



Università degli Studi di Parma  
Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e  
Architettura

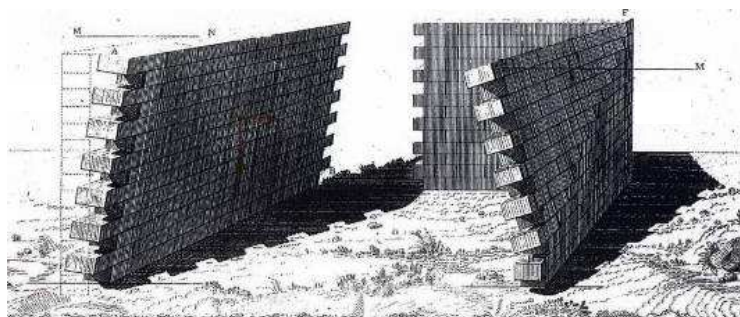
**Dottorato di Ricerca in Forme e Strutture dell'Architettura  
XXVI Ciclo**

(ICAR 08 - ICAR 09 - ICAR 10 - ICAR 14 - ICAR17 - ICAR 18 - ICAR 19 – ICAR 20- MAT 02)

Cecilia Damoni

**Valutazione della vulnerabilità sismica  
di edifici storici tramite l'analisi cinematica**

**Seismic vulnerability assessment of historical buildings  
through kinematic analysis**



ICAR 09

Tutor: prof. Carlo Blasi  
Co-tutor: prof.ssa Beatrice Belletti  
Coordinatore del Dottorato: prof. Aldo De Poli





Università degli Studi di Parma  
Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e  
Architettura

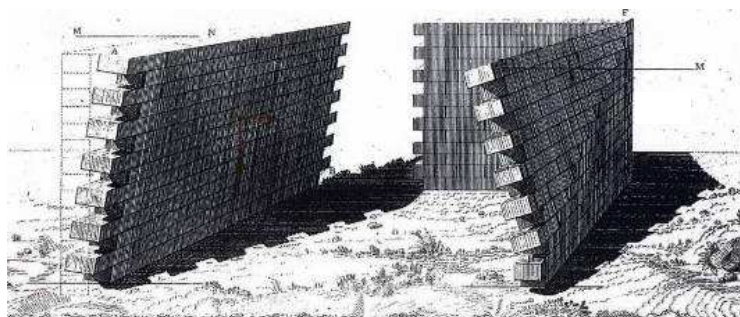
**Dottorato di Ricerca in Forme e Strutture dell'Architettura  
XXVI Ciclo**

(ICAR 08 - ICAR 09 - ICAR 10 - ICAR 14 - ICAR17 - ICAR 18 - ICAR 19 – ICAR 20- MAT 02)

Cecilia Damoni

**Valutazione della vulnerabilità sismica  
di edifici storici tramite l'analisi cinematica**

**Seismic vulnerability assessment of historical buildings  
through kinematic analysis**



ICAR 09

Tutor: prof. Carlo Blasi  
Co-tutor: prof.ssa Beatrice Belletti  
Coordinatore del Dottorato: prof. Aldo De Poli







Università degli Studi di Parma  
Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura

**Dottorato di Ricerca in Forme e Strutture dell'Architettura  
XXVI Ciclo**

(ICAR 08 - ICAR 09 - ICAR 10 - ICAR 14 – ICAR 17 - ICAR 18 - ICAR 19 – ICAR 20- MAT 02)

**Collegio docenti:**

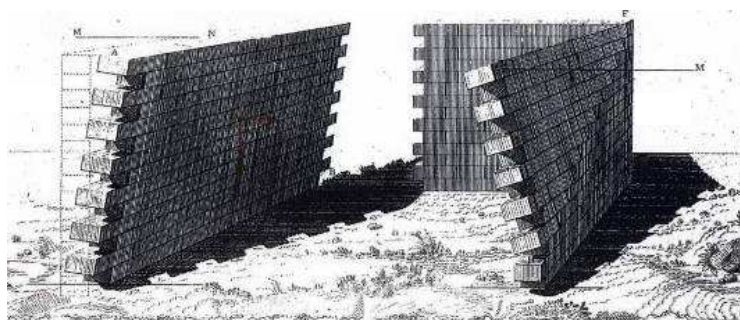
prof. Bruno Adorni, prof. Carlo Blasi, prof. Eva Coisson, prof. Agnese Ghini,  
prof. Paolo Giandebiaggi, prof. Ivo Iori, prof. Marco Maretto, prof. Maria Evelina Melley,  
prof. Federica Ottoni, prof. Enrico Prandi, prof. Carlo Quintelli, prof. Paolo Ventura,  
prof. Chiara Vernizzi, prof. Michele Zazzi, prof. Andrea Zerbi

Dottoranda:  
Cecilia Damoni

Titolo della tesi:

**Valutazione della vulnerabilità sismica  
di edifici storici tramite l'analisi cinematica**

Seismic vulnerability assessment of historical buildings  
through kinematic analysis



ICAR 09

Tutor: prof. Carlo Blasi  
Co-tutor: prof.ssa Beatrice Belletti  
Coordinatore del Dottorato: prof. Aldo De Poli

*L'immagine riportata in copertina è tratta da: *Traité theorique et pratique de l'Art de Bâtir*,  
Jean-Baptiste Rondelet.*

**Valutazione della vulnerabilità sismica  
di edifici storici  
tramite l'analisi cinematica**





## Sommario

<b>Parte I. Introduzione .....</b>	<b>1</b>
1    Introduzione .....	1
1.1    Definizione dell'ambito della ricerca .....	3
1.2    Obiettivi della ricerca .....	6
1.3    Metodologie di indagine .....	8
<b>Parte II. Teorie e tecniche costruttive degli edifici esistenti         in muratura: sviluppo storico.....</b>	<b>11</b>
2    Sviluppo storico delle teorie e delle tecniche costruttive degli edifici in muratura .....	11
2.1    L'evoluzione delle tecniche costruttive degli edifici in muratura .....	12
2.2    L'evoluzione del calcolo strutturale: cenni storici .....	27
2.2.1    Dall'esprit de finesse all' esprit de géométrie.....	28
2.2.2    Sviluppi storici della scienza delle costruzioni .....	30
2.2.3    Il principio dei lavori virtuali .....	37
2.2.4    I teoremi dell'analisi limite .....	40
<b>Parte III. Il comportamento sismico degli edifici esistenti         in muratura .....</b>	<b>55</b>
3    Il comportamento sismico degli edifici esistenti in muratura .....	55
3.1    Considerazioni generali sugli eventi sismici.....	56
3.2    I principali eventi sismici dal XV al XXI secolo.....	60
3.3    Gli effetti dell'azione sismica sugli edifici esistenti in muratura .....	62
3.3.1    Il rilievo e la classificazione dei danni subiti dagli edifici esistenti in muratura in seguito ad eventi sismici .....	66
3.3.2    L'importanza dei meccanismi locali di collasso nella valutazione della vulnerabilità sismica di edifici storici .....	86
3.4    L'evoluzione del quadro normativo.....	87

## **Parte IV. Metodi di analisi per la valutazione**

### **della vulnerabilità sismica di edifici esistenti**

	<b>in muratura .....</b>	<b>99</b>
4	Classificazione degli edifici esistenti in muratura .....	99
4.1	Definizione delle vulnerabilità sismiche degli edifici esistenti in muratura .....	110
5	Operazioni preliminari alla valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti .....	117
5.1	Il rilievo dell'edificio .....	121
5.2	I livelli di conoscenza .....	123
6	Le tipologie di analisi strutturale .....	129
6.1	L'analisi globale .....	130
6.1.1	I limiti dell'analisi globale per gli edifici esistenti in muratura .....	135
6.2	L'analisi locale .....	141
6.2.1	L'analisi cinematica .....	142
7	Tipologie di intervento .....	177
8	Nuovi contributi della ricerca scientifica: un confronto aperto .....	185

## **Parte V. Prospettive di applicazione**

### **dell'analisi cinematica .....**

9	Applicazione dell'analisi cinematica .....	193
9.1	Meccanismi di collasso analizzati .....	196
9.2	Risultati preliminari della ricerca .....	197
9.2.1	Palazzo Carmi a Reggio Emilia .....	198
9.2.2	Ex carcere di San Tommaso a Reggio Emilia .....	218
9.2.3	Archivio di Stato a Modena .....	242
9.2.4	Castello Malaspina a Bobbio (PC) .....	268
9.2.5	Osservazioni riassuntive .....	295
9.3	Proposta di un modello di calcolo analitico per la valutazione della vulnerabilità sismica tramite l'analisi cinematica lineare e non lineare .....	297
9.3.1	Caso studio base .....	300
9.3.2	Implementazione di un modello di calcolo analitico per la valutazione della capacità strutturale tramite l'analisi cinematica .....	303

<b>Parte VI. Osservazioni conclusive .....</b>	<b>339</b>
10 Conclusioni preliminari e questioni aperte .....	339
<b>Parte VII. Apparati.....</b>	<b>347</b>
Bibliografia Ragionata .....	347
Glossario tecnico.....	369



## **Abstract**

The current thesis deals with the seismic vulnerability assessment of historical masonry buildings towards out-of-plane failure mechanisms, also denoted as out-of-plane local collapse mechanisms, by means of linear and nonlinear kinematic analysis.

Damage analyses usually carried out after earthquakes demonstrated that one of the main sources of vulnerability for existing masonry buildings is associated to local failures, mainly due to the activation of out-of-plane collapse mechanisms. The issue of the structural safety of existing structures, with regards to local out-of-plane failure mechanisms, is already known and studied since a long time by architects and engineers.

However the interest to the problem of the seismic vulnerability assessment of existing masonry buildings has increased in time, especially after the recent and catastrophic earthquake that affected Italy in the last years. This interest is strictly tied to the need to interface with the problem of the safety level and at the same time, the need to preserve the artistic-historical value of existing buildings, especially with regards to historical buildings characterized by an important artistic-historical value.

The damages caused by earthquakes highlighted the real necessity to plan improvements interventions in order to avoid similar situations and similar damages in future. As anticipated, within intervention planning the special attention to historical buildings is related to the artistic value of these type of buildings and, as a consequence, to the relation with the preservation and restoration criteria.

In this context the first step deals with the definition of the seismic vulnerabilities and criticalities of historical buildings. As a matter of fact only by means of the identification and evaluation of the vulnerabilities of the buildings towards seismic actions, it is possible

to propose interventions for the preservation of the building and the increase of its safety level.

Hence the evaluation of the seismic vulnerability is the first fundamental step of the design process.

Experience showed that seismic actions can involve small or larger portion of the building, and hence can activate local or global collapse mechanisms. As already anticipated and as well documented in literature, it has been demonstrated that one of the main sources of seismic vulnerability deals with the activation of out-of-plane local collapse mechanisms, that bring to the overturning of masonry walls or portion of them out of the plane of the masonry.

In the current thesis the attention is paid to the evaluation of the seismic vulnerabilities towards out-of-plane collapse mechanisms.

The seismic vulnerability has been assessed for some historical buildings following the prescriptions of the Italian building code (D.M.2008, Circolare del 02 febbraio 2009).

The Italian building code, with reference to the Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 12 Ottobre 2007 for historical buildings, proposes a calculation method for the seismic vulnerability assessment of historical buildings towards local out-of-plane collapse mechanisms by means of the application of linear and nonlinear kinematic analysis.

The thesis work has been subdivided in several parts, starting from a general introduction to the problem, a description of the theoretical background of the calculation method applied, to the discussion of the results obtained.

In the first part of the thesis an historical overview on the theory and the construction techniques of masonry buildings, with particular attention to the basis theory of the calculation method adopted in the thesis, is presented.

Then the seismic behavior of existing masonry buildings and the main criticalities of these buildings, detected and listed after recent earthquakes, are reported. The description is mainly addressed to the survey and cataloging aspects of the seismic damages, necessary for the identification of the main criticalities in the perspective of the seismic vulnerability assessment.

After a first introductory description of the most common seismic damages detected after earthquakes, the main geometrical and morphological features of existing masonry buildings and their vulnerabilities towards seismic actions are described.

As already anticipated the seismic vulnerability of existing buildings can be related to both the activation of global collapse mechanisms and local collapse mechanisms, that can be respectively studied and calculated by means of global or local analyses.

Hence the main calculation aspects and the theory background of global and local analyses are described, with particular attention to local analyses, applied in the thesis for the seismic vulnerability assessment of historical buildings towards out-of-plane collapse mechanisms. Within local analyses the theoretical aspect of linear and nonlinear kinematic analyses according to the Italian building code framework are in detail described.

As anticipated the seismic vulnerability assessment represents the first step towards the planning of interventions that aim to increase the seismic safety level of the building. Hence the possible type of intervention plans, according to the Italian building code prescriptions are briefly described.

Within existing building a fundamental aspect that precedes the seismic vulnerability assessment is related to the building knowledge process.

In order to identify the criticalities and vulnerabilities of the building, it is in fact of great importance to get a knowledge level of the building as much complete as possible. A complete and clear knowledge of the building allows first of all the analyst to know the history of the building, especially related to the previous restoration interventions done on the building or on the previous damages suffered by the building during previous earthquake. Furthermore the knowledge process has to bring important information on geometrical and structural features and most of all on the crack pattern detected during in-place surveys. The historical, geometrical and crack pattern surveys are then the basis instruments for the identification of the vulnerabilities that identify the collapse

mechanisms active in the building or that could be activated due to the criticalities detected by the survey.

The knowledge level of the building can affect the results of the seismic analysis carried out: the lower the knowledge of the building, the higher the uncertainties related to the building itself. Hence, as a consequence, the higher the uncertainties of the building, the higher safety coefficients must be applied to the results obtained in order to supply to such uncertainties. The knowledge level of the building results in fact in safety coefficients, denoted as confidence factors, that has to be applied to the capacity of the building.

In the evaluation of the seismic vulnerability of existing masonry buildings by means of kinematic analyses according to the Italian building code the capacity of the structure has to be compared to the seismic demand, for the seismic verification. In particular the capacity of the structure is calculated towards a particular local collapse mechanism applying the kinematic analysis while the seismic demand is evaluated according to code prescriptions. It is straightforward to deduce that the seismic verification is satisfied if the capacity of the structure is higher than the demand requested by the seismic action. As a matter of fact if the capacity of the structure is higher than the seismic demand, the building analyzed is not vulnerable towards the local collapse mechanism analyzed for that particular seismic demand, otherwise the collapse mechanism analyzed is critical for that building. The capacity of the structure depends on the geometrical features of the portion of building analyzed, subjected or potentially subjected to that local collapse mechanism, while the seismic demand depends on the site characteristic where the building stands and the limit state analyzed.

According to linear kinematic analysis the capacity of the structure and the seismic demand are evaluated in terms of acceleration. By means of linear analysis the only acceleration activation of the mechanism, to be compared to the acceleration demand, can be evaluated. On the contrary according to nonlinear kinematic analysis capacity and demand are evaluated in terms of displacements. Nonlinear kinematic analysis represents a higher

level of refinement respect to linear kinematic analysis. According to nonlinear kinematic analysis in fact, since the capacity of the structure is evaluated in terms of displacements, the whole evolution of the collapse mechanism can be investigated, starting from the activation point to the collapse of the portion of building analyzed. By means of nonlinear kinematic analysis in fact the capacity of the structure is represented by a capacity curve, and not only by a value. The ultimate capacity, to be compared to the seismic demand, is then evaluated according to the Italian building code prescriptions. Hence nonlinear kinematic analysis takes into account for hidden capacity of the structure and for a more realistic behavior of the structure itself.

In the thesis the seismic verifications results, for both linear and nonlinear kinematic analysis, are expressed in terms of a seismic safety index, defined as the ratio between the capacity and the demand. Hence, if the seismic safety index is higher than one, the seismic verification is satisfied, otherwise, it can be stated that the portion of building analyzed is vulnerable with respect to the collapse mechanism calculated. If so, an intervention plan can be proposed in order to increase the seismic safety level of the building towards the local collapse mechanisms analyzed. As anticipated, since local collapse mechanisms are investigated, the same building can be subjected to several local collapse mechanisms, and hence several seismic safety indexes can be associated to that building.

The seismic safety index can be considered as an immediate representation of the seismic vulnerability level.

The last part of the thesis deals with the presentation and the discussion of the results obtained.

The seismic vulnerability assessment has been evaluated according to different refinement levels, starting from relatively simple analysis to more complex and refined analysis, in particular applying first linear and then nonlinear kinematic analysis . The different refinement level is strictly related to the aim to be pursued or to the different project phases. A higher complexity and refinement of the analysis carried out implies of course a higher computational burden to be faced with.

Within the refinement level issue and the aim of the study, it has to be distinguished, in this particular context, if the analyses to be carried out are in the framework of a territorial scale evaluation or of a local scale evaluation, in particular if several buildings have to be analyzed or if a relatively low number of buildings has to be analyzed towards out-plane collapse mechanisms.

Part of the thesis work is associated to activities researches that fit into a research program between the University of Parma and the Superintendence of Cultural Heritage for the seismic vulnerability assessment of several historical buildings, in order to produce an intervention priority list of the buildings analyzed. The first part of the work provides preliminary analyses, relatively simple, for the identification of recurrent criticalities and common local collapse mechanisms that aim to quantify the vulnerabilities detected. In this framework the analyses carried out are relatively simple and refer to linear kinematic analysis. Some historical buildings have been chosen as cases studies for the application of linear kinematic analysis and for the discussion of the preliminary results. In particular four buildings placed in Emilia Romagna region have been investigated. The buildings analyzed in the thesis have been chosen on the basis on common local out-of-plane collapse mechanisms identified, associated to commonly findable geometrical and morphological features and criticalities .

The process of the evaluation of the seismic vulnerability, in particular for the determination of the seismic safety index, followed the knowledge process previously described. For each building a detailed survey allowed to collect useful historical information, to determine the crack pattern and to identify some critical situations. This first knowledge step was the basis for the individuation of already active or potentially active out-of-plane collapse mechanisms that have been then calculated by means of linear kinematic analysis.

It has been highlighted that a fundamental role in the definition of seismic vulnerability assessment towards out-of plane mechanisms is played by the connection level between orthogonal masonry walls and between the masonry wall with the floor.

It is in fact well known that the connection level between structural parts of the building is one of the main aspects for the definition of the structural behavior. If all the masonry walls and the walls with the floor are well connected to each other, the building can assume a “box” behavior, that is the building behaves like a box and out-of-plane mechanisms are avoided, thanks to the good connection level. On the contrary if the structural parts are not well linked to each other, they behaves like independent elements, activating in the buildings local out-of-plane collapse mechanisms.

Another fundamental aspect that leads to the activation of local out-of-plane collapse mechanisms is the effect of horizontal static force generated by arches and vaults not countered by tie rod. The lack of tie rod that counter horizontal forces in arches and vaults is in fact a common and dangerous criticality detected in existing masonry buildings.

It is important to underline that most of the times simple and non invasive interventions, like steel tie rod placed in arches and vaults or linking of the floor to the masonry walls, can significantly increase the safety level of the structures. Especially for historical buildings with a certain artistic-architectonic value to be preserved, it is very important that the interventions plan increase the safety level of the building but at the same are not invasive for the building itself, following the restoration and sustainability concepts and respecting the “minimum intervention criterion”. For this reason the intervention plan has to be adequately calibrated and hence the preliminary phase of identification and evaluation of the seismic vulnerability appropriately calculated.

A second part of the results deeps some aspects of the calculation process that proved to have significant influence on the preliminary results. Hence the second part of the results indirectly deals with the transition from the territorial scale to the local scale, focusing on some numerical aspects of the calculation process. This leads to increase the refinement level of the analysis. The second part of the results in fact mostly deals with calculation parameters strictly related to nonlinear kinematic analysis.

In the second part of the results an analytical model for the evaluation of the structural capacity of historical buildings in the framework of kinematic analysis is presented. The analytical model has been implemented during the thesis work in Excel spreadsheets. This part of results is not directly related to a particular case study but aim to provide indications as much general as possible, with relation to the field of application investigated. The analytical model focuses on some parameters of high influence on the results obtained in the calculation of out-plane collapse mechanisms and aim to take into account, in a relatively simplified way, these parameters in the calculation process.

In particular the analytical model has been validated through a parametric study in which the basis hypothesis related to the geometrical and mechanical parameters investigated have been combined and varied in order to cover a relatively wide range of cases. The parametric study starts from a “base case study”, that has been chosen as reference case study to which the variations have been applied for the parametric study. The base case study refer to the simple overturning of a masonry walls characterized by continuous masonry from the ground to the roof and wooden floor.

The parameters mostly investigated in the case study refer to the friction developed at the floor-wall interface, to the internal masonry friction, to the position of the pole around which the masonry wall overturns, to the influence of transversal masonry walls participating to the mechanisms, to the influence of the floor warping and to the type of forces acting on the building.

In particular, referring to the friction developed at the floor-wall interface, a friction model that takes into account the progressive decaying of the friction coefficient from a static to a dynamic value and the progressive extraction of the floor has been implemented. In the model it has been considered the possibility of floor extraction, that means that as the wall rotates, the floor loses support length on the walls and progressively slides on the wall, extracting from the wall itself. Regarding the internal masonry friction, both simple and composed mechanisms have been considered in the model. Simple mechanisms refer to simple overturning walls while composed



mechanisms refer to masonry wedges, transversal to the main overturning wall, participating to the mechanism. Within composed mechanism it has been taken into account the internal friction developed between the overturning masonry wedge and the remaining stable part of the transversal wall. It must be reminded that, since according to kinematic analysis the overturning masonry walls are considered as rigid bodies, in simple overturning mechanisms the internal friction is not relevant.

The internal masonry friction has been taken into account in the model by means of a fiber mode, according to which the transversal masonry wall is subdivided into vertical fibers that generate an internal friction at the interface between the overturning wedge and the remaining stable part. Even in case of internal friction it has been considered that the friction coefficient trend decreases from a static value to a dynamic value. Furthermore it has been considered that, as the wall overturns, the transversal masonry wedge participating to mechanism, detaches from the remaining stable part of the wedge, and hence it is subjected to both horizontal and vertical displacements. Hence, since as the wedge vertically detaches from the remaining stable part as the friction effect vanishes, it has been considered that the friction also reduces due to the uplift effect. This aspect has been considered in the model by reducing the friction forces through an uplift coefficient. Again related to composed mechanisms, different masonry texture quality have been taken into account. As a matter of fact bad texture quality leads to define a lower inclination angle of the transversal masonry wedge and hence a smaller transversal wedge portion, while good texture quality leads to define a higher inclination angle and hence a bigger transversal masonry wedge portion. For each composed mechanisms two inclination angle values have been considered in calculation.

Regarding the position of the pole around which the wall overturns, it has been considered that, since for example due to cracks eventually plastered through time, it is not always easy to determine the exact position around which the wall rotates and the mechanism activates. Hence, for each combination of the parametric study the

pole of the overturning wall has been placed at the basis of each floor.

Finally particular attention has been paid to the type of forces acting on the overturning wall: constant forces or variable forces. Constant forces are forces that remain constant during the whole mechanism evolution while variable forces are forces that, for some reasons, stop to act at a certain step of the mechanism evolution. Referring to the case analyzed variable forces refer to the possibility of floor extraction. As a matter of fact, if the floor is not well connected to the overturning wall, it can extract from the wall: in this case, as soon as the floor loses its support on the wall, the floor weight and its related friction force immediately stop to act on the wall. This aspect is particularly important in the definition of the structural capacity. As a matter of fact, locally incompatible situations, like the extraction of the floor, affect the capacity of the wall itself. Hence particular attention has been paid to this aspect.

As anticipated the proposed analytical model allows to determine the structural capacity of the analyzed portion of building subjected to out-of-plane collapse mechanism through linear and nonlinear kinematic analysis. The seismic safety verification are then carried out according to the Italian building code prescriptions. The model has been validated through a parametric study: each variation of the parametric study corresponds, in effect, to a single collapse mechanism associated to a seismic safety index.

The analyses showed the great variability of the results obtained depending on the basis hypotheses adopted in the calculation, in particular on the calculation parameters effect previously described. These parameters are associated to uncertainties related to the effective knowledge of the building and hence to the knowledge level of the building itself. Hence the importance of the knowledge level of the building is again underlined by the variability of the results obtained in the parametric study.

The aim of the study is also to underline how important is to improve the refinement level of the analysis in order to obtain reliable and at the same time safe results and to trust, as much as possible, the results obtained. This is an important step in the

perspective of the planning, in a more targeted way, of the intervention for the increase of the safety level in the sustainability and minimum intervention criterion framework.

The analytical model proposed hence well fits with both research and practical requirements. It is in fact of interest, from a research point of view, the deepening of numerical aspects and the of mechanical models that describe, in a rather simplified but efficient way, some physical aspects that proved to influence the structural response. From a practical point of view it is useful to face with a calculation instruments that help analysts in the seismic vulnerability assessment of existing masonry walls towards out-plane collapse mechanisms, according to codes prescriptions.

Furthermore, although the great attention paid by researchers to the theme of the seismic vulnerability assessment of historical buildings, well documented by several works available in literature, the topic of the seismic vulnerability assessment towards out-of-plane collapse mechanisms has not yet been well addressed in European codes. The Italian building code is the only code that provides a relatively simple calculation method for the evaluation of the seismic vulnerability towards out-of-plane collapse mechanisms, by means of linear and nonlinear kinematic analysis. For this reason the Italian building code is in advanced with respect to other international standards.

The research carried out can be considered as a starting point for future research developments. As a matter of fact it must be underlined some limitations of the research carried out to the application field, that can be extended in future researches.

First of all, since the aim of the study was also to provide useful indications to be applied in the current design process, standard and conventional calculation methods have been applied to the cases study analyzed, mostly following the codes prescriptions. Remaining in the respect of standards prescriptions, it would be of interest deepening some aspects of the calculation procedure proposed by the standards, like for example the calibration of safety coefficients or the determinations of ultimate limit values, by means of more refined and addressed analyses.

Furthermore the analytical model proposed only deals with limited cases of out-plane collapse mechanisms. As a matter of fact the study has been carried out on simply overturning masonry walls characterized by wooden floor. Future researches aim to extend the analytical model and the associated parametric study to further types of out-of-plane collapse mechanisms, like for example the out-of-plane bending of masonry walls, and to deal with the influence of further mechanical aspects related for example to the horizontal forces effect generated by arches and vaults.

The aim is then to get a complete scenery of the main criticalities of historical buildings, implemented in an analytical model that allows to determine, in a rather refined but at the same time safe way, the structural capacity of portion of buildings subjected to out-of-plane collapse mechanisms, for the seismic safety verifications. This allows to have useful calculation instruments in the daily design process for the identification and the evaluation of the most common seismic vulnerabilities of existing masonry buildings.

# Parte I. Introduzione

## 1 Introduzione

## 1 Introduzione

L'Italia rappresenta uno dei Paesi artisticamente ed architettonicamente più ricchi al mondo, patria di grandi artisti, architetti e scienziati che hanno rivoluzionato il mondo dell'arte e dell'architettura. È perciò di fondamentale importanza che il patrimonio culturale architettonico venga tutelato e mantenuto in sicurezza al fine di preservarne il proprio valore artistico.

La maggior parte delle opere architettoniche di rilevante interesse e pregio artistico sono costituite, nel nostro Paese, da edifici in muratura o pietrame di vario genere.

Soprattutto nell'ambito degli edifici storici la variabilità degli elementi lapidei che costituiscono la muratura è molto ampia. Tali elementi sono infatti caratterizzati da proprietà geometriche, meccaniche e morfologiche estremamente variabili. È perciò necessario porre adeguata attenzione all'analisi delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale al fine di poter comprendere la risposta strutturale degli edifici in muratura soggetti ad azioni di natura statica e sismica.

Una comprensione degli aspetti essenziali del problema legato allo studio della risposta strutturale permette infatti di poter approfondire il problema dal punto di vista teorico e proporre metodologie di analisi che descrivano nel modo più adeguato possibile il comportamento strutturale degli edifici in muratura.

Le tipologie costruttive degli edifici storici e l'approfondimento teorico del comportamento strutturale di tali edifici hanno subito infatti un notevole sviluppo nel corso dei millenni, portando alla formulazione di teorie e modelli analitici e numerici, ad oggi applicabili, e validati dalle normative cogenti, per lo studio del comportamento strutturale degli edifici in muratura.

L'esperienza tramandata oralmente nel corso dei millenni e la sperimentazione hanno ovviamente costituito e continuano a costituire una preziosa fonte conoscitiva ed un fondamentale strumento di validazione delle formulazioni teoriche.

Ad oggi il livello di conoscenza raggiunto nel corso dei secoli costituisce un punto di partenza fondamentale per la valutazione dello stato in cui si trovano gli edifici storici in muratura e del loro livello di sicurezza. La conoscenza dello stato di fatto di un edificio permette infatti di poter proporre, qualora necessarie, diverse tipologie di interventi di conservazione dell'edificio stesso, col fine ultimo di mantenerne un adeguato livello di sicurezza.

Valutare il livello di sicurezza degli edifici storici è infatti di fondamentale importanza per la preservazione del valore storico, artistico ed architettonico degli edifici stessi, che costituiscono un patrimonio architettonico e culturale di inestimabile valore.

### **1.1 Definizione dell'ambito della ricerca**

La presente tesi tratta della valutazione della vulnerabilità sismica di edifici storici in muratura nei confronti di meccanismi locali di collasso tramite l'analisi cinematica lineare e non lineare.

Soprattutto in seguito ai recenti e disastrosi eventi sismici che hanno colpito l'Italia negli ultimi decenni, si è accentuata la necessità di affrontare il problema della sicurezza di costruzioni esistenti in muratura, specialmente nei riguardi di edifici storici, danneggiati fortemente dagli eventi calamitosi.

Sino agli anni del dopoguerra infatti l'attività edilizia venne principalmente concentrata sulla messa a punto di nuovi sistemi costruttivi, indirizzando minori sforzi verso la conservazione e preservazione dell'edilizia esistente. Prima dei disastrosi eventi sismici degli anni '70 il problema del recupero del patrimonio edilizio storico era stato posto soprattutto in termini pratici di strumentazione urbanistica.

I danni causati dai terremoti accentuarono la reale necessità di programmare e pianificare linee di intervento per la ricostruzione e opere di prevenzione, al fine di impedire il ripetersi di situazioni analoghe.

Ovviamente la particolare attenzione nei riguardi degli edifici storici di pregio artistico fu correlata al loro valore artistico-

architettonico, dovendo necessariamente far riferimento anche ai principi del restauro e della conservazione del bene danneggiato.

La prima necessità operativa riguarda la definizione della vulnerabilità degli edifici storici nei confronti del sisma. Solo grazie ad un'identificazione ed alla valutazione del livello e del tipo di vulnerabilità dell'edificio nei confronti del sisma infatti, è possibile proporre interventi operativi col fine ultimo di preservare l'edificio e soprattutto metterlo in sicurezza nei confronti di possibili futuri eventi sismici.

La valutazione della vulnerabilità sismica costituisce infatti il primo passo verso la stipulazione di liste di priorità di intervento e programmazione degli interventi di recupero e di messa in sicurezza degli edifici.

L'esperienza ha dimostrato che la vulnerabilità nei confronti del sisma può riguardare porzioni limitate dell'edificio o coinvolgere porzioni più ampie. A seguito di un evento sismico si possono infatti attivare nell'edificio meccanismi di collasso globali o meccanismi di collasso locali, in funzione delle caratteristiche meccaniche, geometriche e morfologiche dell'edificio stesso. Dalla sistematica osservazione dei danni subiti dagli edifici esistenti in muratura è stata accentuata la particolare vulnerabilità di tali edifici nei confronti dei meccanismi locali di collasso.

Nella presente tesi l'attenzione è rivolta alla valutazione della vulnerabilità sismica nei confronti di meccanismi di collasso locali. Tale valutazione è stata effettuata in accordo alle prescrizioni della normativa vigente (D.M.2008, Circolare 02 febbraio 2009) e determinata per alcuni edifici storici. L'attuale normativa tecnica vigente, con riferimento alla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 12 Ottobre 2007, propone un metodo di calcolo per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti nei confronti di meccanismi di collasso locali basato sull'applicazione dell'analisi cinematica lineare e non lineare.

La presente tesi è così strutturata: nel capitolo 2 viene presentato un excursus sullo sviluppo storico delle teorie e tecniche costruttive degli edifici in muratura, con particolare attenzione alla formulazione



ed allo sviluppo delle teorie alla base del calcolo strutturale degli edifici in muratura.

Nel capitolo 3 viene descritto il comportamento sismico degli edifici esistenti in muratura e le principali criticità riscontrate a seguito dell'osservazione dei danni subiti in seguito ad eventi sismici, con particolare attenzione agli aspetti tecnici del rilievo e della catalogazione dei danni subiti dagli edifici storici, in relazione all'importanza di tale aspetto nell'applicazione dei modelli di calcolo per la valutazione della vulnerabilità sismica.

Nel capitolo 4 vengono descritte le principali caratteristiche geometrico-morfologiche degli edifici esistenti in muratura, le loro principali vulnerabilità nei confronti del sisma e le metodologie di analisi globale e locale per lo studio del comportamento strutturale degli edifici stessi.

Nel capitolo 5 vengono descritte le operazioni preliminari necessarie all'applicazione dei metodi di analisi finalizzate all'acquisizione di un'appropriata conoscenza dell'edificio.

Nel capitolo 6 si riportano i principali aspetti teorici alla base dei metodi di analisi globale e locale, con particolare attenzione all'analisi cinematica lineare e non lineare, in relazione alle prescrizioni della normativa vigente.

Nel capitolo 7 vengono descritte le principali tipologie di interventi applicabili ad edifici esistenti in muratura.

Nel capitolo 8 viene riportato lo stato dell'arte dell'attuale ricerca scientifica nei riguardi dello studio della vulnerabilità sismica di edifici esistenti nei confronti di meccanismi di collasso locali.

Nel capitolo 9 vengono riportati i principali risultati della ricerca. In particolare vengono descritti gli edifici sui quali è stato applicato il metodo dell'analisi cinematica e riportati i risultati preliminari della ricerca, con particolare attenzione all'analisi cinematica lineare.

Viene in seguito proposto un modello di calcolo analitico, implementato nel presente lavoro di tesi, finalizzato alla valutazione della capacità strutturale nei confronti dei meccanismi di collasso locali nell'ambito delle prescrizioni della normativa vigente, con particolare attenzione all'analisi cinematica non lineare. Il modello di calcolo ha lo scopo di approfondire l'analisi di alcuni parametri di

calcolo che giocano un ruolo determinante nella valutazione della risposta strutturale e di tenere in considerazione nei calcoli, seppur in modo relativamente semplificato, alcuni aspetti fisico-meccanici di rilevante importanza dello studio dei meccanismi locali. Il modello di calcolo analitico è stato validato attraverso un ampio studio parametrico di cui si riportano e si discutono i principali risultati.

Nel capitolo 10 vengono infine riportate le osservazioni conclusive della ricerca e descritti alcuni aspetti legati alle questioni aperte e ai futuri sviluppi della ricerca.

La presente tesi rientra nell'ambito di problematiche scientifiche emergenti anche da attività del Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura dell'Università di Parma connesse alla convenzione di ricerca fra l'Università degli Studi di Parma e la Direzione Regionale per i Beni Culturali e Paesaggistici dell'Emilia Romagna. Gli edifici analizzati nella presente tesi sono infatti edifici storici sotto la tutela della Soprintendenza regionale.

## **1.2 Obiettivi della ricerca**

Come già accennato la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici storici risulta di particolare interesse ed importanza in relazione al valore culturale degli edifici storici.

Il presente lavoro di tesi tratta della valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici storici nei riguardi dei meccanismi locali di collasso.

La vulnerabilità sismica è stata valutata su alcuni casi studio in accordo alle prescrizioni delle normative vigenti. Il calcolo è stato svolto su più livelli di raffinatezza, a partire da modelli di calcolo semplificati per arrivare a modelli di calcolo relativamente complessi e caratterizzati da un livello di accuratezza maggiore.

Il diverso grado di complessità dell'analisi svolta è infatti strettamente legato all'obiettivo che si vuole perseguire o alle diverse fasi del percorso progettuale. Diversi livelli di raffinatezza dell'analisi comportano inoltre un diverso onere computazionale.

È infatti necessario distinguere se l'analisi viene svolta su scala territoriale, ossia su un numero rilevante di edifici, o su scala locale,

ossia relativamente ad un numero ristretto di edifici. La prima parte del presente lavoro di tesi rientra nell'ambito della valutazione della vulnerabilità sismica di numerosi edifici sotto la tutela della Soprintendenza regionale, col fine di stipulare liste di priorità di intervento sugli edifici stessi. La prima fase del lavoro prevede perciò analisi preliminari, relativamente semplificate e facilmente applicabili nel percorso progettuale, con lo scopo di individuare con una prima quantificazione le vulnerabilità sismiche di edifici storici analizzati, con caratteristiche tipologiche ricorrenti, e di confrontarne l'entità. In tale ambito le analisi svolte rientrano nel calcolo dei meccanismi locali di collasso tramite analisi cinematica lineare. La scelta dei casi studio analizzati nella tesi è stata fatta in relazione alla tipologia di meccanismi individuati, in modo tale da coprire una casistica abbastanza ampia e ricorrente nella progettazione quotidiana.

Una seconda fase del lavoro riguarda indirettamente il passaggio dalla scala territoriale alla scala locale.

Viene infatti proposto un modello di calcolo per la determinazione della capacità strutturale nei confronti dei meccanismi di collasso attraverso l'analisi cinematica non lineare. Il modello di calcolo, come già anticipato, tiene in considerazione di importanti aspetti fisico-meccanici, considerati nei calcoli attraverso un maggiore grado di raffinatezza. Il modello di calcolo è stato applicato ad uno studio parametrico, in cui parametri fisico-meccanici sono stati variati e combinati fra loro al fine di coprire una casistica piuttosto ampia di meccanismi di collasso, relativamente all'ambito individuato.

Lo studio parametrico coinvolge parametri geometrici, meccanici e morfologici, ricorrenti e comuni nella tipologia di edificio analizzata, e perciò svincolati dal singolo caso studio ma generalizzabili alla tipologia di edificio analizzato e mira ad indagarne l'effetto sui risultati. Tra i principali aspetti analizzati nel dettaglio nello studio parametrico, particolare attenzione è stata posta al fenomeno dell'attrito interno della muratura ed all'attrito fra muratura ed orizzontamenti.

Lo studio ha anche lo scopo di individuare in modo più mirato le maggiori criticità degli edifici esistenti in muratura e validare criticamente i risultati ottenuti da una prima fase preliminare

semplificata. Ciò permette ovviamente di poter pianificare in modo più mirato e dettagliato un preciso programma di interventi sul singolo edificio col fine di aumentarne il livello di sicurezza e di ridurne la vulnerabilità nei confronti del sisma. Specialmente nei riguardi di edifici di pregio artistico è infatti fondamentale operare nel rispetto del criterio della conservazione del bene culturale e del principio del minimo intervento, nell'ambito più generale del criterio di sostenibilità.

Per tale motivo risulta di grande importanza aumentare il livello di accuratezza dell'analisi svolta per poter mirare operativamente all'intervento più adatto e meno invasivo per l'edificio.

Si intende pertanto fornire, relativamente ai casi studio presi in esame, una serie di indicazioni operative strettamente legate agli aspetti numerici del calcolo su più livelli di accuratezza, a seconda dello scopo da perseguire.

I temi trattati risultano di interesse non solo in ambito operativo ma soprattutto in un ambito di ricerca più ampio, relativamente agli aspetti legati ai modelli numerici dell'analisi cinematica non lineare, di maggiore interesse per la ricerca scientifica.

### **1.3 Metodologie di indagine**

Come accennato nei paragrafi precedenti il lavoro si è svolto in diverse fasi all'interno delle quali si è seguito un metodo di indagine ben preciso, in relazione all'obiettivo da perseguire.

Di seguito si descrive brevemente l'approccio metodologico seguito, in dettaglio analizzato nei vari capitoli successivi.

Il primo passo fondamentale è quello di acquisire un'adeguata conoscenza dell'edificio da analizzare. Tale conoscenza è stata perseguita attraverso sopralluoghi in situ e raccolta del materiale inerente precedenti lavori di restauro, ricostruzioni, demolizioni e tutto ciò che concerne i cambiamenti subiti dall'edificio nel corso degli anni. Di ogni edificio è stato fatto un rilievo geometrico ed un rilievo dello stato di danneggiamento dell'edificio, in particolare un dettagliato rilievo del quadro fessurativo. La mappatura delle lesioni

riscontrate è infatti di fondamentale importanza per l'individuazione delle criticità e delle vulnerabilità sismiche.

Essendo lo scopo da perseguire il calcolo dei meccanismi di collasso *locali*, sono state in dettaglio analizzate le porzioni di edificio interessate o potenzialmente interessabili dai meccanismi di collasso individuati. Di tali porzioni è stata perciò fatta un'analisi geometrica ed un'analisi dei carichi agenti.

Una volta raccolti tutti i dati necessari al calcolo si è proseguito con l'applicazione del metodo proposto dalla normativa corrente (D.M.2008) per la valutazione della vulnerabilità sismica. Si è pertanto proceduto ad un'applicazione sistematica del metodo su alcuni casi studio.

Nella seconda fase del lavoro, come già accennato in precedenza, sono stati individuati alcuni parametri di calcolo che possono avere influenza sui risultati ottenuti e sono stati variati e combinati fra loro in uno studio parametro. Tale studio si svincola perciò dal singolo caso studio e mira a generalizzare, per quanto possibile e limitatamente all'ambito di indagine investigato, i risultati ottenuti.

Come ultima fase, dai risultati ottenuti, sono state tratte le prime conclusioni preliminari e le questioni ancora aperte, da approfondire in ulteriori future ricerche.



## **Parte II. Teorie e tecniche costruttive degli edifici in muratura: sviluppo storico**

### **2 Sviluppo storico delle teorie e delle tecniche costruttive degli edifici in muratura**

## **2 Sviluppo storico delle teorie e delle tecniche costruttive degli edifici in muratura**

Nel presente capitolo si riportano alcuni tra gli aspetti principali legati allo sviluppo storico delle teorie e tecniche costruttive degli edifici in muratura nel corso della storia.

Al fine di comprendere adeguatamente lo stato di fatto attuale delle murature storiche è infatti importante acquisire un adeguato background culturale riguardo all'evoluzione, nel corso della storia, delle tecniche costruttive sviluppate e delle teorie nate al fine di descrivere il comportamento meccanico della muratura.

### **2.1 L'evoluzione delle tecniche costruttive degli edifici in muratura**

L'impiego di costruzioni in muratura cominciò a diffondersi migliaia di anni fa. I materiali impiegati e le tecniche costruttive adottate hanno sempre subito notevoli cambiamenti, che andavano di pari passo con l'avvento delle grandi civiltà urbane.

Una delle prime tecniche di impiego della muratura nelle costruzioni fu quella di posizionare pietre irregolari e appena sbazzate l'una sull'altra, per passare poi all'affiancamento di blocchi di pietra maglieramente quadrata, Figura 2.1.

In presenza di materiale di pietre arrotondate o fortemente irregolari, si rese necessario l'uso di un elemento complementare come il fango, che avesse funzione di connettore. Si capì inoltre che quanto più tali superfici, oltre che piane, erano orizzontali tanto più stabili risultavano i muri: fu naturale, pertanto, l'evoluzione verso la pietra quadrata la cui forma di parallelepipedo consentiva un perfetto contatto tra le pietre e la trasmissione delle sole componenti verticali delle forze di gravità.





**Figura 2.1-** Esempio di capanna a tholòs, Abruzzo.

Inoltre, parallelamente all'impiego della pietra si sviluppò nella regione mesopotamica l'impiego di materiale artificiale quale il laterizio, costituito principalmente da argilla e paglia cotte adeguatamente per diminuire la friabilità del materiale. I mattoni così costruiti venivano talvolta collegati da strati di canne e bitume e nel caso di palazzi nobiliari o di templi, le murature venivano rivestite da pietre naturali oppure da mattoni cotti o smaltati, Figura 2.2.



**Figura 2.2-** Ziqqurat di Ur, Mesopotamia.

Numerosi esempi di architettura greca ed etrusca sono caratterizzati dalla presenza di triliti e da edifici di culto o funerari costituiti da pietre squadrate e ben organizzate, Figura 2.3, Figura 2.4.



**Figura 2.3-** Tempio di Apollo, Sicilia.



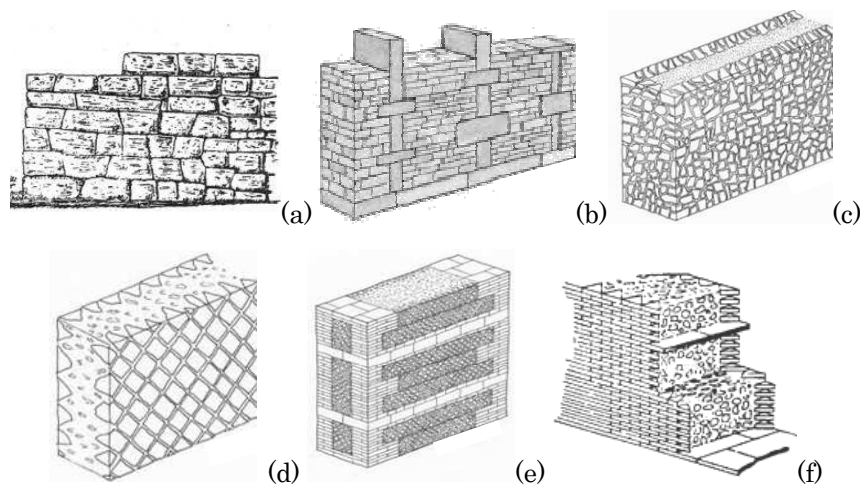
**Figura 2.4-** Esempio di necropoli, Toscana.

L'ultima grande svolta tecnica nell'evoluzione delle costruzioni in muratura avvenne con l'invenzione della calce, dovuta al popolo Etrusco, utilizzata per assemblare ed allettare fra di loro i mattoni. Nacquero così anche i primi muri costituiti da blocchi di piccole dimensioni.

L'architettura romana, che derivò inizialmente da quella greca ed etrusca, portò notevoli cambiamenti ed introdusse una serie vastissima di sistemi costruttivi murari, noti anche come *opus*. La tecnica dell'*opus* si contraddistingueva infatti per varie modalità costruttive e diverse geometrie di tessuti murari.

Si elencano nel seguito alcuni tra i principali tipi di *opus* utilizzati nell'architettura romana (Figura 2.5):

- *opus quadratum*: muratura a secco realizzata con grandi blocchi squadrati parallelepipedi disposti secondo filari orizzontali;
- *opus africanum*: muratura costituita da grandi pilastri irregolari, realizzati con blocchi verticali ed orizzontali sovrapposti e da un riempimento di piccole pietre squadrate;
- *opus caementicium*: muratura con pietra piuttosto regolare e conglomerato;
- *opus incertum*: muratura a sacco con paramenti esterni in pietra da taglio poliedrica piuttosto regolare e nucleo interno in conglomerato;
- *opus reticulatum*: muratura a sacco ottenuta realizzando due paramenti esterni posti in diagonale e nucleo interno in conglomerato;
- *opus latericium*: muratura costituita da mattoni crudi;
- *opus mixtum*: muratura a sacco ottenuta realizzata in due paramenti esterni costituiti da fasce di reticulatum listate o incorniciate da mattoni, e gettando all'interno un nucleo di conglomerato;
- *opus testaceum*: muratura a sacco con paramenti esterni costituiti da mattoni sfalsati e nucleo interno in conglomerato.



**Figura 2.5-** Schematizzazione di (a) *opus quadratum*, (b) *opus africanum*, (c) *opus incertum*, (d) *opus reticulatum*, (e) *opus mixtum*, (f) *opus testaceum*.

Le diverse tipologie costruttive e tessiture murarie vennero ampiamente utilizzate dall'epoca romana in poi per la realizzazione di numerose costruzioni quali templi, muri di cinta, luoghi di culto ecc...

Secondo una classificazione proposta da Giuffrè (Antonino Giuffrè, 1991) le varie tecniche murarie possono essere distinte in due filoni: la *tradizione popolare* e la *tradizione colta*.

La tradizione popolare comprendeva i “muri formacei”, costituiti principalmente da argilla e paglia o da mattoni essiccati al sole, mentre la tradizione colta comprendeva la muratura in pietra squadrata, principalmente costituita dall'*opus quadratum* romano.

La disponibilità delle materie prime nel luogo di costruzione era spesso un aspetto fondamentale nella scelta della tecnica costruttiva.

In seguito alla caduta dell'Impero romano, a causa di mutate condizioni climatiche, si fece sempre più preponderante l'utilizzo di materiale calcareo ridotto in piccoli conci, facilmente reperibile in depositi locali e facilmente lavorabile trasportabile.

Nel Medioevo e nel Rinascimento rimase largamente diffusa la tecnica di costruire con piccoli conci di materiale calcareo e ridotti quantitativi di malta. Parallelamente tuttavia rimase in uso l'utilizzo della pietra e della realizzazione di monumenti lapidei, anche in luoghi di difficile reperimento del materiale (Mario Como, 2010), Figura 2.6.

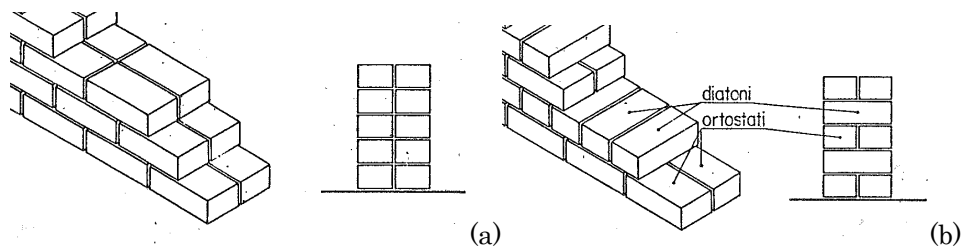


**Figura 2.6-** Duomo di Modena.

Si fece sempre più sentita nel tempo la questione di realizzare muri capaci di sostenere il proprio peso ed altri pesi portati oltre che assorbire eventuali cedimenti fondali; tale aspetto portò nel corso degli anni a soluzioni migliorative in merito alla disposizione ed alla tessitura muraria.

In particolare si capì l'importanza di disporre i blocchi murari separati da giunti verticali sfalsati in quanto le connessioni tra i blocchi quadrati erano in grado di costituire un continuo partendo da elementi separati (Mario Como, 2010; Antonino Giuffrè, 1991). Tale disposizione costruttiva rientrava ovviamente nell'ambito della tecnica dell'*opus quadratum*.

Si iniziò dapprima ad operare secondo la maniera etrusca, ossia disponendo giunti sfalsati nel piano della muratura e blocchi, più o meno regolari, affiancati nello spessore della muratura, lasciando perciò a vista le teste dei mattoni, secondo la disposizione isodoma, Figura 2.7(a). Si capì poi l'importanza di sfalsare i giunti anche nello spessore del muro, al fine di *legare* la muratura in tutte le direzioni e renderla maggiormente omogenea, lasciando perciò a vista mattoni di testa, detti *diatoni*, alternati a mattoni disposti longitudinalmente, detti *ortostati*, Figura 2.7(b).



**Figura 2.7-** (a) Sistema isodomo, (b) sistema a diatoni ed ortostati. (*tratto da Antonino Giuffrè, 1991*).

Ad oggi la varietà delle murature che si incontrano in edifici storici è amplissima, principalmente riconducibile alle tecniche costruttive della tradizione colta per quanto riguarda edifici di pregio siti nei centri storici delle città.

Nei riguardi dei materiali impiegati, le murature storiche possono essere suddivise in tre macro-categorie: murature ordinarie in laterizio, murature in pietra squadrata e murature miste di pietrame

mattoni, Figura 2.8. Le tre grandi categorie sopracitate sono a loro volta suddivisibili a seconda della forma e della lavorazione delle pietre: pietra arrotondata, pietra grezza, pietra nastriforme, pietra pseudo-regolare, pietra squadrata.



**Figura 2.8-** (a) Muro di laterizio pieno, (b) Muro di pietra, (c) Muro misto di pietra e laterizio.

Classificazioni e catalogazioni dettagliate delle murature storiche possono essere reperite in numerosi documenti disponibili in letteratura (e.g. Binda et al. 1997).

La conoscenza della tessitura muraria delle murature storiche è di fondamentale importanza per comprenderne il comportamento meccanico. A seconda della disposizione delle pietre e dei laterizi e della disposizione dei giunti di malta infatti può cambiare la trasmissione degli sforzi indotti dal peso proprio e portato delle murature e conseguentemente agli aspetti legati all’attrito che si genera all’interfaccia dei mattoni stessi ed all’interfaccia fra la muratura e gli altri elementi presenti nella struttura. Indirettamente perciò la tecnica di costruzione della muratura inficia il comportamento globale della struttura, che assume o meno la funzione di “scatola muraria”, a seconda dell’ammorsamento fra le murature che la compongono.

Nel suo celebre trattato “Lettura sulla Meccanica delle Murature Storiche” Antonino Giuffrè sottolinea infatti l’importanza della “regola d’arte” per una corretta costruzione della muratura, ossia per una muratura caratterizzata da un buon comportamento statico e sismico.

Giuffrè sottolinea infatti come l’*opus quadratum*, per le sue caratteristiche di regolarità e precisione nel taglio delle pietre che lo compongono, non può che essere un buon muro, mentre al contrario il muro di pietra grezza “*ha tante possibili realizzazioni quante sono le mani che lo lavorano*”. La regola d’arte in tal caso non è più quella originale;

la muratura mal connessa, soggetta ad una spinta orizzontale, quale quella sismica, non riesce a ribaltare monoliticamente perdendo l'equilibrio ma si disgrega.

*“I muri di piccoli ciottoli, evidentemente non ammorsati, dopo i terremoti si ritrovano trasformati in mucchi di sassi”.*

La conoscenza della fattezza della muratura porta quindi alla conoscenza del comportamento meccanico della muratura e della struttura di cui fa parte, e di conseguenza alla schematizzazione del comportamento meccanico attraverso modelli analitici e numerici.

Il passaggio dalla conoscenza della reale fattezza della muratura, descritto brevemente nel presente capitolo, alla descrizione del modello meccanico e dello sviluppo storico delle formulazioni teoriche proposte per descrivere il comportamento meccanico della muratura, viene in dettaglio analizzato nel paragrafo 2.2.

Di seguito si riportano per completezza alcuni stralci di trattati e opere che possono essere considerati pietre miliari della storia e della tecnica dell'architettura. È da tali opere infatti che è stato possibile ricostruire lo sviluppo storico delle tecniche dell'architettura nel corso dei millenni.

In particolare vengono riportati alcuni stralci inerenti alla descrizione delle tecniche costruttive dei muri e dei materiali impiegati nella costruzione.

Estratto da:

**Marco Vitruvio Pollione, *De Architectura*, sec. I a.C.**

**Libro II.**

(...)

*Pertanto in primo luogo parlerò dei mattoni, con quale terra convenga che essi siano formati. Poiché non debbano essere formati con argilla sabbiosa né ghiaiosa né da sabbia, poiché se sono formati da questi tipi di terra in primo luogo divengono pesanti, poi, quando nei muri sono bagnati dalle piogge, si rovinano e si sciolgono e le paglie in questi non aderiscono, a cagione della non purezza dell'argilla. Invece debbono essere apprestati con terra chiara cretosa ovvero con terra rossa o ancora con sabbia grezza. Poiché questi tipi*

*di terra per la leggerezza garantiscono solidità, non sono pesanti nella struttura e sono messi a muro facilmente. Inoltre debbono essere formati durante la stagione primaverile e quella autunnale, affinché si secchino uniformemente. Poiché quelli apprestati in periodo solstiziale diventano perciò difettosi poiché il sole quando cuoce prematuramente con forza lo strato esterno, lo fa diventare arido, mentre l'interno non si è seccato. E quando poi seccandosi si contrae, da luogo a delle crepe nelle parti che erano aride.. Così i mattoni divenuti pieni di fessure sono resi privi di resistenza.*

Vitruvio sottolinea l'importanza del materiale che costituisce il mattone e della tecnica di essiccazione del mattone al fine di ottenere un materiale resistente ed omogeneo, introducendo il concetto di resistenza del materiale ed indebolimento del materiale dovuto alle fessure.

(...)

*Certo perciò gli Uticensi utilizzano un mattone in strutture parietali solo se sia asciutto e formato prima dell'ultimo quinquennio, a condizione che ciò sia stato veramente riconosciuto per decisione del magistrato. Si fanno però tre tipi di mattoni. Uno è quello che in greco è denominato Lidio, cioè quello che utilizzano i nostri, lungo un piede e mezzo, largo un piede. Con gli altri due tipi di mattoni si costruiscono edifici dei Greci. Di questo uno è chiamato pentàdoron (di cinque palmi), l'altro tetràdoron (di quattro palmi).*

(...)

