratura, e si assumono due ipotesi fondamentali:

- Le sezioni rimangono piane;
- La resistenza a trazione della muratura perpendicolare ai giunti orizzontali è nulla.

Occorre verificare quindi, che nella combinazione fondamentale di stato limite ultimo (SLU), il valore di progetto del carico verticale applicato al maschio murario  $N_{Ed}$  sia minore o uguale al valore di progetto della resistenza ai carichi verticali della parete,  $N_{Rd}$ :

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

Mentre il valore della sollecitazione agente  $N_{Ed}$  è indagabile nei modelli creati nel software MidasGen, per quanto concerne il valore di progetto della resistenza di una parete monostrato per unità di lunghezza  $N_{Rd}$ , esso è fornito dalla relazione 6.2 in [18] ed è pari a:

$$N_{Rd} \leq \Phi t f_d$$

In cui:

- Φ è il fattore di riduzione della capacità calcolato a metà della parete ed inserito per tener conto degli effetti di snellezza ed eccentricità di carico;
- t è lo spessore del maschio murario;
- $f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura espressa dalla relazione:

$$f_d = \frac{f_k}{FC \gamma_M}$$

Dove:

- $f_k$  è la resistenza caratteristica a compressione media determinata nella Tabella 5.4 in funzione della tipologia di materiale e del livello di conoscenza della struttura;
- FC è il fatto di confidenza, discusso nel Capitolo 5, e posto pari a:

$$FC = 1.35$$

-  $\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza della muratura pari a:

$$\gamma_M = 3$$

Si ottiene quindi:

$$f_d = \frac{2.184}{1.35 * 3} = 0.54 MPa$$

Il fattore di riduzione della capacità  $\Phi$ , che prende in considerazione la snellezza della parete e l'eccentricità del carico per qualsiasi valore del modulo elastico E e della resistenza caratteristica a compressione della muratura non armata  $f_k$ , può essere ricavato da:

$$\Phi = A_1 e - \frac{u^2}{2}$$

- e quantità corrispondente alla base dei logaritmi naturali.

Dove:

$$A_1 = 1 - 2\frac{e_{mk}}{t}$$

$$u = \frac{\lambda - 0.063}{0.73 - 1.17 \frac{e_{mk}}{t}}$$

Dove:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}}$$

-  $h_{ef}$ è l'altezza effettiva della parete definita come:

$$h_{ef} = \rho_n h$$

Dove:

- h è l'altezza netta di piano della parete;
- ρ<sub>n</sub> è un fattore di riduzione che dipende dalle condizioni di vincolo all'estremità o all'irrigidimento della parete e che per pareti vincolate alle estremità superiore ed inferiore da solai o coperture di legno disposti allo stesso livello da ambo le parti rispetto al muro o da un solaio di legno disposto da una sola parte ed avente un appoggio di almeno 2/3 dello spessore della parete, ma non minore di 85 mm:

$$\rho_n = 1$$

-  $t_{ef}$  è lo spessore effettivo della parete definito dalla relazione:

$$t_{ef} = \rho_t t$$

In cui  $\rho_t$  è un coefficiente di irrigidimento che data l'assenza di elementi di irrigidimento nelle pareti esaminate del castello può essere posto uguale a:

$$\rho_t = 1$$

Tornando quindi alla relazione principale per il calcolo dei coefficienti  $A_1$  ed u con  $e_{mk}$  è indicata l'eccentricità a metà altezza della parete, calcolata mediante le relazioni:

$$e_{mk} = e_m + e_k \ge 0.05t$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init}$$

In cui:

- $e_m$  è l'eccentricità dovuta ai carichi;
- $M_{md}$  è il valore di progetto del momento flettente maggiore agente a metà altezza della parete;
- N<sub>md</sub> è il valore di progetto del carico verticale a metà dell'altezza della parete;
   includendo qualsiasi carico applicato eccentricamente alla superficie della parete;
- e<sub>hm</sub> è l'eccentricità a metà altezza dovuta ai carichi orizzontali, come ad esempio il vento in questa fase di analisi statica, e calcolata come rapporto tra momento generato dall'azione orizzontale e sforzo normale agente sulla parete;
- $e_{init}$  è l'eccentricità iniziale definita come:

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450}$$

-  $e_k$  è l'eccentricità dovuta alla deformazione viscosa calcolata mediante la relazione:

$$e_k = 0.002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m}$$

-  $\Phi_{\infty}$  è il coefficiente finale di scorrimento viscoso che dalla Tabella 8.1, viene posto uguale al valore intermedio per gli elementi in "*Laterizio*".

$$\Phi_{\infty} = 1$$

Tipologia di elemento per muratura		Coefficiente di deformazione viscosa $ \begin{array}{c} \text{finale}^{\text{a})} \\ \phi_{\infty} \end{array}$	Deformazione finale dovuta alla dilatazione, all'umidità o al ritiro <sup>b)</sup> mm/m	Coefficiente di dilatazione termica, $\alpha_{\rm t}$ ,10 $^{\rm 6}$ /K
Laterizio		da 0,5 a 1,5	da -0,2 a +1,0	da 4 a 8
Silicato di calcio		da 1,0 a 2,0	da -0,4 a -0,1	da 7 a 11
Calcestruzzo vibrocompresso denso e pietra artificiale		da 1,0 a 2,0	da -0,6 a -0,1	da 6 a 12
Calcestruzzo vibrocom	presso alleggerito	da 1,0 a 3,0	da -1,0 a -0,2	da 6 a 12
Calcestruzzo aerato au	toclavato	da 0,5 a 1,5	da -0,4 a +0,2	da 7 a 9
Pietra naturale	Magmatica		da -0,4 a +0,7	da 5 a 9
	Sedimentaria	c)		da 2 a 7
	Metamorfica	1		da 1 a 18

Il coefficiente di deformazione viscosa finale è φ<sub>∞</sub> = ε<sub>c</sub> / ε<sub>d</sub>, dove ε<sub>c∞</sub> è la deformazione finale dovuta ai fenomeni viscosi e ε<sub>el</sub> = σ/E.

Tabella 8.1: Definizione del coefficiente di deformazione viscosa finale.

Le verifiche sono condotte ad ogni livello della struttura in modo da prendere in esame i momenti connessi all'azione delle volte e le pareti esaminate sono:

- Parete Est del castello (Tabella 8.2);

Il valore finale di deformazione dovuta alla dilatazione all'umidità o al ritiro indica un accorciamento se rappresentato con un valore negativo e un allungamento se rappresentato con un valore positivo.

Generalmente questi valori sono molto bassi.

- Parete Ovest del castello (Tabella 8.3);
- Parete Nord del castello (Tabella 8.4);
- Parete Sud del castello (Tabella 8.5);
- Parete Sud della torre quadrata (Tabella 8.6);
- Parete curvilinea della torre circolare (Tabella 8.7);
- Parete Est dell'edificio del XV secolo (Tabella 8.8).

Si fa notare che i valori di momento e sforzo normale agenti presi in considerazione corrispondono al valore medio di tre valori considerati alla quota di mezzeria della parete e posizionati ad inizio, centro e fine maschio murario, in modo da tenere conto della completa variabilità delle sollecitazioni nell'inviluppo allo stato limite ultimo.

Nelle tabelle a seguire si è indicata con  $h_q$  la quota della sezione di verifica.

PARE	ETE	$h_a = 2.25  m$	$h_a = 8.52 m$	$h_a = 14.39 m$	$h_a = 19.99 m$	$h_a = 24.31 m$
ES	T	Ч	Ч	9	Ч	Ч
$h_{ef}$	[mm]	5500	6040	5700	5500	3150
$t_{ef}$	[mm]	2200	1700	1700	1700	700
$M_{md}$	(v)					
[kNı	m]	68.2	96.9	17.3	65.8	14.4
$N_{md}$	[kN]	1295.4	841.0	586.0	249.1	58.9
$e_m$ (	(v)					
[mn	n]	52.62	115.26	29.47	264.15	243.78
$e_{ini}$	[mm]	12.22	13.42	12.67	12.22	7.00
$M_{md}$	(o)					
[kNı	m]	16.27	1.57	4.30	1.43	0.77
$e_{hm}$	[mm]	12.56	1.86	7.34	5.75	13.01
$e_m$	[mm]	77.40	130.54	49.47	282.13	263.79
$e_k$	[mm]	2.06	3.35	1.94	4.48	3.87
$e_{mk}$	[mm]	79.46	133.89	51.41	286.61	267.65
min(0.	.05t)					
[mn	n]	110	85	85	85	35
$e_{mk}$ ass	sunto					
[mn	n]	110.00	133.89	85.00	286.61	267.65
$A_1$		0.900	0.842	0.900	0.663	0.235
λ		0.095	0.13	0.128	0.123	0.172
u		0.05	0.11	0.10	0.11	0.38
$f_d$	[MPa]	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
$N_{Rd}$	[kN]	1066	767	821	604	82
Verif	fica	NO	NO	OK	OK	OK

Tabella 8.2: Verifica statica per azioni verticali della parete Est del castello di Serralunga d'Alba.

PARETE	$h_q = 2.25  m$	$h_q = 8.52 m$	$h_q = 14.39 m$	$h_q = 19.99 m$	$h_q = 24.31 m$
OVEST		•	•	•	•
$h_{ef}$ [mm]	5500	6040	5700	5500	3150
$t_{ef}$ [mm]	2200	1700	1700	1700	400
$M_{md}(v)$					
[kNm]	97.3	97.0	20.1	67.9	9.5
$N_{md}$ [kN]	1377.4	821.4	599.7	344.6	72.9
$e_m(v)$					
[mm]	70.64	118.06	33.52	197.16	129.86
$e_{ini}$ [mm]	12.22	13.42	12.67	12.22	7.00
$M_{md}(o)$					
[kNm]	16.07	1.77	1.33	3.17	1.17
$e_{hm}$ [mm]	11.66	2.15	2.22	9.19	16.00

$e_m$ [mm]	94.53	133.63	48.41	218.57	152.86
$e_k$ [mm	2.28	3.39	1.92	3.94	3.89
$e_{mk}$ [mm	96.81	137.02	50.33	222.51	156.76
min(0.05t)					
[mm]	110	85	85	85	20
$e_{mk}$ assunto					
[mm]	110.00	137.02	85.00	222.51	156.76
$A_1$	0.900	0.839	0.900	0.738	0.216
λ	0.095	0.136	0.128	0.123	0.300
u	0.05	0.11	0.10	0.10	0.87
$f_d$ [MPa]	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
$N_{Rd}$ [kN]	1066	764	821	673	32
Verifica	NO	NO	OK	OK	NO

Tabella 8.3: Verifica statica per azioni verticali della parete Ovest del castello di Serralunga d'Alba.

D / DECE	7 225	1 0.50	1 1100	1 40.00	1 24.24
PARETE	$h_q = 2.25 m$	$h_q = 8.52 m$	$h_q = 14.39 m$	$h_q = 19.99 m$	$h_q = 24.31 m$
NORD					
$h_{ef}$	5500	6040	5700	5500	3150
[mm]	3300	0040	3700	3300	3130
$t_{ef}$	2200	4=00	1=00	4=00	
[mm]	2200	1700	1700	1700	700
$M_{md}(v)$ [kNm]	8.1	23.8	17.5	8.3	3.7
N <sub>md</sub> [kN]	1332.9	999.1	632.6	354.9	50.6
$e_m(v)$	100213	<i>,,,,</i> ,,	002.0	031.9	20.0
	6.05	23.85	27.71	23.39	72.42
e <sub>ini</sub> [mm]	12.22	13.42	12.67	12.22	7.00
M <sub>md</sub> (0) [kNm]	4.57	1.07	0.67	0.93	0.50
e <sub>hm</sub> [mm]	3.43	1.07	1.05	2.63	9.87
e <sub>m</sub> [mm]	21.70	38.34	41.44	38.24	89.29
e <sub>k</sub> [mm]	1.09	1.81	1.78	1.65	2.25
e <sub>mk</sub> [mm]	22.79	40.16	43.22	39.89	91.54
min(0.05t) [mm]	110	85	85	85	35
$e_{mk}$ assunto					
[mm]	110.00	85.00	85.00	85.00	91.54
$A_1$	0.900	0.900	0.900	0.900	0.738
λ	0.095	0.136	0.128	0.123	0.172
u	0.05	0.11	0.10	0.09	0.19
$f_d$ [MPa]	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
$N_{Rd}$ [kN]	1066	820	821	822	274
Verifica	NO	NO	OK	OK	OK

Tabella 8.4: Verifica statica per azioni verticali della parete Nord del castello di Serralunga d'Alba.

PARETE SUD		$h_q = 2.25 m$	$h_q = 8.52 m$	$h_q = 14.39 m$	$h_q = 19.99 m$	$h_q = 24.31 m$
$h_{ef}$	[mm]	5500	6040	5700	5500	3150
$t_{ef}$	[mm]	1100	1100	780	1200	800

$M_{md}(v)$	8.8	15.7	7.2	20.0	2.3
[kNm]					
$N_{md}$ [kN]	547.2	331.9	249.1	145.6	35.6
$e_m(v)$	16.14	47.41	28.77	137.36	64.04
[mm]					
e <sub>ini</sub> [mm]	12.22	13.42	12.67	12.22	7.00
$M_{md}(o)$	0.50	0.33	0.73	1.17	0.47
[kNm]					
$e_{hm}$ [mm]	0.91	1.00	2.94	8.01	13.11
$e_m$ [mm]	29.28	61.84	44.38	157.60	84.15
$e_k$ [mm]	1.79	2.86	2.72	3.99	2.04
$e_{mk}$ [mm]	31.07	64.70	47.10	161.58	86.20
min(0.05t)	55	55	39	60	40
[mm]					
$e_{mk}$ assunto	55.00	64.70	47.10	161.58	86.20
[mm]					
$A_1$	0.900	0.882	0.879	0.731	0.785
λ	0.191	0.210	0.279	0.175	0.150
u	0.19	0.22	0.33	0.20	0.14
$f_d$ [MPa]	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
$N_{Rd}$ [kN]	524	511	351	464	335
Verifica	NO	OK	OK	OK	OK

Tabella 8.5: Verifica statica per azioni verticali della parete Sud del castello di Serralunga d'Alba.

TORRE QUADRATA	$h_q = 14.39  m$	$h_q = 20.17m$	$h_q = 26.02m$	$h_q = 31.42  m$
$h_{ef}$ [mm]				
,	5700	5085	5850	4960
$t_{ef}$ [mm]	1000	1000	1000	500
$M_{md}(v)$ [kNm]	9.7	5.5	6.0	0.3
$N_{md}$ [kN]	565.2	397.8	198.9	40.9
$e_m(v)$ [mm]	17.10	13.82	30.17	6.51
$e_{ini}$ [mm]	12.67	11.30	13.00	11.02
$M_{md}(o)$ [kNm]	0.23	0.33	0.43	0.37
$e_{hm}$ [mm]	0.41	0.84	2.18	8.96
$e_m$ [mm]	30.18	25.96	45.35	26.49
$e_k$ [mm]	1.98	1.64	2.49	2.28
$e_{mk}$ [mm]	32.16	27.60	47.84	28.78
min(0.05t) [mm]	50	50	50	25
e <sub>mk</sub> assunto [mm]	50.00	50.00	50.00	28.78
$A_1$	0.900	0.900	0.900	0.885
λ	0.217	0.194	0.223	0.379
u	0.23	0.20	0.24	0.48
$f_d$ [MPa]	0.54	0.54	0.54	0.54
$N_{Rd}$ [kN]	473	476	472	213
Verifica	NO	OK	OK	OK

Tabella 8.6: Verifica statica per azioni verticali della parete Sud della torre quadrata.

TORRE	$h_q$	$h_q$	$h_q$	$h_q$	$h_q$	$h_q = 29.64  m$
CIRCOLARE	= 2.25 m	= 8.52m	= 14.39m	= 19.99 m	= 24.31 m	
$h_{ef}$ [mm]	5500	6040	5700	5500	5650	2500
$t_{ef}$ [mm]	1100	1100	1100	1100	1100	1100
$M_{md}(v)$						
[kNm]	7.2	4.6	4.7	6.1	4.7	0.6

N <sub>md</sub> [kN]	805.4	647.6	466.8	294.1	158.4	47.0
$e_m(v)$						
[mm]	8.94	7.10	10.00	20.63	29.46	12.06
e <sub>ini</sub> [mm]	12.22	13.42	12.67	12.22	12.56	5.56
$M_{md}(o)$		4.00		0.00	4.00	0.00
[kNm]	1.53	1.03	1.23	0.90	1.30	0.23
e <sub>hm</sub> [mm]	1.90	1.60	2.64	3.06	8.21	4.96
$e_m$ [mm]	23.07	22.12	25.31	35.91	50.22	22.58
$e_k$ [mm]	1.59	1.71	1.73	1.99	2.41	0.72
$e_{mk}$ [mm]	24.66	23.83	27.03	37.90	52.64	23.29
min(0.05t)						
[mm]	55	55	55	55	55	55
$e_{mk}$ assunto						
[mm]	55.00	55.00	55.00	55.00	55.00	55.00
$A_1$	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900
λ	0.191	0.210	0.198	0.191	0.196	0.087
u	0.19	0.22	0.20	0.19	0.20	0.04
$f_d$ [MPa]	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
$N_{Rd}$ [kN]	524	521	523	524	523	534
Verifica	NO	NO	OK	OK	OK	OK

Tabella 8.7: Verifica statica per azioni verticali della parete curvilinea della torre circolare.

VI/ CEC	01.0	h — 0.50 m	h - 14 20 m
XV SECO		$h_q = 8.59 m$	$h_q = 14.39 \ m$
PARETE	ESI		
$h_{ef}$	[mm]	6040	5700
$t_{ef}$	[mm]	770	600
$M_{md}(v)$	[kNm]	27.8	1.5
$N_{md}$	[kN]	326.6	55.2
$e_m(v)$	[mm]	85.02	27.78
$e_{ini}$	[mm]	13.42	12.67
$M_{md}(o)$	[kNm]	0.67	0.93
$e_{hm}$	[mm]	2.04	16.91
$e_m$	[mm]	100.48	57.35
$e_k$	[mm]	4.36	3.52
$e_{mk}$	[mm]	104.84	60.88
min(0.05t)	[mm]	38.5	30
$e_{mk}$ assunto	[mm]	104.84	60.88
$A_1$		0.728	0.797
λ		0.299	0.362
u		0.41	0.49
$f_d$	[MPa]	0.54	0.54
$N_{Rd}$	[kN]	277	229
Verific	ca	NO	OK

Tabella 8.8: Verifica statica per azioni verticali della parete Est dell'edificio del XV secolo.

Le analisi statiche effettuate evidenziano delle problematiche della struttura nei primi due livelli, piano interrato e piano terra, per tutte le pareti del castello considerate ad eccezione della parete Sud. I valori riscontrati da tale analisi muovono in accordo con le osservazioni effettuate nel livello di valutazione LV1, poiché mostrano che l'effetto di sezioni con spessore notevole, come quelle riscontrabili nelle pareti Est, Ovest e Nord del castello, portano con sé un peso proprio elevato che unito con l'azione esercitata dalle volte crea problemi nei livelli inferiori della fortificazione per quanto concerne le

verifiche per sforzo normale. Si evidenzia inoltre, che tale verifica per carichi prevalentemente verticali, riscontra dei problemi anche nella parete Sud della torre quadrata e nel primo livello della parete Est dell'edificio del XV secolo. La peculiare caratteristica del dongione, che presenta un marcato sviluppo in altezza, porta con sé infatti degli sforzi normali decisamente alti alla base della struttura. Il basso livello di conoscenza del materiale, che conduce ad assumere un fattore di confidenza pari a 1.35 oltre al coefficiente di sicurezza, ricopre un ruolo estremamente importante, poiché conduce a ridurre drasticamente le caratteristiche meccaniche del materiale muratura, ed ad assumere dei valori cautelativamente bassi nell'intervallo relativo a tale tipologia di materiale nella Tabella 5.1.

### 8.1.2. Verifica statica delle pareti di muratura non armate soggette a carico di taglio.

In condizioni di stato limite ultimo (SLU), il valore di progetto del carico di taglio applicato alla parete di muratura,  $V_{Ed}$ , deve essere minore o uguale al valore di progetto della resistenza a taglio della parete,  $V_{Rd}$ , in modo da avere:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Il valore di progetto della resistenza a taglio è dato da:

$$V_{Rd} = f_{vd}tl_c$$

dove:

-  $f_{vd}$  è il valore di progetto della resistenza a taglio della muratura, fornita negli esempi applicativi in [15], espressa dalla relazione seguente:

$$f_{vd} = 1.5 \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

- $\sigma_0$  è il valore della tensione normale agente mediamente sull'area totale della sezione;
- 1 ≤  $b = \frac{h}{l}$  ≤ 1.5, con h altezza del maschio murario ed l lunghezza;
- $\tau_{0d}$  rappresenta la resistenza a taglio di progetto del materiale calcolata con la relazione:

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{\gamma_M FC} = 0.013 MPa$$

In cui i valori del fattore di confidenza FC e del coefficiente di sicurezza  $\gamma_M$  sono stati espressi nel paragrafo 8.1.1. nel caso delle verifiche per azioni prevalentemente verticali, mentre il valore della resistenza caratteristica a taglio è espresso nella Tabella 5.4. Gli altri termini della relazione principale per il calcolo della resistenza a taglio della parete sono:

- t è lo spessore della parete resistente a taglio;
- $l_c$  è la lunghezza della parete compressa, trascurando le parti della parete soggetta a trazione.

Le verifiche sono condotte nelle sezioni critiche dei maschi murari che presentano la maggior quantità di aperture, e le pareti esaminate sono:

- Parete Est del castello (Tabella 8.9);
- Parete Ovest del castello (Tabella 8.10);
- Parete Nord del castello (Tabella 8.11);

- Parete Sud del castello (Tabella 8.12);
- Parete Sud della torre quadrata (Tabella 8.13);
- Parete curvilinea della torre circolare (Tabella 8.14);
- Parete Est dell'edificio del XV secolo (Tabella 8.15).

Nelle tabelle a seguire si è indicata con  $h_q$  la quota della sezione di verifica.

PARET	E EST	$h_q = 0 m$	$h_q = 13.5  m$	$h_q = 24.85  m$
$ au_{0d}$	[MPa]	0.013	0.013	0.013
$\sigma_0$	[MPa]	0.6	0.4	0.3
$V_{Ed}$	[kN]	224.1	45.9	22.9
1	[mm]	17490	1900	1100
t	[mm]	2200	1700	700
b		1.48	1.50	1.50
$V_{Rd}$	[kN]	2911	199	41
Verifica		OK	OK	OK

Tabella 8.9: Verifica statica per taglio della parete Est del castello di Serralunga d'Alba.

PARETE	OVEST	$h_q = 0 m$	$h_q = 13.5  m$	$h_q = 24.85 m$
$ au_{0d}$	[MPa]	0.013	0.013	0.013
$\sigma_0$	[MPa]	0.6	0.4	0.3
$V_{Ed}$	[kN]	144.1	41.3	22.8
1	[mm]	13540	7700	1100
t	[mm]	2200	1700	400
b		1.50	1.50	1.50
$V_{Rd}$	[kN]	2224	804	24
Verifica		OK	OK	OK

Tabella 8.10: Verifica statica per taglio della parete Ovest del castello di Serralunga d'Alba.

PARETE	NORD	$h_q = 0 m$	$h_q = 13.5  m$	$h_q = 17.47 \ m$	$h_q = 24.85 \ m$
$ au_{0d}$	[MPa]	0.013	0.013	0.013	0.013
$\sigma_0$	[MPa]	0.7	0.6	0.5	0.3
$V_{Ed}$	[kN]	30.2	77.2	50.5	27.8
1	[mm]	6200	1230	2400	1100
t	[mm]	2200	1700	800	800
b		1.50	1.50	1.50	1.50
$V_{Rd}$	[kN]	1097	156	131	47
Verifica		OK	OK	OK	OK

Tabella 8.11: Verifica statica per taglio della parete Nord del castello di Serralunga d'Alba.

PARET	TE SUD	$h_q = 0 m$	$h_q = 13.5 m$	$h_q = 24.85 m$
$ au_{0d}$	[MPa]	0.013	0.013	0.013
$\sigma_0$	[MPa]	0.6	0.3	0.1
$V_{Ed}$	[kN]	26.5	58.9	12.5
1	[mm]	5180	2000	1100
t	[mm]	1100	780	800
b		1.50	1.50	1.50
$V_{Rd}$	[kN]	425	84	29
Verifica		OK	OK	OK

Tabella 8.12: Verifica statica per taglio della parete Sud del castello di Serralunga d'Alba.

TORRE QUAI	DRATA	$h_q = 11.54 m$	$h_q \; 30.29 \; m$
$ au_{0d}$	[MPa]	0.013	0.013
$\sigma_0$	[MPa]	0.6	0.1
$V_{Ed}$	[kN]	15.2	16.4
1	[mm]	5200	1100
t	[mm]	1000	500
b		1.50	1.50
$V_{Rd}$	[kN]	388	18
Verifica	·	OK	OK

Tabella 8.13: Verifica statica per taglio della parete Sud della torre quadrata.

TORRE CIRCOLARE	$h_q = 0 m$	$h_q = 13.5  m$	$h_q = 30.5  m$
$\tau_{0d}$ [MPa]	0.013	0.013	0.013
$\sigma_0$ [MPa]	0.7	0.4	0.2
$V_{Ed}$ [kN]	84.6	33.2	14.2
l [mm]	5000	4000	1550
t [mm]	1100	1100	1100
b	1.50	1.50	1.50
$V_{Rd}$ [kN]	443	270	76
Verifica	OK	OK	OK

Tabella 8.14: Verifica statica per taglio della parete curvilinea della torre circolare.

XV SE	COLO	$h_q = 5.5  m$	$h_q = 14 m$
$ au_{0d}$	[MPa]	0.013	0.013
$\sigma_0$	[MPa]	0.4	0.2
$V_{Ed}$	[kN]	55.1	40.3
1	[mm]	10000	2500
t	[mm]	770	650
b		1.50	1.50
$V_{Rd}$	[kN]	473	72
Verifica		OK	OK

Tabella 8.15: Verifica statica per taglio della parete Est dell'edificio del XV secolo del Castello di Serralunga d'Alba.

Le verifiche statiche per taglio, come era lecito aspettarsi dato l'elevato spessore delle pareti e l'esiguo numero di aperture, risultano essere tutte ampiamente soddisfatte. In tale verifiche infatti, le caratteristiche geometriche della sezione ricoprono un ruolo estremamente importante.

#### 8.2. Analisi dinamica lineare.

Le [16], nel §7.3.2., definiscono che:

"Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.5." [16].

Sulla base di quanto prescritto dalle norme vigenti quindi, mediante lo spettro di risposta già introdotto nel §4.2.4., con tale analisi ci si pone l'obbiettivo di valutare i modi di vibrare della struttura e verificare il soddisfacimento della domanda connessa alla combinazione sismica in relazione alla capacità strutturale.

#### 8.2.1. Scelta del modello per l'analisi dinamica lineare.

Il capitolo 6, riguardante la modellazione del Castello di Serralunga d'Alba, propone due diversi modelli per schematizzare ed indagare la struttura. Nel caso dell'analisi dinamica si è osservato che l'utilizzo del modello voltato porta ad avere dei problemi in fase di definizione dei modi di vibrare del manufatto, creando quindi delle problematiche connesse con uno dei due obbiettivi principali di tale analisi.

L'esiguo spessore della parte strutturale delle volte rappresentata nel software MidasGen, solo 12 centimetri, rispetto alle pareti del castello che raggiungono dimensioni anche di 2,2 metri, fa sì che gli elementi voltati assumano un'importanza eccessiva nella valutazione dei modi di vibrare della struttura, data la loro alta deformabilità rispetto a quella delle restanti superfici del castello. In virtù di tale situazione, all'atto della ricerca dei modi di vibrare principali, si ottengono innumerevoli forme modali che investono le superfici voltate e presentano una massa partecipante inferiore al 5%, contrastando in tal modo le prescrizioni delle [16] che nel §7.3.3.1 impongono di considerare solo quei modi di vibrare con massa partecipante significativa e dunque superiore al 5%.

Nella Figura 8.9, si riporta in esempio il modo di vibrare numero 5 della struttura voltata, che permette di valutare l'impatto delle volte nella determinazione dei modi di vibrare.

L'utilizzo del modello voltato porta con sé delle difficoltà nella determinazione dei modi significativi, 11 modi significativi rispetto ai 13 del modello privo di volte, ed inoltre constata un incremento del numero di modi da ricercare per raggiungere una massa partecipante totale superiore all'85% come prescritto dalla normativa. In aggiunta a ciò, l'obbiettivo di voler fornire un giudizio globale della struttura, che vada quindi ad indagare la risposta dinamica delle pareti del castello, piuttosto che una valutazione locale di elementi quali le volte, che in caso di sisma con tempo di ritorno vicino allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) riporterebbero sicuramente dei danni marcati data la loro bassa resistenza, conduce ad utilizzare un modello privo degli orizzontamenti voltati, che permetta quindi di ottenere una soddisfacente valutazione modale connessa al nostro interesse di analisi globale della struttura.

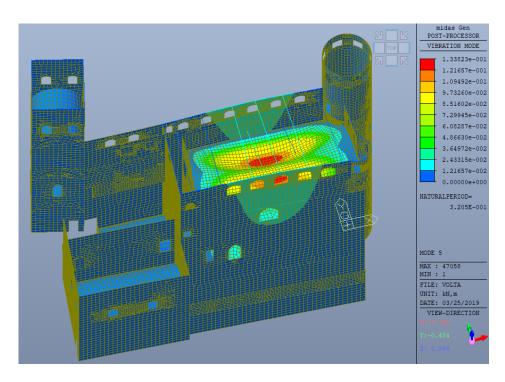


Figura 8.9: Esempio di modo di vibrare del modello voltato.

I contributi connessi alle forze ed ai momenti che le superfici voltate trasmettono nelle zone d'imposta delle pareti sono comunque presi in conto, riportando nel modello privo di volte, le forze nodali delle zone d'imposta (Tabella 8.16), calcolate nella combinazione quasi permanente e quindi priva di coefficienti come risulta essere la combinazione sismica. In tal modo si crea un modello fedele in termini di sollecitazioni alla struttura reale, e si riesce al contempo a percepire il comportamento modale globale della struttura.

	Fx [kN]	<i>Fy [kN]</i>	Fz[kN]	Mx [kN]	My [kN]	Mz[kN]		
	Volta Piano Interrato Castello							
Lato Ovest	0.09	8.73	-9.47	-0.06	0.00	0.00		
Lato Est	-0.77	-13.28	-13.66	-0.02	0.00	0.00		
		Volta .	Piano Terra Co	astello				
Lato Ovest	-0.46	7.61	-10.82	0.42	0.00	0.00		
Lato Est	-0.23	-8.83	-12.53	0.08	0.00	0.00		
		Volta P	iano Secondo (	Castello				
Lato Ovest	-1.18	10.46	-13.39	-0.10	0.00	0.00		
Lato Est	1.42	-9.75	-12.82	0.00	0.00	0.00		
		Volta	a Edificio XV se	ecolo				
Lato Ovest	-0.23	8.37	-12.75	0.26	-0.01	0.00		
Lato Est	0.58	-7.95	-12.27	-0.28	0.01	0.00		
			Volta Cisterna					
Lato Ovest	2.09	2.55	-8.21	0.24	0.00	0.00		
Lato Est	1.09	-3.46	-8.46	-0.27	0.01	0.00		
	$V\epsilon$	olta Piano Prim	io e Terzo della	a Torre Quadra	ıta			
Lato Nord	3.41	-0.15	-7.12	-0.04	-0.17	0.00		
Lato Sud	-3.20	0.61	-6.71	0.04	0.17	0.00		
	Volta Piano Secondo Torre Quadrata							
Lato Nord	1.75	-0.01	-3.98	0.00	-0.01	0.00		
Lato Sud	-1.70	0.28	-3.99	0.00	0.01	0.00		

Tabella 8.16: Forze nodali applicate al modello privo di volte determinate dal modello voltato.

#### 8.2.2. Analisi dinamica lineare struttura priva di volte.

L'analisi modale del Castello di Serralunga d'Alba è condotta, come definito nel paragrafo precedente sul modello MidasGen privo degli orizzontamenti voltati. L'impostazione nel software di calcolo dell'analisi modale richiede l'inserimento dello spettro di risposta orizzontale allo stato limite di salvaguardia della vita SLV (Figura 8.10) determinato nel §4.2.4 per un fattore di comportamento pari a 1.77.

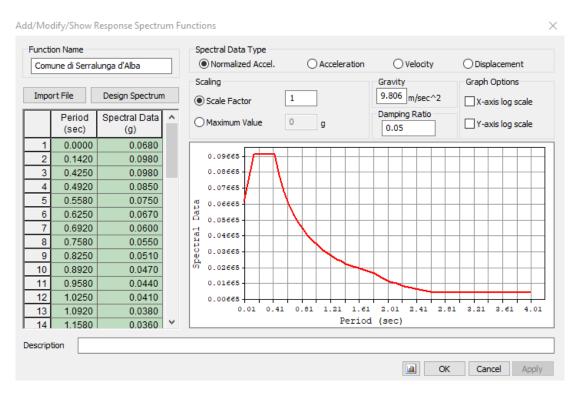


Figura 8.10: Inserimento spettro di risposta orizzontale SLV nel software MidasGen.

Successivamente, è necessario fornire l'input per la trasformazione dei carichi in masse sismiche, mediante il comando "Loads to Masses" e tenendo conto della relazione [2.5.7] in [16]:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

In cui i coefficienti  $\psi_{2j}$  sono determinati nella Tabella 4.22.

Infine, è necessario selezionare il tipo di analisi modale da svolgere ed il numero di modi di vibrare che si vogliono indagare al fine di raggiungere una quantità di massa partecipante totale maggiore dell'85% della massa della struttura. Nel caso in esame si è scelto di effettuare un'analisi modale mediante l'algoritmo dei vettori di Ritz (Figura 8.11), che permette di evidenziare le forme modali del castello in funzione dell'input sismico inserito e di ottenere più velocemente un coinvolgimento della massa modale e quindi il raggiungimento dell'85% di massa totale prescritto dalle norme vigenti. Il set di tale metodo di analisi prevede la definizione del numero di modi di vibrare da indagare nelle due direzioni, e nel nostro caso si è deciso di indagare 100 modi di vibrare, equamente suddivisi nelle due direzioni di analisi dell'algoritmo.

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è valutata mediante una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC) espressa dalla relazione:

$$E = \sqrt{\sum_{j} \sum_{i} \rho_{ij} E_{i} E_{j}}$$

con:

- $E_i$  valore dell'effetto relativo al modo j;
- $\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j, calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot \left(\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j\right) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{\left(1 - \beta_{ij}^2\right)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} \left(1 + \beta_{ij}^2\right) + 4 \cdot \left(\xi_i^2 + \xi_j^2\right) \cdot \beta_{ij}^2}$$

- $\xi_{i,j}$  smorzamento viscoso dei modi i e j;
- $\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

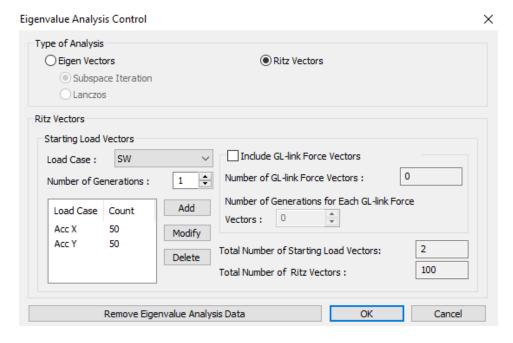


Figura 8.11: Impostazione del metodo di Ritz in MidasGen.

Al fine di poter validare l'analisi modale effettuata le [16] richiedono che la massa partecipante totale sia superiore all'85% nelle due direzioni principali, x e y. Nelle Tabella 8.17 e 8.18 si riportano quindi le masse modali associate alle forme modali indagate nell'analisi dinamica lineare condotta.

Mode N°	TRA	N-X	TRA	TRAN-Y		N-Z
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0	0.0	38.3	38.3	0.0	0.0
2	0.7	0.7	7.1	45.5	0.0	0.0
3	0.9	1.6	8.2	53.6	0.0	0.0
4	20.9	22.4	1.2	54.8	0.1	0.1
5	11.5	34.0	0.1	54.9	0.1	0.2
6	4.8	38.8	0.9	55.9	0.0	0.3
7	1.4	40.2	4.0	59.9	0.0	0.3
8	0.3	40.5	4.0	63.8	0.0	0.3
9	2.6	43.1	0.5	64.3	0.0	0.3
10	4.9	48.0	0.1	64.4	0.0	0.3

11	6.4	54.4	0.7	65.1	0.1	0.4
12	2.9	57.3	2.4	67.5	0.1	0.5
13	1.4	58.7	0.1	67.6	0.1	0.5
14	1.0	59.6	4.0	71.6	0.0	0.6
15	2.5	62.1	0.6	72.2	0.1	0.6
16	0.2	62.3	0.4	72.6	0.0	0.7
17	0.4	62.6	0.0	72.6	0.0	0.7
18	0.1	62.7	0.0	72.6	0.0	0.7
19	0.0	62.7	0.2	72.8	0.0	0.7
20	0.0	62.7	0.1	72.9	0.0	0.7
21	0.1	62.8	0.0	72.9	0.1	0.8
22	0.0	62.8	1.4	74.3	0.0	0.8
23	0.3	63.1	0.3	74.6	0.1	0.9
24	5.9	69.1	0.1	74.7	0.0	0.9
25	0.1	69.2	0.1	74.8	0.0	1.0
26	0.0	69.3	0.1	74.8	0.3	1.2
27	0.1	69.3	0.3	75.2	0.5	1.8
28	0.6	69.9	0.5	75.6	6.1	7.9
29	2.5	72.4	0.7	76.4	27.2	35.1
30	0.5	72.9	1.5	77.8	0.4	35.5
31	0.2	73.2	0.6	78.4	4.0	39.5
32	0.3	73.5	0.0	78.4	0.9	40.3
33	0.6	74.1	0.2	78.6	2.5	42.8
34	0.1	74.1	0.0	78.6	0.1	42.9
35	0.4	74.5	0.4	79.0	1.7	44.6
36	0.1	74.6	0.1	79.1	1.7	46.3
37	0.3	74.9	0.7	79.8	1.3	47.6
38	1.2	76.2	0.2	80.1	7.3	55.0
39	0.4	76.6	2.2	82.3	3.4	58.4
40	0.0	76.6	0.0	82.3	1.3	59.7
41	0.0	76.6	0.0	82.3	3.0	62.7
42	0.3	76.9	0.2	82.4	2.2	64.9
43	0.0	76.9	0.0	82.4	0.0	64.9
44	0.1	77.0	0.4	82.9	0.0	64.9
45	0.0	77.0	0.0	82.9	0.0	65.0
46	0.2	77.2	0.2	83.1	0.1	65.0
47	0.9	78.1	0.1	83.1	0.7	65.7
48	0.8	78.9	0.0	83.1	0.1	65.8
49	0.4	79.3	0.1	83.2	0.1	65.9
50	0.2	79.4	0.1	83.4	0.2	66.1
51	0.1	79.5	0.0	83.4	0.0	66.1
52	0.2	79.7	0.7	84.1	0.2	66.3
53	0.0	79.7	0.1	84.1	0.2	66.6
54	0.0	79.7	0.3	84.4	0.0	66.6
55	0.0	79.8	0.3	84.7	0.1	66.6
56	0.2	80.0	0.0	84.7	0.2	66.8
57	0.3	80.3	0.4	85.1	0.1	66.9
58	2.0	82.2	0.1	85.2	0.4	67.4
59	0.1	82.3	0.0	85.2	0.0	67.4
60	0.5	82.8	0.2	85.4	0.0	67.4
61	0.1	82.8	0.6	86.0	0.0	67.4
62	0.9	83.7	0.0	86.0	0.1	67.5
63	0.9	84.6	0.3	86.3	0.5	68.0
64	0.6	85.2	0.3	86.6	0.1	68.1
65	0.0	85.3	2.2	88.8	0.0	68.1
66	0.6	85.9	0.0	88.8	0.0	68.2
67	0.3	86.2	0.0	88.8	0.2	68.4
68	0.2	86.4	0.2	89.0	0.0	68.4
69	1.0	87.4	0.1	89.1	0.1	68.5

	I	1		I	T	I .
70	0.1	87.6	0.2	89.2	0.8	69.3
71	0.4	88.0	0.1	89.3	0.0	69.3
72	0.2	88.2	0.2	89.5	0.4	69.7
73	0.1	88.3	0.5	90.0	0.0	69.7
74	0.8	89.1	0.2	90.2	0.2	69.9
75	0.7	89.9	0.1	90.3	0.0	70.0
76	0.1	90.0	0.6	90.9	0.1	70.1
77	0.1	90.1	1.0	91.9	0.0	70.2
78	0.5	90.6	0.2	92.2	0.2	70.3
79	1.0	91.7	0.1	92.3	0.0	70.4
80	0.3	92.0	0.4	92.8	0.0	70.4
81	0.3	92.3	0.3	93.1	0.1	70.4
82	0.6	92.9	0.3	93.4	0.0	70.4
83	0.3	93.1	0.5	93.9	0.0	70.5
84	0.7	93.8	0.1	94.0	0.1	70.5
85	0.9	94.8	0.0	94.0	0.0	70.5
86	0.0	94.8	0.5	94.6	0.0	70.5
87	0.5	95.2	0.1	94.6	0.0	70.5
88	0.0	95.3	0.8	95.5	0.0	70.6
89	0.4	95.6	0.3	95.7	0.0	70.6
90	0.3	95.9	0.4	96.1	0.0	70.6
91	0.5	96.4	0.2	96.3	0.0	70.6
92	0.3	96.7	0.4	96.7	0.0	70.6
93	0.7	97.3	0.1	96.8	0.0	70.6
94	0.1	97.4	0.7	97.5	0.0	70.6
95	0.5	97.9	0.5	98.0	0.0	70.6
96	0.5	98.3	0.6	98.5	0.0	70.6
97	0.8	99.2	0.1	98.6	0.0	70.6
98	0.1	99.3	0.7	99.3	0.0	70.6
99	0.1	99.3	0.6	99.9	0.0	70.6
100	0.6	100.0	0.1	100.0	0.0	70.6
	•	•	•			

Tabella 8.17: Masse partecipanti traslazionali nelle forme modali analizzate.

Mode N°	ROT	`N-X	ROT	N-Y	ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	20.3	20.3	0.0	0.0	14.3	14.3
2	16.5	36.8	0.7	0.7	16.8	31.1
3	0.0	36.8	0.3	1.0	6.8	38.0
4	0.8	37.6	17.8	18.8	0.3	38.3
5	0.0	37.6	5.6	24.3	0.1	38.4
6	1.7	39.3	0.6	24.9	0.0	38.4
7	1.4	40.7	0.0	24.9	1.8	40.2
8	4.7	45.4	0.1	25.0	0.3	40.5
9	0.8	46.2	0.2	25.2	7.5	48.0
10	1.0	47.2	0.4	25.6	10.7	58.7
11	0.1	47.3	0.0	25.6	2.2	60.9
12	0.1	47.4	0.1	25.7	0.3	61.2
13	0.0	47.4	0.0	25.7	0.0	61.2
14	6.0	53.4	0.0	25.7	0.0	61.2
15	1.8	55.2	0.0	25.8	1.6	62.9
16	0.0	55.3	0.0	25.8	0.5	63.3
17	0.0	55.3	0.0	25.8	1.1	64.4
18	0.0	55.3	0.1	25.9	0.0	64.4
19	0.3	55.6	0.0	25.9	0.3	64.8
20	0.0	55.6	0.0	25.9	0.2	65.0
21	0.1	55.7	0.2	26.1	0.1	65.1
22	0.1	55.8	0.0	26.1	2.3	67.3

23	0.0	55.8	0.0	26.2	0.6	67.9
24	0.0	55.8	0.7	26.9	1.4	69.3
25	0.0	55.8	0.6	27.6	0.1	69.4
26	0.1	56.0	0.1	27.7	0.0	69.4
27	0.1	56.1	2.4	30.0	1.2	70.6
28	0.8	56.9	2.8	32.9	1.8	72.4
29	0.5	57.3	9.6	42.5	0.7	73.1
30	1.0	58.3	0.9	43.4	0.0	73.1
31	0.1	58.3	0.1	43.5	2.0	75.0
32	0.1	58.4	0.3	43.8	0.4	75.4
33	0.1	58.5	0.2	43.9	0.0	75.4
34	0.0	58.5	0.0	44.0	0.0	75.5
35	1.3	59.8	0.2	44.1	0.1	75.5
36	0.7	60.5	0.0	44.2	0.3	75.9
37	0.3	60.8	0.4	44.6	0.0	75.9
38	1.7	62.5	8.2	52.7	0.0	75.9
39	3.1	65.6	2.4	55.1	0.9	76.8
40	0.1	65.7	0.2	55.3	0.0	76.8
41	0.7	66.4	3.4	58.7	1.2	78.1
42	1.0	67.4	2.0	60.8	0.4	78.4
43	0.1	67.5	0.0	60.8	0.1	78.5
44	0.3	67.8	0.0	60.8	0.6	79.1
45	0.5	68.3	0.2	61.0	0.0	79.1
46	0.0	68.3	0.1	61.1	0.5	79.6
47	0.2	68.6	0.0	61.1	0.1	79.7
48	0.1	68.6	0.1	61.2	0.0	79.7
49	0.0	68.7	0.3	61.5	0.4	80.1
50	0.0	68.7	0.0	61.5	0.0	80.1
51	0.1	68.8	0.1	61.6	0.6	80.8
52	0.0	68.8	0.0	61.7	0.4	81.1
53	0.0	68.9	0.0	61.7	0.3	81.4
54	0.0	68.9	0.0	61.7	0.5	82.0
55	0.1	68.9	0.0	61.7	0.6	82.6 82.6
56 57	0.2	69.1 70.1	0.3	62.0	0.0	83.7
58	1.0 0.1	70.1	0.7	62.7 63.1	1.1 0.2	
59	0.0	70.2	0.4	63.1	0.2	83.9 83.9
60	0.0	70.2	0.0	63.4	0.1	84.0
61	0.5	70.3	0.0	63.5	0.1	84.0
62	0.0	71.3	0.0	64.4	0.0	84.1
63	0.3	71.6	0.7	65.1	0.2	84.3
64	0.5	72.1	0.7	65.7	0.0	84.3
65	3.4	75.6	0.0	65.8	0.2	84.5
66	0.0	75.6	0.3	66.1	0.5	85.0
67	0.0	75.6	1.2	67.3	0.2	85.2
68	0.3	75.9	0.4	67.7	0.1	85.4
69	0.2	76.1	0.1	67.8	0.0	85.4
70	0.1	76.1	0.3	68.1	0.1	85.5
71	0.4	76.6	0.2	68.3	0.0	85.5
72	0.4	77.0	0.9	69.2	0.1	85.6
73	0.4	77.4	0.5	69.7	0.3	85.9
74	0.0	77.4	0.6	70.3	0.1	86.0
75	0.2	77.6	0.1	70.5	0.1	86.0
76	0.9	78.5	0.0	70.5	0.1	86.1
77	1.4	79.9	0.1	70.6	0.0	86.1
78	0.6	80.5	0.5	71.0	0.0	86.1
79	0.2	80.7	1.1	72.1	0.0	86.1
80	0.5	81.2	0.3	72.4	0.0	86.2
81	0.5	81.7	1.0	73.4	0.2	86.3
	_		-		_	_

82	0.6	82.3	1.0	74.4	0.0	86.4
83	0.7	83.0	0.1	74.6	0.0	86.4
84	0.1	83.1	0.3	74.8	0.0	86.4
85	0.0	83.1	1.1	75.9	0.0	86.4
86	0.7	83.8	0.0	76.0	0.0	86.4
87	0.1	83.9	0.2	76.2	0.0	86.4
88	1.4	85.3	0.0	76.2	0.0	86.4
89	0.4	85.6	0.4	76.6	0.0	86.4
90	0.6	86.3	0.4	77.0	0.0	86.4
91	0.4	86.7	0.2	77.2	0.0	86.4
92	0.5	87.2	0.2	77.5	0.0	86.5
93	0.1	87.2	0.7	78.2	0.0	86.5
94	0.9	88.2	0.1	78.2	0.0	86.5
95	1.0	89.1	0.3	78.5	0.0	86.5
96	0.9	90.0	0.3	78.8	0.0	86.5
97	0.1	90.1	0.9	79.7	0.0	86.5
98	1.0	91.1	0.1	79.8	0.0	86.5
99	1.0	92.1	0.1	79.8	0.0	86.6
100	0.1	92.2	0.4	80.2	0.0	86.6

Tabella 8.18: Masse partecipanti rotazionali nelle forme modali analizzate.

Come è possibile vedere, nelle due tabelle sopra riportate, nell'analisi condotta si possono individuare ben 13 modi significativi di vibrare (selezionati in rosso), che saranno riportati nelle figure a seguire, ed inoltre si constata che al 67-esimo modo di vibrare (selezionato in verde) si riesce a superare il limite prescritto dalle Norme di dover ottenere una massa partecipante totale superiore all'85%:

Il modo numero 1, è un modo traslatorio nella direzione y e rotatorio attorno all'asse x (Figura 8.12).

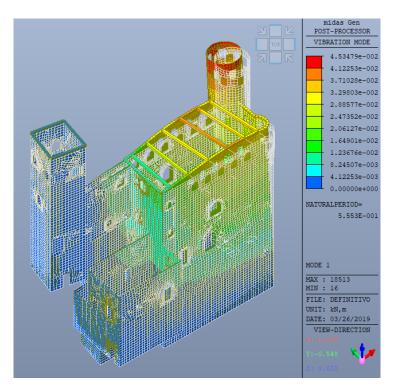


Figura 8.12: Forma modale numero 1 del Castello di Serralunga d'Alba.

Il modo numero 2, è un modo traslatorio nella direzione y e rotatorio attorno agli assi x e z (Figura 8.13).