*Sono fatti ancora con questi mattoni i mezzimattoni, e quando questi vengono messi in opera si collocano da una parte corsi di mattoni e dall'altra di mezzimattoni. Pertanto quando i due paramenti sono allineati, grazie all'alternanza delle assisi, sono fissati i muri e le parti mediane dei mattoni poste sopra i giunti verticali assicurano solidità con un'apparenza sulle due facce del muro non priva di grazia.*

(...)

*I generi delle strutture murarie sono questi, l'opera reticolata di cui oggi tutti si avvalgono, e quella antica che è detta incerta. Di queste più attraente è il reticolato, ma perciò predisposto al verificarsi di spaccature perché in tutte le parti presenta letti slegati e giunture. Invece i conci grezzi disposti irregolarmente l'uno sull'altro ma*



*disposti tra loro a embrice forniscono una struttura non avvenente ma più solida della reticolata. Tuttavia entrambe le opere debbono essere costruite con pietre assai piccole, cosicchè i muri riempiti fittamente con malta composta di calce e arena si conservino più a lungo.*

*(...)*

*Poiché così l'opera costruita non a mucchio ma con ordine potrà essere eterna senza difetti, perché gli strati e le giunture poggiando gli uni sugli altri ed essendo legati con perni non spingono in avanti l'opera né permettono che gli ortostrati tra loro legati vacillino. Pertanto non si deve disprezzare il modo di costruire dei Greci. Poiché non si avvalgono di muratura a paramento piana ottenuta con pietrame tenero, ma quando lasciano da parte la pietra squadrata, dispongono assisi regolari di selce e di pietra dura, e così come se costruissero opere laterizie legano le giunture con assisi alterne di questi materiali, e così conseguono massimamente i vantaggi della solidità per l'eternità.*

*(...)*

*L'altra muratura è quella che denominano éplekton (a sacco), di cui si avvalgono anche i nostri contadini. E le fronti di tali muri sono a paramento piano, le parti interne di essi inserite con la malta così allo stato naturale sono disposte su letti alterni.*

*(...)*

*Riguardo poi al mattoncotto nessuno può giudicare subito se sia ottimo o difettoso per la messa in opera, perché nelle intemperie e nella bella stagione, quando è collocato nella copertura, allora si verifica se è resistente. E infatti quello che non sarà di creta buona o poco cotta, ivi dimostrerà di esser difettoso essendo intaccato dalle gelate e dalla brina.*

Nel precedente stralcio Vitruvio descrive le tipologie di mattoni in base alle dimensioni dei mattoni ed alla forma delle pietre e continua in una sorta di classificazione delle tipologie murarie.

Estratto da:

**Andrea Palladio, *I quattro libri dell'Architettura*, 1570.**

**Libro I, Capitolo III.**

### *Delle Pietre*

*Delle pietre altre abbiamo dalla natura, altre sono fatte dall'industria degli uomini: le naturali si cavano dalle pietraje e sono o per far la calce, o per fare i muri; di quelle, che si tolgono per far la calce, si dirà più sotto. Quelle delle quali si fanno i muri, o sono marmi e pietre dure che si dicono anco pietre vive, ovvero sono pietre molli e tenere.*

*(...)*

*Le pietre, che si fanno da gli uomini, volgarmente per la loro forma si chiamano quadrelli: queste deono farsi di terra cretosa bianchiccia e domabile; si lascerà del tutto la terra ghiarosa e sabbioncica. Si caverà la terra nell'autunno, e si macererà nel verno e si formeranno poi i quadrelli commodamente la primavera.*

## **Libro I, Capitolo IX.**

### *Delle Maniere de' Muri*

*Fatti i fondamenti, resta che trattiamo del muro diritto sopra terra. Sei appresso gli Antichi furono le maniere d'È muri: l'una detta reticolata: l'altra di terra cotta, o quadrello: la terza di cimenti, cioè di pietre rozze di montagna, o di fiume: la quarta di pietre incerte: la quinta di sasso quadrato: e la sesta la riempita.*

*(...)*

*I muri di pietra cotta nelle muraglie della città o in altri molto grandi edifizj si debbono fare, che nella parte di dentro ed in quella di fuori siano di quadrello, e nel mezzo pieni di cementi insieme col coppo pesto, e che ogni tre piedi di altezza vi siano tre corsi di quadrelli maggiori degli altri, che piglino tutta la larghezza del muro. Il primo corso sia in chiave, cioè che si vegga il lato minore del quadrello: il secondo per lungo, cioè col lato maggiore di fuori; ed il terzo in chiave.*

*(...)*

*I muri di cimenti si faranno, che ogni due piedi al meno vi siano tre corsi di pietra cotta, e siano le pietre cotte ordinate al modo detto di sopra.*

*(...)*

*Di pietre incerte si dicevano quei muri, ch'erano fatti di pietre disuguali di angoli e lati; e a far questi muri usavano una squadra di piombo, la qual piegata secondo il luogo dove doveva esser posta la pietra, serviva loro nello squadrarla: e ciò facevano, acciocchè le pietre commettessero bene insieme e per non aver da provare più e più volte se la pietra stava bene al luogo, ov' essi avevano disegnato di porla.  
(...)*

Palladio descrive in modo dettagliato le tecniche costruttive delle murature, in funzione del materiale impiegato.

Estratto da:

**Nicola Cavalieri San Bertolo, *Istituzioni di architettura statica e idraulica*, 1827.**

**Libro terzo. Dei lavori murali. Sezione prima.**

*Dei muri in generale. Capo primo*

*Dicesi muro o muraglia qualunque ammasso artefatto di pietre, ordinate in modo, che ne risulti un solido di figura e dimensioni determinate, atto a conservare stabilmente la propria forma, sia per la forza di qualche materia glutinosa, cui si da il nome di malta o cemento, la quale avviluppi le pietre, e le tenga saldamente aderenti l'una all'altra; sia in grazia dell'equilibrio in cui si trovi ciascuna pietra per la semplice sua posizione; sia finalmente perché le pietre si trovano tutte studiosamente disposte in guisa tale, che quelle forze, per cui tenderebbe ciascuna di esse a spostarsi, si impediscano e si elidano nel vicendevole conflitto. I materiali di cui si compongono i muri sono dunque generalmente le pietre e le malte. Le prime sono naturali e artefatte; le seconde sono semplici ovvero composte. Se il muro è formato di sole pietre senza l'interposizione di verum cemento, dicesi muro a secco; se le pietre sono conglutinate da qualche cemento, il muro dicesi in malta.  
(...)*

Nicola Cavalieri San Bertolo da una definizione di “muro”.

(...)

*Si distinguono finalmente i muri dipendentemente dai vari uffizi, a cui sono destinati nei diversi rami, e nelle diverse occorrenze dell'arte di fabbricare. A questo riguardo si applica convenientemente ai muri una classificazione analoga a quella che fu già ammessa per distinguere, secondo il carattere dei rispettivi uffizi, i vari membri d'un sistema qualunque di legname, e che generalmente si adatta a qualsiasi genere di costruzione. Quindi in ogni sorta di edifizii classificheremo i muri come segue:*

- 1. Muri o masse di resistenza, alcune delle quali sono principali, altre ausiliarie; e sono destinate a resistere alla spinta o alla pressione d'altre masse adiacenti o sovrapposte.*
- 2. Masse di concatenazione, le quali legano insieme le masse resistenti, e le mettono in caso di prestarsi mutuo soccorso.*
- 3. Masse completive, che servono semplicemente alla forma, o alla distribuzione dell'edifizio.*

*Molte volte accade che una stessa massa adempie a diversi uffizi, ed appartiene per conseguenza nel tempo stesso ad una e ad un'altra delle stabilite classi.*

(...)

In questo stralcio Nicola Cavalieri San Bertolo fornisce una classificazione dei muri in base della funzione che tali muri devono assolvere.

Estratto da:

**Jean-Baptiste Rondelet, *Traité theorique et pratique de l'Art de Bâtir*, 1867.**

### **Tomo I: Capo Secondo. Delle Pietre artificiali. Articolo I.**

*Dei mattoni crudi*

*I mattoni possono essere considerati come specie di pietre che l'arte è giunta a fabbricare per supplemento alle pietre naturali nei luoghi ove sono rare o di cattiva qualità. I primi mattoni di terra che si tentò di fabbricare furono probabilmente masse d'argilla mal*

*foggiate, disseccate all'aria ed indurite per l'azione del sole. Il tempo e l'esperienza insegnarono a modellarli, e con tale mezzo a dare ad essi una figura regolare ed uniforme sotto un mediocre volume, che ne rendesse il trasporto e l'impiego molto più facile, più pronto e meno costoso che quello delle pietre. Per dare maggior consistenza a tali mattoni vi si mischiò paglia ammaccata e tagliata assai minutamente. Il difetto dei mattoni crudi di non poter resistere all'umido nei climi freddi, fece sì che non vi vennero adottati, e non si conservano che nei paesi caldi e nei climi secchi.*

(...)

Jean-Baptiste Rondelet descrive i vantaggi e gli svantaggi delle diverse tecniche costruttive dei mattoni.

(...)

*Si hanno perciò a fare di terra bianchiccia cretosa, o rossa, o di sabbione maschio: perciocché queste due specie di terra per la loro pastosità hanno consistenza, non sono pesanti e conseguentemente si maneggiano con facilità nel porli in opera. Si debbono formare di primavera, o di autunno acciocché si vadano seccando sempre con un medesimo grado: imperciocché quegli che si fanno nel solstizio, sono difettosi perché il sole con la sua gagliardia cuoce subito la scorza di fuori, e gli fa parere secchi, ma poi sono internamente umidi, onde quando asciugandosi si ritirano, rompono quel che era già secco e così crepati diventano per conseguenza deboli: i più atti perciò saranno quei fatti già due anni innanzi, perciocché non possono prima di questo tempo seccarsi perfettamente quindi è che quando si adoperano freschi e non ben secchi, mettendovi sopra l'intonacato, assodato ch'egli sarà, perché i mattoni nel ritirarsi non possono rimanere nella stessa altezza dell'intonaco, si smuovono col ritiro e se ne distaccano. L'incrostatura poi così separata della fabbrica, non può per la sua sottigliezza da sé sola reggere, e si rompe ed alle volte con questo ritirarsi patisce fin'anche lo stesso muro.*

(...)

Jean-Baptiste Rondelet fornisce indicazioni sulle materie prime da utilizzare e sui tempi di formazione dei mattoni.

(...)

*Le specie dei mattoni sono tre: una, che i Greci dicono Didoron, ed è quello che i nostri adoperano, lungo un piede e largo mezzo: le altre due, colle quali fabbricano comunemente i Greci, sono Pentadoron e Tetradoron. Doron chiamano i Greci il palmo, perché Doron si chiama il dono: e questo si fa sempre col palmo della mano. Pentadoron perciò si chiama il mattone largo per tutti i lati cinque palmi; tetradoron quello di quattro: le opere pubbliche si fanno di pentadori, di tetradori le private. Si fanno poi oltre di questi i mezzi mattoni compagni, perché quando si adoprano, si fa una fila di mattoni e una di mezzi: e così alzandosi da una parte e dall'altra a livello le due facce del muro si collegano insieme, e questi mattoni così posti, venendo a cadere alternativamente in mezzo sopra le commisure, fanno da ambe le parti sodezza e bellezza.*

(...)

Jean-Baptiste Rondelet fa una classificazione completa delle tipologie di mattoni.

### **Tomo II prima parte: Capo Secondo. Principi dell'apparecchi per i muri, piedritti e massicci in pietre di taglio.**

*Posizione e forma da darsi alle pietre di taglio per i muri e piedritti.*

*Poiché tutte le parti dei corpi solidi e pesanti tendono a discendere secondo una direzione verticale od a piombo, è evidente che non possono essere del tutto sostenute che sopra un piano orizzontale o a livello. Così la forma che più conviene alle pietre di taglio per i muri o piedritti, dev'essere quella di un prisma o parallelepipedo a piombo, cioè di un solido situato sopra un piano orizzontale e terminato da superfici verticali. Poste queste pietre le une sopra le altre in commessura ed in corsie a livello, tutto lo sforzo del peso cadrà sulla loro base e tenderà a consolidarle, in guisa che la pressione di ciascuna pietra sull'altra ne aumenterà la stabilità. Se queste costruzioni sono ben fatte avranno quasi tanta solidità come se fossero di un sol pezzo. Siccome l'effetto del peso è quello che unisce le pietre le une colle altre, è evidente che più saranno esse grandi, maggiore stabilità avranno, a piè solida sarà la loro unione, ma è*

*necessario che i loro letti siano ben appianati onde poggino dappertutto egualmente; perché più sono grandi, più sono soggetti a rompersi quando si trovano dei punti che non toccano.*

*Lo sforzo che produce la rottura fa nascere uno scompiglio in tutta la costruzione, che la rende viziosa: certi punti sopportano un peso considerabile sotto il quale si infrangono mentre altri non si toccano punto. La solidità e la perfezione delle costruzioni in pietra da taglio indipendenti affatto dalla malta, dal cemento o da altri mezzi di unirle, stanno nell'essere le pietre posate immediatamente e una sulle altre come facevano gli antichi e nel toccarsi per tutta l'estensione della superfici dei loro letti e delle loro commessure.*

Jean-Baptiste Rondelet descrive la tecnica costruttiva da utilizzare nella costruzione dei muri col fine di renderli stabili e resistenti.

Numerose altre opere contengono importanti contenuti utili a comprendere oggi il comportamento degli edifici in muratura, a partire dalle tecniche costruttive, allo studio del materiale, alla schematizzazione del comportamento del materiale attraverso modelli meccanici, al comportamento della muratura nei confronti dell'azione sismica ecc... (e.g. Leon Battista Alberti, 1452; Vincenzo Scamozzi, 1615; Quatremère de Quincy, 1842; Eugène Emmanuel Viollet-Le-Duc, 1854-1868; Leonce Reynaud, 1858; Giuseppe Musso e Giuseppe Copperi, 1885-1887; Giovanni Curioni, 1867-1884; Adolf Breyman Gustaf, 1884; Gustavo Colonnetti, 1953; Luigi Ramazzotti, 1984; Antonino Giuffrè, 1986; Antonino Giuffrè, 1988; Sisto Mastrodicasa, 1993; Giovanni Carbonara, 1996; Salvatore di Pasquale, 1996; ecc...)

Numerose altre opere sono riportate in Bibliografia e citate nei paragrafi e capitoli successivi.

## **2.2 L'evoluzione del calcolo strutturale: cenni storici**

Le tecniche costruttive delle grandiose opere della storia, di cui si è fatta una breve descrizione nel paragrafo 2.1 in riferimento alle tipologie costruttive e dei materiali impiegati per la costruzione di opere in muratura e pietra, vennero tramandate oralmente nel corso dei secoli, sulla base delle precedenti esperienze.

Ad un certo punto della storia dell'architettura tuttavia nacque la necessità di approfondire i concetti fisico-meccanici che stavano alla base della realizzazione di opere così grandiose. Fu questo il momento di passaggio dall'arte del costruire alla scienza del costruire, delineando due fasi dello sviluppo della scienza delle costruzioni: l'*esprit de finesse* e l'*esprit de géométrie*. Questi due momenti, come descritto nel seguito, furono caratterizzati da importanti scoperte scientifiche su cui si fondano i più importanti principi della scienza delle costruzioni e, per molto tempo, si svilupparono in parallelo.

Sono stati infatti i principi statici e gli "*oggetti che hanno fatto la meccanica*" (Edoardo Benvenuto, 1981) ad essere testimonianza sperimentale della validità di leggi meccaniche, generando *strumenti* fondamentali della scienza del costruire (Ivo Iori, 2009).

### 2.2.1 Dall'*esprit de finesse* all'*esprit de géométrie*

La costruzione delle opere da parte dell'uomo fu sempre legata alle esigenze dell'uomo stesso, a partire dalla primordiale necessità di cercare riparo dalla natura. Col progredire della civiltà aumentarono le esigenze dell'uomo e di conseguenza la complessità delle strutture. Tuttavia fino all'età rinascimentale l'uomo costruì prendendo spunto dalla natura, senza seguire precise e razionali regole matematiche. Non ci sono infatti testimonianze che accertino le conoscenze scientifiche, quali i principi della statica, alla base delle grandi opere, quali ad esempio le cattedrali gotiche. La costruzione di tali opere era infatti basata principalmente sull'*arte del costruire*, sull'intuizione inconsapevole ed irrazionale di pochi artisti che si basavano sull'esperienza dei "mastri costruttori". Tale intuizione viene definita come *esprit de finesse*.

Per migliaia di anni, fino all'epoca del Rinascimento, la progettazione venne perciò affidata ad intuizioni empiriche, all'*esprit de finesse* di pochi artisti senza l'ausilio di strumenti fisico-matematici (Ivo Iori, 2000). Erano radicati negli artisti ed architetti i concetti vitruviani di *firmitas*, *utilitas* e *venustas*, ossia solidità, funzione e bellezza.



A partire da Leonardo da Vinci e soprattutto da Galileo Galilei si percepì sempre più forte la necessità di integrare l'*esprit de finesse* ed avvalorarlo con basi scientifiche. Risultò chiaro come alcune regole fondamentali delle costruzioni dipendevano da regole geometriche-meccaniche. L'*esprit de finesse* fu perciò affiancato dall'*esprit de géométrie*, ossia dalla necessità di matematizzazione della realtà, dal ragionamento basato sull'interpretazione matematica dei fenomeni fisici. Si iniziò a pensare che alla base delle grandi opere non potesse non esserci una (inconsapevole) conoscenza matematica senza la quale risultava difficile concepire l'esistenza delle opere stesse, quale ad esempio la *gravitas secundum situm*, ossia la gravità a causa di forze in gioco (Carlo Blasi, Eva Coïsson, 2006).

Di fianco all'artista comparve perciò il ruolo dello scienziato; l'Arte del Costruire venne affiancata dalla Scienza del Costruire.

Con l'*esprit de géométrie* iniziò lo sviluppo della tecnica e del ragionamento matematico.

Il principale fautore del passaggio tra *esprit de finesse* ed *esprit de géométrie* è da imputarsi a Galileo Galilei (1564-1642), che volle capire le forze che costruiscono l'Universo e dimostrare come cooperano.

Con Galileo Galilei perciò iniziò l'era del pensiero scientifico e dell'epoca moderna. Fu con Galileo che iniziò il lento declino della *firmitas* vitruviana per lasciar spazio alla scienza ed alla tecnica del costruire.

Il pensiero centrale di Galileo fu infatti caratterizzato dall'asserzione che tutti i concetti astratti devono avere una relazione con la realtà concreta e pertanto lo scienziato deve matematizzare la realtà, distaccarsi dal concreto per riuscire a comprenderlo.

Tuttavia, nonostante la tecnica preceda la scienza, è proprio grazie alla scienza che migliora la tecnica (Galileo Galilei, 1638). I due concetti non sono del tutto inscindibili e per tale motivo l'*esprit de finesse* e l'*esprit de géométrie* viaggiarono in parallelo per molti anni senza fondersi e soppiantarsi del tutto in quanto rimase radicata l'idea che chi approfondiva la preparazione tecnica non poteva contemporaneamente aumentare la propria sensibilità artistica.

Fu solo grazie alla Rivoluzione Industriale che i due concetti si fusero completamente, grazie alla necessità di costruire grandi opere e perciò di applicare contemporaneamente sia la scienza che la tecnica.

### **2.2.2 Sviluppi storici della scienza delle costruzioni**

A partire dalla fine del XVIII secolo, nelle scuole di architettura e ingegneria, gli studiosi si erano concentrati sullo studio delle nuove strutture in ferro, prima, e poi delle strutture in conglomerato cementizio armato, dimenticando completamente le costruzioni in muratura.

L'introduzione del ferro nell'edilizia, alla fine del XVIII secolo, aveva avuto, infatti, come conseguenza, il concentrarsi degli studiosi verso la definizione di una nuova "scienza" di previsione del comportamento dei nuovi elementi strutturali (travi, pilastri e telai) basata sulla meccanica dei nuovi materiali, anche se, per oltre un secolo, ovviamente, continuarono a permanere nella prassi costruttiva le modalità e i materiali tradizionali, oggetto di descrizioni accurate in molti manuali ottocenteschi. Il passaggio dall'analisi cinematica, con collasso per crisi dell'equilibrio, caratteristica delle costruzioni in muratura, all'analisi tensionale, con frattura del materiale, è perfettamente descritto in un disegno del manuale di Giovan Battista Milani del 1901, Figura 2.9.

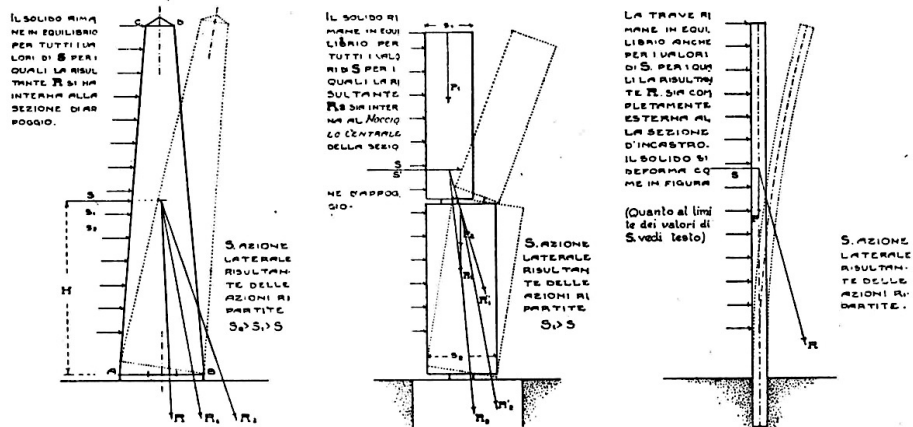
Ripercorrendo rapidamente l'evoluzione storica delle conoscenze strutturali, si può perciò notare come per secoli l'esperienza delle regole costruttive sperimentate, l'empirismo, il rispetto delle proporzioni, ovvero dell'*equilibrio*, e la conoscenza dei diversi meccanismi di dissesto che costituivano i rischi per i vari elementi costruttivi in muratura erano risultati strumenti più che sufficienti per raggiungere i massimi risultati consentiti dai materiali a disposizione (Blasi, 2013).

## LA STABILITÀ DEGLI ORG. ARCH.

AZIONI ESTERNE ORIZZONTALI (VENTO TERREMOTO ECC)

SISTEMI STATICI ELEMENTARI

MONOLITE VERTICALE APPOGGIATO SOLIDO MURALE APPOGGIATO TRAVE ELASTICA VERTICALE INCASTRATA



**Figura 2.9-** Crisi per perdita di equilibrio e crisi per eccesso di stati tensionali (Giovanni Battista Milani, 1901).

Fu Galileo Galilei ad introdurre per primo il problema della resistenza dei materiali.

A partire dall'epoca di Galileo ebbero inizio infatti numerosi sviluppi della scienza delle costruzioni, basati su considerazioni geometriche e meccaniche dei corpi in esame e indirizzate ad analizzare la meccanica dei corpi da un punto di vista statico e cinematico.

In particolare uno degli scopi di Galileo fu quello di determinare il momento massimo di rottura e di conseguenza la resistenza massima dei corpi, approcciandosi così ad analizzare lo stato tensionale dei corpi che porterà alle leggi dei corpi elastici.

Col passare dei decenni l'interesse si spostò totalmente sui nuovi materiali e sullo stato tensionale e deformativo conseguito dalle strutture realizzate con tali nuovi materiali.

Fu solo in seguito ai terremoti distruttivi avvenuti nella seconda metà del XX secolo che vennero riproposti "problemi dimenticati" legati all'analisi cinematica dei blocchi in muratura. Il tema della "riscoperta" dell'approccio cinematico per affrontare il tema della

vulnerabilità sismica di edifici esistenti nei confronti dei meccanismi di dissesto verrà in dettaglio approfondito nel capitolo 3.

A partire dal XVII secolo le condizioni statiche dei corpi venivano indagate attraverso le condizioni di equilibrio a momento, derivanti dal principio della leva. Già a partire dal principio della leva perciò, scoperto da Archimede, era insito il concetto di lavoro compiuto da una forza, ossia era insito il principio dei lavori virtuali, legato al concetto di applicare un campo di spostamenti ad un corpo per determinarne la condizione di equilibrio.

L'approccio cinematico, con particolare riferimento alla trattazione del principio dei lavori virtuali, è di particolare interesse per la presenti tesi, in quanto, come verrà dimostrato nei capitoli seguenti, è proprio sul principio dei lavori virtuali che si basa la teoria dell'analisi limite con cui vengono analizzati i meccanismi di collasso che provocano la perdita di equilibrio di pannelli murari soggetti ad azioni ortogonali al proprio piano.

Il presente paragrafo mira perciò a fornire brevi descrizioni su alcuni aspetti dello sviluppo storico del calcolo strutturale riguardo alla meccanica dei solidi, da un punto di vista tensionale e cinematico.

Come ben noto la principale opera di Galileo Galilei è "*Discorsi e dimostrazioni matematiche intorno a due nuove scienze*". I Discorsi si svolsero in quattro giornate tra tre interlocutori: Salviati (interlocutore di Galileo), Simplicio (conservatore) e Sagredo (uomo colto, disposto ad apprendere senza pregiudizi) (Edoardo Benvenuto, 1981).

Le prime due giornate riguardano la resistenza meccanica dei corpi mentre nella terza e quarta giornata si disquisisce sul problema del moto.

Si riportano brevemente nel seguito alcuni tra i principali concetti espressi durante le prime due giornate, concetti fondamentali nella statica delle costruzioni.

Uno degli argomenti della prima giornata fu quello di introdurre il concetti di resistenza e rottura di un corpo, ampiamente discusso

nella seconda giornata. Venne analizzato un peso attaccato verticalmente ad una colonna.

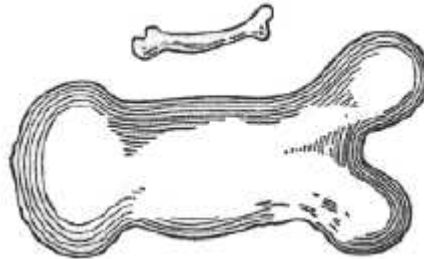


*“Per più chiara esplicazione di che, segniamo il cilindro o prisma AB di legno o di altra materia solida e coerente, fermato di sopra in A e pendente a piombo, al quale nell'altra estremità B sia attaccato il peso C: è manifesto che, qualunque si sia la tenacità e coerenza tra di loro delle parti di esso solido, pur che non sia infinita, potrà esser superata dalla forza del traente peso C, la cui gravità pongo che possa accrescersi quanto ne piace, e esso solido finalmente si strapperà, a guisa d'una corda. E sì come nella corda noi intendiamo, la sua resistenza derivare dalla moltitudine delle fila della canapa che la componono, così nel legno si scorgono le sue fibre e filamenti distesi per lungo, che lo rendono grandemente più resistente allo strappamento che non sarebbe qualsivoglia canapo della medesima grossezza: ma nel cilindro di pietra o di metallo la coerenza (che ancora par maggiore) delle sue parti dipende da altro glutine che da filamenti o fibre; e pure essi ancora da valido tiramento vengono spezzati.”*

Si intuì la presenza di una “coesione interna” al materiale che lo tenevano unito fino a che il materiale si spezzava.

Durante la seconda giornata venne introdotta la teoria della similitudine. Galileo infranse il diffuso pregiudizio che strutture simili si comportino similmente per la resistenza indipendentemente dalle loro proporzioni; se così fosse infatti dovrebbero avere uguale robustezza due strutture di ugual forma ma in scala.

*“E per un breve esempio di questo che dico, disegnai già la figura di un osso allungato solamente tre volte, ed ingrossato con tal proporzione, che potesse nel suo animale grande far l’uffizio proporzionato a quel dell’osso minore nell’animal più piccolo, e le figure son queste: dove vedete sproporzionata figura che diviene quella dell’osso ingrandito.”*

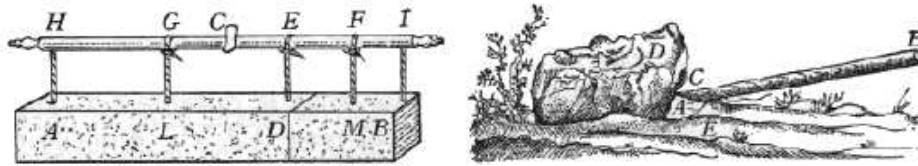


La seconda giornata si concentrò sulla resistenza dei materiali e sul tipo di rottura a cui sono soggetti i corpi. Gli interlocutori giunsero alla conclusione che non era importante capire *perché* i corpi raggiungevano la rottura ma *come* si rompevano.

Galileo capì dapprima l’importanza del peso proprio e del braccio della leva.

*“Inteso sin qui, non credo che voi porrete difficoltà in ammettere che i due prismi AD, DB facciano l’equilibrio dal punto C, perché la metà di tutto l’ solido AB è alla destra della sospensione C, e l’altra metà dalla sinistra, e che così si vengono a rappresentar due pesi eguali disposti e distesi in due distanze eguali. Che poi li due prismi AD, DB ridotti in due dadi, o in due palle, o in due qual’altre si siano figure (purché si conservino le sospensioni medesime G, F), seguitino di far l’equilibrio dal punto C, non credo che sia alcuno che ne possa dubitare, perché troppo manifesta cosa è che le figure non mutano peso, dove si ritenga la medesima quantità di materia. Dal che possiamo raccor la general conclusione, che due pesi, qualunque si siano, fanno l’equilibrio da distanze permutatamente rispondenti alle lor gravità. Stabilito dunque tal principio, avanti che passiamo più oltre devo metter in considerazione come queste forze, resistenze, momenti, figure, etc., si posson considerar in astratto e separate dalla materia, ed anco in concreto e congiunte con la materia; ed in questo modo quelli accidenti che converranno alle figure considerate*

*come immateriali, riceveranno alcune modificazioni mentre li aggiugneremo la materia, ed in conseguenza la gravità.”*



Galileo intuì poi che una trave caricata trasversalmente ha minore resistenza di una trave caricata assialmente e che il momento in cui si spezza dipende dalle dimensioni della trave stessa.



*Imperò che figuriamoci il prisma solido ABCD, fitto in un muro dalla parte AB, e nell'altra estremità s'intenda la forza del peso E (intendendo sempre, il muro esser eretto all'orizzonte, ed il prisma cilindro fitto nel muro ad angoli retti): è manifesto che, dovendosi spezzare, si romperà nel luogo B, dove il taglio del muro serve per sostegno, e la BC per la parte della leva dove si pone la forza; e la grossezza del solido BA è l'altra parte della leva, nella quale è posta la resistenza, che consiste nello staccamento che s'ha da fare della parte del solido BD, che è fuor del muro, da quella che è dentro: e per le cose dichiarate, il momento della forza posta in C al momento della resistenza, che sta nella grossezza del prisma cioè nell'attaccamento della base BA con la sua contigua, ha la medesima proporzione che la lunghezza CB alla metà della BA; e però l'assoluta resistenza all'esser rotto, che è nel prisma BD (la quale assoluta resistenza è quella che si fa col tirarlo per dritto, perché allora tanto*

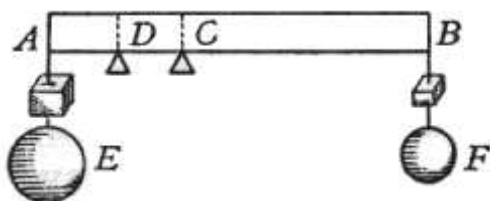
*è il moto del movente quanto quello del mosso), all'esser rotto con l'aiuto della leva BC, ha la medesima proporzione che la lunghezza BC alla metà di AB nel prisma, che nel cilindro è il semidiametro della sua base. E questa sia la nostra prima proposizione.*

Galileo intuì che le azioni mutue interne del sistema reale si traducevano in una distribuzione di forze sulle facce del corpo, disposte ortogonalmente alle facce stesse. (Il concetto delle azioni assiali  $\sigma$  verrà in seguito associato da Bernoulli, Eulero e Coulomb alla presenza di azioni di scorrimento).

Galileo iniziò anche a occuparsi del problema del momento limite  $M_{lim}$  di una trave di lunghezza  $L$  e sottoposta ad un carico  $Q_c$  e soggetta a diverse condizioni vincolari, quali incastro o doppio appoggio e dimostrò che, ad esempio, per una trave incastrata a mensola  $M_{lim}=Q_c \cdot L$ .

Tali preliminari osservazioni sul momento limite costituirono una base di partenza negli anni successivi per la formulazione dei teoremi dell'analisi limite e dei meccanismi di collasso, strettamente legati al principio dei lavori virtuali.

I concetti associati al principio della leva furono ampiamente trattati da Galileo che acquisì la dimostrazione aristotelica secondo la quale il rapporto tra i pesi è uguale al rapporto fra le distanze dal fulcro della leva.



*“Se nella lunghezza d'un cilindro si noteranno due luoghi sopra i quali si voglia far la frazione di esso cilindro, le resistenze di detti due luoghi hanno fra di loro la medesima proporzione che i rettangoli fatti dalle distanze di essi luoghi contrariamente presi”*

Il principio della leva, così come interpretato anche da Galileo, ha una natura intrinseca “cinematica” in quanto passa attraverso



considerazioni che riguardano il moto dei due pesi. Anche in questo caso si riconosce l'applicazione *ante litteram* del principio dei lavori virtuali (Antonino Giuffrè, 1986).

### 2.2.3 Il principio dei lavori virtuali

L'inconsapevole substrato di ogni trattazione (quale il problema della leva) è sempre stato il concetto sotteso al principio dei lavori virtuali. Gli studiosi della meccanica hanno infatti sempre cercato di ricondurre i possibili meccanismi ad oggetti, quali appunto la leva (Ivo Iori, 2009). Perché si riuscisse a formulare il principio dei lavori virtuali era necessario che una constatazione astratta divenisse oggetto di esperienza per gli studiosi (Antonino Giuffrè, 1986; Ivo Iori, 2009).

In una lettera al padre Cartesio, nel 1638, non parla esplicitamente di lavoro ma è ben consapevole di trattare una grandezza differente dalla forza. Egli attribuisce all'uguaglianza dei lavori il senso fondamentale di tutta la statica.

Cartesio, a differenza di Galileo, che pur riconoscendo un legame tra forze e spostamenti, avrebbe esposto cosa avviene e non perché avviene, si svincolò dagli oggetti materiali e li sostituì ad un linguaggio più generale.

*“Il peso relativo a ciascun corpo deve essere misurato dall'inizio del moto che dovrebbe fare la forza che lo sostiene, tanto per alzarlo che per seguirlo se esso so abbassa.”*

E sempre Cartesio affermò che il lavoro dev'essere valutato in riferimento alla componente dello spostamento nella direzione della forza.

Tuttavia la prima formulazione completa del principio dei lavori virtuali è da attribuirsi a Giovanni Bernoulli in una lettera a Varignon nel 1717 (Gustavo Colonnetti, 1953).

*“Immaginate molte forze differenti che agiscono secondo differenti direzioni per tenere in equilibrio un punto, una linea, una superficie o un corpo. Immaginate di imprimere a tutto il sistema di queste forze un piccolo movimento (...) sia di traslazione che, sia di*

*rotazione; vi sarà facile comprendere che per questo movimento ognuna di tali forze avanzerà o si ritrarrà nella sua direzione, a meno che qualcuna delle forze non abbia direzione perpendicolare a quella del piccolo movimento, nel qual caso non si sposterà.*

*(...)*

*Io pongo questa proposizione generale: in ogni equilibrio di forze qualunque la somma delle energie positive sarà uguale alla somma delle energie negative prese positivamente.”*

Bernoulli definisce *energia* il prodotto delle forze per la velocità che tale movimento imprime a ciascuna di esse.

Il Principio dei lavori virtuali collega perciò le variabili statiche, ossia le forze, con le variabili cinematiche, ossia gli spostamenti.

Il Principio dei Lavori Virtuali (PLV), è una relazione matematica tra un sistema di forze equilibrato ed un sistema di spostamenti congruente comunque presi.

Si definisce “sistema di forze equilibrato” (o staticamente ammissibile) un sistema di forze che rispetti le condizioni di equilibrio e le condizioni statiche al contorno, mentre si definisce “sistema di spostamenti congruenti” (o cinematicamente ammissibile) un sistema che rispetti le condizioni di congruenza e le condizioni cinematiche al contorno.

Sia  $[b, s, T]$  un sistema di forze equilibrato ed  $[u, E]$  un sistema di spostamenti congruente.

dove:

$b$  rappresenta una forza di volume,  $s$  una forza di superficie e  $T$  lo stato tensionale del corpo;  $u$  rappresenta un campo di spostamenti applicati ed  $E$  lo stato deformativo del corpo.

Il lavoro compiuto dalle forze esterne per effetto degli spostamenti  $u$ , definito lavoro virtuale esterno è pari a:

$$L_{ve} = \int_B b \cdot u \, dV + \int_{\partial_s B} s_0 \cdot u \, dA + \int_{\partial_u B} s_r \cdot u \, dA \quad (2.1)$$

dove:

$B$  è la regione dello spazio euclideo tridimensionale, e  $\partial B$  la sua frontiera divisa in due parti complementari e disgiunte,  $\partial_s B$  e  $\partial_u B$ .

Per le condizioni statiche al contorno si ha:

$$s(n) = Tn = s_0 \text{ su } \partial_s B$$

$$s(n) = Tn = s_r \text{ su } \partial_u B$$

Con  $n$  normale unitaria uscente dal contorno.

Inoltre, per le equazioni indefinite di equilibrio si ha:

$$\text{div}(T) + b = 0 \text{ e } T^T = T$$

dove  $\text{div}(T)$  indica un flusso attraverso una superficie.

Pertanto la (2.1) può essere riscritta come:

$$L_{ve} = \int_B -\text{div}T \cdot u \, dV + \int_{\partial B} Tn \cdot u \, dA \quad (2.2)$$

Ricordando che:

$\text{div}(A^T v) = \text{div} A \cdot v + A \cdot \nabla v$  dove  $\nabla v$  indica il gradiente di  $v$ , si può scrivere:

$$\text{div}Tu = \text{div}T \cdot u + T \cdot \nabla u \quad (2.3)$$

E pertanto la (2.2) può essere riscritta come:

$$L_{ve} = \int_B -\text{div}Tu \, dV + \int_B T \cdot \nabla u \, dV + \int_{\partial B} Tn \cdot u \, dA \quad (2.4)$$

Applicando il teorema della divergenza di Gauss-Green ed osservando che:

$$T \cdot \nabla u = T_{\text{sym}} \nabla u = T \cdot E$$

in quanto:

$$\mathbf{E} = \text{sym} \nabla \mathbf{u} = \frac{1}{2} (\nabla \mathbf{u} + \nabla \mathbf{u}^T)$$

la (2.4) può essere riscritta come:

$$\begin{aligned} L_{ve} &= \int_B \mathbf{b} \cdot \mathbf{u} \, dV + \int_{\partial B} \mathbf{Tn} \cdot \mathbf{u} \, dA = \int_B \mathbf{T} \cdot \mathbf{E} \, dA = L_{vi} \\ &\Rightarrow L_{ve} = L_{vi} \end{aligned} \quad (2.5)$$

Ovvero il lavoro virtuale esterno,  $L_{ve}$ , compiuto dalle forze esterne, è uguale al lavoro virtuale interno,  $L_{vi}$ , ossia il lavoro compiuto dalle tensioni. Le tensioni normali compiono lavoro esclusivamente per le dilatazioni lineari e le tensioni tangenziali compiono lavoro solamente per le corrispondenti dilatazioni angolari, ovvero ciascuna componente del tensore degli sforzi compie lavoro nella corrispondente componente del tensore della deformazione.

Se inoltre  $u$  è un campo di spostamento **rigido** infinitesimo, allora il lavoro virtuale interno  $L_{vi}$  è nullo e il PLV può essere scritto come:

$$L_{ve} = 0 \quad (2.6)$$

#### 2.2.4 I teoremi dell'analisi limite

Il principio dei lavori virtuali, come già osservato, rappresenta la base concettuale delle trattazioni riguardanti la meccanica dei corpi quali ad esempio il problema dell'equilibrio, della determinazione dei modi e del carico di rottura dei corpi.

In particolare nei riguardi della determinazione della modalità di rottura di un corpo e del calcolo del carico che lo porta al collasso, di particolare interesse per gli argomenti trattati nella presente tesi, è l'applicazione del principio dei lavori virtuali ai *teoremi dell'analisi limite*, che stanno alla base del calcolo a rottura dei corpi rigidi.

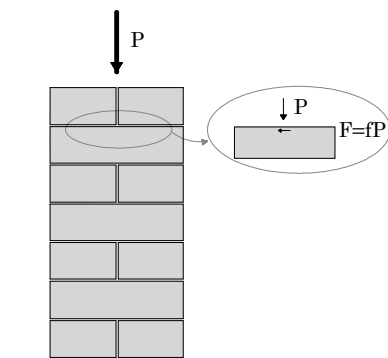
Nei paragrafi successivi verrà dapprima descritta la modellazione del comportamento di pannelli in muratura come corpi rigidi, a partire dalla conoscenza della tessitura muraria, descritta nel paragrafo 2.1.

Definito il comportamento meccanico del corpo murario, verrà introdotto il concetto di possibili *meccanismi di rottura* che portano al collasso il corpo murario, in relazione al suo comportamento nei confronti delle forze agenti su di esso. In tal senso si perviene alla necessità di determinare il *vero* meccanismo che porta al collasso il corpo murario, riconducendosi ai teoremi dell'analisi limite che, tramite il teorema statico ed il teorema cinematico, consentono di determinare i *moltiplicatori* dei carichi che portano al collasso il corpo. Tale approccio metodologico, come in dettaglio spiegato nel seguito, è stato recepito dalle normative vigenti (D.M. 2008) e viene ad oggi utilizzato per determinare la vulnerabilità dei corpi murari nei confronti di azioni sismiche. Il problema dell'individuazione e del calcolo dei possibili meccanismi che portano al collasso un corpo murario, come verrà mostrato in seguito, è noto già da tempo e fu affrontato in maniera esauriente già da grandi studiosi del passato.

### 1. Il comportamento meccanico di un corpo murario

Come già descritto al paragrafo 2.1 nel corso dei secoli si svilupparono e viaggiarono in parallelo due tecniche costruttive degli edifici in muratura e pietra: quella legata alla tradizione contadina e quella legata alla tradizione colta. L'attenzione verrà rivolta alla tecnica costruttiva della tradizione colta, legata alle regole dell'*opus quadratum* (v. Figura 2.5). Ovviamente la variabilità delle tecniche costruttive degli edifici del passato è molto vasta e il riferimento all'*opus quadratum* rappresenta un'idealizzazione ed un modello di riferimento nello studio dei modelli meccanici e numerici.

La parete muraria che rispetta le condizioni dell'*opus quadratum* è costituita da elementi poggiati l'uno sull'altro separati da giunti di malta dotati di attrito, ossia dotati della capacità di trasmettere forze ad essi parallele fino ad una percentuale dell'azione verticale di compressione che li spinge l'uno contro l'altro (Charles Augustin Coulomb, 1776), Figura 2.10.



**Figura 2.10-** Schematizzazione della legge d'attrito di Coulomb su un solido murario.

Tratto da (A.Giuffrè, 1991):

*“(...) Coulomb (...) dalle esperienze del Sig. Amontons ricavò la seguente legge: una superficie dotata di attrito resiste ad un’azione ad essa complanare fino al valore  $F=fP$ , dove  $f$  prende il nome di “coefficiente d’attrito”, e  $P$  è l’azione ad essa ortogonale.”*

Grazie allo sfalsamento di ciascun blocco ogni blocco poggia orizzontalmente su due blocchi dello strato inferiore, con vincolo di semplice contatto dotato di attrito; verticalmente invece agisce un vincolo solo nel caso di applicazione di forze inclinate, per rispettare le condizioni di equilibrio. Tale modello descrive un materiale isotropo, continuo e **non resistente a trazione** e fu per la prima volta studiato da Salvatore Di Pasquale (Salvatore Di Pasquale, 1984).

In realtà il muro in *opus quadratum* è caratterizzato da anisotropia in quanto la giacitura orizzontale, grazie alla presenza d’attrito, costituisce direzione privilegiata. Tuttavia tale anisotropia non incide sulla risoluzione del problema.

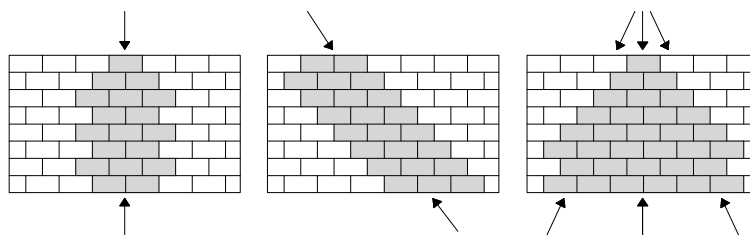
Il concetto fondamentale della teoria di Di Pasquale è nell’ipotesi di mancanza di resistenza a trazione della muratura, elemento chiave del comportamento delle strutture murarie. Tale caratteristica è stata accertata nel corso dei secoli, anche in seguito all’osservazione dei danni causati da crolli di edifici col venir meno della resistenza a trazione della muratura (Mario Como, 2010).

È pertanto ragionevole schematizzare la muratura con un materiale ideale, caratterizzato da resistenza a trazione nulla, molto diverso dal materiale elastico lineare.

Numerosi studi, oltre a quello di Di Pasquale seguirono l'approfondimento del materiale elastico non reagente a trazione (e.g. Baratta et al., 1982; Del Piero, 1989; Romano et al., 1985; Lucchesi et al., 2003).

A causa della resistenza a trazione pressoché nulla, la muratura è particolarmente soggetta a fessurazioni e distacchi, che possono dar luogo a campi di spostamenti, detti *meccanismi*, analizzati nel dettaglio nel seguito e nei capitoli seguenti. Tali meccanismi si sviluppano perciò senza alcun contrasto interno.

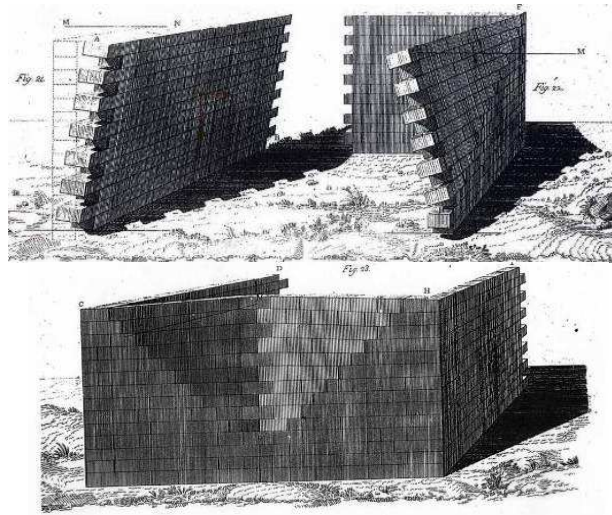
Con l'ipotesi di materiale non reagente a trazioni inoltre non vi è diffusione di un carico verticale nel corpo murario ma la diffusione del carico interessa solo la porzione direttamente interessata, Figura 2.11. Tale caratteristica è l'aspetto meccanico fondamentale dell'opera muraria, in conseguenza della non continuità della muratura e delle connessioni.



**Figura 2.11-** Esempi di diffusione di un carico verticale in un pannello murario.

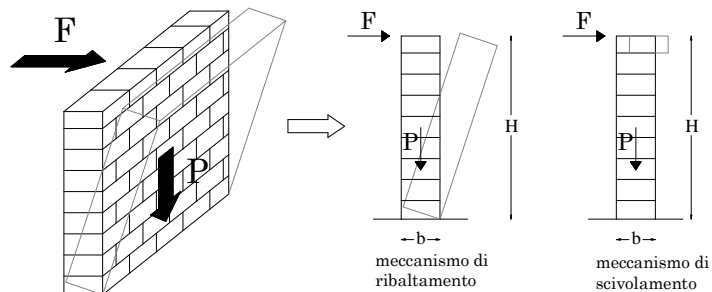
Oltre ai carichi verticali, quali il peso proprio o pesi che gravano sul muro, l'azione esterna più pericolosa che un pannello murario deve sopportare è quella di una *forza orizzontale* diretta ortogonalmente al piano della muratura, che tende a far ribaltare il pannello.

La pericolosità di azioni esterne ortogonali al piano del muro e la possibilità che provocassero il ribaltamento del muro stesso era già ben nota da tempo, come descritto da Jean-Baptiste Rondelet nel *Traité theorique et pratique de l'Art de Bâtir*, Figura 2.12.



**Figura 2.12-** Jean-Baptiste Rondelet, *Traité theorique et pratique de l'Art de Bâtir*. Meccanismi di ribaltamento di un setto murario.

Per determinare l'azione orizzontale massima esterna che provoca il ribaltamento del muro, si immagina di far aumentare la forza esterna  $F$  fino al ribaltamento della parete (Antonino Giuffrè, 1991). Si ipotizza dunque un corpo murario di larghezza  $b$  e altezza  $H$  soggetto al proprio peso  $P$  e ad una forza esterna  $F$ . La parete muraria soggetta alla forza esterna  $F$  potrebbe comunque subire due possibili "cinematismi", ossia potrebbe collassare in due diversi modi: per ribaltamento o per scivolamento, Figura 2.13.



**Figura 2.13-** Schematizzazione di una parete muraria soggetta al proprio peso e ad una forza esterna ribaltante: meccanismo di ribaltamento o di scivolamento.



Meccanismo di ribaltamento:

La sicurezza nei confronti dell'innescò del ribaltamento della parete muraria per effetto della forza  $F$  sarà misurata dal rapporto, denominato  $\lambda$ , fra il momento stabilizzante  $M_s$ , dovuto al peso proprio  $P$  e il momento ribaltante  $M_r$ , dovuto alla forza  $F$ , eq. (2.7).

$$\lambda_1 = \frac{M_s}{M_r} = \frac{P \cdot b/2}{F \cdot H} = \frac{\gamma \cdot b \cdot H \cdot b/2}{F \cdot H} = \frac{\gamma \cdot b^2}{2 \cdot F} \quad (2.7)$$

dove  $\gamma$  è il peso specifico del materiale.

La massima forza che provoca il ribaltamento, denominata  $F_1$ , sarà perciò pari a:

$$\frac{\gamma \cdot b^2}{2 \cdot F_1} = 1 \Rightarrow F_1 = \frac{1}{2} \gamma \cdot b^2 \quad (2.8)$$

Si nota perciò che la sicurezza della parete, se si considera il solo peso proprio, è indipendente dall'altezza del muro e inversamente proporzionale alla forza ribaltante  $H$ . All'aumentare dell'altezza del blocco aumenta il peso  $P$ , il cui momento stabilizzante compensa il momento ribaltante.

Meccanismo di scivolamento:

Tale meccanismo può avvenire solo se la forza esterna  $F$  supera la forza d'attrito, v. Figura 2.10.

Pertanto il valore massimo di forza che provoca lo scivolamento, denominato del blocco  $F_2$ , è pari a:

$$F_2 = f \cdot P = f \cdot \gamma \cdot b \cdot H \quad (2.9)$$

Si nota perciò che la sicurezza della parete nei confronti dello scivolamento dipende dall'altezza  $H$ : all'aumentare dell'altezza della parete aumenta la forza d'attrito resistente.

Il punto di passaggio che segna il passaggio da un meccanismo di ribaltamento ad un meccanismo di scivolamento è dato dall'uguaglianza delle due forze limite  $F_1$  ed  $F_2$ :

$$F_1 = F_2 \Rightarrow \frac{1}{2} \gamma \cdot b^2 = f \cdot \gamma \cdot b \cdot H \Rightarrow H = \frac{b}{2f} \quad (2.10)$$

Una parete muraria con altezza  $H$  maggiore di  $(b/2f)$  sarà perciò soggetta a ribaltamento.

Tali semplici ma importanti calcoli furono eseguiti da Jean-Baptiste Rondelet che capì la possibilità di *diversi possibili modi di collasso*.

Estratto da:

**Jean-Baptiste Rondelet, *Traité theorique et pratique de l'Art de Bâtir*, Paris, traduzione italiana sulla sesta edizione originale, con note e aggiunte di Basilio Soresina.**

*“È utile rimarcare che (...) l'altezza del piedritto non è necessaria per trovare il valore dello spessore del piedritto, perché questa altezza essendo comune al piedritto e al braccio di leva della potenza, non cangia il risultato: perché il cubo del piedritto che rappresenta il suo peso, aumenta o diminuisce nella stessa ragione di questa leva. Così, sia che l'altezza del piedritto sia di 12, di 15 o di 24 piedi, il suo spessore sarà sempre lo stesso”.*

Ed ancora Rondelet concluse:

*“Siccome gli sforzi della potenza  $P$  ed  $M$  sono in ragione inversa delle altezze alle quali esse agiscono, ne risulta che un parallelepipedo scorrerà ogniqualvolta la forza che occorrerebbe per farlo capovolgere sarà più grande di quella per farlo scorrere, e che al contrario si capovolgerà quando sarà necessaria minor forza per produrre questo effetto che per farlo scorrere”.*

Il riconoscimento di possibili meccanismi che si possono innescare nel pannello murario e la valutazione del meccanismo più pericoloso nel pannello stesso, sono concetti alla base della teoria dell'analisi limite che si basa sul principio dei lavori virtuali.

Il punto di partenza, come già sottolineato, è la determinazione delle caratteristiche meccaniche del corpo murario.

Nella modellazione più semplificata ma tutt'ora valida ed utilizzata, del comportamento del pannello murario, il pannello murario si comporta come un corpo rigido a compressione e non reagente a trazione. Fu per primo Jacques Heyman che nella sua grandiosa opera "*The stone skeleton*" nel 1966 introdusse l'ipotesi di un materiale rigido a compressione e non reagente a trazione.

Definiti perciò i campi di sollecitazione e di spostamento, caratterizzati da *distacchi*, è possibile applicare in modo razionale il principio dei lavori virtuali ed affrontare i teoremi di base dell'analisi limite, per la prima volta dimostrata oltre che da Heyman da (Kooharian, 1954; W. Prager, 1959).

### 1.1 *L'analisi limite nei pannelli murari*

Come già introdotto da Rondelet e riportato nel paragrafo precedente un pannello murario può essere soggetto a diversi meccanismi.

Per determinare il carico di collasso, o il moltiplicatore dei carichi di collasso, è perciò necessario analizzare diversi *stati di meccanismo* e determinare diversi moltiplicatori dei carichi. Questo viene fatto, nell'ipotesi di materiale rigido-plastico a compressione e non reagente a trazione, attraverso i *teoremi dell'analisi limite*: il *teorema statico* ed il *teorema cinematico*. Col teorema statico si determina il massimo moltiplicatore dei carichi che porta al collasso il pannello murario mentre col teorema cinematico si determina il minimo moltiplicatore dei carichi che determina il collasso.

Prima di riportare la dimostrazione del teorema statico e del teorema cinematico, si descrivono brevemente le condizioni necessarie e sufficienti affinché si generi un meccanismo in termini tensionali e deformativi.

Affinché un meccanismo  $u$  si possa generare, è necessario che le sollecitazioni interne del corpo, in equilibrio con i carichi applicati  $p$ , consentano alla struttura di deformarsi secondo il meccanismo  $u$  (Mario Como, 2010). Se lo stato di sollecitazione interno non contrasta il generarsi dello spostamento  $u$ , il meccanismo  $u$  provocherà

all'interno del corpo uno stato de formativo  $\varepsilon(u)$  ed eventualmente un distacco dei vincoli del corpo.

Pertanto uno stato di meccanismo  $u$  si verifica quando:

- Vi è equilibrio tra le sollecitazioni interne ed i carichi  $p$ ;
- Le sollecitazioni interne non contrastino l'attivarsi del meccanismo  $u$ ;

### 1.1.1 Il comportamento del corpo rigido-plastico

Il comportamento di un corpo rigido-plastico è definito dalla tensione limite di snervamento; il materiale è caratterizzato da deformazioni nulle per sollecitazioni inferiori al valore limite in corrispondenza del quale, viceversa, si sviluppano deformazioni teoricamente illimitate senza alterazioni delle sollecitazioni applicate. La tensione per la quale sono possibili grandi deformazioni plastiche è detta tensione di snervamento.

In generale il comportamento di un continuo rigido perfettamente plastico è definito dalla relazione tra le tensioni  $\sigma$  e le corrispondenti deformazioni  $\varepsilon$ .

In un sistema di riferimento bidimensionale lo stato di sforzo è rappresentato dal vettore:  $\bar{\sigma} = (\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yx})$ .

Per un arbitrario campo di sforzo il punto di snervamento è definito dalla condizione di snervamento:

$$f(\bar{\sigma}) = f(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yx}) = 0 \quad (2.11)$$

Lo stato di sforzo  $(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yx})$  che soddisfa tale relazione consente deformazioni illimitate.

La condizione di snervamento individua nello spazio degli sforzi la superficie di snervamento, che viene assunta convessa chiusa e contenente l'origine degli assi.

Si assume che la  $f$  sia positiva nei punti esterni alla superficie di snervamento e negativa per punti interni. Stati di sforzo ammissibili risultano interni alla superficie e punti esterni rappresentano stati di sforzo non compatibili con la resistenza del materiale.