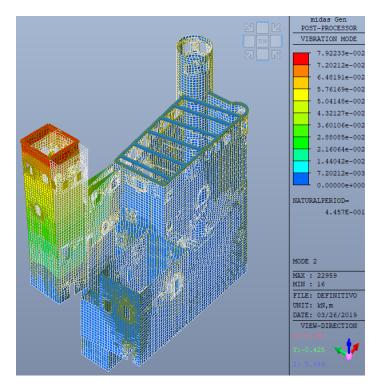


Figura 8.13: Forma modale numero 2 del Castello di Serralunga d'Alba.

Il modo numero 3, è un modo traslatorio nella direzione y e rotatorio attorno all'asse z (Figura 8.14).

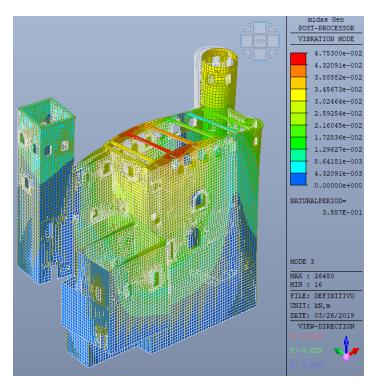


Figura 8.14: Forma modale numero 3 del Castello di Serralunga d'Alba.

Il modo numero 4, è un modo traslatorio nella direzione x e rotatorio attorno all'asse y (Figura 8.15).

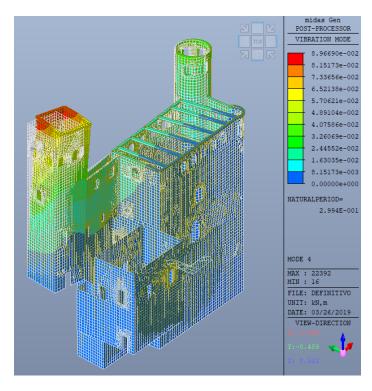


Figura 8.15: Forma modale numero 4 del Castello di Serralunga d'Alba.

Il modo numero 5, è un modo traslatorio nella direzione x e rotatorio attorno all'asse y (Figura 8.16).

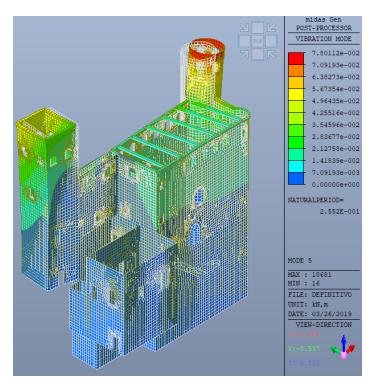


Figura 8.16: Forma modale numero 5 del Castello di Serralunga d'Alba.

Il modo numero 9, è un modo rotazionale attorno all'asse z (Figura 8.17).

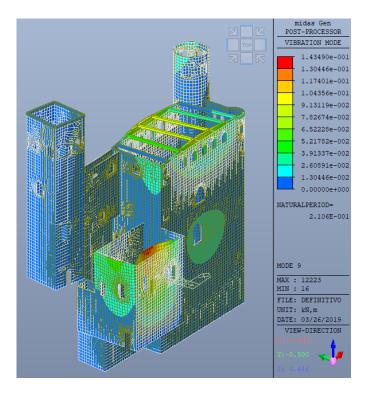


Figura 8.17: Forma modale numero 9 del Castello di Serralunga d'Alba.

Il modo numero 10, è un modo rotazionale attorno all'asse z (Figura 8.18).

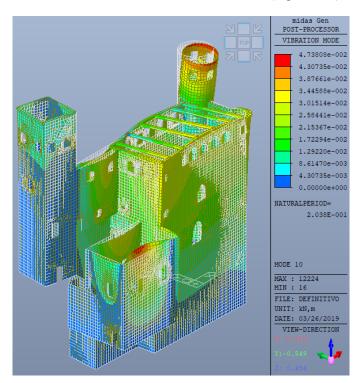


Figura 8.18: Forma modale numero 10 del Castello di Serralunga d'Alba.

Il modo numero 11, è un modo traslatorio nella direzione x (Figura 8.19).

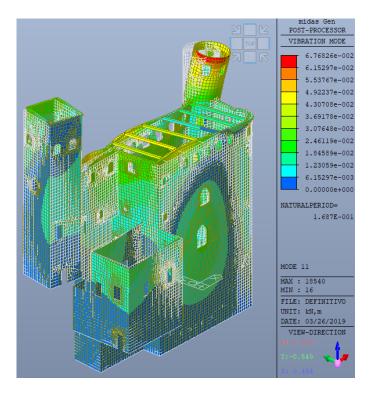


Figura 8.19: Forma modale numero 11 del Castello di Serralunga d'Alba.

Il modo numero 14, è un modo rotazionale nella direzione x (Figura 8.20).

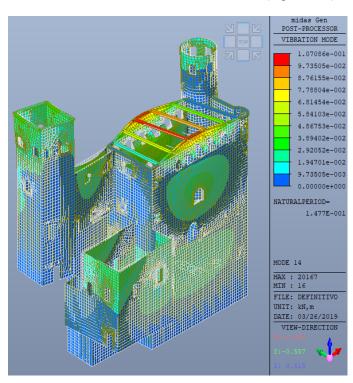


Figura 8.20: Forma modale numero 11 del Castello di Serralunga d'Alba.

Il modo numero 24, è un modo traslatorio nella direzione x (Figura 8.21).

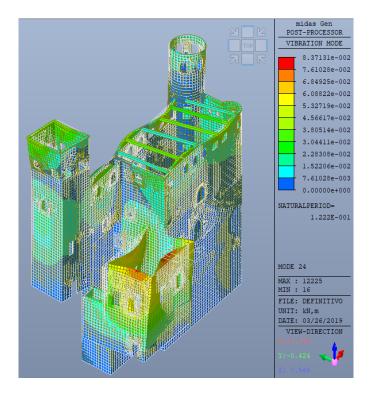


Figura 8.21: Forma modale numero 24 del Castello di Serralunga d'Alba.

Il modo numero 28, è un modo traslatorio nella direzione Z (Figura 8.22).

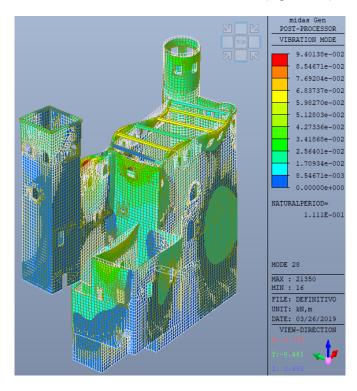


Figura 8.22: Forma modale numero 28 del Castello di Serralunga d'Alba.

Il modo numero 29, è un modo traslatorio nella direzione z e rotatorio in y (Figura 8.23).

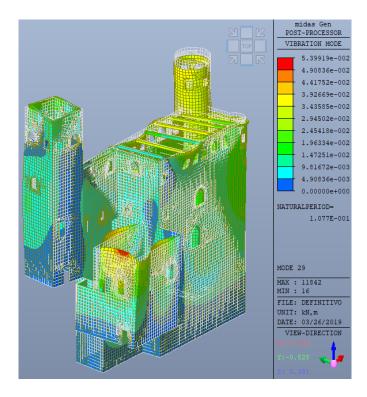


Figura 8.23: Forma modale numero 29 del Castello di Serralunga d'Alba.

Il modo numero 38, è un modo traslatorio nella direzione z e rotatorio in y (Figura 8.24).

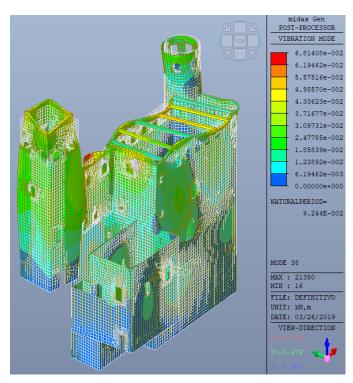


Figura 8.24: Forma modale numero 38 del Castello di Serralunga d'Alba.

Dalla rappresentazione delle forme modali nelle figure soprastanti e dalla massa modale coinvolta nei modi di vibrare si può notare che il primo modo di vibrare è il modo principale nella direzione y, ed interessa l'intera superficie del castello, fatta eccezione per la torre quadrata e l'edificio del XV secolo. I modi di vibrare 4 e 5, sono invece i due modi principali nella direzione x, ed attivano rispettivamente il 20,9 % e l'11,5% di massa modale. Dalle Figure 8.15 e 8.16, si può notare chiaramente come tali modi di vibrare vadano ad interessano prevalentemente le due torri della struttura, la torre quadrata nel quarto modo di vibrare e la torre circolare nel quinto. I modi successivi al quinto coinvolgono prevalentemente l'ultimo livello del castello, le pareti dell'edificio del XV secolo e la passerella che conduce alla torre quadrata, descrivendo dei fenomeni di serpeggiamento che interessano le parti a minor rigidezza della struttura.

La Tabella 8.19 mostra i periodi associati ai modi significati estratti e rappresentanti nelle figure precedenti, mentre nelle Figure 8.25 e 8.26 si rappresenta l'andamento del periodo in funzione della massa partecipante associata e si può osservare come i periodi di vibrazione relativi ai 100 modi di vibrare siano altamente dispersi per entrambe le direzioni non mostrando una fascia di periodo di vibrazione prevalente.

Modo n°	Frequenza [rad/sec]	Periodo [sec]
1	11.3148	0.5553
2	14.0972	0.4457
3	17.6654	0.3557
4	20.9871	0.2994
5	24.6194	0.2552
9	29.837	0.2106
10	30.8249	0.2038
11	37.2385	0.1687
14	42.5371	0.1477
24	51.4276	0.1222
28	56.5552	0.1111
29	58.3193	0.1077
38	67.9668	0.0924

Tabella 8.19: Frequenze e periodi dei modi di vibrare significativi.

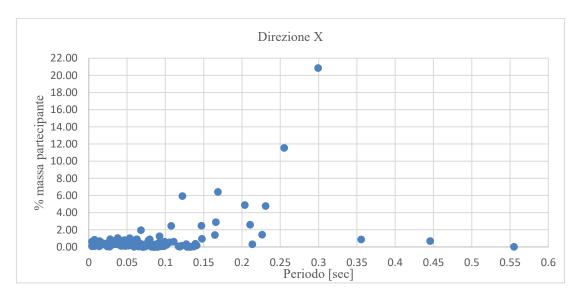


Figura 8.25: Periodo di vibrazione in funzione della massa partecipante per la direzione x.

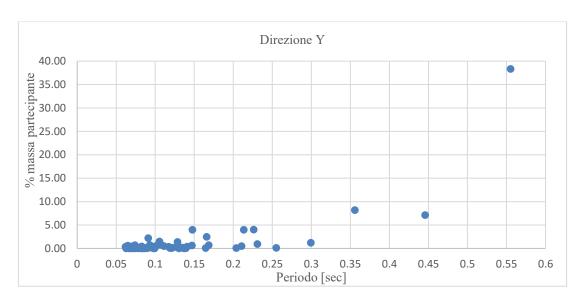


Figura 8.26: Periodo di vibrazione in funzione della massa partecipante per la direzione y.

Analizzando le due figure soprastanti è possibile notare come per la direzione x la percentuale di massa maggiore partecipante è spostata nel range tra 0.1 secondi e 0.3 secondi, mentre nel caso dei modi che interessano la direzione y si assiste ad una concentrazione delle masse modali per dei periodi maggiori di 0.35 secondi ed inferiori di 0.6 secondi. Tale osservazione muove perfettamente in accordo con quanto visto nel calcolo delle rigidezze della struttura, in cui si è potuto osservare che la rigidezza lungo la direzione y è notevolmente inferiore e ciò conduce ad avere quindi una struttura meno rigida, degli spostamenti maggiori e quindi anche dei periodi di vibrazione maggiori, a differenza della direzione x, dove la struttura essendo più rigida avrà dei valori di periodo inferiori.

L'analisi modale è stata condotta anche mediante l'algoritmo "Subspace Iteration", che ha permesso di ottenere risultati analoghi a quelli ottenuti con il metodo di Ritz, sia nella massa modale coinvolta e nel numero di modi significativi sia nelle forme modali. I parametri di controllo degli autovalori da considerare in questo secondo metodo sono il numero di iterazioni, posto uguale a 20, e l'ordine del sottospazio posto pari a tre volte il numero dei modi indagati seguendo quanto esposto nella letteratura relativa.

## 8.2.3. Verifica dinamica delle pareti di muratura non armate soggette a carichi prevalentemente verticali.

Le verifiche dinamiche delle pareti di muratura sottoposte a carichi prevalentemente verticali, saranno condotte con le medesime relazioni esposte nel §8.1.1. per le verifiche statiche e mirano ad ottenere che:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

 $N_{Ed}$  è il valore di progetto del carico verticale calcolato con una delle 8 combinazioni sismiche §4.3, mentre  $N_{Rd}$  è il valore resistente ed è fornito dalla relazione:

$$N_{Rd} \leq \Phi t f_d$$

In tale formulazione il valore della resistenza a compressione di progetto, cambia rispetto alla quantità ottenuta nelle verifiche statiche, poiché le [16] prescrivono l'utilizzo di un coefficiente di sicurezza:

$$\gamma_M = 2$$

Si ottiene quindi:

$$f_d = \frac{f_k}{FC \gamma_M} = 0.81 MPa$$

Le relazioni utilizzate per il calcolo del fattore di riduzione  $\Phi$  sono analoghe a quelle utilizzate nel caso delle verifiche statiche. Si evidenzia invece che le sollecitazioni scelte nelle verifiche non dipendono da un'unica combinazione fondamentale di inviluppo allo SLU, ma occorrerà verificare la situazione più gravosa tra le otto combinazioni dinamiche, prestando attenzione sia ai valori di sforzo normale, sia ai valori di momento flettente, che andranno a determinare il fattore di riduzione  $\Phi$ . Anche in questo caso, per la determinazione degli sforzi agenti si prende in considerazione il valore medio di tre quantità calcolate alla mezzeria della parete esaminata e posizionate ad inizio, centro e fine del maschio murario. Le verifiche sono condotte ad ogni livello della struttura ed in tutti i punti analizzati nelle precedenti verifiche statiche:

- Parete Est del castello (Tabella 8.20);
- Parete Ovest del castello (Tabella 8.21);
- Parete Nord del castello (Tabella 8.22);
- Parete Sud del castello (Tabella 8.23);
- Parete Sud della torre quadrata (Tabella 8.24);
- Parete curvilinea della torre circolare (Tabella 8.25);
- Parete Est dell'edificio del XV secolo (Tabella 8.26).

Nelle tabelle a seguire si è indicata con  $h_q$  la quota della sezione di verifica.

	Dinamica 8	Dinamica 5	Dinamica 6	Dinamica 6	Dinamica 5
PARETE	$h_a = 2.25  m$	$h_a = 8.52 m$	$h_a = 14.39 m$	$h_a = 19.99 m$	$h_a = 24.31 m$
EST	4	4	· <u>r</u>	4	4
$h_{ef}$	5500	6040	5700	5500	3150
[mm]					
$t_{ef}$	2200	1700	1700	1700	700
[mm]					
$M_{md}(v)$	72.3	42.2	19.4	33.8	8.6
[kNm]					

N <sub>md</sub>	947.2	409.0	291.8	115.7	31.1
$\frac{[kN]}{e_m(v)}$	76.37	103.18	66.48	292.42	277.90
[mm] $e_{ini}$	12.22	13.42	12.67	12.22	7.00
[mm]					
M <sub>md</sub> (0) [kNm]	16.27	1.57	4.30	1.43	0.77
e <sub>hm</sub> [mm]	17.17	3.83	14.74	12.39	24.68
	105.76	120.43	93.89	317.03	309.58
e <sub>k</sub>	2.41	3.22	2.68	4.75	4.19
e <sub>mk</sub>	108.18	123.65	96.57	321.78	313.76
min(0.05t) [mm]	110	85	85	85	35
$e_{mk}$ assunto [mm]	110.00	123.65	96.57	321.78	313.76
$A_1$	0.900	0.855	0.886	0.621	0.104
λ	0.095	0.136	0.128	0.123	0.172
u	0.05	0.11	0.10	0.12	0.53
$f_d$ [MPa]	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81
N <sub>Rd</sub> [kN]	1600	1168	1213	849	51
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK

Tabella 8.20: Verifica dinamica per azioni verticali della parete Est del castello di Serralunga d'Alba.

	Dinamica 5	Dinamica 8	Dinamica 8	Dinamica 8	Dinamica 8
<i>PARETE</i>	$h_a = 2.25  m$	$h_a = 8.52 m$	$h_a = 14.39 m$	$h_a = 19.99 m$	$h_q = 24.31  m$
OVEST			*	*	•
$h_{ef}$	5500	6040	5700	5500	3150
[mm]					
$t_{ef}$	2200	1700	1700	1700	700
[mm]					
$M_{md}(v)$	80.8	25.0	13.0	28.0	4.4
[kNm]					
$N_{md}$	669.9	605.6	389.9	235.9	49.3
[kN]					
$e_m(v)$	120.57	41.34	33.25	118.57	89.19
[mm]					
$e_{ini}$	12.22	13.42	12.67	12.22	7.00
[mm]					
$M_{md}(o)$	16.07	1.77	1.33	3.17	1.17
[kNm]					
$e_{hm}$	23.98	2.92	3.42	13.43	23.65
[mm]					
$e_m$	156.77	57.68	49.34	144.22	119.84
[mm]					
$e_k$	2.94	2.23	1.94	3.20	2.61
[mm]					
$e_{mk}$	159.71	59.90	51.28	147.42	122.44
[mm]					
min(0.05t)	110	85	85	85	35
[mm]					

e <sub>mk</sub> assunto [mm]	159.71	85.00	85.00	147.42	122.44
$A_1$	0.855	0.900	0.900	0.827	0.650
λ	0.095	0.136	0.128	0.123	0.172
u	0.05	0.11	0.10	0.10	0.21
<i>f</i> <sub>d</sub> [MPa]	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81
N <sub>Rd</sub> [kN]	1519	1230	1232	1131	360
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK

Tabella 8.21: Verifica dinamica per azioni verticali della parete Ovest del castello di Serralunga d'Alba.

	Dinamica 4	Dinamica 8	Dinamica 8	Dinamica 8	Dinamica 8
PARETE	$h_a = 2.25  m$	$h_q = 8.52 m$	$h_q = 14.39 m$	$h_a = 19.99 m$	$h_a = 24.31 m$
NORD	7	4	4	4	4
$h_{ef}$	5500	6040	5700	5500	3150
[mm]					
$t_{ef}$	2200	1700	1700	1700	700
[mm]					
$M_{md}(v)$	32.9	9.4	12.0	22.6	5.9
[kNm]	020.4	922 (	407.6	200.2	127.1
N <sub>md</sub> [kN]	930.4	833.6	495.6	288.2	136.1
$e_m(v)$ [mm]	35.40	11.32	24.28	78.29	43.58
e <sub>ini</sub> [mm]	12.22	13.42	12.67	12.22	7.00
M <sub>md</sub> (o) [kNm]	4.57	1.07	0.67	0.93	0.50
e <sub>hm</sub> [mm]	4.91	1.28	1.35	3.24	3.67
e <sub>m</sub> [mm]	52.53	26.02	38.29	93.75	54.26
e <sub>k</sub> [mm]	1.70	1.49	1.71	2.58	1.75
e <sub>mk</sub> [mm]	54.23	27.51	40.00	96.34	56.01
min(0.05t) [mm]	110	85	85	85	35
e <sub>mk</sub> assunto [mm]	110.00	85.00	85.00	96.34	56.01
$A_1$	0.900	0.900	0.900	0.887	0.840
λ	0.095	0.136	0.128	0.123	0.172
u	0.05	0.11	0.10	0.09	0.17
f <sub>d</sub> [MPa]	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81
N <sub>Rd</sub> [kN]	1600	1230	1232	1214	469
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK

Tabella 8.22: Verifica dinamica per azioni verticali della parete Nord del castello di Serralunga d'Alba.

	Dinamica 8	Dinamica 8	Dinamica 8	Dinamica 4	Dinamica 4
PARETE	$h_a = 2.25 m$	$h_a = 8.52 m$	$h_a = 14.39 m$	$h_a = 19.99 m$	$h_q = 24.31 m$
SUD	Ч	Ч	4	Ч	Ч
$h_{ef}$	5500	6040	5700	5500	3150
[mm]					
$t_{ef}$	1100	1100	780	1200	800
[mm]					
$M_{md}(v)$	26.6	9.4	12.0	22.6	5.9
[kNm]	264.2	206.6	155.0	121.0	262
N <sub>md</sub> [kN]	364.2	306.6	177.2	121.9	36.3
$e_m(v)$ [mm]	72.95	30.77	67.91	185.12	163.30
e <sub>ini</sub> [mm]	12.22	13.42	12.67	12.22	7.00
$M_{md}(o)$ [kNm]	0.50	0.33	0.73	1.17	0.47
e <sub>hm</sub> [mm]	1.37	1.09	4.14	9.57	12.84
e <sub>m</sub> [mm]	86.54	45.28	84.71	206.92	183.15
	3.09	2.45	3.76	4.57	3.01
e <sub>mk</sub> [mm]	89.63	47.73	88.47	211.49	186.16
min(0.05t) [mm]	55	55	39	60	40
$e_{mk}$ assunto [mm]	89.63	55.00	88.47	211.49	186.16
$A_1$	0.837	0.900	0.773	0.648	0.535
λ	0.191	0.210	0.279	0.175	0.150
u	0.20	0.22	0.36	0.21	0.19
$f_d$ [MPa]	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81
$N_{Rd}$ [kN]	730	782	457	614	340
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK

Tabella 8.23: Verifica dinamica per azioni verticali della parete Sud del castello di Serralunga d'Alba.

		Dinamica 4	Dinamica 4	Dinamica 4	Dinamica 1
TORRE QUADRATA		$h_q = 14.39 m$	$h_q = 20.17m$	$h_q = 26.02m$	$h_q = 31.42  m$
$h_{ef}$ [n	nm]				
,		5700	5850	5850	4960
$t_{ef}$ [1	mm]	1000	1000	1000	500
$M_{md}(v)$ [k]	Nm]	7.1	4.4	4.0	1.9
$N_{md}$	[kN]	448.6	316.1	159.5	17.5
and the second s	mm]	15.83	13.92	25.08	108.57
$e_{ini}$ [1	mm]	12.67	13.00	13.00	11.02
	Nm]	0.23	0.33	0.43	0.37
$e_{hm}$ [r	mm]	0.52	1.05	2.72	20.95
$e_m$ [1	mm]	29.01	27.98	40.80	140.55
$e_k$ [n	nm]	1.94	1.96	2.36	5.26
$e_{mk}$ [n	nm]	30.95	29.93	43.16	145.81
min(0.05t) [1	mm]	50	50	50	25
e <sub>mk</sub> assunto [1	mm]	50.00	50.00	50.00	145.81
$A_1$		0.900	0.900	0.900	0.417
λ		0.217	0.223	0.223	0.379

	u	0.23	0.24	0.24	0.81
$f_d$	[MPa]	0.81	0.81	0.81	0.81
$N_{Rd}$	[kN]	709	708	708	121
Ve	erifica	OK	OK	OK	OK

Tabella 8.24: Verifica dinamica per azioni verticali della parete Sud della torre quadrata.

	Dinamica 8	Dinamica 4	Dinamica 4	Dinamica 8	Dinamica 8	Dinamica 4
TORRE	$h_q$	$h_q$	$h_q$	$h_q$	$h_q$	$h_q$
CIRCOLARE	= 2.25 m	= 8.52m	= 14.39m	= 19.99 m	= 24.31 m	= 29.64 m
$h_{ef}$						
[mm]	5500	6040	5700	5500	5650	2500
$t_{ef}$	1100	1100	1100	1100	1100	1100
[mm]						
$M_{md}(v)$	11.1	6.7	4.5	5.7	14.7	3.1
[kNm]						
N <sub>md</sub> [kN]	664.7	506.6	386.1	242.0	220.7	73.5
$e_m(v)$ [mm]	16.70	13.23	11.66	23.55	66.61	42.18
e <sub>ini</sub>  mm	12.22	13.42	12.67	12.22	12.56	5.56
M <sub>md</sub> (0) [kNm]	1.53	1.03	1.23	0.90	1.30	0.23
e <sub>hm</sub> [mm]	2.31	2.04	3.19	3.72	5.89	3.17
e <sub>m</sub>	31.23	28.69	27.52	39.49	85.05	50.91
$e_k$	1.85	1.95	1.80	2.08	3.14	1.08
[mm]						
	33.08	30.64	29.32	41.58	88.19	51.98
min(0.05t)	55	55	55	55	55	55
[mm]						
$e_{mk}$ assunto	55.00	55.00	55.00	55.00	88.19	55.00
[mm]						
$A_1$	0.900	0.900	0.900	0.900	0.840	0.900
λ	0.2	0.220	0.207	0.2	0.205	0.091
u	0.20	0.23	0.21	0.20	0.22	0.04
f <sub>d</sub> [MPa]	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89
N <sub>Rd</sub> [kN]	862	856	860	862	801	879
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabella 8.25: Verifica dinamica per azioni verticali della parete curvilinea della torre circolare.

		Dinamica 5	Dinamica 5
XV SECOLO		$h_q = 8.59 m$	$h_q = 14.39 m$
PARETE	EST	•	
$h_{ef}$	[mm]	6040	5700
$t_{ef}$	[mm]	770	600
$M_{md}(v)$	[kNm]	16.0	4.0
$N_{md}$	[kN]	144.1	41.1
$e_m(v)$	[mm]	111.24	96.51

$e_{ini}$	[mm]	13.42	12.67
$M_{md}(o)$	[kNm]	0.67	0.93
$e_{hm}$	[mm]	4.63	22.71
$e_m$	[mm]	129.29	131.89
$e_k$	[mm]	4.95	5.34
$e_{mk}$	[mm]	134.24	137.23
min(0.05t)	[mm]	38.5	30
$e_{mk}$ assunto	[mm]	134.24	137.23
$A_1$		0.651	0.543
λ		0.314	0.38
u		0.48	0.69
$f_d$	[MPa]	0.89	0.59
$N_{Rd}$	[kN]	398	153
Verifica		OK	OK

Tabella 8.26: Verifica dinamica per azioni verticali della parete Est dell'edificio del XV secolo.

Le verifiche dinamiche per prevalenti azioni verticali condotte nelle tabelle soprastanti non evidenziano deficienze strutturali del castello, rimarcando ulteriormente l'effetto che i coefficienti di sicurezza hanno nelle verifiche che si conducono. L'assenza dei coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$  e  $\gamma_Q$  nella combinazione sismica, e la riduzione del coefficiente di sicurezza per le murature da 3 a 2, creano una riduzione delle sollecitazioni permanenti agenti ed un incremento della resistenza a compressione di progetto del materiale.

# 8.2.4. Verifica dinamica delle pareti di muratura non armate soggette a carico di taglio.

La verifica dinamica delle pareti in muratura soggette a carico di taglio è condotta mediante le medesime relazioni espresse nel  $\S 8.2.2$ . nel caso di verifiche statiche, ponendo accortezza nella scelta della sollecitazione tagliante, che in questo caso sarà frutto della combinazione più gravosa tra le otto combinazioni sismiche analizzate, e mutando il coefficiente di sicurezza per la muratura dal valore 3 a 2, incrementando in tal modo il valore di progetto della resistenza a taglio della muratura. Si evidenzia che nelle pareti analizzate si deve quindi verificare, che la sollecitazione tagliante agente  $V_{Ed}$  sia minore del valore di progetto della resistenza a taglio  $V_{Rd}$ :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Le verifiche sono condotte nelle sezioni critiche dei maschi murari che presentano la maggior quantità di aperture, e le pareti esaminate saranno:

- Parete Est del castello (Tabella 8.27);
- Parete Ovest del castello (Tabella 8.28);
- Parete Nord del castello (Tabella 8.29);
- Parete Sud del castello (Tabella 8.30);
- Parete Sud della torre quadrata (Tabella 8.31);
- Parete curvilinea della torre circolare (Tabella 8.32);
- Parete Est dell'edificio del XV secolo (Tabella 8.33).

Nelle tabelle a seguire si è indicata con  $h_q$  la quota della sezione di verifica.

		Dinamica 8	Dinamica 8	Dinamica 8
PARETE EST		$h_q = 0 m$	$h_q = 13.5  m$	$h_q = 24.85  m$
$ au_{0d}$	[MPa]	0.020	0.020	0.020
$\sigma_0$	[MPa]	0.6	0.4	0.3
$V_{Ed}$	[kN]	156.6	75.1	19.6
1	[mm]	17490	1900	1100
t	[mm]	2200	1700	700
b		1.48	1.50	1.50
$V_{Rd}$	[kN]	3594	246	51
Verifica		OK	OK	OK

Tabella 8.27: Verifica dinamica per taglio della parete Est del castello di Serralunga d'Alba.

		Dinamica 8	Dinamica 8	Dinamica 8
PARETE OVEST		$h_q = 0 m$	$h_q = 13.5  m$	$h_q = 24.85  m$
$ au_{0d}$	[MPa]	0.020	0.020	0.020
$\sigma_0$	[MPa]	0.6	0.3	0.2
$V_{Ed}$	[kN]	274.4	77.3	18.9
1	[mm]	21420	7700	1100
t	[mm]	2200	1700	700
b		1.21	1.50	1.50
$V_{Rd}$	[kN]	5391	874	43
Verifica		OK	OK	OK

Tabella 8.28: Verifica dinamica per taglio della parete Ovest del castello di Serralunga d'Alba.

		Dinamica 4	Dinamica 4	Dinamica 4
PARETE NORD		$h_q = 0 m$	$h_q = 13.5  m$	$h_q = 24.85  m$
$ au_{0d}$	[MPa]	0.020	0.020	0.020
$\sigma_0$	[MPa]	0.4	0.3	0.1
$V_{Ed}$	[kN]	200.8	159.8	61.4
1	[mm]	6200	1230	1100
t	[mm]	2200	1700	700
b		4.18	1.50	1.50
$V_{Rd}$	[kN]	373	140	32
Verifica		OK	NO	NO

Tabella 8.29: Verifica dinamica per taglio della parete Nord del castello di Serralunga d'Alba.

	Dinamica 8	Dinamica 8	Dinamica 8
PARETE SUD	$h_q = 0 m$	$h_q = 13.5  m$	$h_q = 24.85  m$
$ au_{0d}$ [MPa]	0.020	0.020	0.020
$\sigma_0$ [MPa]	0.4	0.2	0.1
$V_{Ed}$ [kN]	48.3	62.7	21.7
l [mm]	8080	2000	1100
t [mm]	1100	780	800
b	3.20	1.50	1.50
$V_{Rd}$ [kN]	317	87	37
Verifica	OK	OK	OK

Tabella 8.30: Verifica dinamica per taglio della parete Sud del castello di Serralunga d'Alba.

	Dinamica 4	Dinamica 4	Dinamica 4
TORRE QUADRATA	$h_q = 11.54  m$	$h_q = 24.7 \ m$	$h_q = 30.5  m$
$ au_{0d}$ [MPa]	0.020	0.020	0.020
$\sigma_0$ [MPa]	0.6	0.3	0.2
$V_{Ed}$ [kN]	69.6	52	14.7
l [mm]	5200	2350	1100
t [mm]	1000	1000	500
b	1.50	1.50	1.50
$V_{Rd}$ [kN]	479	157	31
Verifica	OK	OK	OK

Tabella 8.31: Verifica dinamica per taglio della parete Sud della torre quadrata.

	Dinamica 4	Dinamica 4	Dinamica 4
TORRE CIRCOLARE	$h_q = 0 m$	$h_q = 14 m$	$h_q = 30.5  m$
$ au_{0d}$ [MPa]	0.020	0.020	0.020
$\sigma_0$ [MPa]	0.5	0.4	0.1
$V_{Ed}$ [kN]	60.2	54.5	20.8
l [mm]	4310	2290	1550
t [mm]	1100	1100	1100
b	1.50	1.50	1.50
$V_{Rd}$ [kN]	401	192	71
Verifica	OK	OK	OK

Tabella 8.32: Verifica dinamica per taglio della parete curvilinea della torre circolare.

		Dinamica 4	Dinamica 4
XV SECOLO		$h_q = 5.5  m$	$h_q = 14 m$
$ au_{0d}$	[MPa]	0.020	0.020
$\sigma_0$	[MPa]	0.3	0.2
$V_{Ed}$	[kN]	18.9	14.7
1	[mm]	10000	2500
t	[mm]	770	650
b		1.50	1.50
$V_{Rd}$	[kN]	514	91
Verifica		OK	OK

Tabella 8.33: Verifica dinamica per taglio della parete Est dell'edificio del XV secolo del Castello di Serralunga d'Alba.

Le verifiche dinamiche nei confronti delle sollecitazioni taglianti mostrano delle problematiche solo in corrispondenza della parete Nord dell'edificio, mentre altrove risultano essere ampiamente soddisfatte.

#### **8.3.** Analisi statica non lineare.

Le difficoltà strutturali emerse nel livello di valutazione LV1 per le due direzioni di analisi, unite al mancato soddisfacimento della domanda da parte di alcuni maschi murari nei livelli inferiori della struttura nelle verifiche statiche per sforzi prevalentemente verticali ed il panorama fessurativo attualmente presente nel Castello di Serralunga d'Alba, conducono ad effettuare delle analisi più approfondite che possano descrivere adeguatamente il comportamento della struttura e fornire quindi, un indice di sicurezza globale per l'intero manufatto nei confronti delle sollecitazioni sismiche.

Tale giudizio globale non può essere fornito dall'analisi dinamica lineare precedentemente condotta nel caso di beni architettonici con conformazioni in pianta ed in elevato particolarmente complesse, poiché non si tiene conto delle non linearità del materiale. In ogni caso, un'attenta analisi modale fornisce delle ottime indicazioni in merito alle forme modali assunte dalla struttura in caso di sisma, descrivendone un primo comportamento ed indicandone delle zone di maggiore vulnerabilità.

Nel livello di valutazione LV3 ci si propone quindi di andare ad effettuare un'analisi statica non lineare, che possa descrivere perfettamente il modello globale del castello e permettere quindi una valutazione della capacità della struttura in relazione alla domanda richiesta in caso di sisma. Tale modello permetterà di determinare le zone di raggiungimento della capacità strutturale, fornendo una indicazione dei punti della struttura che, in funzione ad una determinata forza applicata, raggiungono la resistenza a trazione e causano quindi la nascita di fessure.

L'analisi statica non lineare si pone quindi l'obiettivo di sostituire il sistema strutturale reale, ottenuto andando ad applicare sulla struttura un sistema di forze in grado di far aumentare lo spostamento di un punto di controllo della struttura fino al suo collasso locale o globale, con un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà. Per ogni punto di controllo si definirà quindi un grafico funzione del tagliante alla base e dello spostamento, definito curva di capacità, al quale sarà associato un analogo comportamento descritto da un sistema con un solo grado di liberta. Al fine di poter ottenere tali curve è quindi necessario determinare dei punti di controllo ed il gruppo di forze da applicare per condurre al collasso la struttura. Si evidenzia che tale analisi può essere condotta secondo due diverse metodologie a seconda degli orizzontamenti presenti nella struttura. Nel caso di strutture in cui non vi è la presenza del piano rigido, come nel caso del castello di Serralunga d'Alba, le norme prescrivono di effettuare una pushover in controllo in forze, da qui il sistema di forze precedentemente citato, al fine di poter determinare la curva di capacità. Tale metodologia non permette però di identificare, nelle curve tagliante alla base-spostamento che si andranno a creare, il ramo di softening del materiale per il punto di controllo, e per tale motivo la scelta dell'andamento rappresentativo in fase di analisi sarà individuato in maniera iterativa sino a quando non si riesce ad ottenere un andamento elasto-plastico correlato al punto.

Per la determinazione dei punti controllo si considera quanto espresso in [16], nelle quali si consiglia di posizionare questi punti di osservazione in corrispondenza del centro di massa della struttura ed in zone particolari come torri ed estremità dei maschi murari. Nel caso del castello di Serralunga d'Alba, poiché si sta considerando il modello privo di volte descritto nel Capitolo 7 e dato che il centro di massa cade nel centro della struttura e quindi lontano da eventuali punti appartenenti alle pareti dell'aggregato edilizio, si è deciso di localizzare ben 5 punti di controllo in zone particolarmente descrittive della struttura:

Nodo nº12237 localizzato in corrispondenza dell'angolo Nord della parete Est dell'edificio del XV secolo (Figura 8.27). La scelta di tale punto, seppur posizionato ad una quota notevolmente inferiore rispetto agli altri data la modesta altezza di questo manufatto, assume un'importanza particolare poiché permette di valutare la sicurezza di una porzione di edificio che anche negli odierni rilievi risulta particolarmente danneggiata dato l'esteso quadro fessurativo presente;

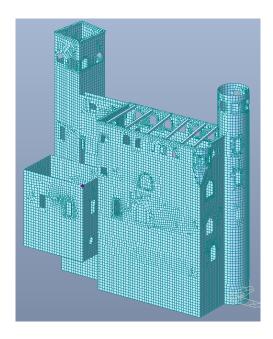


Figura 8.27: Punto di controllo n°12237, posizionato in corrispondenza dell'edificio del XV secolo.

Nodo nº 18617, localizzato sulla torre circolare (Figura 8.28). La scelta di tale punto segue quanto prescritto dalle norme vigenti, che consigliano di indagare la struttura mediante il posizionamento di tali punti caratteristici anche nelle torri presenti. Si sottolinea inoltre che questa scelta è giustificata anche in funzione dell'analisi modale precedentemente condotta, che individua in tale punto, come uno dei punti a maggior spostamento;

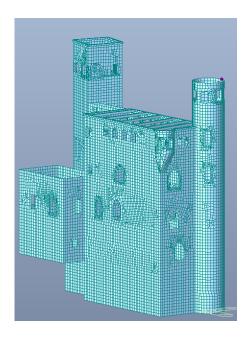


Figura 8.28: Punto di controllo n°18617, posizionato in corrispondenza della torre circolare.

Nodo n° 20153 localizzato lungo la parete Ovest del castello, in posizione leggermente distanziata dalle due pareti trasversali che la intersecano (Figura 8.29). Tale punto di controllo è uno dei due punti inseriti per valutare la capacità del dongione e per tale motivo risiede su una delle due pareti principali;

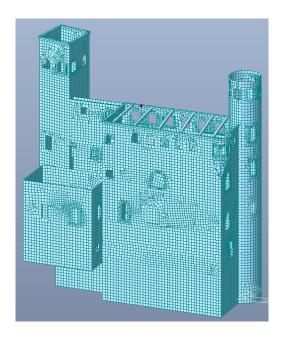


Figura 8.29: Punto di controllo n°20153, posizionato sulla parete Ovest del castello.

Nodo n°22392 localizzato in corrispondenza dell'intersezione della parete Sud con la parete Ovest nella torre quadrata (Figura 8.30). Il punto presenta un'importanza strategica sia dal punto di vista della normativa come detto precedentemente, e sia perché essendo posto sulla torre quadrata permette di continuare ad indagare la connessione del castello alla torre e capire quindi se le due strutture debbano essere considerate come un aggregato edilizio o meno;

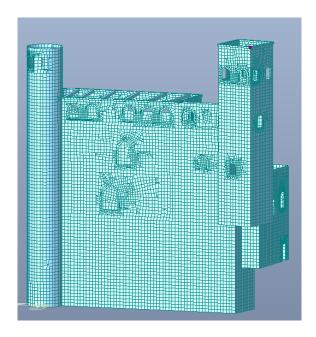


Figura 8.30: Punto di controllo n°22392, posizionato sulla torre quadrata.

Nodo n°26504 localizzato lungo la parete Est del castello e prima della torre pensile (Figura 8.31). Tale nodo rappresenta il secondo nodo posto sul corpo del dongione determinato sulla diagonale congiungente il nodo n°20153 e permette una completa conoscenza del castello.

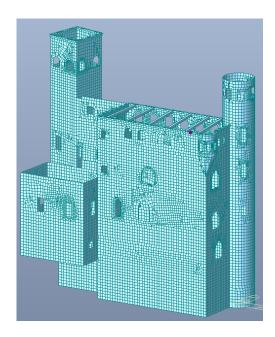


Figura 8.31: Punto di controllo n°26504, posizionato sulla parete Est del castello.

Le distribuzioni di forze d'inerzia da applicare alla struttura sono determinate come prescritto nel §7.3.4.2. in [16], nel quale si determina l'utilizzo di due diversi gruppi di forze appartenenti rispettivamente ad una distribuzione principale (Gruppo 1) e ad una distribuzione secondaria (Gruppo 2). Nel caso in esame si applicano quindi le seguenti forzanti:

- Una distribuzione di forze appartenente al Gruppo 1c corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi modale con spettro allo SLV e fattore di comportamento unitario, tale per cui la massa modale partecipante nei modi di vibrare ottenuti sia almeno pari all'85% della massa totale della struttura. Nel caso in esame, la determinazione di questo gruppo di forze avviene effettuando un'analisi dinamica lineare, come prescritto, secondo l'algoritmo dei vettori di Ritz, ma considerando un modulo di elasticità della muratura dimezzato e quindi nel suo stato fessurato. Tali forze nodali sono esportate dall'analisi modale mediante il comando "Nodal Results of RS" in MidasGen, che fornisce una distribuzione di forze per ogni nodo della struttura e per le due direzioni di applicazione del sisma (sisma X e sisma Y). In seguito alla creazione di questi due gruppi di distribuzione di forze è necessario applicarle nel modello di analisi non lineare che si crea, nelle direzioni citate precedentemente, e nella direzione opposta cambiandone il segno;
- Una distribuzione secondaria di forze appartenente al Gruppo 2a ottenuta da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione, come prescritto dalle norme vigenti. Tale gruppo di forze è esportato mediante il tool "Nody Body Force" in MidasGen, sempre a partire da un'analisi modale con spettro allo SLV, fattore di comportamento unitario e modulo elastico dimezzato. Anche in questo caso, si ottengono quattro combinazioni di forze determinate per le quattro direzioni di applicazione della sollecitazione sismica (sisma X, sisma -X, sisma Y e sisma -Y).

In definitiva, l'analisi statica non lineare è condotta su due gruppi di forze, *Gruppo 1c* e *Gruppo 2a*, per le quattro direzioni di analisi, *Sisma X, Sisma Y, Sisma -X e Sisma -Y*, e per i cinque punti di controllo precedentemente descritti, e porta quindi ad ottenere quaranta curve di capacità che descrivono la struttura. L'obiettivo resta comunque quello di fornire un giudizio globale al castello, e per questo motivo si deve ottenere un unico indice di sicurezza per ogni direzione di applicazione del sisma, che è quindi determinato scegliendo la curva di capacità più gravosa per ogni direzione, tra quelle determinate nei vari punti di controllo del castello.

Dopo la determinazione dei punti di controllo e delle forze da applicare nelle quattro direzioni di analisi è necessario fornire le caratteristiche non lineari al materiale. Tale input è fornito seguendo la metodologia del modello Strumas implementato in MidasGen, che prevede una omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche della muratura considerando i parametri e le proprietà meccaniche dei singoli componenti, blocco di muratura e malta di calce. La legge di comportamento inserita per la muratura prevede inoltre una rottura solo a trazione del materiale nel legame elasto-plastico, permettendo quindi di individuare quei punti della struttura che hanno superato il limite di resistenza a trazione ed hanno portato alla formazione di fessure. Il comando "Properties > Plastic Material" consente di definire il materiale non lineare, il quale deve essere determinato distintamente per le due direzioni di analisi. Si ottengono quindi i seguenti due materiali:

- Muratura X le quali caratteristiche meccaniche, non essendovi state delle prove specifiche sui materiali, vengono poste uguali sia per il blocco di muratura, che per la malta di calce (Figura 8.32, Figura 8.33, Figura 8.34);
- Muratura Y (Figura 8.35), che presenta delle caratteristiche meccaniche e geometriche analoghe alla Muratura X, ma sarà attribuita alle pareti che presenteranno un'inclinazione di 90 gradi rispetto alla direzione x.

Successivamente le due proprietà non lineari del materiale sono richiamate nei corrispondenti materiali di appartenenza (Figura 8.36) ed applicati alla struttura.

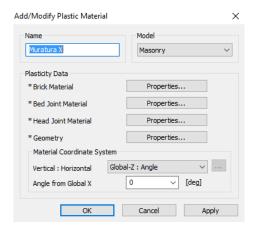
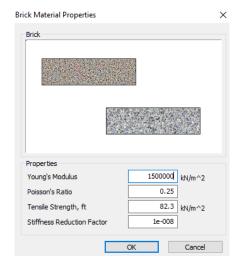


Figura 8.32: Definizione del materiale non lineare Muratura X.



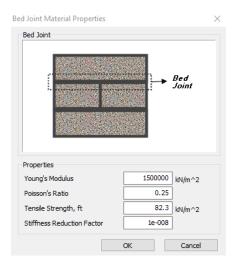


Figura 8.33: Definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura X e Y.

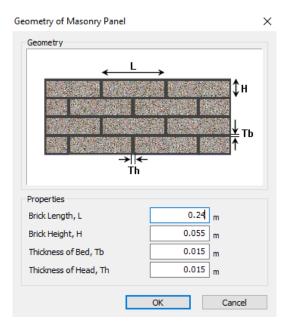


Figura 8.34: Definizione delle caratteristiche geometriche della muratura X e Y.

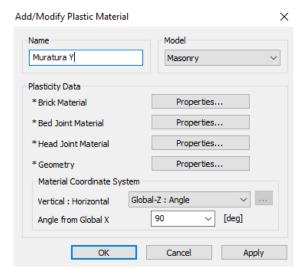


Figura 8.35: Definizione del materiale non lineare Muratura Y.

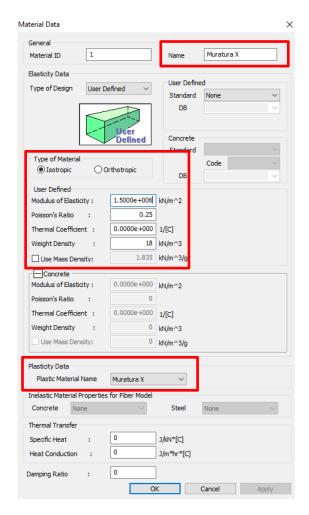


Figura 8.36: Attribuzione della legge di materiale plastico "muratura X" al materiale muratura.

Nella definizione delle proprietà meccaniche si è definito un fattore, "Stiffness Reduction Factor", che va a fornire informazioni in merito al tratto plastico del materiale, ed in particolar modo è un coefficiente che va ad abbattere il modulo della rigidezza E una volta raggiunto lo snervamento. In tal modo, tale coefficiente, va a determinare l'inclinazione del ramo plastico e la scelta di un valore di Stiffness Reduction Factor molto basso, come quello definito e pari a 1e-008, conduce a determinare un materiale con una legge assimilabile a quella di un elasto-perfettamente plastico. I materiali determinati sono quindi attribuiti alla struttura (Figura 8.37 e Figura 8.38).

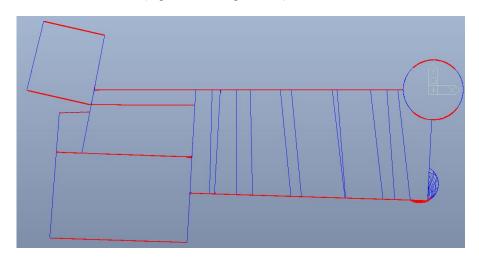


Figura 8.37: Attribuzione del materiale Muratura X al Castello di Serralunga d'Alba.

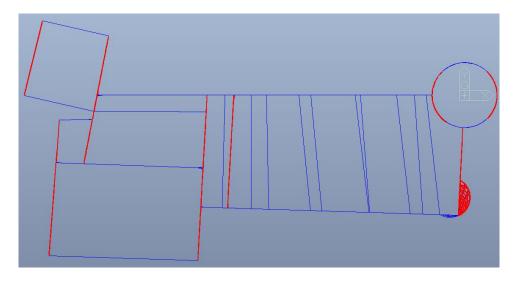


Figura 8.38: Attribuzione del materiale Muratura Y al Castello di Serralunga d'Alba.

Successivamente alla definizione ed attribuzione dei materiali si applicano alla struttura le distribuzioni di forze determinate precedentemente e si procede ad impostare la metodologia di analisi. Mediante il comando "Analysis > Non Linear" si definisce il metodo iterativo da scegliere per giungere alla convergenza dell'analisi che si andrà a condurre (Figura 8.39).

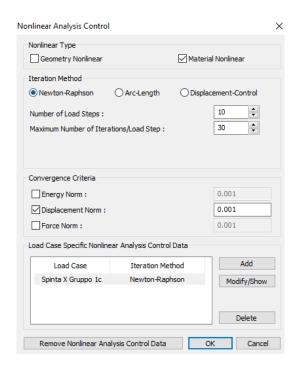


Figura 8.39: Parametri di controllo dell'analisi statica non lineare.

Nelle valutazioni si considera solo la non linearità del materiale e si impone una convergenza del processo iterativo, negli step di carico di applicazione delle forzanti definite, per un valore dello spostamento dell'ordine del millimetro (0.001 metri). Il solutore quindi, una volta ottenuta tale precisione nella determinazione degli spostamenti associati ad un determinato *Load Step 1*, passerà a determinare lo spostamento del punto di controllo associato al *Load Step 2*. Il metodo iterativo utilizzato, al fine di

ottenere tale convergenza, è il metodo di Newton-Raphson o metodo delle tangenti (Figura 8.40), che consente di determinare la soluzione di un problema del tipo f(x) = 0 con una sola radice, in seguito alla determinazione di un intervallo di appartenenza della soluzione [a,b].

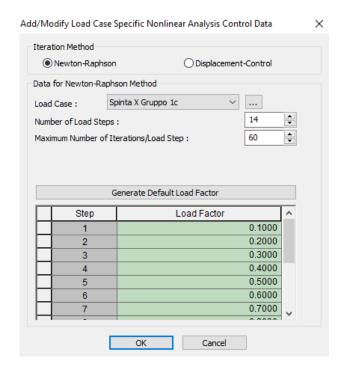


Figura 8.40: Metodo iterativo di Newton-Raphson.

Maggiore sarà il numero di step di carico da andare a definire, maggiori saranno i punti che il software definirà nella curva di capacità che determinerà, e maggiore quindi sarà anche la precisione con cui si otterrà tale curva. Ovviamente però, un maggior numero di step, porta con sé anche un maggior tempo computazionale e l'incremento delle tempistiche di analisi. Il numero delle iterazioni rappresenta invece il numero delle volte che il software applicherà il metodo iterativo di Newton per giungere ad ottenere la precisione espressa precedentemente nel *Displacement Norm* e pari a 0.001 metri. Si nota infatti, durante il processo computazionale, che il software procede ad un decremento del Displacement Norm, da un'interazione alla successiva sino al raggiungimento della convergenza. Come è possibile intuire, tale metodo non garantisce necessariamente la convergenza, ma nel caso in esame si è riusciti a determinare le curve di capacità per tutti i punti di controllo e per tutte le direzioni e distribuzioni di forze.

Gli output di tale analisi sono di importanza fondamentale al fine di poter determinare un indice di sicurezza globale della struttura ed indagare i punti che raggiungono la loro resistenza a trazione. La Figura 8.41 riporta un esempio di curva di capacità espressa come *load factor-displacement* per una classica analisi pushover, mentre in Figura 8.42 si riporta un'evoluzione dei punti di fessurazione, definiti *Yield Point*, in funzione dello step di carico che si sta analizzando.

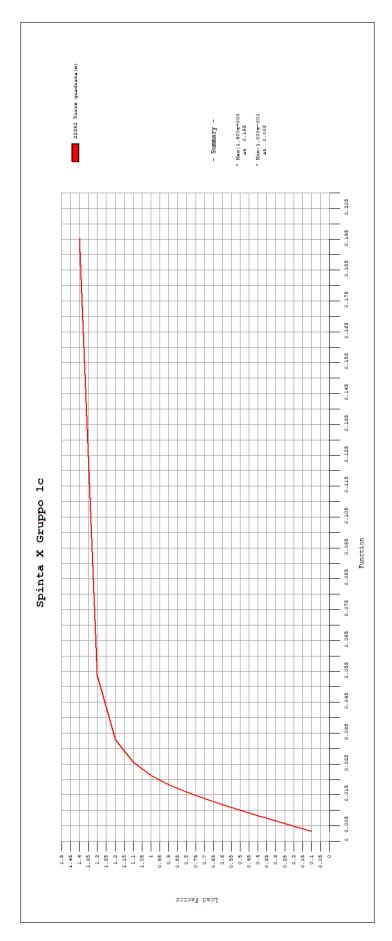
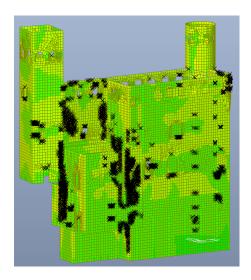


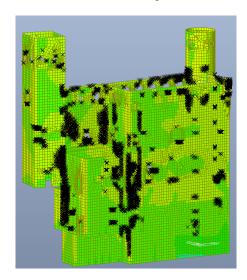
Figura 8.40: Esempio di output curva di capacità per analisi non lineare per il punto di controllo 22392 con sisma in direzione x ed applicazione del primo gruppo di forze.

La curva ottenuta sarà successivamente trattata per ottenere una bi-linearizzazione che trasferirà tale curva dal sistema reale ad un sistema ideale ad un grado di libertà sul quale valutare l'indice di sicurezza

Load Factor: Step 1 Load Factor: Step 3



Load Factor: Step 7



Load Factor: Step 14

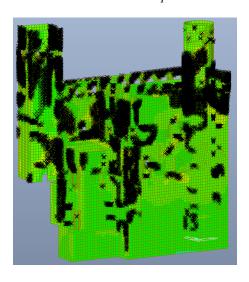


Figura 8.41: Evoluzione degli Yield Point nella struttura in funzione degli step di carico con un sisma in direzione X ed applicazione del primo gruppo di forze.

Dalle due Figure 8.40 e 8.41 è possibile quindi comprendere l'analisi che si sta effettuando, e relazionare la curva di capacità all'effettivo stato della struttura. Si nota infatti, come con l'aumentare dello step, e quindi con l'aumentare del *Load Factor*, ossia della percentuale di forze del gruppo utilizzato che si va ad applicare al castello, vi sia un incremento dei punti che hanno raggiunto la resistenza a trazione. L'incremento dell'azione conduce ovviamente all'aumentare delle fessure ed al collasso della struttura. La curva soprastante mostra proprio questa situazione poiché, pur essendo relazionata al punto di controllo 22392, posto sulla torre quadrata, descrive questa escursione della struttura dalla fase elastica sino alla completa plasticizzazione e definitivo collasso. Il punto 22392 nello step 1 lo si può individuare visivamente in fase elastica, ma al sopraggiungere dello step 7 lo si individua come appartenente alla zona fessurata della struttura, ed in tal modo i punti ottenuti con il metodo iterativo di Newton-Raphson per gli step successivi, vanno a rappresentare il ramo plastico, che ovviamente, essendo stato definito in controllo di forza, come precedentemente detto, non presenterà un tratto di softening finale.

La localizzazione degli Yield Point sulla struttura conduce a delle importanti valutazioni, che descrivono il comportamento del castello in relazione alla direzione dell'azione sismica. La Figura 8.42 mostra come per l'applicazione dell'azione sismica nella direzione Sisma X (risultato analogo lo si ottiene per la direzione Sisma -X), le parti del dongione che raggiungono prima la resistenza a trazione sono le due torri e le relative zone adiacenti, a differenza di quanto accade per una sollecitazione sismica nella direzione opposta (Figura 8.43), dove le zone fessurate sono localizzate nei due maschi murari principali.

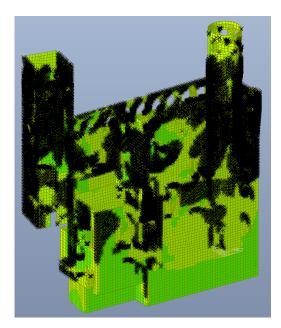


Figura 8.42: Yield Point sulla struttura per applicazione delle forze del Gruppo 1, nella direzione X.

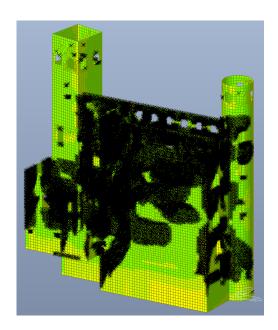


Figura 8.43: Yield Point per l'applicazione delle forze Gruppo 1, nella direzione Y.

In Figura 8.44 si riporta un paragone del campo fessurativo delle due torri nella struttura per le due direzioni di carico, e per un modulo delle forze applicate che conduce ad avere una perdita di funzionalità del castello.

Sisma X Sisma Y

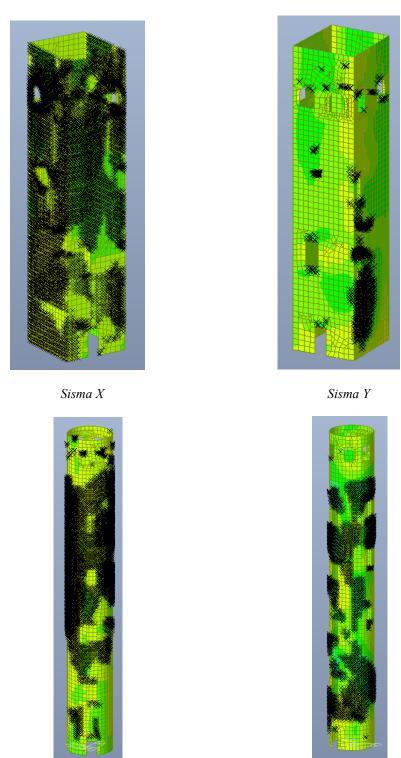
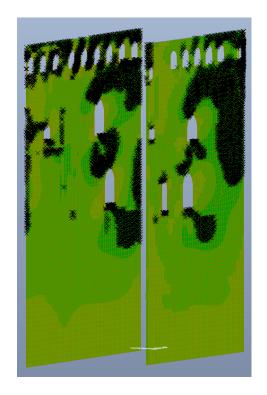


Figura 8.44: Paragone delle zone che hanno raggiunto la resistenza a trazione nelle torri, per le direzioni X e Y di applicazione delle forze.

Dalla figura soprastante è possibile vedere chiaramente una netta differenza di comportamento delle torri in funzione della direzione di applicazione del gruppo di forze. Tale disparità, nettamente marcata nel caso della torre quadrata, ma presente anche nella torre circolare, dove si assiste ad una completa plasticizzazione nel caso di "Sisma X" ed alla sola formazione di fessure in zone localizzate intorno alle aperture nel caso di "Sisma Y", permette di effettuare delle constatazioni su come la forte

irregolarità in pianta del castello influenza il comportamento della struttura. Per una sollecitazione diretta lungo l'asse X le due torri assorbiranno gran parte dell'azione, mentre nel caso di un sisma lungo l'asse Y, i maschi murari principali, poiché sono posti ortogonalmente alla direzione di carico, giungeranno prima a fessurazione rispetto alle altre zone della struttura (Figura 8.45).

Sisma X Sisma Y



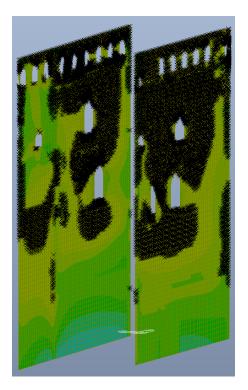


Figura 8.45: Paragone delle zone che hanno raggiunto la resistenza a trazione nelle due pareti principali, lato Ovest e lato Est, per le direzioni X e Y di applicazione delle forze.

Ai fini della definizione di un indice di sicurezza globale della struttura per le quattro direzioni analizzate occorre scegliere tra le due curve di capacità, ottenute per i due gruppi di forza ed in ogni punto di controllo per la direzione d'indagine, quella più gravosa e che conduce quindi ad avere prima una perdita di funzionalità connessa allo stato limite ultimo che si sta indagando. Nelle Tabelle in Appendice B si riportano lo spostamento ed il tagliante alla base determinati per ogni step di carico, per le analisi condotte nei cinque punti di controllo. La scelta della curva di capacità ricade quindi nella coppia tagliante alla base-spostamento, che mi determina l'andamento più fragile e l'ingresso nel ramo plastico per un minor spostamento. Tale ragione di scelta risiede nella definizione di un indice di sicurezza globale della struttura, fornito dal rapporto tra la domanda di spostamento e la capacità di spostamento della struttura, e quest'ultima è calcolata mediante la curva di capacità. In Figura 8.46 si riporta un esempio di scelta in cui si può notare come la curva relativa al Gruppo 1c sia fortemente più fragile, poiché l'escursione nel ramo plastico inizia già per 5 centimetri di spostamento, mentre nel Gruppo 2a si entra a plasticizzazione sono una volta superarti i 10 centimetri. Tale discrepanza tra le due curve, associate alle due distribuzioni di forze, è presente per tutti i punti di controllo e per tutte le direzioni, e per tale motivo la scelta della curva più gravosa ricadrà sempre per quella relativa alla distribuzione di forze Gruppo 1c.

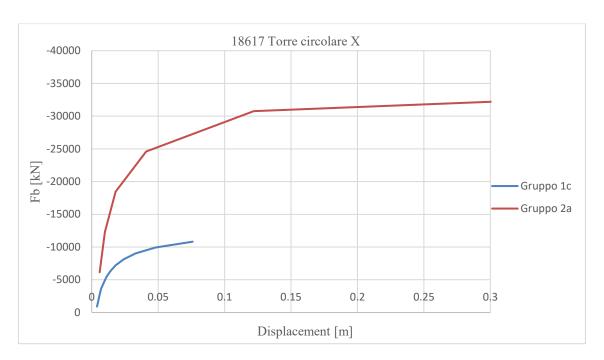


Figura 8.46: Confronto tra le curve di capacità dei due gruppi di forze.

Successivamente alla fase di scelta della curva di capacità da utilizzare per la definizione dell'indice di sicurezza globale della struttura, occorre procedere ad un processo di bi-linearizzazione, che trasformi il sistema strutturale reale descritto dalla curva di capacità ottenuta, in un sistema ideale rappresentato da una struttura equivalente ad un grado di libertà. In Figura 8.47 si riporta quindi una rappresentazione grafica di ciò che si andrà ad ottenere numericamente, ottenuta dal §C7.3.4.2. in [17].

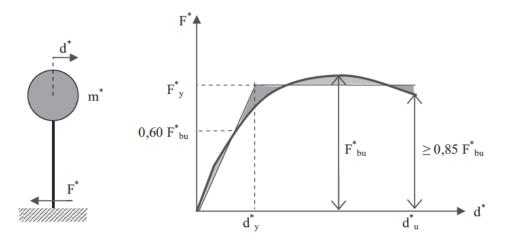


Figura 8.47: Sistema e diagramma bilineare equivalente.

In tale sistema occorre quindi andare a definire le tre incognite:

-  $d^*$  spostamento nel sistema ideale ad un grado di libertà, ottenuto mediante la relazione:

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

in cui:

 $d_c$  rappresenta lo spostamento determinato nel sistema reale mediante le curve di capacità per i vari step di carico analizzati;

 $\Gamma$  è il fattore di partecipazione modale definito per le due direzioni in funzione del modo principale di vibrare della struttura. Si ottengono quindi due diversi valori,  $\Gamma_x$  e  $\Gamma_y$ , associati il primo al modo numero 4, che come è stato possibile vedere nell'analisi modale considera una massa modale partecipante pari al 20.9% della massa totale nella direzione x, il secondo valore valuta invece il modo di vibrare 1, che impegna nella sua forma modale il 38.3% della massa totale in direzione y. Una volta individuati i modi caratteristici per i fattori di partecipazione nelle due direzione è possibile determinarli analiticamente mediante la relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

 $\tau$  è il vettore di trascinamento posto uguale al vettore unitario. Si fa notare che gli autovettori devono essere normalizzati al valore unitario. I fattori di partecipazione determinati sono quindi:

$$\Gamma_x = 3.615$$
 (Modo di vibrare n°4)  
 $\Gamma_y = 2.366$  (Modo di vibrare n°1)

- m\* massa del sistema ideale ad un grado di libertà espressa come:

$$m^* = \varphi M \tau$$

anche in questo caso, in funzione degli autovettori  $\varphi_x$  e  $\varphi_y$  si hanno due diversi valori di massa per le due direzioni:

$$m^* = 429.08 \ ton$$
 per la direzione x  $m^* = 1135.03 \ ton$  per la direzione y

-  $F^*$  è il tagliante alla base nel sistema ideale ad un grado di libertà espresso come:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

in cui con  $F_b$  si indica il tagliante alla base determinato con le curve di capacità.

Come indicato nella Figura 8.47 fornita in [17] la costruzione del modello ideale ad un grado di libertà deve rispettare le seguenti condizioni:

- Il tratto elastico parte dall'origine del piano cartesiano di rappresentazione;
- Il tratto elastico passa per il punto di coordinate  $0.6F_{bu}^*$ , dove con  $F_{bu}^*$  si sta indicando il massimo tagliante alla base determinato per il modello ideale;
- Il tratto plastico procede in maniera rettilinea a partire dal valore  $F_y^*$ , che rappresenta la forza di plasticizzazione determinata imponendo l'uguaglianza tra le aree sottese alla curva bi-lineare ed alla curva reale. Tale tratto perfettamente plastico continua sino al raggiungimento dello spostamento massimo  $d_u^*$ , che rappresenta il massimo spostamento del sistema ideale.

Al sistema bilineare creato è associato un periodo elastico fornito dalla relazione:

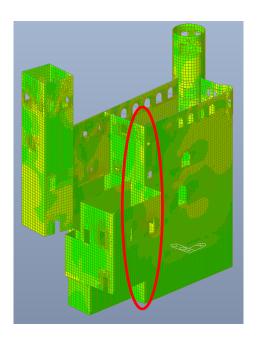
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

in cui la rigidezza  $k^*$  è fornita dal rapporto tra  $F_y^*$  e lo spostamento  $d_y^*$  fornito dal progettista in maniera iterativa al fine di ottenere l'uguaglianza delle aree sottese alle due curve di capacità.

In seguito, è possibile determinare l'indice di sicurezza della struttura, associato ai vari punti di controllo, alle forze ed alla direzione sismica considerata mediante il rapporto:

$$s = \frac{u_{max}}{d_{max}}$$

u<sub>max</sub> rappresenta la capacità di spostamento della struttura, determinata dal progettista in funzione del danneggiamento ottenuto per quel determinato gruppo di forze. Per la determinazione di tale parametro si analizza quindi la rappresentazione degli Yield Point, che fornisce il software MidasGen, ed in funzione del panorama fessurativo ottenuto si determina lo step di carico per il quale la struttura raggiunge lo stato limite di salvaguardia della vita. Nel caso del Castello di Serralunga d'Alba il danneggiamento delle pareti disposte lungo la direzione y, lato corto della struttura, con la formazione di estese zone plastiche negli angoli d'unione con i maschi murari principali lungo x, rappresenta un chiaro esempio di raggiungimento dello stato limite SLV, poiché il distacco tra le due pareti ortogonali, sotto la sollecitazione sismica, conduce ad un ribaltamento dei maschi murari principali (Figura 8.48). Una volta determinato lo step di carico relativo dalla curva di capacità descritta precedentemente per il sistema reale, si ottiene lo spostamento associato.



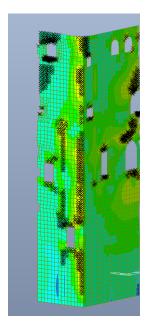


Figura 8.48: Particolare di raggiungimento dello SLV nella struttura per la valutazione di  $u_{max}$ .

 $d_{max}$  rappresenta la domanda di spostamento della struttura, ed essa viene valutata mediante le relazioni riportate nel §C7.3.4.2, in cui:

$$T^* \ge T_C$$
  $d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$ 

dove con  $S_{De}(T^*)$  si è indicato lo spostamento associato ad un sistema elastico con il periodo di vibrazione coincidente con quello del modello anelastico.

$$T^* < T_C$$
  $d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \ge d_{e,max}^*$   
 $q^* = S_e(T^*)m^*/F_v^*$ 

Nel caso in cui  $q^* \le 1$ si assume come domanda di spostamento il valore  $d^*_{e,max}$  valutato per un sistema elastico.

La bi-linearizzazione esposta è stata quindi applicata a tutte le curve di capacità determinate, in modo da poter ottenere gli indici di sicurezza della struttura. A seguire si descrive il processo di bi-linearizzazione di quattro curve di capacità caratteristiche, una per ogni direzione, che conducono ad avere i risultati più penalizzanti in termini di indice di sicurezza:

- Sisma X Gruppo 1 Punto di controllo 26504 (Tabelle 8.34, 8.35 e 8.36; Figure 8.49 e 8.50);
- Sisma -X Gruppo 1 Punto di controllo 26504 (Tabelle 8.37, 8.38 e 8.39; Figure 8.51 e 8.52);
- Sisma Y Gruppo 1 Punto di controllo 26504 (Tabelle 8.40, 8.41 e 8.42; Figure 8.53 e 8.54);
- Sisma -Y Gruppo 1 Punto di controllo 12237 (Tabelle 8.43, 8.44 e 8.45; Figure 8.55 e 8.56).

Sisma X nel Punto di controllo 26504 con le forzanti del Gruppo 1.

	Sisma X - Punto di controllo 26504 - Gruppo 1							
Step n°	d <sub>c</sub> [m]	<i>F<sub>b</sub></i> [kN]	d* [m]	<i>F</i> * [kN]	Area SDOF	Area bilinear		
1	0.001534	901.45	0.000424	249	0.1	0.2		
2	0.001951	1802.90	0.000540	499	0.0	0.1		
3	0.002372	2704.34	0.000656	748	0.1	0.1		
4	0.002802	3605.79	0.000775	997	0.1	0.1		
5	0.003247	4507.24	0.000898	1247	0.1	0.1		
6	0.003719	5408.69	0.001029	1496	0.2	0.2		
7	0.004221	6310.13	0.001168	1746	0.2	0.2		
8	0.004788	7211.58	0.001324	1995	0.3	0.3		
9	0.005412	8113.03	0.001497	2244	0.4	0.3		
10	0.006126	9014.48	0.001695	2494	0.5	0.4		
11	0.006931	9915.92	0.001917	2743	0.6	0.5		
12	0.007848	10817.37	0.002171	2992	0.7	0.7		
13	0.008967	11718.82	0.002480	3242	1.0	0.9		
14	0.010725	12620.27	0.002967	3491	1.6	1.8		
15	0.013485	13521.71	0.003730	3740	2.8	2.8		
16	0.017024	14423.16	0.004709	3990	0.0	0.0		

Tabella 8.34: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 26504 sisma X e Gruppo 1.

	Sisma X - Punto di controllo 26504 - Gruppo 1						
$F_{bu}^*$	$F_{bu}^* = egin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$						
[kN]	[m]						
3989.79 2393.87 3.62 3391.32 0.00471 0.01702							

Tabella 8.35: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 26504 sisma X e Gruppo 1.

	Sisma X - Punto di controllo 26504 - Gruppo 1							
$F_y^*$								
[kN]	[m]							
3641.795 0.00300 8.615 8.616 0.001972 1								

Tabella 8.36: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 26504 sisma X e Gruppo 1.

Si considerano inoltre:

$$m^* = 429 \, ton$$
  $T^* = 0.12 \, sec$   $K_y^* = 1213931.62 \, \frac{kN}{m^2}$ 

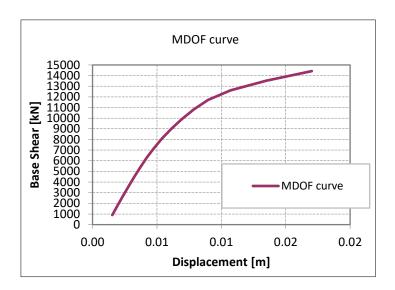


Figura 8.49: Curva di capacità MDOF punto 26504 sisma X e Gruppo 1.

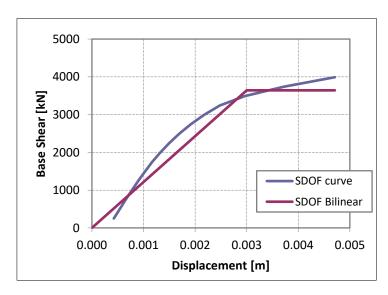


Figura 8.50: Confronto curva SDOF con curva SDOF bi-lineare punto 26504 sisma X e Gruppo 1.

Gli spostamenti da confrontare nella valutazione dell'indice sono quindi:

$$d_{max}=0.00248\,m$$

$$u_{max} = 0.00419 \ m$$

Sisma -X nel Punto di controllo 26504 con le forzanti del Gruppo 1.

	Sisma -X - Punto di controllo 26504 - Gruppo 1								
Step	$d_c$	$\boldsymbol{F_b}$	d*	<b>F</b> *	Area	Area			
n°	[m]	[kN]	[m]	[kN]	SDOF	bilinear			
1	0.000705	901	0.000195	249	0.0	0.2			
2	0.000285	1803	0.000079	499	0.0	0.0			
3	0.000140	2704	0.000039	748	0.0	0.0			
4	0.000569	3606	0.000157	997	0.1	0.1			
5	0.001006	4507	0.000278	1247	0.1	0.2			
6	0.001454	5409	0.000402	1496	0.2	0.2			
7	0.001916	6310	0.000530	1746	0.2	0.3			
8	0.002401	7212	0.000664	1995	0.3	0.4			
9	0.002928	8113	0.000810	2244	0.3	0.5			
10	0.003503	9014	0.000969	2494	0.4	0.6			
11	0.004115	9916	0.001138	2743	0.4	0.6			
12	0.004759	10817	0.001316	2992	0.5	0.6			
13	0.005480	11719	0.001516	3242	0.6	0.7			
14	0.006292	12620	0.001741	3491	0.8	0.8			
15	0.007297	13522	0.002019	3740	1.0	1.0			
16	0.008580	14423	0.002373	3990	1.4	1.3			
17	0.010048	15325	0.002780	4239	1.7	1.5			
18	0.011745	16226	0.003249	4489	2.0	1.7			
19	0.014005	17128	0.003874	4738	2.9	2.2			
20	0.029471	18029	0.008152	4987	0.0	0.0			

Tabella 8.37: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 26504 sisma -X e Gruppo 1.

	Sisma -X - Punto di controllo 26504 - Gruppo 1							
$F_{bu}^*$ [kN]	$\begin{array}{c} \textbf{0.6} \textbf{\textit{F}}_{bu}^* \\ \textbf{[kN]} \end{array}$	Γ	0.85 $F_{bu}^*$ [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	$egin{aligned} d_u \ [m] \end{aligned}$			
4987.24	2992.34	3.62	4239.15	0.00815	0.03			

Tabella 8.38: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 26504 sisma -X e Gruppo 1.

Sisma -X - Punto di controllo 26504 - Gruppo 1							
$F_y^*$	$d_y^*$	$d^* (0.6F^*)$	<b>K</b> *				
[kN]	[m]	SDOF	bilinear				
3593.325	0.00080	12.821	12.820	0.000666	4491656.32		

Tabella 8.39: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 26504 sisma -X e Gruppo 1.

Si considerano inoltre:

$$T^* = 0.06 \, sec$$
 $K_y^* = 4491656.32 \, kN/m^2$ 

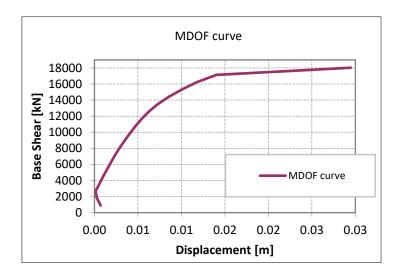


Figura 8.51: Curva di capacità MDOF punto 26504 sisma -X e Gruppo 1.

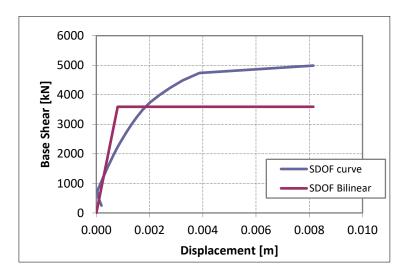


Figura 8.52: Confronto curva SDOF con curva SDOF bi-lineare punto 26504 sisma -X e Gruppo 1.

Gli spostamenti da confrontare nella valutazione dell'indice sono quindi:

$$d_{max} = 0.00047905 \, m$$

$$u_{max} = 0.001046417 \ m$$

Sisma Y nel Punto di controllo 26504 con le forzanti del Gruppo 1.

	Sisma Y - Punto di controllo 26504 - Gruppo 1							
Step n°	$d_c$	F <sub>b</sub> [kN]	d*	<i>F</i> * [kN]	Area SDOF	Area bilinear		
- 11	[m]		[m]					
1	0.003145	841	0.001329	356	0.2	0.7		
2	0.005451	1683	0.002304	711	0.5	0.9		
3	0.007866	2524	0.003324	1067	0.9	1.3		
4	0.010471	3366	0.004425	1423	1.4	1.9		
5	0.013482	4207	0.005698	1778	2.0	2.8		
6	0.017241	5049	0.007287	2134	3.1	4.5		
7	0.023277	5890	0.009838	2489	5.9	8.0		
8	0.032365	6732	0.013679	2845	10.2	12.0		
9	0.044871	7573	0.018964	3201	16.0	16.5		
10	0.062336	8414	0.026346	3556	24.9	23.1		
11	0.08767	9256	0.037053	3912	40.0	33.5		
12	0.130243	10097	0.055046	4268	0.0	0.0		

Tabella 8.40: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 26504 sisma Y e Gruppo 1.

	Sisma Y - Punto di controllo 26504 - Gruppo 1						
	F* <sub>bu</sub> [kN]	$\begin{array}{c} \textbf{0.6} \textbf{\textit{F}}_{bu}^* \\ \textbf{[kN]} \end{array}$	d <sub>u</sub> * [m]	$egin{aligned} d_u \ [m] \end{aligned}$			
ĺ	4267.51	2560.51	2.37	3627.39	0.05505	0.13	

Tabella 8.41: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 26504 sisma Y e Gruppo 1.

	Sisma Y - Punto di controllo 26504 - Gruppo 1						
$F_{v}^{*}$	$F_{v}^{*}$ $d_{v}^{*}$ Area Area $d^{*}(0.6F^{*})$ $K^{*}$						
[kN]	[m]	SDOF	bilinear				
3127.337	0.00800	105.248	0.006550	390917.12			

Tabella 8.42: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 26504 sisma Y e Gruppo 1.

#### Si considerano inoltre:

$$m^* = 1135 ton$$
 $T^* = 0.34 sec$ 
 $K_y^* = 390917.12 \frac{kN}{m^2}$ 

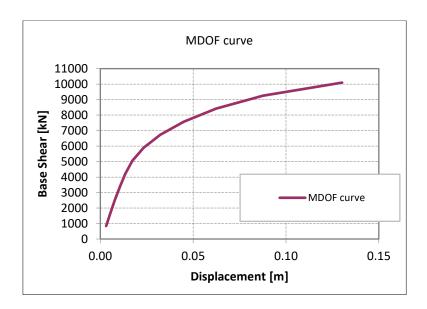


Figura 8.53: Curva di capacità MDOF punto 26504 sisma Y e Gruppo 1.

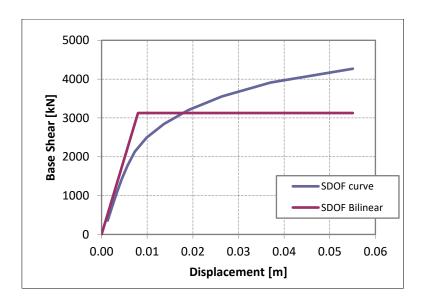


Figura 8.54: Confronto curva SDOF con curva SDOF bi-lineare punto 26504 sisma Y e Gruppo 1.

Gli spostamenti da confrontare nella valutazione dell'indice sono quindi:

$$d_{max}=0.0149\,m$$

$$u_{max} = 0.007866 \ m$$

Sisma -Y nel Punto di controllo 12237 con le forzanti del Gruppo 1.

	Sisma -Y - Punto di controllo 12237 - Gruppo 1							
Step n°	<b>d</b> <sub>c</sub> [m]	F <sub>b</sub> [kN]	d* [m]	F* [kN]	Area SDOF	Area bilinear		
1	0.000131	841	0.000055	356	0.0	0.0		
2	0.000905	1683	0.000382	711	0.2	0.1		
3	0.001736	2524	0.000734	1067	0.3	0.1		

4	0.002648	3366	0.001119	1423	0.5	0.2
5	0.003698	4207	0.001563	1778	0.7	0.3
6	0.004983	5049	0.002106	2134	1.1	0.6
7	0.006625	5890	0.002800	2489	1.6	1.0
8	0.008793	6732	0.003716	2845	2.4	1.7
9	0.012119	7573	0.005122	3201	4.2	3.6
10	0.018606	8414	0.007864	3556	9.3	10.8
11	0.034220	9256	0.014463	3912	24.6	26.5
12	0.059100	10097	0.024978	4268	0.0	0.0

Tabella 8.43: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 12237 sisma -Y e Gruppo 1.

	Sisma -Y - Punto di controllo 12237 - Gruppo 1						
	$egin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$					$d_u$	
	[kN]	[kN]		[kN]	[m]	[m]	
ſ	4267.51	2560.51	2.37	3627.39	0.02498	0.06	

Tabella 8.44: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 12237 sisma -Y e Gruppo 1.

Sisma -Y - Punto di controllo 12237 - Gruppo 1							
F <sub>y</sub> [kN]	$d_y^*$	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *		
4015.694	0.00800	44.950	44.953	0.005101	501961.80		

Tabella 8.45: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 12237 sisma -Y e Gruppo 1.

Si considerano inoltre:

$$m^* = 1135 ton$$
 $T^* = 0.30 sec$ 
 $K_y^* = 501961.80 \frac{kN}{m^2}$ 

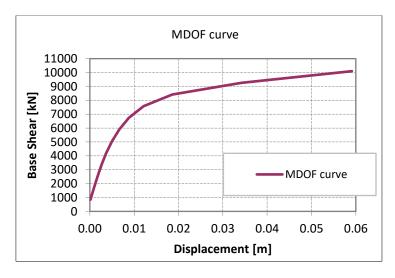


Figura 8.55: Curva di capacità MDOF punto 12237 sisma -Y e Gruppo 1.

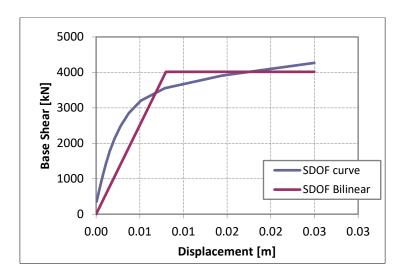


Figura 8.56: Confronto curva SDOF con curva SDOF bi-lineare punto 12237 sisma -Y e Gruppo 1.

Gli spostamenti da confrontare nella valutazione dell'indice sono quindi:

$$d_{max} = 0.0116 \, m$$

$$u_{max} = 0.000905 m$$

In Appendice B si riportano, da Tabella B35 a Tabella B98 e da Figura B1 a Figura B16, le procedure di bi-linearizzazione e definizione dell'indice di sicurezza per le altre curve di capacità analizzate, per ogni punto e per ogni direzione di applicazione dell'azione sismica.

Gli indici di vulnerabilità ottenuti sono riportati nella Tabella 8.46, al fine di poter definire il valore più gravoso per ogni direzione e di conseguenza individuare le direzioni di maggiore debolezza della struttura.

Punto di controllo	Indice di Sicurezza				
	X	-X	Y	-Y	
12237 XV secolo	2.46	2.46	2.04	0.15	
18617 Torre circolare	2.99	3.20	2.08	0.53	
20153 Copertura castello	2.37	2.37	1.47	0.42	
22392 Torre quadrata	3.28	4.55	2.04	0.53	
26504 Copertura castello	1.69	2.18	0.53	0.62	

Tabella 8.46: Indice di sicurezza per il castello di Serralunga d'Alba.

Dalla Tabella soprastante è possibile dedurre che:

 L'indice di sicurezza per la direzione X è determinato dal punto di controllo 26504 posto sulla copertura del castello:

Indice di sicurezza = 1.69 DIREZIONE X

L'indice di sicurezza per la direzione -X è determinato anche qui dal punto 26504:

Indice di sicurezza = 2.18 DIREZIONE - X

L'indice di sicurezza per la direzione Y è determinato dal punto di controllo 26504:

Indice di sicurezza = 0.53 DIREZIONE Y

 L'indice di sicurezza per la direzione -Y è determinato dal punto di controllo 12237 posto in corrispondenza dell'edificio del XV secolo adiacente al castello:

Indice di sicurezza = 0.15 DIREZIONE - Y

Tale indice, ed il punto di controllo che lo determina pone una riflessione poiché, nelle analisi condotte, si è visto come l'edificio del XV secolo fosse frequentemente sottoposto a fenomeni di fessurazione anche per bassi load factor, a differenza di altre porzioni di struttura. Nonostante ciò, una valutazione degli indici ottenuti per gli altri quattro punti di controllo, pone comunque in luce delle forti problematiche della struttura in quella direzione. Si potrebbe calcolare infatti un valore di indice medio, nella direzione -Y, per cercare di mitigare l'effetto connesso a tale struttura del XV secolo, ma in ogni caso si otterrebbe un valore pari a 0.45, che mostra comunque delle spiccate deficienze strutturali del castello per tale direzione.

L'analisi statica non lineare effettuata conferma quanto già visto nel livello di valutazione della sicurezza sismica LV1, poiché mostra delle concrete difficoltà strutturali nel lato corto del castello, ovvero lungo la direzione y. Al contrario, tale analisi, conferma una forte solidità della struttura in direzione x, scongiurando quei valori inferiori all'unità ottenuti per il piano 3 a causa della forte rastremazione delle pareti murarie.

Dalle analisi pushover effettuate, è possibile infine evidenziare le zone più suscettibili della struttura e fornire quindi, il giusto input per indagare le eventuali fessurazioni presenti sul castello. Si riportano a seguire le principali zone di debolezza:

Zona di unione tra l'edificio del XV secolo e la parete est del castello (Figura 8.57). In tale zona si evidenzia la formazione, anche per basse sollecitazioni, di lesioni lungo la zona di contatto tra i due paramenti murari. L'unione tra due pareti di spessore notevolmente diverso, 40 cm per la parete dell'edificio del XV secolo e ben 170 per quella appartenente al dongione, comporta delle rigidezze completamente diverse e conduce a dei comportamenti contrastanti fra le parti, che una semplice malta d'unione ed una connessione tra i mattoni non può minimizzare.

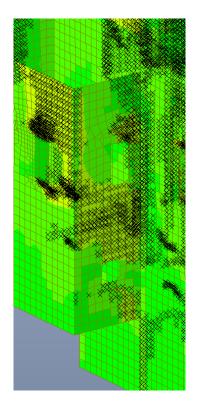


Figura 8.57: Lesioni nella zona d'unione tra l'edificio del XV secolo e la parete est del castello.

 Raggiungimento della resistenza a trazione nella parete Nord dell'edificio del XV secolo, ortogonale alla parete Est del castello (Figura 8.58).

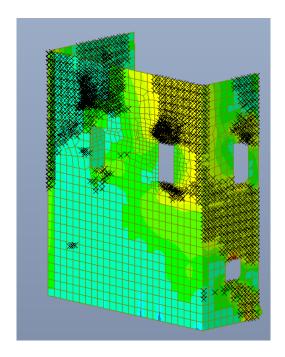


Figura 8.58: Lesioni nella parete Nord dell'edificio del XV secolo, ortogonale alla parete Est del castello.

Lesioni diffuse al terzo piano del castello (Figura 8.59).
 Dal modello è possibile notare la formazione di un esteso quadro fessurativo nelle fasce murarie tra le aperture presenti nell'ultima sala principale del castello e delle marcate difficoltà anche nella zona di copertura. Il raggiungimento della resistenza a trazione in

queste zone, va ad avvalorare le difficoltà emerse nelle valutazioni LV1 per il terzo piano ed il piano copertura della struttura. La forte differenza di spessore tra la sezione al secondo piano e quella al terzo crea quindi delle sensibili difficoltà (Figura 5.8).

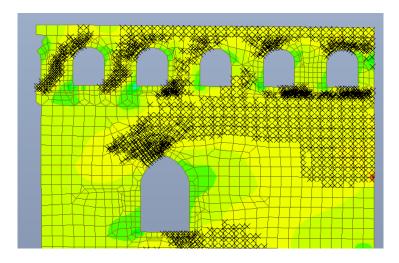


Figura 7.59: Lesioni diffuse al terzo piano del castello.

Lesioni nella zona di unione tra il castello e la torre quadrata (Figura 8.60).
 Le lesioni presenti avvalorano la tesi della scarsa unione tra il castello e la torre quadrata. Le analisi condotte portano quindi ad affermare che l'aggregato strutturale, sotto l'azione di sollecitazioni dinamiche, tende a disaccoppiarsi ed ad agire come due strutture isolate: il castello e la torre quadrata.

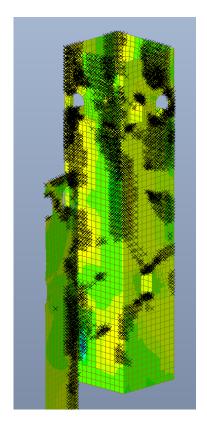


Figura 8.60: Lesioni nella zona di unione tra il castello e la torre quadrata.

Lesioni nella torre pensile all'angolo Nord-Est del castello (Figura 8.61).

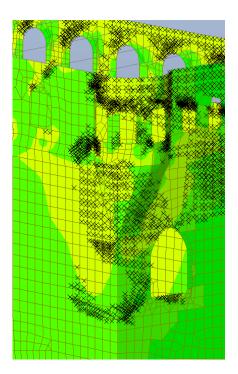


Figura 8.61: Lesioni nella torre pensile all'angolo Nord-Est del castello.

- Lesioni in corrispondenza delle aperture presenti (Figura 8.62).

La Figura sottostante evidenzia il raggiungimento della resistenza a trazione del materiale negli spigoli delle aperture, rimarcando la necessità di effettuare delle analisi locali per valutare eventuali fenomeni di indebolimento indotti sulle pareti.

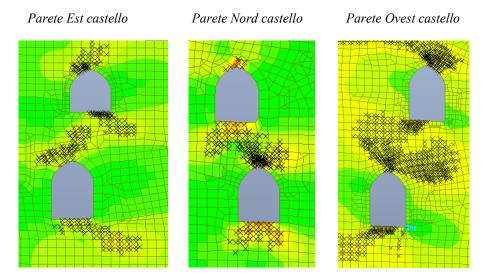


Figura 8.62: Lesioni in corrispondenza delle aperture presenti.

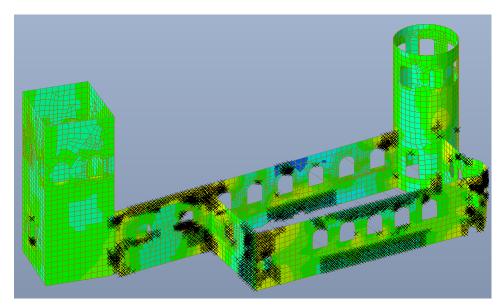
Riprendendo quanto detto nel §1.4 si procede a valutare se i valori minimi di PGA che portano all'attivazione dei due più ricorrenti meccanismi di vulnerabilità, connessi alla merlatura (4b) ed al tronco della torre (3b), sono riscontrabili anche nel caso del castello di Serralunga d'Alba. La Figura 1.5

evidenziava la presenza di due soglie minime, pari a 0.10 g per quanto riguarda il tronco della torre, ed uguale a 0.10-0.15 g nel caso dei merli liberi e senza alcun vincolo di unione fra di essi. In quest'ultimo caso gli autori, *Coisson, Lenticchia e Ferretti*, sottolineavano inoltre, che la letteratura scientifica forniva anche un ulteriore valore limite di attivazione, pari a 0.30 g, ma valutato da *Coisson* per una merlatura con una copertura soprastante.

Analizzando quindi ora la fortificazione serralunghese ci si accorge che la direzione di maggiore vulnerabilità per la merlatura (con copertura soprastante), presente al terzo piano del castello, è senza dubbio la direzione -Y con gruppo di forze "Gruppo 1c" che, come è stato possibile vedere precedentemente, conduce ad ottenere degli indici di sicurezza sensibilmente bassi.

Una attenta e critica valutazione della distribuzione del panorama fessurativo sulla merlatura, nella condizione sisma -Y precedentemente descritta, conduce ad osservare che il terzo piano dell'edificio presenta un sensibile incremento di Yield Point nel passaggio tra lo step di carico 3 e lo step di carico 4 (Figura 8.63).





Step di carico 4

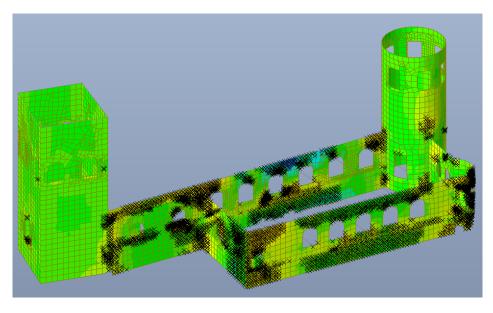


Figura 8.63: Variazione Yield Point al terzo piano del castello tra il terzo ed il quarto step di carico per Sisma -Y.

La Figura 8.63 mostra chiaramente che la merlatura con copertura soprastante presenta un'estesa fessurazione prevalentemente nel lato Est sin da uno Step di carico 3, e che la distribuzione degli Yield Point incrementa e coinvolge anche la merlatura nella parete Ovest nello Step di carico 4. Si può quindi assumere, che la merlatura lungo la parete Est ed anche in parte lungo la passerella che conduce alla torre quadrata, nel lato Ovest della struttura, sia già ampiamente danneggiata e che il meccanismo di ribaltamento (4b) sia avvenuto o in condizione incipiente. Riprendendo il processo di bi-linearizzazione precedentemente effettuato per i cinque punti di controllo e per la condizione di carico che porta a questa distribuzione del quadro fessurativo, si calcolano i valori delle PGA corrispondenti a questo step di carico 3, in modo da poter valutare se i valori ottenuti ricadono nel range previsto dagli autori delle ricerche [21] e [23]. I valori PGA ottenuti sono riportati nella Tabella 8.47.

Punto di Controllo	PGA [g]	
12237 XV secolo	0.08	
18617 Torre circolare	0.29	
20153 Copertura castello	0.23	
22392 Torre quadrata	0.34	
26504 Copertura castello	0.29	

Tabella 8.47: PGA associata alla copertura merlata.

Dalla Tabella soprastante è possibile evincere che i valori ottenuti rientrano perfettamente nel range fornito dagli autori nella pubblicazione [21]. Valutando un valore medio di PGA tra quelli calcolati per i cinque diversi punti di controllo si ottiene:

$$PGA_{media} = 0.246 g$$
 meccanismo 4b

Il valore ottenuto appartiene quindi nel range compreso tra le superfici con merli liberi e la superficie con copertura soprastante [21], fornendo quindi un utile caso studio.

Tale osservazione mostra quindi, come il terzo livello della fortificazione, precedentemente libero dalla copertura e con una semplice superficie merlata soprastante, tenti di tornare sotto azione sismica, ad un comportamento simile a quello che aveva nel passato.

L'osservazione condotta non può essere invece effettuata nel caso del meccanismo 3b relativo al tronco della torre poiché la PGA che porta all'attivazione di tale vulnerabilità è di gran lunga superiore al valore fornito in [21].

# **CAPITOLO 9**

# 9. Quadro fessurativo.

La conoscenza del manufatto ed un giudizio sul suo stato attuale passa attraverso una valutazione del quadro fessurativo presente sulla struttura, che può permettere di effettuare uno stretto confronto con le analisi statiche non lineari precedentemente condotte, e fornire delle notizie aggiuntive su quello che potrebbe essere il comportamento in caso di sisma dell'edificio.

Le [19] forniscono degli importanti accorgimenti da seguire in questa fase di approfondimento del presente stato della struttura.

Come definito in [19], nel §2.5,

"la presenza di un dissesto preesistente, imputabile a cause di natura statica (come cedimenti fondali, fuori piombo, carenze locali delle murature, tensioni eccessive) costituisce un elemento di vulnerabilità sismica aggiuntivo, in quando il quadro fessurativo associato al dissesto può determinare un percorso preferenziale per le lesioni, e favorire, in caso di sisma, l'attivazione di meccanismi di collasso specifici" [19].

In aggiunta a tali dissesti di natura statica è importante valutare sulla struttura anche la presenza di eventuali ammaloramenti ed alterazioni delle proprietà fisico-meccaniche dei materiali, poiché ciò potrebbe causare un ulteriore decadimento della resistenza strutturale in caso di sisma ed acuire il livello di vulnerabilità del castello.

Tale valutazione può essere effettuata, come prescritto nel §2.7 di [19], anche attraverso una "diagnostica visiva", come quella condotta nel caso del Castello di Serralunga d'Alba, che mira quindi ad effettuare una rappresentazione mediante elaborati grafici (riportati in Allegato) delle eventuali lesioni presenti (andamento ed entità) e della qualità muraria. La presenza infatti, di una scadente tessitura muraria con una disposizione irregolare dei ricorsi, o l'assenza di eventuali ritegni trasversali, come diatoni che garantiscono una coesione e connessione degli elementi che compongono la parete in muratura, in aggiunta alla presenza di malte scadenti ad unione fra i vari ricorsi, sono degli indici fortemente marcati che evidenziano una cattiva qualità muraria ed inducono ad effettuare delle analisi specifiche o comunque a prestare maggiore attenzione su tali zone. In queste situazioni infatti, l'attivazione di meccanismi che potrebbero portare ad una rottura fragile del maschio murario potrebbe avvenire per livelli di sollecitazione sismica notevolmente inferiori a quelli previsti nei modelli analizzati precedentemente.

Si allega a seguire una estesa documentazione fotografica, commentata, degli ammaloramenti presenti nel Castello di Serralunga d'Alba, sui quali si invita a prestare maggiore attenzione anche con opportuna diagnostica strumentale delle zone colpite da tali deficienze strutturali e materiche. La conoscenza del manufatto assume quindi importanza cruciale.

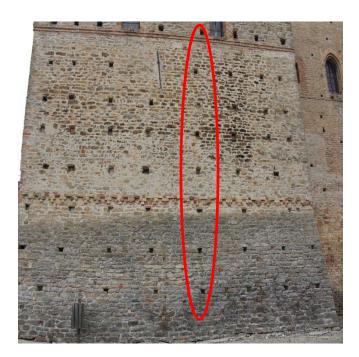
Nelle Figure a seguire si selezionano in rosso le lesioni passanti, in blu quelle non passanti e quindi visibili solo in un lato della parete, ed in verde le aree con una scadente qualità muraria.

## 9.1. Quadro fessurativo edificio XV secolo.

#### 9.1.1. Quadro fessurativo pareti esterne.

Lesione passante nella parete Est esterna dell'edificio del XV secolo (Figura 9.1).

La figura di dettaglio adiacente al prospetto mostra l'andamento prevalentemente verticale di tale lesione, che corre lungo i fori presenti sulla facciata e raggiunge lo spigolo inferiore sinistro della finestra.



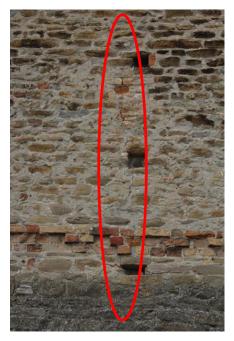


Figura 9.1: Lesione passante nella parete Est esterna dell'edificio del XV secolo, con dettaglio dell'andamento.

Lesione passante e degrado materico nella parete Sud esterna dell'edificio del XV secolo (Figura 9.2 Figura 9.3).