Il lavoro virtuale  $W$  riferito all'unità di volume, area o superficie è pari al prodotto tra gli sforzi e le componenti di deformazione:

$$W = \bar{\sigma} \cdot \bar{\varepsilon} \quad (2.12)$$

dove  $\bar{\varepsilon}$  rappresenta il campo di deformazioni:  $\bar{\varepsilon} = \left( \varepsilon_x, \varepsilon_y, \frac{\gamma_{xy}}{2}, \frac{\gamma_{yx}}{2} \right)$ .

Il lavoro necessario per deformare plasticamente un corpo ad un dato campo di deformazioni, detto anche energia di deformazione, è esprimibile come:

$$D = \int_V W dV = \int_V \bar{\sigma} \cdot \bar{\varepsilon} dV \quad (2.13)$$

Secondo l'ipotesi di Von Mises la condizione di snervamento è quella che massimizza il lavoro  $W$ , ossia:

$$\delta W = \delta \sigma_i \varepsilon_i = 0 \quad (2.14)$$

dove  $i = (x, y, xy)$

Se si considera ora una variazione del campo di sforzi  $\delta \sigma$  che soddisfi la condizione di snervamento (eq. (2.11)) si avrà:

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_x} \delta \sigma_x + \dots + \frac{\partial f}{\partial \tau_{xy}} \delta \tau_{xy} = 0 \quad (2.15)$$

E perciò la condizione necessaria affinché il lavoro assuma un valore massimo è:

$$\varepsilon_i = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_i} \quad (2.16)$$

dove  $\lambda$  è un fattore determinato maggiore di zero.

I vettori  $\bar{\sigma}$  ed  $\bar{\varepsilon}$  così determinati rendono massima l'espressione del lavoro che assumerà l'espressione:

$$W^I = \bar{\sigma} \cdot \bar{\varepsilon} + \Delta \bar{\sigma} \cdot \bar{\varepsilon} = W + \Delta \bar{\sigma} \cdot \bar{\varepsilon} \quad (2.17)$$

Visto che la superficie di snervamento è convessa,  $\Delta \bar{\sigma} \cdot \bar{\varepsilon} < 0$  e quindi:

$$W \geq W^I \quad (2.18)$$

Se il campo tensionale  $\bar{\sigma}^I$  è completamente all'interno della superficie di snervamento si ha:

$$W > W^I \quad (2.19)$$

Nota: la trattazione sopra descritta si riferisce generalmente ai classici materiali elasto-plastici o rigido-plastici, quali i materiali duttili. Come precedentemente descritto la muratura viene schematizzata attraverso un materiale rigido a compressione e non reagente a trazione, ossia un materiale in cui non vi sono compenetrazioni di materia a compressione, e che non oppone alcuna resistenza a trazione. Lo stato deformativo del materiale soggetto a sforzi di trazione provoca perciò distacchi e fratture del materiale (che in termini più generali rappresentano i bordi della superficie di snervamento). Nell'individuazione dei meccanismi che portano a parziali distacchi del materiale e collasso del corpo perciò la muratura viene trattata come un corpo rigido. Tuttavia è bene ricordare che la differenza fra il classico corpo rigido-plastico e la muratura è piuttosto profonda. Le deformazioni di distacco della muratura (assimilabili alle deformazioni plastiche dei materiali duttili, avvengono senza alcun dispendio di energia (Mario Como, 2010). Tale aspetto verrà comunque approfondito nei capitoli successivi.

### 1.1.2 Il teorema statico

Secondo tale teorema un continuo rigido-perfettamente plastico non può deformarsi plasticamente sotto carichi per i quali esiste un campo di tensioni staticamente ammissibile e che non raggiunge il limite di snervamento.

Il teorema statico può essere dimostrato per assurdo.

Siano  $P(p, q)$  i carichi esterni applicati, e  $\bar{\sigma}^I$  la corrispondente distribuzione di sforzi, staticamente ammissibile.

Si individua il punto  $\bar{\sigma}(\sigma_x, \dots, \tau_{xy})$  appartenente alla superficie di snervamento ed  $\bar{\epsilon}(\epsilon_x, \dots, \frac{1}{2}\gamma_{xy})$  il corrispondente vettore di deformazioni associato ad un campo di spostamenti cinematicamente ammissibili  $U(u, v)$ .

Applicando il principio dei lavori virtuali si ottiene:

$$P \cdot U = \int_V \bar{\sigma} \cdot \bar{\varepsilon} dV \quad (2.20)$$

Considerando ora una distribuzione di tensioni staticamente ammissibile  $\bar{\sigma}^I (\sigma_x, \dots, \tau_{xy})$  si avrebbe:

$$P \cdot U = \int_V \bar{\sigma}^I \cdot \bar{\varepsilon} dV \Rightarrow \int_V \bar{\sigma}^I \cdot \bar{\varepsilon} dV = \int_V \bar{\sigma} \cdot \bar{\varepsilon} dV \quad (2.21)$$

Per la eq. (2.19) si ha:

$$\int_V \bar{\sigma}^I \cdot \bar{\varepsilon} dV < \int_V \bar{\sigma} \cdot \bar{\varepsilon} dV \quad (2.22)$$

Ma non potendo verificarsi contemporaneamente la condizione espressa nell'eq. (2.21) e (2.22) si dimostra per assurdo il teorema.

Si deduce perciò che il carico corrispondente ad una qualunque distribuzione di sforzi stabile e staticamente ammissibile risulterà inferiore al limite di collasso. Supponendo che i carichi esterni siano assegnati a meno di un fattore di proporzionalità  $\mu_s$  il teorema può essere utilizzato per trovare i valori di carico che sono inferiori al carico di collasso corrispondente a  $\mu_p$ .

Per il teorema statico si avrà perciò:

$$\mu_s < \mu_p \quad (2.23)$$

Vista l'arbitrarietà della scelta del campo di sforzi, esisteranno diverse soluzioni staticamente ammissibili, l'insieme di tali soluzioni contiene quella effettiva di collasso. Il teorema statico consente di affermare che il moltiplicatore al limite di collasso è il massimo dei moltiplicatori staticamente ammissibili e perciò:

$$\mu_p = \max \mu_s \quad (2.24)$$

### 1.1.3 Il teorema cinematico

Come fatto per il teorema statico, anche il teorema cinematico viene dimostrato per assurdo.

Si consideri ora un campo di spostamenti cinematicamente ammissibili  $\bar{u}$  e il corrispondente campo di deformazioni  $\bar{\epsilon}$ .

L'energia necessaria per deformare il corpo si può esprimere come:

$$D = \int_V W dV = \int_V \bar{\sigma} \cdot \bar{\epsilon} dV \quad (2.25)$$

Carichi  $P$  per i quali il lavoro compiuto sia superiore all'energia di dissipazione  $D$  non possono essere sopportati dal corpo in quanto incompatibili con la resistenza del continuo.

Non è possibile perciò che si verifichi che:

$$P \cdot U > \int_V W dV = \int_V \bar{\sigma} \cdot \bar{\epsilon} dV \quad (2.26)$$

Supponendo per assurdo che il carico  $P$  possa essere portato dal corpo ed individuando uno stato di sforzo  $\bar{\sigma}^I$ , appartenente o meno alla superficie di snervamento, applicando il principio dei lavori virtuali si ottiene:

$$P \cdot U = \int_V \bar{\sigma}^I \cdot \bar{\epsilon} dV \quad (2.27)$$

dove  $\bar{\epsilon}$  non necessariamente corrisponde a  $\bar{\sigma}$ .

Pertanto per l'eq. (2.18) si ha:

$$P \cdot U \leq \int_V \bar{\sigma}^I \cdot \bar{\epsilon} dV \quad (2.28)$$

L'eq. (2.28) è in conflitto con l'eq. (2.26) e perciò il teorema è dimostrato.

Definito un generico fattore di proporzionalità del carico  $\mu_c$ , in condizioni di incipiente collasso (a cui corrisponde un fattore di proporzionalità definito  $\mu_p$ ), si avrà:

$$\mu_p P \cdot U = \int_V \bar{\sigma} \cdot \bar{\epsilon} dV \quad (2.29)$$

Per il teorema cinematico si ha:



$$\mu_c P \cdot U \geq \int_V \bar{\sigma} \cdot \bar{\epsilon} dV \quad (2.30)$$

E pertanto:

$$\mu_c \geq \mu_p \quad (2.31)$$

L'insieme di tutte le soluzioni cinematicamente ammissibili contiene quella effettiva di collasso. Il teorema cinematico afferma che il coefficiente  $\mu_p$  è il minimo dei moltiplicatori cinematicamente ammissibili, ossia:

$$\mu_p = \min \mu_c \quad (2.32)$$

Considerazioni sui teoremi dell'analisi limite:

Attraverso il teorema statico e cinematico si determinano le condizioni limite per la determinazione del *vero* moltiplicatore di collasso  $\mu$ , ossia del moltiplicatore dei carichi associato al *vero* meccanismo che porta al collasso il corpo.

Dovendo essere il moltiplicatore di collasso contemporaneamente staticamente ammissibili e cinematicamente ammissibile si ha:

$$\mu_s < \mu < \mu_c \quad (2.33)$$

Il teorema statico e cinematico vengono anche denominati rispettivamente teorema del limite inferiore e teorema del limite superiore.

Numerose trattazioni sono disponibili in letteratura nei riguardi dell'applicazione del teorema statico e cinematico a pannelli in muratura (e.g. Sutcliffe et al., 2001; Sloan, 1988; Milani et al., 2006; Sloan et al., 1995; Milani et al., 2007; Krabbenhoft et al., 2005; Makrodimitopoulos et al., 2006; Milani et al., 2006; Orduna et al., 2005).



## **Parte III. Il comportamento sismico degli edifici esistenti in muratura**

### **3 Il comportamento sismico degli edifici esistenti in muratura**

### **3 Il comportamento sismico degli edifici esistenti in muratura**

Nel presente capitolo verranno in dettaglio descritti gli effetti causati dai principali eventi sismici che hanno colpito il nostro Paese sul patrimonio edilizio esistente. In particolare, dopo alcune note generali, verrà descritto il comportamento sismico degli edifici esistenti in muratura, soprattutto in relazione alla catalogazioni dei danni subiti da tali edifici in seguito agli eventi sismici. In tal senso l'attenzione è rivolta particolarmente ai meccanismi locali di collasso, descritti qualitativamente nel presente capitolo ed in dettaglio analizzati nei capitoli successivi.

#### **3.1 Considerazioni generali sugli eventi sismici**

Come ben noto un terremoto è un rapido movimento della superficie terrestre che genera onde sismiche dovuto al brusco rilascio dell'energia accumulata all'interno della terra in un punto ideale chiamato *ipocentro*. Il punto sulla superficie terrestre posto sulla verticale dell'ipocentro è detto *epicentro*, punto in cui il terremoto causa i maggiori danni.

Il meccanismo di formazione dei terremoti viene spiegato dalla teoria della tettonica a placche, che deriva dalla teoria della deriva dei continenti, formulata per la prima volta da Wegener (Alfred Wegener, 1929).

I terremoti rappresentano disastrosi eventi naturali che l'uomo non può prevedere e da cui non può sottrarsi.

La cronistoria degli eventi sismici che hanno causato maggiori danni nel corso dei secoli è di fondamentale importanza per la comprensione dei fenomeni sismici stessi. Lo studio dei meccanismi che nascono durante gli eventi sismici porta infatti a conoscere gli effetti che tali eventi hanno sulle costruzioni. Compito degli ingegneri

in tale ambito è perciò quello di studiare soluzioni analitiche e numeriche che affrontino il calcolo dell'azione sismica e della resistenza delle costruzioni nei confronti dell'azione sismica stessa, al fine di determinare soluzioni costruttive che mirino a limitare il più possibile i danni sulle costruzioni.

A partire dai primi secoli dopo Cristo, in seguito a numerosi eventi sismici, si è iniziata a sentire la necessità di redigere cronache sugli avvenimenti sismici più rilevanti. Successivamente, con gli inizi del XIX secolo, tali cronache vennero studiate con la finalità di scrivere una “storia” sismica dell'Italia. Le cronache contenevano informazioni riguardanti gli effetti dei terremoti.

In particolare la misura dell'intensità sismica avveniva attraverso la descrizione qualitativa dei danni riportati a persone, costruzioni e ambiente. Nacquero così le prime *scale di intensità macrosismica*. Una delle prime scale è la Rossi-Forel, sviluppata dall'italiano Michele Stefano Conte de Rossi e dallo svizzero Françoise-Alphonse Forel nel 1800, utilizzata fino all'introduzione della più nota scala Mercalli, nel 1902. La scala Mercalli, tutt'oggi utilizzata come strumento di misura dell'intensità sismica, subì nel tempo varie modifiche: venne modificata dai fisici Cancani e Sieberg negli anni '30 e prese il nome di scala MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg). Dagli anni '30 agli anni '50 venne ulteriormente rielaborata e prese il nome di scala Mercalli Modificata (MM).

In Tabella 3.1 si riporta la descrizione dei 12 gradi di intensità previsti dalla MM.

La scala Mercalli fornisce una descrizione qualitativa dei danni subiti in seguito agli eventi sismici. Con l'avvento delle misurazioni strumentali ottenute mediante *sismometri* e *accelerometri*, strumenti capaci di misurare le traslazioni del terreno in tre direzioni ortogonali e le accelerazioni del terreno, è stato possibile stabilire un metodo per la valutazione obiettiva dell'intensità sismica di un terremoto in base alla determinazione della quantità di energia rilasciata dalle onde sismiche, Figura 3.1.

Nel 1935 l'americano Richter propose la scala Richter, che introduce il concetto di magnitudo. Richter dimostrò che la traslazione massima del terreno, registrata ad una data distanza dall'epicentro,

crebbe in modo analiticamente determinabile al crescere dell'energia intrinseca del terremoto.

La magnitudo di terremoti che avvengono a distanze epicentrali diverse da 100 km può essere calcolata come:

$$M_L = \log_{10} A + C$$

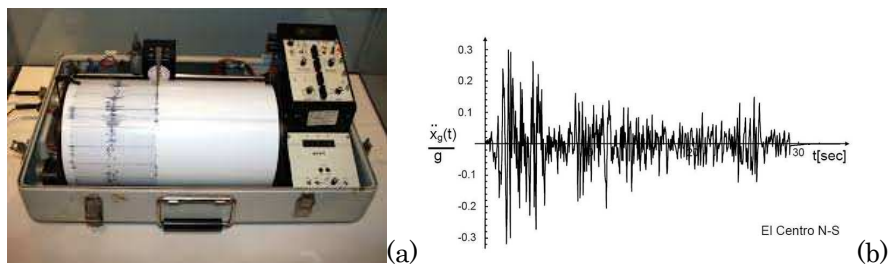
dove:

A = massima ampiezza dello spostamento registrato in micron;

C = coefficiente di correlazione in funzione della distanza epicentrale.

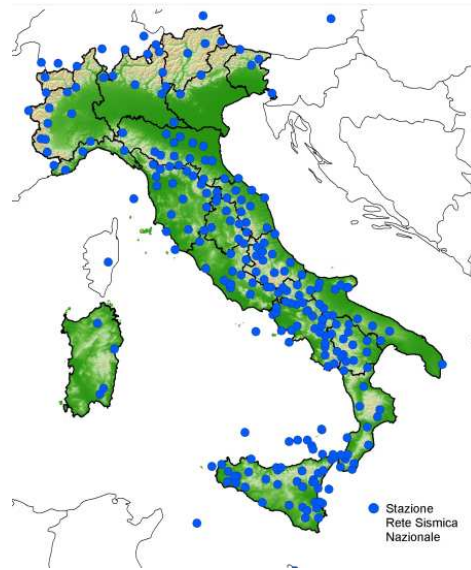
Una relazione lega dunque la magnitudo sviluppata dal terremoto al logaritmo decimale dell'energia.

La magnitudo, misurata con la scala Richter da 0 a 10, Tabella 3.2, misura dunque l'energia di un terremoto mentre l'intensità, misurata con la scala Mercalli da I a XXII, i danni provocati dal terremoto.



**Figura 3.1-** (a) Esempio di sismometro, (b) esempio di accelerogramma (El Centro).

Il monitoraggio dell'intensità sismica in Italia è controllato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, che ha sviluppato una fitta rete sismica nazionale per il controllo dell'attività sismica del nostro Paese. In Figura 3.2 viene riportata l'attuale rete sismica nazionale. Nel paragrafo 3.4 verrà descritta in modo dettagliato la classificazione sismica del territorio nazionale.



**Figura 3.2-** Rete sismica nazionale (immagine tratta da <http://ingvterremoti.wordpress.com/il-monitoraggio-sismico/>).

**Tabella 3.1.** Scala Mercalli.

<b>I</b>	Strumentale: avvertita solo dagli strumenti
<b>II</b>	Debole: avvertito solo da poche persone sensibili in condizioni particolari
<b>III</b>	Leggera: avvertito da poche persone
<b>IV</b>	Moderata: avvertita da molte persone; tremiti di infissi e cristalli; oscillazione di oggetti sospesi
<b>V</b>	Piuttosto forte: avvertita da molte persone, anche addormentate; caduta di oggetti
<b>VI</b>	Forte: qualche lesione agli edifici
<b>VII</b>	Molto forte: caduta di comignoli; lesione agli edifici
<b>VIII</b>	Distruttiva: rovina parziale di alcuni edifici; vittime isolate
<b>IX</b>	Rovinoso: rovina totale di alcuni edifici, molte vittime umane, crepacci nel suolo
<b>X</b>	Disastrosa: crollo di parecchi edifici, numerose vittime umane, crepacci evidenti nel terreno
<b>XI</b>	Molto disastrosa: distruzione di agglomerati urbani, moltissime vittime, crepacci, frane, maremoto
<b>XII</b>	Catastrofica: danneggiamento totale, distruzione di ogni manufatto, pochi superstiti, sconvolgimento del suolo, maremoto

**Tabella 3.2.** Scala Richter.

<b>0-1.9</b>	Può essere registrato solo mediante adeguati apparecchi
<b>2-2.9</b>	Solo coloro che si trovano in posizione supina lo avvertono; un pendolo si muove
<b>3-3.9</b>	La maggior parte della gente lo avverte come un passaggio di un camion; vibrazione di un bicchiere
<b>4-4.9</b>	Viene avvertito da tutti; un pendolo si muove notevolmente; bicchieri e piatti tintinnano; piccoli danni
<b>5-5.9</b>	Tutti lo sentono; molte fessurazioni sulle mura; crollo parziale o totale di poche case; alcuni morti e feriti
<b>6-6.9</b>	Tutti lo percepiscono; panico; crollo delle case; morti e feriti; onde alte
<b>7-7.9</b>	Panico; pericolo di morte negli edifici; solo alcune costruzioni rimangono illese; morti e feriti
<b>8-8.9</b>	Ovunque pericolo di morte; edifici inagibili; onde alte sino a 40 metri
<b>9-9.9</b>	Totale allagamento dei territori in questione o spostamento delle terre e numerosissimi morti. Pochi sopravvissuti, danni letali a tutta la popolazione, caos, panico, tra la popolazione dell'intero paese e continente
<b>10 e &gt;10</b>	Particolari eventi di eccezionale gravità: spaccature della Terra e numerosissimi morti, nessun sopravvissuto e crollo di molte città vicine

### 3.2 I principali eventi sismici dal XV al XXI secolo

Nel presente paragrafo verranno brevemente riportati i principali eventi sismici che hanno scosso il territorio italiano nell'ultimo secolo. Come accennato nel paragrafo 3.1 la conoscenza e la raccolta del materiale fotografico e descrittivo relativo a precedenti eventi sismici sono risultate di fondamentale importanza per stabilire una sorta di catalogazione dei danni causati dagli eventi sismici sugli edifici e di conseguenza per poter stabilire un approccio metodologico di calcolo per affrontare il problema della sicurezza degli edifici nei confronti del sisma.

In Tabella 3.3 vengono riassunti i più disastrosi eventi sismici che hanno colpito l'Italia dal XV secolo ad oggi.



In Figura 3.3 si riportano alcune immagini dei danni causati da alcuni dei terremoti sopracitati; le immagini si riferiscono a crolli e danneggiamenti di edifici in muratura.

**Tabella 3.3.** Principali eventi sismici in Italia dal XV al XXI secolo.

<b>Data</b>	<b>Luogo</b>	<b>Magnitudo</b>
05-12-1456	Molise	6.96
11-01-1693	Sicilia	7.41
05-02-1783	Calabria	6.91
08-02-1832	Crotone	6.48
28-12-1908	Messina	7.24
13-01-1915	Avezzano	6.99
10-11-1918	Appennino romagnolo	5.79
07-09-1920	Garfagnana	6.48
23-07-1930	Irpinia	6.72
06-05-1976	Friuli	6.43
23-11-1980	Irpinia	6.89
26-09-1997	Marche-Umbria	6.05
31-10-2002	Molise	5.78
06-04-2009	L'Aquila	6.3
20 e 29 -05-2012	Emilia Romagna	5.9 e 5.8

Il tema della protezione degli edifici nei confronti del sisma iniziò ad impegnare ingegneri ed architetti in seguito a disastrosi eventi sismici che colpirono l'Italia . Già a partire dal 1783 infatti, in seguito al terremoto che colpì la Calabria, vennero effettuati i primi rilievi dei danneggiamenti subiti dagli edifici e fornite le prime prescrizioni operative per il rinforzo degli edifici danneggiati.

Fu poi dopo il terremoto di Messina del 1908 che iniziarono ad essere emanate le prime prescrizioni tecniche per la ricostruzione delle città distrutte.

Dal XX secolo il tema della protezione sismica divenne sempre più attuale anche a livello normativo e vennero emanate numerose catalogazioni dei danni e prescrizioni antisismiche da applicare agli edifici. Nella prima metà del Novecento nacque negli Stati Uniti ed in Giappone la moderna ingegneria sismica che mira a determinare la resistenza sismica degli edifici.



**Figura 3.3-** Terremoti di: (a) Messina 1908, (b) Friuli 1976, (c) Irpinia, 1980, (d) Umbria 1997, (e) L'Aquila 2009, (f) Emilia Romagna 2012.

### 3.3 Gli effetti dell'azione sismica sugli edifici esistenti in muratura

Le condizioni di carico più pericolose per gli edifici esistenti in muratura sono proprio rappresentate dalle azioni sismiche in quanto gli edifici tradizionali in muratura non vennero a loro tempo progettati

per sopportare azioni orizzontali, ma solo per trasferire carichi verticali in fondazione. Gli edifici esistenti in muratura subiscono perciò l'azione sismica come un evento inatteso nei confronti del quale presentano poche risorse.

Gli edifici in muratura sono costituiti da due elementi portanti principali: le pareti murarie e gli orizzontamenti. Nella classica concezione dell'edificio in muratura le pareti murarie assolvono alla funzione di trasmettere i carichi in fondazione mentre gli orizzontamenti a quella di trasferire i carichi alle pareti, senza necessariamente che le pareti murarie collaborino con gli orizzontamenti. Come verrà dimostrato nel seguito il ruolo degli orizzontamenti e della connessione degli orizzontamenti con le pareti murarie si rivelerà essere di fondamentale importanza per la definizione del comportamento sismico e della vulnerabilità dell'edificio nei confronti del sisma.

In generale l'azione sismica può essere modellata con vari livelli di approssimazione attraverso diverse distribuzioni di forze orizzontali che agiscono sulla struttura ortogonalmente al piano della parete muraria o parallelamente al piano della parete muraria.

Per tale motivo l'azione sismica può impiegare la muratura nel piano o fuori dal piano.

Fu a partire dagli anni '80 che iniziò tra gli strutturisti un periodo di revisione e di rivalutazione delle conoscenze empiriche e dell'approccio cinematico che ha avuto come promotori, tra gli altri, Edoardo Benvenuto, Salvatore Di Pasquale ed Antonino Giuffré.

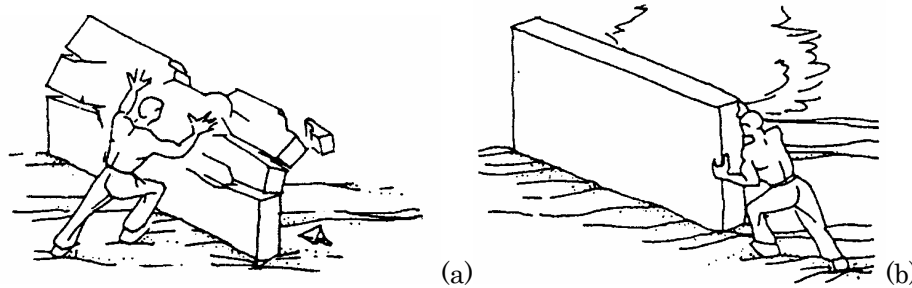
È di Giuffré, e ripresa da Michele Pagano, la divulgazione della classificazione dei dissesti in due classi principali:

-i *meccanismi di dissesto del primo modo*, di gran lunga i più frequenti e pericolosi, caratterizzati dalla rotazione dei muri fuori dal proprio piano;

-i *meccanismi di dissesto del secondo modo*, che si innescano solo se i meccanismi del primo modo sono impediti e che sono caratterizzati, nelle murature di controvento, da fratture a taglio, inclinate nel proprio piano.

Tutt'oggi i meccanismi che si generano negli edifici esistenti in muratura vengono schematicamente classificati in queste due macro categorie:

- **Meccanismi di I° modo:** le forze sismiche agiscono ortogonalmente al piano della muratura, Figura 3.4(a);
- **Meccanismi di II° modo:** le forze sismiche agiscono parallelamente al piano della muratura, Figura 3.4(b).

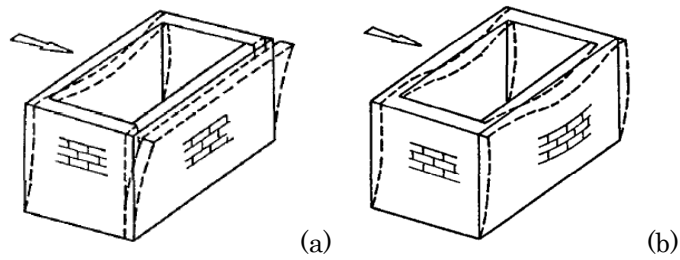


**Figura 3.4-** Schematizzazione di (a) Meccanismi di I° modo, (b) Meccanismo di II° modo.

Nella maggior parte dei casi l'attivazione dei meccanismi di I° o II° modo è riconducibile al grado di connessione fra le pareti murarie e gli orizzontamenti, che rivestono un ruolo fondamentale nella definizione del comportamento sismico degli edifici in muratura.

La natura stessa dell'azione sismica infatti richiede l'edificio sia dotato di una rigidità in entrambe le direzioni; pertanto le pareti sollecitate dal sisma ortogonalmente al loro piano devono essere in grado di trasferire l'azione alle pareti a loro ortogonali, ossia alle pareti disposte parallelamente al sisma. Tale trasmissione di forze avviene proprio grazie all'ammorsamento dei solai alle pareti murarie.

Pertanto se gli orizzontamenti sono efficacemente ammorsati alle pareti murarie l'edificio assume un comportamento *scatolare* generando l'attivazione di meccanismi di II° modo, Figura 3.5(a); se invece manca un'efficace connessione fra solai e setti murari l'edificio risulta scollegato e le parti strutturali (pareti e orizzontamenti) sono libere di muoversi indipendentemente l'una dall'altra. In tal caso è molto più frequente che si attivino meccanismi di I° modo, Figura 3.5(b).



**Figura 3.5-**(a) Ribaltamento delle pareti murarie e generazione di meccanismi di I° modo (b) Comportamento scatolare dell'edificio e generazione di meccanismi di II° modo.

I meccanismi di II° modo in genere impiegano porzioni di muratura maggiore e vengono perciò identificati anche come *meccanismi di collasso globali*.

I meccanismi di I° modo invece riguardano porzioni più limitate dell'edificio; tali meccanismi vengono in genere identificati come *meccanismi di collasso locali*. Le porzioni di edificio interessate a meccanismi di collasso locali possono essere più d'una all'interno dello stesso edificio: ogni porzione muraria infatti agisce come una sorta di sottosistema indipendente, il cui meccanismo di collasso locale dipende dalle caratteristiche geometriche e meccaniche di quella porzione muraria, Figura 3.6.



**Figura 3.6-** Esempio di edificio soggetto a diversi meccanismi di I° modo.  
(immagine tratta da <http://www.regione.molise.it/WEB/grm/sis.nsf>)

I meccanismi di II° modo impiegano la muratura a taglio e a presso-flessione nel piano mentre meccanismi di I° modo interessano la parete muraria nei confronti dell'equilibrio a ribaltamento fuori dal piano.

Nel capitolo 4 verranno in dettaglio analizzate varie tipologie costruttive di edifici esistenti in muratura, riconducibili a edifici con comportamento scatolare o a porzioni murarie soggette a meccanismi locali, e descritti i meccanismi che si generano in funzione della tipologia costruttiva stessa.

In base al comportamento che assume un edificio in muratura soggetto ad azione sismica, vengono infatti svolte diverse verifiche di sicurezza, nei confronti del taglio o della presso-flessione nel piano o nei confronti di ribaltamenti fuori dal piano.

### **3.3.1 Il rilievo e la classificazione dei danni subiti dagli edifici esistenti in muratura in seguito ad eventi sismici**

Come già anticipato nel capitolo 2, soprattutto in seguito ai disastrosi eventi sismici che colpirono l'Italia negli anni '70-80, si avvertì sempre più forte la necessità di intervenire con urgenza sugli edifici colpiti dagli eventi calamitosi ed in modo particolare sull'edilizia storica che risultò fortemente danneggiata.

Strettamente correlata alla necessità di intervento venne sentita la necessità di *catalogare i danni* subiti dagli edifici in seguito agli eventi sismici.

Diversi organismi ed istituzioni Regionali e Nazionali si occuparono perciò della catalogazione dei danni, che portò al raggruppamento dei danni stessi in "macro-categorie" che, come anticipato nel paragrafo precedente, sono spesso frutto delle caratteristiche costruttive dell'edificio stesso.

Gli scenari di danno osservati si sono infatti rivelati essere caratterizzati dall'aspetto ripetitivo di molti meccanismi, che si manifestano con varianti poco significative dovute alla specifica configurazione geometrica ed alla qualità dei materiali, ma sostanzialmente identici nella loro formazione ed evoluzione (Giovanni

Cangi, 2005). È proprio la *ripetitività* dei meccanismi osservati che ha permesso una chiara catalogazione dei danni.

La catalogazione dei danni è avvenuta separando i principali meccanismi che si innescano nei Palazzi e nelle Chiese (Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 2007).

I meccanismi di danno possono inoltre essere suddivisi, come già anticipato, in meccanismi di I° modo, che impiegano porzioni più o meno ampie di muratura fuori dal piano di azione dell'azione sismica e meccanismi di II° modo che impiegano la muratura nel piano di azione dell'azione sismica.

Particolare attenzione va posta anche ai danneggiamenti degli *aggregati edilizi*. I centri storici delle nostre città sono spesso caratterizzati dalla presenza di numerosi aggregati edilizi, ossia da una serie di edifici affiancati e contigui. Avendo tali edifici caratteristiche meccaniche e geometriche differenti, essi sono caratterizzati da periodi propri differenti. Pertanto sotto l'effetto dell'azione sismica vibrano con frequenze differenti e perciò subiscono spostamenti differenti in entità e direzione. Oscillando infatti in modo diverso potrebbero risultare "fuori fase" l'uno rispetto all'altro e perciò dare luogo a fenomeni di *martellamento*.

Oltre ai meccanismi di I° e II° modo vanno ricordati altri importanti fenomeni che provocano parziali distacchi e danneggiamenti della muratura. In particolare nelle murature esistenti è frequente osservare fenomeni di *disgregazione* della tessitura muraria, lesioni a causa di cedimenti delle fondazioni o del terreno sottostante la muratura e fenomeni di *schacciamento* della muratura.

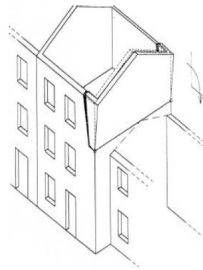
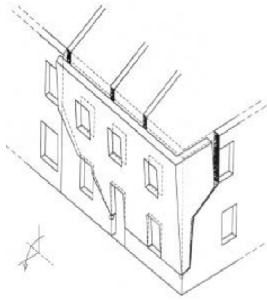
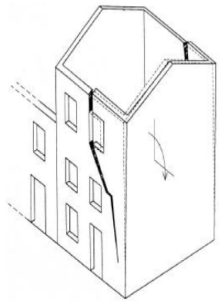
Di seguito si riporta una breve descrizione di alcuni tra i principali meccanismi di danno catalogati, con relativo materiale fotografico. Si ricorda che parte del materiale sotto riportato è tratto da (Gubana A., 2009, Belletti B., 2009, Ferretti D., 2010, Schede Regione Molise: <http://www.regione.molise.it/web/grm/sis.nsf>).

• **Meccanismi di I° modo**

<b>Ribaltamento globale di parete</b>	
	
<p>Il meccanismo provoca la rotazione rigida dell'intera parete e si manifesta a causa di:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Assenza di vincolo in sommità</li> <li>-Assenza di collegamento alle pareti ortogonali</li> <li>-Assenza di cordoli o catene ai piani</li> <li>-Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati</li> <li>-Intersezioni murarie di cattiva qualità</li> <li>-Presenza di spinte non contrastate sulla parete</li> <li>-Muratura a sacco o paramenti mal collegati</li> </ul>	
<b>Ribaltamento parziale di parete</b>	
	
<p>Il meccanismo provoca la rotazione rigida di porzioni di pareti e si manifesta a causa di:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Assenza di vincolo in sommità</li> <li>-Assenza di collegamento alle pareti ortogonali</li> <li>-Assenza di cordoli o catene ai piani</li> <li>-Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati</li> <li>-Intersezioni murarie di cattiva qualità</li> <li>-Presenza di spinte non contrastate sulla parete</li> <li>-Muratura a sacco o paramenti mal collegati</li> </ul>	

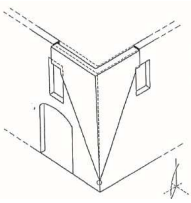

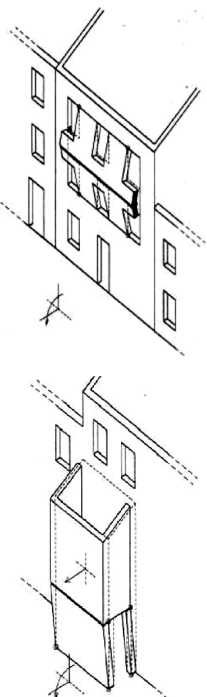



### Ribaltamento composto di parete

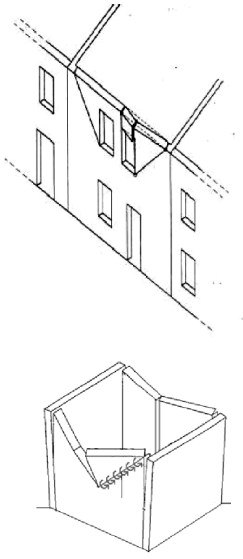


Il meccanismo provoca la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti accompagnata dal trascinarsi di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento e si manifesta a causa di:

- Assenza di vincolo in sommità
- Efficace connessione con le pareti ortogonali
- Assenza di cordoli o catene ai piani
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete
- Bucature localizzate in prossimità delle intersezioni murarie
- Muratura con ridotte proprietà meccaniche
- Presenza di corpi addossati con altezze differenti

<b>Ribaltamento di un cantonale</b>	
	
<p>Il meccanismo provoca la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolate libere e si manifesta a causa di:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>-Spinte concentrate in testa ai cantonali a causa di puntoni di tetti a padiglione</li></ul>	
<b>Flessione verticale di parete</b>	
	
<p>Il meccanismo provoca la suddivisione della parete in due blocchi e la rotazione relativa di tale blocchi l'uno rispetto all'altro e si manifesta a causa di:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>-Trattenimento efficace in testa alla parete</li><li>-Carenza di collegamento alle pareti ortogonali</li><li>-Snellezza eccessiva delle pareti</li><li>-Muratura a sacco o paramenti mal collegati</li><li>-Spinte orizzontali localizzate (archi, volte)</li><li>-Orizzontamenti intermedi mal collegati</li></ul>	

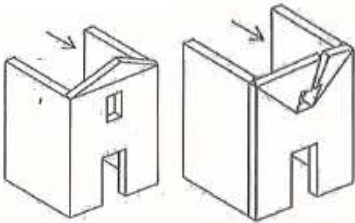
### Flessione orizzontale di parete



Il meccanismo provoca l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete e col distacco di corpi cuneiformi che ruotano reciprocamente l'uno attorno all'altro e si manifesta a causa di:

- Efficace collegamento alle pareti ortogonali
- Assenza di vincolo in sommità
- Presenza di coperture spingenti
- Presenza di aperture ricavate nello spessore murario
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati
- Muri di spina distanti (parete snella)

### Sfondamento del timpano



Il meccanismo provoca l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete del timpano e col distacco di corpi cuneiformi definiti da sezioni di frattura oblique e verticali e si manifesta a causa di:

- Azione ciclica di martellamento della trave di colmo della copertura

- **Meccanismi di II° modo**



- **Aggregati edilizi: fenomeni di martellamento**

In Figura 3.7 si riportano alcuni esempi di fenomeni di martellamento tra edifici adiacenti caratterizzati da caratteristiche geometriche (quale ad esempio la differenza di altezza) e meccaniche differenti.



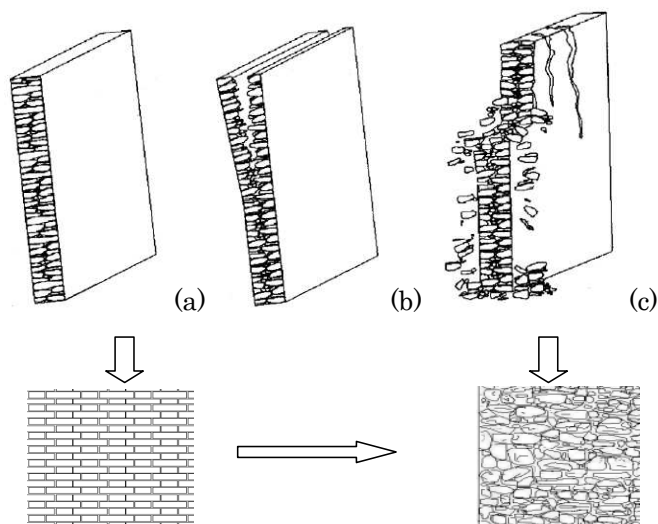
**Figura 3.7-** Fenomeni di martellamento in aggregati edilizi.

- **Disgregazione muraria**

Condizione necessaria affinché si attivino meccanismi di rottura di I° e II° modo è che la muratura abbia un comportamento pressoché monolitico. Se il muro soggetto all'azione sismica si comporta come un corpo rigido infatti può essere sottoposto a rotazioni rigide che provocano ribaltamenti parziali, composti ecc...nel caso di meccanismi di I° modo, o a rottura per taglio nel piano della muratura stessa.

Tuttavia se la muratura è di qualità piuttosto scadente e la tessitura è particolarmente disordinata, *prima dell'attivazione di qualunque meccanismo* si può verificare una *disgregazione muraria* del materiale (v. anche capitolo 2.1). Il materiale costituente il muro perciò si "sfalda" provocando espulsione di parte del materiale o dell'intero spessore del muro.

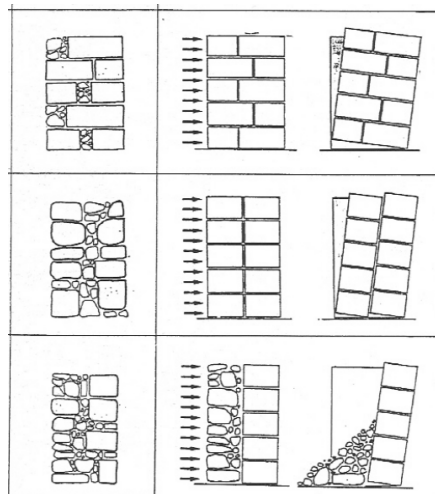
In Figura 3.8 si riportano tre situazioni che fanno riferimento a muri di buona qualità nei quali si possono innescare meccanismi di I° e II° modo (Figura 3.8(a)), muri con comportamento parzialmente monolitico (Figura 3.8(b)) e muri costituiti da materiale scadente, disordinato e caotico soggetti a disgregazione muraria (Palmeri A., 2006).



**Figura 3.8-** (a) Muro di buona qualità con comportamento monolitico, (b) Muro con comportamento parzialmente monolitico, (c) Muratura scadente e disordinata.



La presenza di elementi disordinati e caotici nello spessore di un setto murario riduce infatti la monoliticità del muro e la sua resistenza fuori dal piano, Figura 3.9 (Antonino Giuffrè, 1999).



**Figura 3.9-** Monoliticità di una parete muraria (Antonino Giuffrè, 1999)

In Figura 3.10 si riportano alcuni esempi di disgregazione della tessitura muraria.



**Figura 3.10-** Esempi di disgregazione muraria.

- **Cedimenti fondali**

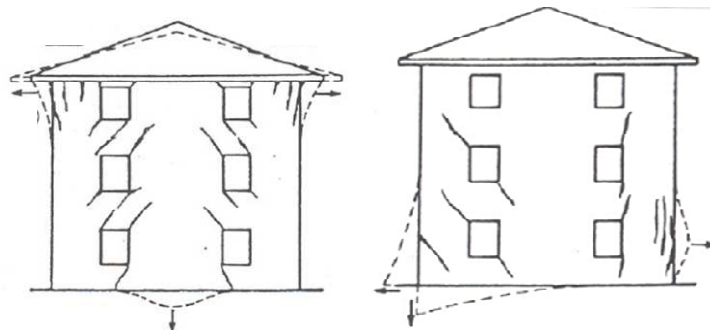
Una caratteristica piuttosto frequente negli edifici esistenti in muratura è la scarsità di strutture di fondazione o addirittura

l'assenza di fondazioni. Per tale motivo una situazione piuttosto ricorrente è la fessurazione di edifici per cedimenti verticali del terreno sottostante l'edificio.

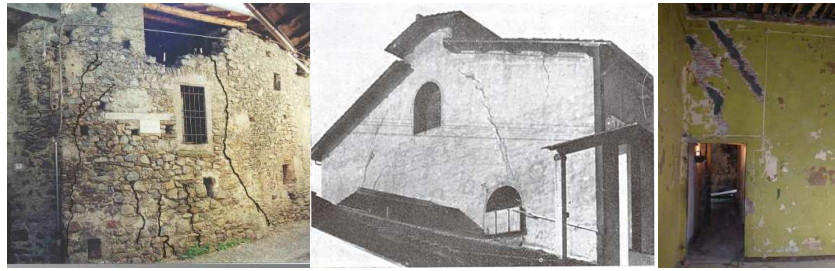
Tale tipo di dissesto non è direttamente riconducibile a meccanismi che si generano in occasione di eventi sismici ma si ritiene importante riportarne breve cenno. Come verrà infatti sottolineato anche in seguito, l'identificazione della tipologia di danno è di fondamentale importanza nella fase di diagnostica dell'edificio. Riconoscere il tipo di danno generato in un edificio e capirne la causa è un'operazione piuttosto complessa e di fondamentale importanza per la successiva fase di analisi. In base alle cause del dissesto infatti si procede con una tipologia di analisi piuttosto che un'altra e di conseguenza con la proposta di una tipologia di intervento piuttosto che un'altra.

Si ritiene perciò utile riportare una breve descrizione di quelle che possono essere lesioni causate da cedimenti delle fondazioni o del terreno sottostante l'edificio. Come riportato in Figura 3.11 il cedimento verticale della parte centrale o della parte laterale dell'edificio, provoca lesioni inclinate nei maschi murari appartenenti alla parte centrale dell'edificio o a quella laterale. In Figura 3.12 si riportano alcuni esempi di edifici danneggiati a causa di cedimenti delle fondazioni.

Le immagini sotto riportate sono tratte da (Gattesco N., 2011)



**Figura 3.11-** Schematizzazione di possibili cedimenti fondali.



**Figura 3.12-** Alcuni esempi di lesioni causate da cedimenti fondali.

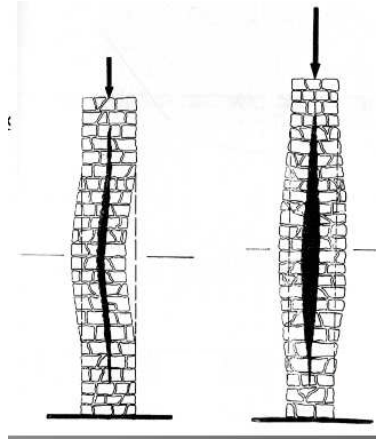
- **Schiacciamento della muratura**

A causa di tensioni di compressione eccessive che la muratura non è in grado di sopportare possono verificarsi nello spessore di una parete muraria fenomeni di schiacciamento.

Anche in questo caso, come nel caso dei cedimenti fondali, si tratta di dissesti statici e non direttamente legati ad azioni sismiche. Tuttavia le lesioni per schiacciamento producono sottostrutture più snelle, a rischio di sbandamento. Spesso infatti, a causa del fenomeno dello schiacciamento avviene l'espulsione dello strato esterno di muratura. Tale fenomeno può essere particolarmente accentuato se la muratura è a sacco o costituita da due paramenti non efficacemente connessi fra loro. In Figura 3.13 si riporta una schematizzazione del fenomeno dello schiacciamento e in Figura 3.14 alcuni esempi di murature soggette al fenomeno dello schiacciamento.

Come descritto nel paragrafo 3.3.1 un rilievo dettagliato dei meccanismi di danneggiamento innescati negli edifici in muratura ed una classificazione di tali danneggiamenti (meccanismi di I° modo, di II° modo, di disgregazione, di cedimento ecc...) ha permesso di catalogare suddetti danneggiamenti in schede riassuntive. La presenza di riassuntive schede tecniche permette una maggiore comprensione dei meccanismi di danneggiamento e soprattutto una più semplice identificazione del meccanismo di danneggiamento al momento dell'analisi strutturale di un edificio.





**Figura 3.13-** Schiacciamento di un pannello murario.



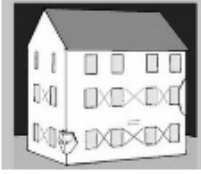




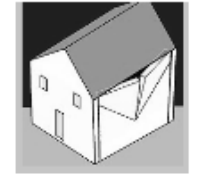



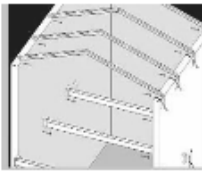
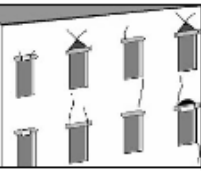





**Figura 3.14-** Alcuni esempi di lesioni causate da schiacciamenti della muratura.

Di seguito si riportano, a titolo di esempio le schede tecniche riassuntive emanate dalla Regione Molise in seguito al terremoto Umbria-Marche 1997. Le schede riportate sono scaricabili dal sito: <http://www.regione.molise.it/WEB/grm/sis.nsf> nella sessione “Notizie ed eventi”.

Tali schede tecniche riportano i principali danni osservati nelle strutture in muratura riconducibili a meccanismi di collasso di I° e II° modo ed inoltre suddividono i danneggiamenti di strutture verticali ed orizzontali.

In Figura 3.15-Figura 3.17 si riportano le schede relative alla catalogazione dei danni proposte dalla Regione Molise. In Figura 3.18

si riporta, a titolo di esempio, una scheda tecnica completa relativa ad un meccanismo di danno particolare, con descrizione dettagliata del meccanismo osservato e proposta di presidio.

<p><b>MECCANISMO 1:</b> Da taglio nella parete per azioni nel piano</p> 	<p><b>MECCANISMO 2:</b> Da taglio nella parete per azioni nel piano localizzato nella zona alta</p> 	<p><b>MECCANISMO 3:</b> Da ribaltamento dell'intera parete</p> 	<p><b>MECCANISMO 4:</b> Da ribaltamento parziale della parete</p> 
<p><b>MECCANISMO 5:</b> Da instabilità (verticale) della parete</p> 	<p><b>MECCANISMO 6:</b> Da rottura a flessione della parete</p> 	<p><b>MECCANISMO 7:</b> Da scorrimento di piano orizzontale</p> 	<p><b>MECCANISMO 8:</b> Da cedimento fondale</p> 
<p><b>MECCANISMO 9:</b> Da irregolarità tra strutture adiacenti</p> 	<p><b>MECCANISMO 10:</b> Per sfilamento delle travi del solaio dalla parete di supporto</p> 	<p><b>MECCANISMO 11:</b> Per cedimento di architravi e/o piattabande</p> 	<p><b>MECCANISMO 12:</b> Da irregolarità del materiale, debolezze locali ecc.</p> 
<p><b>MECCANISMO 13:</b> Da ribaltamento della parete del timpano</p> 	<p><b>MECCANISMO 14:</b> Da ribaltamento della parete alta del cantonale</p> 	<p><b>MECCANISMO 15:</b> Da ribaltamento della fascia sottotetto</p> 	<p><b>MECCANISMO 16:</b> Da rotazione delle spalle di volte e archi</p> 

**Figura 3.15-** Catalogazione dei principali meccanismi di danneggiamento I° e II° modo.

Abaco dei modi di danno alle strutture verticali
























<p>V1 Lesioni ad andamento diagonale nei maschi murari</p>  <p>Meccanismi 1, 6, 12</p>	<p>V2 Lesioni ad andamento diagonale localizzate ai livelli superiori nei maschi murari</p>  <p>Meccanismi 2, 6</p>	<p>V3 Lesioni ad andamento diagonale in corrispondenza dei cantonali</p>  <p>Meccanismi 1, 7</p>	<p>V4 Lesioni ad andamento diagonale a separare un angolo in sommità</p>  <p>Meccanismi 2, 4</p>
<p>V5 Lesioni ad andamento diagonale a separare un angolo in basso</p>  <p>Meccanismi 8</p>	<p>V6 Lesioni ad andamento diagonale nei parapetti sopra ed attraverso architravi di porte e finestre</p>  <p>Meccanismi 7, 11, 12, 14, 15</p>	<p>V7 Lesioni ad andamento diagonale che corrono lungo l'intera altezza</p>  <p>Meccanismi 1</p>	<p>V8 Lesioni ad andamento diagonale nel timpano</p>  <p>Meccanismi 1, 2</p>
<p>V9 Lesioni ad andamento verticale in corrispondenza di incroci tra muri (cantonali e/o croci di muro)</p>  <p>Meccanismi 3, 4, 6, 10</p>	<p>V10 Lesioni ad andamento diagonale nelle pareti trasversali e/o di spina</p>  <p>Meccanismi 1, 2, 3, 4</p>	<p>V11 Deformazione permanente di catene e/o presidi d'ancoraggio fino a rottura di catene o sfilamento dell'ancoraggio stesso</p>  <p>Meccanismi 1, 2, 3, 4, 6, 10</p>	<p>V12 Lesioni da distacco sul contorno del timpano del tetto</p>  <p>Meccanismi 13</p>
<p>V13 Lesioni ad andamento orizzontale nei parapetti tra le aperture o nelle fasce di piano</p>  <p>Meccanismi 4, 11, 12, 14, 15</p>	<p>V14 Lesioni ad andamento orizzontale in corrispondenza degli orizzontamenti</p>  <p>Meccanismi 3, 4, 7</p>	<p>V15 Lesioni ad andamento orizzontale in testa e/o al piede dei maschi murari</p>  <p>Meccanismi 1, 2</p>	<p>V16 Schiacciamento locale della muratura</p>  <p>Meccanismi 1, 12, 16</p>
<p>V17 Lesioni diagonali a partire da discontinuità tra due edifici adiacenti (Es. per differenza di quota tra due impalcati)</p>  <p>Meccanismi 9, 12</p>	<p>V18 Lesioni ad andamento verticale lungo la linea di interfaccia tra due edifici adiacenti</p>  <p>Meccanismi 9, 12</p>	<p>V19 Espulsione di materiale in corrispondenza degli appoggi di travi (a livello di piano e/o di copertura) dovuta a martellamento del solaio sulla parete</p>  <p>Meccanismi 5, 10, 13, 15</p>	<p>V20 Deformazione nel piano della parete in direzione trasversale (sganciamento)</p>  <p>Meccanismi 5, 6</p>
<p>V21 Fatti piombo/rotazione incipiente della parete</p>  <p>Meccanismi 3, 4, 16</p>	<p>V22 Lesioni diagonali per cedimento delle fondazioni</p>  <p>Meccanismi 8</p>	<p>V23 Lesioni verticali per cedimento delle fondazioni</p>  <p>Meccanismi 8</p>	

Figura 3.16- Catalogazione dei modi di danno di strutture verticali.

Abaco dei modi di danno alle strutture orizzontali


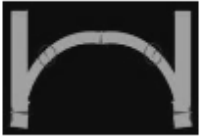





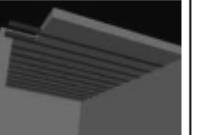
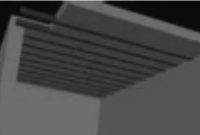

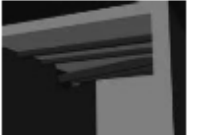
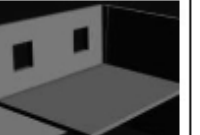



<p>H1 Lesioni in chiave nelle volte</p>  <p>Meccanismo 16</p>	<p>H2 Lesioni alle reni nelle volte</p>  <p>Meccanismo 16</p>	<p>H3 Lesioni al piede nelle volte</p>  <p>Meccanismo 16</p>	<p>H4 Schiacciamento al piede nelle volte</p>  <p>Meccanismo 16</p>
<p>H5 Lesioni trasversali nelle volte a botte</p>  <p>Meccanismi 3, 4, 5, 6</p>	<p>H6 Lesioni da distacco dalle volte dai muri</p>  <p>Meccanismi 3, 4, 5, 6</p>	<p>H7 Sfilamento/rottura di catene o cedimenti incipienti di contrafforti o altri presidi di annullamento della spinta</p>  <p>Meccanismi 8, 16</p>	<p>H8 Lesioni parallele all'orditura di solai e coperture</p>  <p>Meccanismi 1, 2, 3, 4, 5</p>
<p>H9 Lesioni ortogonali all'asse delle nervature di solai e coperture</p>  <p>Meccanismi 3, 4, 5, 15</p>	<p>H10 Sfilamento dagli appoggi delle travi portanti e/o dei travetti secondari di solai e coperture</p>  <p>Meccanismi 3, 4, 5, 6, 10, 13, 14, 15</p>	<p>H11 Cedimento degli appoggi e/o porzioni di muro a sostegno delle travi di solai e copertura</p>  <p>Meccanismi 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 11, 12, 14, 15</p>	<p>H12 Lesioni da distacco dai muri</p>  <p>Meccanismi 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 15</p>
<p>H13 Perdita di verticalità delle capriate (per deformazione del piano di falda)</p>  <p>Meccanismo 7</p>			

Figura 3.17- Catalogazione dei modi di danno di strutture orizzontali.


3 - DA RIBALTAMENTO DELLA INTERA PARETE - Peso nella fabbrica	
Possibilità di attivazione del meccanismo: Si	Livello di danno EMS 98
Attivazione del meccanismo: Si	Estensione (0-5)
Ribaltamento della parete sud con formazione di cerniera al piede	
Modo di danno attuale (A) o pregresso (P)	
- V9 Lesioni ad andamento verticale in corrispondenza di incroci tra muri (cantonali e/o croci di muro)	2
- V10 lesioni ad andamento diagonale nelle pareti trasversali e/o di spina	2
<b>Indicatori di vulnerabilità</b>	<b>Incidenza (0-3)</b>
- Scarsa resistenza a flessione della muratura	2
- Assenza di cordoli di piano	3
- Muri di spina distanti con ammassamento scadente	3
- Presenza di copertura spingente e/o pesante	2
- Scarso collegamento tra i due paramenti murari	2
- Presenza di strutture spingenti	3
- Assenza di catene in direzione ortogonale alla parete	3
<b>Indicazione degli interventi di miglioramento sismico</b>	<b>Si / No</b>
- MF - Catene binate	
- ME - Catene singole	Si
- OO - Realizzazione cordolo in copertura (Realizzazione cordolo in copertura e ammassamento alla muratura sottostante)	
- 12N - Collegamento del solaio alle pareti	Si
- 11N - Cuciture incrociate lungo i paramenti verticali (cuciture lungo le intersezioni murarie)	
- 2N - Esecuzione di diatoni trasversali -Miglioramento del collegamento tra i paramenti murari interno ed esterno con la esecuzione di diatoni trasversali ...	Si
- CL - Eliminazione della spinta del tetto	
- 8N - Cerchiaggio esterno con nastri in materiale composito	
- MC - Chiusura vuoti (chiusura delle aperture in prossimità del cantonale)	Si
- MA - Sarcitura di lesioni	Si
- Alleggerimento della copertura	No
- Chiusura delle aperture in prossimità del cantonale	Si

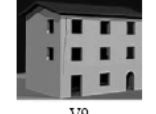


**Meccanismo n. 3**  
Da ribaltamento della intera parete.




Prospetto sud





V9



V10

**Figura 3.18** Esempio di scheda tecnica relativa ad un meccanismo di collasso.

Catalogazioni di danni subiti in seguito ad eventi sismici sono entrate a far parte anche delle Linee Guida e Direttive Regionali (Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale, 2005; Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 2007).