La parete Sud dell'edificio del XV secolo corrisponde con la facciata d'ingresso a tale edificio e al piano terra del castello. Su tale parete è possibile notare:

- Degrado della malta a connessione della muratura composta da pietre e laterizio nella parte sinistra della Figura 9.2;
- Lesione passante che muove verticalmente dalla parte destra dell'architrave della porta, raggiunge la finestra monofora tamponata e prosegue verticalmente in tale direzione sino alla copertura, intercettando l'apertura presente. Tale fessura presenta un'ampiezza consistente, come è possibile vedere internamente alla struttura, e rimanda e consiglia delle approfondite analisi e futuri interventi sulla parete, onde evitare un ribaltamento della parete Est di tale edificio del XV secolo.



Figura 9.2: Degrado e lesione passante nella parete Sud esterna dell'edificio del XV secolo.

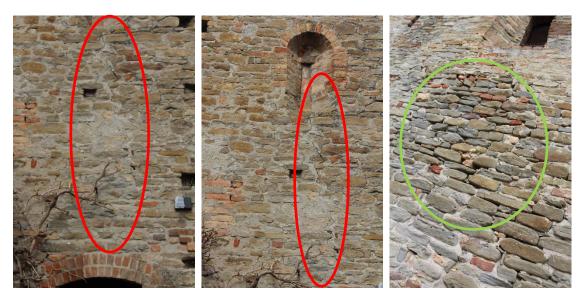
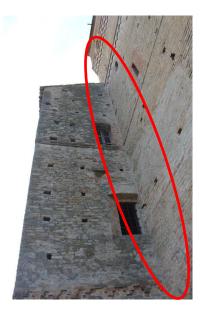


Figura 9.3: Dettaglio del degrado e della lesione passante nella parete Sud esterna dell'edificio del XV secolo.

Lesione passante nella parete Nord dell'edificio del XV secolo (Figura 9.4).

La figura mostra la presenza di una lesione verticale passante a contatto tra il maschio murario del castello e la parete Nord di tale edificio del XV secolo. Tale situazione evince un distaccamento della parte Est dell'edificio del XV secolo dall'unità costruttiva del castello.



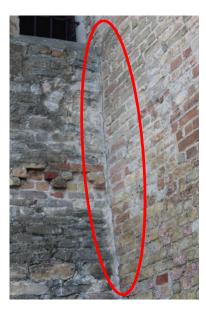


Figura 9.4: Lesione passante nella parete Nord dell'edificio del XV secolo con dettaglio.

### 9.1.2. Quadro fessurativo pareti interne piano terra.

Lesione passante e degrado materico nella parete Est dell'edificio del XV secolo (Figura 9.5).

La lesione riportata in Figura 9.5 corrisponde alla lesione esterna analizzata in Figura 9.1. In tale facciata è inoltre presente un marcato ammaloramento della qualità muraria con formazione di muffe.

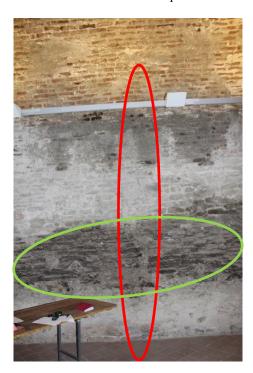


Figura 9.5: Lesione passante nella parete Est interna dell'edificio del XV secolo piano terra.

Lesione passante e degrado materico nella parete Sud dell'edificio del XV secolo (Figura 9.6 e Figura 9.7).

La parete Sud mostra una importante lesione passante che rispecchia quanto visto in Figura 9.2 e 9.3 per la facciata esterna. È presente inoltre un forte degrado materico con presenza di muffe e perdita di consistenza della malta.



Figura 9.6: Lesione passante e degrado materico nella parete Sud interna dell'edificio del XV secolo piano terra.





Figura 9.7: Dettaglio della lesione e del degrado materico nella parete Sud interna dell'edificio del XV secolo piano terra

Lesione passante e degrado materico nella parete Nord dell'edificio del XV secolo (Figura 9.8 e Figura 9.9).

Tale superficie presenta un marcato degrado materico connesso ad una formazione estesa di muffe su tutta la parete, ed inoltre sono presenti delle importanti lesioni passanti.

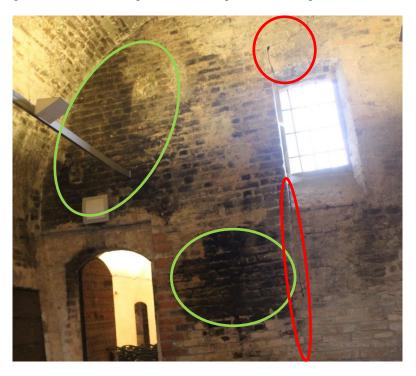


Figura 9.8: Lesioni passanti e degrado materico nella parete Nord interna dell'edificio del XV secolo piano terra.



Figura 9.9: Dettaglio della lesione passante nella parete Nord interna dell'edificio del XV secolo piano terra.

## 9.1.3. Quadro fessurativo pareti interne piano primo.

Lesioni passanti e non passanti nella parete Est dell'edificio del XV secolo piano primo, con distaccamento del solaio dal maschio murario (Figura 9.10 e Figura 9.11).



Figura 9.10: Lesioni passanti e non passanti nella parete Est interna al piano primo dell'edificio del XV secolo.

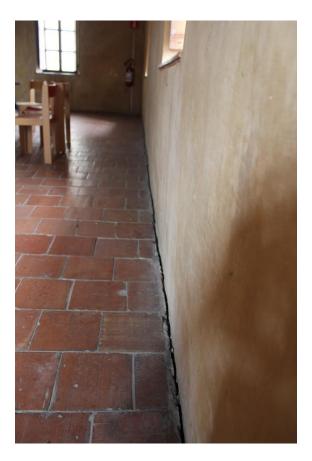


Figura 9.11: Distaccamento del solaio dalla parete Est dell'edificio del XV secolo.

Lesione non passante nella parete Sud dell'edificio del XV secolo piano primo (Figura 9.12).



Figura 9.12: Lesione non passante nella parete Sud interna dell'edificio del XV secolo piano primo.

Lesione passante nella parete Nord dell'edificio del XV secolo piano primo (Figura 9.13).



Figura 9.13: Lesione passante nella parete Nord interna dell'edificio del XV secolo piano primo.

## 9.2. Quadro fessurativo torre quadrata.

#### 9.2.1. Quadro fessurativo pareti esterne.

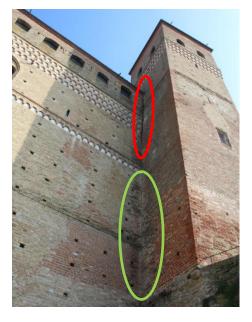
Degrado materico con fenomeni di efflorescenza nella parte bassa della torre, e degrado ed erosione nella parte superiore dell'apertura. Parete Ovest della torre quadrata (Figura 9.14).



Figura 9.14: Degrado materico nella parete Ovest della torre quadrata.

Unione tra castello e torre e degrado materico nella parete Nord della torre quadrata (Figura 9.15).

Il dettaglio dell'unione tra il castello e la torre quadrata è stato fotografato nel lato opposto del maschio murario del castello in modo da avere una completa conoscenza dell'unione tra i due fabbricati.



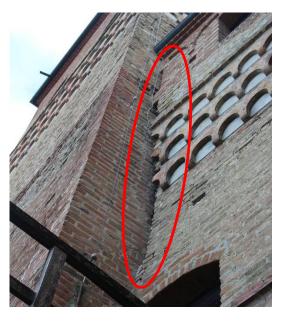


Figura 9.15: Unione tra castello e torre e degrado materico della parete Nord della torre quadrata.

Lesione passante e degrado materico della parete Sud esterna della torre quadrata (Figura 9.16).

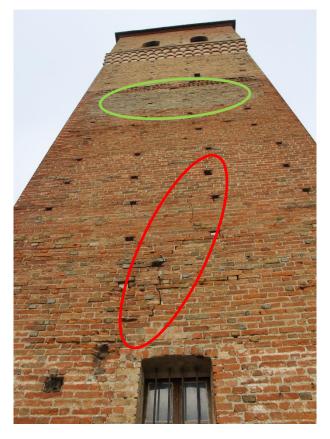


Figura 9.16: Lesione passante e degrado materico della parete Sud della torre quadrata.

## 9.2.2. Quadro fessurativo pareti interne.

Degrado materico della muratura della volta al piano primo della torre quadrat, con estesa formazione di muffe e perdita di consistenza della malta (Figura 9.17).



Figura 9.17: Degrado materico della volta al piano primo della torre quadrata.

Lesione passante al piano primo della torre quadrata nella parete Sud interna (Figura 9.18), corrispondente alla lesione in Figura 9.16.





Figura 9.18: Lesione passante nella parete Sud interna della torre quadrata.

Forte deterioramento materico della muratura della volta e delle pareti al terzo piano della torre quadrata con erosione e disgregazione della malta d'unione tra i vari ricorsi della tessitura (Figura 9.19).





Figura 9.19: Deterioramento della volta e pareti del terzo piano della torre quadrata.

# 9.3. Quadro fessurativo torre circolare.

## 9.3.1. Quadro fessurativo pareti esterne.

Degrado materico nella parte sommitale della torre (Figura 9.20 e 9.21)

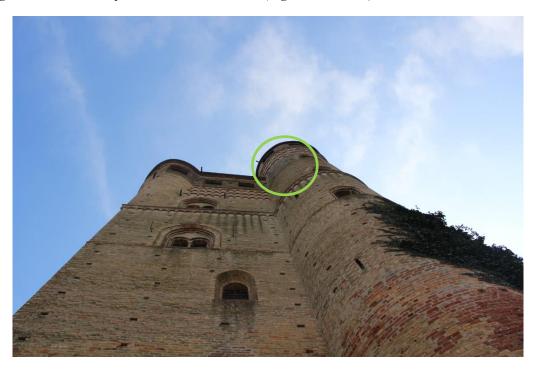


Figura 9.20: Degrado materico nella parte sommitale della torre circolare.



Figura 9.21: Dettaglio del degrado materico nella parte sommitale della torre circolare.

#### 9.3.2. Quadro fessurativo pareti interne.

Le pareti interne della torre circolare sono interessate da un diffuso degrado materico (Figura 9.22) con formazione di lesioni non passanti in corrispondenza delle zone di appoggio della scala che dal piano terra porta al piano primo (Figura 9.23). Si verificano piccoli fenomeni fessurativi anche in corrispondenza delle aperture (Figura 9.24).



Figura 9.22: Degrado materico in corrispondenza della cupola al terzo piano della torre circolare.



9.23: Lesioni non passanti in corrispondenza dell'appoggio della scala alle pareti perimetrali, tra il piano terra e primo della torre circolare.



Figura 9.24: Lesione non passante ed accentuato deterioramento materico in corrispondenza dell'apertura al piano primo della torre circolare.

## 9.4. Quadro fessurativo corpo del castello.

## 9.4.1. Quadro fessurativo pareti esterne.

Lesione passante nella parete Est del castello (Figura 9.25).





Figura 9.25: Lesione passante nella parete Est del castello.

Degrado materico nella parete Est del castello (Figura 9.26).



Figura 9.26: Degrado materico nella parte bassa della parete Est del castello.

Lesione non passante nella parete Ovest del castello (Figura 9.27).



Figura 9.27: Lesione non passante nella parete Ovest del castello.

Le pareti Sud e Nord non presentano esternamente lesioni o degradi materici.

#### 9.4.2. Quadro fessurativo pareti interne.

Il corpo principale del castello presenta un marcato quadro fessurativo al piano terra dell'edificio. Si possono notare infatti:

- Lesione non passante in corrispondenza della parete Sud (Figura 9.28 e 9.29);
- Lesioni non passanti in corrispondenza della parete Nord (Figura 9.30 e 9.31);
- Lesione passante in corrispondenza della parete Est (Figura 9.32). Tale fessura è corrispondente alla lesione esterna vista in Figura 9.25;
- Lesione lungo la linea di chiave della volta a botte (Figura 9.33).



Figura 9.28: Lesione non passante nella parete Sud interna del piano terra del corpo del castello.



Figura 9.29: Dettaglio della lesione non passante nella parete Sud interna del piano terra del corpo del castello.

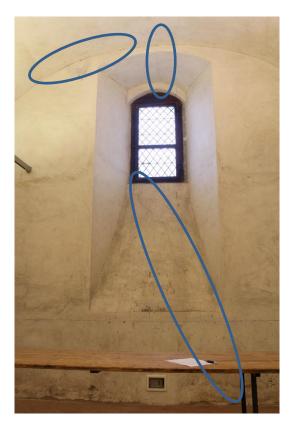


Figura 9.30: Lesione non passanti nella parete Nord interna del piano terra del corpo del castello.



Figura 9.31: Dettaglio lesioni non passanti nella parete Nord interna del piano terra del corpo del castello.



9.32: Lesione passante in corrispondenza della parete Est interna del piano terra del castello.

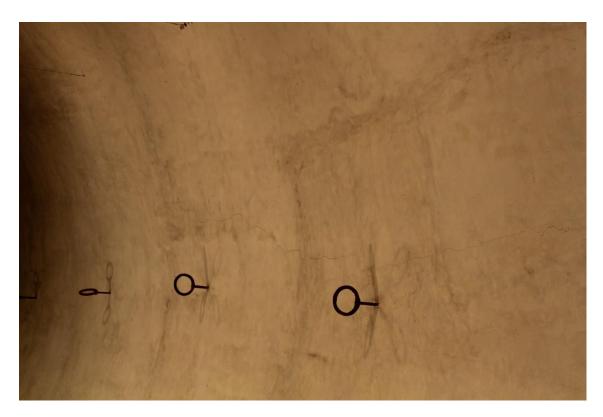


Figura 9.33: Lesione non passante lungo la linea di chiave della volta a botte del piano terra del castello.



Figura 9.34: Distaccamento del solaio dalla parete Est del castello al secondo piano della struttura.



Figura 9.35: Dettaglio del distaccamento del solaio dalla parete Est del castello al secondo piano della struttura.

Un report grafico del quadro fessurativo rilevato è presente nelle tavole in Allegato.

# 9.5. Valutazione del quadro fessurativo e confronto con l'analisi statica non lineare.

La valutazione del presente quadro fessurativo del Castello di Serralunga d'Alba pone alcuni moniti su alcune parti della struttura che risultano essere particolarmente vulnerabili.

Le Figure rappresentate nei precedenti paragrafi del Capitolo 9 evidenziano una particolare e spiccata vulnerabilità del lato Est della struttura in cui è possibile individuare una lesione passante (Figura 9.25) sensibilmente importante che corre da quota 2.7 metri sino a quota 17.2 metri, dividendo in due parti il maschio murario.

Attenzione analoga deve essere posta al corpo di fabbrica aggiunto nel XV secolo, che mostra un evidente incipit di ribaltamento della facciata Est, per via delle importanti lesioni passanti presenti nella facciata Sud (Figura 9.7) e facciata Nord (Figura 9.8) di tale edificio. Anche il forte distaccamento del solaio dalla parete Est (Figura 9.11), di circa 2 cm, concorre a fornire prove che avvalorano il principio di attivazione di questo meccanismo. Tale spiccata vulnerabilità muove di pari passo con quanto visto precedentemente nell'analisi statica non lineare (Figure 8.57 e 8.58) in cui la valutazione della distribuzione degli Yield Point sulla struttura portava ad evidenziare il raggiungimento della resistenza a trazione, anche per modeste percentuali di carico, lungo le pareti di questo edificio aggiunto nel XV secolo. La forte vulnerabilità di questa struttura conduceva, come visto, anche alla determinazione di un indice di sicurezza associato al punto di controllo 12237 (angolo tra la parete Est e la parete Nord), estremamente basso. I risultati ottenuti quindi, in questa fase di diagnostica visiva della struttura, avvalorano quanto calcolato nelle analisi precedenti e dimostrano l'estrema importanza di un'analisi statica non lineare per strutture complesse e che presentano una aggregazione di edifici costruiti in epoche temporali diverse.

Il quadro fessurativo, con la sua Figura 9.15, pone ulteriori dubbi in merito alla presenza di una coerente unione tra la torre quadrata ed il castello. La spiccata lesione che corre nella zona di contatto tra le due pareti conduce infatti ad avvalorare l'ipotesi che la passerella scavata all'interno della parete Ovest del castello, sia semplicemente appoggiata alla struttura e che non esista quindi, un forte vincolo d'unione tra le due parti. In tal senso muovono anche le analisi statiche lineari, in cui pur avendo supposto una perfetta unione tra le due superfici, evidenziano in quella sezione (Figura 8.60) una densa e localizzata distribuzione di Yield Point, che conduce a pensare che la disposizione geometrica in pianta dell'aggregato edilizio comporti, data la notevole distanza tra la torre quadrata ed il corpo del castello, un comportamento staccato ed autonomo delle due costruzioni.

Ulteriori contatti, tra le lesioni individuate realmente in fase di rilievo e quelle ottenute in fase di modellazione con l'analisi pushover in MidasGen, risiedono in corrispondenza delle aperture. Come è possibile vedere infatti, le lesioni, passanti e non passanti, individuate nelle Figure 9.24, 9.27 e 9.31 ed attualmente presenti nella struttura, coincidono con quanto visto in Figura 8.62. L'alta concentrazione tensionale in corrispondenza degli spigoli delle aperture e l'assenza di una corretta ridistribuzione delle forze porta alla nascita, come visto nel modello ad elementi finiti, di fessure che muovono a partire dalle estremità delle finestre ed incrementano la loro lunghezza all'aumentare della sollecitazione.

Per quanto riguarda il forte degrado materico presente, con marcati fenomeni di erosione del laterizio e perdita di consistenza della malta rilevato nelle figure riportate nel Capitolo 9, esso suggerisce degli immediati interventi per rimuovere queste patine vegetali e batteriche che possono condurre ad accentuare le problematiche presenti ed alterare le proprietà fisico-meccaniche della muratura. Inoltre, la scadente qualità muraria documentata nei piani superiori del castello (Figure 9.19, 9.21 e 9.22) connessa all'analisi dinamica lineare condotta nel Capitolo 8, che mostra le forme modali della struttura ed identifica gli spostamenti maggiori alla sommità delle due torri, lascia dedurre che degli interventi cuci e scuci atti a ristabilire la coesione e l'ingranamento tra i ricorsi di laterizio, siano necessari per evitare uno sgretolamento fragile delle pareti murarie in caso di azione sismica. Proprio a tale degrado materico

potrebbe essere collegata la lesione in corrispondenza della parete Sud della torre quadrata (Figura 9.16), che come è possibile vedere nelle immagini riportate (Figure 9.17, 9.18 e 9.19) attraversa delle murature fortemente ammalorate.

Infine, l'attuale quadro fessurativo fornisce input d'indagine tesi ad effettuare delle analisi locali che possano stabilire le reali condizioni di sicurezza della volta al piano terra del castello. Tale elemento strutturale presenta una marcata lesione nella zona di chiave della volta a botte che corre per i 15,4 metri di lunghezza totale della sala voltata (Figura 9.33). L'interconnessione inoltre, di tale fessura, con quelle presenti nelle pareti Sud e Nord (Figure 9.28, 9.29, 9.30 e 9.31) conduce ad asserire la necessità di effettuare delle dettagliate ed approfondite analisi correlate con diagnosi strumentali di tali lesioni e delle proprietà materiche.

In definitiva, una attenta e critica valutazione del quadro fessurativo e del degrado materico di una struttura può portare ad individuare anche visivamente, e per un livello di conoscenza minimo dell'edificio LC1, le vulnerabilità prendere in considerazione e le zone in cui concentrare dettagliate analisi.

## Conclusioni.

Le ricerche e le analisi condotte hanno permesso di indagare dettagliatamente le caratteristiche storiche e costruttive del Castello di Serralunga d'Alba, offrendo una valutazione globale della struttura che permettesse di fornire un giudizio in merito allo stato attuale del dongione, in relazione alle normative vigenti.

I dati raccolti inizialmente hanno fornito degli importanti spunti d'osservazione mettendo in mostra le più ricorrenti tipologie di vulnerabilità in tali strutture fortificate. I danneggiamenti al corpo delle torri, alla merlatura ed agli orizzontamenti sono tendenzialmente le problematiche più ricorrenti in questa classe di strutture. Ciò ha consentito di prestare maggiore attenzione a questi elementi strutturali nelle analisi a seguire e di analizzare criticamente lo stato fessurativo attuale in relazione a quanto proposto dai tre autori Coisson, Lenticchia e Ferretti nel loro articolo. Le ricerche effettuate in merito allo sviluppo storico dell'età dell'incastellamento hanno permesso una lettura diversa del passato utilizzo del Castello di Serralunga d'Alba, ponendo l'attenzione sulle due principali caratteristiche che un castello doveva garantire in quel periodo storico: difesa e vivibilità. Se il palazzo del signore quindi, presenta nel complesso tutti gli elementi per assicurare protezione e comfort di vita, lo stesso non può essere detto in merito alla torre quadrata che, date le sue modeste dimensioni in pianta, con ogni probabilità nasce con puro scopo di avvistamento e di ostentazione del potere da parte della Famiglia Falletti. Sulla base di queste ipotesi, fornite da Settia nel suo libro in merito ai castelli medievali, si è scesi nel dettaglio della struttura in analisi. Ripercorrere la storia del dongione serralunghese è stata una delle fasi fondamentali di questo percorso poiché ha permesso di conoscere tutti gli stage costruttivi del castello. Le fonti consultate, oculatamente raccolte in un libro dal Comune di Serralunga d'Alba, forniscono una chiara descrizione delle tre principali fasi di realizzazione del dongione. Alla costruzione dei primi due livelli della torre quadrata nel XII secolo è seguita la realizzazione del corpo del castello da parte di Manfreone Falletti nel periodo compreso tra il 1340 ed il 1354, successivamente nel XV secolo si assiste all'aggiunta di un edificio di due piani nella parete Est della fortificazione che con ogni probabilità doveva avere la funzione di deposito data la nuova destinazione d'uso della struttura. Queste tre importanti fasi sono accompagnate nelle future analisi da un ulteriore e determinante step: la ristrutturazione condotta per mano della Soprintendenza per i beni architettonici e paesaggistici tra gli anni 1952 e 1958, che ha permesso di recuperare un manufatto che nel corso degli anni era finito in un fatiscente stato di abbandono. La conoscenza di questi tre principali stage costruttivi è stata di fondamentale importanza per una conoscenza critica ed accurata del castello; infatti la valutazione delle zone di unione tra le parti realizzate in queste tre fasi assume particolare importanza sia nella valutazione dei risultati ottenuti nelle analisi modale e statica non lineare, sia nella comprensione del panorama fessurativo attualmente presente.

Il livello di conoscenza di una struttura, sia sulla base delle prescrizioni fornite dalla *Circolare*  $n^{\circ}26$  sia in funzione delle norme emanante dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni 2018*, dipende tanto dalla conoscenza storica dell'edificio quanto dai risultati di diagnostica strumentale effettuati sui materiali da costruzione e terreno di fondazione. L'assenza quindi, di prove sperimentali che fornissero valori certi in merito alle caratteristiche meccaniche della muratura, ha condotto necessariamente ad assumere un livello di conoscenza basso della struttura (LC1) che conduce all'utilizzo di un fattore di confidenza da applicare alle resistenze sensibilmente elevato, pari ad 1.35. La determinazione dei parametri meccanici attribuiti al materiale è stata effettuata quindi sulla base di quanto riportato nella *Circolare n*°7, che integra le precedenti norme e caratterizza la muratura usata per la realizzazione del castello, e valutata in fase di rilievo come "muratura in mattoni pieni e malta di calce". I parametri determinati sono stati particolareggiati successivamente con degli ulteriori coefficienti, penalizzanti e non, che descrivessero maggiormente il materiale. Nel caso in esame l'elevato spessore delle pareti murarie ci ha condotto a considerare l'eventualità di un nucleo scadente nei maschi murari, mentre l'attribuzione di una connessione trasversale tra gli elementi strutturali ha permesso di incrementare le resistenze ottenute dalla norma.

La geometria della struttura, con la sua irregolarità in pianta ed in elevato, ed il sito di ubicazione dell'opera determinano le azioni agenti sull'edificio. La posizione strategica occupata dal castello, posto sulla sommità della collina del comune serralunghese, ha condotto a tenere conto dell'azione del vento sul castello e di un opportuno coefficiente topografico nella determinazione della sollecitazione sismica, quest'ultima strettamente dipendente anche dalla non regolarità geometrica dell'edificio. La determinazione delle combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), unite alle combinazioni dinamiche ottenute per permutazione delle due condizioni di sisma agente nelle due direzioni, completano il panorama degli input, che occorre andare a fornire al successivo modello per determinare la domanda e la capacità strutturale.

Un primo e superficiale giudizio sul Castello di Serralunga d'Alba è stato fornito mediante il livello di valutazione della sicurezza sismica LV1, che permette di determinare due indici di sicurezza  $I_{s,SLV}$  e  $f_{a,SLV}$  per ogni piano della struttura e per le due direzioni x e y. Le analisi condotte, data l'impossibilità di determinare e di assumere con certezza la totale discontinuità tra la torre quadrata e la struttura fortificata, sono state effettuate su tre modelli diversi mediante i due modelli semplificati per la valutazione della sicurezza sismica LV1: il modello per palazzi ed il modello per le torri. L'applicazione del modello per palazzi alla struttura aggregata formata da castello e torre ed al modello che considera il solo palazzo residenziale della Famiglia Falletti, ha permesso di ottenere degli importanti moniti strutturali. I due modelli mostrano in accordo delle forti deficienze strutturali nella direzione y, lato corto della struttura, restituendo degli indici di vulnerabilità sensibilmente inferiori al fattore unitario a partire dal piano terra e sino al livello della copertura della torre quadrata. Questi drastici risultati sono fortemente connessi alla ridotta area resistente a taglio che la struttura ha in quella direzione, in virtù della marcata irregolarità geometrica in pianta del dongione, che ne determina quindi anche una sensibile discrepanza nelle rigidezze in gioco. I modelli pongono quindi l'attenzione e rimandano a delle future e più dettagliate analisi, che possano indagare le effettive deficienze strutturali delle pareti corte dell'edificio. Le valutazioni condotte per la direzione x, lato lungo della struttura, conduco invece a dei risultati soddisfacenti per tutti i livelli del castello, fatta eccezione per il piano terzo, che risente fortemente del drastico cambiamento di sezione tra il secondo piano ed il terzo appunto. La riduzione di spessore dai 170 centimetri del secondo livello ai 40 centimetri del terzo piano, in aggiunta alle innumerevoli aperture presenti in corrispondenza della posizione della passata merlatura dell'edificio, conducono inevitabilmente ad una cospicua riduzione delle aree resistenti e determinano questo risultato, apparentemente inatteso in una fase di diagnostica visiva del manufatto. Il modello per le torri, applicato invece alla torre quadrata, considerandola come elemento isolato quindi, conduce a dei risultati sensibilmente positivi e superiori al valore unitario per tutti gli indici di sicurezza attribuiti alle sezioni critiche prese in considerazione nei vari lati della torre. Le conclusioni ottenute in questa analisi LVI, condotta per un livello di conoscenza LC1 della struttura, hanno portato a fare delle forti osservazioni, che in quanto tali hanno sollevato degli interrogativi e spinto a valutare l'influenza del livello di conoscenza del manufatto sui risultati ottenuti. Si è proceduto quindi, ad effettuare delle ulteriori analisi LV1, questa volta assumendo una conoscenza del manufatto maggiore e quindi dei fattori di confidenza inferiori e pari ad 1.2 nel caso di una conoscenza LC2 e pari ad 1 per LC3. In aggiunta a tali coefficienti, la norma permette di selezionare dei parametri meccanici maggiori nell'intervallo fornito, rispetto a quelli determinabili per un livello di conoscenza minimo del castello. Anche in questo caso però, le valutazioni hanno condotto a ribadire la presenza di forti difficoltà strutturali nella direzione y, lato corto del castello, fornendo degli indici inferiori al valore unitario per tutti i livelli dal piano terra al secondo piano del manufatto. Le difficoltà riscontrate nella direzione x, sono state invece superate per un livello LC2, evidenziando l'influenza del livello di conoscenza su tali valutazioni.

Al fine di poter effettuare delle analisi più specifiche, che tenessero conto delle azioni agenti e della forte irregolarità geometrica della struttura, si sono creati due modelli ad elementi finiti, mediante il software *MidasGen*, fedeli alla realtà e particolarmente dettagliati anche in relazione ai lavori di riabilitazione post sisma della struttura nel 1882 (inserimento di cinque catene metalliche nella volta al secondo piano) e di ristrutturazione negli anni 1952-1958 (realizzazione del cordolo in cemento armato al livello di copertura del palazzo e della torre quadrata). I due modelli realizzati, si distinguono per la presenza o l'assenza degli elementi voltati, e sono stati utilizzati per scopi diversi. Il modello voltato è

stato preso in considerazione per una valutazione statica dell'edificio e per le verifiche statiche delle pareti, in modo da tenere conto delle sollecitazioni trasmesse dalle volte sulle superfici di imposta. A partire da questo modello, che rappresenta quindi il modello padre, sono state estrapolate le reazioni agenti nei nodi della sezione della superficie d'imposta e sono state applicate sui relativi nodi della struttura priva di volte, in modo da tener conto comunque del loro effetto. La realizzazione di questo secondo modello, utilizzato per l'analisi dinamica lineare, per le verifiche dinamiche delle pareti e per l'analisi statica non lineare, è stata necessaria per evitare che le forme modali della struttura andassero a coinvolgere prevalentemente, e sin dai primi modi di vibrare, le superfici voltate. In tal modo, si è riusciti a determinare, un modello più fedele per una valutazione globale della struttura, che rappresenta l'obiettivo principale di questo lavoro.

Le analisi statiche del Castello di Serralunga d'Alba sono state condotte, come anticipato precedentemente, nel modello voltato della struttura ed hanno posto in luce ulteriori problematiche del manufatto. Le verifiche statiche per prevalenti sforzi verticali, all'inviluppo degli stati limite ultimi (SLU) agenti sulla fortificazione, hanno mostrato un mancato soddisfacimento della domanda da parte della capacità strutturale al piano interrato e primo del dongione, per le pareti, Est, Ovest, Nord e torre circolare. Tali verifiche risultano inoltre non soddisfatte anche al piano interrato della parete Sud, al piano terra dell'edifico del XV secolo (primo livello di tale edificio) ed al piano primo della torre quadrata (primo livello di tale elemento). L'unione di queste osservazioni dimostra quindi, una chiara carenza strutturale del manufatto nei confronti degli sforzi normali agenti, essenzialmente correlata all'azione delle volte, che determinano l'eccentricità di tale azione di compressione, e connessa anche al prevalente sviluppo in verticale della struttura, che con gli eccessivi spessori delle pareti, determina dei carichi correlati al solo peso proprio già eccessivamente elevati e da ripartire in poche pareti murarie. Ultimo fattore che entra in gioco in tali verifiche è senza dubbio la scarsa conoscenza del manufatto e l'assenza di prove meccaniche sui materiali. Esse infatti, permettono di assumere un livello di conoscenza LC1 e di effettuare tutte le successive valutazioni in merito al fattore di confidenza FC ed ai valori dei parametri meccanici da scegliere, tra quelli consigliati dalle norme vigenti; d'altra parte gli eccessivi spessori delle sezioni permettono però di ottenere un'elevata resistenza a taglio dei maschi murari e, in tal modo, tutte le verifiche nei confronti delle azioni taglianti risultano ampiamente soddisfatte.

Per quanto concerne l'analisi dinamica lineare, effettuata sul modello privo di volte, essa si pone come scopo principale quello di determinare le forme modali di vibrare della struttura, e di fornire le sollecitazioni agenti nelle otto combinazioni per azioni sismiche determinate, in seguito all'opportuna permutazione della sollecitazione dinamica nelle due direzioni. La determinazione delle forme modali porta ad indagare un numero elevato di modi di vibrare, al fine di raggiungere una massa partecipante totale della struttura superiore almeno all'85% della massa totale nei modi traslazionali lungo x ed y. In tal modo, la soglia minima di massa partecipante coinvolta nei modi di vibrare viene raggiunta alla 67esima forma modale e permette di individuare ben 13 modi significativi. Il primo modo di vibrare, con il 38,3% di massa, rappresenta quindi, il modo principale lungo la direzione y, mentre per quanto riguarda le forme modali lungo x si evidenziano due diversi modi di vibrare, il quarto ed il quinto modo, con il 20.9% e l'11.5% di massa partecipante, che conducono ad effettuare delle importanti osservazioni. Come è possibile vedere infatti, il quarto modo di vibrare interessa esclusivamente la torre quadrata mentre la quinta forma modale determina la traslazione della torre circolare e delle pareti adiacenti. Ciò lascia dedurre quindi, un comportamento abbastanza autonomo della torre quadrata nei confronti della restante parte del castello, per effetto dell'azione dinamica. I periodi associati a questi modi di vibrare infine risultano abbastanza dispersivi, poiché non conducono a determinare un periodo principale; si può osservare che nella direzione x si ha una concentrazione di masse partecipanti per dei periodi più brevi delle forme modali rispetto alla direzione y, in accordo a quanto supposto in termini di rigidezze della struttura, che evidenzia una maggiore rigidezza dell'edificio proprio lungo la direzione del lato lungo, determinando quindi un comportamento più rigido e con periodi inferiori. Infine, le verifiche condotte nei confronti delle sollecitazioni verticali agenti e delle azioni taglianti, data la riduzione del coefficiente di sicurezza in ambito dinamico come prescritto dalle norme, non evidenziano particolari problematiche, fatta eccezione per la parete Nord del castello che non soddisfa le verifiche a taglio nelle sezioni in corrispondenza delle aperture presenti. Questo risultato ha comunque una sensibile importanza, poiché in

fase di rilievo, nella valutazione del panorama fessurativo, è stato possibile riscontrare una marcata fessura non passante proprio in corrispondenza di tale apertura, al piano terra della struttura.

L'analisi statica non lineare fornisce infine, una dettagliata analisi delle zone di vulnerabilità del castello e determina un indice di sicurezza globale della struttura per le quattro direzioni di applicazione della sollecitazione sismica (direzione X, direzione -X, direzione Y e direzione -Y). Tale analisi, condotta sul modello privo di volte, permette di definire, mediante la distribuzione degli Yield Point sull'edificio, delle importanti deduzioni in merito al comportamento per forma del manufatto. La particolare conformazione in pianta ed elevato del dongione, che ne determina anche la forte irregolarità strutturale, viene mostrata in tutti i suoi risvolti in questa valutazione pushover, poiché è possibile vedere come, in caso di sollecitazione sismica diretta lungo l'asse x, le parti della struttura che assorbono tale azione sono principalmente le due torri, quadrata e circolare, disposte nella parte Ovest della struttura, mentre nel caso di azione lungo la direzione y, reagiscono principalmente le due pareti murarie principali, lato Ovest e lato Est del castello. La forma della struttura assume quindi, un ruolo rilevante in caso di sollecitazioni dinamiche. Il successivo processo di bi-linearizzazione applicato alle curve di capacità, determinate per i cinque punti di controllo e per le quattro direzioni d'analisi, permette di determinare degli indici di sicurezza globali dell'edificio. I risultati ottenuti mostrano e confermano quanto già supposto e determinato con le precedenti e meno dettagliate analisi: è possibile notare come il dongione presenti degli indici di vulnerabilità inferiori al valore unitario nella direzione del lato corto della struttura. Un indice di sicurezza pari a 0.53 per la direzione Y ed un valore di 0.15 per la direzione -Y sanciscono la necessità di porre attenzione nelle future fasi di ristrutturazione dell'edificio a questa forte deficienza strutturale che il manufatto presenta. Il raggiungimento della resistenza a trazione in determinate zone della struttura garantisce ulteriori considerazioni, è possibile notare come essa venga superata in maniera sistematica in determinate superfici del castello in tutte le quaranta analisi pushover condotte, in relazione a punto di controllo, direzione e gruppo di forze applicato. Gli Yield Point mostrano quindi, delle debolezze nelle zone di unione tra l'edificio del XV secolo ed il palazzo principale ed inoltre pongono luce su un rapido raggiungimento della resistenza a trazione, sia nella parete Sud che Nord di questo edificio, aggiunto nel terzo stage costruttivo. Tale osservazione, trova ampi riscontri nel panorama fessurativo attualmente presente sul manufatto, poiché in fase di rilievo sono state riscontrate delle importanti fessure passanti proprio in queste pareti. La distribuzione degli Yield Point, in relazione agli step di carico associati, mostra inoltre un'importante valutazione, poiché dimostra che l'ultimo livello del castello raggiunge ben presto la resistenza a trazione per bassi valori di PGA; tale deduzione va perfettamente in accordo con quanto riportato da Coisson, Lenticchia e Ferretti nel loro articolo, poiché evidenzia come la merlatura in copertura sia una delle zone più vulnerabili di queste strutture fortificate. I relativi valori di PGA, ottenuti per il Castello di Serralunga d'Alba, sottolineano come le fessurazioni di queste zone avvengano proprio per valori di PGA di attivazione compresi tra quelli forniti nell'articolo, per quanto riguarda il range compreso tra le merlature libere e le merlature con copertura soprastante. L'ultimo livello della struttura infatti, nato come superficie merlata e trasformato solo successivamente in un ulteriore piano del castello con l'inserimento della copertura soprastante, mostra proprio un comportamento tipico delle superfici merlate, rimarcando in tal modo la sua passata storia. Ulteriori considerazioni nascono in merito agli Yield Point presenti sistematicamente nella zona d'unione tra la torre quadrata ed il castello, ponendo luce su come tali strutture tentino di lavorare in maniera autonoma e su come il vincolo fornito dalla parete Ovest del palazzo non sia effettivamente la giusta assunzione che può permettere di considerare il dongione come un unico manufatto; ciò muove in accordo anche con il presente quadro fessurativo. Infine, il raggiungimento della resistenza a trazione previsto dal modello in corrispondenza delle aperture del castello evidenzia anche quanto visto in fase di rilievo.

In definitiva questo studio, permette di constatare come la forma strutturale abbia un ruolo estremamente importante in caso di sollecitazione sismica, ed inoltre evidenzia come le strutture, ed in questo caso particolare il Castello di Serralunga d'Alba, hanno memoria delle loro fasi costruttive precedenti, evidenziandole perfettamente in fase dinamica e nella formazione del quadro fessurativo.

## Bibliografia.

- [1] ACCIGLIARO W., GHIGLIONE B., MOLINO B.: Serralunga d'Alba e i Falletti. Storia, arte, territorio di un feudo nelle Langhe. Comune di Serralunga D'alba, 2012.
- [2] FRESIA R.: Comune civitatis Albe. Affermazione, espansione territoriale e declino di una libera città medievale (XII-XIII secolo), Alba, 2002 in [1].
- [3] GRISERI A.: Itinerario di una provincia, Borgo San Dalmazzo, 1974 in [1].
- [4] MURATORE D.: Per una bibliografia storico-critica albese, in riv. "Alba Pompeia", 1908, in [1].
- [5] MORIONDO G.B.: Monumenta aquensia, Torino, 1790 in [1].
- [6] NIGRA C.: Il Castello di Serralunga d'Alba, in "Torino. Rassegna Mensile Municipale", 1936 in [1].
- [7] TALLONE.A.: Regesto dei Marchesi di Saluzzo (1091-1340), Pinerolo, 1906 in [1].
- [8] SOPRINTENDENZA PER I BENI ARCHITETTONICI E PAESAGGISTICI PER LE PROVINCE DI TORINO, ASTI, CUNEO, BIELLA E VERCELLI: Castello di Serralunga d'Alba.
- [9] D'ANDRADE: Castello di Serralunga, in [1].
- [10] AMATO G.: Tesi "Il centro storico di Serralunga d'Alba: Rilievo ed Analisi delle preesistenze e proposta di rifunzionalizzazione del castello come mezzo di valorizzazione delle economie locali", Politecnico di Torino, 1995.
- [11] MATTONE M.: Vittorio Mesturino: Architetto e Restauratore, Firenze, 2005.
- [12] UFFICIO TECNICO ERARIALE DI CUNEO: Progetto di consolidamento, restauro e sistemazione del castello di Serralunga d'Alba, Cuneo, 29 Marzo 1952 in [10].
- [13] SOPRINTENDENZA PER I BENI ARCHITETTONICI E PAESAGGISTICI: ASBAAP, CN, 405 BIS, n° 2901, Torino, 25 Giugno 1952 in [10].
- [14] SOPRINTENDENZA PER I BENI ARCHITETTONICI E PAESAGGISTICI: ASBAAP, CN, 405 BIS, Torino, 25 Agosto 1952 in [10].
- [15] MINISTERO PER I BENI E LE ATTIVITA' CULTURALI: Circolare n°26, 2 Dicembre 2010.
- [16] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI: Norme Tecniche per le Costruzioni, 17 Gennaio 2018.
- [17] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI: Circolare n°7 C.S.LL.PP., 21 Gennaio 2019.
- [18] UNI EN 1996-1-1: Eurocodice 6 "Progettazione delle strutture in muratura", novembre 2015.
- [19] DIPARTIMENTO DELLA PROTEZIONE CIVILE: Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato, ottobre 2010.
- [20] SETTIA A.: Castelli medievali, Universale Paperbacks Il Mulino, 2017.
- [21] COISSON E., FERRETTI D., LENTICCHIA E.: Analysis of damage mechanisms suffered by Italian fortified buildings hit by earthquakes in the last 40 years, Springer Science+Business Media, 2017.

- [22] LAGOMARSINO S.: On the vulnerability assessment of monumental buildings. Bull Earthp Eng 4:445-463, 2006.
- [23] COISSON E., FERRARI L., FERRETTI D., ROZZI M.: Non-smooth dynamic analysis of local seismic damage machanisms of the San Felice fortress in Northern Italy. Proc Eng 161:451-457. doi:10.1016/j.proeng.2016.08.589.

# **APPENDICE A**

	T		I	1	I		I	
Piano	Maschio murario	Direzione maschio	Base [m]	Altezza [m]	Area [m²]	Inclinazione [°]	$A_{xi}$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{yi}$ $[m^2]$
Sotterraneo (-1)	I1	3	1.75	2.9	5.08	11.1	4.89	4.89
Sotterraneo (-1)	I2	5	1.2	3.57	4.28	11.1	0.16	4.13
Sotterraneo (-1)	I3	3	1.2	1.2	1.44	0	1.44	1.44
Sotterraneo (-1)	I4	1	6.01	1.2	7.21	0	7.21	0.00
Sotterraneo (-1)	I5	3	1.1	1.2	1.32	0	1.32	1.32
Sotterraneo (-1)	I6	2	1.1	3.73	4.10	0	0.00	4.10
Sotterraneo (-1)	I7	4	21.09	2.2	46.40	1.8	46.35	0.05
Sotterraneo (-1)	I8	2	1.1	0.95	1.05	0	0.00	1.05
Sotterraneo (-1)	I9	3	1.1	2.2	2.42	0	2.42	2.42
Sotterraneo (-1)	I10	1	15.74	2.2	34.63	0	34.63	0.00
Sotterraneo (-1)	I11	3	2.2	2.41	5.30	5.2	5.26	5.26
Sotterraneo (-1)	I12	5	2.2	5.85	12.87	5.2	0.11	12.76
Sotterraneo (-1)	I13	4	1.67	1.51	2.52	32.7	1.79	0.74
Sotterraneo (-1)	I14	5	1.59	4	6.36	32.7	1.86	4.50
Sotterraneo (-1)	I15	4	1.65	2.87	4.74	30.7	3.50	1.23
Sotterraneo (-1)	SOLAIO I1	-	15.5	6.13	95.02	-	-	-
Sotterraneo (-1)	SOLAIO I2	-	-	-	7.07	-	-	-
Sotterraneo (-1)	SOLAIO I3	-	5.66	3.6	20.38	-	-	-
Piano terra (0)	T1	3	0.52	1.74	0.90	12.9	0.86	0.86
Piano terra (0)	T2	4	3.39	0.5	1.70	5.2	1.68	0.01
Piano terra (0)	Т3	5	0.47	2.05	0.96	3.3	0.00	0.96
Piano terra (0)	T4	5	0.77	5.06	3.90	3.3	0.01	3.88
Piano terra (0)	T5	5	0.77	0.28	0.22	3.3	0.00	0.21
Piano terra (0)	Т6	3	0.82	0.77	0.63	0	0.63	0.63
Piano terra (0)	T7	1	9.38	0.77	7.22	0	7.22	0.00
Piano terra (0)	T8	3	0.4	0.77	0.31	0	0.31	0.31
Piano terra (0)	T9	2	0.4	1.38	0.55	0	0.00	0.55
Piano terra (0)	T10	2	0.4	0.4	0.16	0	0.00	0.16
Piano terra (0)	T11	2	1.1	1.05	1.16	0	0.00	1.16
Piano terra (0)	T12	1	0.35	1.1	0.39	0	0.39	0.00
Piano terra (0)	T13	1	6.87	1.1	7.56	12.0	7.56	0.00
Piano terra (0)	T14 T15	5 2	0.51	3.61	1.84	12.9	0.09	1.75
Piano terra (0) Piano terra (0)	T16	4	1.1 20.21	3.73	4.10	1.8	0.00 34.32	4.10
(-)	T17	1		1.7	34.36 28.63	0	28.63	0.03
Piano terra (0) Piano terra (0)	T18	3	16.84	1.7	2.89	5.2	2.87	0.00 2.87
Piano terra (0)	T19	5	1.7	2.19	3.72	5.2	0.03	3.69
Piano terra (0)	T20	5	1.7	2.19		5.2	0.03	3.37
Piano terra (0)	T21	5	0.47	1.17	3.40 0.55	5.2	0.03	0.55
Piano terra (0)	T22	5	0.47	0.65	0.36	28.2	0.00	0.33
Piano terra (0)	T23	5	0.54	0.81	0.30	56.5	0.30	0.28
Piano terra (0)	T24	5	1.05	1.19	1.25	11.1	0.05	1.20
Piano terra (0)	T25	5	0.45	0.53	0.24	17.6	0.03	0.22
Piano terra (0)	T26	4	3.97	0.59	2.34	6.2	2.31	0.03
Piano terra (0)	T27	4	2.78	0.61	1.70	6.2	1.68	0.03
Piano terra (0)	T28	5	1.01	2.3	2.32	11.1	0.09	2.24
1 10110 10114 (0)	120		1.01	2.5	2.52	* * * * *	0.07	۳.∠¬

	1 04 05			
Piano terra (0) SOLAIO A1 - 15.49 6.13	94.95	-	-	-
Piano terra (0) SOLAIO A2	7.70	-	-	-
Piano terra (0) SOLAIO A3	6.53	-	-	-
Piano terra (0) SOLAIO A4	48.26	-	-	-
Piano primo (1) P1 5 1 5.2	5.20	11.1	0.19	5.01
Piano primo (1) P2 3 1 1	1.00	11.1	0.96	0.96
Piano primo (1) P3 4 3.7 1	3.70	11.1	3.56	0.14
Piano primo (1) P4 3 1 1	1.00	11.1	0.96	0.96
Piano primo (1) P5 5 1 4.2	4.20	11.1	0.16	4.04
Piano primo (1) P6 3 1 1	1.00	11.1	0.96	0.96
Piano primo (1) P7 4 2.9 1	2.90	11.1	2.79	0.11
Piano primo (1)   SOLAIO B3 - 3.75   4.2	15.75	_	-	_
Piano primo (1) P8 5 0.7 1.21	0.85	7.2	0.01	0.83
Piano primo (1) P9 5 0.65 2.31	1.50	3.3	0.00	1.50
Piano primo (1) P10 5 0.65 1.7	1.11	3.3	0.00	1.10
Piano primo (1) P11 5 0.65 0.61	0.40	3.3	0.00	0.40
Piano primo (1) P12 3 0.65 0.65	0.42	0	0.42	0.42
Piano primo (1) P13 1 2.31 0.65	1.50	0	1.50	0.00
Piano primo (1) P14 1 2.8 0.31	0.87	0	0.87	0.00
Piano primo (1) P15 1 2.55 0.65	1.66	0	1.66	0.00
		0		
	0.29		0.29	0.29
Piano primo (1) P17 2 0.45 1.31	0.59	0	0.00	0.59
Piano primo (1) P18 2 0.45 3.77	1.70	0	0.00	1.70
Piano primo (1) P19 1 1.4 0.65	0.91	0	0.91	0.00
Piano primo (1) P20 1 1.3 0.3	0.39	0	0.39	0.00
Piano primo (1) P21 1 4.12 0.65	2.68	0	2.68	0.00
Piano primo (1) P22 5 0.7 1.35	0.95	11.1	0.04	0.91
Piano primo (1) P23 1 0.5 0.3	0.15	0	0.15	0.00
Piano primo (1) P24 1 0.7 0.3	0.21	0	0.21	0.00
Piano primo (1) P25 1 0.65 0.3	0.20	0	0.20	0.00
Piano primo (1) P26 2 0.55 1.8	0.99	0	0.00	0.99
Piano primo (1) P27 2 0.88 2	1.76	0	0.00	1.76
Piano primo (1) P28 4 12.73 1.7	21.64	1.8	21.62	0.02
Piano primo (1) P29 4 3.23 1.7	5.49	1.8	5.49	0.01
Piano primo (1) P30 4 1.2 1.1	1.32	1.8	1.32	0.00
Piano primo (1) P31 4 2.78 1.7	4.73	1.8	4.72	0.00
Piano primo (1) P32 4 0.34 0.79	0.27	1.8	0.27	0.00
Piano primo (1) P33 1 2 1.7	3.40	0	3.40	0.00
Piano primo (1) P34 1 1.7 1.7	2.89	0	2.89	0.00
Piano primo (1) P35 1 2.3 1.7	3.91	0	3.91	0.00
Piano primo (1) P36 1 1.7 1.1	1.87	0	1.87	0.00
Piano primo (1) P37 1 6.74 1.7	11.46	0	11.46	0.00
Piano primo (1) P38 3 1.7 1.86	3.16	5.2	3.14	3.14
Piano primo (1) P39 5 1.7 0.6	1.02	5.2	0.01	1.01
Piano primo (1) P40 5 1.7 3.54	6.02	5.2	0.05	5.97
Piano primo (1) P41 5 0.85 1.1	0.94	5.2	0.03	0.93
Piano primo (1) P42 5 1.23 0.59	0.73	47.7	0.40	0.33
Piano primo (1) P43 5 0.69 0.55	0.73	47.7	0.40	0.33
Piano primo (1) P44 5 0.46 1.43	0.66	11	0.21	0.17
Piano primo (1) P45 5 0.64 1.56	1.00	11	0.02	0.03
Piano primo (1) P45 3 0.04 1.30 Piano primo (1) P46 4 3.54 0.41	1.45	7.7	1.43	0.96
	1.30	7.7	1.28	0.02
Piano primo (1) P48 5 1.15 3.02	3.47	18.7	0.36	3.12
Piano primo (1) P49 5 0.7 0.34	0.24	7.2	0.00	0.23
Piano primo (1) SOLAIO B1 - 14.34 6.15	88.19	-	-	-
Piano primo (1) SOLAIO B2	1.87	-	-	-
Piano primo (1) SOLAIO B4 - 5.7 9.3	53.01	-	-	-
Piano primo (1) SOLAIO B5 - 6.73 3.6	24.23	-	-	-
Piano secondo (2)         S1         3         1         1	1.00	11.1	0.96	0.96

Diana sasanda (2)	62	5	1	0.41	0.41	111	0.02	0.20
Piano secondo (2)	S2 S3	5	1	0.41	0.41	11.1	0.02	0.39
Piano secondo (2)	S4		1	3.05	3.05	11.1 11.1	0.11	2.94
Piano secondo (2)	S5 S5	3 4	1.5	1	1.00		0.96	0.96
Piano secondo (2) Piano secondo (2)	S6	4	1.19	1	1.50 1.19	11.1 11.1	1.44	0.06
Piano secondo (2)	S7	3	1.19	1	1.00	11.1	1.15 0.96	0.04
Piano secondo (2)	S8	5	1	4.2	4.20	11.1	0.36	4.04
Piano secondo (2)	S9	3	1	1	1.00	11.1	0.16	0.96
Piano secondo (2)	S10	4	2.4	1	2.40	11.1	2.31	0.09
Piano secondo (2)	SOLAIO C3	-	4.25	3.75	15.94	-	-	-
Piano secondo (2)	S11	4	2.12	0.53	1.12	1.8	1.12	0.00
Piano secondo (2)	S12	4	4.34	0.53	2.30	1.8	2.30	0.00
Piano secondo (2)	S13	2	0.3	1	0.30	0	0.00	0.30
Piano secondo (2)	S14	2	1.2	4.87	5.84	0	0.00	5.84
Piano secondo (2)	S15	2	0.5	3.87	1.94	0	0.00	1.94
Piano secondo (2)	S16	3	1.2	1.7	2.04	0	2.04	2.04
Piano secondo (2)	S17	1	5.93	1.7	10.08	0	10.08	0.00
Piano secondo (2)	S18	1	0.6	1.7	1.02	0	1.02	0.00
Piano secondo (2)	S19	1	1.2	1.3	1.56	0	1.56	0.00
Piano secondo (2)	S20	1	5.33	1.7	9.06	0	9.06	0.00
Piano secondo (2)	S21	3	1.7	1.86	3.16	5.2	3.14	3.14
Piano secondo (2)	S22	5	1.7	0.6	1.02	5.2	0.01	1.01
Piano secondo (2)	S23	5 4	1.7	3.45	5.87	5.2	0.05	5.82
Piano secondo (2) Piano secondo (2)	S24 S25	4	4.07 1.08	0.45	1.83 0.49	1.8	1.83 0.49	0.00 $0.00$
Piano secondo (2)	S26	4	1.62	0.45	0.73	1.8	0.49	0.00
Piano secondo (2)	S27	4	1.38	1.7	2.35	1.8	2.34	0.00
Piano secondo (2)	S28	4	1.09	1.7	1.85	1.8	1.85	0.00
Piano secondo (2)	S29	4	2	1.3	2.60	1.8	2.60	0.00
Piano secondo (2)	S30	4	2.9	1.7	4.93	1.8	4.93	0.00
Piano secondo (2)	S31	4	1.6	1.3	2.08	1.8	2.08	0.00
Piano secondo (2)	S32	4	1.03	1.7	1.75	1.8	1.75	0.00
Piano secondo (2)	S33	4	1.47	0.5	0.74	1.8	0.73	0.00
Piano secondo (2)	S34	4	0.91	1.7	1.55	1.8	1.55	0.00
Piano secondo (2)	S35	4	1.65	1.18	1.95	35	1.31	0.64
Piano secondo (2)	S36	5	1.14	1.1	1.25	22	0.18	1.08
Piano secondo (2)	S37	4	0.52	0.41	0.21	41.1	0.12	0.09
Piano secondo (2) Piano secondo (2)	S38 S39	5	1.06	1.18	1.25	26.4	0.25	1.00
Piano secondo (2)	S40	5	0.34	0.61	0.21	6.8	0.00	0.20
Piano secondo (2)	S41	5	0.83	0.67	0.19	26.4	0.04	0.16
Piano secondo (2)	S42	4	0.75	1.18	0.19	41.5	0.50	0.10
Piano secondo (2)	S43	4	0.5	0.36	0.18	41.5	0.10	0.08
Piano secondo (2)	S44	5	0.92	1.48	1.36	8.6	0.03	1.33
Piano secondo (2)	SOLAIO C1	-	13.95	6.15	85.79	-	-	-
Piano secondo (2)	SOLAIO C2	-	-	-	6.16	-	-	-
Piano secondo (2)	SOLAIO C4	-	8.1	11.51	93.23	-	-	-
Piano terzo (3)	R1	3	1	1	1.00	11.1	0.96	0.96
Piano terzo (3)	R2	5	1	0.64	0.64	11.1	0.02	0.62
Piano terzo (3)	R3	5	1	3.05	3.05	11.1	0.11	2.94
Piano terzo (3)	R4	3	1	1	1.00	11.1	0.96	0.96
Piano terzo (3)	R5	4	3.7	1	3.70	11.1	3.56	0.14
Piano terzo (3)	R6 R7	3 5	1	2.42	1.00	11.1	0.96	0.96
Piano terzo (3) Piano terzo (3)	R8	5	1	1.23	2.42 1.23	11.1	0.09	2.33
Piano terzo (3)	R9	3	1	1.23	1.00	11.1	0.03	0.96
Piano terzo (3)	R10	4	3.8	1	3.80	11.1	3.66	0.30
Piano terzo (3)	SOLAIO D3	-	4.2	3.75	15.75	-	-	-
Piano terzo (3)	R11	4	2.72	0.4	1.09	1.8	1.09	0.00
	•					•		

D: (2)	D12	1 4	1.0	0.4	0.40	1.0	0.40	0.00
Piano terzo (3)	R12	4	1.2	0.4	0.48	1.8	0.48	0.00
Piano terzo (3)	R13	2	0.65	0.4	0.26	1.8	0.26	0.00
Piano terzo (3)	R14 R15	2	0.8	1.52	1.22	0	0.00	1.22
Piano terzo (3)	R16	2	0.8	3.46	2.77 1.82	0	0.00	2.77 1.82
Piano terzo (3)	R17	3	1.3	0.7		0	0.00	0.91
Piano terzo (3) Piano terzo (3)	R18	1	1.3	0.7	0.91	0	0.39	0.91
Piano terzo (3)	R19	2	0.3	1.6	0.39	0	0.00	0.48
Piano terzo (3)	R20	2	0.3	3	1.20	0	0.00	1.20
Piano terzo (3)	R21	1	2.92	0.7	2.04	0	2.04	0.00
Piano terzo (3)	R22	1	1	0.78	0.78	0	0.78	0.00
Piano terzo (3)	R23	1	1.2	0.7	0.84	0	0.84	0.00
Piano terzo (3)	R24	1	1	0.7	0.70	0	0.70	0.00
Piano terzo (3)	R25	1	1	0.7	0.70	0	0.70	0.00
Piano terzo (3)	R26	1	1.51	0.7	1.06	0	1.06	0.00
Piano terzo (3)	R27	4	0.68	0.91	0.62	27.6	0.49	0.13
Piano terzo (3)	R28	5	0.68	1	0.68	1.5	0.00	0.68
Piano terzo (3)	R29	5	0.36	0.62	0.22	35.7	0.08	0.15
Piano terzo (3)	R30	5	0.3	0.38	0.11	5.2	0.00	0.11
Piano terzo (3)	R31	5	0.7	0.91	0.64	5.2	0.01	0.63
Piano terzo (3)	R32	5	0.7	1.1	0.77	5.2	0.01	0.76
Piano terzo (3)	R33	4	2.43	0.4	0.97	1.8	0.97	0.00
Piano terzo (3)	R34	4	1.2	0.4	0.48	1.8	0.48	0.00
Piano terzo (3)	R35	4	2.23	0.4	0.89	1.8	0.89	0.00
Piano terzo (3)	R36	4	0.65	0.4	0.26	1.8	0.26	0.00
Piano terzo (3)	R37	4	1.2	0.4	0.48	1.8	0.48	0.00
Piano terzo (3)	R38	4	1.2	0.4	0.48	1.8	0.48	0.00
Piano terzo (3)	R39	4	1.2	0.4	0.48	1.8	0.48	0.00
Piano terzo (3)	R40	4	1.2	0.4	0.48	1.8	0.48	0.00
Piano terzo (3) Piano terzo (3)	R41 R42	4	1.2	0.4	0.48	1.8	0.48	0.00
Piano terzo (3)	R42	5	0.77	1.02	0.46	41.3	0.46	0.44
Piano terzo (3)	R44	4	1.1	0.88	0.79	4.3	0.96	0.44
Piano terzo (3)	R45	4	1.3	1	1.30	35	0.87	0.43
Piano terzo (3)	R46	5	1.1	1.06	1.17	22	0.16	1.00
Piano terzo (3)	R47	4	0.52	0.41	0.21	41.1	0.12	0.09
Piano terzo (3)	R48	5	1.05	1.05	1.10	26.4	0.22	0.88
Piano terzo (3)	R49	5	0.34	0.61	0.21	6.8	0.00	0.20
Piano terzo (3)	R50	5	0.85	1	0.85	11.5	0.03	0.82
Piano terzo (3)	R51	5	0.29	0.67	0.19	26.4	0.04	0.16
Piano terzo (3)	R52	5	0.75	1.03	0.77	48.5	0.43	0.34
Piano terzo (3)	R53	4	0.5	0.36	0.18	48.5	0.08	0.10
Piano terzo (3)	R54	5	0.95	1.53	1.45	3.9	0.01	1.45
Piano terzo (3)	SOLAIO D1	-	-	-	135.46	-	-	-
Piano terzo (3)	SOLAIO D2	-	-	-	7.07	-	-	-
Piano quarto (4)	Q1	3	0.5	0.5	0.25	11.1	0.24	0.24
Piano quarto (4)	Q2	5	0.5	0.77	0.39	11.1	0.01	0.37
Piano quarto (4)	Q3	5	0.5	1.46	0.73	11.1	0.03	0.70
Piano quarto (4)	Q4	5	0.5	1.17	0.59	11.1	0.02	0.56
Piano quarto (4)	Q5	3	0.5	0.5	0.25	11.1	0.24	0.24
Piano quarto (4)	Q6	4	0.7	0.5	0.35	11.1	0.34	0.01
Piano quarto (4)	Q7	4	1.5	0.5	0.75	11.1	0.72	0.03
Piano quarto (4)	Q8	4	0.7	0.5	0.35	11.1	0.34	0.01
Piano quarto (4)	Q9 Q10	3 5	0.5	0.5	0.25	11.1	0.24	0.24
Piano quarto (4) Piano quarto (4)	Q10 Q11	5	0.5	1.5	0.40	11.1	0.01	0.39
Piano quarto (4)	Q11 Q12	5	0.5	0.95	0.73	11.1	0.03	0.72
Piano quarto (4)	Q12 Q13	3	0.5	0.93	0.48	11.1	0.02	0.46
Piano quarto (4)	Q13 Q14	4	0.8	0.5	0.23	11.1	0.24	0.24
1 mile quarte (4)	Γ ζιτ		0.0	0.5	0.70	11.1	0.37	0.01

Piano quarto (4)	Q15	4	1.5	0.5	0.75	11.1	0.72	0.03
Piano quarto (4)	Q16	4	0.7	0.5	0.35	11.1	0.34	0.01
Piano quarto (4)	SOLAIO E3	-	4.75	5.2	24.70	ı	-	ı
Piano quarto (4)	Q17	5	1.06	1.64	1.74	50.3	1.03	0.71
Piano quarto (4)	Q18	5	1.05	1.55	1.63	23.3	0.25	1.37
Piano quarto (4)	Q19	4	1.42	1.04	1.48	6.4	1.46	0.02
Piano quarto (4)	Q20	5	1.03	1.5	1.55	38.1	0.59	0.96
Piano quarto (4)	Q21	5	1.02	1.43	1.46	23.5	0.23	1.23
Piano quarto (4)	Q22	4	1.31	1.02	1.34	8.9	1.30	0.03
Piano quarto (4)	SOLAIO E1	-	-	-	181.61	-	-	-
Piano quarto (4)	SOLAIO E2	-	-	-	7.07	-	-	-
Piano coperture (5)	SOLAIO F3	-	_	-	35.65	-	-	-
Piano coperture (5)	SOLAIO F2	-	-	-	19.64	-	-	-

Tabella A1: Caratteristiche geometriche e meccaniche dei maschi murari per un livello di conoscenza LC1.

Piano	Maschio murario	Direzione maschio	Baricentro $X_g \ [m]$	Baricentro $Y_g$ [m]	Inerzia secondo $x J_x[m^4]$	Inerzia secondo y $J_y [m^4]$	Altezza elemento [m]	Peso specifico [kN/m³]
Sotterraneo (-1)	I1	3	2.91	4.90	3.56	1.30	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I2	5	2.35	2.89	4.55	0.51	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I3	3	1.89	0.60	0.17	0.17	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I4	1	5.63	0.60	0.87	21.71	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I5	3	9.18	0.60	0.16	0.13	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I6	2	9.19	3.06	4.76	0.41	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I7	4	14.32	6.19	18.71	1719.77	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I8	2	9.18	-0.48	0.08	0.11	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I9	3	9.18	-2.05	0.98	0.24	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I10	1	17.60	-2.05	13.97	714.92	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I11	3	26.68	-2.05	2.57	2.14	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I12	5	26.30	2.06	36.70	5.19	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I13	4	28.26	4.76	0.48	0.59	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I14	5	28.83	6.88	8.48	1.34	5.5	18
Sotterraneo (-1)	I15	4	25.97	8.51	3.25	1.07	5.5	18
Sotterraneo (-1)	SOLAIO I1	-	17.56	2.10	297.53	1902.28	0.6	20.65
Sotterraneo (-1)	SOLAIO I2	-	26.57	6.33	-	-	0.6	20.65
Sotterraneo (-1)	SOLAIO I3	-	5.82	2.97	-	-	0.6	20.65
Piano terra (0)	T1	3	3.23	5.65	0.23	0.02	6.04	18
Piano terra (0)	T2	4	-0.76	4.95	0.04	1.62	6.04	18
Piano terra (0)	T3	5	0.88	3.73	0.34	0.02	6.04	18
Piano terra (0)	T4	5	-0.92	-1.30	8.31	0.19	6.04	18
Piano terra (0)	T5	5	-1.12	-4.86	0.00	0.01	6.04	18
Piano terra (0)	T6	3	-1.16	-5.41	0.03	0.04	6.04	18
Piano terra (0)	T7	1	3.94	-5.41	0.36	52.96	6.04	18
Piano terra (0)	T8	3	8.84	-5.41	0.02	0.00	6.04	18
Piano terra (0)	Т9	2	8.84	-4.34	0.09	0.01	6.04	18
Piano terra (0)	T10	2	8.84	-2.85	0.00	0.00	6.04	18
Piano terra (0)	T11	2	9.19	0.68	0.11	0.12	6.04	18
Piano terra (0)	T12	1	8.46	0.68	0.04	0.00	6.04	18
Piano terra (0)	T13	1	4.15	0.68	0.76	29.72	6.04	18

	7					1		
Piano terra (0)	T14	5	2.72	3.02	2.00	0.04	6.04	18
Piano terra (0)	T15	2	9.19	3.07	4.76	0.41	6.04	18
Piano terra (0)	T16	4	13.78	5.92	8.27	1169.41	6.04	18
Piano terra (0)	T17	1	17.06	-1.80	6.89	676.54	6.04	18
Piano terra (0)	T18	3	26.40	-1.72	0.70	0.70	6.04	18
Piano terra (0)	T19	5	26.22	0.22	1.49	0.90	6.04	18
Piano terra (0)	T20	5	25.89	3.93	1.13	0.82	6.04	18
Piano terra (0)	T21	5	26.93	4.44	0.06	0.01	6.04	18
Piano terra (0)	T22	5	27.55	4.39	0.01	0.01	6.04	18
Piano terra (0)	T23	5	28.36	4.99	0.02	0.01	6.04	18
Piano terra (0)	T24	5	28.53	6.06	0.15	0.11	6.04	18
Piano terra (0)	T25	5	28.76	6.96	0.01	0.00	6.04	18
Piano terra (0)	T26	4	26.69	7.89	0.07	3.08	6.04	18
Piano terra (0)	T27	4	26.84	8.48	0.05	1.09	6.04	18
Piano terra (0)	T28	5	24.62	6.65	1.02	0.20	6.04	18
Piano terra (0)	SOLAIO A1	-	17.50	2.08	297.34	1898.60	0.6	20.65
Piano terra (0)	SOLAIO A2	-	26.51	6.28	-	-	0.6	20.65
Piano terra (0)	SOLAIO A3	_	0.95	2.40	-	-	1.6	20.65
Piano terra (0)	SOLAIO A4	_	4.06	-2.43	-	=	0.6	20.65
Piano primo (1)	P1	5	1.94	6.50	11.72	0.43	5.7	18
Piano primo (1)	P2	3	2.53	9.54	0.08	0.43	5.7	18
Piano primo (1)	P3	4	0.22	9.99	0.31	4.22	5.7	18
Piano primo (1)	P4	3	-2.09	10.45	0.08	0.08	5.7	18
Piano primo (1)	P5	5	-2.63	7.92	6.17	0.35	5.7	18
	P6	3		5.37	0.08		5.7	18
Piano primo (1)	P7	4	-3.18 -1.27	4.99	0.08	2.03	5.7	18
Piano primo (1)								
Piano primo (1)	SOLAIO B3	-	-0.30	7.44	23.15	18.46	0.6	19.15
Piano primo (1)	P8 P9	5	-0.63	2.59	0.10	0.03	5.7	18
Piano primo (1)		5	-0.90	0.03	0.67	0.05	5.7	18
Piano primo (1)	P10	5	-1.06	-2.77	0.27	0.04	5.7	18
Piano primo (1)	P11	5	-1.18	-4.82	0.01	0.01	5.7	18
Piano primo (1)	P12	3	-1.22	-5.45	0.01	0.01	5.7	18
Piano primo (1)	P13	1	0.28	-5.47	0.05	0.67	5.7	18
Piano primo (1)	P14	1	3.74	-5.47	0.01	0.57	5.7	18
Piano primo (1)	P15	1	7.31	-5.47	0.06	0.90	5.7	18
Piano primo (1)	P16	3	8.81	-5.47	0.01	0.00	5.7	18
Piano primo (1)	P17	2	8.81	-4.49	0.08	0.01	5.7	18
Piano primo (1)	P18	2	8.81	-0.98	2.01	0.03	5.7	18
Piano primo (1)	P19	1	6.84	0.88	0.03	0.15	5.7	18
Piano primo (1)	P20	1	5.49	1.05	0.00	0.05	5.7	18
Piano primo (1)	P21	1	2.77	0.88	0.09	3.79	5.7	18
Piano primo (1)	P22	5	1.21	1.94	0.14	0.04	5.7	18
Piano primo (1)	P23	1	8.79	1.06	0.00	0.00	5.7	18
Piano primo (1)	P24	1	9.37	1.07	0.00	0.01	5.7	18
Piano primo (1)	P25	1	10.59	1.09	0.00	0.01	5.7	18
Piano primo (1)	P26	2	10.57	3.07	0.27	0.02	5.7	18
Piano primo (1)	P27	2	8.92	3.12	0.59	0.11	5.7	18
Piano primo (1)	P28	4	8.81	5.77	5.21	292.25	5.7	18
Piano primo (1)	P29	4	17.99	6.06	1.32	4.77	5.7	18
Piano primo (1)	P30	4	20.19	6.43	0.13	0.16	5.7	18
Piano primo (1)	P31	4	22.19	6.19	1.14	3.04	5.7	18
Piano primo (1)	P32	4	23.74	6.70	0.01	0.00	5.7	18
Piano primo (1)	P33	1	10.04	-1.80	0.82	1.13	5.7	18
Piano primo (1)	P34	1	12.69	-1.80	0.70	0.70	5.7	18
Piano primo (1)	P35	1	15.89	-1.80	0.94	1.72	5.7	18
Piano primo (1)	P36	1	17.89	-2.10	0.19	0.45	5.7	18
Piano primo (1)	P37	1	22.11	-1.80	2.76	43.38	5.7	18
Piano primo (1)	P38	3	26.41	-1.80	0.91	0.76	5.7	18
Piano primo (1)	P39	5	26.29	-0.57	0.03	0.25	5.7	18

Piano primo (1)	P40	5	25.95	3.19	6.28	1.45	5.7	18
Piano primo (1)	P41	5	27.12	4.42	0.09	0.06	5.7	18
Piano primo (1)	P42	5	28.17	4.82	0.02	0.09	5.7	18
Piano primo (1)	P43	5	27.77	5.23	0.01	0.02	5.7	18
Piano primo (1)	P44	5	28.68	6.89	0.11	0.01	5.7	18
Piano primo (1)	P45	5	28.11	28.11	0.20	0.03	5.7	18
Piano primo (1)	P46	4	26.78	8.10	0.02	1.52	5.7	18
Piano primo (1)	P47	4	26.89	8.53	0.02	0.76	5.7	18
• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	P48	5	24.64		2.64		5.7	18
Piano primo (1)		5		6.63		0.38		
Piano primo (1)	P49		-0.79	1.37	0.00	0.01	5.7	18
Piano primo (1)	SOLAIO B1	-	18.20	2.08	277.97	1511.27	0.6	21.18
Piano primo (1)	SOLAIO B2	-	26.09	5.32	-	-	0.6	21.18
Piano primo (1)	SOLAIO B4	-	3.94	-2.31	-	-	0.6	21.18
Piano primo (1)	SOLAIO B5	-	5.14	2.97	-	-	0.6	21.18
Piano secondo (2)	S1	3	1.56	4.44	0.08	0.08	5.85	18
Piano secondo (2)	S2	5	1.70	5.13	0.01	0.03	5.85	18
Piano secondo (2)	S3	5	2.17	7.56	2.36	0.25	5.85	18
Piano secondo (2)	S4	3	2.56	9.54	0.08	0.08	5.85	18
Piano secondo (2)	S5	4	1.33	9.78	0.13	0.28	5.85	18
Piano secondo (2)	S6	4	-0.97	10.24	0.10	0.14	5.85	18
Piano secondo (2)	S7	3	-2.05	10.45	0.08	0.08	5.85	18
Piano secondo (2)	S8	5	-2.59	7.91	6.17	0.35	5.85	18
Piano secondo (2)	S9	3	-3.12	5.36	0.08	0.08	5.85	18
Piano secondo (2)	S10	4	-0.11	4.77	0.20	1.15	5.85	18
		-						
Piano secondo (2)	SOLAIO C3	-	-0.28	7.42	18.68	23.99	0.6	19.15
Piano secondo (2)	S11	4	3.89	5.03	0.03	0.42	5.5	18
Piano secondo (2)	S12	4	7.59	5.14	0.05	3.61	5.5	18
Piano secondo (2)	S13	2	8.76	4.42	0.03	0.00	5.5	18
Piano secondo (2)	S14	2	9.21	1.49	11.55	0.70	5.5	18
Piano secondo (2)	S15	2	11.06	1.79	2.42	0.04	5.5	18
Piano secondo (2)	S16	3	9.21	-1.80	0.49	0.24	5.5	18
Piano secondo (2)	S17	1	13.58	-1.80	2.43	29.54	5.5	18
Piano secondo (2)	S18	1	18.64	-1.80	0.25	0.03	5.5	18
Piano secondo (2)	S19	1	19.54	-2.00	0.22	0.19	5.5	18
Piano secondo (2)	S20	1	22.81	-1.80	2.18	21.45	5.5	18
Piano secondo (2)	S21	3	26.41	-1.80	0.91	0.76	5.5	18
Piano secondo (2)	S22	5	26.29	-0.57	0.03	0.25	5.5	18
Piano secondo (2)	S23	5	25.96	3.14	5.82	1.41	5.5	18
Piano secondo (2)	S24	4	4.50	6.26	0.03	2.53	5.5	18
	S25	4	7.57				5.5	18
Piano secondo (2)				6.35	0.01	0.05		
Piano secondo (2)	S26	4	9.41	6.41	0.01	0.16	5.5	18
Piano secondo (2)	S27	4	10.93	5.83	0.56	0.37	5.5	18
Piano secondo (2)	S28	4	13.77	5.92	0.45	0.18	5.5	18
Piano secondo (2)	S29	4	15.30	6.17	0.37	0.87	5.5	18
Piano secondo (2)	S30	4	17.76	6.05	1.19	3.46	5.5	18
Piano secondo (2)	S31	4	20.00	6.32	0.29	0.44	5.5	18
Piano secondo (2)	S32	4	21.32	6.16	0.42	0.15	5.5	18
Piano secondo (2)	S33	4	22.55	6.80	0.02	0.13	5.5	18
Piano secondo (2)	S34	4	23.76	6.24	0.37	0.11	5.5	18
Piano secondo (2)	S35	4	27.68	4.74	0.23	0.44	5.5	18
Piano secondo (2)	S36	5	28.41	6.95	0.13	0.14	5.5	18
Piano secondo (2)	S37	4	28.27	7.79	0.00	0.00	5.5	18
Piano secondo (2)	S38	5	27.46	8.02	0.15	0.12	5.5	18
Piano secondo (2)	S39	5	26.82	8.51	0.13	0.12	5.5	18
` '	S40	5			0.01		5.5	18
Piano secondo (2)			26.19	8.19		0.06		
Piano secondo (2)	S41	5	25.52	8.23	0.01	0.00	5.5	18
Piano secondo (2)	S42	4	25.20	7.66	0.10	0.04	5.5	18
Piano secondo (2)	S43	4	24.49	7.45	0.00	0.00	5.5	18
Piano secondo (2)	S44	5	24.76	6.44	0.25	0.10	5.5	18

Piano secondo (2)	SOLAIO C1	_	17.43	2.39	270.41	1391.29	0.6	7.52
Piano secondo (2)	SOLAIO C2	-	26.57	6.33	-	-	0.6	7.52
Piano secondo (2)	SOLAIO C4	-	3.10	-2.37	-	-	0.6	7.52
Piano terzo (3)	R1	3	1.56	4.44	0.08	0.08	5.85	18
Piano terzo (3)	R2	5	1.72	5.25	0.02	0.05	5.85	18
Piano terzo (3)	R3	5	2.17	7.56	2.36	0.25	5.85	18
Piano terzo (3)	R4	3	2.56	9.54	0.08	0.08	5.85	18
Piano terzo (3)	R5	4	0.25	10.00	0.31	4.22	5.85	18
Piano terzo (3)	R6	3	-2.06	10.45	0.08	0.08	5.85	18
Piano terzo (3)	R7	5	-2.42	8.78	1.18	0.20	5.85	18
Piano terzo (3)	R8	5	-2.91	6.46	0.16	0.10	5.85	18
Piano terzo (3)	R9	3	-3.14	5.36	0.08	0.08	5.85	18
Piano terzo (3)	R10	4	-0.79	4.90	0.32	4.57	5.85	18
Piano terzo (3)	SOLAIO D3	-	-0.27	7.44	18.46	23.15	0.6	18.90
Piano terzo (3)	R11	4	3.57	4.97	0.01	0.67	3.15	18
Piano terzo (3)	R12	4	6.53	5.05	0.01	0.06	3.15	18
Piano terzo (3)	R13	4	8.25	5.10	0.00	0.01	3.15	18
Piano terzo (3)	R14	2 2	8.99 8.99	4.57	0.23 2.76	0.06	3.15	18
Piano terzo (3) Piano terzo (3)	R15 R16	2	9.24	1.18 -1.25	0.30	0.15 0.26	3.15	18 18
Piano terzo (3)	R17	3	9.24	-2.30	0.30	0.26	3.15	18
Piano terzo (3)	R18	1	10.54	-0.70	0.04	0.13	3.15	18
Piano terzo (3)	R19	2	11.04	0.25	0.10	0.00	3.15	18
Piano terzo (3)	R20	2	12.33	-0.45	0.90	0.02	3.15	18
Piano terzo (3)	R21	1	12.34	-2.30	0.08	1.45	3.15	18
Piano terzo (3)	R22	1	15.50	-2.30	0.04	0.07	3.15	18
Piano terzo (3)	R23	1	17.90	-2.30	0.03	0.10	3.15	18
Piano terzo (3)	R24	1	20.30	-2.30	0.03	0.06	3.15	18
Piano terzo (3)	R25	1	22.60	-2.30	0.03	0.06	3.15	18
Piano terzo (3)	R26	1	25.16	-2.30	0.04	0.20	3.15	18
Piano terzo (3)	R27	4	26.88	-2.26	0.04	0.02	3.15	18
Piano terzo (3)	R28	5	27.55	-1.10	0.06	0.03	3.15	18
Piano terzo (3)	R29	5	27.05	-0.09	0.01	0.00	3.15	18
Piano terzo (3)	R30	5	26.54	0.02	0.00	0.00	3.15	18
Piano terzo (3)	R31	5	26.68	0.68	0.04	0.03	3.15	18
Piano terzo (3)	R32	5	26.53	2.37	0.08	0.03	3.15	18
Piano terzo (3)	R33	4	3.67	6.25	0.01	0.48	3.15	18
Piano terzo (3)	R34	4	6.49	6.34	0.01	0.06	3.15	18
Piano terzo (3)	R35	4	9.00	6.42	0.01	0.37	3.15	18
Piano terzo (3)	R36	4	11.24	6.49	0.00	0.01	3.15	18
Piano terzo (3)	R37	4	13.06	6.55	0.01	0.06	3.15	18
Piano terzo (3)	R38	4	15.16	6.62	0.01	0.06	3.15	18
Piano terzo (3) Piano terzo (3)	R39 R40	4	17.26	6.69	0.01	0.06	3.15	18 18
Piano terzo (3)	R40 R41	4	19.36 21.46	6.75 6.82	0.01	0.06	3.15	18
Piano terzo (3)	R42	4	23.52	6.88	0.01	0.06	3.15	18
Piano terzo (3)	R42 R43	5	25.35	4.74	0.01	0.03	5.65	18
Piano terzo (3)	R44	4	26.42	4.30	0.06	0.10	5.65	18
Piano terzo (3)	R45	4	27.77	4.73	0.00	0.18	5.65	18
Piano terzo (3)	R46	5	28.45	6.97	0.11	0.12	5.65	18
Piano terzo (3)	R47	4	28.27	7.80	0.00	0.00	5.65	18
Piano terzo (3)	R48	5	27.49	8.09	0.10	0.10	5.65	18
Piano terzo (3)	R49	5	26.82	8.51	0.01	0.00	5.65	18
Piano terzo (3)	R50	5	26.17	8.29	0.07	0.05	5.65	18
Piano terzo (3)	R51	5	25.52	8.23	0.01	0.00	5.65	18
Piano terzo (3)	R52	5	25.14	7.71	0.07	0.04	5.65	18
Piano terzo (3)	R53	4	24.49	7.45	0.00	0.00	5.65	18
Piano terzo (3)	R54	5	24.61	6.37	0.28	0.11	5.65	18
Piano terzo (3)	SOLAIO D1	-	17.70	2.47	-	-	0.6	20.40

Piano terzo (3)	SOLAIO D2	_	26.57	6.33	_	_	0.6	20.40
Piano quarto (4)	Q1	3	1.76	4.15	0.01	0.01	4.96	18
Piano quarto (4)	Q2	5	1.88	4.77	0.02	0.01	4.96	18
Piano quarto (4)	Q3	5	2.26	6.75	0.13	0.02	4.96	18
Piano quarto (4)	Q4	5	2.69	8.92	0.07	0.01	4.96	18
Piano quarto (4)	Q5	3	2.85	9.74	0.01	0.01	4.96	18
Piano quarto (4)	Q6	4	2.26	9.86	0.01	0.01	4.96	18
Piano quarto (4)	Q7	4	0.30	10.24	0.02	0.14	4.96	18
Piano quarto (4)	Q8	4	-1.67	10.62	0.01	0.01	4.96	18
Piano quarto (4)	Q9	3	-2.26	10.74	0.01	0.01	4.96	18
Piano quarto (4)	Q10	5	-2.39	10.11	0.02	0.01	4.96	18
Piano quarto (4)	Q11	5	-2.83	8.05	0.14	0.02	4.96	18
Piano quarto (4)	Q12	5	-3.29	5.87	0.04	0.01	4.96	18
Piano quarto (4)	Q13	3	-3.44	5.16	0.01	0.01	4.96	18
Piano quarto (4)	Q14	4	-2.81	5.04	0.01	0.02	4.96	18
Piano quarto (4)	Q15	4	-0.80	4.65	0.02	0.14	4.96	18
Piano quarto (4)	Q16	4	1.17	4.26	0.01	0.01	4.96	18
Piano quarto (4)	SOLAIO E3	-	-0.28	7.44	55.66	46.44	0.6	19.15
Piano quarto (4)	Q17	5	28.09	5.08	0.39	0.16	3.81	18
Piano quarto (4)	Q18	5	28.38	7.12	0.33	0.15	3.81	18
Piano quarto (4)	Q19	4	26.80	8.30	0.13	0.25	3.81	18
Piano quarto (4)	Q20	5	25.00	7.55	0.29	0.14	3.81	18
Piano quarto (4)	Q21	5	24.75	5.54	0.25	0.13	3.81	18
Piano quarto (4)	Q22	4	26.26	4.36	0.12	0.19	3.81	18
Piano quarto (4)	SOLAIO E1	-	16.78	2.12	-	ı	0.6	13.08
Piano quarto (4)	SOLAIO E2	-	26.57	6.33	-	ı	0.6	13.08
Piano coperture (5)	SOLAIO F3	-	-0.27	7.43	-	-	0.6	5.67
Piano coperture (5)	SOLAIO F2	-	26.57	6.32	-	-	0.6	3.11

Tabella A2: Caratteristiche geometriche e meccaniche dei maschi murari per un livello di conoscenza LC1.

Piano	Maschio murario	Direzione maschio	Momento statico delle masse Sx kN[m]	Momento statico delle masse Sy [kNm]	Massa maschio murario [kN]
Sotterraneo (-1)	I1	3	2460.93	1463.06	502.43
Sotterraneo (-1)	I2	5	1225.70	997.86	424.12
Sotterraneo (-1)	I3	3	85.54	269.50	142.56
Sotterraneo (-1)	I4	1	428.39	4019.40	713.99
Sotterraneo (-1)	I5	3	78.41	1200.18	130.68
Sotterraneo (-1)	I6	2	1244.10	3730.92	406.20
Sotterraneo (-1)	I7	4	28429.02	65787.62	4593.40
Sotterraneo (-1)	I8	2	-49.14	950.14	103.46
Sotterraneo (-1)	I9	3	-491.14	2200.33	239.58
Sotterraneo (-1)	I10	1	-7027.75	60347.83	3428.17
Sotterraneo (-1)	I11	3	-1076.04	14002.81	524.90
Sotterraneo (-1)	I12	5	2626.11	33515.10	1274.13
Sotterraneo (-1)	I13	4	1187.93	7054.54	249.65
Sotterraneo (-1)	I14	5	4334.69	18152.71	629.64
Sotterraneo (-1)	I15	4	3987.92	12176.19	468.81
Sotterraneo (-1)	SOLAIO I1	-	2472.22	20675.54	-
Sotterraneo (-1)	SOLAIO I2	-	554.15	2326.85	-
Sotterraneo (-1)	SOLAIO I3	-	750.95	1469.88	-

Piano terra (0)	T1	3	555.54	317.96	98.37
Piano terra (0)	T2	4	912.08	-139.83	184.28
Piano terra (0)	Т3	5	391.00	91.71	104.75
Piano terra (0)	T4	5	-550.21	-389.16	423.59
Piano terra (0)	T5	5	-113.99	-26.36	23.44
Piano terra (0)	T6	3	-371.53	-79.36	68.65
Piano terra (0)	T7	1	-4249.96	3096.91	785.24
Piano terra (0)	Т8	3	-181.23	295.88	33.49
Piano terra (0)	Т9	2	-260.30	530.28	60.01
Piano terra (0)	T10	2	-49.53	153.70	17.40
Piano terra (0)	T11	2	85.10	1153.50	125.57
Piano terra (0)	T12	1	28.37	354.15	41.86
Piano terra (0)	T13	1	556.80	3409.71	821.60
Piano terra (0)	T14	5	604.90	544.29	200.16
Piano terra (0)	T15	2	1367.45	4098.08	446.08
Piano terra (0)	T16	4	22129.74	51477.94	3735.29
Piano terra (0)	T17	1	-5593.98	53084.15	3112.44
Piano terra (0)	T18	3	-540.58	8294.43	314.20
Piano terra (0)	T19	5	89.05	10613.94	404.76
Piano terra (0)	T20	5	1453.31	9568.63	369.65
Piano terra (0)	T21	5	265.59	1609.90	59.79
Piano terra (0)	T22	5	173.61	1090.45	39.57
Piano terra (0)	T23	5	237.49	1348.50	47.55
Piano terra (0)	T24	5	822.63	3876.07	135.85
Piano terra (0)	T25	5	180.59	745.86	25.93
Piano terra (0)	T26	4	2008.44	6797.32	254.65
Piano terra (0)	T27	4	1563.12	4948.27	184.37
	T28	5		6218.22	252.56
Piano terra (0)			1679.63		232.30
Piano terra (0)	SOLAIO A2	-	2450.04	20586.91	-
Piano terra (0)	SOLATO A2	-	599.40	2528.79	-
Piano terra (0)	SOLATO A4	-	517.59	205.11	-
Piano terra (0)	SOLAIO A4	-	-1455.05	2430.12	522.52
Piano primo (1)	P1	5	3468.52	1032.63	533.52
Piano primo (1)	P2	3	979.17	259.59	102.60
Piano primo (1)	P3	4	3794.07	84.96	379.62
Piano primo (1)	P4	3	1072.44	-213.93	102.60
Piano primo (1)	P5	5	3413.75	-1131.73	430.92
Piano primo (1)	P6	3	550.45	-326.12	102.60
Piano primo (1)	P7	4	1483.89	-377.40	297.54
Piano primo (1)	SOLAIO B3	-	1346.38	-54.56	-
Piano primo (1)	P8	5	224.86	-55.04	86.90
Piano primo (1)	P9	5	4.68	-138.89	154.05
Piano primo (1)	P10	5	-314.13	-120.54	113.37
Piano primo (1)	P11	5	-196.25	-48.09	40.68
Piano primo (1)	P12	3	-236.41	-52.82	43.35
Piano primo (1)	P13	1	-843.03	43.18	154.05
Piano primo (1)	P14	1	-487.35	332.72	89.06
Piano primo (1)	P15	1	-930.62	1243.31	170.06
Piano primo (1)	P16	3	-164.23	264.42	30.01
Piano primo (1)	P17	2	-271.65	532.91	60.48
Piano primo (1)	P18	2	-171.38	1533.65	174.06
Piano primo (1)	P19	1	81.95	638.25	93.37
Piano primo (1)	P20	1	42.12	219.52	40.01
Piano primo (1)	P21	1	241.16	762.11	274.76
Piano primo (1)	P22	5	188.46	116.95	96.96
Piano primo (1)	P23	1	16.25	135.21	15.39
Piano primo (1)	P24	1	23.08	201.91	21.55
Piano primo (1)	P25	1	21.81	211.78	20.01
Piano primo (1)	P26	2	311.96	1073.92	101.57
primo (1)	1 20		511.70	1010.72	101.07

D: ' (1)	D27		7.62.04	1,600,01	100.70
Piano primo (1)	P27	2	563.04	1609.91	180.58
Piano primo (1)	P28	4	12804.85	19572.31	2220.37
Piano primo (1)	P29	4	3412.88	10134.53	563.38
Piano primo (1)	P30	4	870.56	2734.91	135.43
Piano primo (1)	P31	4	3002.04	10761.06	484.89
Piano primo (1)	P32	4	184.56	654.22	27.56
Piano primo (1)	P33	1	-626.97	3500.96	348.84
Piano primo (1)	P34	1	-532.92	3761.58	296.51
Piano primo (1)	P35	1	-721.02	6372.92	401.17
Piano primo (1)	P36	1	-402.39	3431.64	191.86
Piano primo (1)	P37	1	-2112.89	25987.02	1175.59
Piano primo (1)	P38	3	-583.08	8566.50	324.42
Piano primo (1)	P39	5	-59.84	2751.75	104.65
Piano primo (1)	P40	5	1966.57	16024.91	617.45
Piano primo (1)	P41	5	424.27	2601.83	95.93
Piano primo (1)	P42	5	358.52	2097.26	74.46
Piano primo (1)	P43	5	203.48	1081.28	38.94
Piano primo (1)	P44	5	465.30	1935.63	67.49
Piano primo (1)	P45	5	2879.10	2879.10	102.44
• • • •		4			
Piano primo (1)	P46 P47	4	1205.75	3987.70	148.91
Piano primo (1)			1137.07	3582.92	133.23
Piano primo (1)	P48	5	2362.93	8778.90	356.33
Piano primo (1)	P49	5	33.51	-19.22	24.42
Piano primo (1)	SOLAIO B1	-	2333.24	20393.34	-
Piano primo (1)	SOLAIO B2	-	126.21	618.48	-
Piano primo (1)	SOLAIO B4	-	-1558.66	2652.19	-
Piano primo (1)	SOLAIO B5	-	913.39	1583.69	=
Piano secondo (2)	S1	3	467.65	164.43	105.30
Piano secondo (2)	S2	5	221.60	73.25	43.17
Piano secondo (2)	S3	5	2426.79	697.06	321.17
Piano secondo (2)	S4	3	1005.05	269.46	105.30
Piano secondo (2)	S5	4	1545.43	210.42	157.95
Piano secondo (2)	S6	4	1282.53	-122.07	125.31
Piano secondo (2)	S7	3	1099.97	-216.27	105.30
Piano secondo (2)	S8	5	3499.69	-1146.87	442.26
Piano secondo (2)	S9	3	564.73	-328.46	105.30
Piano secondo (2)	S10	4	1204.77	-27.02	252.72
Piano secondo (2)	SOLAIO C3	_	1358.53	-50.94	=
Piano secondo (2)	S11	4	559.02	432.91	111.24
Piano secondo (2)	S12	4	1171.12	1728.01	227.72
Piano secondo (2)	S13	2	131.18	260.23	29.70
Piano secondo (2)	S14	2	861.12	5329.83	578.56
Piano secondo (2)	S15	2	342.75	2119.19	191.57
, ,	S16	3			
Piano secondo (2)			-362.98 1703.74	1860.56	201.96
Piano secondo (2)	S17	1	-1793.74	13550.60	998.02
Piano secondo (2)	S18		-181.49	1882.52	100.98
Piano secondo (2)	_				15111
Piano secondo (2)	S19	1	-308.46	3018.14	154.44
11 (2)	S19 S20	1 1	-308.46 -1612.25	3018.14 20460.29	897.04
Piano secondo (2)	S19 S20 S21	1 1 3	-308.46 -1612.25 -562.62	3018.14 20460.29 8265.92	897.04 313.04
Piano secondo (2)	\$19 \$20 \$21 \$22	1 1 3 5	-308.46 -1612.25 -562.62 -57.74	3018.14 20460.29 8265.92 2655.20	897.04 313.04 100.98
Piano secondo (2) Piano secondo (2)	\$19 \$20 \$21 \$22 \$23	1 1 3 5 5	-308.46 -1612.25 -562.62 -57.74 1821.86	3018.14 20460.29 8265.92 2655.20 15072.01	897.04 313.04
Piano secondo (2)	\$19 \$20 \$21 \$22 \$23 \$24	1 1 3 5	-308.46 -1612.25 -562.62 -57.74	3018.14 20460.29 8265.92 2655.20	897.04 313.04 100.98
Piano secondo (2) Piano secondo (2)	\$19 \$20 \$21 \$22 \$23	1 1 3 5 5	-308.46 -1612.25 -562.62 -57.74 1821.86	3018.14 20460.29 8265.92 2655.20 15072.01	897.04 313.04 100.98 580.64
Piano secondo (2) Piano secondo (2) Piano secondo (2)	\$19 \$20 \$21 \$22 \$23 \$24	1 1 3 5 5	-308.46 -1612.25 -562.62 -57.74 1821.86 1134.20	3018.14 20460.29 8265.92 2655.20 15072.01 815.37	897.04 313.04 100.98 580.64 181.32
Piano secondo (2) Piano secondo (2) Piano secondo (2) Piano secondo (2)	\$19 \$20 \$21 \$22 \$23 \$24 \$25	1 1 3 5 5 4 4	-308.46 -1612.25 -562.62 -57.74 1821.86 1134.20 305.65	3018.14 20460.29 8265.92 2655.20 15072.01 815.37 364.10	897.04 313.04 100.98 580.64 181.32 48.11
Piano secondo (2)	\$19 \$20 \$21 \$22 \$23 \$24 \$25 \$26	1 1 3 5 5 4 4 4	-308.46 -1612.25 -562.62 -57.74 1821.86 1134.20 305.65 462.70	3018.14 20460.29 8265.92 2655.20 15072.01 815.37 364.10 679.32	897.04 313.04 100.98 580.64 181.32 48.11 72.17
Piano secondo (2)	\$19 \$20 \$21 \$22 \$23 \$24 \$25 \$26 \$27	1 1 3 5 5 4 4 4 4	-308.46 -1612.25 -562.62 -57.74 1821.86 1134.20 305.65 462.70 1354.99 1086.74	3018.14 20460.29 8265.92 2655.20 15072.01 815.37 364.10 679.32 2538.95 2525.55	897.04 313.04 100.98 580.64 181.32 48.11 72.17 232.25 183.45
Piano secondo (2)	\$19 \$20 \$21 \$22 \$23 \$24 \$25 \$26 \$27 \$28	1 1 3 5 5 4 4 4 4 4	-308.46 -1612.25 -562.62 -57.74 1821.86 1134.20 305.65 462.70 1354.99	3018.14 20460.29 8265.92 2655.20 15072.01 815.37 364.10 679.32 2538.95	897.04 313.04 100.98 580.64 181.32 48.11 72.17 232.25

		1	1		
Piano secondo (2)	S32	4	1068.45	3696.01	173.35
Piano secondo (2)	S33	4	495.01	1641.10	72.77
Piano secondo (2)	S34	4	955.83	3639.47	153.15
Piano secondo (2)	S35	4	914.34	5335.13	192.75
Piano secondo (2)	S36	5	863.16	3527.14	124.15
Piano secondo (2)	S37	4	164.43	596.67	21.11
Piano secondo (2)	S38	5	992.63	3400.77	123.83
Piano secondo (2)	S39	5	174.76	550.77	20.53
Piano secondo (2)	S40	5	778.80	2490.61	95.09
Piano secondo (2)	S41	5	158.24	490.84	19.24
Piano secondo (2)	S42	4	671.30	2207.63	87.62
Piano secondo (2)	S43	4	132.82	436.43	17.82
Piano secondo (2)	S44	5	868.48	3337.64	134.80
Piano secondo (2)	SOLAIO C1	-	926.07	6743.83	-
Piano secondo (2)	SOLAIO C2	-	175.82	737.99	-
Piano secondo (2)	SOLAIO C4	-	-998.33	1304.49	-
Piano terzo (3)	R1	3	467.64	164.13	105.30
Piano terzo (3)	R2	5	353.54	115.64	67.39
Piano terzo (3)	R3	5	2426.79	696.13	321.17
Piano terzo (3)	R4	3	1005.04	269.16	105.30
Piano terzo (3)	R5	4	3894.23	97.32	389.61
Piano terzo (3)	R6	3	1100.30	-216.77	105.30
Piano terzo (3)	R7	5	2238.54	-616.02	254.83
Piano terzo (3)	R8	5	836.67	-377.00	129.52
Piano terzo (3)	R9	3	564.41	-331.08	105.30
Piano terzo (3)	R10	4	1960.81	-317.19	400.14
Piano terzo (3)	SOLAIO D3	-	1329.50	-49.06	-
Piano terzo (3)	R11	4	306.46	220.19	61.69
Piano terzo (3)	R12	4	137.48	177.72	27.22
Piano terzo (3)	R13	4	75.18	121.69	14.74
Piano terzo (3)	R14	2	315.12	619.54	68.95
Piano terzo (3)	R15	2	185.35	1410.28	156.95
Piano terzo (3)	R16	2	-128.72	953.08	103.19
Piano terzo (3)	R17	3	-118.54	476.55	51.60
Piano terzo (3)	R18	1	-15.42	232.98	22.11
Piano terzo (3)	R19	2	6.88	300.35	27.22
Piano terzo (3)	R20	2	-30.43	838.65	68.04
Piano terzo (3)	R21	1	-266.25	1430.59	115.89
Piano terzo (3)	R22	1	-101.60	685.59	44.23
Piano terzo (3)	R23	1	-109.42	852.64	47.63
Piano terzo (3)	R24	1	-91.18	805.79	39.69
Piano terzo (3)	R25	1	-91.18	897.07	39.69
Piano terzo (3)	R26	1	-137.68	1507.65	59.93
Piano terzo (3)	R27	4	-79.15	943.19	35.09
Piano terzo (3)	R28	5	-42.56	1062.30	38.56
Piano terzo (3)	R29	5	-1.16	342.28	12.66
Piano terzo (3)	R30	5	0.11	171.58	6.46
Piano terzo (3)	R31	5	24.47	963.73	36.12
Piano terzo (3)	R32	5	103.68	1158.23	43.66
Piano terzo (3)	R33	4	344.69	202.53	55.11
Piano terzo (3)	R34	4	172.65	176.64	27.22
Piano terzo (3)	R35	4	324.86	455.21	50.58
Piano terzo (3)	R36	4	95.73	165.66	14.74
Piano terzo (3)	R37	4	178.32	355.46	27.22
Piano terzo (3)	,		100.12	412.58	27.22
Timile verze (c)	R38	4	180.13	412.36	21.22
Piano terzo (3)		4	180.13	469.71	27.22
` '	R38				
Piano terzo (3)	R38 R39	4	181.94	469.71	27.22