In particolare in accordo alle Linee Guida emanate dal Ministero per i Beni e le Attività Culturali, il patrimonio culturale viene suddiviso in *Palazzi e Ville* e *Chiese*.

In base alle diverse caratteristiche geometriche e morfologiche delle due tipologie di edifici, basate principalmente sulla presenza o meno di orizzontamenti intermedi, vengono catalogati i danneggiamenti separatamente per Palazzi e Chiese.

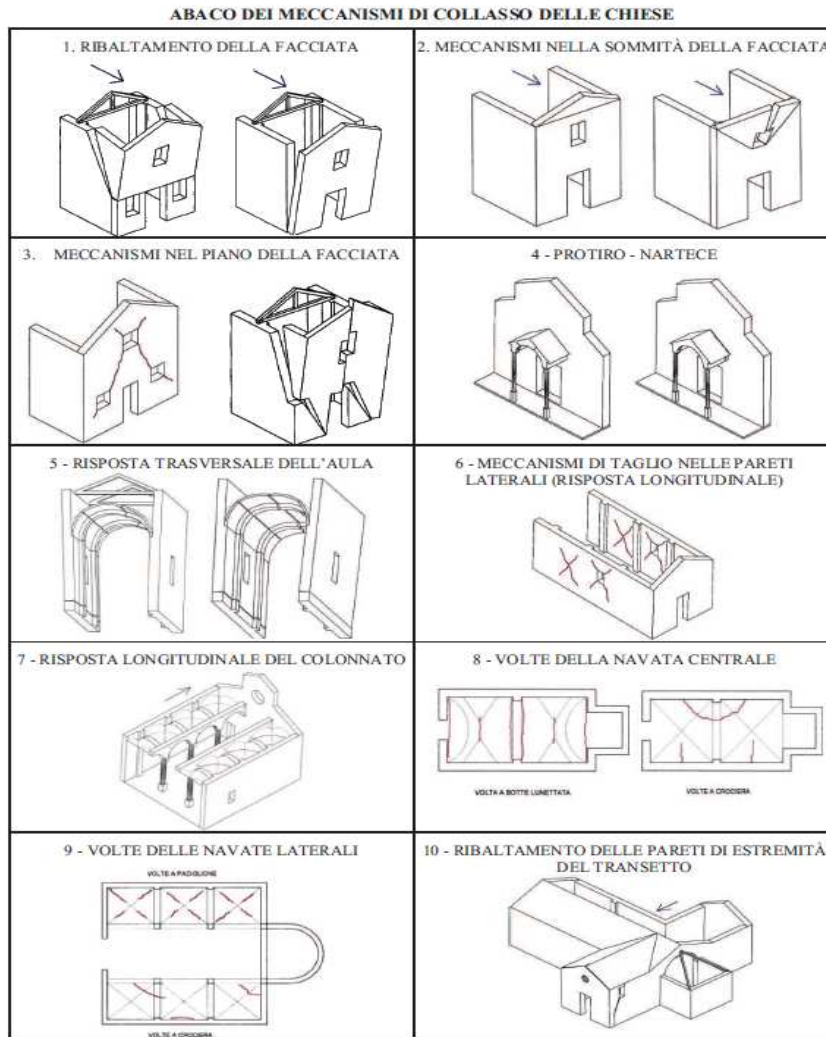
In accordo a quanto descritto nelle linee guida, i *Palazzi* costituiscono una tipologia strutturale di costruzioni con sviluppo planimetrico anche complesso, costituite da un sistema di pareti portanti perimetrali ed interne, disposte secondo diverse direzioni, e da un sistema di orizzontamenti intermedi, che spesso svolgono anche una funzione di collegamento. Esiste una evidente analogia con quello che viene genericamente identificato con il termine edificio, nel caso dell'edilizia ordinaria non tutelata.

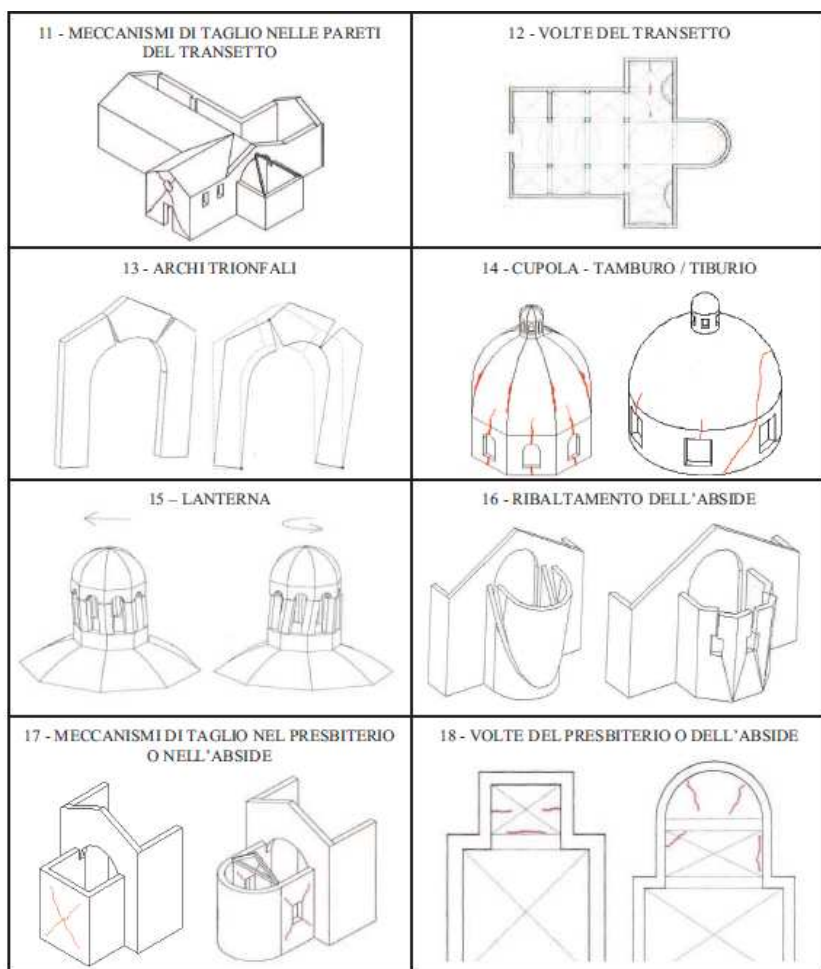
Le *Chiese* invece, a differenza dei palazzi, sono in genere prive di orizzontamenti intermedi e pareti di spina.

L'analisi sistematica dei danni subiti dalle chiese in occasione dei principali eventi sismici italiani (e.g. Friuli, 1976, Umbria e Marche, 1997; Molise, 2002 ecc), ha evidenziato come il comportamento sismico di questa tipologia di manufatti possa essere interpretato attraverso la loro scomposizione in porzioni architettoniche, denominate macroelementi, caratterizzate da una risposta strutturale sostanzialmente autonoma rispetto alla chiesa nel suo complesso. I principali macroelementi delle chiese sono: facciata, aula, abside, campanile, cupola, arco trionfale, ecc...

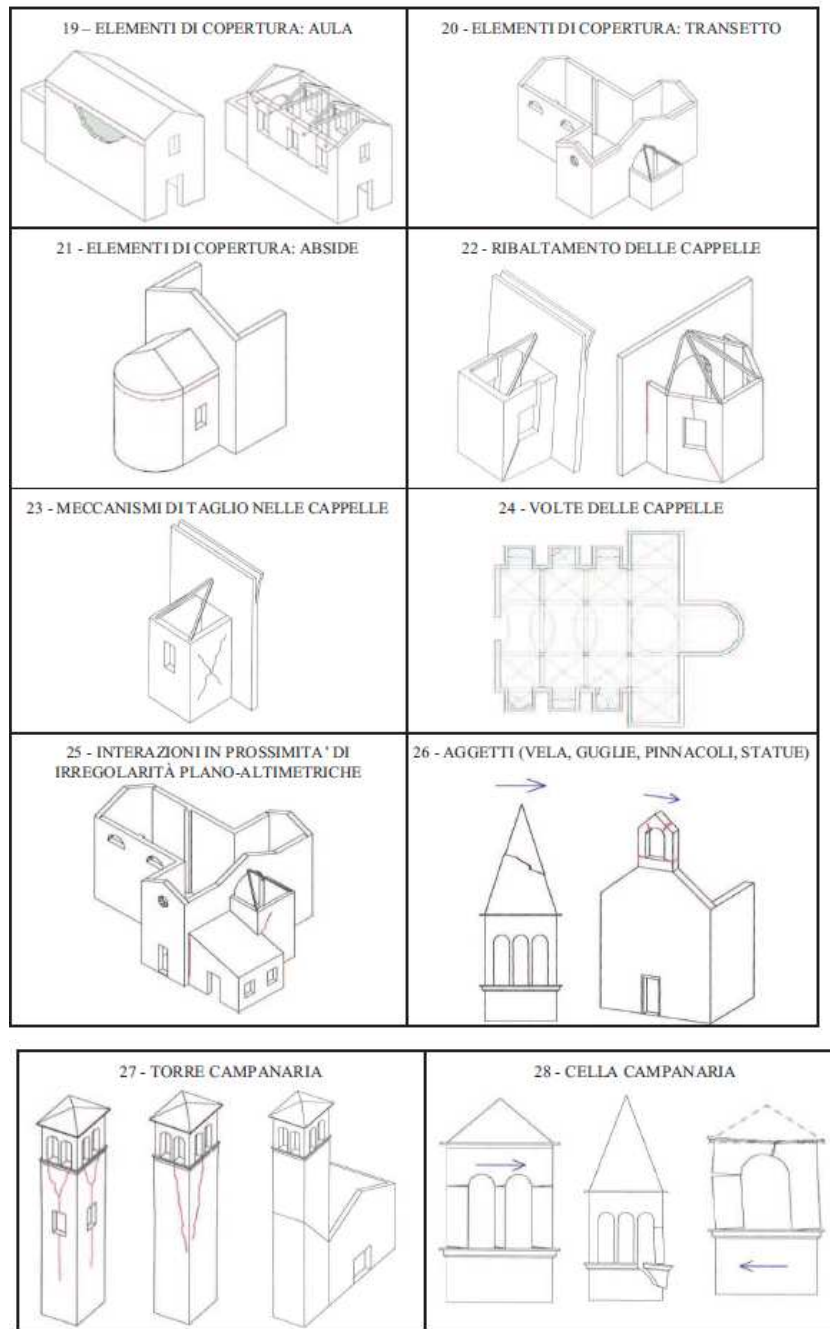
Pertanto, la catalogazione dei meccanismi di danneggiamento delle chiese è stata fatta sulla base dei danni riscontrati nei vari macroelementi. In Figura 3.19 si riportano, a titolo di esempio, le schede tecniche contenute nelle "Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale" relative ai meccanismi di danneggiamento delle chiese.

La presente tesi di dottorato ha come oggetto principale lo studio dei meccanismi di collasso di edifici storici corrispondenti alla categoria dei Palazzi. Il comportamento sismico delle chiese non verrà perciò ulteriormente indagato nei paragrafi successivi.









**Figura 3.19-** Meccanismi di danneggiamento delle Chiese (Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale, 2005).

### 3.3.2 L'importanza dei meccanismi locali di collasso nella valutazione della vulnerabilità sismica di edifici storici

Nel paragrafo 3.3.1 sono stati brevemente riassunti i principali meccanismi di danno riscontrati negli edifici esistenti in muratura.

È importante sottolineare come gli edifici storici in muratura siano risultati particolarmente vulnerabili soprattutto a meccanismi locali di collasso, ossia a meccanismi di I° modo.

È infatti ben noto, in seguito all'osservazione sistematica dei danni ed alle analisi eseguite sugli edifici esistenti in muratura danneggiati da eventi sismici, che una delle maggiori fonti di vulnerabilità è costituita dai modi di rottura locali dovuti all'attivazione di meccanismi di dissesto fuori dal piano.

Una caratteristica propria delle murature tradizionali infatti, che emerge dall'osservazione dei quadri di dissesto, riguarda il carattere locale dei principali meccanismi di danno, per cui alcune parti della struttura che possono subire danneggiamenti, mentre altre ne restano del tutto escluse.

Come riportato nelle "Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale" infatti nel comportamento sismico degli edifici storici in muratura (denominati Palazzi e Ville), **"l'analisi dei meccanismi locali risulta di fondamentale importanza ed in nessun caso l'analisi globale può sostituirsi a questi"**.

Gli edifici storici, anche quando realizzati con materiali e tecniche di buona qualità, spesso *non presentano infatti sistematici collegamenti a livello di piano* (catene, cordoli). Inoltre, i criteri di proporzionamento geometrico che venivano adottati nel passato, quali la distanza tra i muri di spina, la distanza delle aperture dai cantonali, ecc., non sempre sono sufficienti a prevenire ogni possibile meccanismo locale.

Sulla base dell'osservazione diretta delle caratteristiche geometriche e morfologiche del manufatto o considerando situazioni analoghe (rilevate a seguito di eventi sismici su manufatti simili), è necessario perciò che vengano individuati i meccanismi

potenzialmente attivabili nella costruzione al fine di valutarne la vulnerabilità sismica.

Come già anticipato e discusso nel capitolo 2 il problema della vulnerabilità sismica dei meccanismi locali di collasso è noto già da tempo (Jean-Baptiste Rondelet, 1867; Antonino Giuffrè, 1991). I meccanismi locali di collasso sono tutt'oggi efficacemente analizzati attraverso i teoremi dell'analisi limite applicando il principio dei lavori virtuali, come verrà in dettaglio descritto nel capitolo 6.

L'osservazione sistematica dei danni subiti dagli edifici storici ha permesso infatti, nel corso degli anni, di "riscoprire" l'importanza dei meccanismi locali di collasso e di approfondirne lo studio. Anche le normative hanno dato, nel corso degli anni, sempre maggiore importanza al tema della vulnerabilità sismica nei confronti dei meccanismi locali di collasso, inserendo precise prescrizioni e metodi di analisi.

### **3.4 L'evoluzione del quadro normativo**

Nonostante la maggior parte del patrimonio edilizio italiano sia costituito da edifici in muratura, le prescrizioni normative in merito al calcolo ed alla verifica degli edifici in muratura ha uno sviluppo relativamente recente.

Furono gli eventi sismici del XIX e XX secolo che "costrinsero" gli studiosi a riprendere lo studio degli edifici in muratura in modo attivo, se non altro per il gran numero di edifici danneggiati dal sisma e per la necessità di ricostruirli.

I primi provvedimenti emanati nelle zone sismiche venivano applicati a tutte le costruzioni dell'epoca, la maggior parte delle quali era in muratura.

Tra i provvedimenti più antichi si ricordano quelli del 28 Marzo del 1784, emanati dal Governo borbonico dopo il disastroso terremoto in Calabria nel 1783 (Pietro Lenza, Aurelio Ghersi, Bruno Calderoni, 2011). A seguito di questo provvedimento seguirono molti altri provvedimenti con prescrizioni specifiche per ogni regione (es: prescrizioni edilizie per l'isola d'Ischia, 1883; norme per la

costruzione ed il restauro di edifici nei comuni liguri danneggiati dal terremoto, 1887; norme per la costruzione ed il restauro di edifici danneggiati dal terremoto nelle provincie calabresi e di Messina, 1906 ecc...).

Tali norme tuttavia si limitavano a prescrizioni costruttive in merito a limitazioni geometriche.

Nel 1907 venne emanata la prima normativa tecnica, intesa come codice che disciplinava la realizzazione delle costruzioni (Regio Decreto, 1907) e contenente informazioni riguardo alla sicurezza delle costruzioni.

Fu solo dopo il terremoto di Messina del 1908 che si inserì esplicitamente in una norma la necessità di tenere in considerazione le *“azione dinamica dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandole con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato”* (Relazioni della Commissione, 1909). Tale norma era il Regio Decreto del 1909 (Regio Decreto n.193, 1909). Tuttavia era forte la consapevolezza dell'incertezza sulla determinazione dell'accelerazione sismica da considerare nei calcoli. Agli inizi del 1900 infatti si faceva riferimento ad una scala sismica che consentiva accelerazioni massime dell'ordine di  $4 \text{ m/s}^2$ , da considerare come valore di riferimento nei calcoli. La commissione incaricata di predisporre la norma impedì l'utilizzo di tale valore come accelerazione di progetto in quanto avrebbe portato a *“risultati praticamente inattendibili a cagione delle eccessive dimensioni che ne scaturirebbero adottando gli abituali carichi di sicurezza datici dalla scienza della resistenza dei materiali da costruzione”*.

Si decise dunque di fare ulteriori studi e dedurre direttamente le forze massime da applicare agli edifici, che risultarono essere pari a  $0.7-0.8 \text{ m/s}^2$ .

**In seguito al terremoto di Messina emerse una grande vulnerabilità sismica degli edifici in muratura con solai lignei o in ferro semplicemente appoggiati alla muratura, per collasso delle pareti fuori dal piano.**

Tra il 1909 ed il 1927 vennero emanati altri decreti (Regio Decreto 1915; Regio Decreto, 1925) fino all'emanazione del Regio Decreto Legge del 1927 (Regio Decreto Legge 1927) che introdusse *“nuove norme tecniche ed igieniche di edilizia sismica per i paesi colpiti da*

*terremoti e di disciplinare in relazione alle norme stesse la concessione dei contributi erariali per la riparazione o la costruzione di stabili” e le prime categorie sismiche.*

*“Le norme tecniche ed igieniche di edilizia sono applicabili soltanto nei comuni, o frazioni di comune, compresi nell'elenco allegato al presente decreto e vistato, d'ordine nostro, dal ministro proponente. Agli effetti della applicazione delle norme stesse, le località colpite da terremoti sono distinte in due categorie: in relazione al loro grado di sismicità, ed alla loro costituzione geologica”.*

Seguì poi l'importante Regio Decreto del 1937 (Regio Decreto 1937) che vietò la nuova costruzione di edifici in muratura con solai lignei o in ferro semplicemente appoggiati alla muratura ed impose l'impiego di impalcati in c.a. con inserimento di cordoli di incatenamento inseriti nella muratura. Tale Decreto tuttavia non imponeva ancora l'obbligo di effettuare una verifica numerica delle strutture in muratura soggette al sisma.

Tra gli anni '70 e '80 vennero emanati numerosi Decreti Ministeriali (es: Legge 1971, D.M. 1974, Circolare 1980) contenenti però norme per la progettazione ed il calcolo dei soli edifici in c.a., in c.a. precompresso o strutture metalliche.

Nel 1974 e 1975 importanti prescrizioni, tutt'ora tenute in considerazione nelle normative tecniche nazionali attuali, vennero emanate nella (Legge 1974 n.64) e nel (D.M. 1975). La Legge del 1974 per la prima volta codificava i carichi ed i sovraccarichi sulle costruzioni e le norme sismiche per le costruzioni in zona sismica, fornendo criteri generali tecnico-costruttivi per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.

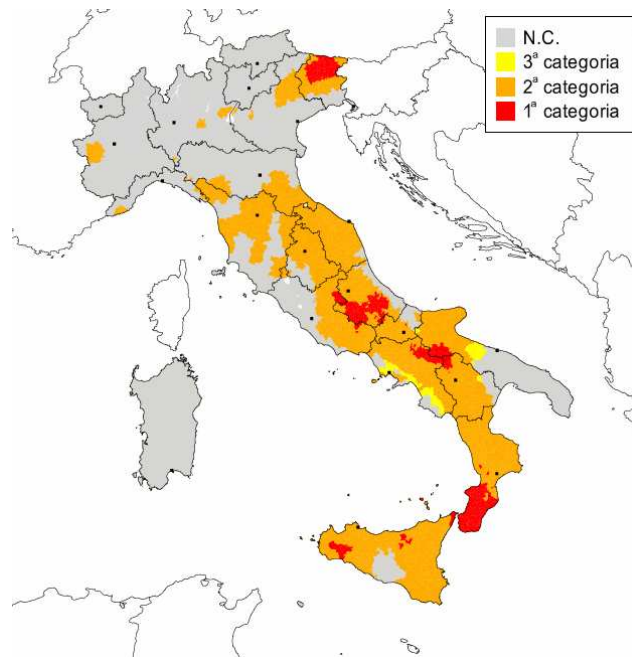
In seguito al terremoto dell'Irpinia del 1980 vennero effettuati studi sismologici grazie ai quali si abbandonava il principio di introdurre nelle zone sismiche solamente i comuni di volta in volta colpiti da terremoti e si introduceva il principio della formulazione di una proposta di classificazione sismica basata, per la prima volta in Italia, su indagini di tipo probabilistico della sismicità italiana, impostando di fatto il concetto di classificazione sismica italiana.

L'analisi dei dati relativi agli eventi sismici verificatesi in passato consente infatti di identificare le *zone* in cui è *probabile* che si verifichi

un terremoto e *l'intensità massima prevedibile* per tale evento, portando di fatto alle classificazioni sismiche del territorio.

In Figura 3.20 si riporta la classificazione sismica del territorio italiano utilizzata negli anni '80.

In questi anni furono emanate norme che prescrivevano la verifica sismica degli edifici in muratura, limitatamente alla riparazione ed al rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma (D.M. 1981, Circolare Ministeriale 1981).



**Figura 3.20-** Classificazione sismica italiana negli anni '80.

Nel 1986 venne emanata la prima Circolare del Ministero Beni Culturali e Ambientali in merito ad interventi sul patrimonio culturale in zona sismica (Circolare Ministeriale 1986).

Fu nel 1987 che venne emanato un decreto ministeriale (D.M. 1987) il cui contenuto, in termini di principi e regole applicative, è rimasto in linea con le attuali normative vigenti.

Seguirono negli anni successivi specifiche Circolari (es. Circolare 1989) contenenti norme tecniche per la progettazione, esecuzione e

collaudo di costruzioni prefabbricate e in muratura e per il loro consolidamento.

Alla fine del XX secolo venne emanata l'Ordinanza n. 2788 del 1998 che assegnava un grado di sismicità, da nullo ad alto a tutti i comuni italiani e prevedeva che le verifiche di sicurezza fossero fatte in accordo a tale classificazione sismica del territorio.

La classificazione sismica del territorio era così ripartita:

- NC: non classificato e dunque non sismico
- S=6: Grado di sismicità basso
- S=9: Grado di sismicità medio
- S=12: Grado di sismicità alto

In Figura 3.21 si riporta, a titolo di esempio, uno stralcio di classificazione sismica dei comuni in provincia di Parma in accordo all'Ordinanza del 1998.

Art.12 L.449/97 - Elenco dei comuni ad elevato rischio sismico

Codice ISTAT	Regione	Provincia	Comune	Popolazione residente (1991)	Abitazioni (1991)	Grado di Sismicità	Data di classificazione	Indice di rischio	Intensità massima osservata (MCS)
8034022	EMILIA	PARMA	MONCHIO DELLE CORTI	1469	1491	9	13/03/27	0,0868	7
8034023	EMILIA	PARMA	MONTECHIARUGOLO	8326	3228	NC		0,0499	8
8034024	EMILIA	PARMA	NEVIANO DEGLI ARDUINI	3612	2980	NC		0,0849	8
8034025	EMILIA	PARMA	NOCETO	10128	4326	NC		0,0534	8
8034026	EMILIA	PARMA	PALANZANO	1554	1384	9	13/03/27	0,0713	7
8034028	EMILIA	PARMA	PELLEGRINO PARMENSE	1468	1124	NC		0,0698	7
8034031	EMILIA	PARMA	SALA BAGANZA	4198	1876	NC		0,0615	8
8034033	EMILIA	PARMA	SAN SECONDO PARMENSE	4769	1874	NC		0,0462	7
8034034	EMILIA	PARMA	SISSA	3760	1566	NC		0,0458	7
8034035	EMILIA	PARMA	SOLIGNANO	1830	967	NC		0,0571	7
8034036	EMILIA	PARMA	SORAGNA	4163	1802	NC		0,0520	7
8034038	EMILIA	PARMA	TERENZO	1319	1133	NC		0,0797	7
8034039	EMILIA	PARMA	TIZZANO VAL PARMA	2283	2667	NC		0,0683	8
8034040	EMILIA	PARMA	TORNOLO	1565	1176	9	29/02/84	0,0841	8
8034042	EMILIA	PARMA	TRAVERSETOLO	6892	3109	NC		0,0558	8
8034043	EMILIA	PARMA	TRECASALI	2736	1087	NC		0,0460	7
8034044	EMILIA	PARMA	VALMOZZOLA	844	760	NC		0,0679	8
8034045	EMILIA	PARMA	VARANO D'EMELEGARI	2075	1237	NC		0,0769	7

**Figura 3.21** - Classificazione sismica secondo l'Ordinanza del 1998.

Agli inizi del XXI secolo la Legge n.64 del 1974 venne recepita dal Testo Unico per l'Edilizia, emanato con il Decreto del Presidente della Repubblica nel 2001 (DPR 380/01), contenente principi fondamentali e generali per la disciplina dell'attività edilizia.

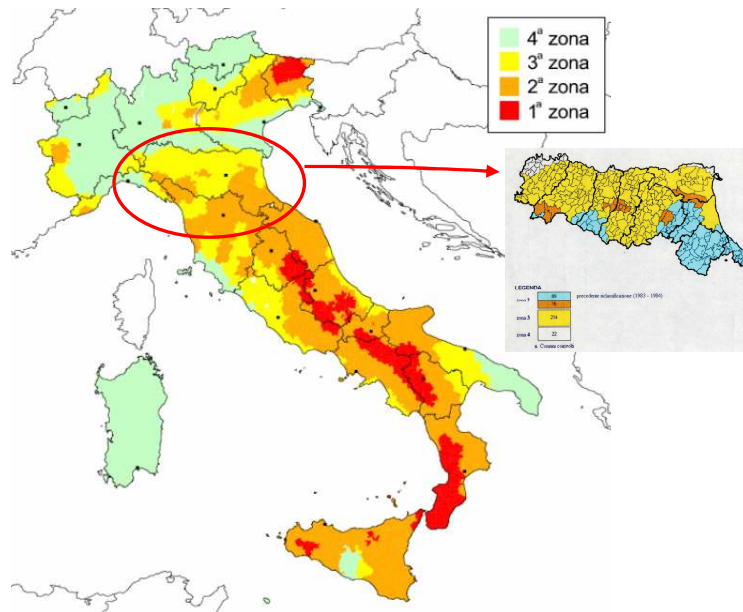
Tuttavia il XXI secolo si aprì con diverse incertezze a livello normativo. L'Ordinanza del marzo 2003 (Ordinanza 2003, n.3274) conteneva i *primi elementi in materia di criteri generali per la*

*classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.*

Tale Ordinanza subì tuttavia numerose modifiche fino alla versione finale costituita dall' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 2005 (Ordinanza 2005, n. 3431).

Queste Ordinanze portarono a innovazioni sostanziali in quanto recepirono la crescente consapevolezza del rischio sismico, portando ad una classificazione del territorio nazionale che vide **tutta l'Italia come zona sismica**, ad eccezione di limitate aree di bassissima sismicità.

L'Ordinanza n.3274 suddivise l'Italia in 4 zone sismiche: le prime tre corrispondenti rispettivamente alle zone ad alta (S=12), media (S=9), bassa (S=6) sismicità della precedente classificazione ed una quarta zona di nuova introduzione (corrispondente in sostanza alle precedenti zone dichiarate "non classificate") per la quale fu data facoltà alle Regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica. In Figura 3.22 si riporta la classificazione sismica del territorio nazionale secondo le prescrizioni dell'Ordinanza n.3274, con un ingrandimento della regione Emilia Romagna.



**Figura 3.22-** Classificazione sismica secondo l'OPCM 3274 del 2003.



Ad ogni zona sismica corrisponde un valore di accelerazione di picco al suolo  $a_g$ :

Zona 1:  $a_g=0.35g$

Zona 2:  $a_g=0.25g$

Zona 3:  $a_g=0.15g$

Zona 4:  $a_g=0.05g$

Nell'Ordinanza 3274 venne inoltre dedicato un intero capitolo alle costruzioni esistenti.

Prima di giungere alle attuali norme tecniche vigenti (D.M. 2008) venne redatto un Decreto Ministeriale (D.M.2005) con l'obiettivo di fornire un *“Testo Unitario che abbia caratteristiche di coerenza, chiarezza, univocità, sinteticità, e sia improntato al più moderno indirizzo di normazione prestazionale, piuttosto che prescrittiva”*.

Ad oggi la normativa tecnica nazionale vigente è il Decreto Ministeriale del 2008 (D.M.2008) e la relativa Circolare n.617 (Circolare 2009), che *“definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità”* e consentono di riferirsi a *“normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici”*.

In Figura 3.23 si riporta la classificazione del territorio sismico nazionale aggiornata all'anno 2012 (disponibile sul sito: [http://www.protezionecivile.gov.it/resources/cms/documents/A3\\_class2\\_012\\_03prov .pdf](http://www.protezionecivile.gov.it/resources/cms/documents/A3_class2_012_03prov.pdf)).

A livello europeo è in corso da anni il tentativo di unificare le normative di settori a livello dell'Unione Europea attraverso gli Eurocodici. In particolare le prescrizioni relative agli edifici in muratura sono contenute nell'Eurocodice 6 (Eurocodice 6, 1998) e le regole per la progettazione antisismica nell'Eurocodice 8 (Eurocodice 8, 2005). La normativa tecnica nazionale (D.M.2008) è in linea con i criteri degli Eurocodici e, come sopracitato, il D.M. 2008 consente la consultazione di ulteriori fonti tecniche e normative.

Per quanto riguarda nello specifico il tema del comportamento sismico di edifici esistenti di particolare pregio architettonico, indicazioni specifiche sono contenute nella Direttiva del Presidente del

Consiglio dei Ministri (Direttiva 2007), cui fanno riferimento le Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale, pubblicate dal Ministero per i Beni e le Attività Culturali.



**Figura 3.23-** Classificazione sismica nazionale al 2012 .(Immagine tratta da: <http://www.protezionecivile.gov.it> )

Come già anticipato, in accordo all'attuale normativa tecnica vigente (D.M.2008), l'intero territorio nazionale è classificato come territorio sismico. Nella progettazione anti-sismica degli edifici è perciò necessario tenere in considerazione l'azione sismica derivante dall'accelerazione indotta dal sisma sugli edifici.

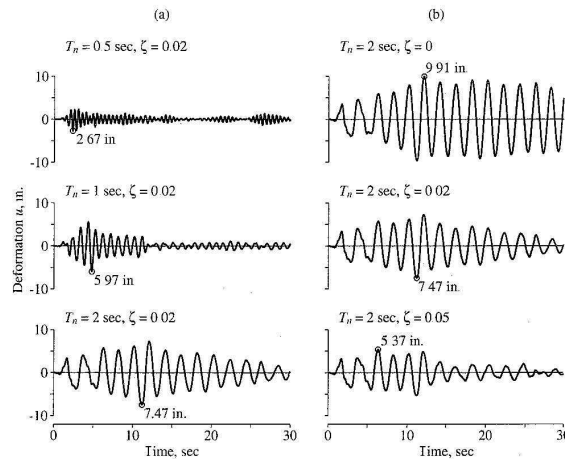
In accordo al D.M.2008 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali: due orizzontali ed una verticale, da considerare tra di loro indipendenti. Le componenti dell'azione sismica possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante l'accelerazione massima attesa in superficie, l'accelerazione massima ed il relativo spettro di risposta attesi in superficie o mediante l'accelerogramma.

Relativamente alle analisi svolte nella presente tesi, l'azione sismica viene tenuta in considerazione attraverso lo **spettro di**

**risposta**, utilizzato per la determinazione della domanda richiesta dal sisma. Si ritiene perciò utile, per maggiore chiarezza, fornire nel seguito una breve descrizione dello spettro di risposta ed una definizione dei parametri che lo caratterizzano.

Nel capitolo 6, in cui si riportano le formulazioni teoriche dell'analisi cinematica, viene nel dettaglio descritta la determinazione dello spettro di risposta.

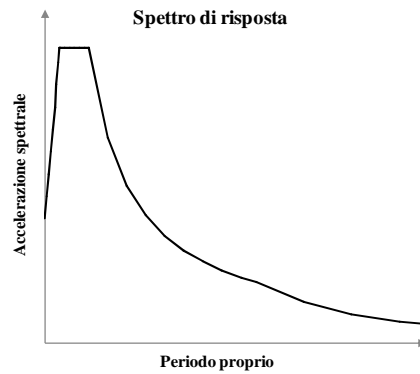
Un accelerogramma rappresenta la storia dell'accelerazione sismica nel tempo, Figura 3.24.



**Figura 3.24-** Risposta di un sistema S.D.O.F. soggetto al terremoto di El Centro (Anil Chopra, 1995)

Ai fini pratici tuttavia non interessa l'intera storia della risposta nel tempo; al progettista interessa infatti conoscere le massime sollecitazioni che subirà la struttura in conseguenza di un assegnato terremoto, che si verificano quando la struttura raggiunge le massime deformazioni.

L'inviluppo delle massime deformazioni nel tempo in funzione del periodo proprio della struttura, per un assegnato coefficiente di smorzamento, determina l'andamento dello spettro di risposta in spostamento. Lo spettro di risposta può inoltre essere espresso, oltre che in funzione degli spostamenti, in funzione delle accelerazioni, Figura 3.25.



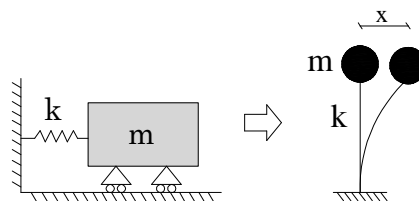
**Figura 3.25-** Schematizzazione di spettro di risposta in accelerazione in accordo alle prescrizioni del D.M.2008.

Lo spettro di risposta rappresenta perciò un mezzo conveniente e convenzionale per riassumere tutti i picchi delle risposte sismiche di tutti gli oscillatori semplici ad un grado di libertà (detti S.D.O.F, ossia Single Degree Of Freedom) soggetti allo stesso terremoto.

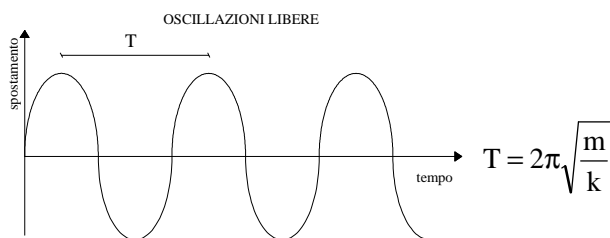
Lo spettro di risposta in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato), Figura 3.25, riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima orizzontale  $a_g$  (o accelerazione di picco al suolo) su sito di riferimento rigido orizzontale.

Di seguito si fornisce una breve definizione dei principali termini utilizzati per la descrizione dello spettro di risposta.

**Oscillatore semplice ad un grado di libertà:** è la più semplice schematizzazione di un sistema strutturale costituito da un corpo rigido di massa  $m$  vincolato nel piano ad una molla elastica di rigidezza  $k$  e che può muoversi in un'unica direzione "x". A contrasto dello spostamento "x" della massa  $m$ , la molla esercita una forza di richiamo che tende a riportare la massa nella sua posizione originaria. La massa  $m$  tende perciò ad oscillare attorno alla sua posizione di riposo.



**Periodo proprio della struttura  $T$ :** è il periodo necessario alla massa  $m$  per compiere un'oscillazione completa. È definito come l'inverso della frequenza ed è direttamente proporzionale alla massa  $m$  ed inversamente proporzionale alla rigidezza  $k$ .



**Coefficiente di smorzamento  $\xi$ :** per effetto dei fenomeni di attrito il moto oscillatorio della massa  $m$  non è perpetuo ma si smorza inevitabilmente col tempo fino al completo annullamento; lo spettro elastico viene perciò alterato attraverso coefficienti di smorzamento viscoso convenzionali  $\xi$  valutati sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione.



**Accelerazione di picco al suolo  $a_g$ :** è il valore massimo dell'accelerazione prodotta dal moto sismico, direttamente legata al massimo movimento orizzontale del terreno. Nello spettro di risposta in accelerazione (v. Figura 3.25) rappresenta il primo punto dello spettro, corrispondente ad un periodo proprio della struttura pari a zero.

Ulteriori grandezze che concorrono a definire lo spettro di risposta e la determinazione dei coefficienti impiegati nella definizione dello spettro di risposta in accordo alle prescrizioni del D.M. 2008 sono in dettaglio riportate nel capitolo 6.



## **Parte IV. Metodi di analisi per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura**

### **4 Classificazione degli edifici esistenti in muratura**

## 4 Classificazione degli edifici esistenti in muratura

Il patrimonio culturale italiano è costituito per la maggior parte da edifici in muratura. La variabilità degli edifici in muratura perciò è molto ampia, sia nei riguardi dei materiali utilizzati che nei riguardi delle tecniche costruttive impiegate. Una classificazione storica perciò degli edifici in muratura sarebbe molto complessa e non omogenea ai fini di caratterizzazione del comportamento strutturale degli edifici stessi.

Tuttavia una sorta di classificazione degli edifici risulta essere un'operazione necessaria per poter catalogare meccanismi di danno comuni ai vari edifici, precedentemente classificati, e di conseguenza di definire un protocollo operativo per la stima della vulnerabilità nei confronti del sisma.

Una delle operazioni sicuramente più difficili nei riguardi del patrimonio architettonico è proprio quella di definire e soprattutto quella di catalogare una serie di vulnerabilità sismiche. A seguito di tali vulnerabilità vengono infatti identificati meccanismi di dissesto comuni, da schematizzare con modellazioni numeriche ai fini del calcolo strutturale e della valutazione del livello di sicurezza della costruzione. Tentare di tipizzare e astrarre meccanismi simili da peculiarità tanto diverse, come sono quelle che caratterizzano il patrimonio storico architettonico, è assai arduo. Tuttavia tale operazione risulta necessaria alla comprensione dell'edificio ed alla definizione di modelli di analisi che mirino a quantificare la sicurezza nei confronti del sisma.

In tale ottica risulta essere pratico e funzionale partire dagli elementi costruttivi propri di ogni tipologia strutturale e da quelle somiglianze che, come è logico aspettarsi, conducono spesso a un medesimo danno, tanto più prevedibile, e dunque anche prevenibile, quanto più funziona il processo di tipizzazione.

Un'efficace classificazione degli edifici in muratura venne proposta da Pagano negli anni '70 (Michele Pagano, 1968) e adottata

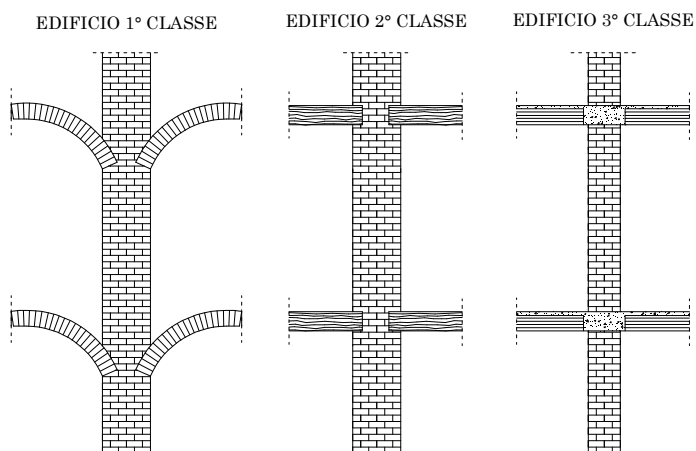


da altri autori (Pietro Lenza, Aurelio Ghersi, Bruno Calderoni, 2011) per lo studio delle tipologie strutturali degli edifici esistenti in muratura ed i relativi comportamenti strutturali.

La classificazione proposta suddivide gli edifici in muratura (ad eccezione delle Chiese), ossia gli edifici riconducibili alla categoria “Palazzi e Ville” secondo la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 2007, in tre classi, in funzione degli elementi costruttivi presenti negli edifici. Tale classificazione ha il vantaggio di essere particolarmente semplice e, seppure non intenda delineare un’evoluzione delle tecniche costruttive, esprime attraverso le tre classi una schematica evoluzione storica (Pietro Lenza, Aurelio Ghersi, Bruno Calderoni, 2011).

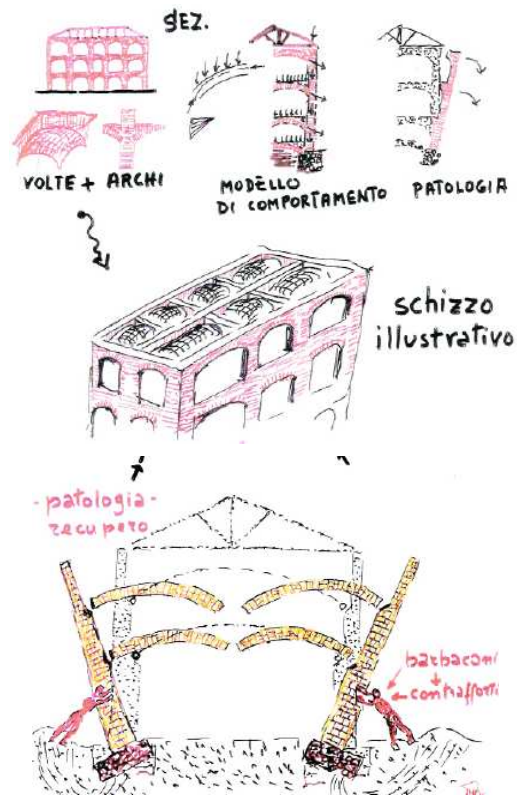
Gli edifici esistenti vennero classificati in edifici della prima classe, della seconda classe e della terza classe, Figura 4.1.

- **Edifici della prima classe:** edifici interamente in muratura costituiti da solai voltati;
- **Edifici della seconda classe:** edifici caratterizzati da pareti continue in muratura e solai isostatici semplicemente appoggiati;
- **Edifici della terza classe:** edifici caratterizzati da pareti in muratura interrotte a livello degli implacati da solai in c.a. (edifici nuovi).



**Figura 4.1-** Schematizzazione di edifici della prima, seconda e terza classe.

In Figura 4.2-Figura 4.4 si riportano gli schizzi illustrativi fatti da Pagano (Michele Pagano, 1990) e riportati in (Pietro Lenza, Aurelio Ghersi, Bruno Calderoni, 2011) che descrivono la morfologia e le criticità degli edifici della prima, seconda e terza classe.



**Figura 4.2-** Schizzo illustrativo di edificio della prima classe (Michele Pagano, 1990).

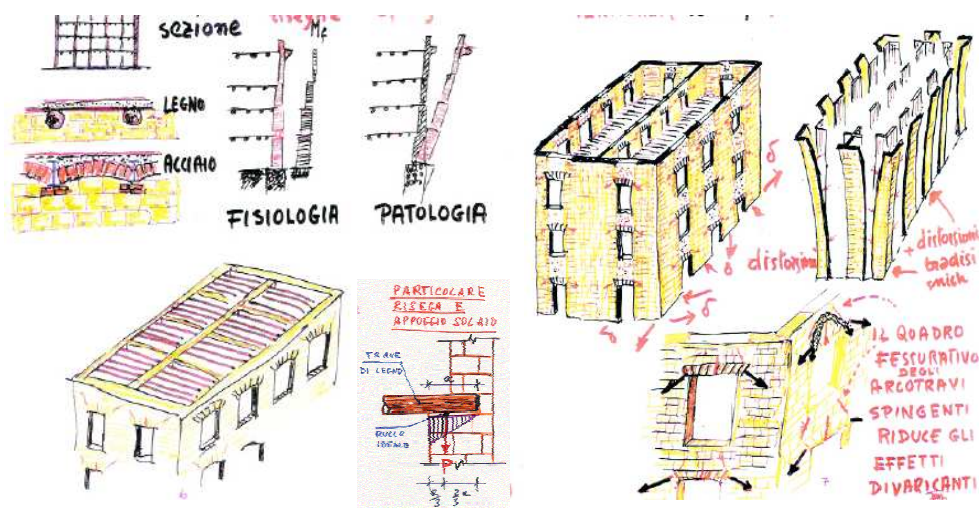


Figura 4.3- Schizzo illustrativo di edificio della seconda classe (Michele Pagano, 1990).

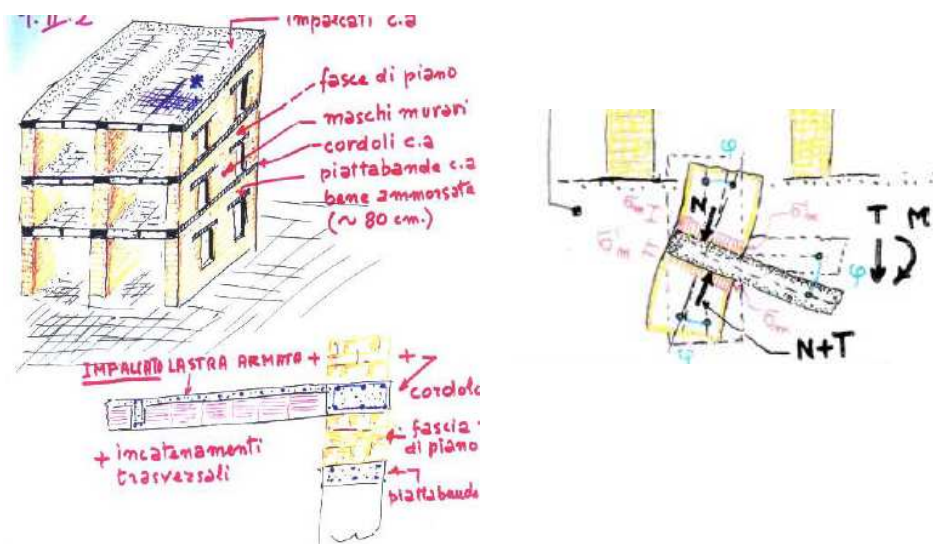


Figura 4.4- Schizzo illustrativo di edificio della terza classe (Michele Pagano, 1990).

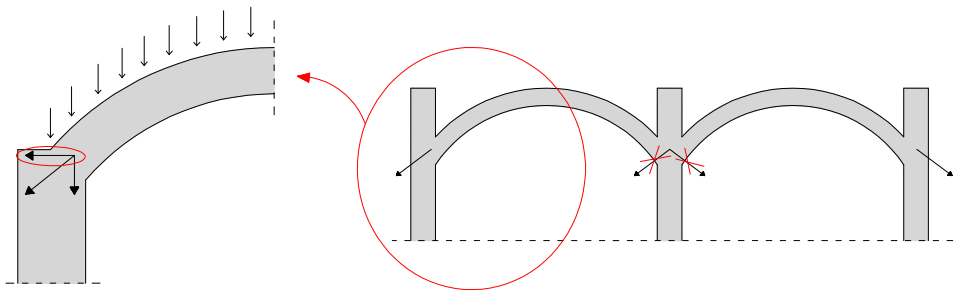
In base alle caratteristiche morfologiche ed alle tecniche costruttive degli edifici della prima, seconda e terza classe, gli edifici in muratura sono caratterizzati da un comportamento statico e sismico differente.

La presenza di archi, solai isostatici semplicemente appoggiato o cordoli in c.a. infatti provoca l'innescio di *meccanismi di collasso* differenti.

La differenza dei meccanismi di collasso che si possono innescare negli edifici esistenti in muratura risulta di fondamentale importanza per la scelta della tipologia di analisi più adatta da effettuare sull'edificio stesso, al fine di individuarne le maggiori criticità e vulnerabilità nei confronti del sisma.

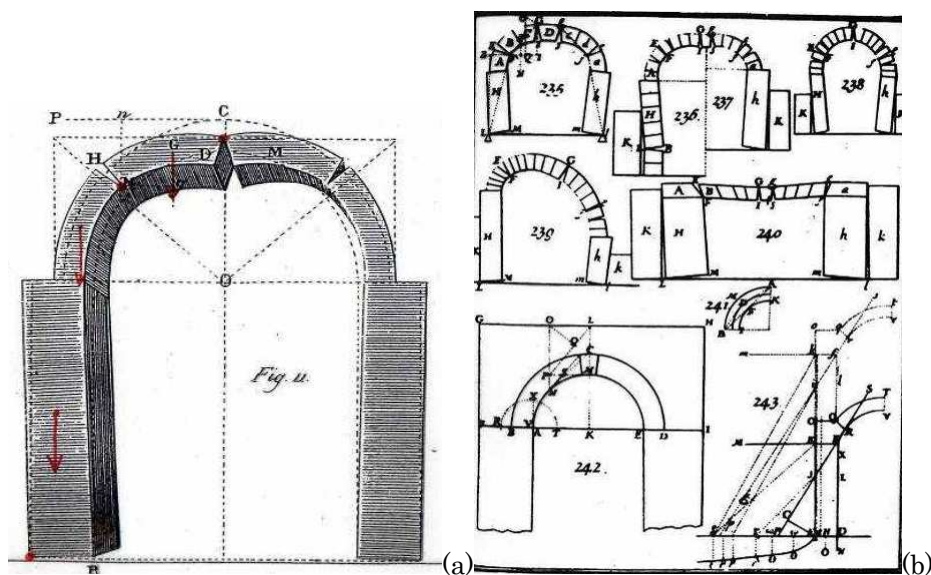
Gli edifici definiti da Pagano della **prima classe** sono caratterizzati da pareti in muratura continua dalle fondazioni alla copertura e solai costituiti da archi e volte.

Come ben noto la variabilità di archi e volte degli edifici esistenti in muratura è molto ampia e varia in funzione dell'altezza massima dell'arco (es: archi a tutto sesto, archi ribassati, archi a sesto acuto) o dello sviluppo della volta nello spazio (es: volte a botte, volte a padiglione, volte a crociera). Tuttavia tutte le tipologie di archi e volte sono caratterizzati da una comune caratteristica: trasmettono spinte orizzontali sulle pareti e perciò hanno natura spingente, Figura 4.5.



**Figura 4.5** Azioni statiche trasmesse dagli archi.

I meccanismi di collasso degli archi vennero studiati da numerosi studiosi nel corso dei secoli, Figura 4.6.

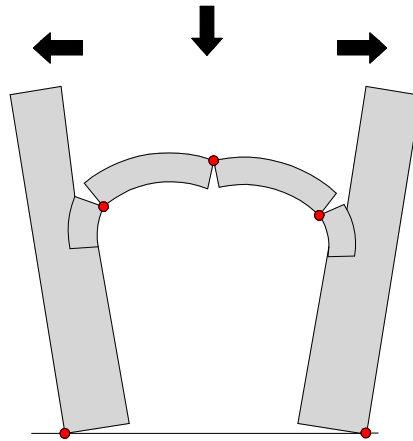


**Figura 4.6** Meccanismi di collasso degli archi: (a) disegni di Jean Baptiste Rondelet (Jean-Baptiste Rondelet, 1831, (b) Disegni di Amédée Frezier (Amédée Frezier, 1737).

Un meccanismo di rottura piuttosto frequente è quello dell'arco a 5 cerniere, che provoca la frattura dell'arco e della parete muraria su cui poggia in cinque punti, Figura 4.7. Le spinte orizzontali degli archi vengono infatti neutralizzate negli archi interni ma provocano spinte non bilanciate sulle pareti perimetrali, provocando il *ribaltamento* delle pareti stesse. L'ulteriore spinta orizzontale indotta dall'azione sismica accentua perciò la tendenza per le pareti perimetrali su cui scaricano archi e volte a ribaltare fuori dal proprio piano.

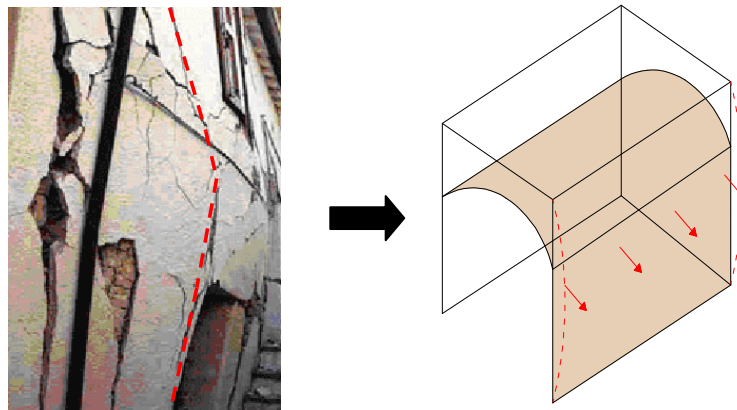
La mancanza infatti di un impalcato capace di distribuire l'azione sismica tra i diversi elementi resistenti in proporzione alla loro rigidezza fa sì che ciascuna parete debba sopportare direttamente le azioni indotte dal sisma.

Gli edifici caratterizzati da pareti in muratura continua e orizzontamenti in muratura, quali archi o volte, sono perciò particolarmente vulnerabili nei confronti di meccanismi locali di collasso, ossia a **meccanismi di I° modo**.



**Figura 4.7-** Meccanismo di rottura di arco a cinque cerniere.

In Figura 4.8 si mostra un esempio di meccanismo di collasso di I° modo di un edificio della prima classe soggetto all'azione spingente di archi che hanno provocato lo spanciamento della parete fuori dal piano.



**Figura 4.8-** Esempio di meccanismo di collasso per spanciamento della parete muraria fuori dal piano a causa dell'azione spingente di archi.

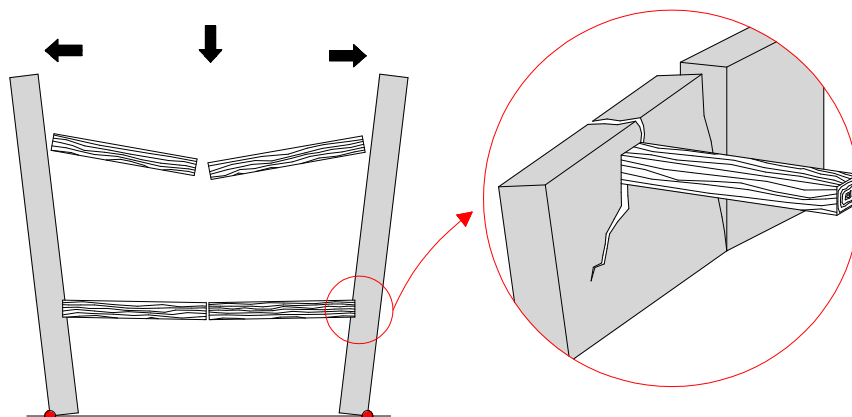
Edifici con pareti murarie continue dalla fondazione alla copertura sono spesso caratterizzati da solai lignei o in ferro, semplicemente appoggiati alle pareti murarie (edifici della **seconda**

**classe**). I solai piani che caratterizzano tali edifici sono in genere costituiti da architravi posizionati ad intradosso piano, da solai lignei o da solai in ferro (frequentemente utilizzati dalla seconda metà del 1800). I solai lignei o in ferro sono in genere appoggiati per pochi centimetri alle spalle dei vani.

Essendo i solai piani viene eliminato, rispetto agli edifici caratterizzati da archi e volte, il carattere spingente dei solai.

Tuttavia anche gli edifici costituiti da solai piani sono particolarmente vulnerabili a meccanismi di ribaltamento fuori piano e perciò a **meccanismi di I° modo**.

Tale vulnerabilità è imputabile a diversi fattori. Innanzitutto è importante sottolineare come i solai lignei o in ferro non siano generalmente ben ammorsati alle pareti murarie ma semplicemente appoggiati, esercitando quindi una scarsa azione di contenimento nei confronti di azioni orizzontali (quali le azioni sismiche) che tendono a far ribaltare la parete fuori piano, Figura 4.9.



**Figura 4.9-** Schematizzazione di meccanismo di collasso di edificio caratterizzato da solaio ligneo.

Lo scarso ammorsamento dei solai alle pareti murarie fa sì quindi che ci possa essere uno spostamento reciproco fra il solaio e la parete stessa, consentendo alla parete di ruotare fuori dal piano indipendentemente dal solaio, provocando quindi la perdita dell'appoggio del solaio sulla parete ed il ribaltamento della parete.



Inoltre essendo l'azione orizzontale proporzionale ai carichi verticali agenti sulla struttura, è bene sottolineare anche l'importanza dell'orditura dei solai. Se l'orditura dei solai risulta ben alternata al progredire dei piani, il carico totale trasmesso dai solai alle pareti è ben distribuito lungo l'altezza dell'edificio; in caso contrario, si possono verificare situazioni di concentrazione di carichi su alcuni setti, aumentandone la vulnerabilità nei confronti delle azioni orizzontali.

Secondo la classificazione proposta da Pagano (Michele Pagano, 1990) e ripresa da (Pietro Lenza, Aurelio Gherzi, Bruno Calderoni, 2011), gli edifici della seconda classe vengono identificati come edifici che tendono ad aprirsi "a carciofo".

In Figura 4.10 si mostra un esempio di meccanismo di collasso di I° modo di un edificio in muratura con solaio ligneo, dovuto alla mancanza di ammorsamento fra solaio ligneo e parete muraria.



**Figura 4.10** Esempio di meccanismo di collasso per ribaltamento della parete muraria fuori dal piano a causa dello scarso ammorsamento fra il solaio e la parete muraria.

Quelli che Pagano definì edifici della **terza classe** sono edifici caratterizzati da pareti murarie non continue dalle fondazioni alla copertura ma interrotte al livello dei solai. I solai sono costituiti da solai piani in c.a. e da cordoli in c.a. che "abbracciano" l'intero perimetro dell'impalcato. La continuità verticale delle pareti murarie dev'essere perciò necessariamente interrotta per consentire il getto di calcestruzzo.

Tale tipologia di edifici si sviluppò soprattutto a partire dai primi decenni del 1900, grazie alla grande diffusione dei solai in c.a..

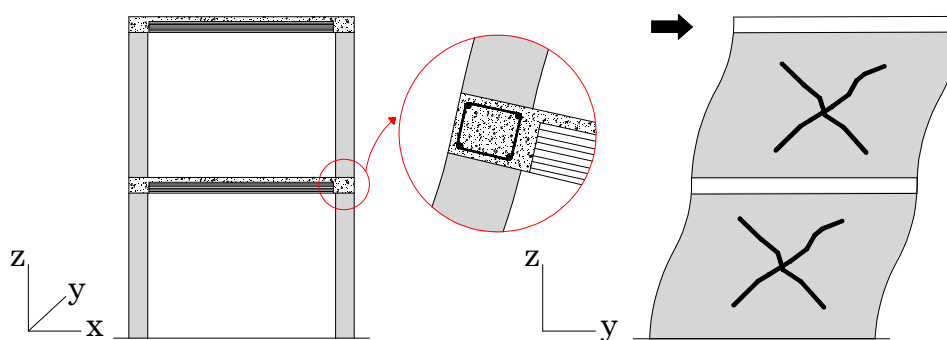


Per tale motivo tali edifici possono essere classificati come “edifici nuovi”.

La presenza del solaio in c.a. consente di migliorare fortemente il comportamento sismico dell'edificio, eliminando le criticità riscontrate negli edifici caratterizzati da solai voltati in muratura o solai isostatici. I solai, grazie alla presenza del cordolo in c.a. che interrompe la parete muraria e abbraccia l'intero perimetro dell'edificio, fungono infatti da efficaci collegamenti con le pareti murarie, evitandone il ribaltamento fuori dal piano.

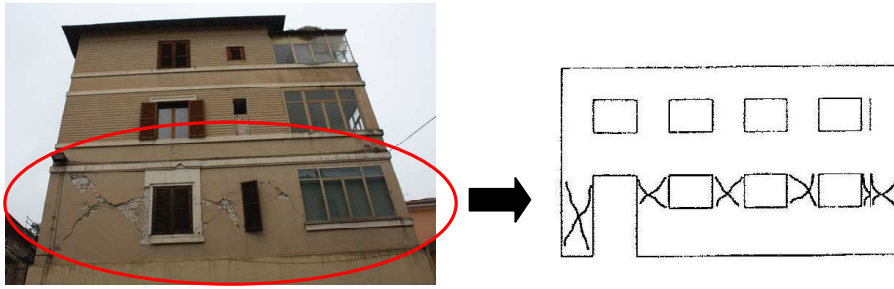
Eliminato il pericolo del ribaltamento fuori dal piano della parete muraria, negli edifici costituiti da cordoli in c.a. si riescono a sviluppare meccanismi di collasso che coinvolgono la parete muraria nel proprio piano.

I meccanismi di collasso più frequenti per questa tipologia di edifici infatti sono **meccanismi di II° modo**, che provocano il collasso per presso-flessione o taglio dei maschi murari o delle fasce murarie nel piano della parete, Figura 4.11.



**Figura 4.11-** Schematizzazione di meccanismo di collasso di II° modo per edificio in muratura caratterizzato dalla presenza di cordolo in c.a.

In Figura 4.12 si riporta un esempio di meccanismo di collasso di II° modo che ha causato la rottura nel piano delle fasce murarie di un edificio della terza classe.



**Figura 4.12-** Esempio di meccanismo di collasso di II° modo per edificio caratterizzato dalla presenza di cordolo in c.a.

#### 4.1 Definizione delle vulnerabilità sismiche degli edifici esistenti in muratura

Come in dettaglio descritto nel paragrafo 0 dunque la funzione del solaio è di fondamentale importanza nella definizione del comportamento sismico di edifici esistenti in muratura.

A seconda infatti che il solaio riesca ad esplicare funzioni di trattenimento o meno nei confronti delle azioni sismiche orizzontali si hanno meccanismi di collasso fuori dal piano (meccanismi di I° modo) o meccanismi di collasso nel piano (meccanismi di II° modo).

Si può facilmente intuire che la funzione di trattenimento che consente all'edificio di non essere particolarmente vulnerabile nei confronti di azioni sismiche fuori dal piano e di sviluppare un comportamento scatolare non è esplicata solo dai solai ma anche dal livello di ammorsamento delle pareti murarie stesse. La corretta disposizione degli elementi murari all'intersezione di pareti ortogonali fra loro, consente all'edificio di essere adeguatamente ammorsato.

La conoscenza delle caratteristiche geometriche e morfologiche dell'edificio consente perciò di classificarlo e di comprendere quali siano i meccanismi di collasso che si potrebbero innescare con maggiore probabilità.

Come già sottolineato nei paragrafi precedenti gli edifici definiti da Pagano della terza classe vengono in genere considerati “edifici nuovi”, grazie alla presenza del solaio in c.a..

Negli edifici esistenti, appartenenti a diverse epoche storiche, si rileva infatti la presenza di solai voltati o di solai piani in legno o in ferro.

Gli edifici caratterizzati da solaio in c.a. con cordolo perimetrale, come già sottolineato, sono caratterizzati da un migliore comportamento sismico rispetto agli edifici costituiti da solai isostatici in legno o ferro, proprio grazie alla presenza del cordolo in c.a. che interrompe la parete muraria, si sviluppa lungo l'intero perimetro dell'edificio e funge da efficace trattenimento. La presenza del cordolo e del solaio in c.a. consente infatti all'edificio di sviluppare un comportamento scatolare, a differenza di quanto accade negli edifici esistenti che, essendo caratterizzati da muratura continua e presenza di solai isostatici semplicemente appoggiati alla parete muraria, tendono a sviluppare meccanismi di ribaltamento fuori piano\*, se il solaio non è adeguatamente ammorsato alle pareti murarie o le pareti murarie non sono adeguatamente ammorsate fra di loro.

I solai in c.a. (solai in latero-cemento dotati di soletta collaborante in c.a., v. Figura 4.1) sono caratterizzati da maggiore rigidità rispetto a solai lignei, che sono invece solai piuttosto deformabili. La presenza di un solaio rigido dotato di cordolo perimetrale (tipico di edifici nuovi) consente all'edificio di sviluppare un comportamento scatolare e di assimilare il comportamento del solaio ad un *diaframma rigido*; al contrario solai lignei privi di cordoli perimetrali non costituiscono alcun tipo di trattenimento, favorendo l'innescò di meccanismi di I° modo. Si possono considerare solai rigidi anche solai lignei dotati di cordolo perimetrale e soletta collaborante in c.a..

È possibile inoltre che si verifichino situazioni "intermedie" in cui vi è la presenza di un cordolo perimetrale ma il solaio è deformabile. In tal caso il comportamento del solaio è assimilabile a quello di un *diaframma deformabile*.

\*In questo paragrafo vengono genericamente indicati con "meccanismi di ribaltamento" i meccanismi di I° modo, ossia meccanismi di collasso ortogonali alla direzione dell'azione sismica. Nei paragrafi seguenti verranno nel dettaglio descritti tali meccanismi e differenziati, a seconda che si tratti di semplice ribaltamento, ribaltamento composto, flessione verticale, flessione orizzontale ecc...

Come già accennato, la tendenza all'innescò di meccanismi di I° modo non dipende solo dal grado di connessione del solaio ma da altri fattori quali l'ammorsamento fra le pareti murarie stesse.

Pareti ortogonali fra loro mal ammorsate non consentono infatti all'edificio di sviluppare un comportamento scatolare ma facilitano l'attivazione di meccanismi di ribaltamento delle pareti stesse o porzioni di pareti. Anche per tale aspetto gli edifici caratterizzati da solai in c.a. sono meno soggetti a meccanismi di ribaltamento fuori piano. Essendo infatti interrotta la continuità della parete muraria a livello degli implacati, la possibile tendenza a ribaltare fuori dal piano a causa di cattivo ammorsamento fra pareti murarie è limitata all'altezza di un piano, e perciò di più difficile innescò.

Dalle osservazioni fatte è perciò possibile stipulare una prima lista di criticità degli edifici esistenti in muratura: la maggiore pericolosità e vulnerabilità nei confronti del sisma è data da fenomeni di ribaltamento fuori dal piano, ossia dall'innescò di meccanismi di I° modo. Se invece le parti strutturali dell'edificio (pareti murarie e solai) risultano ben ammorsate fra loro, come in genere si verifica negli edifici nuovi, l'innescò dei meccanismi di I° modo è pressoché neutralizzato ed è più probabile che si inneschino meccanismi di II° modo. In funzione della tipologia di meccanismo innescato (a seconda quindi che si stiano analizzando meccanismi di I° o II° modo) la vulnerabilità nei confronti del sisma viene quantificata e valutata attraverso diverse tipologie di analisi che permettono di verificare la sicurezza dell'edificio.

I meccanismi di **I° modo** vengono analizzati tramite **analisi locali** mentre i meccanismi di **II° modo** vengono generalmente analizzati tramite **analisi globali**.

Se infatti le pareti ortogonali ed i solai sono in grado di trasferire l'azione sismica, si innescano meccanismi di II° modo, associati alle rotture per azioni complanari (rotture per taglio e pressoflessione). I meccanismi di I° e II° modo si attivano generalmente in maniera indipendente ed in corrispondenza di diversi livelli di accelerazione del terreno indotti dal sisma. La singola parete sollecitata fuori dal piano, se caratterizzata da elevata deformabilità e scarso ammorsamento col resto dell'edificio, non partecipa al comportamento d'insieme

dell'edificio se non in termini di massa inerziale. Viceversa le pareti sollecitate parallelamente all'azione sismica concorrono in un unico sistema strutturale che può governare la ripartizione delle forze sismiche attraverso i diaframmi di piano.

Per tale motivo risulta operativamente comodo associare ai due modi di danno altrettanti schemi strutturali distinti ed indipendenti: uno schema strutturale locale, cui corrispondono le verifiche fuori piano ed uno schema strutturale globale cui corrispondono le verifiche nel piano. Pertanto i meccanismi di I° modo vengono analizzati tramite analisi locali mentre i meccanismi di II° modo tramite analisi globali. I meccanismi di I° modo infatti interessano in genere porzioni di edifici soggette a meccanismi di collasso fuori piano indipendentemente dal resto dell'edificio. Un edificio può infatti essere soggetto a più meccanismi di collasso fuori piano in diversi punti, a seconda delle criticità locali nell'edificio stesso, v. Figura 3.6.

Se al contrario l'edificio è dotato di presidi che neutralizzano l'insacco di meccanismi di I° modo, è necessario analizzare l'edificio per intero, e pertanto svolgere analisi globali sull'intero edificio.

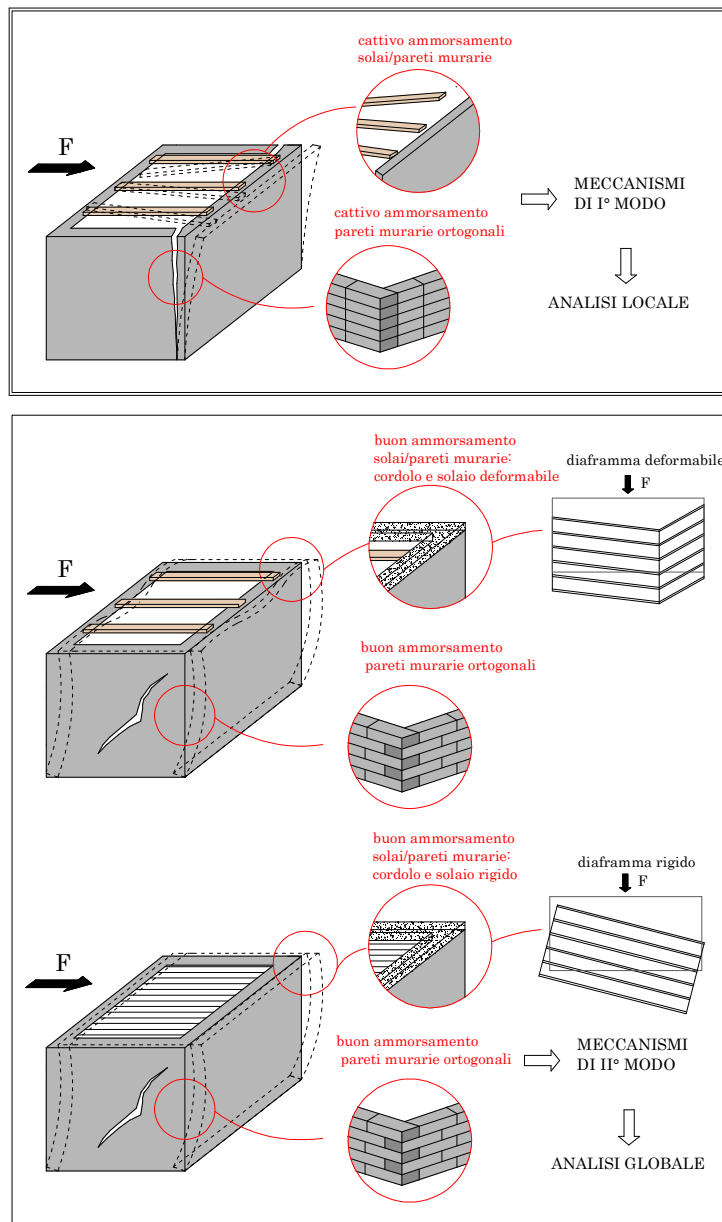
Dall'analisi dei meccanismi di I° modo viene determinata la resistenza della parete muraria nei confronti del ribaltamento mentre dall'analisi dei meccanismi di II° modo si determina la resistenza del pannello murario nel proprio piano per taglio e per presso-flessione.

In Figura 4.13 si riassumono schematicamente le principali criticità degli edifici esistenti in muratura, associate alle caratteristiche dell'edificio, con riferimento alla tipologia di analisi da svolgere in funzione delle criticità.

Prima di proseguire con la descrizione dettagliata delle tipologie di analisi da effettuare sugli edifici esistenti per valutarne la vulnerabilità nei confronti del sisma, si vuole sottolineare l'importanza della conoscenza dell'edificio quale operazione preliminare all'analisi dell'edificio stesso ed alla valutazione del suo livello di sicurezza.

Il *livello di conoscenza* degli edifici esistenti è infatti di fondamentale importanza per determinare il maggiore o minore livello di incertezza relativo ai dati acquisiti, da tenere in considerazione nella successiva fase di analisi. Nel capitolo 5 viene approfondito il

tema del livello di conoscenza degli edifici storici e le operazioni preliminari alla valutazione della sicurezza sismica degli edifici stessi.



**Figura 4.13-** Schematizzazione delle principali vulnerabilità sismiche degli edifici in muratura.







## **Parte IV. Metodi di analisi per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura**

### **5 Operazioni preliminari alla valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti**

## 5 Operazioni preliminari alla valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti

La conoscenza di un edificio storico in muratura è un requisito fondamentale per poter acquisire un'attendibile valutazione del suo stato di sicurezza nei confronti del sisma e di quantificarne in modo ragionevole le sue vulnerabilità sismiche.

Il *processo di conoscenza* che sta a monte della fase più operativa della valutazione della sicurezza dell'edificio, rappresenta perciò una fase di estrema importanza che implica un approccio metodologico e culturale ben preciso.

Ne *“La città impossibile”* di Giovanni Maciocco e Silvano Tagliagambe un brano del testo afferma:

*“ (...) evitare di cadere nella trappola della logica inesorabile e univoca dei sistemi chiusi (...) per cercare di prendere atto di ciò che una città è realmente, cominciando a guardarla come un ‘sistema di sistemi’, in cui ogni sistema singolo condiziona gli altri e ne è condizionato, come rete di connessione tra le persone che la abitano, tra le cose e gli oggetti che la costituiscono, tra i fatti che ne scandiscono, quotidianamente, la vita (...)”*

Questo passaggio del testo ben sottolinea la complessità del fenomeno del percorso di conoscenza di una “città esistente”, ovvero nello specifico, degli edifici costruiti in una città. Tale processo di conoscenza implica infatti un approccio culturale che coinvolge molteplici aspetti, sottolineando la complessità del fenomeno della conoscenza del costruito.

È in seguito alla piena consapevolezza dell'importanza di tale passaggio concettuale che si riesce ad affrontare in modo adeguato la fase preliminare del processo di conoscenza dell'edificio in esame.

Il manufatto architettonico può infatti rappresentare una sintesi di un complesso sistema in cui si intrecciano aspetti di cultura tecnologica e di storia sociale ed economica. Il suo progetto di

conoscenza non può perciò essere dalle sole competenze ma dev'essere un costante equilibrio che lega il generale al particolare, ossia una continua correlazione tra le caratteristiche di altri edifici simili e l'edificio in esame.

Per tale motivo il processo di conoscenza segue fasi preliminari ben precise e strutturate che si riversano sulle successive fasi più operative. A seguito della piena conoscenza dell'edificio infatti si procede alla fase operativa di individuazione delle criticità e delle vulnerabilità dell'edificio, alla stima della sicurezza dell'edificio, nel caso particolare nei confronti del sisma, all'ultima fase della proposta di interventi operativi per incrementare il livello di sicurezza dell'edificio stesso.

Nel percorso progettuale che riguarda l'edificio perciò, una volta individuate e quantificate le vulnerabilità nei confronti del sisma, è possibile pianificare un dettagliato programma di interventi per aumentare il livello di sicurezza dell'edificio stesso (v. capitolo 0). Un'adeguata conoscenza dell'edificio risulta perciò di grande importanza sia in una prima fase di valutazione dello stato di fatto dell'edificio sia in una successiva fase di progetto.

Il richiamo del metodo dunque è al metodo empirico che riconosce le tipicità degli edifici quale tipologia, concezione spaziale, materiali e tecniche costruttive, per poi farle dialogare con le specificità dei singoli manufatti, che fanno riferimento a peculiari vicende storico-strutturali. Il punto di partenza, dunque, è la conoscenza approfondita delle tecniche e degli elementi costruttivi, dalla quale poter astrarre una tipizzazione, ossia un processo che va dal particolare al generale, che riesca a far riconoscere quelle assonanze costruttive che, in caso di sisma porteranno con grande probabilità ai medesimi danni, a partire dalla molteplicità di danni osservati nel lungo tempo degli edifici storici.

Quello che segue quindi è un ulteriore tentativo di classificazione del danno per le diverse tipologie di edifici (così come indicato operativamente nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri) che ambisce a tradursi in un protocollo operativo, una sorta di guida nella valutazione da parte del progettista.

In particolare per gli edifici storici di pregio (quali edifici monumentali) l'aspetto dell'approfondita conoscenza dell'edificio è particolarmente importante, soprattutto in relazione al valore storico-artistico dell'edificio in esame. Anche gli interventi proposti successivamente alla valutazione della sicurezza sismica dell'edificio vanno infatti pianificati secondo il *criterio del minimo intervento*, nei riguardi del principio di sostenibilità del bene in esame e della conservazione del valore del bene stesso. Tale criterio, strettamente correlato al concetto di conservazione del bene e di restauro, è particolarmente importante per gli edifici storici di pregio.

Ritornando alla preliminare fase di conoscenza dell'edificio, all'interno del processo di conoscenza è inoltre importante sottolineare come debba essere acquisita da parte del progettista che opera sull'edificio la consapevolezza che ogni costruzione riflette lo stato di conoscenze al tempo della sua realizzazione.

Operativamente la conoscenza dell'edificio avviene attraverso un dettagliato rilievo dell'edificio stesso.

La fase di rilievo del costruito è perciò molto importante e non può essere considerata una semplice azione meccanica di misura ma un momento di lettura e piena comprensione del bene che si sta esaminando, sia per quanto riguarda gli elementi visibili e quantificabili, sia per quanto riguarda gli aspetti non immediatamente visibili e comprensibili. Si tratta perciò di approcciarsi a tutte le caratteristiche necessarie per comprendere l'edificio, al fine di determinare chiavi di interpretazione della sua storia, della sua stabilità e della sua consistenza materiale e costruttiva

Estratto da “La materia del restauro” (Paolo Torsello, 1988):

*“(...) La lettura geometrica dell'architettura ha come oggetto tanto le semplici figure che governano la regolarità del disegno, quanto le deformazioni e le trasgressioni che negano quella regolarità, aprendo interrogativi sulle ragioni intenzionali o ‘accidentali’ che possono averle provocate (...)”*

Il rilievo dell'edificio è perciò un'operazione che comprende sia gli aspetti prettamente misurabili, quali le dimensioni geometriche, sia gli aspetti culturali relativi all'edificio, quale la storia dell'edificio stesso.

Il rilievo può perciò essere suddiviso operativamente in diverse fasi:

- rilievo storico-architettonico;
- rilievo geometrico e dei dettagli costruttivi;
- rilievo del quadro fessurativo;
- rilievo materico.

## 5.1 Il rilievo dell'edificio

Un primo passo per l'analisi di un edificio esistente è quello di acquisire un'adeguata **conoscenza storico-architettonica** dell'edificio.

È infatti importante reperire tutte le informazioni e la documentazione riguardo a precedenti lavori di ristrutturazione, restauro, consolidamento, parziali ricostruzioni, ampliamenti, demolizioni ecc...e riguardo a precedenti eventi sismici eventualmente subiti dall'edificio, con particolare attenzione ai danneggiamenti subiti in occasione di tali eventi sismici. La prima fase di conoscenza storica dell'edificio permette anche di ricostruire eventuali disomogeneità dei materiali impiegati nei vari interventi, utile nella successiva fase di rilievo dei materiali e del quadro fessurativo.

Un'ulteriore importante fase progettuale riguarda il *rilievo geometrico* e dei *dettagli costruttivi*.

È necessario innanzitutto reperire i precedenti rilievi fatti sull'edificio e, se necessario, integrarli o modificarli alla luce dell'attuale stato in cui si trova l'edificio.

Il **rilievo geometrico** è il rilievo in-situ delle dimensioni effettive delle parti strutturali, dei pesi delle parti strutturali e delle orditure dei solai. In particolare è molto importante rilevare, quando possibile, la stratigrafia e la composizione dei solai che permette di stabilire in modo più appropriato i carichi trasmessi dai solai alle pareti murarie e il grado di connessione e rigidità dei solai, fondamentale, come

descritto nei paragrafi precedenti, per la definizione del comportamento strutturale.

È inoltre importante rilevare la presenza di cavità e di canne fumarie che possano interrompere la continuità delle pareti.

Per quanto riguarda i **dettagli costruttivi**, gli aspetti di maggiore importanza sono legati al rilievo della qualità dei collegamenti fra pareti ortogonali, della qualità dei collegamenti dei solai, della presenza di elementi spingenti, della presenza di elementi strutturali e non ad elevata vulnerabilità, nonché della composizione del setto murario (singolo o doppio paramento).

L'accuratezza del rilievo della geometria e dei dettagli costruttivi è legata, oltre che dai sopralluoghi in situ, dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Strettamente legato al rilievo geometrico e dei dettagli costruttivi è il **rilievo del quadro fessurativo**. Il rilievo fotografico e la mappatura delle lesioni presenti sull'edificio è di fondamentale importanza per l'*individuazione dei meccanismi di collasso* in atto o potenzialmente attivabili e per la classificazione di tali meccanismi. Questo aspetto è un punto cruciale per un'adeguata scelta del tipo di analisi da fare sull'edificio ed una corretta valutazione della vulnerabilità sismica.

Per quanto riguarda il **rilievo materico** invece, va tenuto in considerazione che la conoscenza delle caratteristiche dei materiali avviene attraverso indagini sperimentali attuabili con diversi metodi: prelievo di carote, prelievo di campioni per prove in laboratorio, prove in-situ con martinetto piatto, prove soniche, impulsi radar, prove termografiche, ecc...

Trattandosi di indagini parzialmente "distruttive" per l'edificio, tale tipo di rilievo dev'essere effettuato solo se strettamente necessario per l'analisi della sicurezza dell'edificio. Come verrà descritto nel seguito infatti, nella valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti tramite analisi cinematica ad esempio, la caratterizzazione del materiale non risulta necessaria ai fini dell'analisi.

Inoltre va sottolineato come tale tipologia di rilievo vada attentamente pianificata, qualora necessaria, per gli edifici storici di particolare pregio, in relazione al loro valore storico-artistico.

## 5.2 I livelli di conoscenza

A seconda dell'accuratezza e della completezza delle informazioni reperite durante il rilievo si acquisisce una maggiore o minore **conoscenza** dell'edificio che porta ad acquisire una maggiore o minore **confidenza** dell'edificio stesso. Il parallelismo fra conoscenza e confidenza risulta necessario nella definizione dei livelli di sicurezza da adottare nei calcoli.

Una scarsa conoscenza dell'edificio infatti presuppone un maggiore grado di incertezza relativo all'edificio stesso e perciò un minore grado di confidenza sull'edificio. Tale grado di incertezza si traduce numericamente in un coefficiente di sicurezza, detto **fattore di confidenza FC**. Maggiore è il grado di incertezza dell'edificio e maggiore sarà il fattore di confidenza, ovvero minore è la conoscenza dell'edificio e maggiore sarà il margine di sicurezza da adottare nei calcoli. L'utilizzo di un fattore di confidenza quale coefficiente di sicurezza, consente appunto di assicurare un margine di sicurezza al fine di aumentare l'attendibilità dei risultati ottenuti.

Come in dettaglio descritto nei paragrafi seguenti, il fattore di confidenza può essere applicato alle resistenze del materiale (es. analisi globali) o direttamente al calcolo della capacità sismica (es. analisi cinematica), a seconda della tipologia di analisi svolta.

I livelli di conoscenza vengono indicati dalla normativa vigente (D.M.2008) col termine LC e vengono suddivisi in tre livelli: LC1, LC2, LC3.

- **LC1: conoscenza limitata.**

*Il livello LC1 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1.35$ .*

(Circolare 2009, D.M.2008)

- **LC2: conoscenza adeguata.**

*Il livello LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli*

*costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali: il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1.2$ .*

(Circolare 2009, D.M.2008).

- **LC3: conoscenza accurata.**

*Il livello LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali: il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1$ .*

(Circolare del 02 febbraio 2009, D.M.2008).

In Tabella 5.1 si riporta la Tabella C8A.1.1 della Circolare del 02 febbraio 2009, che riassume la correlazione fra livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

Alcuni studi presenti in letteratura indagano sull'affidabilità della procedura di valutazione dei fattori di confidenza proposti dal D.M.2008, con particolare riguardo al livello di conoscenza della struttura da esaminare (Tondelli et al. 2012).

Nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 2007, che riporta indicazioni specifiche per gli edifici monumentali tutelati, viene proposto di calcolare il fattore di confidenza  $FC$  in funzione di diversi fattori parziali di confidenza  $FC_k$  come:

$$FC = 1 + \sum_{k=1}^4 FC_k \quad (5.1)$$

dove i coefficienti  $FC_k$  sono riportati nella Tabella 4.1 della Direttiva, La Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri (Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 2007) prescrive di svolgere le analisi in accordo alle prescrizioni del D.M.2008. Per tale motivo nel seguito si farà riferimento alle prescrizioni del D.M.2008.

#### Tabella 5.2.

Dalla Tabella 5.1 si può facilmente intuire come nel caso di edifici di un certo pregio il livello di conoscenza dell'edificio possa facilmente rimanere nell'ambito di una conoscenza limitata. Specialmente nel



caso di edifici tutelati, o nel caso di edifici di elevato pregio artistico, i possibili rilievi in-situ sono spesso limitati, proprio per preservare il valore artistico dell'edificio e per non recare alcun tipo di danno (v. paragrafo 5.1). Spesso perciò il rilievo si limita ad osservazioni visive e raccolta della documentazione eventualmente disponibile.

Per tale motivo, nell'analisi degli edifici storici è usuale adottare un livello di conoscenza LC1.

**Tabella 5.1-** Livelli di conoscenza e fattori di confidenza secondo D.M.2008.

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

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

La Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri (Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 2007) prescrive di svolgere le analisi in accordo alle prescrizioni del D.M.2008. Per tale motivo nel seguito si farà riferimento alle prescrizioni del D.M.2008.

**Tabella 5.2-** Fattori di confidenza secondo al Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 2007.

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo  $F_{C1} = 0.05$	limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi  $F_{C2} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili  $F_{C3} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geologici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni  $F_{C4} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi  $F_{C1} = 0$	esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi  $F_{C2} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali  $F_{C3} = 0.06$	disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni  $F_{C4} = 0.03$
	esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi  $F_{C2} = 0$	esaustive indagini sui parametri meccanici dei materiali  $F_{C3} = 0$	esaustive o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni  $F_{C4} = 0$

Come accennato nei capitoli introduttivi il livello di raffinatezza dell'analisi da svolgere per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti è strettamente legata allo scopo che si vuole perseguire.

L'analisi della vulnerabilità sismica su scala territoriale, ossia su un numero elevato di edifici, può essere condotta con modelli semplificati, che hanno lo scopo di individuare una sequenza di criticità e vulnerabilità, da inserire poi in una lista di priorità di intervento.

Passando dalla scala territoriale alla scala locale il livello di raffinatezza dell'analisi da svolgere aumenta.

La Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri (Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 2007) ha proposto un

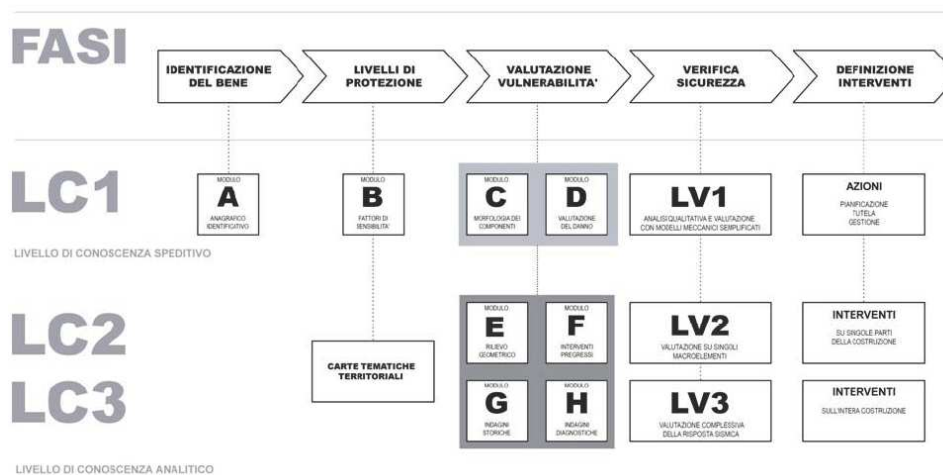
parallelismo fra i livelli di conoscenza LC ed i diversi livelli di raffinatezza dell'analisi da svolgere, denominati livelli di verifica LV.

In particolare per bassi livelli di verifica, ossia per verifiche effettuate con modelli semplificati, non può essere associato un alto livello di conoscenza, e perciò un basso fattore di confidenza.

Anche i livelli di verifica vengono suddivisi in LV1, LV2, LV3.

- **LV1:** per la valutazione della sicurezza sismica da effettuarsi su scala territoriale su tutti i beni culturali tutelati;
- **LV2:** per le valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto;
- **LV3:** per il progetto di interventi che modificano il comportamento strutturale accertato o quando venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto.

In Figura 5.1 si riporta uno stralcio dell'approccio metodologico proposto dalla Direttiva, riportato nell'Allegato A della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 2007.



**Figura 5.1-** Stralcio metodologico proposto dalla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 2007 per la determinazione dei livelli di verifica.



## Parte IV. Metodi di analisi per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura

### 6 Le tipologie di analisi strutturale

## 6 Le tipologie di analisi strutturale

Come descritto nel paragrafo 4.1 la scelta del tipo di analisi da effettuare su un edificio esistente è strettamente legata alle caratteristiche morfologiche e geometriche dell'edificio ed al rilievo del quadro fessurativo e dei dettagli costruttivi.

La maggiore fonte di vulnerabilità per gli edifici esistenti è costituita da meccanismi di collasso di I° modo, che coinvolgono la muratura fuori dal proprio piano e vengono analizzati tramite analisi locali. Le analisi globali invece vengono generalmente effettuate per valutare la vulnerabilità sismica degli edifici nei confronti di meccanismi di II° modo, che coinvolgono la muratura nel piano dell'azione sismica.

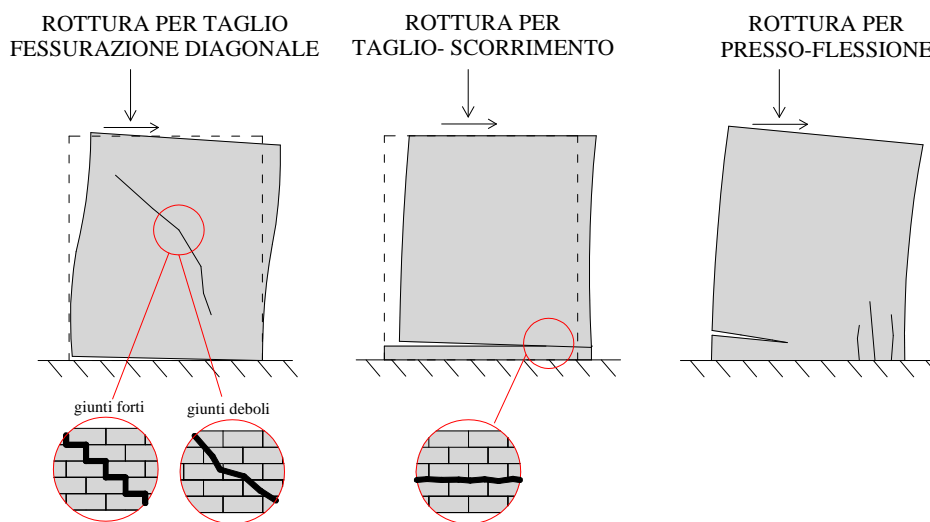
Nel paragrafo 6.1 viene riportata una breve descrizione delle tipologie di analisi globali che si possono effettuare sugli edifici in muratura, mentre nel paragrafo 6.2 vengono in dettaglio descritti gli aspetti di calcolo dell'analisi locale, con particolare riferimento all'analisi cinematica, proposta come metodo di calcolo dalla normativa vigente (D.M.2008) per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura nei confronti dei meccanismi locali di collasso (Meccanismi di I° modo).

### 6.1 L'analisi globale

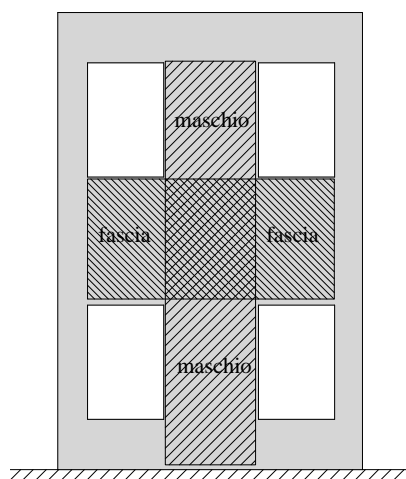
Il collasso dei pannelli murari nel piano avviene per taglio o per presso-flessione. La rottura del pannello per taglio può inoltre avvenire per taglio-scorrimento o per fessurazione diagonale, Figura 6.1.

Di seguito si riportano brevemente i passaggi di calcolo per la determinazione del momento resistente ultimo  $M_u$ , del taglio ultimo per scorrimento orizzontale  $V_{u,s}$  del taglio ultimo per fessurazione diagonale  $V_{u,t}$  di un pannello murario, legati ai meccanismi di rottura

della muratura nel piano. Va ricordato che i pannelli murari degli edifici in muratura vengono suddivisi in maschi murari e fasce di piano, Figura 6.2.



**Figura 6.1-** Rotture di un pannello murario per taglio fessurazione diagonale, taglio-scorrimento e per presso-flessione.

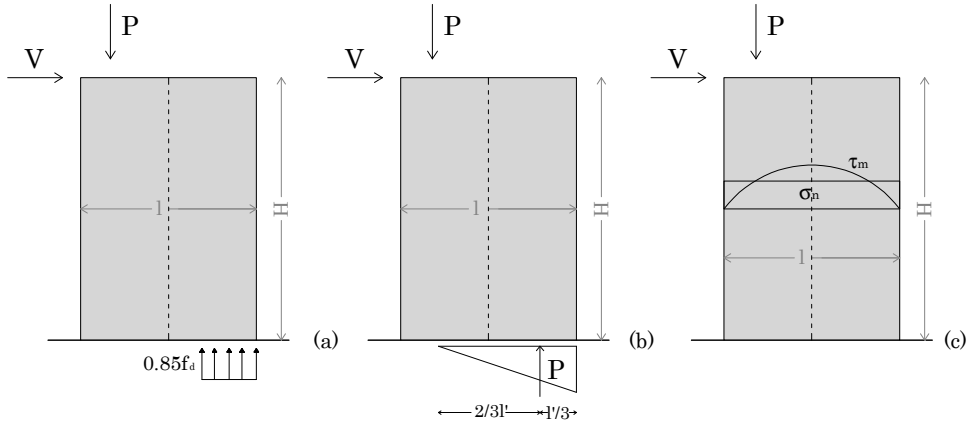


**Figura 6.2-** Schematizzazione di maschi murari e fasce di piano.

I calcoli riportati fanno riferimento al calcolo della resistenza dei maschi murari.

Calcolo del momento ultimo  $M_u$ :

Considerando un maschio murario di lunghezza  $l$ , altezza  $H$  e spessore  $t$ , la zona compressa,  $x$ , della sezione del maschio soggetto a presso-flessione può essere calcolata nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane ipotizzando che a rottura il diagramma delle compressioni abbia una distribuzione costante, Figura 6.3(a).



**Figura 6.3-** Determinazione di (a) momento ultimo, (b) taglio ultimo dovuto a rottura per scorrimento, (c) taglio ultimo dovuto a rottura per taglio-fessurazione diagonale.

$$x = \frac{P}{0.85t f_d} \quad (6.1)$$

dove  $f_d$  rappresenta la resistenza a compressione.

Il momento ultimo  $M_u$  è dato dal prodotto della forza assiale  $P$  moltiplicata per l'eccentricità  $e$  alla base del pannello:

$$M_u = P \cdot e = P \cdot \left( \frac{l}{2} - \frac{x}{2} \right) \quad (6.2)$$

dove:

$P = \sigma_n \cdot l \cdot t$  e  $\sigma_n$  rappresenta il valore medio della tensione di compressione.



### Calcolo del taglio ultimo $V_{u,s}$

Il taglio ultimo per scorrimento,  $V_{u,s}$ , viene determinato ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni normali alla base del pannello in fase elastica, avente lunghezza della base reagente pari a  $l'$ , Figura 6.3(b).

$$V_{u,s} = l' \cdot t \cdot f_{vd} \quad (6.3)$$

dove  $l'$  è la lunghezza della parte compressa della parete.

Il calcolo della resistenza a taglio di progetto varia in funzione del tipo di analisi:

$$\begin{cases} \text{analisi statica lineare} \rightarrow f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \\ \text{analisi statica non lineare} \rightarrow f_{vd} = f_{vm0} + 0.4\sigma_n \end{cases} \quad (6.4)$$

Per edifici esistenti, come noto, le resistenze dei materiali sono da dividere, oltre che per il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  pari a 2 anche per il fattore di confidenza FC (v. paragrafo 5.2). I valori di resistenza media vengono tabulati sulla base della tipologia di muratura e per edifici esistenti sono riportati in Tabella 6.1.

**Tabella 6.1-** Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura.

Tabella CSA.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte;  $f_m$  = resistenza media a compressione della muratura,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 43%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

### Calcolo del taglio ultimo $V_{u,t}$

La rottura per fessurazione diagonale, da tenere in considerazione per edifici esistenti, in genere avviene quando le tensioni principali di trazione al centro del pannello raggiungono la resistenza a trazione della muratura  $\sigma_1$ , che può essere determinata secondo la teoria dei cerchi di Mohr, Figura 6.3(c).

$$\sigma_1 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + b\tau_m} - \frac{\sigma_0}{2} \quad (6.5)$$

dove  $b$  è un fattore che tiene in considerazione la snellezza della parete e può essere assunto pari a  $H/l$  e  $\sigma_0$  rappresenta il valore medio della tensione di compressione.

Uguagliando  $\sigma_1$  alla resistenza a trazione  $f_t$  si ottiene:

$$\tau_{m,u} = \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \quad (6.6)$$

dove  $f_t$  può essere assunto pari a  $1.5\tau_0$  e  $\tau_0$  rappresenta il valore medio di resistenza a taglio, Tabella 6.1.

La resistenza a taglio  $V_{u,t}$  è pari a:

$$V_{u,t} = l \cdot t \cdot \tau_{m,u} \quad (6.7)$$

### Modelli per l'analisi globale degli edifici in muratura

Le tipologie di analisi globali che si possono effettuare sugli edifici in muratura variano a seconda della modellazione delle azioni e del comportamento meccanico del materiale. In particolare possono essere effettuate:

-*Analisi statica lineare*: la muratura è modellata con comportamento elastico-lineare le azioni sismiche attraverso forze statiche equivalenti, che dipendono dalla rigidezza delle pareti murarie;

-*Analisi dinamica lineare*: la muratura è modellata con comportamento elastico-lineare le azioni sismiche direttamente attraverso lo spettro di progetto;

*-Analisi statica non lineare (pushover):* la muratura è modellata con comportamento non lineare e le azioni sismiche attraverso una distribuzione di forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia;

*-Analisi dinamica non lineare:* la muratura è modellata con comportamento non lineare e la risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto.

La scelta di un tipo di analisi piuttosto che un altro dipende da limitazioni ben precise, riportate in normativa.

### 6.1.1 I limiti dell'analisi globale per gli edifici esistenti in muratura

Non si vuole, nella presente tesi, entrare nel dettaglio delle varie analisi in quanto al di fuori dello scopo della ricerca. Ciò che si intende invece sottolineare sono i limiti, in molti casi, dell'analisi globale per lo studio delle principali vulnerabilità sismiche degli edifici esistenti in muratura.

Un'analisi globale prevede infatti necessariamente la *semplificazione* del comportamento strutturale degli elementi che costituiscono l'edificio, in particolare delle fasce di piano, dei maschi murari e del solaio, al fine di poter modellare ed analizzare in modo agevole l'intero edificio.

In tale ottica risulta perciò di fondamentale importanza l'aspetto dell'ammorsamento fra solai e pareti e della rigidità delle pareti stesse: se il solaio è ben ammorsato e sufficientemente rigido può essere modellato attraverso diaframma rigido (v. Figura 4.13) ed è in grado di trasmettere le azioni sismiche ai setti murari in funzione della rigidità dei setti (**modello iperstatico**); se invece il solaio non è sufficientemente rigido dev'essere modellato come diaframma deformabile (v. Figura 4.13) e la ripartizione delle azioni sismiche sui setti murari non avviene in funzione della rigidità dei setti (**modello isostatico**).

Una volta modellato il trasferimento delle azioni sismiche dal solaio ai setti murari si passa alla modellazione del trasferimento delle azioni tra i componenti delle pareti murarie: maschi murari e fasce di piano. Risulta in tal senso di fondamentale importanza il ruolo delle

fasce di piano: se le fasce di piano sono sufficientemente rigide da trasferire tutte le caratteristiche di sollecitazione, il nodo tra fascia di piano e maschio murario può essere modellato come **nodo rigido**; in caso contrario sarà necessario tenere in considerazione l'effettiva rigidità del nodo.

Individuate le caratteristiche meccaniche dei maschi murari, delle fasce di piano e dei nodi di intersezione tra maschi e fasce è possibile perciò procedere alla modellazione dell'intero edificio.

Una modellazione piuttosto comune ed oggi frequentemente utilizzata è quella della modellazione a **telaio equivalente**.

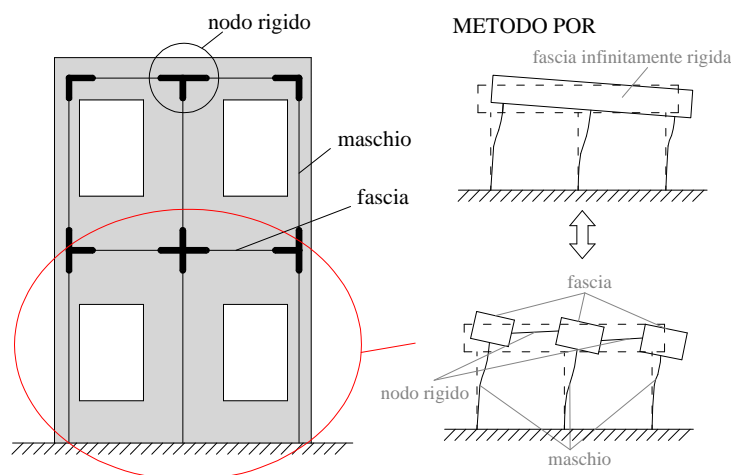
Nel modello a telaio equivalente i maschi murari e le fasce di piano vengono modellati attraverso "elementi beam" monodimensionali a cui viene affidata una rigidità flessionale e tagliante. La rigidità dei nodi tra le fasce ed i maschi murari dipende dal tipo di fascia di piano.

Tale modellazione, indicata come modellazione di riferimento nell'attuale normativa (D.M.2008), non si discosta molto dalla tradizionale e ben nota modellazione attraverso il metodo POR, indicato come metodo di riferimento nella Circolare del 1981 (Circolare Ministeriale, 1981).

Attraverso il metodo POR infatti l'edificio è implicitamente modellato attraverso un telaio costituito da fasce di piano infinitamente rigide e si ipotizza che le rotture dei maschi murari possano avvenire per solo taglio-scorrimento o taglio-fessurazione diagonale (v. eq. (6.3)-(6.7)). Una nota evoluzione del metodo POR è costituita dal metodo POR-FLEX secondo il quale la rottura del maschio murario può avvenire non solo per taglio ma anche per presso-flessione (v.eq. (6.1)-(6.2)).

Attraverso la modellazione a telaio equivalente invece, è possibile assegnare una rigidità finita anche alle fasce di piano comprese tra i nodi. I meccanismi di rottura (per taglio e presso-flessione) da verificare dunque coinvolgono sia i maschi che le fasce.

In Figura 6.4 viene schematicamente rappresentata una modellazione a telaio equivalente di un edificio in muratura ed un riferimento al precedente metodo POR.



**Figura 6.4-** Schematizzazione di un edificio in muratura tramite telaio equivalente e metodo POR.

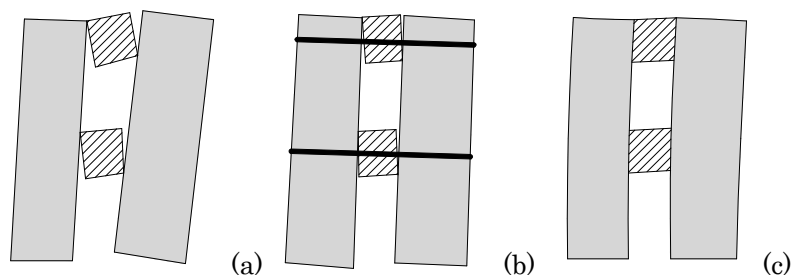
Le caratteristiche delle fasce di piano dunque influenzano molto la modellazione dell'edificio. In particolare le caratteristiche delle fasce di piano, dotate negli edifici esistenti di assetti strutturali piuttosto vari, possono essere così riassunte (Pietro Lenza, Aurelio Ghersi, Bruno Calderoni, 2011):

-fascia debole: priva di cordoli e di qualunque altro elemento tenso-resistente (tipica di edifici esistenti dotati di solai lignei o in ferro deformabili o solai voltati); il modello è costituito da mensole verticali indipendenti fra loro incastrate al terreno, Figura 6.5(a).

- fascia a "puntone": priva di cordoli ma dotata di elemento tenso-resistente (es. catena) capace di conferire capacità di accoppiamento (tipica di edifici esistenti dotati di solai lignei o in ferro deformabili o solai voltati sottoposti a consolidamento); il modello è costituito da mensole verticali collegate a bielle orizzontali, Figura 6.5(b).

-fascia trave: dotata di cordoli di piano e piattabande (tipica di edifici nuovi); in tal caso il nodo di collegamento è un nodo rigido, Figura 6.5(c).

Le prescrizioni relative al comportamento delle fasce di piano riportate nella normativa vigente italiana (D.M.2008) si riferiscono alle sole fasce a "puntone".



**Figura 6.5-** Modellazione delle fasce di piano: (a) fascia debole, (b), fascia a “puntone”, (c) fascia trave.

Va sottolineato come il modello del telaio equivalente venga comunemente utilizzato nella prassi progettuale corrente grazie ai vantaggi che comporta in termini di semplicità di applicazione e basso onere computazionale.

Esistono in commercio numerosi software di calcolo che si basano sul concetto del metodo a telaio equivalente, nell’ambito di analisi lineari e non lineari.

La modellazione globale degli edifici in muratura è da tempo oggetto di indagine e ricerca.

Esistono infatti in letteratura numerosi modelli di maggiore raffinatezza volti a cogliere al meglio il comportamento globale degli edifici in muratura. Si tratta di modellazioni bi-dimensionali basate su modelli di danneggiamento non lineari, spesso strettamente legate all’utilizzo di software ad elementi finiti.(e.g. Lourenço et al., 1997; Gambarotta et al., 1997; Lourenço et al., 1998, ecc...).

Per quanto riguarda nello specifico l’analisi di edifici storici di pregio artistico, la Direzione Regionale dell’Emilia Romagna del Ministero per i beni Artistici e Culturali ha proposto un codice di calcolo, detto **SIVARS**, per l’analisi globale degli edifici storici, a cui si può accedere dal sito: <http://www.benitutelati.it>.

Il codice di calcolo SIVARS rappresenta sia un database che archivia le informazioni strutturali raccolte sui vari edifici storici, sia un software il calcolo di **indici di sicurezza sismica globali** attraverso modelli di calcolo semplificati nell’ambito del livello di verifica LV1 (v.

paragrafo 5.2). Al momento il SIVARS è attivo solo per torri, palazzi e ville.

Effettuando analisi globali dell'edificio, il SIVARS si basa sull'ipotesi di comportamento scatolare dell'edificio ed analizza solo i meccanismi che si sviluppano nel piano della muratura.

Rientrando nell'ambito di verifica LV1, il modello di calcolo utilizzato è piuttosto semplificato, sia nei riguardi della modellazione dell'edificio, sia nel calcolo dell'indice di sicurezza. Il software di calcolo consente di ottenere un indice di sicurezza globale, dato dal rapporto fra l'accelerazione che porta l'edificio al raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della vita e la domanda di accelerazione richiesta dal sisma. L'accelerazione a Stato Limite di Salvaguardia della Vita viene calcolata proporzionalmente alla resistenza a taglio dell'edificio. Si considera che il collasso avviene quando la tensione tangenziale media raggiunge un'aliquota della resistenza a taglio della muratura; nel calcolo vengono adottati coefficienti semplificativi che tengono conto di eventuali irregolarità, dell'omogeneità di rigidezza e resistenza e del tipo di collasso (per taglio o per presso-flessione).

Dato che la presente tesi riguarda problematiche specifiche emergenti anche dalle attività connesse alla convenzione di ricerca tra l'Università degli Studi di Parma e la Direzione Regionale dell'Emilia Romagna, gli edifici esaminati sono stati analizzati sia tramite analisi locali che tramite analisi globali, effettuate dal gruppo di ricerca del Prof. Blasi dell'Università degli Studi di Parma, attraverso l'utilizzo del codice di calcolo SIVARS, proposto dal Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo.

Trattandosi di modelli di calcolo semplificati da applicare ad edifici strutturalmente piuttosto complessi, nella fase di analisi degli edifici attraverso il codice di calcolo SIVARS sono state riscontrate diverse difficoltà legate proprio alla complessa geometria degli edifici, come anche già accennato precedentemente in termini generali. Le difficoltà sono legate al fatto di non riuscire a tenere propriamente in considerazione forti irregolarità quali, ad

esempio, differenze di quote dei solai o piani interrati o ammezzati che si estendono solo in certe porzioni dell'edificio.

Il codice di calcolo stesso, al termine dell'analisi, riporta nella scheda dei risultati, la **necessità** di integrare i risultati ottenuti attraverso **analisi dei meccanismi locali di collasso**.

Non si entrerà ulteriormente nel dettaglio delle analisi globali, statiche o dinamiche, lineari o non lineari.

Ciò che si vuole invece sottolineare è come in gran parte dei casi, la modellazione dell'intero edificio, che come visto porta necessariamente a semplificazioni, possa spesso risultare del tutto inadatta nei riguardi degli edifici storici in muratura.

È immediato dedurre che prima di adottare un modello è necessario verificare la sua effettiva capacità di descrivere la situazione reale.

Da Figura 6.4 si deduce immediatamente che la modellazione a telaio equivalente, ad esempio, risulta accettabile nel caso in cui la geometria delle pareti e la distribuzione delle aperture in esse presenti siano caratterizzate da una certa **regolarità**, in particolare per quel che riguarda l'allineamento delle aperture.

Nella maggior parte degli edifici storici è difficile riscontrare tale regolarità in pianta ed elevazione.

Tali edifici sono infatti spesso caratterizzati da piani ammezzati che non si sviluppano per l'intera superficie dell'edificio, aperture con dimensioni differenti e non allineate fra loro, muri in falso, solai costituiti da volte o archi, altezze di interpiano differenti ecc... Si tratta dunque di una serie di caratteristiche geometriche che portano ad **irregolarità** dell'edificio difficilmente modellabili, nonostante la possibilità di inserire varianti nei modelli che tengano parzialmente conto di tali irregolarità.

Un altro aspetto di fondamentale importanza è inoltre costituito dall'effettivo grado di connessione dei solai alle pareti murarie e delle pareti murarie fra loro.

I modelli globali infatti, consentono sì la possibilità di tenere in considerazione della maggiore o minore deformabilità dei solai e della maggiore o minore rigidezza delle connessioni fra maschi e fasce



murarie, ma sempre in riferimento al piano di azione dell'azione sismica, presupponendo quindi un buon livello di **ammorsamento** tra gli elementi strutturali ortogonalmente al piano d'azione dell'azione sismica.

È già stato sottolineato tuttavia come, dall'osservazione sistematica dei danni subiti dagli edifici esistenti in muratura a seguito di eventi sismici, la maggior fonte di vulnerabilità degli edifici esistenti sia costituita proprio dal cattivo ammorsamento fra i solai e le pareti murarie od il cattivo grado di ammorsamento fra le pareti murarie stesse, che porta all'innescarsi dei meccanismi di ribaltamento fuori dal piano e che fanno sì che l'edificio non abbia un chiaro comportamento d'insieme ma sia costituito da un insieme di sottosistemi, ben analizzabili tramite analisi locali.

## 6.2 L'analisi locale

Come descritto nei paragrafi precedenti, una delle maggiori fonti di vulnerabilità nei confronti del sisma è rappresentata dall'innescarsi di meccanismi di collasso locali. Tali meccanismi coinvolgono porzioni limitate dell'edificio, che subiscono danneggiamenti e conseguentemente il collasso, indipendentemente dal resto dell'edificio. Si può pertanto ipotizzare che il sistema "edificio" possa essere scomposto in numerosi "sottosistemi" rappresentati dalle varie porzioni dell'edificio soggette ai meccanismi di collasso (v. Figura 3.6). Ovviamente l'attivarsi di un meccanismo in una porzione dell'edificio piuttosto che in un'altra è strettamente legato alle caratteristiche geometriche e morfologiche dell'intero edificio.

La normativa italiana vigente (D.M.2008) propone di valutare la vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in muratura nei confronti dei meccanismi locali di collasso attraverso l'*analisi cinematica*, che si basa sul Principio dei Lavori Virtuali.

Si ritiene opportuno sottolineare come secondo le indicazioni della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri l'analisi cinematica rientri in un livello di valutazione LV2.

Secondo le indicazioni della Direttiva infatti il livello di valutazione LV2 si applica nei casi in cui sono previsti interventi di restauro che interessano singole parti delle costruzioni.