Piano terzo (3)         R44         4         423.18         2600.44         98.45           Piano terzo (3)         R45         4         625.02         3671.05         132.21           Piano terzo (3)         R46         5         826.29         3373.57         118.58           Piano terzo (3)         R47         4         169.09         612.95         21.68           Piano terzo (3)         R48         5         906.84         3082.77         112.12           Piano terzo (3)         R89         5         179.53         565.79         21.09           Piano terzo (3)         R50         5         716.63         2262.44         86.45           Piano terzo (3)         R51         5         162.56         504.22         19.76           Piano terzo (3)         R51         5         162.56         504.22         19.76           Piano terzo (3)         R53         4         136.45         448.34         18.31           Piano terzo (3)         R54         5         941.31         3638.20         147.82           Piano terzo (3)         SOLAIO D1         -         4089.02         29348.89         -           Piano quarto (4)         Q1 <t< th=""><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th></t<>						
Piano terzo (3)         R45         4         625.02         3671.05         132.21           Piano terzo (3)         R46         5         826.29         3373.57         118.58           Piano terzo (3)         R48         5         906.84         3082.77         112.12           Piano terzo (3)         R49         5         179.53         565.79         21.09           Piano terzo (3)         R50         5         716.63         2262.44         86.45           Piano terzo (3)         R51         5         162.56         504.22         19.76           Piano terzo (3)         R52         5         605.77         1975.22         78.56           Piano terzo (3)         R53         4         136.45         448.34         18.31           Piano terzo (3)         R54         5         941.31         3638.20         147.82           Piano terzo (3)         SOLAIO D1         -         4089.02         29348.89         -           Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q4         5	Piano terzo (3)	R43	5	378.42	2024.81	79.88
Piano terzo (3)         R46         5         826.29         3373.57         118.58           Piano terzo (3)         R47         4         169.09         612.95         21.68           Piano terzo (3)         R48         5         906.84         3082.77         112.12           Piano terzo (3)         R49         5         179.53         565.79         21.09           Piano terzo (3)         R50         5         716.63         2262.44         86.45           Piano terzo (3)         R51         5         162.56         504.22         19.76           Piano terzo (3)         R53         4         136.45         448.34         18.31           Piano terzo (3)         R54         5         941.31         3638.20         147.82           Piano terzo (3)         SOLAIO D1         -         4089.02         29348.89         -           Piano terzo (3)         SOLAIO D2         -         547.78         2299.31         -           Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5		R44		423.18	2600.44	98.45
Piano terzo (3)         R47         4         169.09         612.95         21.68           Piano terzo (3)         R48         5         906.84         3082.77         112.12           Piano terzo (3)         R49         5         179.53         565.79         21.09           Piano terzo (3)         R50         5         716.63         2262.44         86.45           Piano terzo (3)         R51         5         162.56         504.22         19.76           Piano terzo (3)         R52         5         605.77         1975.22         78.56           Piano terzo (3)         R53         4         136.45         448.34         18.31           Piano terzo (3)         SOLAIO D1         -         4089.02         29348.89         -           Piano terzo (3)         SOLAIO D2         -         547.78         2299.31         -           Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         459.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5 <td>Piano terzo (3)</td> <td>R45</td> <td></td> <td>625.02</td> <td>3671.05</td> <td>132.21</td>	Piano terzo (3)	R45		625.02	3671.05	132.21
Piano terzo (3)         R48         5         906.84         3082.77         112.12           Piano terzo (3)         R49         5         179.53         565.79         21.09           Piano terzo (3)         R50         5         716.63         2262.44         86.45           Piano terzo (3)         R51         5         162.56         504.22         19.76           Piano terzo (3)         R52         5         605.77         1975.22         78.56           Piano terzo (3)         R53         4         136.45         448.34         18.31           Piano terzo (3)         R54         5         941.31         3638.20         147.82           Piano terzo (3)         SOLAIO D1         -         4089.02         29348.89         -           Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         66.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q6         4 <td>Piano terzo (3)</td> <td>R46</td> <td></td> <td>826.29</td> <td>3373.57</td> <td>118.58</td>	Piano terzo (3)	R46		826.29	3373.57	118.58
Piano terzo (3)         R49         5         179.53         565.79         21.09           Piano terzo (3)         R50         5         716.63         2262.44         86.45           Piano terzo (3)         R51         5         162.56         504.22         19.76           Piano terzo (3)         R52         5         605.77         1975.22         78.56           Piano terzo (3)         R53         4         136.45         448.34         18.31           Piano terzo (3)         SOLAIO D1         -         4089.02         29348.89         -           Piano terzo (3)         SOLAIO D2         -         547.78         2299.31         -           Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q6         4	Piano terzo (3)	R47	4	169.09	612.95	21.68
Piano terzo (3)         R50         5         716.63         2262.44         86.45           Piano terzo (3)         R51         5         162.56         504.22         19.76           Piano terzo (3)         R52         5         605.77         1975.22         78.56           Piano terzo (3)         R53         4         136.45         448.34         18.31           Piano terzo (3)         SOLAIO D1         -         4089.02         29348.89         -           Piano terzo (3)         SOLAIO D2         -         547.78         2299.31         -           Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q5         3         217.44         63.60         22.32           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q8         4	Piano terzo (3)	R48		906.84	3082.77	112.12
Piano terzo (3)         R51         5         162.56         504.22         19.76           Piano terzo (3)         R52         5         605.77         1975.22         78.56           Piano terzo (3)         R53         4         136.45         448.34         18.31           Piano terzo (3)         SOLAIO D1         -         4089.02         29348.89         -           Piano terzo (3)         SOLAIO D2         -         547.78         2299.31         -           Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4	Piano terzo (3)	R49		179.53	565.79	21.09
Piano terzo (3)         R52         5         605.77         1975.22         78.56           Piano terzo (3)         R53         4         136.45         448.34         18.31           Piano terzo (3)         R54         5         941.31         3638.20         147.82           Piano terzo (3)         SOLAIO D1         -         4089.02         29348.89         -           Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q10         5	Piano terzo (3)	R50	5	716.63	2262.44	86.45
Piano terzo (3)         R53         4         136.45         448.34         18.31           Piano terzo (3)         R54         5         941.31         3638.20         147.82           Piano terzo (3)         SOLAIO D1         -         4089.02         29348.89         -           Piano terzo (3)         SOLAIO D2         -         547.78         2299.31         -           Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q5         3         217.44         63.60         22.32           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q10         5	Piano terzo (3)	R51		162.56	504.22	19.76
Piano terzo (3)         R54         5         941.31         3638.20         147.82           Piano terzo (3)         SOLAIO D1         -         4089.02         29348.89         -           Piano terzo (3)         SOLAIO D2         -         547.78         2299.31         -           Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q5         3         217.44         63.60         22.32           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5	Piano terzo (3)	R52	5	605.77	1975.22	78.56
Piano terzo (3)         SOLAIO D1         -         4089.02         29348.89         -           Piano terzo (3)         SOLAIO D2         -         547.78         2299.31         -           Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q5         3         217.44         63.60         22.32           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5	Piano terzo (3)	R53	4	136.45	448.34	18.31
Piano terzo (3)         SOLAIO D2         -         547.78         2299.31         -           Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q5         3         217.44         63.60         22.32           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5         538.77         -189.48         66.96           Piano quarto (4)         Q13         3	Piano terzo (3)	R54	5	941.31	3638.20	147.82
Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5         538.77         -189.48         66.96           Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3	Piano terzo (3)	SOLAIO D1	-	4089.02	29348.89	-
Piano quarto (4)         Q1         3         92.58         39.20         22.32           Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.32           Piano quarto (4)         Q14         4	` ,	SOLAIO D2	-			-
Piano quarto (4)         Q2         5         163.99         64.55         34.37           Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q5         3         217.44         63.60         22.32           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5         538.77         -189.48         66.96           Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.232           Piano quarto (4)         Q14         4	Piano quarto (4)	Q1	3		39.20	22.32
Piano quarto (4)         Q3         5         439.67         147.55         65.17           Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q5         3         217.44         63.60         22.32           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5         538.77         -189.48         66.96           Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.32           Piano quarto (4)         Q14         4         179.95         -100.20         35.71           Piano quarto (4)         Q15         4	• ` ` ` ` `	_				
Piano quarto (4)         Q4         5         465.88         140.43         52.23           Piano quarto (4)         Q5         3         217.44         63.60         22.32           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5         538.77         -189.48         66.96           Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.32           Piano quarto (4)         Q14         4         179.95         -100.20         35.71           Piano quarto (4)         Q15         4         311.12         -53.27         66.96           Piano quarto (4)         Q16         4	• ` ` ` ` `	_				
Piano quarto (4)         Q5         3         217.44         63.60         22.32           Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5         538.77         -189.48         66.96           Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.32           Piano quarto (4)         Q14         4         179.95         -100.20         35.71           Piano quarto (4)         Q15         4         311.12         -53.27         66.96           Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         Q17         5		`				
Piano quarto (4)         Q6         4         308.01         70.64         31.25           Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5         538.77         -189.48         66.96           Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.32           Piano quarto (4)         Q14         4         179.95         -100.20         35.71           Piano quarto (4)         Q15         4         311.12         -53.27         66.96           Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         Q17         5 <td>• ` ` ` ` `</td> <td>_</td> <td></td> <td></td> <td>63.60</td> <td></td>	• ` ` ` ` `	_			63.60	
Piano quarto (4)         Q7         4         685.71         19.93         66.96           Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5         538.77         -189.48         66.96           Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.32           Piano quarto (4)         Q14         4         179.95         -100.20         35.71           Piano quarto (4)         Q15         4         311.12         -53.27         66.96           Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         SOLAIO E3         -         2112.18         -78.06         -           Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19         <						
Piano quarto (4)         Q8         4         331.98         -52.10         31.25           Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5         538.77         -189.48         66.96           Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.32           Piano quarto (4)         Q14         4         179.95         -100.20         35.71           Piano quarto (4)         Q15         4         311.12         -53.27         66.96           Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         SOLAIO E3         -         2112.18         -78.06         -           Piano quarto (4)         Q17         5         605.68         3349.32         119.22           Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19		_	4		19.93	66.96
Piano quarto (4)         Q9         3         239.80         -50.35         22.32           Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5         538.77         -189.48         66.96           Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.32           Piano quarto (4)         Q14         4         179.95         -100.20         35.71           Piano quarto (4)         Q15         4         311.12         -53.27         66.96           Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         SOLAIO E3         -         2112.18         -78.06         -           Piano quarto (4)         Q17         5         605.68         3349.32         119.22           Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19         4         840.16         2714.25         101.28           Piano quarto (4)         Q20		_	4			
Piano quarto (4)         Q10         5         360.91         -85.45         35.71           Piano quarto (4)         Q11         5         538.77         -189.48         66.96           Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.32           Piano quarto (4)         Q14         4         179.95         -100.20         35.71           Piano quarto (4)         Q15         4         311.12         -53.27         66.96           Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         SOLAIO E3         -         2112.18         -78.06         -           Piano quarto (4)         Q17         5         605.68         3349.32         119.22           Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19         4         840.16         2714.25         101.28           Piano quarto (4)         Q20         5         799.77         2649.01         105.96           Piano quarto (4)         Q21	-	`				
Piano quarto (4)         Q11         5         538.77         -189.48         66.96           Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.32           Piano quarto (4)         Q14         4         179.95         -100.20         35.71           Piano quarto (4)         Q15         4         311.12         -53.27         66.96           Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         SOLAIO E3         -         2112.18         -78.06         -           Piano quarto (4)         Q17         5         605.68         3349.32         119.22           Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19         4         840.16         2714.25         101.28           Piano quarto (4)         Q20         5         799.77         2649.01         105.96           Piano quarto (4)         Q21         5         553.80         2475.51         100.03           Piano quarto (4)         Q22 <td>• ` ` ` ` `</td> <td></td> <td>5</td> <td></td> <td></td> <td></td>	• ` ` ` ` `		5			
Piano quarto (4)         Q12         5         249.07         -139.56         42.41           Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.32           Piano quarto (4)         Q14         4         179.95         -100.20         35.71           Piano quarto (4)         Q15         4         311.12         -53.27         66.96           Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         SOLAIO E3         -         2112.18         -78.06         -           Piano quarto (4)         Q17         5         605.68         3349.32         119.22           Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19         4         840.16         2714.25         101.28           Piano quarto (4)         Q20         5         799.77         2649.01         105.96           Piano quarto (4)         Q21         5         553.80         2475.51         100.03           Piano quarto (4)         Q22         4         399.87         2406.34         91.64           Piano quarto (4)         SOLAIO		Q11	5		-189.48	66.96
Piano quarto (4)         Q13         3         115.25         -76.81         22.32           Piano quarto (4)         Q14         4         179.95         -100.20         35.71           Piano quarto (4)         Q15         4         311.12         -53.27         66.96           Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         SOLAIO E3         -         2112.18         -78.06         -           Piano quarto (4)         Q17         5         605.68         3349.32         119.22           Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19         4         840.16         2714.25         101.28           Piano quarto (4)         Q20         5         799.77         2649.01         105.96           Piano quarto (4)         Q21         5         553.80         2475.51         100.03           Piano quarto (4)         Q22         4         399.87         2406.34         91.64           Piano quarto (4)         SOLAIO E1         -         3031.15         23918.38         -	• ` ` ` ` `	Q12				
Piano quarto (4)         Q14         4         179.95         -100.20         35.71           Piano quarto (4)         Q15         4         311.12         -53.27         66.96           Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         SOLAIO E3         -         2112.18         -78.06         -           Piano quarto (4)         Q17         5         605.68         3349.32         119.22           Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19         4         840.16         2714.25         101.28           Piano quarto (4)         Q20         5         799.77         2649.01         105.96           Piano quarto (4)         Q21         5         553.80         2475.51         100.03           Piano quarto (4)         Q22         4         399.87         2406.34         91.64           Piano quarto (4)         SOLAIO E1         -         3031.15         23918.38         -		Q13		115.25	-76.81	22.32
Piano quarto (4)         Q15         4         311.12         -53.27         66.96           Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         SOLAIO E3         -         2112.18         -78.06         -           Piano quarto (4)         Q17         5         605.68         3349.32         119.22           Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19         4         840.16         2714.25         101.28           Piano quarto (4)         Q20         5         799.77         2649.01         105.96           Piano quarto (4)         Q21         5         553.80         2475.51         100.03           Piano quarto (4)         Q22         4         399.87         2406.34         91.64           Piano quarto (4)         SOLAIO E1         -         3031.15         23918.38         -	-	`				
Piano quarto (4)         Q16         4         133.20         36.48         31.25           Piano quarto (4)         SOLAIO E3         -         2112.18         -78.06         -           Piano quarto (4)         Q17         5         605.68         3349.32         119.22           Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19         4         840.16         2714.25         101.28           Piano quarto (4)         Q20         5         799.77         2649.01         105.96           Piano quarto (4)         Q21         5         553.80         2475.51         100.03           Piano quarto (4)         Q22         4         399.87         2406.34         91.64           Piano quarto (4)         SOLAIO E1         -         3031.15         23918.38         -	• ` ` ` ` `	_	4			66.96
Piano quarto (4)         SOLAIO E3         -         2112.18         -78.06         -           Piano quarto (4)         Q17         5         605.68         3349.32         119.22           Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19         4         840.16         2714.25         101.28           Piano quarto (4)         Q20         5         799.77         2649.01         105.96           Piano quarto (4)         Q21         5         553.80         2475.51         100.03           Piano quarto (4)         Q22         4         399.87         2406.34         91.64           Piano quarto (4)         SOLAIO E1         -         3031.15         23918.38         -	• ` ` ` ` `	Q16	4	133.20	36.48	31.25
Piano quarto (4)         Q17         5         605.68         3349.32         119.22           Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19         4         840.16         2714.25         101.28           Piano quarto (4)         Q20         5         799.77         2649.01         105.96           Piano quarto (4)         Q21         5         553.80         2475.51         100.03           Piano quarto (4)         Q22         4         399.87         2406.34         91.64           Piano quarto (4)         SOLAIO E1         -         3031.15         23918.38         -			-			
Piano quarto (4)         Q18         5         794.46         3168.08         111.61           Piano quarto (4)         Q19         4         840.16         2714.25         101.28           Piano quarto (4)         Q20         5         799.77         2649.01         105.96           Piano quarto (4)         Q21         5         553.80         2475.51         100.03           Piano quarto (4)         Q22         4         399.87         2406.34         91.64           Piano quarto (4)         SOLAIO E1         -         3031.15         23918.38         -	• ` ` ` ` `		5			119.22
Piano quarto (4)         Q19         4         840.16         2714.25         101.28           Piano quarto (4)         Q20         5         799.77         2649.01         105.96           Piano quarto (4)         Q21         5         553.80         2475.51         100.03           Piano quarto (4)         Q22         4         399.87         2406.34         91.64           Piano quarto (4)         SOLAIO E1         -         3031.15         23918.38         -	-	_				
Piano quarto (4)         Q20         5         799.77         2649.01         105.96           Piano quarto (4)         Q21         5         553.80         2475.51         100.03           Piano quarto (4)         Q22         4         399.87         2406.34         91.64           Piano quarto (4)         SOLAIO E1         -         3031.15         23918.38         -		_				
Piano quarto (4)         Q21         5         553.80         2475.51         100.03           Piano quarto (4)         Q22         4         399.87         2406.34         91.64           Piano quarto (4)         SOLAIO E1         -         3031.15         23918.38         -		_				
Piano quarto (4)         Q22         4         399.87         2406.34         91.64           Piano quarto (4)         SOLAIO E1         -         3031.15         23918.38         -		_				
Piano quarto (4) SOLAIO E1 - 3031.15 23918.38 -						
		_				-
Piano quarto (4)   SULAIU E2   -   351.13   14/3.86   -	Piano quarto (4)	SOLAIO E2	-	351.13	1473.86	-
Piano coperture (5)   SOLAIO F3   - 902.19   -33.05   -			-			-
Piano coperture (5) SOLAIO F2 - 231.73 973.49 502.43	* ` ` ` ` `		-			502.43

Tabella A3: Caratteristiche geometriche e meccaniche dei maschi murari per un livello di conoscenza LC1.

Piano	Maschio murario	Direzione maschio	Rigidezza Kx [kN/m²]	Rigidezza Ky [kN/m²]	Momenti statici delle rigidezze Sx,i [kN/m]	Momenti statici delle rigidezze Sy,i [kN/m]	Modulo elastico E [kN/m³]
Sotterraneo (-1)	I1	3	140124.91	384800.15	686345.80	1120538.04	1500000
Sotterraneo	I2	5	55617.97	492253.81	160735.94	1158174.76	1500000

(1)	ı	1	I		I	1	I
(-1) Sotterraneo	I3	3	18695.12	18695.12	11217.07	35341.25	1500000
(-1) Sotterraneo	I4	1	2348593.49	93631.37	1409156.09	527097.83	1500000
(-1) Sotterraneo (-1)	I5	3	14400.00	17137.19	8640.00	157389.67	1500000
Sotterraneo (-1)	I6	2	44760.00	514662.32	137090.93	4727173.38	1500000
Sotterraneo (-1)	I7	4	186061111.3	2024640.00	1151550824.06	28997299.01	1500000
Sotterraneo (-1)	18	2	11400.00	8502.89	-5415.00	78091.42	1500000
Sotterraneo (-1)	19	3	26400.00	105600.00	-54120.00	969840.96	1500000
Sotterraneo (-1)	I10	1	77346391.22	1511040.00	-158560102.00	26599592.64	1500000
Sotterraneo (-1)	I11	3	231360.00	277636.78	-474288.00	7406571.91	1500000
Sotterraneo (-1)	I12	5	561600.00	3970941.32	1157513.76	104452831.8	1500000
Sotterraneo (-1)	I13	4	63405.88	51838.27	301710.55	1464840.66	1500000
Sotterraneo (-1)	I14	5	144962.13	917445.53	997977.27	26450229.85	1500000
Sotterraneo (-1)	I15	4	116235.00	351667.98	988741.40	9133626.24	1500000
Sotterraneo (-1)	SOLAIO I1	-	-	-	-	-	-
Sotterraneo (-1)	SOLAIO I2	-	-	-	-	-	-
Sotterraneo (-1)	SOLAIO I3	-	-	-	-	-	-
Piano terra (0)	T1	3	1665.48	18647.97	9405.80	60275.83	1500000
Piano terra (0)	T2	4	132601.84	2884.63	656299.53	-2188.86	1500000
Piano terra (0)	Т3	5	1448.86	27563.85	5408.03	24132.15	1500000
Piano terra (0)	T4	5	15725.45	679082.78	-20425.79	-623873.35	1500000
Piano terra (0)	Т5	5	870.18	115.07	-4231.87	-129.38	1500000
Piano terra (0)	Т6	3	2890.10	2548.39	-15642.08	-2946.20	1500000
Piano terra (0)	Т7	1	4325931.95	29151.13	-23413241.50	114969.16	1500000
Piano terra (0)	Т8	3	335.47	1243.12	-1815.65	10984.20	1500000
Piano terra (0)	Т9	2	601.23	7156.12	-2607.71	63231.49	1500000
Piano terra (0)	T10	2	174.27	174.27	-496.20	1539.84	1500000
Piano terra (0)	T11	2	9513.66	8668.44	6447.41	79628.30	1500000
Piano terra (0)	T12	1	321.05	3171.22	217.58	26831.70	1500000
Piano terra (0)	T13	1	2427970.13	62246.54	1645435.36	258329.38	1500000
Piano terra	T14	5	3259.85	163332.36	9851.28	444133.34	1500000

(0)	I					1	1
(0) Piano terra (0)	T15	2	33796.16	388597.16	103602.12	3570003.26	1500000
Piano terra (0)	T16	4	95527476.45	675917.24	565952534.20	9315153.38	1500000
Piano terra (0)	T17	1	55265693.75	563208.62	-99329031.37	9605804.65	1500000
Piano terra (0)	T18	3	56855.98	56855.98	-97820.71	1500912.52	1500000
Piano terra (0)	T19	5	73243.88	121551.89	16113.65	3187394.38	1500000
Piano terra (0)	T20	5	66889.39	92580.46	262982.31	2396519.37	1500000
Piano terra (0)	T21	5	826.91	5124.32	3673.48	137988.09	1500000
Piano terra (0)	T22	5	777.07	1046.91	3408.99	28847.24	1500000
Piano terra (0)	T23	5	868.25	1953.57	4336.06	55397.62	1500000
Piano terra (0)	T24	5	9377.68	12045.11	56787.46	343681.81	1500000
Piano terra (0)	T25	5	328.77	456.06	2289.73	13118.39	1500000
Piano terra (0)	T26	4	251306.65	5550.43	1982030.39	148153.86	1500000
Piano terra (0)	T27	4	89216.39	4295.51	756403.35	115288.05	1500000
Piano terra (0)	T28	5	16131.41	83653.73	107281.96	2059646.92	1500000
Piano terra (0)	SOLAIO A1	-	-	-	-	-	-
Piano terra (0)	SOLAIO A2	-	-	-	-	-	-
Piano terra (0)	SOLAIO A3	-	-	-	-	-	-
Piano terra (0)	SOLAIO A4	-	-	-	-	-	-
Piano primo (1)	P1	5	42118.22	1138876.74	273818.99	2204295.93	1500000
Piano primo (1)	P2	3	8099.66	8099.66	77299.90	20492.95	1500000
Piano primo (1)	Р3	4	410271.99	29968.74	4100422.34	6707.00	1500000
Piano primo (1)	P4	3	8099.66	8099.66	84662.49	-16888.60	1500000
Piano primo (1)	P5	5	34018.56	600087.48	269495.07	-1576009.74	1500000
Piano primo (1)	P6	3	8099.66	8099.66	43454.67	-25745.57	1500000
Piano primo (1)	P7	4	197542.56	23489.01	985184.27	-29793.46	1500000
Piano primo (1)	SOLAIO B3	-	-	-	-	-	-
Piano primo (1)	P8	5	3361.60	10044.33	8698.14	-6362.08	1500000
Piano primo (1)	P9	5	5138.29	64895.71	156.20	-58509.97	1500000
Piano primo (1)	P10	5	3781.43	25865.85	-10477.58	-27500.58	1500000
Piano	P11	5	1356.86	1195.00	-6545.65	-1412.73	1500000

. (1)	ı					T	<u> </u>
primo (1)	D10	1	1447.04	1447.04	7007.22	1761.00	1500000
Piano	P12	3	1445.84	1445.84	-7885.32	-1761.90	1500000
primo (1)		ļ.,					
Piano	P13	1	64895.71	5138.29	-355128.79	1440.26	1500000
primo (1)							
Piano	P14	1	55119.15	675.63	-301628.50	2524.16	1500000
primo (1)							
Piano	P15	1	87297.26	5672.14	-477716.77	41469.02	1500000
primo (1)							
Piano	P16	3	479.75	1000.97	-2625.35	8819.51	1500000
primo (1)							
Piano	P17	2	966.89	8193.95	-4342.58	72196.86	1500000
primo (1)							
Piano	P18	2	2782.57	195300.46	-2739.72	1720792.31	1500000
primo (1)	110		2,02.6,	1,00000.10	2705172	1,20,32.61	100000
Piano	P19	1	14446.55	3114.12	12679.74	21288.10	1500000
primo (1)	117	1	11110.55	3111.12	120/5./1	21200.10	1500000
Piano	P20	1	5338.48	284.30	5619.82	1559.66	1500000
primo (1)	120	1	3330.40	204.30	3019.02	1339.00	1300000
	D21	1	269190.75	0164.40	222160.15	25410.20	1500000
Piano	P21	1	368189.75	9164.40	323160.15	25419.29	1500000
primo (1)	Daa	-	2750.55	12040 74	7200.04	1602617	1500000
Piano	P22	5	3750.55	13949.74	7289.94	16826.17	1500000
primo (1)							
Piano	P23	1	303.74	109.35	320.78	960.68	1500000
primo (1)							
Piano	P24	1	833.45	153.08	892.80	1434.55	1500000
primo (1)							
Piano	P25	1	667.31	142.15	727.57	1504.68	1500000
primo (1)							
Piano	P26	2	2425.65	25980.46	7449.88	274686.25	1500000
primo (1)							
Piano	P27	2	11039.38	57021.59	34420.79	508370.32	1500000
primo (1)							
Piano	P28	4	28405394.44	506572.79	163813909.76	4465388.50	1500000
primo (1)	120	•	20.0000	200272175	100010,0,1,0		100000
Piano	P29	4	464005.56	128533.39	2810899.26	2312174.39	1500000
primo (1)	12)	'	101003.50	120000.09	2010099.20	231217 1.39	1200000
Piano	P30	4	15395.83	12936.77	98964.40	261245.22	1500000
primo (1)	1 30	-	13373.63	12/30.77	70704.40	201243.22	1300000
Piano	P31	4	295835.30	110626.27	1831575.54	2455117.65	1500000
primo (1)	F31	4	293633.30	110020.27	1031373.34	2433117.03	1300000
	P32	1	251.50	1357.77	1604.24	22222 56	1500000
Piano	P32	4	251.50	1337.77	1684.24	32232.56	1500000
primo (1)	D22	1	110155.25	70507.24	107002 21	700727.55	1500000
Piano	P33	1	110155.35	79587.24	-197982.21	798737.55	1500000
primo (1)							
Piano	P34	1	67649.16	67649.16	-121585.83	858197.18	1500000
primo (1)							
Piano	P35	1	167532.52	91525.33	-301106.20	1453971.35	1500000
primo (1)							
Piano	P36	1	43772.98	18327.10	-91805.08	327798.45	1500000
primo (1)							
Piano	P37	1	4215948.56	268209.00	-7577324.34	5928894.13	1500000
primo (1)		L					
Piano	P38	3	74016.13	88604.23	-133029.20	2339638.94	1500000
primo (1)							
Piano	P39	5	23876.17	2974.19	-13652.40	78204.36	1500000
primo (1)							
Piano	P40	5	140869.42	610837.09	448669.09	15853360.41	1500000
primo (1)	1.0		1.5555.12	010007.07		1000000011	1200000
Piano	P41	5	5471.62	9163.55	24199.35	248532.84	1500000
1 14110	171	J	JT/1.02	7103.33	4T1/7.33	270332.0 <b>7</b>	1200000

• (1)	ı			1		1	ı
primo (1)	D.10	-	0000 71	2046.10	42010.20	55.600.45	1.500000
Piano	P42	5	8892.71	2046.10	42819.28	57633.45	1500000
primo (1)							
Piano	P43	5	1463.45	929.83	7647.68	25821.58	1500000
primo (1)							
Piano	P44	5	1127.40	10895.14	7772.71	312474.67	1500000
primo (1)							
Piano	P45	5	3312.31	19679.79	93097.16	553128.05	1500000
primo (1)							
Piano	P46	4	147319.53	1976.16	1192846.26	52918.73	1500000
primo (1)							
Piano	P47	4	73858.48	2525.23	630374.78	67912.25	1500000
primo (1)							
Piano	P48	5	37202.07	256557.88	246698.12	6320816.53	1500000
primo (1)	1.0		2,202.07	200007100	2.00,0112	0520010.65	100000
Piano	P49	5	944.58	222.84	1296.16	-175.36	1500000
primo (1)	1 47		744.50	222.04	1270.10	175.50	130000
Piano	SOLAIO						
		-	-	-	-	-	_
primo (1)	B1						
Piano	SOLAIO	-	-	-	-	-	<b>-</b> -
primo (1)	B2						
Piano	SOLAIO	-					
primo (1)	B4						
Piano	SOLAIO	-	-	-	-	-	-
primo (1)	B5						
Piano	S1	3	7492.45	7492.45	33274.70	11699.46	1500000
secondo							
(2)							
Piano	S2	5	3071.90	516.39	15767.46	876.15	1500000
secondo							
(2)							
Piano	S3	5	22851.96	212580.38	172674.00	461384.46	1500000
secondo	55	5	22031.70	212300.30	1/20/4.00	101304.40	130000
(2)							
	S4	3	7492.45	7492.45	71512.41	19173.17	1500000
Piano	54	3	7492.43	/492.43	/1312.41	191/3.1/	1300000
secondo							
(2)	9.5	4	25205.01	11220 (7	245415.65	14072 16	1500000
Piano	S5	4	25287.01	11238.67	247415.67	14972.16	1500000
secondo							
(2)	_						
Piano	S6	4	12625.96	8916.01	129228.00	-8685.98	1500000
secondo							
(2)							
Piano	S7	3	7492.45	7492.45	78266.85	-15387.99	1500000
secondo							
(2)	<u> </u>			<u>                                      </u>		<u> </u>	
Piano	S8	5	31468.28	555100.39	249014.76	-1439486.33	1500000
secondo							
(2)							
Piano	S9	3	7492.45	7492.45	40182.74	-23371.19	1500000
secondo			- ··-				
(2)							
Piano	S10	4	103575.58	17981.87	493765.52	-1922.26	1500000
secondo		'	100070.00	1,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,	.,5,,05.52	1,22.20	1200000
(2)							
Piano	SOLAIO						
		-	-	-	-	_	_
secondo	C3						
(2)	011	4	45500.05	2045.55	220005.22	11074 22	1500000
Piano	S11	4	45528.85	2845.55	228805.22	11074.32	1500000
secondo							

(2)		1		Τ		1	I
(2) Piano secondo	S12	4	390614.40	5825.33	2008851.73	44204.35	1500000
(2) Piano	S13	2	243.43	2704.73	1075.16	23699.14	1500000
secondo (2)	014	1 2	75071 01	1240600.97	112026 42	11511(00.12	1500000
Piano secondo (2)	S14	2	75871.01	1249600.87	112926.42	11511698.13	1500000
Piano secondo (2)	S15	2	4361.38	261279.95	7803.39	2890409.48	1500000
Piano secondo	S16	3	26484.75	53153.42	-47601.04	489675.87	1500000
Piano secondo	S17	1	3196069.33	262666.48	-5744295.41	3566354.08	1500000
Piano secondo (2)	S18	1	3310.59	26576.71	-5950.13	495456.30	1500000
Piano secondo (2)	S19	1	20253.04	23769.20	-40451.40	464509.51	1500000
Piano secondo (2)	S20	1	2320778.75	236089.77	-4171135.65	5384900.67	1500000
Piano secondo (2)	S21	3	82387.80	98625.89	-148075.59	2604265.99	1500000
Piano secondo (2)	S22	5	26576.71	3310.59	-15196.56	87049.74	1500000
Piano secondo	S23	5	152816.08	629374.87	479491.01	16337186.96	1500000
(2) Piano secondo (2)	S24	4	273526.20	3343.76	1710988.44	15036.56	1500000
Piano secondo (2)	S25	4	5110.78	887.29	32467.24	6714.55	1500000
Piano secondo (2)	S26	4	17248.87	1330.93	110585.98	12527.66	1500000
Piano secondo (2)	S27	4	40279.99	61126.43	234997.50	668221.92	1500000
Piano secondo (2)	S28	4	19848.68	48281.02	117583.57	664694.48	1500000
Piano secondo (2)	S29	4	93764.09	39615.33	578796.33	606300.69	1500000
Piano secondo (2)	S30	4	373805.86	128454.09	2261749.74	2281319.03	1500000
Piano secondo (2)	S31	4	48007.21	31692.26	303492.00	633921.29	1500000

Piano secondo (2)	S32	4	16748.03	45623.35	103228.17	972744.59	1500000
Piano secondo	S33	4	14319.41	1656.65	97413.53	37363.07	1500000
Piano secondo	S34	4	11549.85	40308.01	72082.60	957863.40	1500000
Piano secondo	S35	4	47790.00	24441.80	226696.64	676514.76	1500000
Piano secondo	S36	5	14693.00	13680.00	102157.48	388665.22	1500000
(2) Piano secondo (2)	S37	4	519.75	323.12	4049.08	9134.26	1500000
Piano secondo (2)	S38	5	12670.76	15702.00	101570.11	431230.41	1500000
Piano secondo (2)	S39	5	216.16	695.78	1839.78	18663.80	1500000
Piano secondo (2)	S40	5	6256.60	11057.51	51242.81	289621.69	1500000
Piano secondo (2)	S41	5	147.32	786.37	1211.96	20065.66	1500000
Piano secondo (2)	S42	4	4488.17	11109.91	34387.89	279935.25	1500000
Piano secondo (2)	S43	4	405.71	210.32	3024.00	5151.01	1500000
Piano secondo (2)	S44	5	10390.31	26889.09	66942.67	665779.34	1500000
Piano secondo (2)	SOLAIO C1	-	í	-	-	-	-
Piano secondo (2)	SOLAIO C2	ı	-	-	-	-	-
Piano secondo (2)	SOLAIO C4	1	-	-	-	-	-
Piano terzo (3)	R1	3	7492.45	7492.45	33273.96	11678.48	1500000
Piano terzo (3)	R2	5	4795.17	1964.10	25155.44	3370.40	1500000
Piano terzo (3)	R3	5	22851.96	212580.38	172674.00	460767.97	1500000
Piano terzo (3)	R4	3	7492.45	7492.45	71511.66	19151.44	1500000
Piano terzo (3)	R5	4	379514.90	27722.05	3793327.34	6924.97	1500000
Piano terzo (3)	R6	3	7492.45	7492.45	78290.07	-15423.95	1500000

Piano terzo (3)	R7	5	18131.72	106186.61	159279.92	-256695.51	1500000
Piano terzo (3)	R8	5	9215.71	13942.45	59531.64	-40583.67	1500000
Piano terzo (3)	R9	3	7492.45	7492.45	40159.51	-23557.75	1500000
Piano terzo (3)	R10	4	411125.53	28471.30	2014638.45	-22569.20	1500000
Piano terzo (3)	SOLAIO D3	-	-	-	-	-	-
Piano terzo (3)	R11	4	386301.42	8354.27	1919068.18	29818.89	1500000
Piano terzo (3)	R12	4	33171.36	3685.71	167561.83	24066.93	1500000
Piano terzo (3)	R13	4	5271.81	1996.42	26886.23	16479.49	1500000
Piano terzo (3)	R14	2	37348.50	134828.08	170701.31	1211524.67	1500000
Piano terzo (3)	R15	2	85016.98	1590295.69	100405.05	14290078.98	1500000
Piano terzo (3)	R16	2	147610.65	171193.42	-184129.52	1581108.15	1500000
Piano terzo (3)	R17	3	73805.32	21399.18	-169560.35	197642.80	1500000
Piano terzo (3)	R18	1	31630.85	1684.48	-22056.19	17747.55	1500000
Piano terzo (3)	R19	2	2073.21	58971.31	523.90	650795.62	1500000
Piano terzo (3)	R20	2	9214.27	518302.56	-4121.54	6388545.51	1500000
Piano terzo (3)	R21	1	836384.92	48065.84	-1921427.07	593319.97	1500000
Piano terzo (3)	R22	1	37432.96	22774.21	-85994.74	353045.87	1500000
Piano terzo (3)	R23	1	58049.89	19753.09	-133358.00	353619.75	1500000
Piano terzo (3)	R24	1	33593.68	16460.91	-77174.77	334189.30	1500000
Piano terzo (3)	R25	1	33593.68	16460.91	-77174.77	372049.38	1500000
Piano terzo (3)	R26	1	115661.41	24855.97	-265708.96	625276.71	1500000
Piano terzo (3)	R27	4	13731.81	24591.93	-30976.21	661090.21	1500000
Piano terzo (3)	R28	5	15089.90	32633.86	-16656.23	899134.77	1500000
Piano terzo (3)	R29	5	1388.22	4117.53	-127.30	111364.46	1500000
Piano terzo (3)	R30	5	492.39	790.01	8.17	20970.22	1500000
Piano terzo (3)	R31	5	14979.42	25315.23	10147.06	675486.18	1500000
Piano terzo (3)	R32	5	18107.00	44713.19	42998.68	1186200.79	1500000
Piano terzo (3)	R33	4	275447.23	7463.56	1722729.61	27427.08	1500000
Piano terzo (3)	R34	4	33171.36	3685.71	210425.86	23921.34	1500000
Piano terzo (3)	R35	4	212879.67	6849.27	1367368.66	61646.88	1500000
(3)	<u> </u>						1

Piano terzo (3)	R36	4	5271.81	1996.42	34235.13	22434.62	1500000
Piano terzo (3)	R37	4	33171.36	3685.71	217335.46	48137.91	1500000
Piano terzo (3)	R38	4	33171.36	3685.71	219544.67	55873.85	1500000
Piano terzo (3)	R39	4	33171.36	3685.71	221750.57	63610.14	1500000
Piano terzo (3)	R40	4	33171.36	3685.71	223959.78	71346.07	1500000
Piano terzo (3)	R41	4	33171.36	3685.71	226168.99	79082.37	1500000
Piano terzo (3)	R42	4	28440.30	3501.42	195774.48	82366.04	1500000
Piano terzo (3)	R43	5	3872.74	6795.75	18347.88	172270.13	1500000
Piano terzo (3)	R44	4	9741.07	6234.28	41872.96	164678.63	1500000
Piano terzo (3)	R45	4	18271.57	10811.58	86378.87	300203.05	1500000
Piano terzo (3)	R46	5	11733.56	10895.73	81760.63	309974.70	1500000
Piano terzo (3)	R47	4	479.45	298.06	3738.91	8425.89	1500000
Piano terzo (3)	R48	5	10108.88	10108.88	81758.61	277935.61	1500000
Piano terzo (3)	R49	5	199.39	641.82	1697.10	17216.42	1500000
Piano terzo (3)	R50	5	5107.43	7069.11	42340.62	185012.79	1500000
Piano terzo (3)	R51	5	135.90	725.38	1117.97	18509.57	1500000
Piano terzo (3)	R52	5	3613.82	6815.83	27864.75	171362.28	1500000
Piano terzo (3)	R53	4	374.25	194.01	2789.49	4751.55	1500000
Piano terzo (3)	R54	5	10909.58	28297.22	69471.14	696456.91	1500000
Piano terzo (3)	SOLAIO D1	-	-	-	-	-	-
Piano terzo (3)	SOLAIO D2	-	-	-	-	-	-
Piano quarto (4)	Q1	3	768.29	768.29	3186.64	1349.20	1500000
Piano quarto (4)	Q2	5	1183.17	2806.00	5644.67	5269.40	1500000
Piano quarto (4)	Q3	5	2243.41	19128.23	15134.06	43304.40	1500000
Piano quarto (4)	Q4	5	1797.80	9844.05	16036.22	26468.68	1500000
Piano quarto (4)	Q5	3	768.29	768.29	7484.62	2189.25	1500000
Piano quarto (4)	Q6	4	2108.19	1075.61	20780.46	2431.52	1500000
Piano quarto (4)	Q7	4	20743.88	2304.88	212429.79	686.16	1500000
Piano quarto (4)	Q8	4	2108.19	1075.61	22397.65	-1793.25	1500000
Piano quarto (4)	Q9	3	768.29	768.29	8254.30	-1733.11	1500000
7(1)	ı	ı		ı		1	1

Piano	Q10	5	1229.27	3146.92	12423.22	-7529.96	1500000
quarto (4)	Q10	5	1227.27	31 10.52	12 123.22	7327.70	1300000
Piano	Q11	5	2304.88	20743.88	18545.26	-58698.96	1500000
quarto (4)	Q11	5	2304.00	20743.00	10545.20	30070.70	1300000
Piano	Q12	5	1459.75	5269.71	8573.58	-17341.57	1500000
quarto (4)	Q12	5	1 137.73	3207.71	0575.50	17311.37	1300000
Piano	Q13	3	768.29	768.29	3967.00	-2644.08	1500000
quarto (4)	2.5		700.25	700.25	2,0,100	2011100	120000
Piano	Q14	4	3146.92	1229.27	15856.72	-3448.95	1500000
quarto (4)		-					
Piano	Q15	4	20743.88	2304.88	96384.37	-1833.76	1500000
quarto (4)		-	_0,.0.00		, , , , , , , , , , , , , , , , , , , ,		
Piano	Q16	4	2108.19	1075.61	8986.80	1255.56	1500000
quarto (4)							
Piano	SOLAIO	-	-	-	=	-	-
quarto (4)	E3						
Piano	Q17	5	52975.83	126810.07	269138.41	3562564.06	1500000
quarto (4)							
Piano	Q18	5	48664.91	106047.57	346391.97	3010086.07	1500000
quarto (4)							
Piano	Q19	4	80763.42	43321.62	669972.96	1161006.43	1500000
quarto (4)							
Piano	Q20	5	44454.86	94281.68	335549.74	2357136.40	1500000
quarto (4)							
Piano	Q21	5	41157.87	80895.55	227862.31	2001962.55	1500000
quarto (4)							
Piano	Q22	4	62191.41	37704.06	271378.43	990093.59	1500000
quarto (4)							
Piano	SOLAIO	-	-	-	-	-	-
quarto (4)	E1						
Piano	SOLAIO	-	-	-	-	-	-
quarto (4)	E2						
Piano	SOLAIO	-	-	-	-	-	-
coperture	F3						
(5)							
Piano	SOLAIO	-	-	-	-	-	-
coperture	F2						
(5)							

Tabella A4: Caratteristiche geometriche e meccaniche dei maschi murari per un livello di conoscenza LC1.

	Piano Interrato	Piano Terra	Piano Primo
Resistenza a taglio $ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	2.88	2.88	2.88
Coefficiente d'irregolarità $\beta_{xi}$	1.25	1.25	1.25
Area maschi murari $A_{xi}$ $[m^2]$	110.93	89.16	73.20
Coefficiente di omogeneità $\mu_{xi}$	0.80	0.80	0.80
Carico verticale [N]	57953153.48	51037300.58	35176057.95
Area resistente a taglio $A = [m^2]$	1397142.00	1137886.00	964379.00
Tensione verticale media $\sigma_{0i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	41.48	44.85	36.48
Resistenza a taglio τ <sub>di</sub> [N/cm²]	9.38	9.72	8.85
Rapporto forze sismiche ki	1.00	1.00	0.87
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti) F <sub>SLV,xi</sub> [N]	6659321.31	5546524.82	4773160.69
Massa sismica di piano M [kg]	5805452.52	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale S e,SLV [g]	0.30	0.25	0.21

Tabella A5: Analisi LV1 in direzione x dei piani interrato, terra e primo del modello castello per un livello di conoscenza LC2.

		Piano Secondo	Piano Terzo	Copertura
				castello
Resistenza a taglio	$\tau_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	2.88	2.88	2.88
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}_{xi}$	1.25	1.25	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	53.80	18.55	15.28
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{xi}$	0.80	0.84	0.88
Carico verticale	[N]	19584372.57	9982493.68	1075410.23
Area resistente a taglio	$A \qquad [m^2]$	746541.00	344288.00	252360.00
Tensione verticale media	$\sigma_{\theta i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	26.23	28.99	4.26
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	7.66	8.00	4.06
Rapporto forze sismiche	$k_i$	0.60	0.35	0.10
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	nti) F <sub>SLV,xi</sub> [N]	4389014.11	2820874.56	4472680.66
Massa sismica di piano	M [kg]	5805452.52	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$ [g]	0.20	0.13	0.20

Tabella A6: Analisi LV1 in direzione x dei piani secondo, terzo e copertura castello del modello castello per un livello di conoscenza LC2.

	Piano Quarto	Copertura torre circolare
Resistenza a taglio $ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	2.88	2.88
Coefficiente d'irregolarità $\beta_{xi}$	1.25	1.25
Area maschi murari $A_{xi}$ $[m^2]$	4.87	4.87
Coefficiente di omogeneità $\mu_{xi}$	0.93	0.93
Carico verticale [N]	1292604.03	339290.87
Area resistente a taglio $A = [m^2]$	91825.00	91825.00
Tensione verticale media $\sigma_{0i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	14.08	3.69
Resistenza a taglio $ au_{di}  ext{[N/cm}^2]$	5.95	3.92
Rapporto forze sismiche ki	0.06	0.02
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti) F <sub>SLV,xi</sub> [N]	3766045.11	8636157.88
Massa sismica di piano M [kg]	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale S <sub>e,SLV</sub> [g]	0.17	0.39

Tabella A7: Analisi LV1 in direzione x dei piani quarto e copertura torre circolare del modello castello per un livello di conoscenza LC2.

	Piano Interrato	Piano Terra	Piano Primo
Resistenza a taglio $ au_{0d}$ [N/ci	$n^2$ 2.88	2.88	2.88
Coefficiente d'irregolarità β <sub>yi</sub>	1.00	1.25	1.25
Area maschi murari Axi [m	43.88	29.22	27.06
Coefficiente di omogeneità µyi	0.82	0.80	0.80
Carico verticale [N	57953153.48	51037300.58	35176057.95
Area resistente a taglio A [m²]	1397142.00	1137886.00	964379.00
Tensione verticale media $\sigma_{0i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	41.48	44.85	36.48
Resistenza a taglio τ <sub>di</sub> [N/cm²	9.38	9.72	8.85
Rapporto forze sismiche ki	1.00	1.00	0.87
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti) F SLV,yi [N	3364753.50	1817692.54	1764467.05
Massa sismica di piano M [kg]	5805452.52	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale S e,SLV [g]	0.15	0.081	0.079

Tabella A8: Analisi LV1 in direzione y dei piani interrato, terra e primo del modello castello per un livello di conoscenza LC2.

		Piano Secondo	Piano Terzo	Copertura
				castello
Resistenza a taglio	$ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	2.88	2.88	2.88
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}_{yi}$	1.20	1.25	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	26.00	16.79	10.87
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{yi}$	0.80	0.80	0.80
Carico verticale	[N]	19584372.57	9982493.68	1075410.23
Area resistente a taglio	$A \qquad [m^2]$	746541.00	344288.00	252360.00
Tensione verticale media	$\sigma_{0i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	26.23	28.99	4.26
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	7.66	8.00	4.06
Rapporto forze sismiche	$k_i$	0.60	0.35	0.10
Tagliante (Taglio-Fasce resist	enti) F <sub>SLV,yi</sub> [N]	2208300.96	2424079.17	2881756.49
Massa sismica di piano	M [kg]	5805452.52	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$ [g]	0.10	0.11	0.13

Tabella A9: Analisi LV1 in direzione y dei piani secondo, terzo e copertura castello del modello castello per un livello di conoscenza LC2.

	Piano Quarto	Copertura torre circolare
Resistenza a taglio $ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	2.88	2.88
Coefficiente d'irregolarità β <sub>yi</sub>	1.25	1.25
Area maschi murari $A_{xi}$ $[m^2]$	4.32	4.32
Coefficiente di omogeneità $\mu_{yi}$	0.89	0.89
Carico verticale [N]	1292604.03	339290.87
Area resistente a taglio A [m²]	91825.00	91825.00
Tensione verticale media $\sigma_{0i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	14.08	3.69
Resistenza a taglio $ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	5.95	3.92
Rapporto forze sismiche k <sub>i</sub>	0.06	0.02
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti) F <sub>SLV,yi</sub> [N]	3200949.97	7340302.23
Massa sismica di piano M [kg]	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale S <sub>e,SLV</sub> [g]	0.14	0.33

Tabella A10: Analisi LV1 in direzione y dei piani quarto e copertura torre circolare del modello castello per un livello di conoscenza LC2.

	Sisma in Direzione Nord									
Settore	W <sub>i</sub> [N]	A <sub>i</sub> [N]	$\sigma_{0i}$ $[N/cm^2]$	$f_d$ $N/cm^2$	a <sub>i</sub> [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	M <sub>ui</sub> [kNm]			
Settore piano 1	7506483.8	190000	39.51	121.33	620	575	17175.06			
Settore piano 2	6531783.8	167500	39.00	121.33	620	575	14990.60			
Settore piano 3	4319216.9	188400	22.93	121.33	565	575	10828.22			
Settore piano 4	2083646.9	72750	28.64	121.33	425	575	5512.11			

Tabella A11: Determinazione momento ultimo resistente per sisma in direzione Nord con livello di conoscenza LC2.