*La valutazione della sicurezza sismica nell'ambito di progetto di intervento su singoli interventi può essere eseguita facendo riferimento a modelli locali, riferiti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi); tali modelli possono esser sviluppati seguendo le indicazioni in Allegato B (modelli non lineari ad elementi finiti, analisi limite) (...)*

*(...)*

*L'analisi cinematica, lineare o non lineare, rappresenta uno strumento in genere più efficace ed agevole per tale valutazione (...)*

Nel presente lavoro di tesi è stata tuttavia utilizzata l'analisi cinematica quale strumento di valutazione della vulnerabilità sismica nei confronti di meccanismi locali di collasso nell'ambito di un livello di conoscenza LC1, associato ad un livello di valutazione LV1 in accordo alle prescrizioni della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri.

### 6.2.1 L'analisi cinematica

Il D.M.2008 prescrive di valutare la vulnerabilità sismica nei confronti dei meccanismi di I° modo attraverso **l'analisi cinematica lineare e non lineare**.

In particolare la vulnerabilità sismica viene quantificata attraverso il rapporto fra la **capacità** della struttura e la **domanda** richiesta dal sisma.

La capacità della struttura è riferita alla capacità di sviluppare il meccanismo di collasso considerato e viene valutata attraverso l'analisi cinematica, mentre la domanda richiesta dal sisma dipende dalle caratteristiche del sito in cui si verifica l'evento sismico e viene valutata attraverso prescrizioni fornite dalla normativa (D.M.2008).

*L'analisi cinematica* consente perciò di determinare la capacità della struttura nei confronti di un meccanismo di collasso locale individuato.

Tale capacità viene valutata attraverso l'applicazione del **Principio dei Lavori Virtuali** (PLV).

In entrambe i casi va ricordato che l'ipotesi di calcolo alla base dell'applicazione del PLV è che la parete muraria (o la porzione di parete muraria) soggetta ad azioni ribaltanti venga considerata come un *corpo rigido* (v. capitolo 2, 3).

Nella prassi progettuale è consuetudine ipotizzare che tale corpo rigido sia caratterizzato da:

- resistenza a compressione della muratura infinita;
- resistenza a trazione della muratura nulla;
- non si osservi disgregazione della compagine muraria.

Le prime due ipotesi di calcolo consentono di analizzare la capacità della parete muraria nei confronti del meccanismo di ribaltamento individuato *indipendentemente dalle caratteristiche meccaniche del materiale*. Non è perciò necessario conoscere il legame costitutivo della muratura, ossia non è necessario conoscere la resistenza a compressione, a trazione ed il modulo elastico. Tale aspetto costituisce un notevole vantaggio soprattutto nei riguardi degli edifici storici tutelati: tali edifici sono infatti spesso caratterizzati da una grande variabilità di caratteristiche meccaniche dei materiali, spesso di difficile determinazione, e da restrizioni nei confronti di prove da effettuare per la determinazione delle caratteristiche stesse.

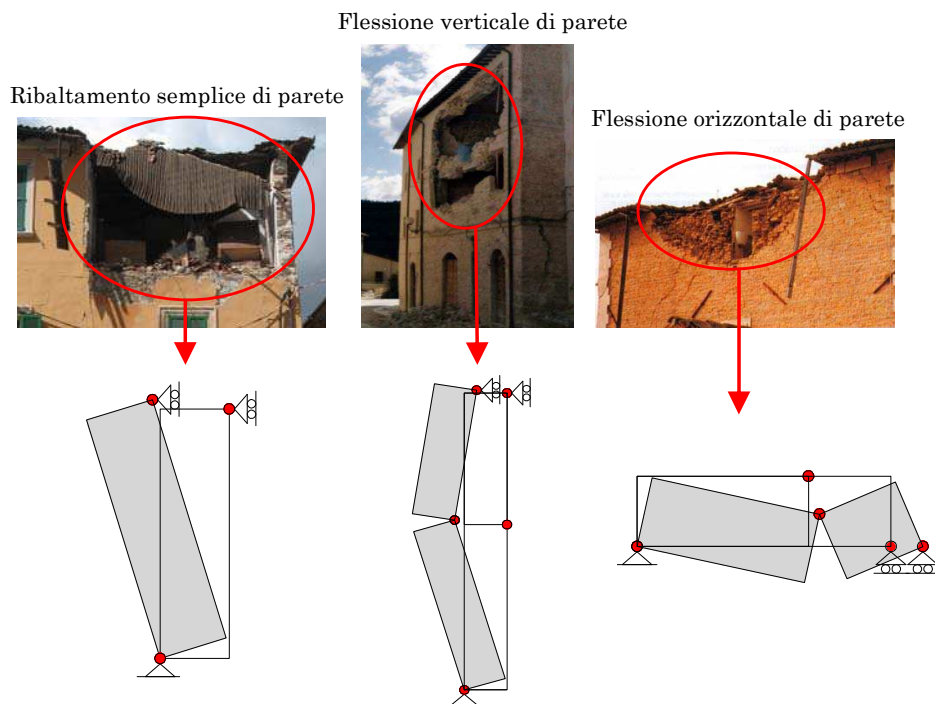
La terza ipotesi è già stata in parte discussa nel capitolo 3: una parete muraria di cattiva fattura presenta come prima fonte di vulnerabilità la tendenza alla disgregazione della compagine muraria, ancora prima dell'innescarsi di meccanismi di collasso. Al fine di poter considerare la parete muraria come un corpo rigido deve infatti essere garantita una certa monoliticità della parete stessa.

Il PLV prevede che venga applicata una rotazione rigida al blocco murario ribaltante. La parete che ribalta fuori dal proprio piano ruota perciò attorno a poli di rotazione, anche detti *cerniere cilindriche*. Va ricordato che le cerniere cilindriche considerate nell'analisi cinematica non hanno nulla a che vedere con le cerniere cilindriche considerate nelle analisi statiche come punti di concentrazione della plasticizzazione degli elementi.

In questo caso la cerniera cilindrica rappresenta un puro polo di rotazione.

L'ipotesi di resistenza a compressione infinita della muratura influenza indirettamente anche la posizione della cerniera cilindrica del setto murario ribaltante, nella direzione dello spessore del setto stesso. Tale aspetto viene in dettaglio spiegato nei successivi paragrafi e nel capitolo 9.

In Figura 6.6 vengono schematizzati alcuni meccanismi di I° modo; in colore rosso vengono evidenziate le cerniere cilindriche attorno a cui ruotano i blocchi di muratura.



**Figura 6.6-** Esempi e schematizzazione di meccanismi di I° modo.

Determinata la capacità della struttura è possibile calcolare la domanda richiesta dal sisma, in accordo alle prescrizioni della normativa vigente (D.M.2008) ed effettuare le verifiche di sicurezza sismica.

### 1. Verifiche di sicurezza sismica

La verifica di sicurezza sismica è soddisfatta se la capacità della struttura è maggiore della domanda richiesta dal sisma, ossia se la struttura ha riserve di capacità tali da contrastare la domanda sismica.

$$\text{capacità della struttura} > \text{domanda sismica} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta} \quad (6.8)$$

La verifica di sicurezza sismica può essere fatta nei confronti di diversi stati limite, corrispondenti a situazioni di esercizio o ultime.

-Stati limite di esercizio: Stato Limite di Operatività (SLO), Stato Limite di Danno (SLD);

-Stati limite ultimi: Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Di seguito si riportano le descrizioni degli Stati Limite di Danno e di Salvaguardia della Vita, così come riportato nel D.M.2008 al punti 3.2.1.

- **Stato Limite di Danno (SLD):** *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.*

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** *a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.*

Così come indicato al punto 8.3 del D.M.2008 e nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 2007, per edifici esistenti in muratura sono richieste verifiche di sicurezza nei riguardi del solo **Stato Limite di Salvaguardia della Vita.**

Come ben noto ad ogni stato limite corrisponde un determinato tempo di ritorno  $T_R$ , definito in base ad una determinata probabilità di superamento dell'evento sismico  $P_R$ , e ad una vita di riferimento  $V_R$  della costruzione, eq. (6.9).

Per definizione il *tempo di ritorno* di un evento è il tempo medio intercorrente tra il verificarsi di due eventi successivi di entità uguale o superiore ad un valore di assegnata intensità o analogamente, è il tempo medio in cui un valore di intensità assegnata viene uguagliato o superato almeno una volta.

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (6.9)$$

Il D.M.2008, in apposite tabelle spettrali, fornisce 9 valori di  $T_R$  (espressi in anni) che costituiscono la pericolosità sismica di base. Ad ogni valore di  $T_R$  sono associati i parametri spettrali  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ , da utilizzare nella determinazione dello spettro di risposta, in dettaglio descritto nei paragrafi successivi. Ad ogni punto del reticolo geografico, ossia per ogni coppia di coordinate geografiche espresse in latitudine LAT e longitudine LON, corrisponde una terna di valori ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ ) per ogni tempo di ritorno  $T_R$ .

I 9 valori base dei tempi di ritorno forniti dalla normativa sono: 30, 50, 72, 101, 140, 202, 475, 975, 2475 anni.

Il tempo di ritorno  $T_R$  associato allo SLV è pari a 475 anni.

In Tabella 6.2 si riporta uno stralcio di tabella spettrale, con evidenziata la terna di parametri spettrali corrispondenti allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV.

**Tabella 6.2:** Definizione dei parametri spettrali secondo D.M.2008.

ID	LON	LAT	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
			$a_g$	$F_0$	$T_c$	$a_g$	$F_0$	$T_c$	$a_g$	$F_0$	$T_c$	$a_g$	$F_0$	$T_c$	$a_g$	$F_0$	$T_c$	$a_g$	$F_0$	$T_c$	$a_g$	$F_0$	$T_c$	$a_g$	$F_0$	$T_c$	$a_g$	$F_0$	$T_c$
131111	6.5448	45.134	0.263	2.50	0.18	0.340	2.51	0.21	0.394	2.55	0.22	0.469	2.46	0.24	0.545	2.50	0.24	0.640	2.49	0.25	0.843	2.44	0.27	1.267	2.42	0.27	1.767	2.43	0.29
13333	6.5506	45.035	0.264	2.49	0.18	0.341	2.51	0.21	0.395	2.55	0.22	0.469	2.46	0.24	0.543	2.50	0.24	0.636	2.50	0.25	0.835	2.44	0.27	1.254	2.42	0.28	1.751	2.44	0.29
13555	6.5564	45.035	0.264	2.50	0.18	0.340	2.51	0.20	0.393	2.55	0.22	0.468	2.46	0.24	0.540	2.51	0.24	0.630	2.51	0.25	0.833	2.45	0.27	1.251	2.43	0.28	1.750	2.44	0.29
13777	6.5621	44.885	0.263	2.50	0.18	0.338	2.52	0.20	0.391	2.55	0.22	0.463	2.51	0.24	0.535	2.51	0.24	0.621	2.52	0.25	0.826	2.46	0.27	1.217	2.44	0.28	1.703	2.44	0.29
12890	6.6066	45.188	0.284	2.46	0.19	0.364	2.51	0.21	0.431	2.50	0.22	0.509	2.48	0.24	0.585	2.50	0.24	0.695	2.47	0.24	1.006	2.44	0.27	1.338	2.43	0.27	1.844	2.44	0.29
13112	6.6163	45.130	0.280	2.46	0.19	0.366	2.51	0.21	0.433	2.50	0.22	0.511	2.48	0.24	0.586	2.50	0.25	0.695	2.47	0.25	1.005	2.45	0.27	1.336	2.43	0.27	1.841	2.44	0.29
13334	6.621	45.089	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.434	2.50	0.22	0.511	2.48	0.24	0.586	2.51	0.25	0.694	2.48	0.25	1.001	2.45	0.27	1.332	2.43	0.27	1.838	2.44	0.29
13556	6.6268	45.039	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.433	2.51	0.22	0.510	2.48	0.24	0.584	2.51	0.25	0.691	2.48	0.25	1.000	2.45	0.27	1.325	2.44	0.28	1.828	2.44	0.29
13778	6.6321	44.889	0.288	2.46	0.19	0.366	2.52	0.21	0.430	2.51	0.22	0.507	2.50	0.24	0.580	2.51	0.25	0.686	2.49	0.25	0.999	2.45	0.27	1.318	2.44	0.28	1.819	2.44	0.29
14000	6.6383	44.839	0.281	2.47	0.19	0.363	2.52	0.21	0.428	2.52	0.22	0.503	2.50	0.24	0.576	2.52	0.24	0.679	2.49	0.25	0.991	2.45	0.27	1.307	2.44	0.28	1.807	2.44	0.29
14222	6.6439	44.889	0.284	2.47	0.19	0.360	2.53	0.21	0.421	2.53	0.22	0.497	2.50	0.24	0.570	2.52	0.24	0.671	2.50	0.25	0.987	2.45	0.27	1.294	2.44	0.28	1.792	2.44	0.29
12891	6.6803	45.192	0.306	2.43	0.20	0.389	2.50	0.21	0.467	2.47	0.23	0.544	2.49	0.23	0.625	2.50	0.25	0.736	2.47	0.25	1.049	2.46	0.27	1.374	2.46	0.28	1.875	2.46	0.29
10228	6.6826	45.794	0.283	2.42	0.20	0.364	2.48	0.22	0.430	2.45	0.24	0.505	2.44	0.25	0.577	2.48	0.26	0.679	2.48	0.25	0.992	2.43	0.27	1.335	2.38	0.28	1.824	2.30	0.30
13113	6.6869	45.143	0.301	2.43	0.20	0.391	2.51	0.21	0.470	2.47	0.23	0.546	2.49	0.23	0.627	2.50	0.25	0.737	2.48	0.25	1.049	2.46	0.27	1.374	2.46	0.28	1.873	2.46	0.29
10450	6.6885	45.745	0.278	2.44	0.20	0.356	2.48	0.22	0.415	2.50	0.23	0.485	2.47	0.25	0.553	2.49	0.26	0.636	2.50	0.25	0.913	2.46	0.28	1.242	2.37	0.29	1.742	2.33	0.30
13335	6.6915	45.093	0.310	2.43	0.20	0.392	2.51	0.21	0.470	2.48	0.23	0.546	2.50	0.23	0.628	2.51	0.25	0.736	2.48	0.25	1.049	2.46	0.27	1.370	2.46	0.28	1.870	2.46	0.29
10672	6.6942	45.695	0.275	2.45	0.20	0.351	2.49	0.21	0.408	2.51	0.23	0.475	2.49	0.25	0.541	2.52	0.25	0.619	2.53	0.25	0.892	2.54	0.28	1.225	2.54	0.29	1.543	2.55	0.30
13557	6.6975	45.043	0.311	2.44	0.20	0.392	2.52	0.21	0.469	2.48	0.23	0.545	2.50	0.23	0.624	2.51	0.25	0.733	2.48	0.25	1.042	2.46	0.27	1.366	2.46	0.28	1.866	2.46	0.29

*-Determinazione di  $V_R$ :*

$V_R$  rappresenta la vita di riferimento dell'edificio e viene calcolata, in accordo al punto 2.4.3 del D.M. 2008, come:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (6.10)$$

dove:

-  $C_U$  è il coefficiente d'uso e dipende dalla classe d'uso dell'edificio.

Si ricava dalla Tabella 2.4.II del D.M.2008, Tabella 6.3.

**Tabella 6.3-** Definizione del coefficiente d'uso  $C_U$  e delle classi d'uso.

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

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

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

-  $V_N$  rappresenta la vita nominale dell'edificio e dipende dal tipo di opera; si ricava dalla Tabella 2.4.I del D.M. 2008, Tabella 6.4.

**Tabella 6.4-** Definizione della vita nominale  $V_N$ .

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

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

*-Determinazione di  $P_R$ :*

La probabilità di superamento dell'evento sismico  $P_R$  dipende dallo stato limite considerato e si ricava dalla Tabella 3.2.I del D.M.2008, Tabella 6.5.

**Tabella 6.5**- Definizione della probabilità di superamento  $P_R$

**Tabella 3.2.I** – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  al variare dello stato limite considerato

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

*-Calcolo di  $T_R$  per SLV*

Dall'espressione riportata in eq. (6.9) e dalle tabelle riportate nel seguito si può facilmente determinare il valore di  $T_R$  pari a 475 anni adottato per le verifiche a SLV di edifici esistenti in muratura.

Si considerano in genere opere ordinarie, caratterizzate da  $V_N= 50$  anni.

Per una classe d'uso pari a II, ossia per edifici che prevedono normali affollamenti, il coefficiente d'uso  $C_U$  è pari ad 1 e perciò:

$$V_R = 50 \cdot 1 = 50 \quad (6.11)$$

A SLV corrisponde una  $P_R$  pari al 10%.

Il tempo di ritorno  $T_R$  a SLV risulta perciò:

$$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.1)} = 475 \text{ anni} \quad (6.12)$$

Un altro concetto importante associato agli Stati Limite considerati e perciò alla verifica di sicurezza sismica riguarda il **fattore di struttura  $q$** .

Come ben noto il fattore di struttura rappresenta un coefficiente riduttivo da applicare alle forze agenti sulla struttura ed è associato al concetto di plasticità della struttura. L'applicazione del fattore di struttura consente di effettuare una progettazione allo Stato Limite



Ultimo (o di Salvaguardia della Vita) elastica in cui però le forze agenti sono ridotte, in ragione della duttilità della struttura. La determinazione del fattore di struttura fa infatti riferimento alla schematizzazione della struttura attraverso l'oscillatore elastico ed all'oscillatore elasto-plastico.

Tale argomento non viene in dettaglio descritto in questa tesi, in quanto al di fuori degli argomenti strettamente legati alla ricerca.

In ogni caso si ricorda come se la verifica riguarda lo Stato Limite di Danno, il fattore di struttura  $q$  viene assunto pari ad 1, ossia la verifica viene fatta in riferimento ad un comportamento elastico della struttura. Se invece la verifica riguarda lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, il fattore di struttura assume un valore maggiore di 1, determinato, nella prassi progettuale, in base alle prescrizioni normative.

Dato che, come precedentemente accennato, per gli edifici esistenti in muratura, la normativa prescrive di effettuare verifiche nei soli riguardi dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita, nel seguito verranno riportate le sole verifiche a SLV, in cui compare l'applicazione del fattore di struttura  $q$ .

In particolare, nei riguardi delle verifiche sismiche condotte nella presente tesi, il fattore di struttura  $q$  consente di determinare lo spettro di risposta di progetto, utilizzato per la determinazione della domanda sismica. Lo spettro di risposta di progetto rappresenta lo spettro di risposta elastico in cui le accelerazioni spettrali sono diminuite di una quantità pari a  $q$ .

## *2 L'analisi cinematica lineare*

Secondo l'analisi cinematica lineare la capacità della struttura viene valutata in termini di *accelerazione di attivazione* del meccanismo e la domanda sismica viene calcolata in termini di *accelerazione richiesta dal sisma*.

L'accelerazione di attivazione verrà nel seguito indicata con  $a_0^*$  mentre la domanda di accelerazione con  $a$ .

La **verifica di sicurezza sismica** è perciò soddisfatta se l'accelerazione di attivazione del meccanismo è maggiore della domanda richiesta dal sisma.

Nel caso di analisi cinematica lineare la “distanza” tra capacità e domanda può essere quantificata attraverso il rapporto tra la capacità e la domanda, definito come **indice di sicurezza sismica  $I_s$** .

Pertanto se  $I_s$  è maggiore di uno, allora la porzione di struttura analizzata ha una capacità tale da contrastare la domanda richiesta dal sisma e perciò, per una data domanda sismica, il meccanismo di collasso analizzato non si attiva e la verifica di sicurezza sismica è soddisfatta, eq. (6.13).

Se  $I_s$  è minore di uno, per una data domanda sismica, la struttura è suscettibile all'attivazione del meccanismo di collasso analizzato e la verifica di sicurezza sismica non è soddisfatta, eq.(6.13).

$$I_s = \frac{\text{capacità di accelerazione}}{\text{domanda di accelerazione}} = \frac{a_0^*}{a} \rightarrow \begin{cases} \geq 1 \Rightarrow \text{verifica soddisfatta} \\ < 1 \Rightarrow \text{verifica non soddisfatta} \end{cases} \quad (6.13)$$

L'Indice di sicurezza  $I_s$  rappresenta una quantificazione efficace per una prima stima della sicurezza sismica.

Soprattutto per la valutazione della vulnerabilità sismica su scala territoriale infatti, i valori di  $I_s$  determinati per i vari edifici consentono di delineare delle liste di vulnerabilità e di conseguenza delle liste di priorità di intervento.

#### Calcolo della capacità:

La capacità  $a_0^*$ , ossia l'accelerazione di attivazione del meccanismo, viene calcolata come:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (6.14)$$

dove:

- $\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso dei carichi (v. eq. (6.15)-(6.19))
- $g$  = accelerazione di gravità
- $e^*$  = frazione di massa partecipante (v. eq.(6.20))

-FC = fattore di confidenza

*-Determinazione di  $\alpha_0$ -*

Secondo il Principio dei Lavori Virtuali il lavoro totale compiuto dalle forze esterne,  $L_{fe}$ , viene eguagliato al lavoro totale compiuto dalle forze interne,  $L_{fi}$ , applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale.

Nell'analisi cinematica lineare il PLV viene applicato imponendo una rotazione rigida  $\theta$  alla porzione di muratura ribaltante. Il lavoro esterno è compiuto dai carichi verticali agenti sulla struttura e dai carichi sismici orizzontali, espressi come quota parte dei carichi verticali tramite il moltiplicatore di collasso  $\alpha$ . Dato che l'analisi cinematica lineare valuta la capacità della struttura al momento di attivazione del meccanismo, il moltiplicatore dei carichi viene indicato con  $\alpha_0$  e rappresenta il moltiplicatore di collasso dei carichi verticali che porta alla perdita di stabilità del sistema.

L'analisi è detta lineare in quanto non tiene conto degli effetti del secondo ordine dovuti agli spostamenti degli elementi; il moltiplicatore di collasso è valutato pertanto sulla base della configurazione indeformata.

Il PLV può essere scritto come:

$$L_{fe} = L_{fi} \rightarrow \alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{i=1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{j=n+1}^{n+m} P_i \delta_{y,j} - \sum_{k=1}^K F_k \delta_k = L_{fi} \quad (6.15)$$

dove:

- $n$  è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- $m$  è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- $K$  è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- $P_i$  è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);

- $P_j$  è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{x,i}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{x,j}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del  $j$ -esimo peso  $P_j$ , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{y,i}$  è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ , assunto positivo se verso l'alto;
- $F_k$  è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;
- $\delta_k$  è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la  $h$ -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
- $L_{fi}$  è il lavoro di eventuali forze interne.

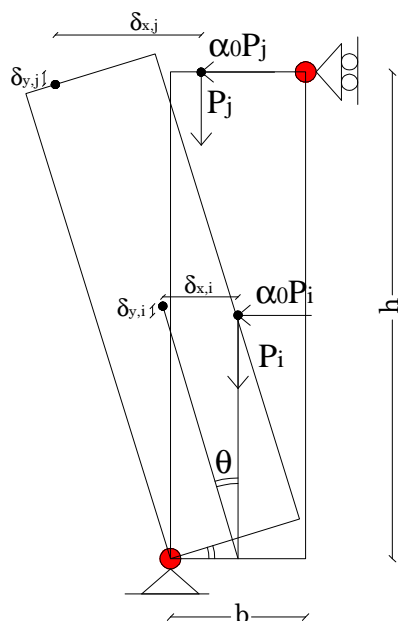
In Figura 6.7 viene schematizzato un meccanismo di ribaltamento soggetto alle forze indicate in eq. (6.15).

Nell'analisi cinematica lineare il lavoro virtuale interno  $L_{fi}$  viene in genere trascurato. L'eq. (6.15) può perciò essere riscritta come:

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{i=1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{j=n+1}^{n+m} P_i \delta_{y,j} - \sum_{k=1}^K F_k \delta_k = 0 \quad (6.16)$$

E pertanto il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  risulta essere:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{j=n+1}^{n+m} P_i \delta_{y,j} + \sum_{k=1}^K F_k \delta_k}{\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{i=1}^{n+m} P_j \delta_{x,j}} \quad (6.17)$$



**Figura 6.7-** Analisi cinematica lineare: meccanismo di ribaltamento di un setto murario.

Il numeratore dell'equazione (6.17) rappresenta il lavoro virtuale compiuto dai carichi orizzontali mentre il denominatore rappresenta il lavoro virtuale compiuto di carichi orizzontali.

Assegnata una rotazione virtuale  $\theta$  alla parete muraria, gli spostamenti virtuali  $\delta_x$  e  $\delta_y$  sono proporzionali alla rotazione  $\theta$  ed al punto di applicazione della corrispondente forza.

Un'importante osservazione va fatta in merito alla *posizione della cerniera cilindrica* attorno cui ruota il setto murario ed in funzione della quale viene calcolato l'equilibrio del setto stesso. Nell'ipotesi semplificata di ipotizzare la *resistenza a compressione infinita* della muratura (come sopra descritto), la posizione della cerniera cilindrica viene a collocarsi nello spigolo esterno del setto murario, al netto dell'intonaco. Qualora si volesse considerare un valore finito di resistenza a compressione della muratura, sarebbe necessario valutare l'arretramento della cerniera stessa, nello spessore del setto, in funzione dell'andamento del legame a compressione della muratura.

Il fenomeno dell'arretramento della cerniera cilindrica verrà in dettaglio descritto nel capitolo 9.

Di seguito si riporta, a titolo di esempio, la determinazione dei  $\delta_{x,i}$  e  $\delta_{y,i}$  relativi al peso proprio in un cinematismo di ribaltamento semplice di una parete, Figura 6.7.

Essendo il peso proprio applicato nel baricentro geometrico della sezione, ossia ad una distanza di  $b/2$  ed  $h/2$  rispetto al polo della cerniera, gli spostamenti orizzontali e verticali, nell'ipotesi di piccole rotazioni, sono pari a:

$$\delta_{x,i} = \theta \frac{h}{2}; \quad \delta_{y,i} = \theta \frac{b}{2} \quad (6.18)$$

Analogamente si determinano gli spostamenti orizzontali e verticali relativi alle altre forze agenti sulla parete muraria in funzione del punto di applicazione di tali forze.

Essendo tutti gli spostamenti proporzionali alla rotazione  $\theta$ , risulta che il moltiplicatore di collasso è indipendente dalla rotazione  $\theta$  del setto.

Il numeratore dell'eq.(6.17) risulta perciò essere la somma dei momenti stabilizzanti,  $M_{stab}$ , mentre il denominatore la somma dei momenti in stabilizzanti,  $M_{instab}$ .

Il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  può perciò essere riscritto come:

$$\alpha_0 = \frac{M_{stab}}{M_{instab}} \quad (6.19)$$

*-Determinazione di  $e^*$ :*

$e^*$  rappresenta la frazione di massa partecipante ed è data dal rapporto tra la massa partecipante al meccanismo  $M^*$  e la massa totale, eq.(6.20):

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}; \quad M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (6.20)$$

La frazione di massa partecipante indica perciò la percentuale di massa che partecipa al meccanismo di collasso ed è un numero compreso fra 0 ed 1.

*-Determinazione di FC:*

Come descritto nel paragrafo 5.2 il valore del fattore di confidenza FC dipende dal livello di conoscenza, Tabella 5.1. Il valore di FC adottato nei calcoli dell'analisi cinematica verrà nel seguito assunto pari a 1.35, corrispondente al livello LC1.

Calcolo della domanda

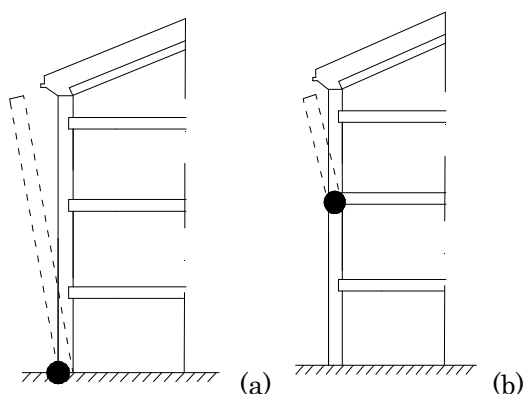
La domanda di accelerazione sismica  $a$  viene calcolata in accordo alle prescrizioni del D.M.2008.

Il valore della domanda dipende dalla posizione della cerniera cilindrica del meccanismo rispetto alla quota del terreno, Figura 6.8.

Se il meccanismo di collasso avviene ad una certa quota da terra infatti è necessario tenere in considerazione l'amplificazione di accelerazione a cui è soggetta la parete muraria.

Vengono perciò distinti due casi:

- cerniera cilindrica posta a terra;
- cerniera cilindrica posta ad una certa quota da terra.



**Figura 6.8-** Meccanismo di ribaltamento di un setto con cerniera cilindrica posta (a) a terra, (b) ad una certa quota da terra.

*-Cerniera cilindrica posta a terra:*

In accordo alla Circolare 02 Febbraio 2009, C.8.A.4.2.3, l'accelerazione  $a$  di un meccanismo di collasso che si innesca dalla quota del terreno è pari a:

$$a = \frac{S \cdot a_g}{q} \quad (6.21)$$

dove:

- $S$  è un coefficiente che dipende dalla categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $a_g$  è l'accelerazione di picco al suolo dipendente dalle coordinate geografiche del sito di ubicazione dell'edificio;
- $q$  è il fattore di struttura

*-Determinazione di  $S$ :*

Il coefficiente  $S$  tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche ed è definito, secondo il punto 3.2.3.2.1 come:

$$S = S_S \cdot S_T \quad (6.22)$$

Il coefficiente  $S_S$  si ricava dalla Tabella 3.2.V del D.M.2008, Tabella 6.6.

**Tabella 6.6** Determinazione di  $S_S$  secondo D.M.2008.

**Tabella 3.2.V** – Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1.00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1.00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$



Il coefficiente  $S_T$  si ricava invece dalla Tabella 3.2.VI del D.M.2008 sulla base della categoria topografica che viene determinata secondo la Tabella 3.2.IV, Tabella 6.7.

**Tabella 6.7-** Determinazione di  $S_T$  e della categoria topografica secondo D.M.2008.

**Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

**Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

*-Determinazione di  $a_g$*

L'accelerazione di picco al suolo, come noto, dipende dalle coordinate geografiche del sito in cui è posto l'edificio. Nota la latitudine e la longitudine del sito è perciò possibile determinare  $a_g$  dalle tabelle spettrali fornite dal D.M.2008.

In Tabella 6.8 si riporta, a titolo di esempio, uno stralcio delle tabelle spettrali fornite dalla normativa per la determinazione di  $a_g$ . (v. paragrafo 1).

**Tabella 6.8-** Determinazione di  $a_g$  secondo il D.M.2008.

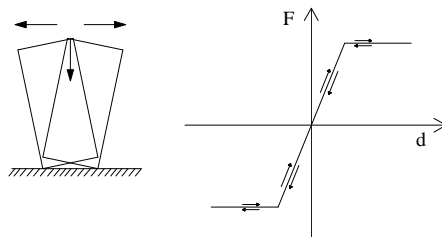
ID	LON	LAT	$T_g=30$			$T_g=50$			$T_g=72$			$T_g=101$			$T_g=140$			$T_g=201$			$a_g$	$F_a$	$T_c$	$T_g=975$			$T_g=2475$		
			$a_g$	$F_a$	$T_c$	$a_g$	$F_a$	$T_c$	$a_g$	$F_a$	$T_c$	$a_g$	$F_a$	$T_c$	$a_g$	$F_a$	$T_c$	$a_g$	$F_a$	$T_c$				$a_g$	$F_a$	$T_c$			
18111	6.5448	45.134	0.263	2.50	0.18	0.340	2.51	0.21	0.394	2.55	0.22	0.469	2.49	0.24	0.545	2.50	0.24	0.640	2.49	0.26	0.943	2.44	0.27	1.267	2.42	0.27	1.767	2.43	0.28
13333	6.5508	45.055	0.264	2.49	0.18	0.341	2.51	0.21	0.395	2.55	0.22	0.469	2.49	0.24	0.543	2.50	0.24	0.639	2.50	0.26	0.935	2.44	0.27	1.254	2.42	0.28	1.751	2.44	0.28
13555	6.5564	45.035	0.264	2.50	0.18	0.340	2.51	0.20	0.393	2.55	0.22	0.466	2.50	0.24	0.540	2.51	0.24	0.630	2.51	0.26	0.923	2.45	0.27	1.237	2.43	0.28	1.729	2.44	0.28
13777	6.5621	44.985	0.263	2.50	0.18	0.338	2.52	0.20	0.391	2.55	0.22	0.462	2.51	0.24	0.535	2.51	0.24	0.621	2.52	0.26	0.909	2.48	0.27	1.217	2.44	0.28	1.703	2.44	0.28
13999	6.5696	45.133	0.264	2.49	0.19	0.344	2.51	0.21	0.431	2.50	0.22	0.509	2.48	0.24	0.585	2.50	0.24	0.685	2.47	0.26	1.008	2.44	0.27	1.338	2.43	0.27	1.844	2.44	0.28
13112	6.6153	45.139	0.266	2.46	0.19	0.366	2.51	0.21	0.433	2.50	0.22	0.511	2.48	0.24	0.588	2.50	0.25	0.695	2.47	0.26	1.005	2.45	0.27	1.338	2.43	0.27	1.841	2.44	0.28
13334	6.621	45.089	0.268	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.434	2.50	0.22	0.511	2.49	0.24	0.588	2.51	0.25	0.694	2.48	0.26	1.001	2.45	0.27	1.332	2.43	0.27	1.835	2.44	0.28
13556	6.6269	45.030	0.268	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.433	2.51	0.22	0.510	2.49	0.24	0.584	2.51	0.25	0.691	2.48	0.26	0.995	2.45	0.27	1.323	2.44	0.28	1.828	2.44	0.28
13778	6.6325	44.959	0.268	2.46	0.19	0.366	2.52	0.21	0.430	2.51	0.22	0.507	2.50	0.24	0.580	2.51	0.25	0.688	2.49	0.26	0.989	2.45	0.27	1.318	2.44	0.28	1.819	2.44	0.28
14000	6.6383	44.939	0.269	2.47	0.19	0.363	2.52	0.21	0.428	2.52	0.22	0.502	2.50	0.24	0.576	2.52	0.24	0.679	2.49	0.26	0.981	2.45	0.27	1.307	2.44	0.28	1.807	2.44	0.28
14222	6.6439	44.889	0.264	2.47	0.19	0.365	2.53	0.21	0.421	2.53	0.22	0.497	2.50	0.24	0.570	2.52	0.24	0.671	2.50	0.26	0.970	2.45	0.27	1.294	2.44	0.28	1.792	2.44	0.28
12511	6.6833	45.192	0.268	2.43	0.20	0.359	2.53	0.21	0.457	2.47	0.23	0.544	2.49	0.23	0.625	2.53	0.25	0.738	2.47	0.26	1.049	2.43	0.27	1.314	2.45	0.28	1.875	2.48	0.29
10228	6.6826	45.704	0.233	2.42	0.20	0.364	2.46	0.22	0.430	2.46	0.24	0.505	2.44	0.25	0.577	2.48	0.26	0.679	2.48	0.28	0.992	2.43	0.27	1.335	2.38	0.28	1.924	2.30	0.30

*-Determinazione di  $q$*

Secondo le indicazioni del D.M.2008 nel caso di analisi cinematica il fattore di struttura può essere assunto pari a 2 per la verifica a SLV.

È bene ricordare che nel caso di analisi cinematica di blocchi rigidi il fattore di struttura  $q$  può essere interpretato come un fattore di duttilità geometrica più che un fattore di duttilità meccanica (Mario Como, 2010; Pietro Lenza, Aurelio Ghersi, Bruno Calderoni, 2011). Nella sua trattazione in merito al coefficiente di struttura di strutture in muratura Mario Como sottolinea come il pannello murario soggetto ad azioni laterali subisce oscillazioni che provocherebbero urti in corrispondenza dello spigolo del pannello stesso ogniquale volta l'oscillazione inverte direzione. Tuttavia la resistenza finita a compressione della muratura fa sì che si generino deformazioni plastiche nello spigolo del pannello murario che smussano il pannello stesso ed evitano l'impatto al cambio di oscillazione. Il comportamento tipico del pannello murario soggetto ad eccitazioni sismiche fuori dal piano è perciò assimilabile a quello di un oscillatore elastico-bilineare, Figura 6.14. Mediante integrazione numerica delle equazioni del moto in (Mario Como 2010) si sono ottenuti spettri di risposta per assegnati livelli di duttilità e rapporti di resistenza applicati ad oscillatori con comportamento elastico-bilineare eccitati alla loro base da accelerogrammi. Dai primi risultati è stato possibile determinare fattori di duttilità minori di 2.

Ulteriori ricerche sarebbero perciò necessarie per verificare se il valore di  $q$  pari a 2, proposto dal D.M.2008, possa essere effettivamente adeguato.



**Figura 6.9-** L'oscillatore elastico-bilineare caratteristico dei pannelli murari (Mario Como, 2010).

*-Cerniera cilindrica posta ad una certa quota da terra*

In accordo alla Circolare del 02 Febbraio 2009, C.8.A.4.2.3, l'accelerazione  $a$  di un meccanismo di collasso che si innesca ad una certa quota dal terreno è pari a:

$$a = \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad (6.23)$$

dove:

-  $S_e(T_1)$  rappresenta lo spettro di risposta elastico in corrispondenza del periodo proprio della struttura  $T_1$

-  $\Psi(Z)$  rappresenta lo spostamento adimensionalizzato lineare,

-  $\gamma$  rappresenta il fattore di partecipazione modale

-  $q$  rappresenta il fattore di struttura, assunto pari a 2.

*-Determinazione di  $S_e(T_1)$*

Lo spettro di risposta elastico  $S_e$  viene definito in accordo alle prescrizioni del D.M.2008 al punto 3.2.3.2.1 in funzione dei parametri sismici associati alla probabilità di superamento  $P_R$  (v. paragrafo 1),

$$\left\{ \begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ T \leq T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \end{array} \right. \quad (6.24)$$

dove:

- $T_B = T_C/3$
- $T_C = C_C \cdot T_c^*$ , ( $C_C$ : v. Tabella 6.6;  $T_c^*$ : coefficiente che dipende dalla categoria di sottosuolo, v. Tabella 6.2)
- $T_D = 4a_g/g + 1.6$

- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione  $\eta = 10 / (5 + \xi) \geq 0.55$
- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (v. Tabella 6.2 e Tabella 6.8).

Nel calcolo della domanda di accelerazione per meccanismo posto ad una certa quota da terra,  $S_e$  viene calcolato in corrispondenza del periodo  $T_1$  che per definizione rappresenta il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata. Trattandosi dell'analisi dei meccanismi di blocchi rigidi soggetti ad azioni fuori dal piano,  $T_1$  viene determinato in modo approssimato, secondo le indicazioni del D.M.2008 come:

$$T_1 = C \cdot H^{3/4} \quad (6.25)$$

dove:

-  $C$  rappresenta un coefficiente che tiene conto del materiale di cui è costituita la struttura. Per strutture in muratura  $C=0.05$

-  $H$  è l'altezza della struttura dal piano di fondazione.

In Figura 6.10 si riporta un esempio di spettro elastico  $S_e$  e del corrispondente valore  $S_e(T_1)$ .

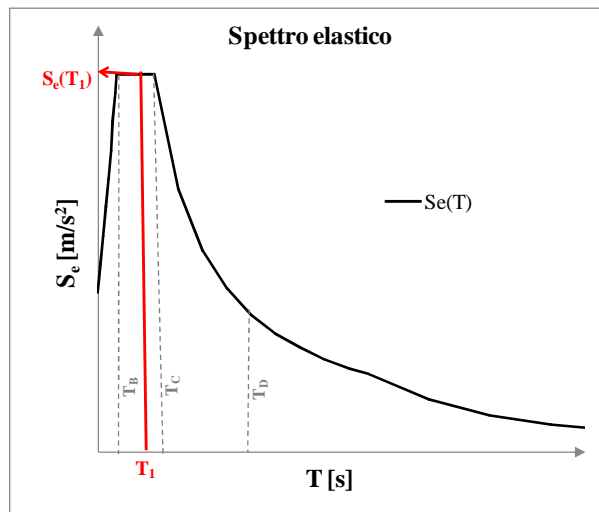


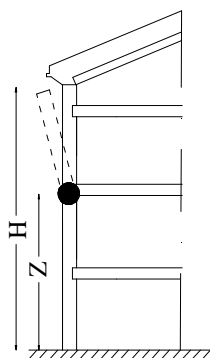
Figura 6.10- Esempio di spettro elastico.

*-Determinazione di  $\Psi(Z)$*

$\Psi(Z)$  per definizione rappresenta il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio.

Nel caso di analisi cinematica di blocchi rigidi si assume che lo spostamento adimensionalizzato  $\Psi(Z)$  sia lineare, di valore pari a  $Z/H$ , con  $Z$  = quota, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura e  $H$  = altezza della struttura.

Nel caso di ribaltamento semplice  $Z$  è pari alla quota, rispetto alla fondazione, della posizione della cerniera cilindrica, Figura 6.11.



**Figura 6.11** Altezze di interesse per la definizione di  $\Psi$ .

*-Determinazione di  $\gamma$*

$\gamma$  rappresenta il coefficiente di partecipazione modale. Secondo quanto prescritto dal D.M.2008, nella Circolare 2009, in assenza di valutazioni più accurate  $\gamma$  può essere assunto pari a:

$$\gamma = \frac{3N}{(2N+1)} \quad (6.26)$$

dove  $N$  è il numero di piani dell'edificio.

L'espressione adottata dalla normativa riportata in eq. (6.26) può essere ricavata applicando la definizione di fattore di partecipazione modale, derivante da un'analisi dinamica lineare, con alcune ipotesi semplificative.

Secondo un'analisi dinamica lineare agli autovettori la massa partecipante al primo modo di vibrare della struttura,  $M^*$  (v. anche eq. (6.20)) può essere definita come:

$$M_1^* = \frac{L_1^2}{M_1} \quad (6.27)$$

dove:

$$L_1 = \{\psi_1\}^t \cdot [M] \cdot \{1\}; \quad M_1 = \{\psi_1\}^t \cdot [M] \cdot \{\psi_1\};$$

$$\{\psi_1\} = \left\{ \begin{array}{c} u_{11}/u_{N1} \\ \dots \\ u_{n1}/u_{N1} \end{array} \right\} = \text{vettore degli spostamenti adimensionalizzato}$$

relativo al primo modo di vibrare.

La quantità  $\frac{L_1}{M_1}$  è detta fattore di partecipazione modale.

Risulta pertanto:

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{L_1}{M_1} = \frac{\{\psi_1\}^t \cdot [M] \cdot \{1\}}{\{\psi_1\}^t \cdot [M] \cdot \{\psi_1\}} = \\ &= \frac{\left\{ \begin{array}{c} \psi_{1,1} \dots \psi_{1,N} \end{array} \right\} \left[ \begin{array}{c} m_1 \\ \dots \\ m_N \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ 1 \\ 1 \end{array} \right\}}{\left\{ \begin{array}{c} \psi_{1,1} \dots \psi_{1,N} \end{array} \right\} \left[ \begin{array}{c} m_1 \\ \dots \\ m_N \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \Psi_{1,1} \\ \dots \\ \Psi_{1,N} \end{array} \right\}} = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \psi_{1,j}}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \psi_{1,j}^2} \end{aligned} \quad (6.28)$$

dove  $N$  è il numero di piani dell'edificio.

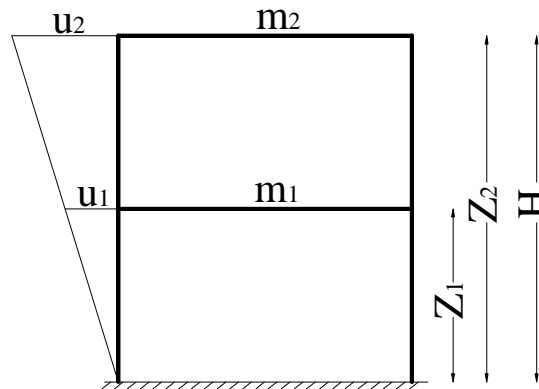
- $N=1$ : per  $N=1$   $\gamma$  è ovviamente pari 1, ossia la massa partecipante è rappresentata dalla massa totale  $M$  dell'edificio.

Di seguito si riporta la dimostrazione di  $\gamma$  per diversi valori di  $N$ .

- $N=2$

In Figura 6.12 si riporta la schematizzazione di un edificio a 2 piani ( $N=2$ ) di altezza totale pari ad  $H$ , altezze di interpiano pari a  $Z_1$  e  $Z_2$  e masse di piano rispettivamente pari a  $m_1$  e  $m_2$ . Si assume, così

come indicato dalla normativa, un andamento degli spostamenti orizzontali  $u$  lineare.



**Figura 6.12-** Schematizzazione di un edificio a 2 piani.

Si ha perciò:

$$Z_2 = H; \quad \frac{u_1}{Z_1} = \frac{u_2}{H} \longrightarrow \frac{u_1}{u_2} = \frac{Z_1}{H} \quad (6.29)$$

Il vettore  $\Psi$  risulta pertanto:

$$\Psi = \begin{Bmatrix} u_1/u_2 \\ u_2/u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Z_1/H \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (6.30)$$

ed il coefficiente di partecipazione modale  $\gamma$ :

$$\gamma = \frac{m_1 \cdot \frac{Z_1}{H} + m_2 \cdot 1}{m_1 \left( \frac{Z_1}{H} \right)^2 + m_2 \cdot 1^2} \quad (6.31)$$

Si ipotizza che le masse di piano siano uguali a tutti i piani, e perciò:

$$m_1 = m_2 = m \quad (6.32)$$

Si ipotizza inoltre che le altezze di interpiano siano uguali fra di loro, e perciò:

$$Z_1 = \frac{H}{2}; Z_2 = H \quad (6.33)$$

Essendo il numero di piani  $N=2$  si possono scrivere le altezze di interpiano in funzione di  $N$ :

$$Z_1 = \frac{H}{N}; Z_2 = H \quad (6.34)$$

Con le suddette semplificazioni il fattore di partecipazione modale  $\gamma$  può essere riscritto come:

$$\gamma = \frac{m \frac{H}{N \cdot H} + m \cdot 1}{m \cdot \frac{H^2}{N^2 \cdot H^2} + m} = \frac{\frac{1}{N} + 1}{\frac{1}{N^2} + 1} \quad (6.35)$$

Sostituendo  $N=2$  nell'eq. (6.35) si ottiene:

$$\gamma = \frac{\frac{1}{2} + 1}{\frac{1}{4} + 1} = 1.2 \quad (6.36)$$

Analogamente, sostituendo  $N=2$  all'espressione proposta dal D.M.2008, riportata in eq. (6.26) si ottiene:

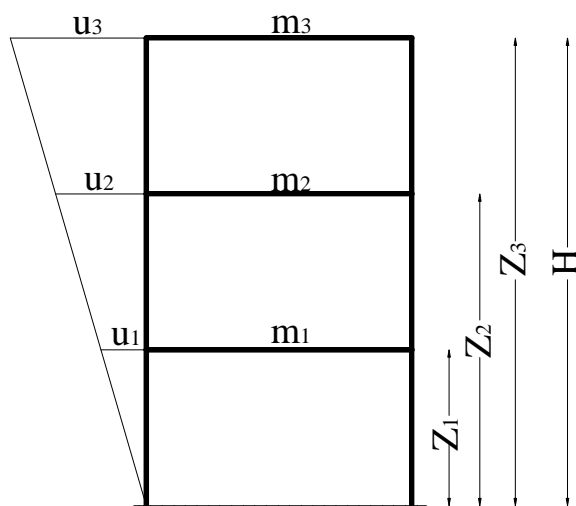
$$\gamma_{D.M.2008} = \frac{3N}{2N+1} = 1.2 \quad (6.37)$$

- N=3

Si riporta, a titolo di esempio, il calcolo fatto per  $N=2$  anche nel caso di  $N=3$ .

In Figura 6.13 si riporta la schematizzazione di un edificio a 3 piani ( $N=3$ ) di altezza totale pari ad  $H$ , altezze di interpiano pari a  $Z_1$ ,  $Z_2$  e  $Z_3$  e masse di piano rispettivamente pari a  $m_1$ ,  $m_2$  e  $m_3$ . Si assume, così come indicato dalla normativa, un andamento degli spostamenti orizzontali  $u$  lineare.





**Figura 6.13-** Schematizzazione di un edificio a 3 piani.

Si ha perciò:

$$Z_3 = H ; \frac{u_1}{u_3} = \frac{Z_1}{H} ; \frac{u_2}{u_3} = \frac{Z_2}{H} \quad (6.38)$$

Il vettore  $\Psi$  risulta pertanto:

$$\Psi = \begin{Bmatrix} u_1/u_3 \\ u_2/u_3 \\ u_3/u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Z_1/H \\ Z_2/H \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (6.39)$$

Scrivendo  $Z$  in funzione del numero di piani  $N$ :

$$Z_1 = \frac{H}{3} = \frac{H}{N} ; Z_2 = \frac{2}{3}H = \frac{(N-1)H}{N} ; Z_3 = H \quad (6.40)$$

E ipotizzando che le masse di piano siano uguali a tutti i piani:

$$m_1 = m_2 = m_3 = m \quad (6.41)$$

Il coefficiente di partecipazione modale  $\gamma$  può essere riscritto come:

$$\gamma = \frac{\frac{H}{N \cdot H} + \frac{(N-1)H}{N \cdot H} + 1}{\frac{H^2}{N^2 \cdot H^2} + \frac{(N-1)^2 H^2}{N^2 \cdot H^2} + 1} = \frac{\frac{1}{N} + \frac{N-1}{N} + 1}{\frac{1}{N^2} + \frac{(N-1)^2}{N^2} + 1} \quad (6.42)$$

Sostituendo N=3 nell'eq. (6.42) si ottiene:

$$\gamma = 1.2857 \quad (6.43)$$

Analogamente, sostituendo N=3 all'espressione proposta dal D.M.2008, riportata in eq. (6.26) si ottiene:

$$\gamma_{D.M.2008} = \frac{3N}{2N+1} = 1.2857 \quad (6.44)$$

Uguagliando infatti l'eq.(6.42) con l'eq. (6.26) si ottiene un'identità.

Analogamente si procede al medesimo calcolo per altri valori di N.

Ciascuno dei valori numerici ottenuti per il fattore di partecipazione modale  $\gamma$  può essere espresso sotto forma di frazione ed i diversi valori numerici possono essere messi in relazione tra di loro

da una funzione  $f(N) = \frac{f(N)_{\text{num}}}{f(N)_{\text{den}}} = \gamma$

N	$\gamma$ (valore numerico)	$\gamma$ (frazione)
2	1.2	6/5
3	1.2857	9/7
4	1.3333	12/9
5	1.3636	15/11
...	...	...

$$f(N)_{\text{num}}: 6 \rightarrow 9 \rightarrow 12 \rightarrow 15 \rightarrow \dots = 3N$$

$$f(N)_{\text{den}} = 5 \rightarrow 7 \rightarrow 9 \rightarrow 11 \rightarrow \dots = 2N+1$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{3N}{2N+1} = \gamma_{D.M.2008}$$

### 3 L'analisi cinematica non lineare

Secondo l'analisi cinematica non lineare la capacità della struttura viene valutata in termini di *spostamento massimo* e la domanda sismica viene calcolata in termini di *spostamento richiesto dal sisma*.

La capacità di spostamento verrà nel seguito indicata con  $d_u^*$  mentre la domanda di spostamento con  $\Delta d(T_s)$ .

Anche nel caso di analisi cinematica non lineare se la capacità della porzione di struttura analizzata è maggiore della domanda richiesta dal sisma, la verifica è soddisfatta.

Come verrà in dettaglio descritto nel seguito, la domanda di spostamento dipende dallo spettro elastico in spostamento, che ha un andamento non lineare. Per tale motivo il calcolo dell'indice di sicurezza sismica  $I_s$  è forse meno significativo che nel caso di analisi cinematica lineare. Tuttavia si ritiene che anche nel caso di analisi cinematica non lineare  $I_s$  rappresenti un efficace strumento per quantificare la vulnerabilità nei confronti del meccanismo analizzato.

$$\text{se } d_u^* \geq \Delta d(T_s) \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

$$\text{se } d_u^* < \Delta d(T_s) \Rightarrow \text{verifica non soddisfatta}$$

(6.45)

$$I_s = \frac{d_u^*}{\Delta d(T_s)}$$

#### Calcolo della capacità

A differenza dell'analisi cinematica lineare, attraverso l'analisi cinematica non lineare, la capacità viene valutata in termini di spostamento. In particolare secondo l'analisi cinematica non lineare il moltiplicatore di collasso  $\alpha$  non viene calcolato nella sola configurazione iniziale bensì in successive configurazioni variare del sistema, che rappresentano l'evoluzione del meccanismo fuori dal piano. L'analisi cinematica non lineare dunque descrive l'intera

evoluzione del meccanismo di collasso, dal momento di attivazione del meccanismo stesso al collasso della porzione muraria analizzata.

A differenza dell'analisi cinematica lineare perciò, attraverso la quale viene valutato il solo momento di attivazione del meccanismo, si tiene in considerazione delle riserve di capacità residua della porzione muraria ribaltante sino al suo collasso.

In tal modo non si determina un solo valore di "capacità" bensì una *curva di capacità*, i cui punti variano al variare della rotazione  $\theta$  imposta al blocco nelle successive configurazioni variare.

La curva di capacità della porzione muraria è determinata in termini di spostamento  $d^*$ -accelerazione  $a^*$  della porzione stessa.

Va ricordato che la porzione muraria ribaltante viene trasformata in un oscillatore ad un grado di libertà; l'accelerazione  $a^*$  e lo spostamento  $d^*$  rappresentano infatti rispettivamente l'accelerazione e lo spostamento spettrale di un oscillatore ad un grado di libertà.

L'accelerazione  $a^*$  è, come nel caso di analisi cinematica lineare, funzione del moltiplicatore di collasso  $\alpha$ .

Nella scrittura del PLV il moltiplicatore di collasso  $\alpha$  risulta essere funzione dell'angolo di rotazione  $\theta$  e può perciò essere indicato con  $\alpha(\theta)$ . Analogamente a quanto riportato in eq. (6.15), per un lavoro virtuale interno generico  $L_{vi}$ , il moltiplicatore di collasso  $\alpha(\theta)$  è pari a:

$$\alpha(\theta) = \frac{\sum_{j=n+1}^{n+m} P_i \delta_{y,j}(\theta) + \sum_{k=1}^K F_k \delta_k(\theta) + L_{vi}}{\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i}(\theta) + \sum_{i=1}^{n+m} P_j \delta_{x,j}(\theta)} \quad (6.46)$$

L'accelerazione  $a^*$  può essere scritta, analogamente a quanto visto per l'analisi cinematica lineare, come:

$$a^*(\theta) = \frac{\alpha(\theta) \cdot g}{e^*(\theta) \cdot FC} \quad (6.47)$$

dove:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*(\theta)}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}; M^*(\theta) = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}(\theta) \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2(\theta)} \quad (6.48)$$

e FC ha il significato espresso in precedenza.

Si può intuire come il primo punto della curva di capacità rappresenti il punto di attivazione del meccanismo; pertanto il primo valore di accelerazione spettrale  $a^*$  è proprio pari al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo  $ao^*$ , ossia al valore determinato tramite l'analisi cinematica lineare.

Lo spostamento  $d^*$  è determinato come:

$$d^*(\theta) = d_k(\theta) \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2(\theta)}{\delta_{x,k}(\theta) \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}(\theta)} \quad (6.49)$$

dove:

- $d_k$  rappresenta lo spostamento di un punto di controllo del sottosistema. Da analisi svolte su blocchi murari ribaltanti in cui si è fatta variare la posizione del punto di controllo, è stato dimostrato che la curva di capacità  $a^*-d^*$  non varia al variare del punto di controllo (Stefano Podestà, 2012).

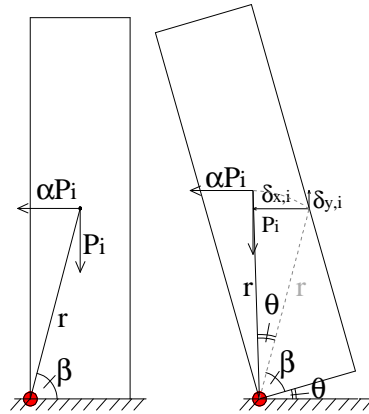
- $\delta_{x,i}(\theta)$  e  $\delta_{y,i}(\theta)$  sono gli spostamenti orizzontali e verticali associati alla generica forza  $P_i$ , funzione della geometria del blocco e della rotazione imposta  $\theta$ :

$$\delta_{x,i} = r \cos(\theta + \beta) - r \cos \beta; \delta_{y,i} = r \sin(\theta + \beta) - r \sin \beta \quad (6.50)$$

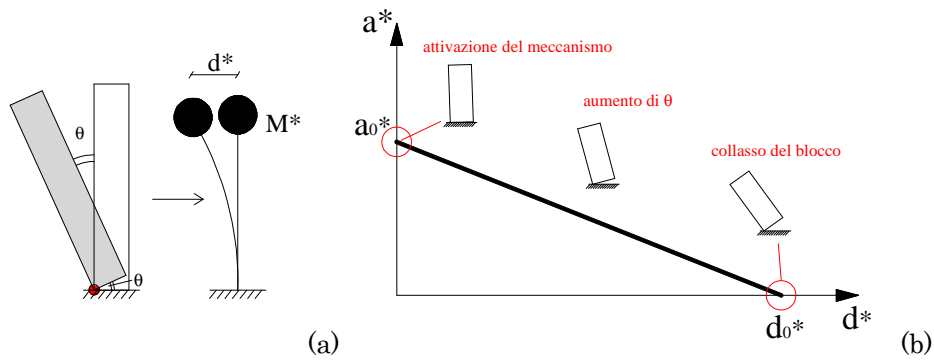
In Figura 6.14 si riporta una schematizzazione grafica della determinazione degli spostamenti  $\delta_{x,i}(\theta)$  e  $\delta_{y,i}(\theta)$ .