	Sisma in Direzione Sud									
Settore	W <sub>i</sub> [N]	A <sub>i</sub> [N]	$\sigma_{0i}$ $[N/cm^2]$	$f_d$ $N/cm^2$	a <sub>i</sub> [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	M <sub>ui</sub> [kNm]			
Settore piano 1	7506483.8	190000	39.51	121.33	620	575	17175.06			
Settore piano 2	6531783.8	167500	39.00	121.33	620	575	15442.75			
Settore piano 3	4319216.9	188400	22.93	121.33	565	575	10816.97			
Settore piano 4	2083646.9	72750	28.64	121.33	425	575	5495.23			

Tabella A12: Determinazione momento ultimo resistente per sisma in direzione Sud con livello di conoscenza LC2.

	Sisma in Direzione Ovest									
Settore	W <sub>i</sub> [N]	A <sub>i</sub> [N]	$\sigma_{0i}$ $[N/cm^2]$	$f_d$ $N/cm^2$	a <sub>i</sub> [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	M <sub>ui</sub> [kNm]			
Settore piano 1	7506483.8	190000	39.51	121.33	570	620	18477.52			
Settore piano 2	6531783.8	167500	39.00	121.33	470	620	15847.68			
Settore piano 3	4319216.9	188400	22.93	121.33	570	620	11802.83			
Settore piano 4	2083646.9	72750	28.64	121.33	390	620	5919.60			

Tabella A13: Determinazione momento ultimo resistente per sisma in direzione Ovest con livello di conoscenza LC2.

	Sisma in Direzione Est									
Settore	W <sub>i</sub> [N]	A <sub>i</sub> [N]	$\sigma_{0i}$ $[N/cm^2]$	$f_d$ $N/cm^2$	a <sub>i</sub> [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	M <sub>ui</sub> [kNm]			
Settore piano 1	7506483.8	190000	39.51	121.33	490	620	17695.06			
Settore piano 2	6531783.8	167500	39.00	121.33	450	620	15652.09			
Settore piano 3	4319216.9	188400	22.93	121.33	580	620	11830.19			
Settore piano 4	2083646.9	72750	28.64	121.33	400	620	5933.10			

Tabella A14: Determinazione momento ultimo resistente per sisma in direzione Est con livello di conoscenza LC2.

	Sisma in Direzione Nord									
Settore	M <sub>ui</sub> [kNm]	W <sub>K</sub> [kN]	z <sub>k</sub> W <sub>k</sub> [kNm]	$z_k^2 W_k \\ [kNm^2]$	$S_{e,SLV,i}(T_1)$ $[g]$					
Settore piano 1	17175.06	974.70	86153.9	1231268	0.323					
Settore piano 2	14990.60	2212.57	84204.52	1227369	0.480					
Settore piano 3	10828.22	2235.57	68274.03	1112670	0.994					
Settore piano 4	5512.11	2083.65	38943.36	727851	-					

Tabella A15: Determinazione ordinata spettrale per sisma in direzione Nord con livello di conoscenza LC2.

	Sisma in Direzione Sud									
Settore	M <sub>ui</sub> [kNm]	W <sub>K</sub> [kN]	z <sub>k</sub> W <sub>k</sub> [kNm]	$z_k^2 W_k \\ [kNm^2]$	$S_{e,SLV,i}(T_1)$ [g]					
Settore piano 1	17175.06	974.70	86153.94	1231268	0.323					
Settore piano 2	15442.75	2212.57	84204.52	1227369	0.495					
Settore piano 3	10816.97	2235.57	68274.03	1112670	0.993					
Settore piano 4	5495.23	2083.65	38943.36	727851	-					

Tabella A16: Determinazione ordinata spettrale per sisma in direzione Sud con livello di conoscenza LC2.

	Sisma in Direzione Ovest									
Settore	M <sub>ui</sub> [kNm]	W <sub>K</sub> [kN]	z <sub>k</sub> W <sub>k</sub> [kNm]	$z_k^2 W_k \\ [kNm^2]$	$S_{e,SLV,i}(T_1)$ [g]					
Settore piano 1	18477.52	974.70	86153.9	1231268	0.348					
Settore piano 2	15847.68	2212.57	84204.52	1227369	0.508					
Settore piano 3	11802.83	2235.57	68274.03	1112670	1.084					
Settore piano 4	5919.60	2083.65	38943.36	727851	-					

Tabella A17: Determinazione ordinata spettrale per sisma in direzione Ovest con livello di conoscenza LC3.

	Sisma in Direzione Est							
Settore	M <sub>ui</sub> [kNm]	W <sub>K</sub> [kN]	z <sub>k</sub> W <sub>k</sub> [kNm]	$ z_k^2 W_k \\ [kNm^2] $	$S_{e,SLV,i}(T_1)$ [g]			
Settore piano 1	17695.06	974.70	86153.9	1231268	0.333			
Settore piano 2	15652.09	2212.57	84204.52	1227369	0.502			
Settore piano 3	11830.19	2235.57	68274.03	1112670	1.086			
Settore piano 4	5933.10	2083.65	38943.36	727851	-			

Tabella A18: Determinazione ordinata spettrale per sisma in direzione Est con livello di conoscenza LC2.

		Piano Interrato	Piano Terra	Piano Primo
Resistenza a taglio	$ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	2.88	2.88	2.88
Coefficiente d'irregolarità	$\beta_{xi}$	1.25	1.25	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	110.93	89.16	82.80
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{xi}$	0.80	0.80	0.80
Carico verticale	[N]	65459637.28	45914297.74	42682541.75
Area resistente a taglio	$A \qquad [m^2]$	1397142.00	1137886.00	1154379.00
Tensione verticale media	$\sigma_{\theta i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	46.85	40.35	36.97
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	9.92	9.26	8.91
Rapporto forze sismiche	$k_i$	1.00	1.00	0.89

Tagliante (Taglio-Fasce resiste	enti) F <sub>SLV,xi</sub>	: [N]	7039072.48	5286526.52	5276350.91
Massa sismica di piano	M	[kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	S e,SLV	[g]	0.27	0.21	0.21

Tabella A19: Analisi LV1 in direzione x dei piani interrato, terra e primo del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC2.

		Piano Secondo	Piano Terzo	Copertura
				Castello
Resistenza a taglio	$ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	2.88	2.88	2.88
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}_{xi}$	1.25	1.25	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	62.84	29.90	15.28
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{xi}$	0.80	0.80	0.88
Carico verticale	[N]	26116156.37	14301710.58	1075410.23
Area resistente a taglio	$A [m^2]$	914041.00	532688.00	252360.00
Tensione verticale media	σ <sub>0i</sub> [N/cm²]	28.57	26.85	4.26
Resistenza a taglio	τ <sub>di</sub> [N/cm²]	7.95	7.74	4.06
Rapporto forze sismiche	$k_i$	0.67	0.42	0.15
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	enti) F <sub>SLV,xi</sub> [N]	4806719.14	3519813.38	2870689.92
Massa sismica di piano	M [kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$ [g]	0.19	0.14	0.11

Tabella A20: Analisi LV1 in direzione x dei piani secondo, terzo e copertura castello del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC2.

		Piano Quarto	Copertura torre circolare	Copertura torre quadrata
Resistenza a taglio	$\tau_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	2.88	2.88	2.88
Coefficiente d'irregolarità	$\beta_{xi}$	1.25	1.25	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	8.79	4.87	3.93
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{xi}$	0.80	0.93	0.83
Carico verticale	[N]	3376250.93	339290.87	410985.50
Area resistente a taglio	$A \qquad [m^2]$	164575.00	91825.00	72750.00
Tensione verticale media	σ 0i [N/cm²]	20.51	3.69	5.65
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	6.91	3.92	4.38
Rapporto forze sismiche	$k_i$	0.12	0.03	0.02
Tagliante (Taglio-Fasce resist	tenti) F <sub>SLV,xi</sub> [N]	3245599.41	4734038.68	6840491.75
Massa sismica di piano	M [kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$ [g]	0.13	0.18	0.27

Tabella A21: Analisi LV1 in direzione x dei piani quarto, copertura torre circolare e copertura torre quadrata del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC2.

		Piano Interrato	Piano Terra	Piano Primo
Resistenza a taglio	$ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	2.88	2.88	2.88
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}_{yi}$	1.00	1.25	1.09
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	43.88	29.22	39.25
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{yi}$	0.82	0.80	0.80
Carico verticale	[N]	65459637.28	45914297.74	42682541.75
Area resistente a taglio	$A \qquad [m^2]$	1397142.00	1137886.00	1154379.00
Tensione verticale media	$\sigma_{\theta i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	46.85	40.35	36.97
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	9.92	9.26	8.91
Rapporto forze sismiche	$k_i$	1.00	1.00	0.89
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	nti) F <sub>SLV,yi</sub> [N]	3556630.28	1732486.58	2869762.51
Massa sismica di piano	M [kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71

01	C [-1	0.14	0.07	0.11
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$ [g]	0.14	0.07	0.11

Tabella A22: Analisi LV1 in direzione y dei piani interrato, terra e primo del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC2.

			Piano Secondo	Piano Terzo	Copertura
					Castello
Resistenza a taglio	$ au_{0d}$ [N	/cm²]	2.88	2.88	2.88
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}_{yi}$		1.17	1.10	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$ [	$m^2$	37.42	27.99	10.87
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{yi}$		0.80	0.80	0.80
Carico verticale	1	NJ	26116156.37	14301710.58	1075410.23
Area resistente a taglio	A [n	n²]	914041.00	532688.00	252360.00
Tensione verticale media	σ <sub>θi</sub> [N/cn	n²]	28.57	26.85	4.26
Resistenza a taglio	τ <sub>di</sub> [N/ci	m²]	7.95	7.74	4.06
Rapporto forze sismiche	$k_i$		0.67	0.42	0.15
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	nti) F <sub>SLV,yi</sub>	[N]	3068876.35	3733775.15	1849590.87
Massa sismica di piano	M [ $R$	kg/	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	S e,SLV	[g]	0.12	0.15	0.07

Tabella A23: Analisi LV1 in direzione y dei piani secondo, terzo e copertura castello del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC2.

		Piano Quarto	Copertura torre circolare	Copertura torre quadrata
Resistenza a taglio $ au_{0d}$	[N/cm²]	2.88	2.88	2.88
Coefficiente d'irregolarità $\beta_{yi}$		1.25	1.25	1.11
Area maschi murari Axi	[m²]	8.59	4.32	4.27
Coefficiente di omogeneità µyi		0.80	0.89	0.84
Carico verticale	[N]	3376250.93	339290.87	410985.50
Area resistente a taglio A	[m²]	164575.00	91825.00	72750.00
Tensione verticale media σ <sub>0i</sub> /	N/cm²]	20.51	3.69	5.65
Resistenza a taglio τ <sub>di</sub>	[N/cm²]	6.91	3.92	4.38
Rapporto forze sismiche ki		0.12	0.03	0.02
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti) F SL	.V,yi [N]	3170531.40	4023696.09	8432591.53
Massa sismica di piano M	[kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale S e,S	LV <b>[g]</b>	0.12	0.16	0.33

Tabella A24: Analisi LV1 in direzione y dei piani quarto, copertura torre circolare e copertura torre quadrata del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC2.

		Piano Interrato	Piano Terra	Piano Primo
Resistenza a taglio	$ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3.46	3.46	3.46
Coefficiente d'irregolarità	$\beta_{xi}$	1.25	1.25	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	110.93	89.16	73.20
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{xi}$	0.80	0.80	0.80
Carico verticale	[N]	57953153.48	51037300.58	35176057.95
Area resistente a taglio	$A \qquad [m^2]$	1397142.00	1137886.00	964379.00
Tensione verticale media	$\sigma_{\theta i} [N/cm^2]$	41.48	44.85	36.48
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	10.37	10.74	9.80
Rapporto forze sismiche	$k_i$	1.00	1.00	0.87
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	enti) F <sub>SLV,xi</sub> [N]	7363443.54	6129088.07	5283843.20
Massa sismica di piano	M [kg]	5805452.52	5805452.52	5805452.52

		0.00		
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$ [g]	0.33	0.27	0.24

Tabella A25: Analisi LV1 in direzione x dei piani interrato, terra e primo del modello castello per un livello di conoscenza LC3.

			Piano secondo	Piano terzo	Copertura
					castello
Resistenza a taglio	$ au_0$	<sub>d</sub> [N/cm²]	3.46	3.46	3.46
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}$	ci	1.25	1.25	1.25
Area maschi murari	$A_{x}$	i [m²]	53.80	18.55	15.28
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{\lambda}$	i	0.80	0.84	0.88
Carico verticale		[N]	19584372.57	9982493.68	1075410.23
Area resistente a taglio	$\boldsymbol{A}$	[m²]	746541.00	344288.00	252360.00
Tensione verticale media	$\sigma_{\theta i}$	$[N/cm^2]$	26.23	28.99	4.26
Resistenza a taglio	$ au_{di}$	[N/cm²]	8.51	8.88	4.67
Rapporto forze sismiche	$k_i$		0.60	0.35	0.10
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	nti) Fs	LV,xi [N]	4875463.37	3129947.08	5140380.82
Massa sismica di piano	M	[kg]	5805452.52	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale	$S_{e,s}$	SLV <b>[g]</b>	0.22	0.14	0.23

Tabella A26: Analisi LV1 in direzione x dei piani secondo, terzo e copertura castello del modello castello per un livello di conoscenza LC3.

	Piano quarto	Copertura
		torre circolare
Resistenza a taglio $ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3.46	3.46
Coefficiente d'irregolarità $\beta_{xi}$	1.25	1.25
Area maschi murari $A_{xi}$ [m <sup>2</sup> ]	4.87	4.87
Coefficiente di omogeneità $\mu_{xi}$	0.93	0.93
Carico verticale [N]	1292604.03	339290.87
Area resistente a taglio A [m²]	91825.00	91825.00
Tensione verticale media $\sigma_{0i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	14.08	3.69
Resistenza a taglio τ <sub>di</sub> [N/cm²]	6.66	4.53
Rapporto forze sismiche ki	0.06	0.02
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti) F <sub>SLV,xi</sub> [N]	4221302.35	9957427.85
Massa sismica di piano M [kg]	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale S e,SLV [g]	0.19	0.45

Tabella A27: Analisi LV1 in direzione x dei piani quarto e copertura torre circolare del modello castello per un livello di conoscenza LC3.

		Piano Interrato	Piano Terra	Piano Primo
Resistenza a taglio	$ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3.46	3.46	3.46
Coefficiente d'irregolarità	$oldsymbol{eta}_{yi}$	1.00	1.25	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	43.88	29.22	27.06
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{yi}$	0.82	0.80	0.80
Carico verticale	[N]	57953153.48	51037300.58	35176057.95
Area resistente a taglio	$A [m^2]$	1397142.00	1137886.00	964379.00
Tensione verticale media	σ oi [N/cm²]	41.48	44.85	36.48
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	10.37	10.74	9.80
Rapporto forze sismiche	ki	1.00	1.00	0.87
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	enti) F <sub>SLV,yi</sub> [N]	3720525.15	2008608.64	1953248.14
Massa sismica di piano	M [kg]	5805452.52	5805452.52	5805452.52

Tabella A28: Analisi LV1 in direzione y dei piani interrato, terra e primo del modello castello per un livello di conoscenza LC3.

			Piano Secondo	Piano Terzo	Copertura
					Castello
Resistenza a taglio	$ au_{0d}$ [	N/cm²]	3.46	3.46	3.46
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}_{yi}$		1.20	1.25	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$	$[m^2]$	26.00	16.79	10.87
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{yi}$		0.80	0.80	0.80
Carico verticale		[N]	19584372.57	9982493.68	1075410.23
Area resistente a taglio	$\boldsymbol{A}$	$[m^2]$	746541.00	344288.00	252360.00
Tensione verticale media	σ oi [N/	/cm²]	26.23	28.99	4.26
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/	/cm²]	8.51	8.88	4.67
Rapporto forze sismiche	$k_i$		0.60	0.35	0.10
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	nti) F <sub>SLV,yi</sub>	i [N]	2453054.41	2689676.32	3311956.95
Massa sismica di piano	M	[kg]	5805452.52	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale	S e,SLV	[g]	0.11	0.12	0.15

Tabella A29: Analisi LV1 in direzione y dei piani secondo, terzo e copertura castello del modello castello per un livello di conoscenza LC3.

	Piano Quarto	Copertura torre circolare
Resistenza a taglio $ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3.46	3.46
Coefficiente d'irregolarità $\beta_{yi}$	1.25	1.25
Area maschi murari $A_{xi}$ $[m^2]$	4.32	4.32
Coefficiente di omogeneità $\mu_{yi}$	0.89	0.89
Carico verticale [N]	1292604.03	339290.87
Area resistente a taglio A [m²]	91825.00	91825.00
Tensione verticale media $\sigma_{0i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	14.08	3.69
Resistenza a taglio τ <sub>di</sub> [N/cm²]	6.66	4.53
Rapporto forze sismiche ki	0.06	0.02
Tagliante (Taglio-Fasce resistenti) F SLV,yi [N]	3587895.86	8463315.61
Massa sismica di piano M [kg]	5805452.52	5805452.52
Ordinata spettrale S <sub>e,SLV</sub> [g]	0.16	0.38

Tabella A30: Analisi LV1 in direzione y del piano quarto del modello castello per un livello di conoscenza LC3.

	Sisma in Direzione Nord								
Settore	W <sub>i</sub> [N]	A <sub>i</sub> [N]	$\sigma_{0i}$ $[N/cm^2]$	$f_d$ $N/cm^2$	a <sub>i</sub> [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	M <sub>ui</sub> [kNm]		
Settore piano 1	7506483.8	190000	39.51	160.00	620	575	18239.86		
Settore piano 2	6531783.8	167500	39.00	160.00	546	575	15906.10		
Settore piano 3	4319216.9	188400	22.93	160.00	569	575	11212.36		
Settore piano 4	2083646.9	72750	28.64	160.00	440	575	5627.72		

Tabella A31: Determinazione momento ultimo resistente per sisma in direzione Nord con livello di conoscenza LC3.

	Sisma in Direzione Sud									
Settore	W <sub>i</sub> [N]	A <sub>i</sub> [N]	$\sigma_{0i}$ $[N/cm^2]$	$f_d$ $N/cm^2$	a <sub>i</sub> [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	M <sub>ui</sub> [kNm]			
Settore piano 1	7506483.8	190000	39.51	160.00	620	575	18239.86			
Settore piano 2	6531783.8	167500	39.00	160.00	620	575	16248.98			
Settore piano 3	4319216.9	188400	22.93	160.00	565	575	11203.82			
Settore piano 4	2083646.9	72750	28.64	160.00	425	575	5614.92			

Tabella A32: Determinazione momento ultimo resistente per sisma in direzione Sud con livello di conoscenza LC3.

	Sisma in Direzione Ovest									
Settore	W <sub>i</sub> [N]	A <sub>i</sub> [N]	$\sigma_{0i}$ $[N/cm^2]$	$f_d$ $N/cm^2$	a <sub>i</sub> [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	M <sub>ui</sub> [kNm]			
Settore piano 1	7506483.8	190000	39.51	160.00	570	620	19635.73			
Settore piano 2	6531783.8	167500	39.00	160.00	470	620	16911.22			
Settore piano 3	4319216.9	188400	22.93	160.00	570	620	12186.29			
Settore piano 4	2083646.9	72750	28.64	160.00	390	620	6050.03			

Tabella A33: Determinazione momento ultimo resistente per sisma in direzione Ovest con livello di conoscenza LC3.

	Sisma in Direzione Est									
Settore	W <sub>i</sub> [N]	A <sub>i</sub> [N]	$\sigma_{0i}$ $[N/cm^2]$	$f_d$ $N/cm^2$	a <sub>i</sub> [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	M <sub>ui</sub> [kNm]			
Settore piano 1	7506483.8	190000	39.51	160.00	490	620	19042.36			
Settore piano 2	6531783.8	167500	39.00	160.00	450	620	16762.89			
Settore piano 3	4319216.9	188400	22.93	160.00	580	620	12207.04			
Settore piano 4	2083646.9	72750	28.64	160.00	400	620	6060.26			

Tabella A34: Determinazione momento ultimo resistente per sisma in direzione Est con livello di conoscenza LC3.

	Sisma in Direzione Nord									
Settore	$M_{ui}$	$W_K$	$z_k W_k$	$z_k^2 W_k$	$S_{e,SLV,i}\left(T_{1}\right)$					
	[kNm]	[kN]	[kNm]	$[kNm^2]$	[g]					
Settore	18239.86	974.70	86153.9	1231268	0.412					
piano 1										
Settore	15906.10	2212.57	84204.5	1227369	0.612					
piano 2										
Settore	11212.36	2235.57	68274.0	1112670	1.235					
piano 3										
Settore	5627.72	2083.65	38943.3	727851	-					
piano 4										

Tabella A35: Determinazione ordinata spettrale per sisma in direzione Nord con livello di conoscenza LC3.

	Sisma in Direzione Sud									
Settore	M <sub>ui</sub> [kNm]	W <sub>K</sub> [kN]	z <sub>k</sub> W <sub>k</sub> [kNm]	$z_k^2 W_k \\ [kNm^2]$	$S_{e,SLV,i}(T_1)$ [g]					
Settore piano 1	18239.86	974.70	86153.92	1231268	0.412					
Settore piano 2	16248.98	2212.57	84204.52	1227369	0.625					
Settore piano 3	11203.82	2235.57	68274.03	1112670	1.234					
Settore piano 4	5614.92	2083.65	38943.36	727851	-					

Tabella A36: Determinazione ordinata spettrale per sisma in direzione Sud con livello di conoscenza LC3.

	Sisma in Direzione Ovest									
Settore	M <sub>ui</sub> [kNm]	W <sub>K</sub> [kN]	z <sub>k</sub> W <sub>k</sub> [kNm]	$ z_k^2 W_k \\ [kNm^2] $	$S_{e,SLV,i}(T_1)$ [g]					
Settore piano 1	19635.73	974.70	86153.92	1231268	0.443					
Settore piano 2	16911.22	2212.57	84204.52	1227369	0.651					
Settore piano 3	12186.29	2235.57	68274.03	1112670	1.343					
Settore piano 4	6050.03	2083.65	38943.36	727851	-					

Tabella A37: Determinazione ordinata spettrale per sisma in direzione Ovest con livello di conoscenza LC3.

	Sisma in Direzione Est					
Settore	M <sub>ui</sub> [kNm]	W <sub>K</sub> [kN]	$z_k W_k$ [kNm]	$\frac{z_k^2 W_k}{[kNm^2]}$	$S_{e,SLV,i}(T_1)$ [g]	
Settore piano 1	19042.36	974.70	86153.92	1231268	0.430	
Settore piano 2	16762.89	2212.57	84204.52	1227369	0.645	
Settore piano 3	12207.04	2235.57	68274.0	1112670	1.345	
Settore piano 4	6060.26	2083.65	38943.36	727851	-	

Tabella A38: Determinazione ordinata spettrale per sisma in direzione Est con livello di conoscenza LC3.

		Piano Interrato	Piano Terra	Piano Primo
Resistenza a taglio	$\tau_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3.46	3.46	3.46
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}_{xi}$	1.25	1.25	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	110.93	89.16	82.80
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{xi}$	0.80	0.80	0.80
Carico verticale	[N]	65459637.28	58543784.38	42682541.75
Area resistente a taglio	$A [m^2]$	1397142.00	1137886.00	1154379.00
Tensione verticale media	σ oi [N/cm²]	46.85	51.45	36.97
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	10.95	11.43	9.86
Rapporto forze sismiche	k <sub>i</sub>	1.00	1.00	0.89
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	enti) F <sub>SLV,xi</sub> [N]	7775775.08	6520590.99	5840137.52

Massa sismica di piano	М	[kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$	[g]	0.30	0.25	0.23

Tabella A39: Analisi LV1 in direzione x dei piani interrato, terra e primo del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC3.

		Piano Secondo	Piano Terzo	Copertura
				Castello
Resistenza a taglio	$ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3.46	3.46	3.46
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}_{xi}$	1.25	1.25	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	62.84	29.90	15.28
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{xi}$	0.80	0.80	0.88
Carico verticale	[N]	26116156.37	14301710.58	1075410.23
Area resistente a taglio	$A \qquad [m^2]$	914041.00	532688.00	252360.00
Tensione verticale media	$\sigma_{\theta i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	28.57	26.85	4.26
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	8.82	8.59	4.67
Rapporto forze sismiche	<i>k</i> i	0.67	0.42	0.15
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	enti) F <sub>SLV,xi</sub> [N]	5334239.11	3908865.30	3299238.31
Massa sismica di piano	M [kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$ [g]	0.21	0.15	0.13

Tabella A40: Analisi LV1 in direzione x dei piani secondo, terzo e copertura castello del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC3.

		Piano Quarto	Copertura	Copertura
			torre	torre
			circolare	quadrata
Resistenza a taglio	$ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3.46	3.46	3.46
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}_{xi}$	1.25	1.25	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	8.79	4.87	3.93
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{xi}$	0.80	0.93	0.83
Carico verticale	[N]	3376250.93	339290.87	410985.50
Area resistente a taglio	$A \qquad [m^2]$	164575.00	91825.00	72750.00
Tensione verticale media	$\sigma_{0i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	20.51	3.69	5.65
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	7.70	4.53	5.00
Rapporto forze sismiche	$k_i$	0.12	0.03	0.02
Tagliante (Taglio-Fasce resist	enti) F <sub>SLV,xi</sub> [N]	3616721.50	5458312.51	7811450.81
Massa sismica di piano	M [kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	S e,SLV [g]	0.14	0.21	0.30

Tabella A41: Analisi LV1 in direzione x dei piani quarto, copertura torre circolare e copertura torre quadrata del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC3.

		Piano Interrato	Piano Terra	Piano Primo
Resistenza a taglio	$\tau_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3.46	3.46	3.46
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}_{yi}$	1.00	1.25	1.09
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	43.88	29.22	39.25
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{yi}$	0.82	0.80	0.80
Carico verticale	[N]	65459637.28	58543784.38	42682541.75
Area resistente a taglio	$A \qquad [m^2]$	1397142.00	1137886.00	1154379.00
Tensione verticale media	σ <sub>0i</sub> [N/cm²]	46.85	51.45	36.97
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	10.95	11.43	9.86
Rapporto forze sismiche	$k_i$	1.00	1.00	0.89
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	nti) F <sub>SLV,yi</sub> [N]	3928863.80	2136910.95	3176401.26

Massa sismica di piano	M [kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$ [g]	0.15	0.083	0.12

Tabella A42: Analisi LV1 in direzione y dei piani interrato, terra e primo del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC3.

		Piano Secondo	Piano Terzo	Copertura
				Castello
Resistenza a taglio	$ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3.46	3.46	3.46
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}_{yi}$	1.17	1.10	1.25
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	37.42	27.99	10.87
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{yi}$	0.80	0.80	0.80
Carico verticale	[N]	26116156.37	14301710.58	1075410.23
Area resistente a taglio	$A \qquad [m^2]$	914041.00	532688.00	252360.00
Tensione verticale media	$\sigma_{\theta i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	28.57	26.85	4.26
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	8.82	8.59	4.67
Rapporto forze sismiche	k <sub>i</sub>	0.67	0.42	0.15
Tagliante (Taglio-Fasce resiste	enti) F <sub>SLV,yi</sub> [N]	3405674.38	4146476.68	2125705.40
Massa sismica di piano	M [kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	$S_{e,SLV}$ [g]	0.13	0.16	0.08

Tabella A43: Analisi LV1 in direzione y del piano secondo del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC3.

		Piano Quarto	Copertura	Copertura
			torre	torre
			circolare	quadrata
Resistenza a taglio	$ au_{0d}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3.46	3.46	3.46
Coefficiente d'irregolarità	$\boldsymbol{\beta}_{yi}$	1.25	1.25	1.11
Area maschi murari	$A_{xi}$ $[m^2]$	8.59	4.32	4.27
Coefficiente di omogeneità	$\mu_{yi}$	0.80	0.89	0.84
Carico verticale	[N]	3376250.93	339290.87	410985.50
Area resistente a taglio	$A \qquad [m^2]$	164575.00	91825.00	72750.00
Tensione verticale media	$\sigma_{\theta i}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	20.51	3.69	5.65
Resistenza a taglio	$ au_{di}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	7.70	4.53	5.00
Rapporto forze sismiche	$k_i$	0.12	0.03	0.02
Tagliante (Taglio-Fasce resist	enti) F <sub>SLV,yi</sub> [N]	3533069.74	4639292.62	9629537.81
Massa sismica di piano	M [kg]	6560231.71	6560231.71	6560231.71
Ordinata spettrale	S e,SLV [g]	0.14	0.18	0.37

Tabella A44: Analisi LV1 in direzione y dei piani quarto, copertura torre circolare e copertura torre quadrata del modello aggregato castello e torre per un livello di conoscenza LC3.

## **APPENDICE B**

Tabelle rappresentanti per ogni step di carico, il tagliante alla base, il load factor, ed i parametri della funzione rappresentata, che nel caso di Sisma X e Sisma -X sarà lo spostamento (espresso in metri) nella direzione X, mentre nel caso di Sisma Y e Sisma -Y sarà lo spostamento (espresso in metri) nella direzione Y.

	Gruppo 1C					
	Punto: 12237 XV SECOLO					
Step	Function	Load	Fb [kN]			
		Factor				
1	0.00103	0.1	-901.44763			
2	0.001154	0.2	-1802.89526			
3	0.001278	0.3	-2704.34289			
4	0.001402	0.4	-3605.79052			
5	0.001529	0.5	-4507.23815			
6	0.001656	0.6	-5408.68578			
7	0.001784	0.7	-6310.13341			
8	0.001915	0.8	-7211.58104			
9	0.002051	0.9	-8113.02867			
10	0.002191	1	-9014.4763			
11	0.002332	1.1	-9915.92393			
12	0.00248	1.2	-10817.37156			
13	0.002639	1.3	-11718.81919			
14	0.002808	1.4	-12620.26682			
15	0.003008	1.5	-13521.71445			
16	0.003301	1.6	-14423.16208			
17	0.004201	1.7	-15324.60971			
18	0.005423	1.8	-16226.05735			
19	0.008566	1.9	-17127.50499			

Tabella B1: Sisma X Gruppo 1C punto di controllo 12237.

	Gruppo 1C				
	Punto: 18	617 Torre Ci	rcolare		
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.004	0.1	-901.44763		
2	0.005	0.2	-1802.89526		
3	0.006	0.3	-2704.34289		
4	0.007	0.4	-3605.79052		
5	0.009	0.5	-4507.23815		
6	0.011	0.6	-5408.68578		
7	0.014	0.7	-6310.13341		
8	0.018	0.8	-7211.58104		
9	0.024	0.9	-8113.02867		
10	0.033	1	-9014.4763		
11	0.048	1.1	-9915.92393		
12	0.076	1.2	-10817.37156		

Tabella B2: Sisma X Gruppo 1C punto di controllo 18617.

	Gruppo 1C					
	Punto: 20153 Copertura castello					
Step	Function	Load Factor	Fb [kN]			
1	0.002	0.1	-901.44763			
2	0.003	0.2	-1802.89526			
3	0.003	0.3	-2704.34289			
4	0.003	0.4	-3605.79052			
5	0.004	0.5	-4507.23815			
6	0.004	0.6	-5408.68578			
7	0.005	0.7	-6310.13341			
8	0.005	0.8	-7211.58104			
9	0.006	0.9	-8113.02867			
10	0.006	1	-9014.4763			
11	0.007	1.1	-9915.92393			
12	0.008	1.2	-10817.37156			
13	0.01	1.3	-11718.81919			
14	0.015	1.4	-12620.26682			
15	0.034	1.5	-13521.71445			
16	0.126	1.6	-14423.16208			

Tabella B3: Sisma X Gruppo 1C punto di controllo 20153.

	Gruppo 1C Punto: 22392 Torre quadrata				
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.003	0.1	-901.44763		
2	0.005	0.2	-1802.89526		
3	0.007	0.3	-2704.34289		
4	0.008	0.4	-3605.79052		
5	0.01	0.5	-4507.23815		
6	0.012	0.6	-5408.68578		
7	0.014	0.7	-6310.13341		
8	0.016	0.8	-7211.58104		
9	0.018	0.9	-8113.02867		
10	0.021	1	-9014.4763		
11	0.026	1.1	-9915.92393		
12	0.033	1.2	-10817.37156		
13	0.054	1.3	-11718.81919		
14	0.195	1.4	-12620.26682		

Tabella B4: Sisma X Gruppo 1C punto di controllo 22392.

	Gruppo 1C				
		04 Copertura			
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.001534	0.1	-901.44763		
2	0.001951	0.2	-1802.89526		
3	0.002372	0.3	-2704.34289		
4	0.002802	0.4	-3605.79052		
5	0.003247	0.5	-4507.23815		
6	0.003719	0.6	-5408.68578		
7	0.004221	0.7	-6310.13341		
8	0.004788	0.8	-7211.58104		
9	0.005412	0.9	-8113.02867		

10	0.006126	1	-9014.4763
11	0.006931	1.1	-9915.92393
12	0.007848	1.2	-10817.37156
13	0.008967	1.3	-11718.81919
14	0.010725	1.4	-12620.26682
15	0.013485	1.5	-13521.71445
16	0.017024	1.6	-14423.16208

Tabella B5: Sisma X Gruppo 1C punto di controllo 26504.

	Gruppo 2a				
	Punto:	12237 XV SEC	OLO		
Step	Function	Load Factor	Fb [kN]		
1	0.001477	0.1	-6151.341535		
2	0.00206	0.2	-12302.68307		
3	0.002668	0.3	-18454.02461		
4	0.003349	0.4	-24605.36614		
5	0.005	0.5	-30756.70768		
6	0.016966	0.6	-36908.04921		

Tabella B6: Sisma X Gruppo 2A punto di controllo 12237.

	Gruppo 2a Punto: 18617 Torre Circolare				
Step Function Load Fb [kN] Factor					
1	0.006	0.1	-6151.341535		
2	0.01	0.2	-12302.68307		
3	0.018	0.3	-18454.02461		
4	0.041	0.4	-24605.36614		
5	0.122	0.5	-30756.70768		
6	0.887	0.6	-36908.04921		

Tabella B7: Sisma X Gruppo 2A punto di controllo 18617.

	Gruppo 2a				
	Punto: 201	153 Copertura o	castello		
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.003	0.05	-3075.670768		
2	0.004	0.1	-6151.341535		
3	0.005	0.15	-9227.012303		
4	0.006	0.2	-12302.68307		
5	0.007	0.25	-15378.35384		
6	0.009	0.3	-18454.02461		
7	0.012	0.35	-21529.69537		
8	0.019	0.4	-24605.36614		
9	0.045	0.45	-27681.03691		
10	0.319	0.5	-30756.70768		

Tabella B8: Sisma X Gruppo 2A punto di controllo 20153.

	Gruppo 2a Punto: 22392 Torre quadrata				
Step	Function	Load Factor	Fb [kN]		
1	0.004	0.05	-3075.670768		
2	0.006	0.1	-6151.341535		
3	0.009	0.15	-9227.012303		
4	0.012	0.2	-12302.68307		
5	0.014	0.25	-15378.35384		
6	0.018	0.3	-18454.02461		
7	0.024	0.35	-21529.69537		
8	0.042	0.4	-24605.36614		

Tabella B9: Sisma X Gruppo 2A punto di controllo 22392.

	Gruppo 2a				
	Punto: 265	04 Copertura	a castello		
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.002	0.05	-3075.670768		
2	0.003	0.1	-6151.341535		
3	0.004	0.15	-9227.012303		
4	0.005	0.2	-12302.68307		
5	0.007	0.25	-15378.35384		
6	0.009	0.3	-18454.02461		
7	0.011	0.35	-21529.69537		
8	0.017	0.4	-24605.36614		
9	0.035	0.45	-27681.03691		
10	0.177	0.5	-30756.70768		

Tabella B10: Sisma X Gruppo 2A punto di controllo 26504.

	Gruppo 1C Punto: 12237 XV SECOLO				
Step	Function	Load Factor	Fb [kN]		
1	0.000584	0.1	901.44763		
2	0.000411	0.2	1802.89526		
3	0.000238	0.3	2704.34289		
4	0.000064	0.4	3605.79052		
5	-0.000112	0.5	4507.23815		
6	-0.00029	0.6	5408.68578		
7	-0.000472	0.7	6310.13341		
8	-0.000659	0.8	7211.58104		
9	-0.000852	0.9	8113.02867		
10	-0.001053	1	9014.4763		
11	-0.001262	1.1	9915.92393		
12	-0.001478	1.2	10817.37156		
13	-0.001711	1.3	11718.81901		
14	-0.001962	1.4	12620.2666		
15	-0.002239	1.5	13521.71409		
16	-0.002548	1.6	14423.16179		
17	-0.002889	1.7	15324.61157		
18	-0.003259	1.8	16226.0585		

19	-0.003814	1.9	17127.50705
20	-0.006236	2	18028.95261

Tabella B11: Sisma -X Gruppo 1C punto di controllo 12237.

	Gruppo 1C Punto: 18617 Torre Circolare				
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.00142	0.1	901.44763		
2	0.000345	0.2	1802.89526		
3	-0.000742	0.3	2704.34289		
4	-0.001847	0.4	3605.79052		
5	-0.003044	0.5	4507.23815		
6	-0.00436	0.6	5408.68578		
7	-0.005799	0.7	6310.13341		
8	-0.007468	0.8	7211.58104		
9	-0.009765	0.9	8113.02867		
10	-0.012846	1	9014.4763		
11	-0.016822	1.1	9915.92393		
12	-0.021966	1.2	10817.37156		
13	-0.03025	1.3	11718.81901		
14	-0.044519	1.4	12620.2666		
15	-0.074153	1.5	13521.71409		

Tabella B12: Sisma -X Gruppo 1C punto di controllo 18617.

	<b>Gruppo 1</b> C				
	Punto: 20153 Copertura castello				
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.001346	0.1	901.44763		
2	0.00094	0.2	1802.89526		
3	0.00053	0.3	2704.34289		
4	0.000133	0.4	3605.79052		
5	-0.000271	0.5	4507.23815		
6	-0.000678	0.6	5408.68578		
7	-0.001091	0.7	6310.13341		
8	-0.001508	0.8	7211.58104		
9	-0.001919	0.9	8113.02867		
10	-0.002334	1	9014.4763		
11	-0.002784	1.1	9915.92393		
12	-0.003261	1.2	10817.37156		
13	-0.004175	1.3	11718.81901		
14	-0.006062	1.4	12620.2666		
15	-0.011986	1.5	13521.71409		
16	-0.027154	1.6	14423.16179		
17	-0.049144	1.7	15324.61157		
18	-0.081193	1.8	16226.0585		

Tabella B13: Sisma -X Gruppo 1C punto di controllo 20153.

	Gruppo 1C				
	Punto: 223	392 Torre qua	adrata		
Step	Function	Load Factor	Fb [kN]		
1	-0.000125	0.1	901.44763		
2	-0.001905	0.2	1802.89526		
3	-0.004007	0.3	2704.34289		
4	-0.006453	0.4	3605.79052		
5	-0.009208	0.5	4507.23815		
6	-0.012247	0.6	5408.68578		
7	-0.015596	0.7	6310.13341		
8	-0.019443	0.8	7211.58104		
9	-0.024566	0.9	8113.02867		
10	-0.033488	1	9014.4763		
11	-0.065877	1.1	9915.92393		
12	-0.417636	1.2	10817.37156		

Tabella B14: Sisma -X Gruppo 1C punto di controllo 22392.

	Gruppo 1C				
	Punto: 26504 Copertura castello				
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.000705	0.1	901.44763		
2	0.000285	0.2	1802.89526		
3	-0.00014	0.3	2704.34289		
4	-0.000569	0.4	3605.79052		
5	-0.001006	0.5	4507.23815		
6	-0.001454	0.6	5408.68578		
7	-0.001916	0.7	6310.13341		
8	-0.002401	0.8	7211.58104		
9	-0.002928	0.9	8113.02867		
10	-0.003503	1	9014.4763		
11	-0.004115	1.1	9915.92393		
12	-0.004759	1.2	10817.37156		
13	-0.00548	1.3	11718.81901		
14	-0.006292	1.4	12620.2666		
15	-0.007297	1.5	13521.71409		
16	-0.00858	1.6	14423.16179		
17	-0.010048	1.7	15324.61157		
18	-0.011745	1.8	16226.0585		
19	-0.014005	1.9	17127.50705		
20	-0.029471	2	18028.95261		

Tabella B15: Sisma -X Gruppo 1C punto di controllo 26504.

	Gruppo 2a				
	Punto: 1	2237 XV SEC	COLO		
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.000679	0.04	2460.536614		
2	0.000439	0.08	4921.073228		
3	0.000192	0.12	7381.609842		
4	-0.000065	0.16	9842.146456		
5	-0.000326	0.2	12302.68307		
6	-0.000581	0.24	14763.21968		
7	-0.000841	0.28	17223.7563		

8	-0.001106	0.32	19684.29291
9	-0.00138	0.36	22144.82953
10	-0.00167	0.4	24605.36614
11	-0.00175	0.41	25220.50029
12	-0.001825	0.42	25835.63431
13	-0.001898	0.43	26450.76858
14	-0.001974	0.44	27065.90253
15	-0.002059	0.45	27681.03676
16	-0.002149	0.46	28296.17098
17	-0.002252	0.47	28911.30523
18	-0.002338	0.48	29526.43938
19	-0.002416	0.49	30141.57353
20	-0.002385	0.5	30756.70768
21	-0.003157	0.51	31371.84183
22	-0.003717	0.52	31986.97599
23	-0.004289	0.53	32602.11015
24	-0.005062	0.54	33217.2443
25	-0.005864	0.55	33832.37846

Tabella B16: Sisma -X Gruppo 2A punto di controllo 12237.

	Gruppo 2a				
	Punto: 18617 Torre Circolare				
Step	Function	Load Factor	Fb [kN]		
1	0.001781	0.02	1230.268307		
2	0.001068	0.04	2460.536614		
3	0.000353	0.06	3690.804921		
4	-0.000371	0.08	4921.073228		
5	-0.001099	0.1	6151.341535		
6	-0.001836	0.12	7381.609842		
7	-0.002597	0.14	8611.878149		
8	-0.004234	0.18	11072.41476		
9	-0.006021	0.22	13532.95138		
10	-0.008002	0.26	15993.48799		
11	-0.010735	0.3	18454.02461		
12	-0.012727	0.32	19684.29291		
13	-0.015134	0.34	20914.56122		
14	-0.018206	0.36	22144.82953		
15	-0.027249	0.4	24605.36614		

Tabella B17: Sisma -X Gruppo 2A punto di controllo 18617.

	Gruppo 2a				
	Punto: 201	53 Copertura	castello		
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.001	0.05	3075.670768		
2	0	0.1	6151.341535		
3	-0.001	0.15	9227.012303		
4	-0.002	0.2	12302.68307		
5	-0.003	0.25	15378.35384		
6	-0.005	0.3	18454.02461		
7	-0.006	0.35	21529.69537		
8	-0.009	0.4	24605.36614		

9	-0.013	0.45	27681.03691
10	-0.04	0.5	30756.70657

Tabella B18: Sisma -X Gruppo 2A punto di controllo 20153.

	Gruppo 2a				
	Punto: 22392 Torre quadrata				
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.001	0.02	1230.268307		
2	0	0.04	2460.536614		
3	-0.001	0.06	3690.804921		
4	-0.003	0.08	4921.073228		
5	-0.004	0.1	6151.341535		
6	-0.005	0.12	7381.609842		
7	-0.007	0.14	8611.878149		
8	-0.009	0.16	9842.146456		
9	-0.01	0.18	11072.41476		
10	-0.012	0.2	12302.68307		
11	-0.014	0.22	13532.95138		
12	-0.016	0.24	14763.21968		
13	-0.019	0.26	15993.48799		
14	-0.022	0.28	17223.7563		
15	-0.026	0.3	18454.02461		
16	-0.035	0.32	19684.29291		
17	-0.084	0.35	21529.69537		

Tabella B19: Sisma -X Gruppo 2A punto di controllo 22392.

	Gruppo 2a				
	Punto: 26504 Copertura castello				
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.000712	0.02	1230.268307		
2	0.000298	0.04	2460.536614		
3	-0.00012	0.06	3690.804921		
4	-0.000546	0.08	4921.073228		
5	-0.000977	0.1	6151.341535		
6	-0.001412	0.12	7381.609842		
7	-0.001855	0.14	8611.878149		
8	-0.002758	0.18	11072.41476		
9	-0.003704	0.22	13532.95138		
10	-0.004706	0.26	15993.48799		
11	-0.005812	0.3	18454.02461		
12	-0.006444	0.32	19684.29291		
13	-0.007135	0.34	20914.56122		
14	-0.00788	0.36	22144.82953		
15	-0.009607	0.4	24605.36614		
16	-0.012129	0.44	27065.90213		
17	-0.016225	0.48	29526.43896		
18	-0.025957	0.52	31986.97601		
19	-0.044059	0.54	33217.24431		
20	-0.21485	0.55	33832.37845		

Tabella B20: Sisma -X Gruppo 2A punto di controllo 26504.

	Gruppo 1C Punto: 12237 XV SECOLO				
Step	Function	Load Factor	Fb [kN]		
1	0.001345	0.1	-841.44221		
2	0.002106	0.2	-1682.88442		
3	0.002896	0.3	-2524.32663		
4	0.003716	0.4	-3365.76884		
5	0.004582	0.5	-4207.21105		
6	0.005534	0.6	-5048.65326		
7	0.006656	0.7	-5890.09547		
8	0.008092	0.8	-6731.53768		
9	0.009987	0.9	-7572.97989		
10	0.012872	1	-8414.4221		
11	0.017404	1.1	-9255.86431		
12	0.027805	1.2	-10097.30652		
13	0.04906	1.3	-10938.74873		
14	0.087803	1.4	-11780.19094		
15	0.242768	1.5	-12621.63315		

Tabella B21: Sisma Y Gruppo 1C punto di controllo 12237.

	Gruppo 1C				
	Punto: 18	617 Torre Ci	rcolare		
Step	Function	Load Factor	Fb [kN]		
1	0.00396	0.1	-841.44221		
2	0.00651	0.2	-1682.88442		
3	0.00915	0.3	-2524.32663		
4	0.01199	0.4	-3365.76884		
5	0.01530	0.5	-4207.21105		
6	0.01953	0.6	-5048.65326		
7	0.02682	0.7	-5890.09547		
8	0.03803	0.8	-6731.53768		
9	0.05358	0.9	-7572.97989		
10	0.07644	1	-8414.4221		
11	0.11127	1.1	-9255.86431		
12	0.16957	1.2	-10097.30652		

Tabella B22: Sisma Y Gruppo 1C punto di controllo 18617.

	Gruppo 1C				
	<b>Punto: 201</b>	53 Copertura	castello		
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.001761	0.1	-841.44221		
2	0.003446	0.2	-1682.88442		
3	0.00525	0.3	-2524.32663		
4	0.007245	0.4	-3365.76884		
5	0.00949	0.5	-4207.21105		
6	0.012148	0.6	-5048.65326		
7	0.015668	0.7	-5890.09547		
8	0.020696	0.8	-6731.53768		
9	0.027526	0.9	-7572.97989		
10	0.037145	1	-8414.4221		

11	0.051947	1.1	-9255.86431
12	0.08656	1.2	-10097.30652

Tabella B23: Sisma Y Gruppo 1C punto di controllo 20153.

	Gruppo 1C				
	Punto: 22392 Torre quadrata				
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.00016	0.1	-841.44221		
2	0.001495	0.2	-1682.88442		
3	0.002843	0.3	-2524.32663		
4	0.004213	0.4	-3365.76884		
5	0.005594	0.5	-4207.21105		
6	0.006989	0.6	-5048.65326		
7	0.008403	0.7	-5890.09547		
8	0.00988	0.8	-6731.53768		
9	0.011418	0.9	-7572.97989		
10	0.013039	1	-8414.4221		
11	0.014775	1.1	-9255.86431		
12	0.016808	1.2	-10097.30652		
13	0.019532	1.3	-10938.74873		
14	0.025243	1.4	-11780.19094		
15	0.036509	1.5	-12621.63315		
16	0.272994	1.65	-13883.7964		

Tabella B24: Sisma Y Gruppo 1C punto di controllo 22392.

	Gruppo 1C Punto: 26504 Copertura castello				
Step	Function	Load Factor	Fb [kN]		
1	0.003145	0.1	-841.44221		
2	0.005451	0.2	-1682.88442		
3	0.007866	0.3	-2524.32663		
4	0.010471	0.4	-3365.76884		
5	0.013482	0.5	-4207.21105		
6	0.017241	0.6	-5048.65326		
7	0.023277	0.7	-5890.09547		
8	0.032365	0.8	-6731.53768		
9	0.044871	0.9	-7572.97989		
10	0.062336	1	-8414.4221		
11	0.08767	1.1	-9255.86431		
12	0.130243	1.2	-10097.30652		

Tabella B25: Sisma Y Gruppo 1C punto di controllo 26504.

	Gruppo 2a			
	Punto: 1	2237 XV SEC	COLO	
Step	Function	Load Factor	Fb [kN]	
1	0.001	0.02	-1230.268307	
2	0.002	0.04	-2460.536614	
3	0.003	0.06	-3690.804921	
4	0.004	0.08	-4921.073228	
5	0.005	0.1	-6151.341535	
6	0.007	0.12	-7381.609842	

7	0.008	0.14	-8611.878149
8	0.011	0.16	-9842.146456
9	0.015	0.18	-11072.41476
10	0.02	0.2	-12302.68307
11	0.026	0.22	-13532.95138
12	0.035	0.24	-14763.21968
13	0.048	0.26	-15993.48799
14	0.085	0.28	-17223.7563
15	0.237	0.3	-18454.02461

Tabella B26: Sisma Y Gruppo 2A punto di controllo 12237.

	Gruppo 2a				
	Punto: 18617 Torre Circolare				
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.002	0.01	-615.134153		
2	0.003	0.02	-1230.268307		
3	0.004	0.03	-1845.402461		
4	0.005	0.04	-2460.536614		
5	0.007	0.05	-3075.670768		
6	0.008	0.06	-3690.804921		
7	0.009	0.07	-4305.939075		
8	0.01	0.08	-4921.073228		
9	0.012	0.09	-5536.207382		
10	0.014	0.1	-6151.341535		
11	0.016	0.11	-6766.475689		
12	0.019	0.12	-7381.609842		
13	0.023	0.13	-7996.743996		
14	0.028	0.14	-8611.878149		
15	0.034	0.15	-9227.012303		
16	0.041	0.16	-9842.146456		
17	0.05	0.17	-10457.28061		
18	0.062	0.18	-11072.41476		

Tabella B27: Sisma Y Gruppo 2A punto di controllo 18617.

	Gruppo 2a				
	Punto: 20153 Copertura castello				
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.002	0.01	-615.134153		
2	0.003	0.02	-1230.268307		
3	0.004	0.03	-1845.402461		
4	0.005	0.04	-2460.536614		
5	0.007	0.05	-3075.670768		
6	0.008	0.06	-3690.804921		
7	0.009	0.07	-4305.939075		
8	0.01	0.08	-4921.073228		
9	0.012	0.09	-5536.207382		
10	0.014	0.1	-6151.341535		
11	0.016	0.11	-6766.475689		
12	0.019	0.12	-7381.609842		
13	0.023	0.13	-7996.743996		
14	0.028	0.14	-8611.878149		
15	0.034	0.15	-9227.012303		
16	0.041	0.16	-9842.146456		

17	0.05	0.17	-10457.28061
18	0.062	0.18	-11072.41476

Tabella B28: Sisma Y Gruppo 2A punto di controllo 20153.

	Gruppo 2a Punto: 22392 Torre quadrata				
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0	0.02	-1230.268307		
2	0.002	0.04	-2460.536614		
3	0.003	0.06	-3690.804921		
4	0.005	0.08	-4921.073228		
5	0.007	0.1	-6151.341535		
6	0.008	0.12	-7381.609842		
7	0.01	0.14	-8611.878149		
8	0.012	0.16	-9842.146456		
9	0.014	0.18	-11072.41476		
10	0.016	0.2	-12302.68307		
11	0.018	0.22	-13532.95138		
12	0.022	0.24	-14763.21968		
13	0.032	0.26	-15993.48799		
14	0.062	0.28	-17223.7563		
15	0.216	0.3	-18454.02461		

Tabella B29: Sisma Y Gruppo 2A punto di controllo 22392.

	Gruppo 2a Punto: 26504 Copertura castello				
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	0.002	0.01	-615.134153		
2	0.003	0.02	-1230.268307		
3	0.004	0.03	-1845.402461		
4	0.005	0.04	-2460.536614		
5	0.007	0.05	-3075.670768		
6	0.008	0.06	-3690.804921		
7	0.009	0.07	-4305.939075		
8	0.01	0.08	-4921.073228		
9	0.012	0.09	-5536.207382		
10	0.014	0.1	-6151.341535		
11	0.016	0.11	-6766.475689		
12	0.019	0.12	-7381.609842		
13	0.023	0.13	-7996.743996		
14	0.028	0.14	-8611.878149		
15	0.034	0.15	-9227.012303		
16	0.041	0.16	-9842.146456		
17	0.05	0.17	-10457.28061		
18	0.062	0.18	-11072.41476		

Tabella B30: Sisma Y Gruppo 2A punto di controllo 26504.

	Gruppo 1C				
	Punto: 12237	<b>- 18617 – 20</b> 1	153 - 26504		
Step	Function	Load Factor	Fb [kN]		
1	-0.000131	0.1	841.44221		
2	-0.000905	0.2	1682.88442		
3	-0.001736	0.3	2524.32663		
4	-0.002648	0.4	3365.76884		
5	-0.003698	0.5	4207.21105		
6	-0.004983	0.6	5048.65326		
7	-0.006625	0.7	5890.09547		
8	-0.008793	0.8	6731.53768		
9	-0.012119	0.9	7572.97989		
10	-0.018606	1	8414.4221		
11	-0.03422	1.1	9255.86431		
12	-0.0591	1.2	10097.30652		

Tabella B31: Sisma -Y Gruppo 1C punti di controllo 12237 – 18617 – 20153 – 26504.

	Gruppo 1C Punto: 22392 Torre quadrata				
Step	Function	Load	Fb [kN]		
		Factor			
1	-0.002493	0.1	841.44221		
2	-0.003823	0.2	1682.88442		
3	-0.005157	0.3	2524.32663		
4	-0.006502	0.4	3365.76884		
5	-0.00786	0.5	4207.21105		
6	-0.009231	0.6	5048.65326		
7	-0.01062	0.7	5890.09547		
8	-0.012033	0.8	6731.53768		
9	-0.013502	0.9	7572.97989		
10	-0.015063	1	8414.4221		
11	-0.016877	1.1	9255.86431		
12	-0.019222	1.2	10097.30652		
13	-0.023261	1.3	10938.74873		
14	-0.031261	1.4	11780.19094		
15	-0.055204	1.5	12621.63315		
16	-0.136498	1.6	13463.07533		

Tabella B32: Sisma -Y Gruppo 1C punti di controllo 22392.

	Gruppo 2a					
Punto: 12237 - 18617 - 20153 - 26504						
Step	Function	Load Fb [kN]				
		Factor				
1	0	0.01	615.134153			
2	-0.001	0.02	1230.268307			
3	-0.002	0.03	1845.402461			
4	-0.004	0.04	2460.536614			
5	-0.005	0.05	3075.670768			
6	-0.006	0.06	3690.804921			
7	-0.008	0.07	4305.939075			
8	-0.009	0.08	4921.073228			
9	-0.011	0.09	5536.207382			
10	-0.013	0.1	6151.341535			
11	-0.015	0.11	6766.475689			

12	-0.018	0.12	7381.609842
13	-0.021	0.13	7996.743996
14	-0.025	0.14	8611.878149
15	-0.029	0.15	9227.012303
16	-0.035	0.16	9842.146456
17	-0.043	0.17	10457.28061
18	-0.053	0.18	11072.41476
19	-0.067	0.19	11687.54892
20	-0.087	0.2	12302.68307

Tabella B33: Sisma -Y Gruppo 2A punti di controllo 12237 – 18617 – 20153 - 26504.

	Gruppo 2a						
Punto: 22392 Torre quadrata							
Step	Function	Load	Fb [kN]				
		Factor					
1	-0.001923	0.01	615.134153				
2	-0.002682	0.02	1230.268307				
3	-0.003442	0.03	1845.402461				
4	-0.004204	0.04	2460.536614				
5	-0.004969	0.05	3075.670768				
6	-0.005738	0.06	3690.804921				
7	-0.006513	0.07	4305.939075				
8	-0.007294	0.08	4921.073228				
9	-0.008081	0.09	5536.207382				
10	-0.008874	0.1	6151.341535				
11	-0.009675	0.11	6766.475689				
12	-0.010485	0.12	7381.609842				
13	-0.011308	0.13	7996.743996				
14	-0.012153	0.14	8611.878149				
15	-0.013039	0.15	9227.012303				
16	-0.013991	0.16	9842.146456				
17	-0.015047	0.17	10457.28061				
18	-0.016276	0.18	11072.41476				
19	-0.017856	0.19	11687.54892				
20	-0.020247	0.2	12302.68307				
21	-0.024188	0.21	12917.81722				
22	-0.031821	0.22	13532.95138				
23	-0.050906	0.23	14148.08553				
24	-0.112218	0.24	14763.21968				
25	-0.412357	0.25	15378.35384				

Tabella B34: Sisma -Y Gruppo 2A punti di controllo 22392.

Step	Displacement (d)	Base Shear (F <sub>b</sub> )	Displacement (d*)	Base Shear (F*b)	Area SDOF curve	Area bilinear curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.00103	901.45	0.000285	249	0	0
2	0.001154	1802.90	0.000319	499	0	0
3	0.001278	2704.34	0.000354	748	0	0
4	0.001402	3605.79	0.000388	997	0	0
5	0.001529	4507.24	0.000423	1247	0	0
6	0.001656	5408.69	0.000458	1496	0	0
7	0.001784	6310.13	0.000493	1746	0	0
8	0.001915	7211.58	0.000530	1995	0	0
9	0.002051	8113.03	0.000567	2244	0	0

10	0.002191	9014.48	0.000606	2494	0	0
11	0.002332	9915.92	0.000645	2743	0	0
12	0.00248	10817.37	0.000686	2992	0	0
13	0.002639	11718.82	0.000730	3242	0	0
14	0.002808	12620.27	0.000777	3491	0	0
15	0.003008	13521.71	0.000832	3740	0	0
16	0.003301	14423.16	0.000913	3990	0	0
17	0.004201	15324.61	0.001162	4239	1	1
18	0.005423	16226.06	0.001500	4489	1	2
19	0.008566	17127.50	0.002370	4738	0	0

Tabella B35: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 12237 sisma X e Gruppo 1.

$oldsymbol{F_{bu}^*}{[kN]}$	$\begin{array}{c} \textbf{0.6} \textbf{\textit{F}}_{bu}^* \\ \textbf{[kN]} \end{array}$	Γ	0.85 $F_{bu}^*$ [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	<b>d</b> <sub>u</sub> [m]
4267.51	2560.51	2.37	3627.39	0.02498	0.06

Tabella B36: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 12237 sisma X e Gruppo 1.

F <sub>y</sub> * [kN]	$d_y^*$ [m]	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
4015.694	0.00800	44.950	44.953	0.005101	501961.80

Tabella B37: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 12237 sisma X e Gruppo 1.

m* [ton]	T* [sec]	$K_y^*$	$d_{max}$ [m]	<i>u<sub>max</sub></i> [ <b>m</b> ]
429.081	0.07	3165617.34	0.000735482	0.001807378

Tabella B38: Parametri indice di sicurezza punto 12237 sisma X e Gruppo 1.

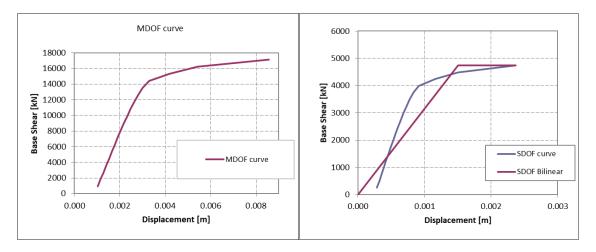


Figura B1: Bi-linearizzazione punto 12237 sisma X Gruppo 1.

Step	Displacement (d)	Base Shear	Displacement (d*)	Base Shear	Area SDOF	Area bilinear
	(u)	(F <sub>b</sub> )	(u )	(F* <sub>b</sub> )	curve	curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.004	901.45	0.001106	249	0	1
2	0.005	1802.90	0.001383	499	0	0
3	0.006	2704.34	0.001660	748	0	0
4	0.007	3605.79	0.001936	997	0	1
5	0.009	4507.24	0.002490	1247	1	1
6	0.011	5408.69	0.003043	1496	1	1
7	0.014	6310.13	0.003873	1746	1	2
8	0.018	7211.58	0.004979	1995	2	2
9	0.024	8113.03	0.006639	2244	4	3
10	0.033	9014.48	0.009129	2494	6	5
11	0.048	9915.92	0.013278	2743	11	8
12	0.076	10817.37	0.021023	2992	0	0

Tabella B39: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 18617 sisma X e Gruppo 1.

F* <sub>bu</sub> [kN]	0.6 F <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 $F_{bu}^{*}$ [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	d <sub>u</sub> [m]
2992.34	1795.40	3.62	2543.49	0.02102	0.08

Tabella B40: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 18617 sisma X e Gruppo 1.

$F_y^*$	$d_y^*$	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
[kN]	[m]	SDOF	Dillical		
2035.030	0.00200	25.729	25.728	0.001765	1017514.80

Tabella B41: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 18617 sisma X e Gruppo 1.

m* [ton]	T* [sec]	$K_y^*$	$d_{max}$ [m]	<i>u<sub>max</sub></i> [ <b>m</b> ]
429.081	0.13	1017514.80	0.003113893	0.014024803

Tabella B42: Parametri indice di sicurezza punto 18617 sisma X e Gruppo 1.

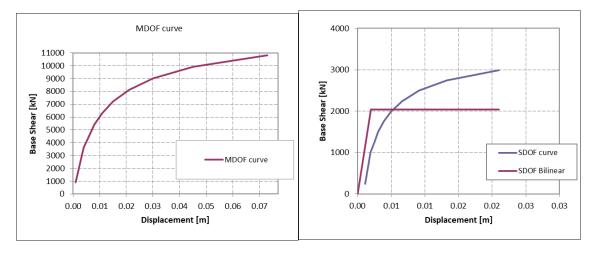


Figura B2: Bi-linearizzazione punto 18617 sisma X Gruppo 1.

Step	Displacement (d)	Base Shear (F <sub>b</sub> )	Displacement (d*)	Base Shear (F*b)	Area SDOF curve	Area bilinear curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.002	901.45	0.000553	249	0.1	0.4
2	0.003	1802.90	0.000830	499	0.1	0.3
3	0.003	2704.34	0.000830	748	0.0	0.0
4	0.003	3605.79	0.000830	997	0.0	0.0
5	0.004	4507.24	0.001106	1247	0.3	0.4
6	0.004	5408.69	0.001106	1496	0.0	0.0
7	0.005	6310.13	0.001383	1746	0.4	0.5
8	0.005	7211.58	0.001383	1995	0.0	0.0
9	0.006	8113.03	0.001660	2244	0.6	0.6
10	0.006	9014.48	0.001660	2494	0.0	0.0
11	0.007	9915.92	0.001936	2743	0.7	0.7
12	0.008	10817.37	0.002213	2992	0.8	0.8
13	0.01	11718.82	0.002766	3242	1.7	1.9
14	0.015	12620.27	0.004149	3491	4.7	4.7
15	0.034	13521.71	0.009405	3740	19.0	17.9
16	0.126	14423.16	0.034855	3990	0.0	0.0

Tabella B43: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 20153 sisma X e Gruppo 1.

$m{F}^*_{bu} \ [\mathbf{k}\mathbf{N}]$	0. 6 F <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 F* <sub>bu</sub> [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	<b>d</b> <sub>u</sub> [m]
3989.79	2393.87	3.62	3391.32	0.03485	0.13

Tabella B44: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 20153 sisma X e Gruppo 1.

F <sub>y</sub> * [kN]	$d_y^*$	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
[127.1]	լայ	5201	Billicui		
3413.966	0.00250	28.420	28.420	0.001753	1365586.51

Tabella B45: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 20153 sisma X e Gruppo 1.

$m^*$	<b>T</b> *	$K_y^*$	$d_{max}$	$u_{max}$
[ton]	[sec]		[m]	[m]
429.081	0.11	1365586.51	0.002125842	0.005030572

Tabella B46: Parametri indice di sicurezza punto 20153 sisma X e Gruppo 1.

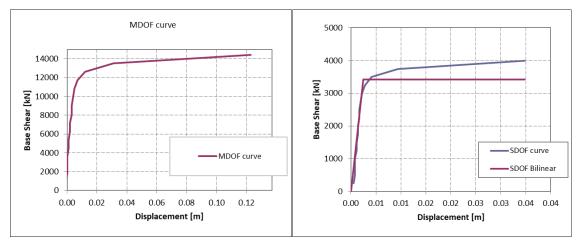


Figura B3: Bi-linearizzazione punto 20153 sisma X Gruppo 1.

Step	Displacement	Base	Displacement	Base	Area	Area
	(d)	Shear	(d*)	Shear	SDOF	bilinear
		$(F_b)$		(F* <sub>b</sub> )	curve	curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.003	901.45	0.000830	249	0.1	0.7
2	0.005	1802.90	0.001383	499	0.2	0.8
3	0.007	2704.34	0.001936	748	0.3	1.1
4	0.008	3605.79	0.002213	997	0.2	0.6
5	0.01	4507.24	0.002766	1247	0.6	1.4
6	0.012	5408.69	0.003319	1496	0.8	1.4
7	0.014	6310.13	0.003873	1746	0.9	1.4
8	0.016	7211.58	0.004426	1995	1.0	1.4
9	0.018	8113.03	0.004979	2244	1.2	1.4
10	0.021	9014.48	0.005809	2494	2.0	2.1
11	0.026	9915.92	0.007192	2743	3.6	3.4
12	0.033	10817.37	0.009129	2992	5.6	4.8
13	0.054	11718.82	0.014938	3242	18.1	14.4
14	0.195	12620.27	0.053942	3491	0.0	0.0

Tabella B47: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 22392 sisma X e Gruppo 1.

F* <sub>bu</sub> [kN]	0.6 F <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 $F_{bu}^{*}$ [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	d <sub>u</sub> [m]
3491.07	2094.64	3.62	2967.41	0.05394	0.20

Tabella B48: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 22392 sisma X e Gruppo 1.

	F <sub>y</sub> * [kN]	d <sub>y</sub> * [ <b>m</b> ]	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
Ī	2477.104	0.00250	34.628	34.629	0.002114	990841.54

Tabella B49: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 22392 sisma X e Gruppo 1.

$m^*$	$T^*$	$K_y^*$	$d_{max}$	$u_{max}$
[ton]	[sec]		[m]	[m]
429.081	0.13	990841.54	0.003223899	0.013981086

Tabella B50: Parametri indice di sicurezza punto 22392 sisma X e Gruppo 1.

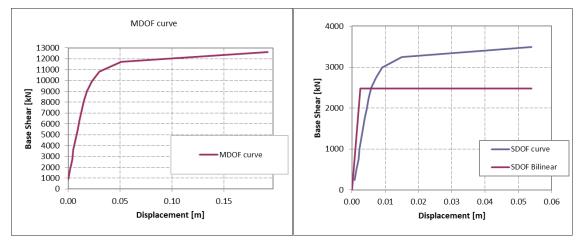


Figura B4: Bi-linearizzazione punto 22392 sisma X Gruppo 1.

Step	Displacement	Base	Displacement	Base	Area	Area
	(d)	Shear	(d*)	Shear	SDOF	bilinear
		(F <sub>b</sub> )		(F* <sub>b</sub> )	curve	curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.000584	901.45	0.000162	249	0.0	0.2
2	0.000411	1802.90	0.000114	499	0.0	0.0
3	0.000238	2704.34	0.000066	748	0.0	0.0
4	0.000064	3605.79	0.000018	997	0.0	0.0
5	-0.000112	4507.24	0.000031	1247	0.0	0.0
6	-0.00029	5408.69	0.000080	1496	0.1	0.0
7	-0.000472	6310.13	0.000131	1746	0.1	0.0
8	-0.000659	7211.58	0.000182	1995	0.1	0.1
9	-0.000852	8113.03	0.000236	2244	0.1	0.1
10	-0.001053	9014.48	0.000291	2494	0.1	0.1
11	-0.001262	9915.92	0.000349	2743	0.2	0.1
12	-0.001478	10817.37	0.000409	2992	0.2	0.1
13	-0.001711	11718.82	0.000473	3242	0.2	0.2
14	-0.001962	12620.27	0.000543	3491	0.2	0.2
15	-0.002239	13521.71	0.000619	3740	0.3	0.3
16	-0.002548	14423.16	0.000705	3990	0.3	0.4
17	-0.002889	15324.61	0.000799	4239	0.4	0.4
18	-0.003259	16226.06	0.000902	4489	0.4	0.5
19	-0.003814	17127.51	0.001055	4738	0.7	0.7
20	-0.006236	18028.95	0.001725	4987	0.0	0.0

Tabella B51: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 12237 sisma -X e Gruppo 1.

F* <sub>bu</sub> [kN]	0.6 F <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 $F_{bu}^*$ [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	$d_u$ [m]
4987.24	2992.34	3.62	4239.15	0.00173	0.01

Tabella B52: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 12237 sisma -X e Gruppo 1.

<i>F</i> <sub>y</sub> * [kN]	$d_y^*$	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
4730.975	0.00080	3.344	3.349	0.000506	5913718.27

Tabella B53: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 12237 sisma -X e Gruppo 1.

<i>m</i> * [ton]	T* [sec]	<i>K</i> <sub>y</sub> *	$d_{max} \ [\mathbf{m}]$	<i>u<sub>max</sub></i> [ <b>m</b> ]
429.081	0.05	5913718.27	0.00034379	0.000844832

Tabella B54: Parametri indice di sicurezza punto 12237 sisma -X e Gruppo 1.

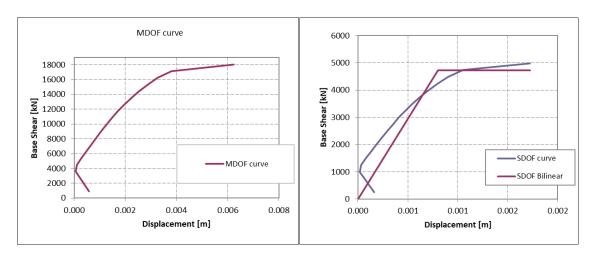


Figura B5: Bi-linearizzazione punto 12237 sisma -X Gruppo 1.

Step	Displacement (d)	Base Shear (F <sub>b</sub> )	Displacement (d*)	Base Shear (F* <sub>b</sub> )	Area SDOF curve	Area bilinear curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.001420	901.45	0.000393	249	0.0	0.6
2	0.000345	1802.90	0.000095	499	-0.1	-0.1
3	0.000742	2704.34	0.000205	748	0.1	0.1
4	0.001847	3605.79	0.000511	997	0.3	0.6
5	0.003044	4507.24	0.000842	1247	0.4	0.9
6	0.004360	5408.69	0.001206	1496	0.5	1.0
7	0.005799	6310.13	0.001604	1746	0.6	1.1
8	0.007468	7211.58	0.002066	1995	0.9	1.3
9	0.009765	8113.03	0.002701	2244	1.3	1.7
10	0.012846	9014.48	0.003554	2494	2.0	2.3
11	0.016822	9915.92	0.004653	2743	2.9	3.0
12	0.021966	10817.37	0.006076	2992	4.1	3.9
13	0.030250	11718.82	0.008368	3242	7.1	6.3
14	0.044519	12620.27	0.012315	3491	13.3	10.8
15	0.074153	13521.71	0.020512	3740	0.0	0.0

Tabella B55: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 18617 sisma -X e Gruppo 1.

F* <sub>bu</sub> [kN]	0.6 F <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 $F_{bu}^*$ [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	d <sub>u</sub> [m]
3740.43	2244.26	3.62	3179.36	0.02051	0.07

Tabella B56: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 18617 sisma -X e Gruppo 1.

F <sub>y</sub> * [kN]	d <sub>y</sub> * [ <b>m</b> ]	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
2732.138	0.00070	33.409	33.439	0.000575	3903053.95

Tabella B57: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 18617 sisma -X e Gruppo 1.

m* [ton]	T* [sec]	$K_y^*$	d <sub>max</sub> [ <b>m</b> ]	u <sub>max</sub> [ <b>m</b> ]
429.081	0.07	3903053.95	0.000568506	0.001821339

Tabella B58: Parametri indice di sicurezza punto 18617 sisma -X e Gruppo 1.

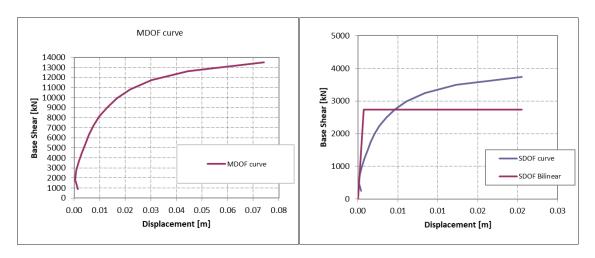


Figura B6: Bi-linearizzazione punto 18617 sisma -X Gruppo 1.

Step	Displacement	Base	Displacement	Base	Area	Area
	(d)	Shear	(d*)	Shear	SDOF	bilinear
	[1	(F <sub>b</sub> )	[]	(F* <sub>b</sub> )	curve	curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.001346	901.45	0.000372	249	0.0	0.7
2	0.00094	1802.90	0.000260	499	0.0	-0.1
3	0.00053	2704.34	0.000147	748	-0.1	-0.1
4	0.000133	3605.79	0.000037	997	-0.1	0.0
5	-0.000271	4507.24	0.000075	1247	0.0	0.0
6	-0.000678	5408.69	0.000188	1496	0.2	0.1
7	-0.001091	6310.13	0.000302	1746	0.2	0.2
8	-0.001508	7211.58	0.000417	1995	0.2	0.2
9	-0.001919	8113.03	0.000531	2244	0.2	0.3
10	-0.002334	9014.48	0.000646	2494	0.3	0.4
11	-0.002784	9915.92	0.000770	2743	0.3	0.5
12	-0.003261	10817.37	0.000902	2992	0.4	0.5
13	-0.004175	11718.82	0.001155	3242	0.8	1.0
14	-0.006062	12620.27	0.001677	3491	1.8	2.0
15	-0.011986	13521.71	0.003316	3740	5.9	6.3
16	-0.027154	14423.16	0.007511	3990	16.2	16.1
17	-0.049144	15324.61	0.013594	4239	25.0	23.4
18	-0.081193	16226.06	0.022460	4489	0.0	0.0

Tabella B59: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 20153 sisma -X e Gruppo 1.

F* <sub>bu</sub> [kN]	0.6 F* <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 $F_{bu}^{*}$ [kN]	$egin{aligned} d_u^* \ [m] \end{aligned}$	$egin{aligned} d_u \ [m] \end{aligned}$
4488.51	2693.11	3.62	3815.24	0.02246	0.08

Tabella B60: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 20153 sisma -X e Gruppo 1.

F <sub>y</sub> * [kN]	d <sub>y</sub> * [ <b>m</b> ]	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
3845.923	0.00080	51.369	51.368	0.000560	4807403.59

Tabella B61: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 20153 sisma -X e Gruppo 1.

n [to		T* [sec]	$K_y^*$	d <sub>max</sub> [ <b>m</b> ]	<i>u<sub>max</sub></i> [ <b>m</b> ]
429.	081	0.06	4807403.59	0.000441171	0.001043983

Tabella B62: Parametri indice di sicurezza punto 20153 sisma -X e Gruppo 1.

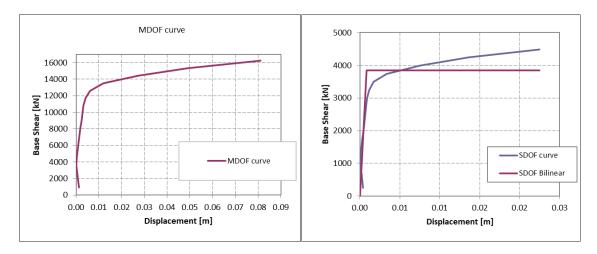


Figura B7: Bi-linearizzazione punto 20153 sisma -X Gruppo 1.

Step	Displacement (d)	Base Shear	Displacement (d*)	Base Shear	Area SDOF	Area bilinear
		(F <sub>b</sub> )		(F* <sub>b</sub> )	curve	curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.000125	901.45	0.000035	249	0.0	0.0
2	0.001905	1802.90	0.000527	499	0.2	0.7
3	0.004007	2704.34	0.001108	748	0.4	1.3
4	0.006453	3605.79	0.001785	997	0.6	1.5
5	0.009208	4507.24	0.002547	1247	0.9	1.6
6	0.012247	5408.69	0.003388	1496	1.2	1.8
7	0.015596	6310.13	0.004314	1746	1.5	2.0
8	0.019443	7211.58	0.005378	1995	2.0	2.3
9	0.024566	8113.03	0.006796	2244	3.0	3.1
10	0.033488	9014.48	0.009264	2494	5.8	5.3
11	0.065877	9915.92	0.018223	2743	23.5	19.4
12	0.417636	10817.37	0.115528	2992	0.0	0.0

Tabella B63: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 22392 sisma -X e Gruppo 1.

F* <sub>bu</sub> [kN]	0.6 F* <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 F <sub>bu</sub> [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	$d_u$ [m]
2992.34	1795.40	3.62	2543.49	0.11553	0.42

Tabella B64: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 22392 sisma -X e Gruppo 1.

F <sub>y</sub> * [kN]	$d_y^*$ [m]	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
2161.511	0.00080	38.951	38.955	0.000665	2701888.43

Tabella B65: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 22392 sisma -X e Gruppo 1.

<i>m</i> * [ton]	T* [sec]	<b>K</b> * <sub>y</sub>	d <sub>max</sub> [ <b>m</b> ]	u <sub>max</sub> [ <b>m</b> ]
429.081	0.08	2701888.43	0.000895267	0.00461536

Tabella B66: Parametri indice di sicurezza punto 22392 sisma -X e Gruppo 1.

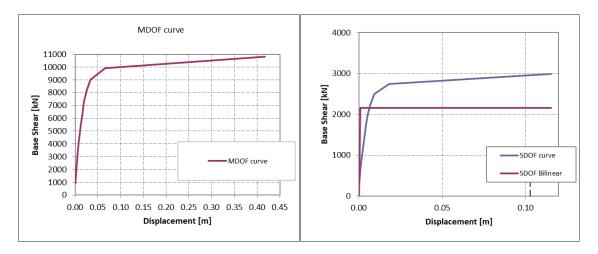


Figura B8: Bi-linearizzazione punto 22392 sisma -X Gruppo 1.

Step	Displacement (d)	Base Shear (F <sub>b</sub> )	Displacement (d*)	Base Shear (F* <sub>b</sub> )	Area SDOF curve	Area bilinear curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.001345	841.44	0.000568	356	0.1	1.5
2	0.002106	1682.88	0.000890	711	0.2	1.3
3	0.002896	2524.33	0.001224	1067	0.3	1.4
4	0.003716	3365.77	0.001571	1423	0.4	1.4
5	0.004582	4207.21	0.001937	1778	0.6	1.5
6	0.005534	5048.65	0.002339	2134	0.8	1.7
7	0.006656	5890.10	0.002813	2489	1.1	2.0
8	0.008092	6731.54	0.003420	2845	1.6	2.5
9	0.009987	7572.98	0.004221	3201	2.4	3.3
10	0.012872	8414.42	0.005440	3556	4.1	5.1
11	0.017404	9255.86	0.007356	3912	7.2	8.0
12	0.027805	10097.31	0.011751	4268	18.0	18.4
13	0.04906	10938.75	0.020735	4623	39.9	37.6
14	0.087803	11780.19	0.037109	4979	78.6	68.5
15	0.242768	12621.63	0.102603	5334	0.0	0.0

Tabella B67: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 12237 sisma Y e Gruppo 1.

F* <sub>bu</sub> [kN]	0.6 F <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 F* <sub>bu</sub> [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	d <sub>u</sub> [m]
5334.39	3200.63	2.37	4534.23	0.10260	0.24

Tabella B68: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 12237 sisma Y e Gruppo 1.

$F_y^*$	$d_y^*$	Area	Area	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
[kN]	[m]	SDOF	bilinear		
4182.134	0.00090	155.304	154.304	0.000689	4646816.02

Tabella B69: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 12237 sisma Y e Gruppo 1.

$m^*$	<b>T</b> *	$K_y^*$	$d_{max}$	$u_{max}$
[ton]	[sec]		[m]	[m]
1135.032	0.10	4646816.02	0.001007819	0.002054676

Tabella B70: Parametri indice di sicurezza punto 12237 sisma Y e Gruppo 1.

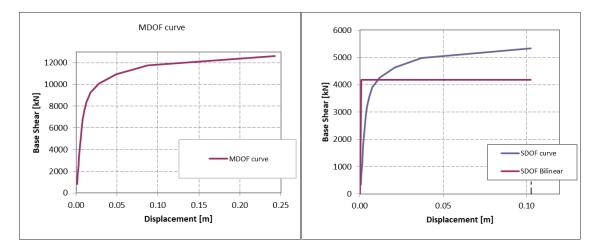


Figura B9: Bi-linearizzazione punto 12237 sisma Y Gruppo 1.

Step	Displacement (d)	Base Shear (F <sub>b</sub> )	Displacement (d*)	Base Shear (F* <sub>b</sub> )	Area SDOF curve	Area bilinear curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.003958	841.44	0.001673	356	0.3	4.8
2	0.006505	1682.88	0.002749	711	0.6	3.1
3	0.009154	2524.33	0.003869	1067	1.0	3.2
4	0.011993	3365.77	0.005069	1423	1.5	3.5
5	0.015303	4207.21	0.006468	1778	2.2	4.0
6	0.019534	5048.65	0.008256	2134	3.5	5.2
7	0.026822	5890.10	0.011336	2489	7.1	8.9
8	0.038033	6731.54	0.016074	2845	12.6	13.7
9	0.053577	7572.98	0.022644	3201	19.9	19.0
10	0.07644	8414.42	0.032306	3556	32.6	28.0
11	0.11127	9255.86	0.047027	3912	55.0	42.6
12	0.169566	10097.31	0.071665	4268	0.0	0.0

Tabella B71: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 18617 sisma Y e Gruppo 1.

$F_{bu}^*$ [kN]	0.6 F* <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 F* <sub>bu</sub> [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	<b>d</b> <sub>u</sub> [m]
4267.51	2560.51	2.37	3627.39	0.07167	0.17

Tabella B72: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 18617 sisma Y e Gruppo 1.

F <sub>y</sub> *	$d_y^*$	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
2895.046	0.00090	136.326	136.145	0.000796	3216717.53

Tabella B73: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 18617 sisma Y e Gruppo 1.

$m^*$	<b>T</b> *	$K_y^*$	$d_{max}$	$u_{max}$
[ton]	[sec]		[m]	[m]
1135.032	0.12	3216717.53	0.001616344	0.006538261

Tabella B74: Parametri indice di sicurezza punto 18617 sisma Y e Gruppo 1.

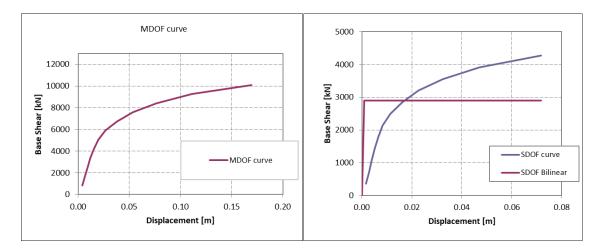


Figura B10: Bi-linearizzazione punto 18617 sisma Y Gruppo 1.

Step	Displacement (d)	Base Shear	Displacement (d*)	Base Shear	Area SDOF	Area bilinear
	[m]	(F <sub>b</sub> ) [kN]	[m]	(F* <sub>b</sub> ) [kN]	curve	curve
1	0.001761	841.44	0.000744	356	0.1	1.7
2	0.003446	1682.88	0.001456	711	0.4	2.0
3	0.00525	2524.33	0.002219	1067	0.7	2.1
4	0.007245	3365.77	0.003062	1423	1.0	2.4
5	0.00949	4207.21	0.004011	1778	1.5	2.6
6	0.012148	5048.65	0.005134	2134	2.2	3.1
7	0.015668	5890.10	0.006622	2489	3.4	4.1
8	0.020696	6731.54	0.008747	2845	5.7	5.9
9	0.027526	7572.98	0.011634	3201	8.7	8.1
10	0.037145	8414.42	0.015699	3556	13.7	11.3
11	0.051947	9255.86	0.021955	3912	23.4	17.5
12	0.08656	10097.31	0.036584	4268	0.0	0.0

Tabella B75: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 20153 sisma Y e Gruppo 1.

$F_{bu}^*$ [kN]	0.6 F* <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 F* <sub>bu</sub> [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	d <sub>u</sub> [m]
4267.51	2560.51	2.37	3627.39	0.03658	0.09

Tabella B76: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 20153 sisma Y e Gruppo 1.

<i>F</i> <sub>y</sub> * [kN]	$d_y^*$	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
2789.561	0.00090	60.882	60.885	0.000826	3099512.35

Tabella B77: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 20153 sisma Y e Gruppo 1.

Ī	$m^*$	<b>T</b> *	$K_y^*$	$d_{max}$	$u_{max}$
	[ton]	[sec]	-	[m]	[m]
ĺ	1135.032	0.12	3099512.35	0.001696034	0.003437509

Tabella B78: Parametri indice di sicurezza punto 20153 sisma Y e Gruppo 1.

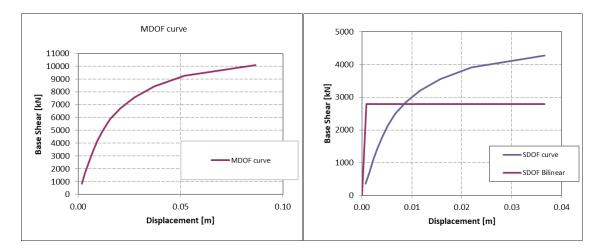


Figura B11: Bi-linearizzazione punto 20153 sisma Y Gruppo 1.

Step	Displacement (d)	Base Shear	Displacement (d*)	Base Shear	Area SDOF	Area bilinear
	(u)			(F* <sub>b</sub> )	curve	curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.00016	841.44	0.000068	356	0.0	0.0
2	0.001495	1682.88	0.000632	711	0.3	1.5
3	0.002843	2524.33	0.001202	1067	0.5	2.2
4	0.004213	3365.77	0.001781	1423	0.7	2.2
5	0.005594	4207.21	0.002364	1778	0.9	2.2
6	0.006989	5048.65	0.002954	2134	1.2	2.3
7	0.008403	5890.10	0.003551	2489	1.4	2.3
8	0.00988	6731.54	0.004176	2845	1.7	2.4
9	0.011418	7572.98	0.004826	3201	2.0	2.5
10	0.013039	8414.42	0.005511	3556	2.3	2.6
11	0.014775	9255.86	0.006244	3912	2.7	2.8
12	0.016808	10097.31	0.007104	4268	3.5	3.3
13	0.019532	10938.75	0.008255	4623	5.1	4.4
14	0.025243	11780.19	0.010669	4979	11.6	9.3

Ī	15	0.036509	12621.63	0.015430	5334	24.6	18.3
	16	0.272994	13883.80	0.115378	5868	0.0	0.0

Tabella B79: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 22392 sisma Y e Gruppo 1.

$oldsymbol{F_{bu}^*} [\mathbf{kN}]$	0.6 F* <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 $F_{bu}^*$ [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	d <sub>u</sub> [m]
5867.83	3520.70	2.37	4987.65	0.11538	0.27

Tabella B80: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 22392 sisma Y e Gruppo 1.

<i>F</i> <sub>y</sub> * [kN]	$d_y^*$	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<i>K</i> *
3846.355	0.00090	58.465	58.463	0.000824	4273728.23

Tabella B81: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 22392 sisma Y e Gruppo 1.

$m^*$	<b>T</b> *	$K_y^*$	$d_{max}$	$u_{max}$
[ton]	[sec]		[m]	[m]
1135.032	0.10	4273728.23	0.001121363	0.002773659

Tabella B82: Parametri indice di sicurezza punto 22392 sisma Y e Gruppo 1.

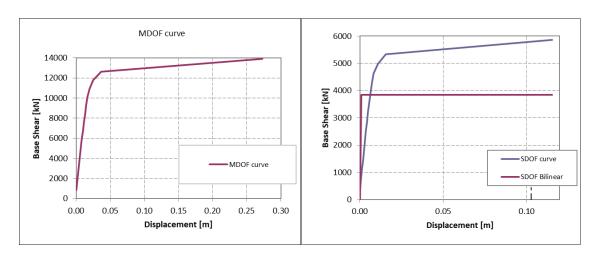


Figura B12: Bi-linearizzazione punto 22392 sisma Y Gruppo 1.

Step	Displacement (d)	Base Shear (F <sub>b</sub> )	Displacement (d*)	Base Shear (F* <sub>b</sub> )	Area SDOF curve	Area bilinear curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.002493	841	0.001054	356	0.2	0.8
2	0.003823	1683	0.001616	711	0.3	0.6
3	0.005157	2524	0.002180	1067	0.5	0.9
4	0.006502	3366	0.002748	1423	0.7	1.1
5	0.007860	4207	0.003322	1778	0.9	1.3
6	0.009231	5049	0.003901	2134	1.1	1.6
7	0.010620	5890	0.004488	2489	1.4	1.9
8	0.012033	6732	0.005086	2845	1.6	2.1

9	0.013502	7573	0.005706	3201	1.9	2.5
10	0.015063	8414	0.006366	3556	2.2	3.0
11	0.016877	9256	0.007133	3912	2.9	3.5
12	0.019222	10097	0.008124	4268	4.1	4.6
13	0.023261	10939	0.009831	4623	7.6	7.8
14	0.031261	11780	0.013212	4979	16.2	15.5
15	0.055204	12622	0.023331	5334	52.2	46.5
16	0.136498	13463	0.057689	5690	0.0	0.0

Tabella B83: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 22392 sisma -Y e Gruppo 1.

$oldsymbol{F_{bu}^*}{[kN]}$	0. 6 F* <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 F* <sub>bu</sub> [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	d <sub>u</sub> [m]
5690.02	3414.01	2.37	4836.51	0.05769	0.14

Tabella B84: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 22392 sisma -Y e Gruppo 1.

F <sub>y</sub> * [kN]	$d_y^*$ [m]	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
4591.951	0.00650	93.721	93.722	0.004833	706453.98

Tabella B85: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 22392 sisma -Y e Gruppo 1.

	$m^*$	$T^*$	$K_y^*$	$d_{max}$	$u_{max}$
L	[ton]	[sec]	-	[m]	[m]
	1135.032	0.25	706453.98	0.008236277	0.004347824

Tabella B86: Parametri indice di sicurezza punto 22392 sisma -Y e Gruppo 1.

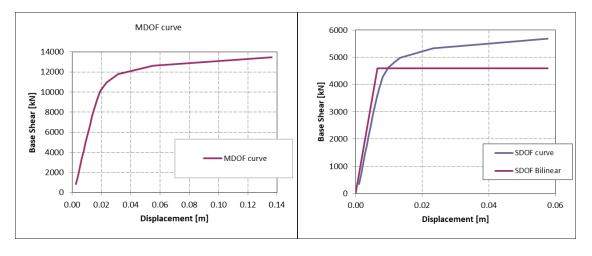


Figura B13: Bi-linearizzazione punto 22392 sisma -Y Gruppo 1.

Step	Displacement (d)	Base Shear (F <sub>b</sub> )	Displacement (d*)	Base Shear (F* <sub>b</sub> )	Area SDOF curve	Area bilinear curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.001057	841.44	0.000447	356	0.1	0.1
2	0.003690	1682.88	0.001560	711	0.6	0.8

3	0.006546	2524.33	0.002767	1067	1.1	1.6
4	0.009690	3365.77	0.004095	1423	1.7	2.6
5	0.013459	4207.21	0.005688	1778	2.5	4.3
6	0.018858	5048.65	0.007970	2134	4.5	7.1
7	0.025699	5890.10	0.010861	2489	6.7	8.9
8	0.034151	6731.54	0.014434	2845	9.5	11.1
9	0.044683	7572.98	0.018885	3201	13.5	13.8
10	0.060144	8414.42	0.025419	3556	22.1	20.2
11	0.090702	9255.86	0.038334	3912	48.2	40.0
12	0.156294	10097.31	0.066056	4268	0.0	0.0

Tabella B87: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 18617 sisma -Y e Gruppo 1.

$oldsymbol{F_{bu}^*}{[kN]}$	$\begin{array}{c} \textbf{0.6} \textbf{\textit{F}}_{bu}^* \\ \textbf{[kN]} \end{array}$	Γ	0.85 $F_{bu}^*$ [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	<b>d</b> <sub>u</sub> [m]
4267.51	2560.51	2.37	3627.39	0.06606	0.16

Tabella B88: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 18617 sisma -Y e Gruppo 1.

F <sub>y</sub> * [kN]	$d_y^*$ [m]	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
3093.550	0.00650	110.380	110.404	0.005380	475930.70

Tabella B89: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 18617 sisma -Y e Gruppo 1.

m*	T*	$K_y^*$	$d_{max}$	$u_{max}$
[ton]	sec		[m]	[m]
1135.032	0.31	475930.70	0.006453749	0.012225626

Tabella B90: Parametri indice di sicurezza punto 18617 sisma -Y e Gruppo 1.

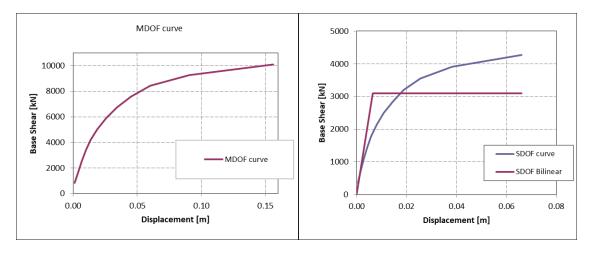


Figura B14: Bi-linearizzazione punto 18617 sisma -Y Gruppo 1.

Step	Displacement (d)	Base Shear	Displacement (d*)	Base Shear	Area SDOF	Area bilinear
		(F <sub>b</sub> )		(F* <sub>b</sub> )	curve	curve
	[m]	[kN]	[m]	[kN]		
1	0.001492	841.44	0.000631	356	0.1	0.2
2	0.003175	1682.88	0.001342	711	0.4	0.5
3	0.004967	2524.33	0.002099	1067	0.7	0.8
4	0.006978	3365.77	0.002949	1423	1.1	1.2
5	0.009310	4207.21	0.003935	1778	1.6	1.9
6	0.012155	5048.65	0.005137	2134	2.4	3.1
7	0.015704	5890.10	0.006637	2489	3.5	4.9
8	0.020204	6731.54	0.008539	2845	5.1	6.2
9	0.026392	7572.98	0.011154	3201	7.9	8.5
10	0.036897	8414.42	0.015594	3556	15.0	14.4
11	0.055515	9255.86	0.023463	3912	29.4	25.4
12	0.095476	10097.31	0.040352	4268	0.0	0.0

Tabella B91: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 20153 sisma -Y e Gruppo 1.

F* <sub>bu</sub> [kN]	0.6 F* <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 $F_{bu}^{*}$ [kN]	d <sub>u</sub> * [m]	d <sub>u</sub> [m]
4267.51	2560.51	2.37	3627.39	0.04035	0.10

Tabella B92: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 20153 sisma -Y e Gruppo 1.

$F_y^*$	$d_y^*$	Area SDOF	Area bilinear	$d^* (0.6F^*)$	<b>K</b> *
[kN]	[m]			0.005146	407572.22
3234.220	0.00650	66.979	66.983	0.005146	497572.32

Tabella B93: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 20153 sisma -Y e Gruppo 1.

m* [ton]	<i>T</i> * [sec]	$K_y^*$	$d_{max} \ [\mathbf{m}]$	u <sub>max</sub> [ <b>m</b> ]
1135.032	0.30	497572.32	0.004895865	0.011693879

Tabella B94: Parametri indice di sicurezza punto 20153 sisma -Y e Gruppo 1.

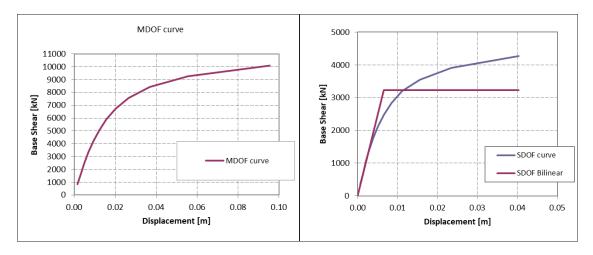


Figura B15: Bi-linearizzazione punto 20153 sisma -Y Gruppo 1.

Step	Displacement (d)	Base Shear	Displacement (d*)	Base Shear	Area SDOF	Area bilinear
	[m]	(F <sub>b</sub> ) [kN]	[m]	(F* <sub>b</sub> ) [kN]	curve	curve
1	0.001381	841.44	0.000584	356	0.1	0.2
2	0.003744	1682.88	0.001582	711	0.5	0.8
3	0.006301	2524.33	0.002663	1067	1.0	1.4
4	0.009150	3365.77	0.003867	1423	1.5	2.2
5	0.012574	4207.21	0.005314	1778	2.3	3.7
6	0.017277	5048.65	0.007302	2134	3.9	6.2
7	0.023290	5890.10	0.009843	2489	5.9	7.9
8	0.030914	6731.54	0.013065	2845	8.6	10.0
9	0.040642	7572.98	0.017177	3201	12.4	12.7
10	0.054851	8414.42	0.023182	3556	20.3	18.6
11	0.081001	9255.86	0.034234	3912	41.3	34.2
12	0.133714	10097.31	0.056513	4268	0.0	0.0

Tabella B95: Inserimento dei dati ottenuti dal sistema MDOF e passaggio al sistema SDOF punto 26504 sisma -Y e Gruppo 1.

F* <sub>bu</sub> [kN]	0.6 F <sub>bu</sub> [kN]	Γ	0.85 F* <sub>bu</sub> [kN]	$egin{aligned} d_u^* \ [m] \end{aligned}$	d <sub>u</sub> [m]
4267.51	2560.51	2.37	3627.39	0.05651	0.13

Tabella B96: Dati estratti dalle curve MDOF e SDOF punto 26504 sisma -Y e Gruppo 1.

F <sub>y</sub> [kN]	d <sub>y</sub> [ <b>m</b> ]	Area SDOF	Area bilinear	d* (0.6F*)	<b>K</b> *
3097.580	0.00650	97.754	97.752	0.005373	476550.74

Tabella B97: Confronto aree per bi-linearizzazione punto 26504 sisma -Y e Gruppo 1.

$m^*$	$T^*$	$K_y^*$	$d_{max}$	$u_{max}$
[ton]	[sec]		[m]	[m]
1135.032	0.31	476550.74	0.006445352	0.012209719

Tabella B98: Parametri indice di sicurezza punto 26504 sisma -Y e Gruppo 1.

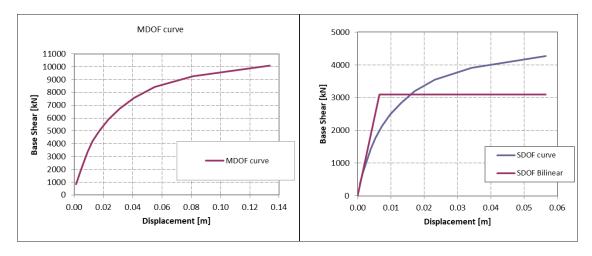


Figura B16: Bi-linearizzazione punto 26504 sisma -Y Gruppo 1.