Lo spostamento della curva di capacità in corrispondenza del quale l'accelerazione spettrale  $a^*$  si annulla viene definito  $d_0^*$ .

In Figura 6.15 si riporta una schematizzazione grafica del blocco murario ribaltante modellato attraverso un oscillatore ad un grado di libertà e di una generica curva di capacità  $a^*-d^*$ .



**Figura 6.14-** Schematizzazione degli spostamenti  $\delta_{x,i}$  e  $\delta_{y,i}$  della generica forza  $P_i$ .



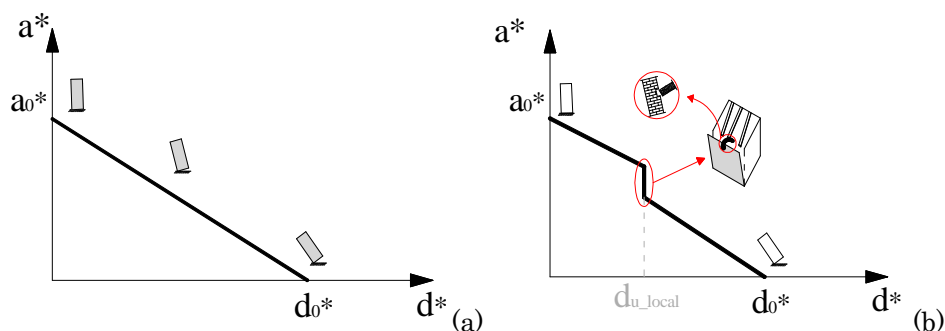
**Figura 6.15-** (a) Trasformazione del blocco ribaltante in un oscillatore ad un grado di libertà, (b) Schematizzazione di una generica curva di capacità.

L'andamento della curva di capacità  $a^*-d^*$  può assumere diverse forme a seconda della natura delle forze che agiscono sul blocco ribaltante. Se le forze agenti sulla porzione di muratura ribaltante restano costanti durante l'evoluzione del meccanismo, allora la curva di capacità della struttura è rappresentata da una retta; se al contrario alcune forze cessano di agire durante l'evoluzione del meccanismo, la curva di capacità assume l'andamento di una spezzata, nella quale i repentini abbassamenti corrispondono a perdite di stabilità.

Tale fenomeno è causato da improvvise variazioni delle forze agenti sul blocco che provocano di conseguenza una diversa configurazione di equilibrio e perciò, puntualmente, di una diversa coppia di valori ( $a^*$ - $d^*$ ). È, ad esempio, il caso dello sfilamento di travi e travetti dal setto murario per mancanza di adeguato ammorsamento tra il solaio e la muratura, oppure dalla rottura di una catena di rinforzo.

Nell'analisi dei risultati dei casi studio esaminati verrà in particolare analizzato il caso di edifici costituiti da solai lignei in cui, per carenza di adeguato ammorsamento fra gli elementi lignei del solaio e il setto ribaltante in muratura, il solaio può progressivamente estrarsi dal setto murario. Come si può facilmente immaginare, la completa estrazione del solaio dal setto provoca una perdita di appoggio del solaio dal setto e di conseguenza una repentina perdita di stabilità del setto.

In Figura 6.16 vengono schematicamente rappresentate due curve di capacità di un blocco murario soggetto a forze costanti o forze variabili durante l'evoluzione del meccanismo.



**Figura 6.16-** Curva di capacità in caso di (a) forze costanti agenti sul blocco murario, (b) forze variabili agenti sul blocco murario.

La determinazione della capacità di spostamento  $d_u^*$  dipende dalla natura delle forze agenti sulla struttura.

Secondo quanto prescritto dal D.M.2008 la capacità di spostamento  $d_u^*$  è pari al valore *minore fra il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale  $a^*$ , valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso*

e lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile (Circolare 02 Febbraio 2009, punto C8A.4.2.2).

Pertanto, nel caso in cui le forze agenti sul blocco murario siano variabili ma le situazioni localmente incompatibili non siano valutabili, o nel caso di forze costanti è possibile calcolare convenzionalmente  $d_u^*$  come:

$$d_u^* = 0.4 \cdot d_0^* \quad (6.51)$$

Nel caso invece di forze variabili agenti sul blocco, in cui sia possibile quantificare il punto di perdita di stabilità del sistema, la capacità di spostamento  $d_u^*$  è pari a:

$$d_u^* = \min \begin{cases} 0.4 \cdot d_0^* \\ d_{u\_local} \end{cases} \quad (6.52)$$

Dove  $d_{u\_local}$  è lo spostamento in corrispondenza della prima perdita di stabilità del sistema, v. Figura 6.16.

Anche per l'analisi cinematica non lineare, come per l'analisi cinematica lineare, viene imposta un'ulteriore limitazione nel caso in cui il polo di rotazione sia posizionato ad una certa quota da terra, che dipende dal modo di vibrare della struttura, eq. (6.53)

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{\sqrt{(1 - T_s/T_1)^2 + 0.002 \cdot T_s/T_1}} \quad (6.53)$$

L'espressione riportata in eq (6.53) deriva dall'applicazione della teoria dei "floor spectra", associata al fenomeno delle masse oscillanti secondarie in sistemi primari.

I modelli analitici relativi alla trattazione dell'oscillazione di masse secondarie sono descritti in numerose ricerche presenti in letteratura (e.g. Singh et al., 1985; Igusa et al., 1985; Villaverde 1986; Suarez et al., 1989; Chen et al., 1994; Politopoulos 2010).

Si ritiene che in futuri sviluppi di ricerca l'attenzione possa essere posta sull'analisi dell'espressione riportata in eq. (6.53) e sulla verifica di adeguatezza di tale espressione in relazione ai meccanismi di



collasso di edifici esistenti in muratura che si attivano ad una certa quota da terra.

### Calcolo della domanda

La domanda di spostamento  $\Delta_d(T_s)$  rappresenta lo spostamento in corrispondenza del quale l'oscillatore secante lineare interseca lo spostamento spettrale elastico  $S_{De}$ .

Lo spostamento spettrale  $S_{De}$  è definito come:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (6.54)$$

dove  $S_e(T)$  rappresentano i valori di accelerazione spettrale elastica.

Il periodo  $T_s$  dell'oscillatore secante lineare è calcolato come:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} \quad (6.55)$$

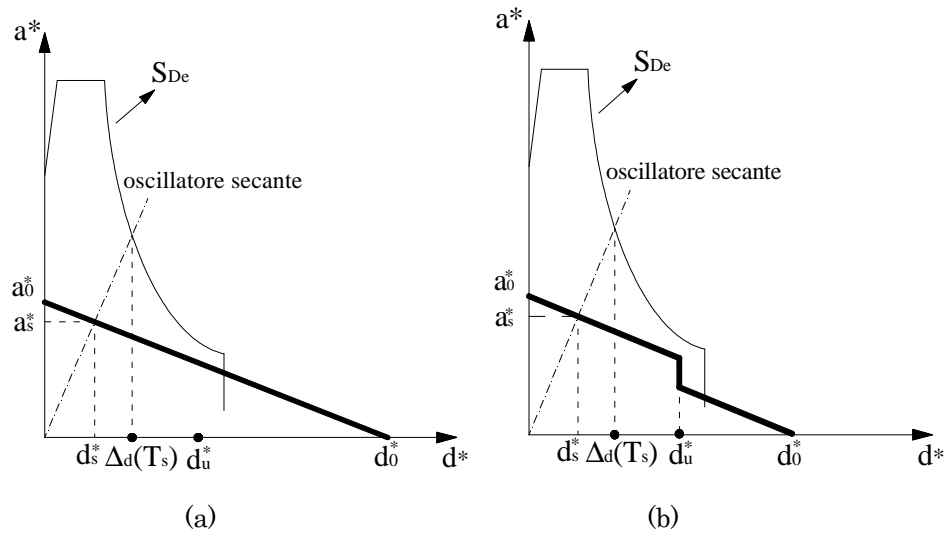
dove:

-  $d_s^*$  è calcolato convenzionalmente come  $d_s^* = 0.4d_0^*$  secondo le indicazioni del D.M.2008.

-  $a_s^*$  è l'accelerazione corrispondente a  $d_s^*$  sulla curva di capacità.

Il valore di spostamento in corrispondenza del quale la retta dell'oscillatore secante lineare interseca lo spettro elastico rappresenta la domanda di spostamento  $\Delta_d(T_s)$ .

In Figura 6.17 si riporta una rappresentazione grafica della determinazione della domanda di spostamento.



**Figura 6.17-** Determinazione della domanda di spostamento in caso di (a) forze costanti agenti sul blocco murario, (b) forze variabili agenti sul blocco murario.





## Parte IV. Metodi di analisi per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura

### 7 Tipologie di intervento

## 7 Tipologie di intervento

Una volta quantificata la vulnerabilità sismica dell'edificio nei confronti dei meccanismi locali di collasso, locali o globali, si procede alla proposta degli interventi che si possono effettuare sull'edificio per aumentarne il livello di sicurezza.

La normativa vigente italiana (D.M.2008) nel capitolo riguardante gli edifici esistenti (Capitolo 8) suddivide i possibili interventi da effettuare sugli edifici in tre categorie: **interventi di adeguamento sismico**, **interventi di miglioramento sismico** e **interventi locali** (o riparazioni).

Gli *interventi di adeguamento sismico* sono tutti quegli interventi atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme, gli *interventi di miglioramento sismico* sono quelli atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme mentre, gli interventi di riparazione, o *interventi locali*, sono interventi che interessano elementi isolati e che comportano un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

### Interventi di adeguamento sismico

Gli interventi di adeguamento rappresentano un insieme di opere necessarie per rendere l'edificio atto a resistere ad azioni di progetto equivalenti a quelle previste per le nuove costruzioni. L'edificio esistente in seguito ad interventi di adeguamento deve perciò soddisfare le verifiche sismiche imposte dalla normativa vigente, come se fosse di fatto un edificio nuovo.

Gli interventi di adeguamento sismico sono in genere relativi a cambiamenti piuttosto radicali della costruzione, quali:

- sopraelevazione della costruzione;
- ampliamento della costruzione tramite opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- variazione di classe o destinazione d'uso;

-trasformazione della costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

Si tratta quindi di interventi piuttosto radicali ed estesi, inevitabilmente invasivi e distruttivi.

#### Interventi di miglioramento sismico

Qualora non ricorrano le condizioni per l'adeguamento sismico è possibile eseguire interventi di miglioramento sismico.

Rientrano fra gli interventi di miglioramento tutti gli interventi finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate (D.M.2008, 8.4.2).

Rientrano ad esempio nella categoria di interventi di miglioramento sismico tutti quegli interventi che non fanno variare significativamente la rigidezza, la resistenza e/o la duttilità dei singoli elementi o di parti strutturali oppure che non introducono nuovi elementi strutturali che modificano sensibilmente il comportamento globale o locale.

Ovviamente a seguito degli interventi di miglioramento la costruzione deve aver subito un miglioramento del comportamento e del funzionamento strutturale che si esplica, ad esempio, attraverso l'impiego di maggiori elementi resistenti, della riduzione di irregolarità in pianta ed in elevazione, della trasformazione di meccanismi di tipo fragile in meccanismi di tipo duttile, ecc...

Dev'essere dimostrabile il fatto che l'insieme delle opere previste sia effettivamente in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche.

#### Interventi locali (o riparazioni)

Gli interventi locali riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari), o parti di essi,

non adeguati alla funzione strutturale che devono svolgere, purché l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche.

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno perciò essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Rientrano nella categoria degli interventi locali:

-sostituzione di solai di piano e di copertura, purché non vari apprezzabilmente la rigidezza nel proprio piano né aumentino i carichi verticali;

-interventi di ripristino o rinforzo delle connessioni tra elementi strutturali (tra pareti, tra pareti e solai con catene o tiranti);

-interventi di variazione di un elemento per sostituzione o rafforzamento (es. apertura di un vano in una parete con rinforzo del perimetro dell'apertura)

#### Gli interventi previsti sugli edifici storici di pregio

Nell'ottica del principio della conservazione e del restauro è facilmente intuibile che gli interventi da effettuare su edifici storici di pregio si debbano limitare ad interventi di riparazione locale o miglioramento. Interventi invasivi andrebbero ad intaccare l'autenticità ed il valore del bene architettonico.

È chiaramente prescritto nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri che per gli edifici di interesse storico è possibile limitarsi ad interventi di miglioramento.

Già nel D.M.1996 venne introdotto questo importante concetto, secondo il quale il miglioramento strutturale è obiettivo da perseguire per gli edifici tutelati e per gli interventi locali su tutti gli edifici esistenti.

Ovviamente il problema della tutela del patrimonio culturale nei confronti del rischio sismico si traduce in un difficile equilibrio tra



*conservazione e sicurezza*, specialmente quando un vasto e pregevole patrimonio architettonico si trova distribuito su un territorio dal rischio sismico medio o elevato, come accade in Italia.

Nell'ottica di un recupero delle regole dell'arte con cui è stato costruito l'edificio, la sicurezza per il patrimonio culturale trova la sua prima garanzia proprio nella più attenta conservazione degli elementi strutturali e dei presidi di cui esso è composto, che possono aver perso efficacia nel tempo.

Nel 1945 Gustavo Giovannoni definì così il “restauro scientifico”:

*“ (...) il concetto di limitare i lavori di rinforzo al minimo necessario [porti] ad utilizzare gli “schemi di risorsa” formati nella statica dell'edificio senza alterarli [e quindi quegli] stati di equilibrio con cui la fabbrica si è spontaneamente difesa, ma che durano da secoli per il contrasto e la solidarietà delle strutture murarie; il turbarli e l'avviare un diverso sistema di azioni porta talvolta alla necessità di rifare tutto (...) ”*

La conservazione non è perciò un'operazione “alternativa” alla messa in sicurezza dell'edificio ma al contrario, è indispensabile per la sicurezza stessa dell'edificio.

Ovviamente è immediato verificare che per gli edifici storici è molto difficile ottenere significativi incrementi di resistenza senza rischiare di danneggiare l'essenza del bene storico. Per tale motivo si rinuncia a uniformare la resistenza di tali edifici a quella richiesta per i nuovi edifici, tramite interventi di adeguamento, ma si perviene ad accettare che sia sufficiente operare un miglioramento della stabilità complessiva.

L'introduzione del miglioramento e l'esclusione dell'obbligo, in ogni caso, dell'adeguamento per gli edifici tutelati costituisce una notevole rivoluzione nel campo della sicurezza, in quanto si riconosce che per gli edifici tutelati il livello minimo di sicurezza non è esattamente quantificabile numericamente ma è strettamente connesso al valore culturale e storico dell'edificio stesso.

L'obiettivo è perciò quello di evitare la realizzazione di opere superflue, favorendo il “criterio del minimo intervento”.

I concetti descritti precedentemente sono ben sottolineati nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri che, in sintesi prescrive le seguenti limitazioni nei riguardi dei beni tutelati:

-l'analisi del comportamento strutturale deve seguire un *percorso della conoscenza* che comprende il rilievo dettagliato dell'edificio e delle tecniche costruttive, lo studio della storia dell'edificio e delle modifiche subite nel tempo, lo studio dei dissesti e delle lesioni, ricostruendone l'evoluzione nel tempo, lo studio degli eventi sismici e dei traumi subiti e della risposta fornita dalle strutture;

-per gli edifici tutelati in nessun caso esiste l'obbligo dell'adeguamento;

- il miglioramento deve essere perseguito rispettando il "principio del minimo intervento";

- per tutti gli edifici storici, in assenza di elementi di irrigidimento che siano in grado di garantire una effettiva ripartizione delle azioni sismiche, i modelli globali non hanno rispondenza con il comportamento reale e quindi devono essere evitati;

-l'esperienza insegna che, nella maggior parte dei casi, il collasso degli edifici in muratura avviene per meccanismi locali, per cui l'analisi strutturale deve essere effettuata, di norma, mediante l'individuazione e lo studio dei meccanismi locali di dissesto (metodo cinematico);

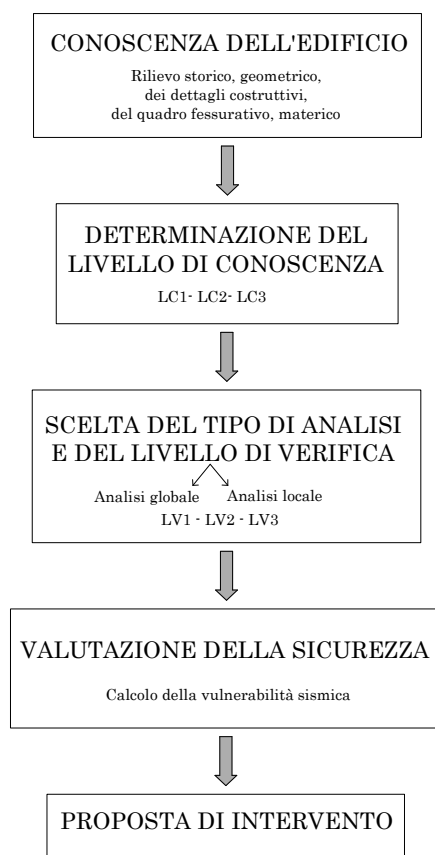
-per quanto riguarda la valutazione della sicurezza, i risultati dei calcoli numerici hanno solo valore indicativo e devono essere considerati, insieme ad altri fattori di tipo culturale, in un giudizio complessivo qualitativo;

Un'ulteriore osservazione, di carattere più economico, va fatta in merito alla tipologia di intervento sugli edifici storici. Operare sull'intero edificio, al fine di renderlo conforme ai requisiti delle nuove normative, comporterebbe un costo decisamente elevato, che potrebbe escludere, per questioni economiche, l'intervento su un altro edificio risultato vulnerabile in seguito alle verifiche di sicurezza. Nell'ottica perciò di indirizzare fondi economici per la messa in sicurezza degli edifici storici, è sicuramente una soluzione più ragionevole quella di intervenire *localmente* su un maggior numero di edifici, al fine di incrementare in ognuno di questi edifici il livello di sicurezza, senza

necessariamente che tale livello di sicurezza raggiunga il 100% di quello previsto per edifici nuovi. Tale linea di intervento risulta ovviamente particolarmente adeguata per un indirizzamento ottimale di fondi economici, soprattutto nel caso in cui si debba operare su un numero elevato di edifici.

### **Osservazioni riassuntive**

Alla luce delle considerazioni fatte nei paragrafi precedenti, in Figura 7.1 si riassume, attraverso un diagramma di flusso, l'approccio metodologico da adottare per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in muratura.



**Figura 7.1-** Diagramma di flusso dell'approccio metodologico per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura.



## **Parte IV. Metodi di analisi per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura**

### **8 Nuovi contributi della ricerca scientifica: un confronto aperto**

## 8 Nuovi contributi della ricerca scientifica: un confronto aperto

Come già sottolineato nei paragrafi precedenti, l'evento sismico che ha colpito l'Emilia Romagna il 20-29 Maggio 2012 ha ulteriormente sottolineato la vulnerabilità degli edifici esistenti in muratura nei confronti dei meccanismi locali di collasso, già analizzati e studiati da tempo (Jean-Baptiste Rondelet, 1867; Antonino Giuffrè, 1991).

L'interesse e l'attenzione nei confronti dei meccanismi locali di collasso di edifici esistenti sono aumentati nel tempo e la ricerca scientifica ha dedicato ampio spazio all'argomento. Numerosi e vari lavori presenti in letteratura trattano tale tema, sia dal punto di vista numerico che sperimentale.

Particolare attenzione è stata posta al problema della valutazione della vulnerabilità sismica di edifici storici in relazione al loro valore storico-artistico e perciò alla necessità di *preservazione* di tale valore. Un importante aspetto è infatti legato alla compatibilità tra la richiesta di conformità del bene al livello di sicurezza nei confronti del sisma ed il concetto della preservazione del bene stesso.

L'attenta analisi dei danni subiti dagli edifici storici e delle tecniche costruttive impiegate nei singoli edifici fornisce il punto di partenza fondamentale per la definizione dei successivi interventi di miglioramento sismico, qualora necessari per conseguire un determinato livello di sicurezza (e.g. Braga et al. 1982; Antonino Giuffrè, 1993; Giuffrè et al., 1994; Cremonini, 1994; Giuffrè, 1995; Blasi et al., 1999; Carocci, 2001; Dolce et al., 2001; Dolce et al., 2004; Coisson et al., 2012). La particolare attenzione agli interventi da effettuare sugli edifici storici è inoltre legata ai concetti del restauro e della necessità talvolta di modificare la destinazione d'uso dell'edificio stesso, durante la sua vita utile (Theodossopoulos et al., 2012).

La grande variabilità dei materiali e delle tecniche costruttive impiegati negli edifici esistenti rende il problema della valutazione della vulnerabilità sismica di tali edifici ancora più complessa ed articolata (e.g. Binda et al., 1995; Binda et al., 2000).

Inoltre il comportamento degli edifici storici è largamente influenzato dalle connessioni tra elementi verticali ed elementi orizzontali, quali le connessioni fra setti murari ed orizzontamenti, il cui grado di efficacia può innescare meccanismi di tipo globale o locale e dalle connessioni fra pareti ortogonali. Numerose ricerche presenti in letteratura analizzano la vulnerabilità sismica di edifici storici con particolare attenzione a questi aspetti (e.g. Spence et al., 1999; de Felice et al., 2000; de Felice et al., 2001; D'Ayala et al., 2003; Borri et al., 2009; D'Ayala 2011; Lourenço et al., 2011). È stato infatti dimostrato che la cattiva qualità delle connessioni genera sovente l'innescamento di meccanismi di collasso locali, fuori dal piano della muratura (Pietro Lenza, Aurelio Ghersi, Bruno Calderoni, 2011; D'Ayala et al. 2003).

Numerose ricerche presenti in letteratura trattano della valutazione delle vulnerabilità sismiche di singoli casi studio, con particolare riferimento ai danneggiamenti riscontrati relazionati alla tipologia costruttiva analizzata (e.g. Faccioli et al., 1999; Carocci et al., 2001; Lagomarsino et al., 2002; Dolce et al., 2003; Lang et al., 2004; Lagomarsino et al., 2004; Bento et al., 2005; Cardoso et al., 2005; Mallardo et al., 2008; de Felice, 2011) o incentrandosi sullo stato dell'arte dei modelli di calcolo disponibili per la valutazione del comportamento strutturale di edifici in muratura (e.g. Bruneau 1994; Giordano et al., 2002; Calvi et al., 2006; Theodossopoulos et al., 2012).

Con particolare riferimento allo studio dei meccanismi di collasso fuori dal piano della muratura, numerosi lavori presenti in letteratura trattano di questo tema, proponendo diversi approcci e metodi di calcolo per la quantificazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in muratura nei confronti dei meccanismi di collasso fuori dal piano. Gli studi proposti fanno principalmente riferimento a modelli analitici, modelli numerici tramite l'impiego di analisi ad elementi finiti e campagne sperimentali.

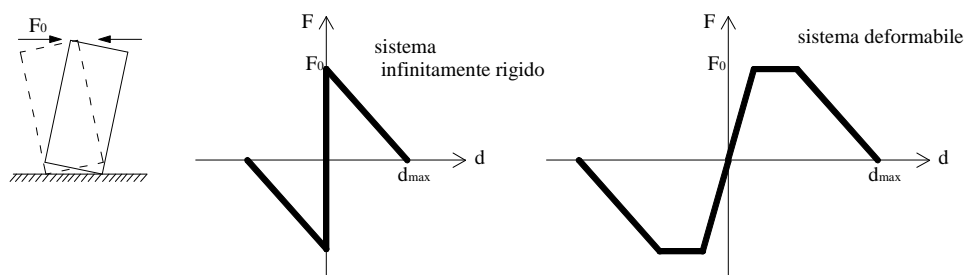
Diversi autori hanno proposto modelli analitici per la valutazione della resistenza di pannelli murari soggetti ad azioni ortogonali al proprio piano. In particolare in diversi lavori il problema viene affrontato analizzando l'equilibrio di pannelli murari sottoposti ad azioni laterali attraverso le equazioni di equilibrio di un corpo rigido soggetto al fenomeno del rocking. Essendo appunto i pannelli murari considerati come corpi rigidi, il loro comportamento nei confronti di azioni fuori dal piano della muratura viene assimilato al comportamento di un corpo soggetto al fenomeno del rocking. I principali parametri in gioco nella valutazione della capacità di corpi soggetti a rocking sono principalmente legati alle caratteristiche geometriche e vincolari dei pannelli stessi. Numerose ricerche si sono infatti incentrate sullo studio della capacità di pannelli murari soggetti a fenomeni di rocking proponendo modelli di calcolo analitici, caratterizzati da diversi livelli di raffinatezza, per il calcolo della capacità dei pannelli murari. La capacità di tali pannelli viene in genere confrontata con la domanda richiesta dal sisma, valutata attraverso l'impiego di accelerogrammi naturali o artificiali e tramite metodi di calcolo convenzionali proposti dalle normative vigenti (e.g. Yim et al., 1980; Ishiyama et al., 1982; Ishiyama et al., 1984; Winkler et al., 1995; Shenton et al., 1995; Kappos et al., 2002; Makris et al., 2003; Kaneko et al., 2004; Sorrentino et al., 2006; Sorrentino et al., 2006; Boroschek et al., 2006; Peña et al., 2007; Resemini et al., 2008; Al Shawa et al., 2012).

Altri autori hanno proposto modelli di calcolo analitico, spesso validati da prove sperimentali, per la valutazione della capacità di pannelli murari ad azioni fuori dal piano della muratura attraverso metodi di calcolo "displacement-based", ossia attraverso l'analisi di legami forza-spostamento dei pannelli murari soggetti ad azioni laterali in relazione alle condizioni di equilibrio (e.g. Calvi, 1999; Doherty et al., 2000; Doherty et al., 2002; Griffith et al., 2003; Griffith 2003; Simsir et al., 2004; D'Ayala et al., 2005)

In particolare il modello analitico proposto da (Doherty et al. 2002) ed ampiamente utilizzato in successivi lavori di ricerca in numerose applicazioni, mira a determinare l'evoluzione del legame forza-spostamento ed in particolare la massima forza ed il



corrispondente massimo spostamento laterale superato il quale il pannello perde l'equilibrio. Nei numerosi studi proposti dagli autori è stato dimostrato che i pannelli murari non si comportano esattamente come un corpo infinitamente rigido, ma sono dotati di una deformabilità iniziale che influenza il primo tratto della curva forza-spostamento e che la curva stessa dipende dall'energia dissipata durante il movimento di rocking a cui è soggetto il blocco murario nel meccanismo di oscillazione fuori dal piano, Figura 8.1. Il modello analitico proposto è stato validato attraverso analisi time history e campagne sperimentali.



**Figura 8.1-** Comportamento di un pannello murario soggetto ad azioni instabilizzanti fuori dal piano (Doherty et al. 2002).

Numerose altre ricerche presenti in letteratura analizzano il problema della vulnerabilità di strutture in muratura ad azioni ortogonali al piano della muratura attraverso analisi ad elementi finiti ed elementi discreti, i cui risultati sono sovente confrontati con risultati sperimentali o derivanti da modelli analitici reperibili in letteratura o proposti dalle normative vigenti (e.g. Begg et al., 1995; Lee et al., 1996; Martini, 1997; de Buhan et al., 1997; Sinha et al., 1997; Casolo, 1999; Casolo, 2000; Ferris et al., 2001; Checchi et al., 2008; Peña et al., 2010; Macorini et al., 2011; Sandoval et al., 2011), oppure attraverso l'impiego di analisi dinamiche non lineari (e.g. Restrepo et al., 2004; Lourenço et al., 2011; de Felice, 2011; Casolo et al., 2012).

Come sopracitato numerose campagne sperimentali sono state condotte nel corso degli anni per la caratterizzazione del comportamento strutturale di pareti o edifici in muratura soggetti ad

azioni ortogonali al proprio piano, il più delle volte attraverso l'impiego di tavole vibranti (e.g. Sinha et al., 1971; Benedetti et al., 1984; Martin et al., 1992; Benedetti et al., 1998; Paquette et al., 2000; Caneidas et al., 2004; Griffith et al., 2004; Yi et al., 2006; Griffith et al., 2007; Meisl et al., 2007; Krstevska et al., 2008; Bean et al., 2008; Paganoni et al., 2009).

Nonostante tuttavia la corposa ricerca scientifica portata avanti nell'ultimo trentennio, la questione della vulnerabilità sismica nei confronti dei meccanismi locali di collasso di edifici esistenti in muratura non è stata ancora sistematicamente inserita attraverso modelli di calcolo analitico nella corrente normativa europea (Eurocodice 8).

Tale carenza normativa è stata sottolineata anche in alcune pubblicazioni presenti in letteratura (Magenes et al., 2009; Magenes et al., 2011).

La normativa italiana (D.M.2008 e Circolare 02 febbraio 2009) è l'unica normativa vigente che propone un metodo di calcolo semplice ed utilizzabile nella prassi progettuale per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura nei confronti di meccanismi locali di collasso.

Il presente lavoro di tesi perciò, nonostante l'argomento sia stato trattato in letteratura sotto diversi aspetti, si inserisce in un contesto normativo innovativo nei riguardi di questo tema.





## Parte V. Prospettive di applicazione dell'analisi cinematica

### 9 Applicazione dell'analisi cinematica

## 9 Applicazione dell'analisi cinematica

Nella presente tesi il metodo di valutazione della vulnerabilità sismica attraverso l'analisi cinematica, così come proposto dalla normativa vigente italiana (D.M.2008), è stato applicato ad alcuni edifici storici.

Il presente lavoro di tesi tratta problematiche specifiche emergenti anche da attività connesse alla convenzione di ricerca tra la Direzione Regionale per i Beni Culturali e Paesaggistici dell'Emilia Romagna e le Università di Bologna, di Ferrara e di Parma per la valutazione del livello di rischio sismico di edifici storici sotto la tutela della Soprintendenza Regionale. Considerando il numero rilevante di edifici tutelati da esaminare, le verifiche da effettuare, intese come valutazione della sicurezza sismica, sono state eseguite attraverso metodi di analisi relativamente semplificati. In particolare, al fine di avere una immediata ed efficace valutazione quantitativa del livello di sicurezza degli edifici, per ogni edificio sono stato calcolato un **indice di sicurezza sismica  $I_s$**  valutato come il valore minore fra:

- l'indice di sicurezza sismica nei confronti dei meccanismi locali di collasso, valutato attraverso l'analisi cinematica lineare;
- l'indice di sicurezza sismica nei confronti di meccanismi globali.

Nella presente tesi l'attenzione è rivolta al calcolo dell' $I_s$  attraverso analisi cinematica lineare.

Gli edifici analizzati di cui si presentano i risultati nella presente tesi sono:

- Archivio di Stato a Reggio Emilia: Palazzo Carmi;
- Archivio di Stato a Reggio Emilia (sede secondaria): ex carcere San Tommaso;
- Archivio di Stato a Modena;
- Castello Malaspina a Bobbio (PC);
- Palazzo Ducale a Sassuolo.

In Figura 9.1 viene mostrata la localizzazione degli edifici analizzati.



**Figura 9.1-** Localizzazione degli edifici analizzati.

Nei paragrafi successivi verranno mostrati i risultati dell'analisi cinematica lineare ottenuti su alcuni degli edifici analizzati.

I casi studio di seguito in dettaglio descritti sono stati scelti sulla base di vulnerabilità comuni riscontrate ed in qualità di casi esemplificativi di situazioni di criticità comunemente riscontrabili in edifici morfologicamente e tipologicamente simili.

Come accennato nei capitoli introduttivi, il livello di accuratezza dell'analisi svolta è spesso strettamente legato allo scopo da perseguire nell'ambito di un determinato progetto.

La valutazione della vulnerabilità sismica su scala territoriale, ossia su un numero rilevante di edifici, può essere fatta nell'ambito di modelli di calcolo semplificati, che mirano a dare una prima indicazione sulle principali vulnerabilità dell'edificio in esame per poter stipulare liste di priorità di intervento.

Passando dalla scala territoriale alla scala locale, ossia all'analisi dettagliata di un edificio in particolare, il livello di accuratezza dell'analisi può aumentare in ragione della successiva fase di programmazione dettagliata dell'intervento da fare sull'edificio per aumentarne la sicurezza.

Per tale motivo nella presente tesi sono stati approfonditi gli aspetti di calcolo strettamente legati all'analisi cinematica, con particolare attenzione all'analisi cinematica non lineare, che rappresenta un livello di accuratezza maggiore dell'analisi cinematica lineare.

Trattandosi di modelli di calcolo che descrivono in modo relativamente semplice un fenomeno fisico-meccanico piuttosto complesso, è facilmente immaginabile che i risultati ottenuti dipendano fortemente dalle ipotesi di calcolo adottate.

Pertanto nell'ambito dell'analisi cinematica non lineare sono stati fatti studi parametrici al fine di indagare la variabilità e la sensibilità dei risultati alle ipotesi adottate. Lo studio parametrico, in cui si sono fatte variare caratteristiche geometriche, fenomeni meccanici e condizioni vincolari dei vari meccanismi di collasso, si svincola dai singoli edifici ed assume un carattere più generale.

Viene quindi proposto un modello di calcolo analitico che tiene in considerazione, in modo maggiormente raffinato, alcuni aspetti di calcolo che si sono rivelati avere influenza sui risultati ottenuti. Il modello di calcolo proposto pone particolare attenzione al fenomeno dell'attrito fra solai e pareti murarie ribaltanti ed al fenomeno dei meccanismi di ribaltamento composto, con particolare attenzione al ruolo dell'attrito interno dei cunei di muratura partecipanti al meccanismo.

Nella seconda parte di presentazione dei risultati viene perciò descritto il modello di calcolo proposto e vengono mostrati i risultati ottenuti.

## **9.1 Meccanismi di collasso analizzati**

Per ogni edificio analizzato è stato seguito il percorso di conoscenza, così come in dettaglio descritto nel capitolo 5. Di ogni edificio è stato perciò eseguito un rilievo storico, geometrico e del quadro fessurativo.

A seguito del rilievo, ed in particolare a seguito dell'analisi del quadro fessurativo e della presenza di elementi critici dell'edificio, si sono perciò individuati i principali meccanismi di collasso "attivi" o potenzialmente attivabili.

L'individuazione dei meccanismi di collasso "attivi" si è basata principalmente sullo studio del quadro fessurativo, mentre i

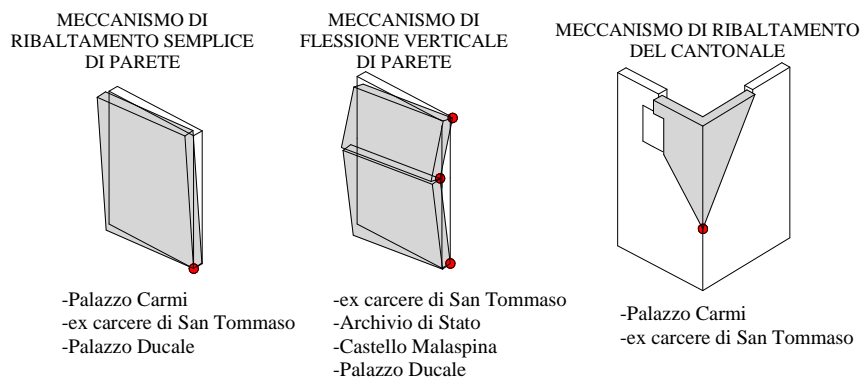


meccanismi di collasso potenzialmente attivabili sull'analisi di elementi o situazioni critiche per l'edificio.

In Figura 9.2 vengono schematizzati i principali meccanismi di collasso individuati in tutti gli edifici, suddivisi per tipologia di meccanismo.

È infatti importante sottolineare come, nell'ottica di stipulazione di liste di priorità di intervento e di successivi interventi di miglioramento sui diversi edifici storici, così come descritto nel capitolo 7, risulti importante individuare situazioni critiche ricorrenti in ogni edificio.

Nei paragrafi successivi invece, per una maggiore chiarezza di lettura, verranno mostrati i risultati suddivisi per edificio.



**Figura 9.2-** Meccanismi di collasso individuati negli edifici analizzati.

## 9.2 Risultati preliminari della ricerca

Nei paragrafi seguenti si riportano la descrizione degli edifici analizzati ed i risultati preliminari della ricerca, ossia il calcolo degli indici di sicurezza sismica attraverso l'analisi cinematica lineare di ogni edificio.

Per il calcolo del moltiplicatore di collasso, determinato attraverso analisi cinematica lineare, da utilizzare nel calcolo della capacità, si è fatto principalmente riferimento a “Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei

relativi modelli cinematici di analisi”, scaricabile dal sito: [http://www.cata.unich.it/sisma/files/0.Schede\\_Meccanismi\\_collasso.pdf](http://www.cata.unich.it/sisma/files/0.Schede_Meccanismi_collasso.pdf)

### 9.2.1 Palazzo Carmi a Reggio Emilia

Palazzo Carmi è un edificio storico attuale sede principale dell'Archivio di Stato della provincia di Reggio Emilia, ubicato in via Cairoli n°4 e 6.

La Soprintendenza ai beni culturali ha segnalato l'edificio oggetto di studio per un'analisi sismica in quanto l'edificio ha una rilevanza storica elevata e soprattutto è sede di attività pubbliche.

#### 1. Rilievo storico

La prima costruzione dell'edificio risale al 1849 per opera dell'architetto Luigi Croppi su commissione dei fratelli Carmi. Alcune caratteristiche fanno pensare che l'edificio sia stato eretto accorpando delle porzioni del più antico convento di Santo Spirito.

I primi documenti risalenti ai materiali da costruzione utilizzati e la tipologia tecnica degli elementi risalgono ai lavori di ristrutturazione del 1983. Non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche e prestazionali dell'intero edificio ma solo su una parte di esso.

Negli anni successivi al 1983 è stata eseguita una serie di interventi di manutenzione straordinaria che ha in parte alterato il comportamento iniziale dell'edificio.

#### 2. Rilievo geometrico e dei dettagli costruttivi

Palazzo Carmi è in muratura portante e si sviluppa su una pianta rettangolare per cinque piani fuori terra. Sono inoltre presenti un piano sottotetto adibito quasi interamente ad archivio e un piano interrato che non interessa l'intera pianta dell'edificio in elevazione. L'edificio è costituito da un ingresso principale prospiciente strada Cairoli e da un cortile interno recintato da muri e cancelli. Il tetto dell'edificio è a falde inclinate con un'inclinazione di circa 9 gradi per quasi l'intero sviluppo planimetrico ad eccezione di una porzione

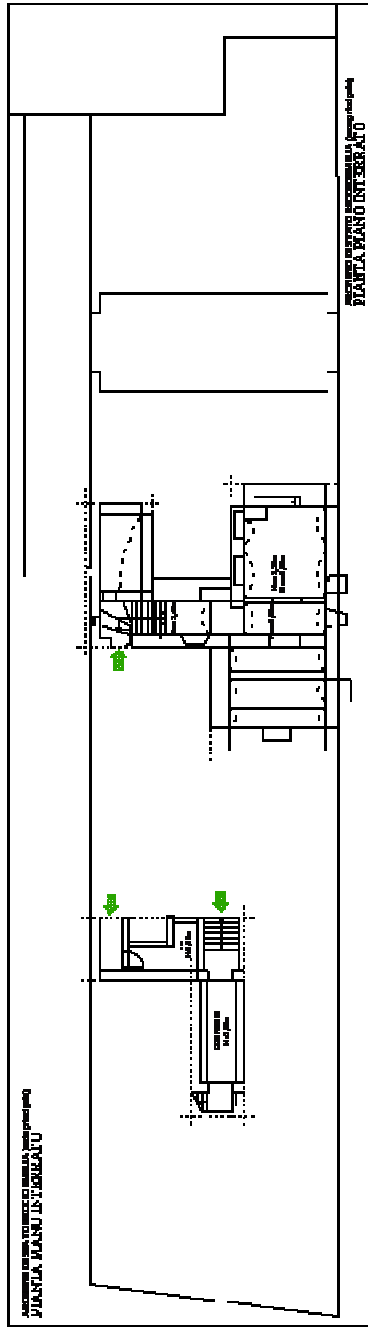
prospiciente il cortile interno in cui il tetto assume una configurazione differente.

L'edificio ha un'altezza di gronda pari a 16.39 m ed una superficie coperta di 896 m<sup>2</sup> per piano ed è in muratura di laterizi pieni mentre i solai sono principalmente in materiale ligneo. Alcuni ambienti presentano un soffitto costituito da volte a botte mentre altri a volte a padiglione.

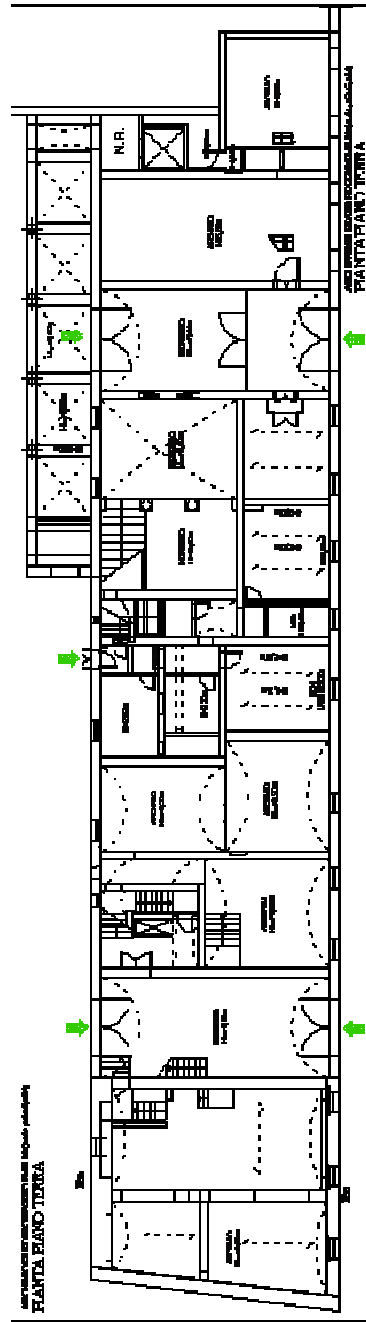
Il rilievo geometrico si è basato su un sopralluogo dell'edificio con ausilio di planimetrie già redatte in precedenza. In Figura 9.3 si riportano le piante dell'edificio ed in Figura 9.4 le fotografie dei prospetti lato ingresso principale e lato cortile interno. Si fa notare che l'orditura segnata nelle piante fa riferimento all'orditura delle travi principali.

Nei paragrafi successivi verrà utilizzata la seguente legenda:

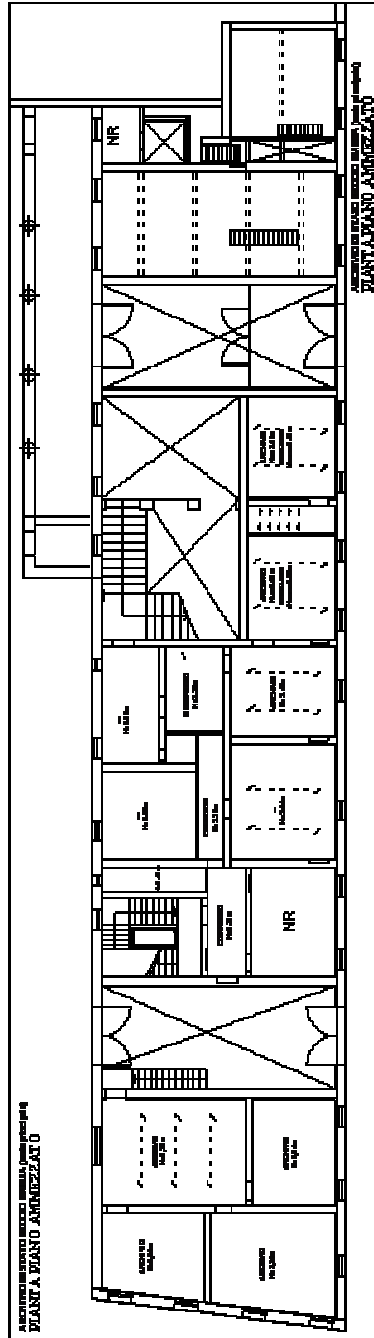
PT = piano terra; PP = piano primo; PS = piano secondo; PSott = piano sottotetto.



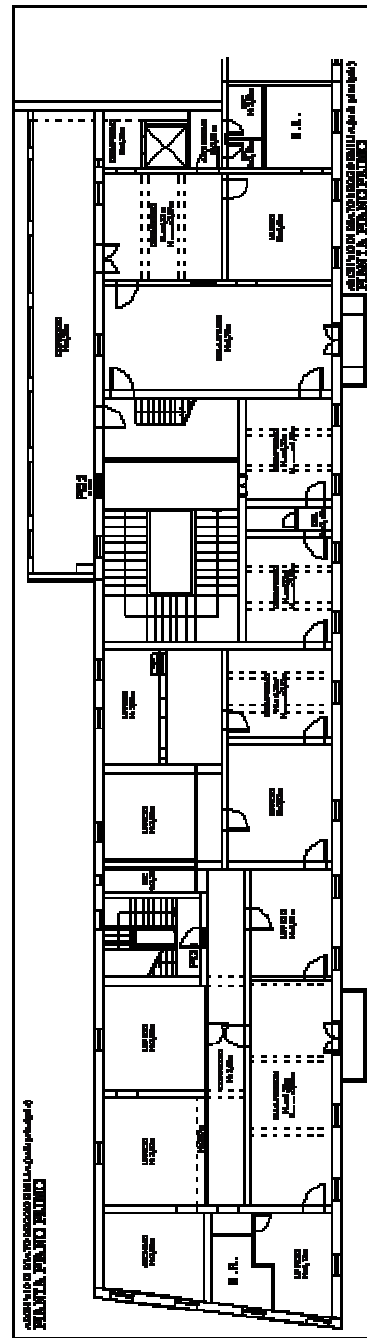
(a)



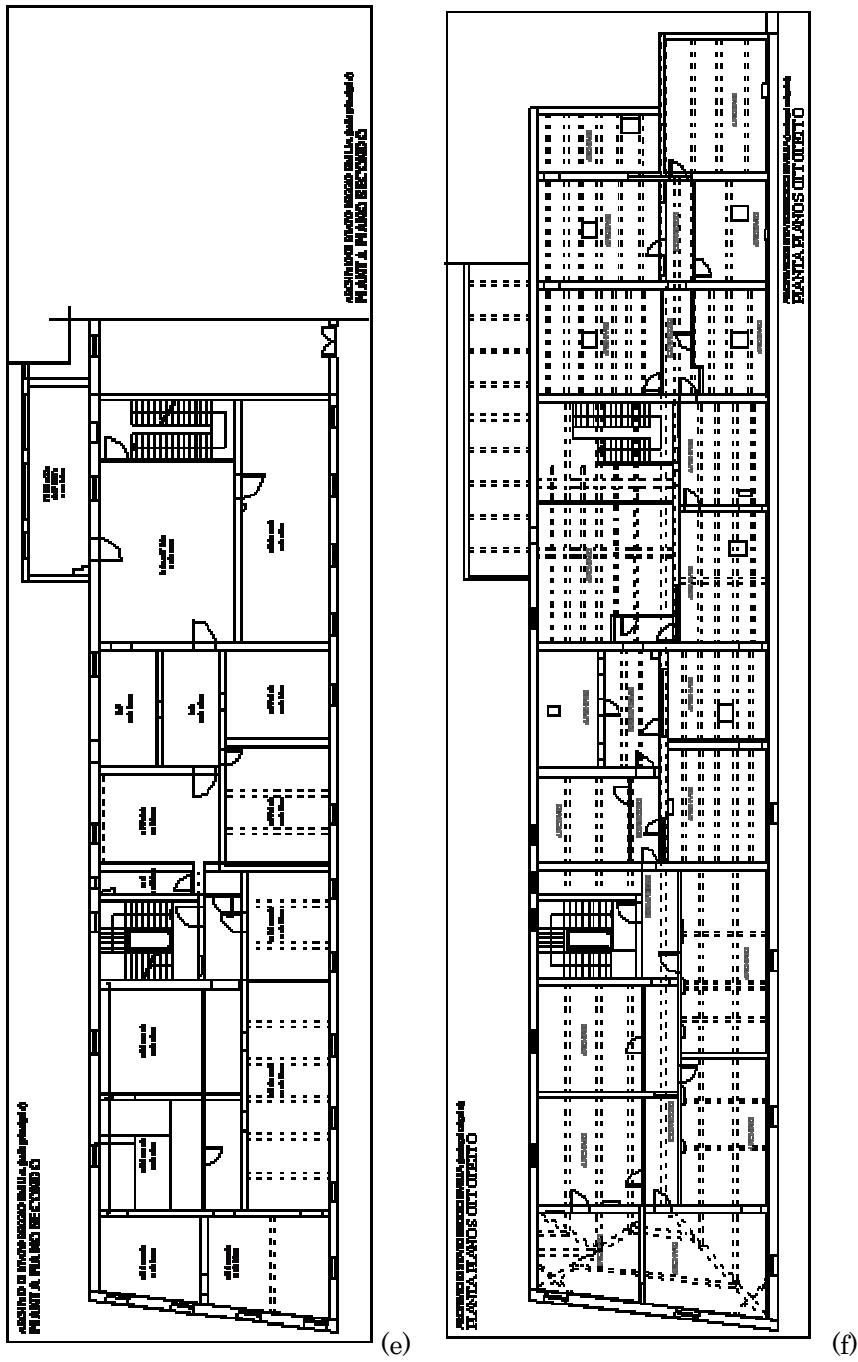
(b)



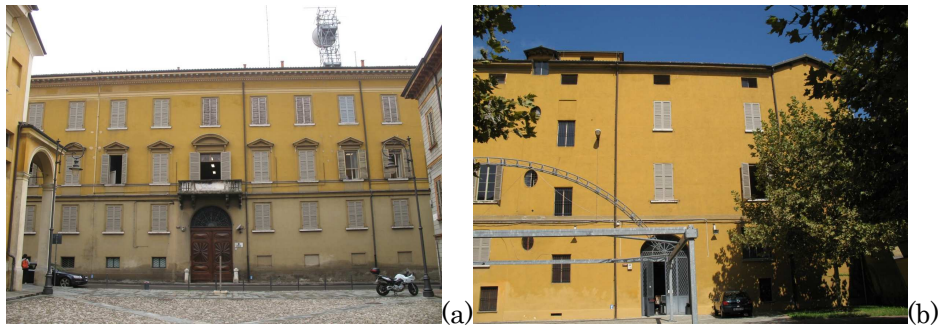
(c)



(d)



**Figura 9.3-** Piante dell'edificio: (a) piano interrato, (b) piano terra, (c) piano ammezzato, (d) piano primo, (e) piano secondo, (f) sottotetto.



**Figura 9.4-**(a) Prospetto lato ingresso principale, (b) prospetto lato cortile interno.

Il sopraluogo è servito ad analizzare il quadro fessurativo dell'edificio che ha permesso di realizzare le mappature delle fessure presenti.

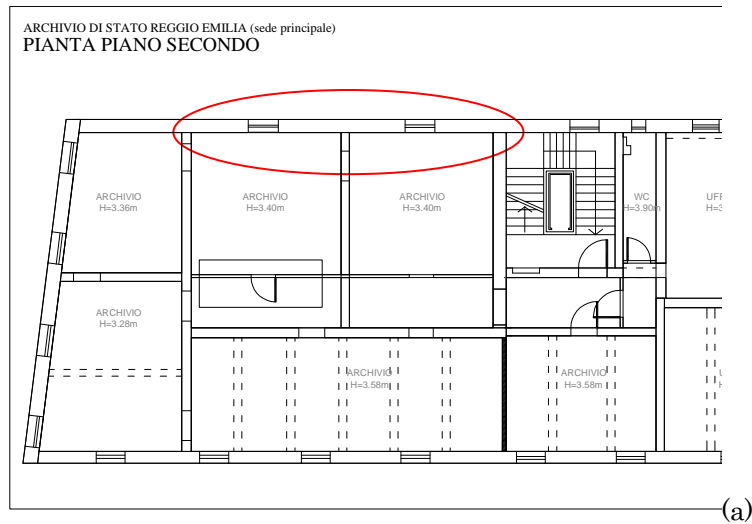
### 3. Rilievo del quadro fessurativo ed individuazione dei meccanismi locali di collasso

Analizzando il quadro fessurativo e la disposizione strutturale dell'intero edificio si sono individuati alcuni possibili meccanismi locali di collasso. In particolare sono stati individuati e analizzati due meccanismi di collasso: un *meccanismo di ribaltamento semplice* ed possibile un *meccanismo di ribaltamento del cantonale* (v. Figura 9.2).

#### -Porzione di parete soggetta a meccanismo di ribaltamento semplice:

Dal rilievo fotografico si riscontra la presenza di una fessura significativa lungo il soffitto del secondo piano e fessure verticali tra le pareti divisorie dei locali che delimitano in modo netto la porzione muraria interessata dal ribaltamento. Ulteriori fessure diagonali presenti sui muri ortogonali al setto murario ribaltante sono correlabili al meccanismo di collasso in atto. Si notano inoltre sottili fessure in corrispondenza delle finestre.

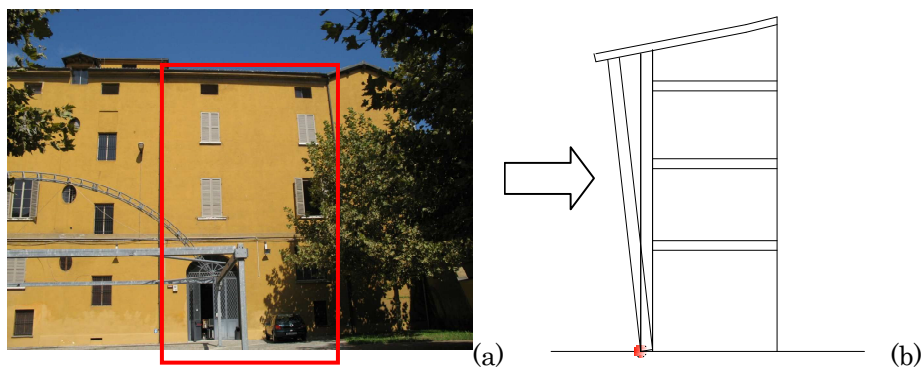
In Figura 9.5 vengono riportate la parte di pianta del secondo piano, in cui viene evidenziata la porzione muraria soggetta al meccanismo di ribaltamento, e parte della documentazione fotografica relativa al meccanismo di collasso in esame.



**Figura 9.5**-Meccanismo di ribaltamento semplice di porzione di parete: (a) Localizzazione del meccanismo, (b) quadro fessurativo.

Le fessure riscontrate interessano solamente il secondo piano dell'edificio; tuttavia, a causa di fessure possibilmente intonacate nel tempo e non immediatamente visibili, il quadro fessurativo potrebbe aver interessato anche i piani sottostanti. Per tale motivo, a favore di sicurezza, si è considerato nei calcoli il ribaltamento dell'intera porzione di facciata interessata, con cerniera cilindrica del meccanismo di ribaltamento posizionata alla base del piano terra, Figura 9.6.



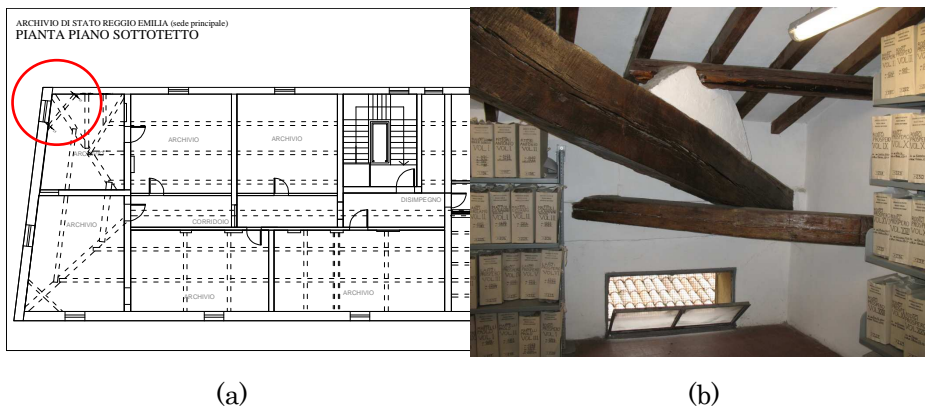


**Figura 9.6-**(a) Individuazione della porzione di facciata ribaltante, (b) modellazione del meccanismo di ribaltamento semplice.

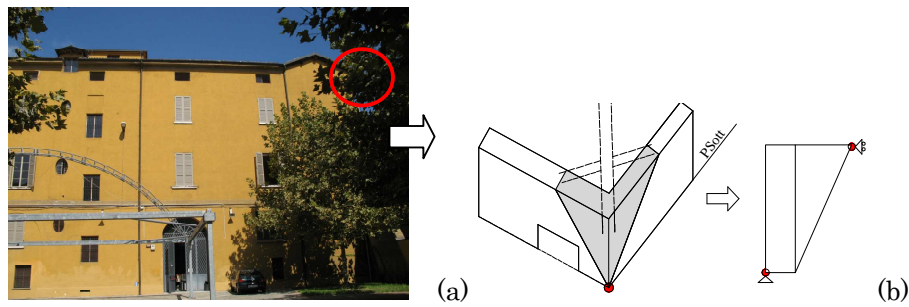
Possibile meccanismo di ribaltamento di un cantonale soggetto a spinta del tetto

Il secondo meccanismo di collasso analizzato riguarda un potenziale ribaltamento di uno spigolo del fabbricato (cantonale) a causa dell'azione spingente della copertura.

In tal caso l'individuazione del potenziale meccanismo non si è basata sull'analisi del quadro fessurativo, in quanto non sono state riscontrate fessure in corrispondenza dello spigolo che richiamano il meccanismo, ma sulla base della presenza di una trave della copertura che esercita un'azione spingente sullo spigolo del fabbricato, Figura 9.7-Figura 9.8.



**Figura 9.7-**Meccanismo di ribaltamento di un cantonale: (a) Localizzazione del meccanismo, (b) documentazione fotografica.



**Figura 9.8-**(a) Individuazione del cantonale oggetto di studio, (b) modellazione del meccanismo di ribaltamento del cantonale.

#### 4. Condizioni d'uso e livelli di sicurezza dell'edificio

L'edificio oggetto di studio è adibito ad Archivio di Stato. All'interno dell'edificio sono pertanto presenti locali con differenti destinazioni d'uso, indicate in Figura 9.3. Le destinazioni d'uso più ricorrenti presenti nell'Archivio sono quelle di uffici, segreteria ed archivio.

Data la funzione dell'edificio è stata perciò scelta una classe d'uso II, Tabella 9.1.

**Tabella 9.1-** Classe d'uso dell'edificio.

<i>Classe I:</i> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i> Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i> Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i> Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe commesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

<b>CLASSE D'USO</b>	I	II	III	IV
<b>COEFFICIENTE <math>C_U</math></b>	0,7	1,0	1,5	2,0

Considerando una vita nominale di 50 anni (v. Tabella 6.4) il tempo di ritorno,  $T_R$  a SLV è pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50 \cdot 1}{\ln(1 - 0.1)} = 475 \text{ anni} \quad (9.1)$$

Il fattore di confidenza utilizzato nei calcoli è pari a 1.35.

### 5. Azioni di progetto sulla costruzione

Le azioni statiche agenti sulla costruzione derivano dal peso proprio del muro, dal carico trasmesso dal solaio e dai relativi carichi accidentali e dalla spinta della copertura sul muro dovuta al peso proprio più eventuali carichi accidentali.

I carichi di progetto considerati nel calcolo della capacità della struttura fanno riferimento alla combinazione sismica, secondo il punto 2.5.3 del D.M. 2008:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (9.2)$$

Secondo la combinazione sismica i coefficienti parziali di sicurezza sono pari ad 1 mentre i coefficienti di combinazione da moltiplicare per i carichi accidentali sono ricavati dalla Tabella 2.5.I del D.M.2008 in funzione della categoria d'uso dell'edificio, Tabella 9.2.

**Tabella 9.2-** Coefficienti di combinazione.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

6. Calcolo dell'indice di sicurezza sismica  $I_s$

Come in dettaglio spiegato nel capitolo 6 l'indice di sicurezza sismica  $I_s$  è dato dal rapporto fra la capacità di accelerazione  $a_0^*$  e la domanda richiesta dal sisma  $a$ .

La capacità di accelerazione  $a_0^*$  dipende dal moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  e perciò dalle sollecitazioni agenti sulla porzione muraria ribaltante.

Per le equazioni utilizzate si faccia riferimento al capitolo 6.2.1.

Si riporta per chiarezza il calcolo di  $a_0^*$  e di  $a$ :

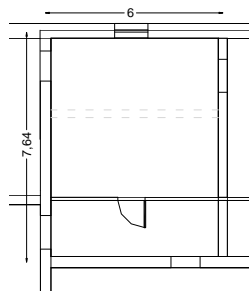
$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

$$a = \frac{S \cdot a_g}{q} \rightarrow \text{Cerniera cilindrica posta a terra} \quad (9.3)$$

$$a = \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \rightarrow \text{Cerniera cilindrica posta ad una certa quota da terra}$$

Meccanismo di ribaltamento semplice di porzione di parete

Come mostrato nel rilievo geometrico (v. Figura 9.3), non è nota l'orditura del solaio del primo e secondo piano. Dato che la luce delle travi sarebbe di 6 m nel caso fossero parallele alla parete ribaltante mentre di 7.64 m nel caso in cui le travi fossero ortogonali alla parete muraria ribaltante, si è ipotizzato di considerare le travi principali ordinate parallelamente al setto murario in quanto caratterizzate da una luce più plausibile, Figura 9.9.



**Figura 9.9**-Ipotesi di orditura delle travi principali.

Per tale motivo il carico trasmesso dal solaio alla parete muraria ribaltante farebbe riferimento a metà interasse dei travetti secondari.

Si è ipotizzato, per semplicità, di trascurare il peso trasmesso dal solaio nel calcolo della capacità.

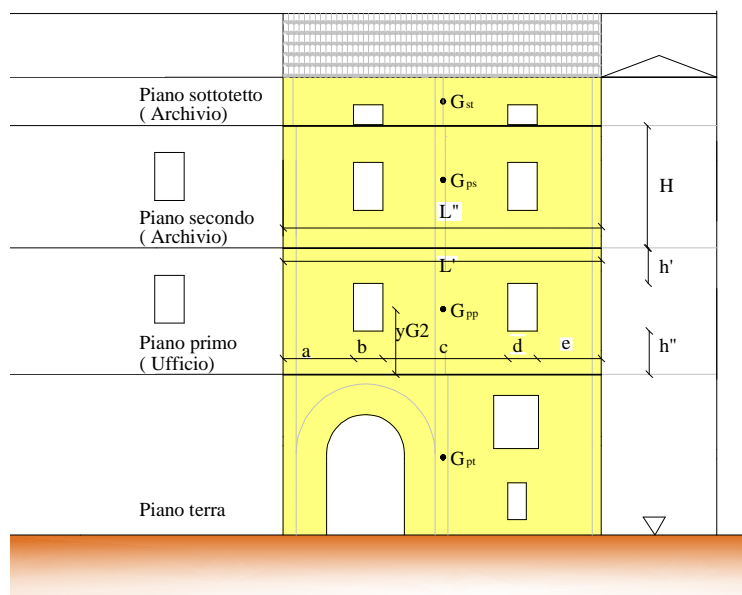
Si è considerato perciò che l'unico peso agente sulla porzione di parete ribaltante fosse costituito dal peso proprio del muro  $P_m$ .

Il peso proprio del muro è calcolato come il volume al netto dei fori moltiplicato per il peso specifico della muratura. Gli spessori dei muri sono considerati al lordo degli intonaci nel calcolo del peso ed al netto degli intonaci nel calcolo del braccio orizzontale delle forze. Si è considerato uno spessore di intonaco pari a 2 cm.

Si è ipotizzato nei calcoli una resistenza a compressione infinita della muratura e pertanto la cerniera cilindrica è stata posizionata sul filo del muro, al netto dell'intonaco.

Nei calcoli si è inoltre trascurato il piano ammezzato e si è fatto riferimento ai piani terra, primo, secondo e sottotetto.

Le grandezze geometriche considerate nel calcolo sono riportate in Tabella 9.3-Tabella 9.4 ed illustrate in Figura 9.10.



**Figura 9.10**-Definizione geometrica del prospetto della porzione di parete ribaltante.

**Tabella 9.3-** Caratteristiche geometriche della porzione di parete.

	Piano terra	Piano primo	Piano secondo	Piano sottotetto
Altezza fascia sotto finestra h" [m]	\	0.9	0.9	0
Altezza fascia soprafinestra h' [m]	\	1.35	1.31	1.1
Altezza totale di piano H [m]	6.26	4.52	3.96	1.65
a [m]	\	2.65	2.71	2.71
b [m]	\	1.11	1	1
c [m]	\	4.71	4.81	4.81
d [m]	\	1.11	1	1
e [m]	\	2.42	2.48	2.48
Larghezza fascia sotto finestra L" [m]	\	12.00	12.00	12.00
Larghezza fascia intermedia a+c+e[m]	\	9.78	10.00	10.00
Larghezza fascia soprafinestra L' [m]	\	12.00	12.00	12.00

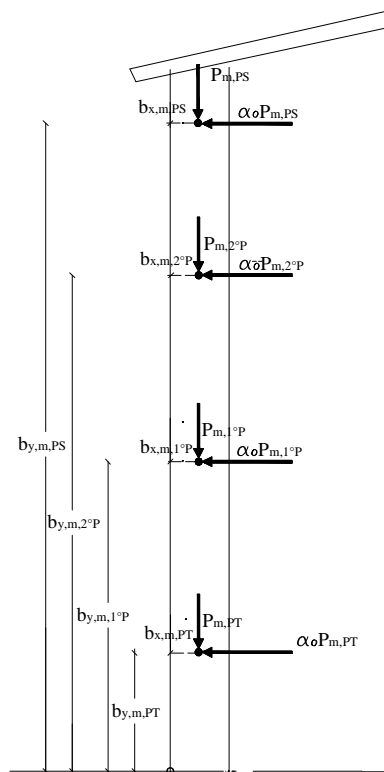
**Tabella 9.4-** Calcolo del peso proprio del muro  $P_m$ .

Piano	Area netta [KN]	Peso specifico $\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Spessore totale muro [m]	$P_m$ [KN]
PT	484.71	18	0.49	484.71
1°P	435.32	18	0.49	435.32
2°P	381.20	18	0.48	381.20
PSott	127.22	18	0.38	127.22

Come descritto nel capitolo 6 il moltiplicatore dei carichi  $\alpha_0$  nel caso di analisi cinematica lineare è dato da:

$$\alpha_0 = \frac{M_{stab}}{M_{instab}} \quad (9.4)$$

dove, nel caso di ribaltamento semplice  $M_{stab}$  è dato dal prodotto del peso verticale per il braccio orizzontale ed  $M_{instab}$  dal prodotto del peso verticale per il braccio verticale, Figura 9.11.



**Figura 9.11-** Schematizzazione delle grandezze per la determinazione del moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$ .

Pertanto il momento stabilizzante  $M_{stab}$  è pari a:

$$M_{stab} = P_{m,PT} \cdot b_{x,m,PT} + P_{m,1^oP} \cdot b_{x,m,1^oP} + P_{m,2^oP} \cdot b_{x,m,2^oP} + P_{m,PS} \cdot b_{x,m,PS} \quad (9.5)$$

mentre il momento instabilizzante  $M_{instab}$  è pari a:

$$M_{instab} = P_{m,PT} \cdot b_{y,m,PT} + P_{m,1^{\circ}P} \cdot b_{y,m,1^{\circ}P} + P_{m,2^{\circ}P} \cdot b_{y,m,2^{\circ}P} + P_{m,PS} \cdot b_{y,m,PS} \quad (9.6)$$

In Tabella 9.5 si riportano i valori numerici dei momenti stabilizzanti ed instabilizzanti mentre in Tabella 9.6 si riportano i calcoli per la determinazione dell'accelerazione di attivazione del meccanismo  $a_0^*$ .

**Tabella 9.5-** Calcolo del peso proprio del muro  $P_m$ .

Piano	$P_m$ [KN]	$b_{x,m}$ [m]	$b_{y,m}$ [m]	Momento stabilizzante [KNm]	Momento instabilizzante [KNm]
PT	484.71	0.23	3.26	88.25	1577.92
1°P	435.32	0.23	8.54	79.26	3719.69
2°P	381.20	0.22	12.78	67.50	4870.83
PSott	127.22	0.17	15.60	16.17	1984.55

**Tabella 9.6-** Determinazione della capacità di accelerazione  $a_0^*$ .

Tot. momenti stab [KNm]	Tot. momenti instab [KNm]	$\alpha_0$	Massa partecipante $M^*$ [t]	Fraz. di massa partecipante $e^*$ [t]	FC	$a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
312.5	12153.0	0.0257	115.76	0.593	1.35	0.3148

Come mostrato in Figura 9.6 il meccanismo di ribaltamento analizzato interessa l'intera facciata. La cerniera cilindrica è stata posizionata alla base del piano terra e pertanto il calcolo della domanda sismica a fa riferimento al caso di: cerniera cilindrica posta a terra.



Ricordando che l'edificio è ubicato a Reggio Emilia (longitudine:10.62, latitudine:44.7) i parametri spettrali sono pari a:

$$a_g = 1.511 \text{ m/s}^2; F_0 = 2.37; T_c^* = 0.29 \text{ s} \quad (9.7)$$

Il coefficiente  $S$  è pari a:

$$S = 1 \cdot 1.48 = 1.48 \quad (9.8)$$

**Tabella 9.7-** Determinazione del coefficiente  $S$ .

**Tabella 3.2.V** – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

**Tabella 3.2.IV** – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

**Tabella 3.2.VI** – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Pertanto la domanda di accelerazione  $a$  è pari a:

$$a = \frac{1.511 \cdot 1.48}{2} = 1.1189 \text{ m/s}^2 \quad (9.9)$$

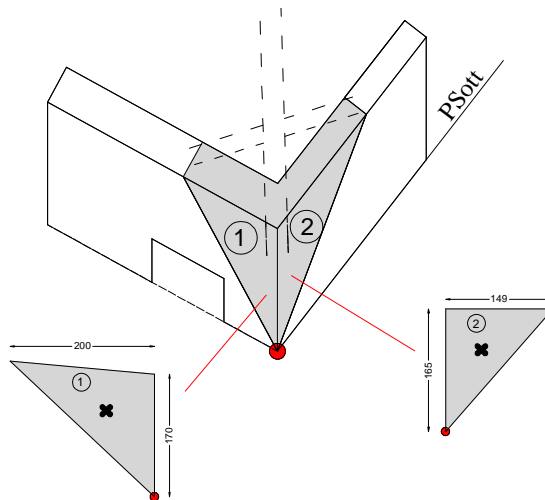
L'indice di sicurezza sismica  $I_s$  è perciò pari a:

$$I_s = \frac{0.3148}{1.1189} = 0.28 \quad (9.10)$$

Come atteso la verifica eseguita con le ipotesi semplificate sopradescritte non risulta soddisfatta in quanto  $I_s$  è nettamente inferiore all'unità.

Meccanismo di ribaltamento del cantonale

Analogamente a quanto fatto per il meccanismo di ribaltamento semplice di porzione di parete è stato calcolata l'area interessata al meccanismo ed il peso proprio del muro  $P_m$  con la relativa posizione del baricentro, Figura 9.12 e Tabella 9.8.

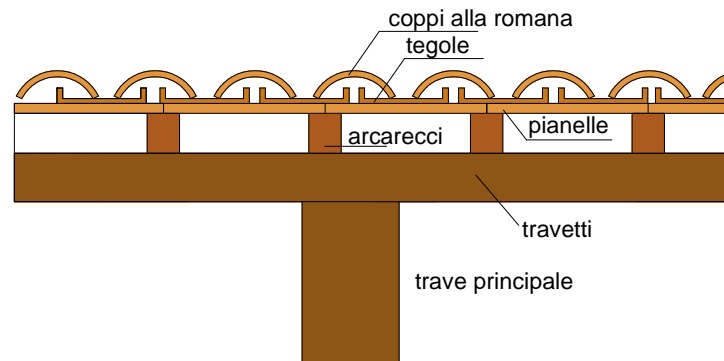


**Figura 9.12-**Determinazione peso proprio del muro e della posizione del baricentro geometrico.

**Tabella 9.8-** Calcolo del peso proprio del muro  $P_m$  e del baricentro.

Baricentro pareti [m]				Spessore muro [m]		Area pareti [m <sup>2</sup> ]		Peso proprio muro $P_m$ [kN]	
xG1	yG1	xG2	yG2	1	2	1	2	1	2
0.66	1.16	0.49	1.1	0.55	0.38	1.65	1.23	11.29	12.17

Sul cantonale agisce il carico trasmesso dalla copertura la cui composizione viene illustrata in Figura 9.13 e descritta in Tabella 9.9.



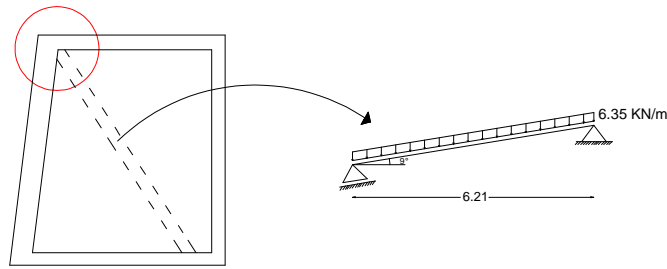
**Figura 9.13** Pacchetto di copertura.

**Tabella 9.9** Composizione del pacchetto di copertura.

Elemento	Peso proprio al metro quadrato [KN/m <sup>2</sup> ]
Manto di copertura in tegole e coppi in laterizio	0.46
Pianelle	0.54
Travetti (10x12.5 cm)	0.2
Arcarecci	0.18
<b>TOTALE</b>	<b>1.38</b>

Ai carichi riportati in Tabella 9.9 va aggiunto il peso proprio della trave principale di dimensioni 30x50 cm.

Considerando una lunghezza della trave principale di 6.21 m si ottiene un carico totale distribuito di 6.35 kN/m<sup>2</sup>,



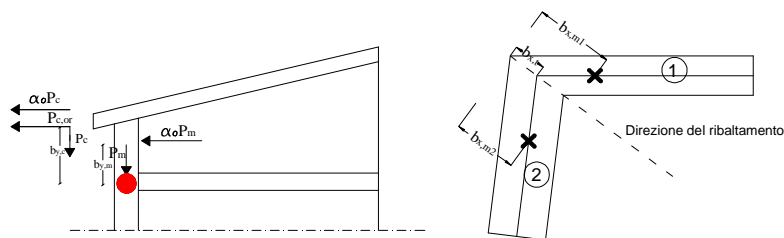
**Figura 9.14**-Schema di carico della copertura.

Considerando una possibile azione spingente della copertura sullo spigolo di fabbricato e, dato il buono stato della copertura, l'ipotesi di colmo della copertura ben ancorato (v. Figura 9.14), il carico verticale trasmesso dalla copertura alla parete muraria è pari a  $P_c=19.4$  kN mentre la spinta orizzontale, dovuta all'inclinazione della copertura di circa  $9^\circ$ , è pari a  $P_{c,or}=3.15$  kN.

I momento stabilizzanti ed instabilizzanti, da rapportare nel calcolo del moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$ , sono pari a:

$$\begin{cases} M_{stab} = P_{m1} \cdot b_{x,m1} + P_{m2} \cdot b_{x,m2} + P_c \cdot b_{x,t} - P_{c,or} \cdot b_{yc} \\ M_{instab} = P_{m1} \cdot b_{y,m1} + P_{m2} \cdot b_{y,m2} + P_c \cdot b_{y,c} \end{cases} \quad (9.11)$$

dove le grandezze sopraindicate sono indicate in Figura 9.15 e riassunte in Tabella 9.10 (per il calcolo dei pesi  $P_m$  e  $P_c$  si faccia riferimento alla Tabella 9.8-Tabella 9.9 e Figura 9.14). Va sottolineato come la spinta orizzontale dovuta all'inclinazione della copertura,  $P_{c,or}$ , sia una spinta statica e non sismica, da conteggiare perciò nel calcolo del momento stabilizzante, con segno negativo in quanto agente nella direzione del ribaltamento.



**Figura 9.15**-Schematizzazione delle grandezze per la determinazione del moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$ .

**Tabella 9.10**- Bracci orizzontali e verticali.

$b_{x,m1}$ [m]	$b_{x,m2}$ [m]	$b_{x,t}$ [m]	$b_{y,m1}$ [m]	$b_{y,m2}$ [m]	$b_{y,c}$ [m]
0.84	0.546	0.304	1.16	1.1	1.65

La capacità di accelerazione  $a_0^*$  (v. eq. (9.3) è determinata in Tabella 9.11.

**Tabella 9.11**- Determinazione della capacità di accelerazione  $a_0^*$ .

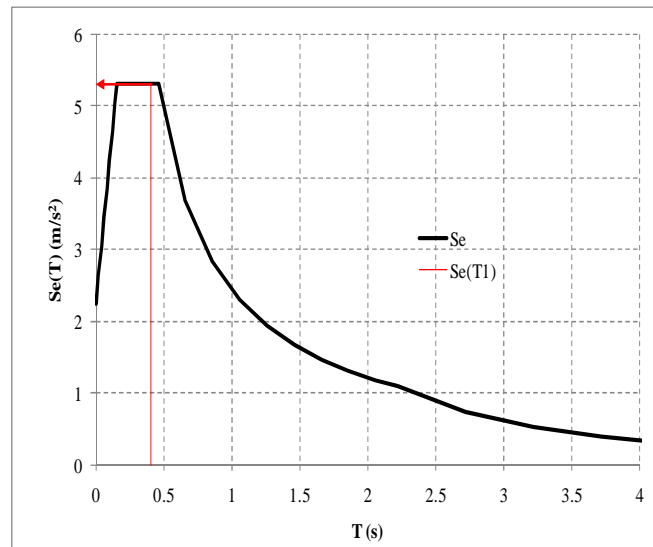
Tot. momenti stab [KNm]	Tot. momenti instab [KNm]	$\alpha_0$	Massa partecipante $M^*$ [t]	Fraz. di massa partecipante $e^*$ [t]	FC	$a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
22.9	89.5	0.256	6.2	0.967	1.35	1.92

Il meccanismo descritto interessa una porzione collocata al piano sottotetto; pertanto per la determinazione della domanda sismica  $a$  si è fatto riferimento al caso: cerniera cilindrica posta ad una certa quota da terra.

In Tabella 9.12 si riassumono le grandezze utilizzate per il calcolo di  $a$  (v.eq.(9.3) e capitolo 6), ricordando che il fattore di struttura  $q=2$ , ed in Figura 9.16 si riporta lo spettro elastico utilizzato nel calcolo.

**Tabella 9.12**- Determinazione delle grandezze per il calcolo di  $a$ .

$\Psi$	$\gamma$	$T_1$ [s]	$S_e(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a$ [m/s <sup>2</sup> ]
0.899	1.33	0.407	5.3	3.18



**Figura 9.16**-Spettro elastico.

L'indice di sicurezza sismica  $I_s$  è perciò pari a:

$$I_s = \frac{1.92}{3.18} = 0.60 \quad (9.12)$$

### 9.2.2 Ex carcere di San Tommaso a Reggio Emilia

Il complesso dell'ex carcere San Tommaso svolge attualmente la funzione di sede secondaria dell'Archivio di Stato di Reggio Emilia. L'edificio sorge nel perimetro dell'antico convento del Corpus Domini di Reggio Emilia e l'ingresso è ubicato in via delle Carceri n°4

La Soprintendenza ai beni culturali ha segnalato l'edificio oggetto di studio per un'analisi sismica in quanto l'edificio ha una rilevanza storica.

#### 1. Rilievo storico

L'edificio di san Tommaso è collocato dove anticamente sorgeva il convento di San Tommaso, noto già nell' 835 d.C. e del quale è sopravvissuto solo parte del muro perimetrale esterno, e il convento del Corpus Domini, edificato tra il 1466 e il 1472. L' attuale edificio

centrale pare risalire agli anni 1807-1808 ed è stato consolidato in parte nel dopoguerra. L'edificio di ingresso è invece di più recente costruzione.

## 2. Rilievo geometrico e dei dettagli costruttivi

L'impianto architettonico complessivo di San Tommaso è costituito da un muro perimetrale esterno entro il quale si trova un edificio centrale, ossia l'ex carcere, ed un altro edificio di ingresso che si affaccia su via delle Carceri.

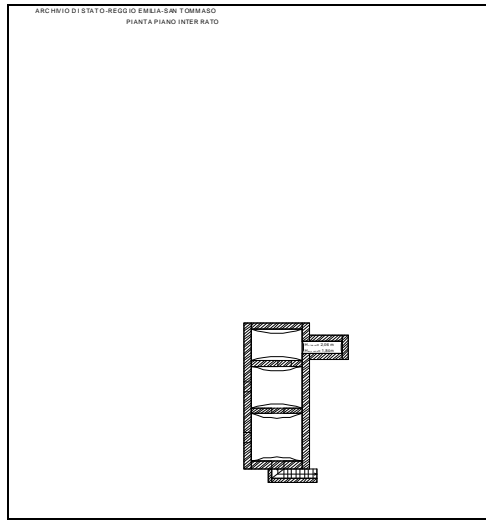
Sia l'edificio di ingresso che quello centrale sono in muratura portante e si sviluppano su una pianta rettangolare. Lungo il lato più lontano dall'ingresso sorge l'ex chiesa del Corpus Domini ed un'altra struttura minore, sempre a pianta rettangolare. L'edificio si sviluppa in alcune sue parti per tre piani fuori terra ed in altre parti per due piani fuori terra, più un sottotetto accessibile ed alcuni vani interrati che non si sviluppano per l'intera planimetria dell'edificio. Il tetto dell'edificio è a falde inclinate. È inoltre presente un terrazzo al secondo piano.

La massima altezza di gronda dell'edificio è pari a 13.75 m e una superficie coperta di 4938 m<sup>2</sup>. L'edificio è in muratura e mattoni in cotto mentre, dall'analisi visiva e morfologica dell'edificio, si può ipotizzare che i solai siano principalmente solai in latero-cemento. Il solaio di copertura è invece costituito principalmente da materiale ligneo. In alcuni ambienti è presente un soffitto costituito da volte a botte o da volte a padiglione. L'edificio è circondato da un muro perimetrale esterno perimetrale, da un cortile perimetrale che delimita lo spazio tra l'edificio d'ingresso e l'edificio centrale e da un cortile centrale. Al centro del cortile sorge l'edificio centrale, ossia il complesso un tempo adibito a celle dei detenuti.

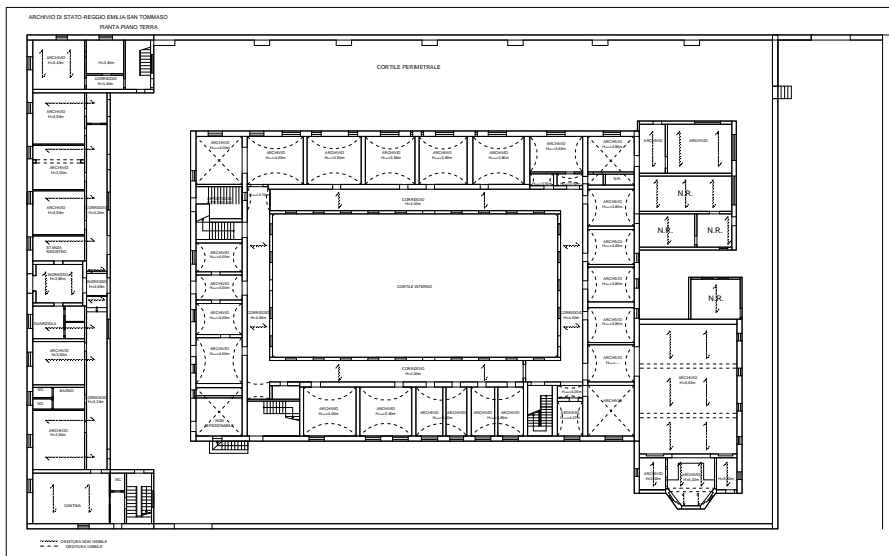
Il rilievo geometrico si è basato su un sopralluogo dell'edificio con ausilio di planimetrie già redatte in precedenza.

In Figura 9.17 si riportano le piante dell'edificio ed in Figura 9.18 le fotografie dei prospetti lato ingresso principale e lato cortile interno.

Si fa notare che l'orditura segnata nelle piante fa riferimento all'orditura delle travi principali.

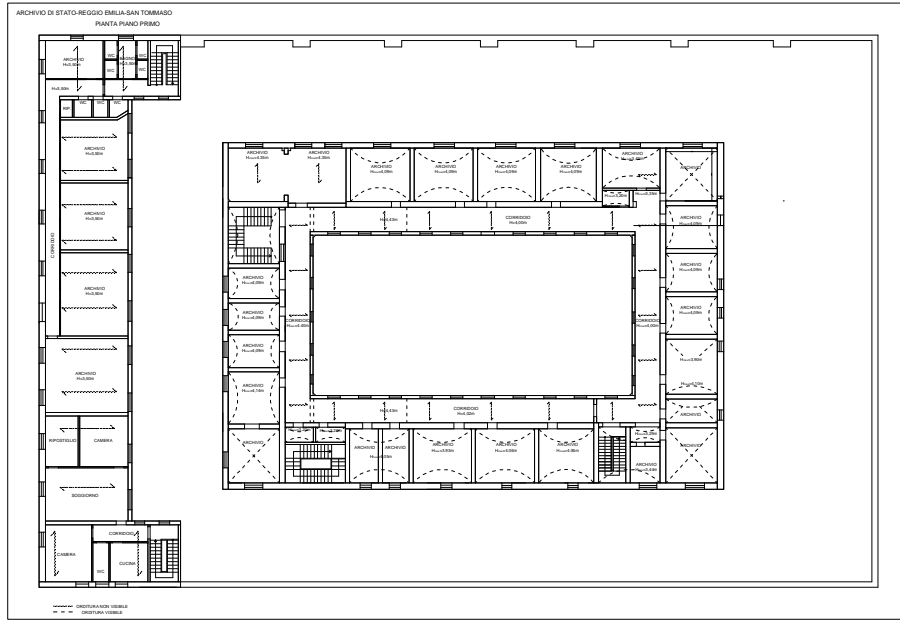


(a)

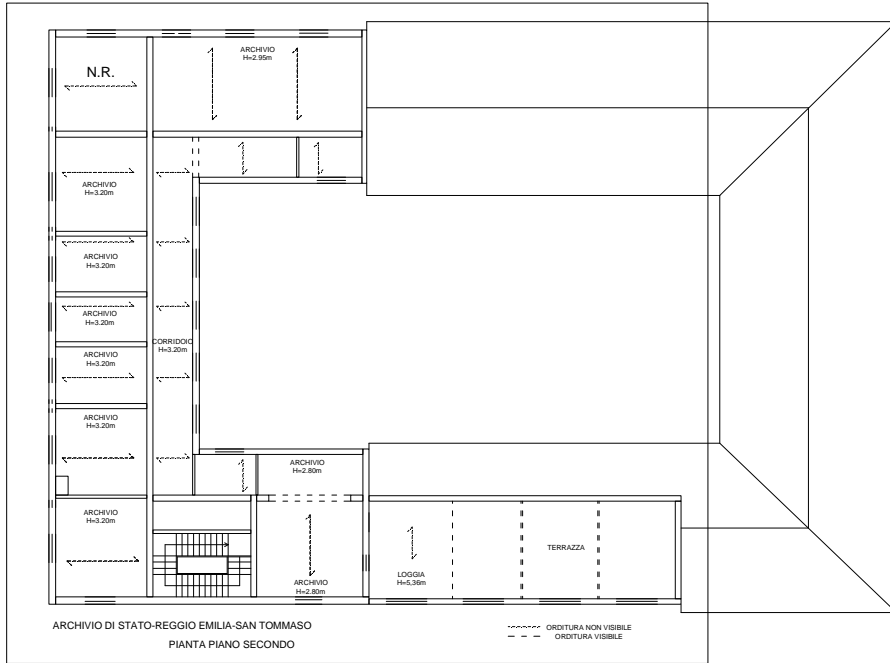


(b)

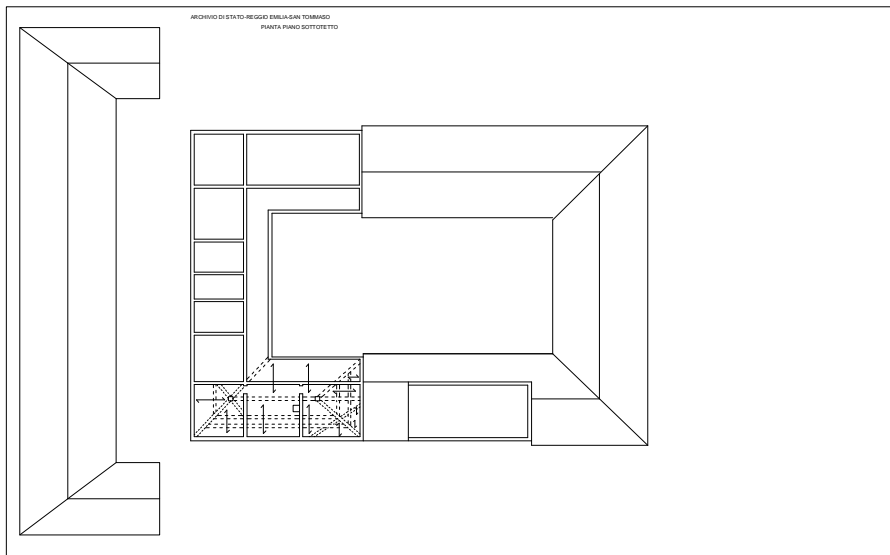




(c)



(d)



(e)

**Figura 9.17-** Piante dell'edificio: (a) piano interrato, (b) piano terra, (c) piano primo, (d) piano secondo, (e) piano sottotetto.



**Figura 9.18**-(a) Prospetto lato esterno, (b) prospetto lato cortile perimetrale, (c) muro perimetrale, (d) prospetto lato cortile interno, (e) Chiesa del Corpus Domini.

Il sopraluogo è servito ad analizzare il quadro fessurativo dell'edificio che ha permesso di realizzare le mappature delle fessure presenti e di individuare situazioni pericolose o critiche.

### 3. Rilievo del quadro fessurativo ed individuazione dei meccanismi locali di collasso

Analizzando il quadro fessurativo e la disposizione strutturale dell'intero edificio si sono individuati alcuni possibili meccanismi locali di collasso. In particolare non sono state riscontrate fessure particolarmente visibili e riconducibili a cinematismi in atto nella struttura, ma piuttosto si sono individuate e analizzate situazioni potenzialmente pericolose per la sicurezza dell'edificio che potrebbero innescare meccanismi locali di collasso.

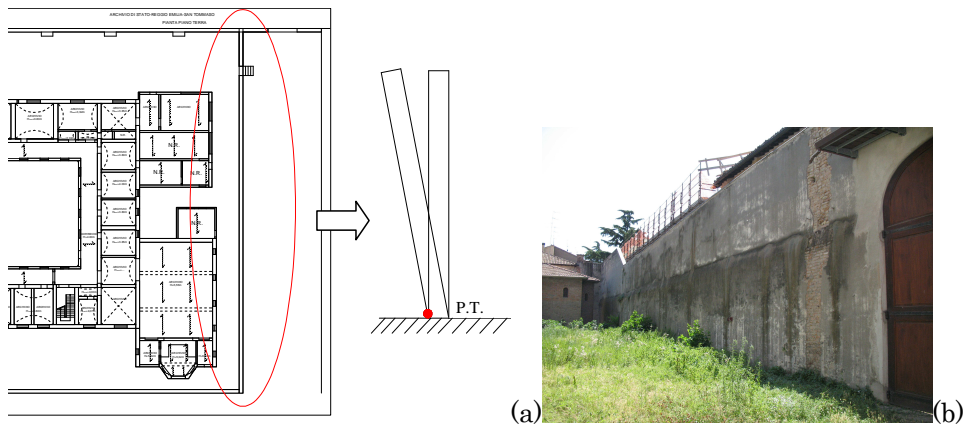
Sono stati individuati e analizzati 4 potenziali cinematismi dell'edificio di cui 3 localizzati nel corpo centrale dell'edificio mentre

uno riguardante il muro perimetrale che recinta l'edificio e pertanto non completamente appartenente all'edificio stesso.

In particolare sono stati analizzati: un *meccanismo di ribaltamento semplice del muro perimetrale esterno*, un *meccanismo di ribaltamento sottile di pareti sottili isolate*, un *meccanismo di ribaltamento di un cantonale* ed un *meccanismo di flessione verticale* a causa dell'azione spingente di una volta a padiglione.

-Meccanismo di ribaltamento del muro perimetrale esterno

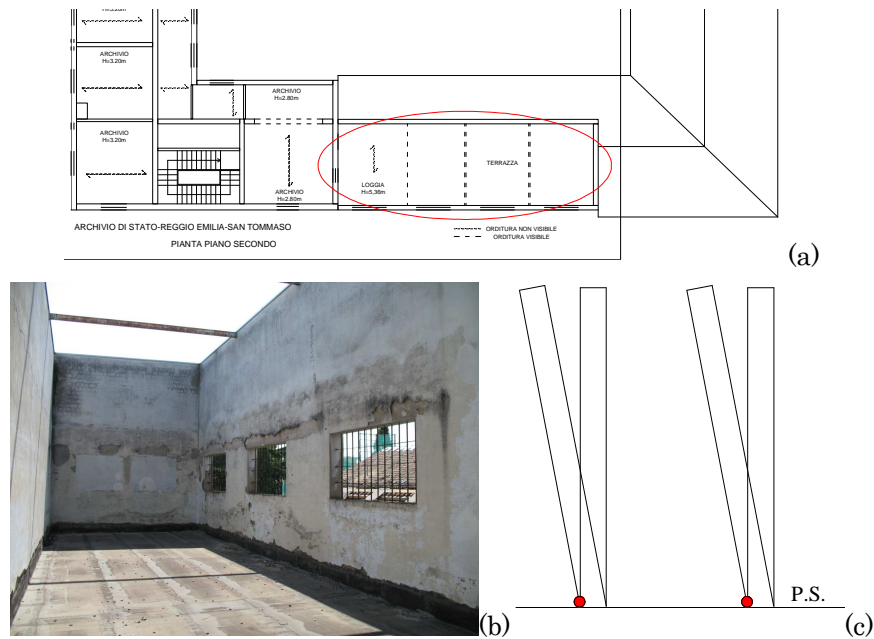
Il muro perimetrale esterno che recinta l'edificio (v. Figura 9.18(c)) è un corpo murario isolato che potrebbe subire uno spanciamento e di conseguenza ribaltare, Figura 9.19.



**Figura 9.19**-(a) Localizzazione e schematizzazione del meccanismo di ribaltamento del muro perimetrale esterno, (b) documentazione fotografica.

-Meccanismo di ribaltamento di pareti sottili isolate

Il secondo meccanismo potenzialmente sviluppabile riguarda due pareti sottili che delimitano una terrazza dell'edificio al secondo piano, anch'esse, come nel caso del muro perimetrale esterno, non collegate alle parti contigue dell'edificio, Figura 9.20. Anche in questo caso si tratta pertanto di corpi murari isolati liberi di muoversi che potrebbero subire un ribaltamento.

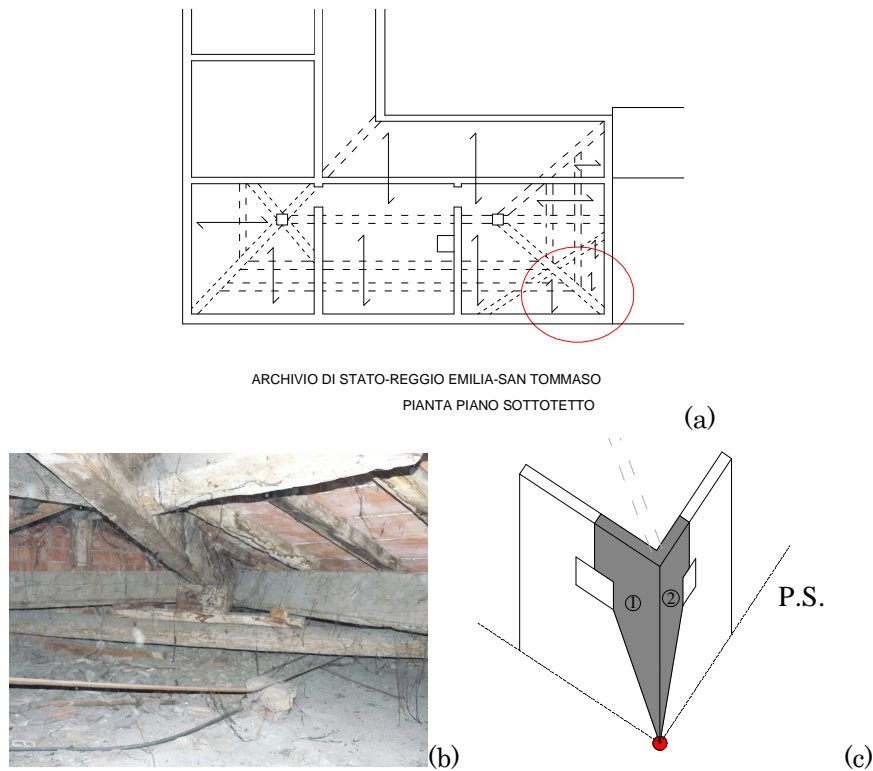


**Figura 9.20-**(a) Localizzazione, (b) documentazione fotografica e (c) schematizzazione del meccanismo di ribaltamento.

### -Meccanismo di ribaltamento di un cantonale

Il terzo meccanismo analizzato riguarda il potenziale ribaltamento di uno spigolo dell'edificio in quanto soggetto alla spinta della copertura, Figura 9.21. La trave di colmo della copertura poggia su un pilastro di muratura e, non presentando un buon ammorsamento col pilastro stesso, potrebbe facilmente sfilarsi e provocare una spinta nel cantonale dell'edificio che subirebbe così un ribaltamento. In tal caso il pilastro di muratura su cui poggia la trave di colmo si troverebbe ad essere una colonna isolata e potrebbe pertanto subire esso stesso un ribaltamento.

Si è ipotizzato di posizionare la cerniera cilindrica del meccanismo alla base del secondo piano.

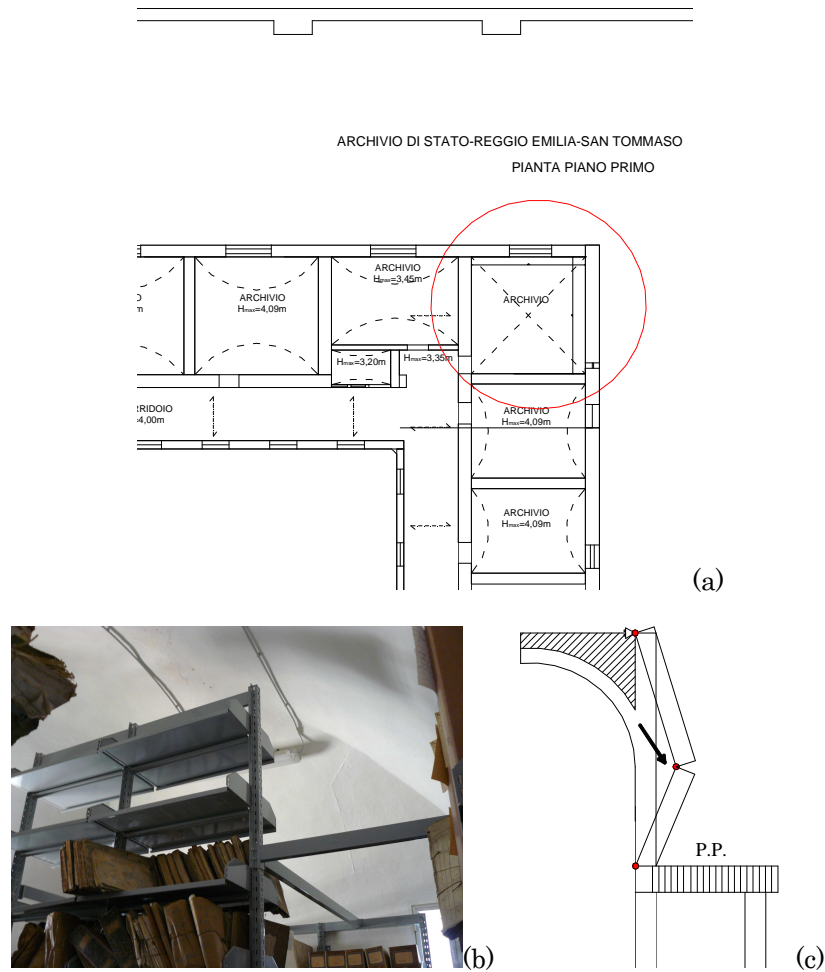


**Figura 9.21-**(a) Localizzazione, (b) documentazione fotografica e (c) schematizzazione del meccanismo di ribaltamento del cantonale.

-Meccanismo di flessione verticale di parete

Il quarto meccanismo di collasso individuato riguarda il potenziale ribaltamento di una porzione di muro perimetrale posizionato al primo piano su cui appoggia un solaio costituito da una volta a padiglione, che genera una spinta sui muri perimetrali, Figura 9.22. Nella porzione di edificio interessata al potenziale meccanismo è inoltre presente una discontinuità in altezza dell'edificio stesso che potrebbe più facilmente innescare il meccanismo. A causa di questa discontinuità si è infatti ipotizzato di posizionare la prima cerniera cilindrica alla base del primo piano. Non essendo presenti fessure visibili in corrispondenza di questa porzione di edificio si è ritenuto ragionevole ipotizzare la presenza di un trattenimento in sommità dell'edificio, quale ad esempio la presenza di catene estradossate alla

volta. Pertanto il meccanismo analizzato non è un semplice ribaltamento ma una flessione verticale di parete, Figura 9.22 (c).



**Figura 9.22-**(a) Localizzazione, (b) documentazione fotografica e (c) schematizzazione del meccanismo di flessione verticale.

#### 4. Condizioni d'uso e livelli di sicurezza dell'edificio

La destinazione d'uso dell'edificio in esame è quasi interamente quella di archivio, ad eccezione di una piccola ala dell'edificio di ingresso adibito ad abitazione privata. L'edificio è soggetto a presenza solo occasionale di persone.

Data la funzione dell'edificio è stata perciò scelta una classe d'uso I, Tabella 9.1.

**Tabella 9.13-** Classe d'uso dell'edificio.

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

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

Considerando una vita nominale di 50 anni (v. Tabella 6.4) il tempo di ritorno,  $T_R$ , a SLV è pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50 \cdot 0.7}{\ln(1 - 0.1)} = 332 \text{ anni} \quad (9.13)$$

Il fattore di confidenza utilizzato nei calcoli è pari a 1.35.

##### 5. Azioni di progetto sulla costruzione

V. paragrafo 9.2.1 (5. Azioni di progetto sulla costruzione).

##### 6. Calcolo dell'indice di sicurezza sismica $I_s$

Per il calcolo di  $a_0^*$  ed  $a_s$  si faccia riferimento all'eq. (9.3) ed al paragrafo 6.2.1



Meccanismo di ribaltamento semplice del muro perimetrale esterno

Per quanto riguarda il muro perimetrale esterno è immediato calcolare il peso della porzione muraria coinvolta nel meccanismo ( $P_m$ ) nonché la posizione del suo baricentro; si tratta infatti di una semplice parete che si estende lungo l'intero lato minore del perimetro esterno. La cerniera cilindrica è posizionata alla base della parete (v. Figura 9.19), Tabella 9.14.

**Tabella 9.14**- Caratteristiche geometriche e meccaniche del muro perimetrale.

Altezza muro [m]	Lunghezza muro [m]	Spessore intonaco [m]	Spessore muro [m]	Area [m <sup>2</sup> ]	Peso specifico [KN/m <sup>3</sup> ]	P <sub>m</sub> [KN]	Baricentro muro [m]	
							y <sub>G</sub>	x <sub>G</sub>
8.2	45	0.02	0.50	369	18	3321	4.10	22.5

I momenti stabilizzanti ed instabilizzanti sono pari a:

$$\begin{cases} M_{stab} = P_m \cdot b_{x,m} \\ M_{instab} = P_m \cdot b_{y,m} \end{cases} \quad (9.14)$$

dove  $b_{x,m}=x_G$ -spessore intonaco;  $b_{y,m}=y_G$ .

La capacità di accelerazione  $a_0^*$  (v. eq. (9.3) è determinata in Tabella 9.15.

**Tabella 9.15**- Determinazione della capacità di accelerazione  $a_0^*$ .

Tot. momenti stab [KNm]	Tot. momenti instab [KNm]	$\alpha_0$	Massa partecipante M* [t]	Fraz. di massa partecipante e* [t]	FC	$a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
797	13616	0.059	338.6	1	1.35	0.425

Trattandosi del semplice ribaltamento di un muro, la cerniera cilindrica è posta a terra.

Ricordando che l'edificio è ubicato a Reggio Emilia (longitudine:10.63, latitudine:44.7) e che il tempo di ritorno è pari a 332 anni, i parametri spettrali, che possono interpolati tra i parametri spettrali di noti tempi di ritorno forniti dalla normativa (Circolare 2009) o determinati dal programma "Spettri NTC" (scaricabile dal sito <http://www.cslp.it>) sono pari a:

$$a_g = 1.324 \text{ m/s}^2; F_0 = 2.396; T_c^* = 0.285 \text{ s} \quad (9.15)$$

Considerando una categoria di sottosuolo C ed una categoria topografica T1 (v. Tabella 9.7), il coefficiente  $S$  è pari a:

$$S = 1 \cdot 1.5 = 1.5 \quad (9.16)$$

Pertanto la domanda di accelerazione  $a$  è pari a:

$$a = \frac{1.324 \cdot 1.5}{2} = 0.993 \text{ m/s}^2 \quad (9.17)$$

L'indice di sicurezza sismica  $I_s$  è perciò pari a:

$$I_s = \frac{0.425}{0.993} = 0.428 \quad (9.18)$$

Come atteso la verifica eseguita con le ipotesi semplificate sopradescritte non risulta soddisfatta in quanto  $I_s$  è nettamente inferiore all'unità.

#### Meccanismo di ribaltamento semplice di pareti sottili isolate

Il calcolo è analogo a quanto fatto per il ribaltamento di muro perimetrale esterno (v. Figura 9.20)

L'unico carico agente sulle pareti è dato dal peso proprio delle pareti  $P_m$ , Tabella 9.16.

I momenti stabilizzanti ed instabilizzanti sono pari a:

$$\begin{cases} M_{\text{stab}} = P_m \cdot b_{x,m} \\ M_{\text{instab}} = P_m \cdot b_{y,m} \end{cases} \quad (9.19)$$

dove  $b_{x,m} = x_G$  - spessore intonaco;  $b_{y,m} = y_G$ .

(Si è considerato uno spessore dell'intonaco pari a 0.02 m).

La capacità di accelerazione  $a_0^*$  (v. eq. (9.3)) è determinata in Tabella 9.17.

**Tabella 9.16-** Caratteristiche geometriche e meccaniche della parete.

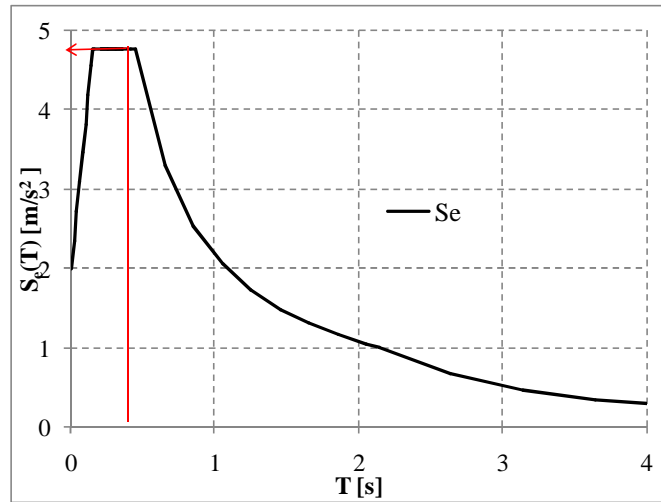
Altezza parete [m]	Lunghezza parete [m]	Spessore parete [m]	Area al netto delle finestre [m <sup>2</sup> ]	Peso specifico [KN/m <sup>3</sup> ]	P <sub>m</sub> [KN]	Baricentro parete [m]	
						y <sub>G</sub>	x <sub>G</sub>
5.36	15.34	0.27	68.14	18	331.17	2.68	7.67

**Tabella 9.17-** Determinazione della capacità di accelerazione  $a_0^*$ .

Tot. momenti stab [KNm]	Tot. momenti instab [KNm]	$\alpha_0$	Massa partecipante M* [t]	Fraz. di massa partecipante e* [t]	FC	$a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
44.71	1148	0.039	33.77	1	1.35	0.283

Essendo le pareti posizionate al primo piano dell'edificio, la cerniera cilindrica è posta ad una certa quota da terra.

In Tabella 9.18 si riassumono le grandezze utilizzate per il calcolo di  $a$  (v.eq.(9.3) e capitolo 6), ricordando che il fattore di struttura  $q=2$ , ed in Figura 9.23 si riporta lo spettro elastico utilizzato nel calcolo.



**Figura 9.23**-Spettro elastico.

**Tabella 9.18**- Determinazione delle grandezze per il calcolo di  $a$ .

$\Psi$	$\gamma$	$T_1$ [s]	$S_e(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a$ [m/s <sup>2</sup> ]
0.841*	1.286 <sup>#</sup>	0.357	4.76	2.574

\*  $H_{tot}=13.75$  m ( $h_{solaio}=0.24$  m;  $h_{copertura}=0.6$  m;  $h_{PT}=4$  m;  $h_{PP}=4.05$  m;  $h_{PS}=2.8$  m;  $h_{PSott}=1.58$  m); perciò  $Z$ =quota della cerniera cilindrica= quota alla base del secondo piano=11.57 m

<sup>#</sup> $N=3$

L'indice di sicurezza sismica  $I_s$  è perciò pari a:

$$I_s = \frac{0.283}{2.574} = 0.11 \quad (9.20)$$

#### -Meccanismo di ribaltamento di un cantonale

Così come riportato in Figura 9.21 si è analizzato il possibile meccanismo di ribaltamento di un cantonale dovuto alla presenza di una trave di copertura convergente e spingente nello spigolo del fabbricato, ipotizzando di posizionare la cerniera cilindrica alla base del sottotetto. Il calcolo è analogo a quanto fatto per il meccanismo di ribaltamento di un cantonale di Palazzo Carmi.

Per sintesi dei risultati si riportano i carichi dovuti al peso del muro  $P_m$  (Tabella 9.1), i carichi trasmessi dal solaio del secondo piano  $P_s$  e i carichi trasmessi dalla copertura  $P_c$ .

**Tabella 9.19-** Determinazione del peso proprio del muro.

$P_{m1}$ [KN]	$P_{m2}$ [KN]	$s_1$ [m]	$s_2$ [m]	Baricentro geometrico parete 1 [m]		Baricentro geometrico parete 2 [m]	
				xG1	yG1	xG2	yG2
42.76	23.27	0.36	0.29	1.13	2.28	0.75	2.38

Il carico di progetto trasmesso dal solaio del secondo piano  $P_s$  consiste nel peso proprio del solaio e nel carico accidentale dovuto alla destinazione d'uso del solaio. Non avendo a disposizione precise informazioni riguardanti i solai dell'edificio, è stata ipotizzata la presenza di solai in latero-cemento sulla base di osservazioni di tipo qualitativo. Si è pertanto ipotizzato di considerare un comune solaio in latero-cemento (20+4) costituito da travetti in cemento armato e pignatte in laterizio, Tabella 9.20. La destinazione d'uso del vano dell'edificio di interesse al secondo piano è quella di archivio così come mostrato in Figura 9.17. Di seguito si riporta la Tabella 3.1.II del D.M.2008 in cui vengono indicati i carichi accidentali in funzione della destinazione d'uso; per i coefficienti di combinazione si faccia riferimento alla Tabella 9.2.

**Tabella 9.20-** Determinazione del peso proprio del muro.

Elemento	Peso proprio al metro quadrato [KN/m <sup>2</sup> ]	Coefficiente di combinazione	Carico di progetto [KN/m <sup>2</sup> ]
Peso proprio	5.14	1	5.14
Carico accidentale ( archivio )	6	0.8	4.8
TOTALE			9.94

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> 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
B	<b>Uffici.</b> 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
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi 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	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b> Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b> Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b> Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	$2 \times 10,00$ —	1,00** —
H	<b>Coperture e sottotetti</b> Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 secondo categoria di appartenenza —	1,00 — —

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati  
\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

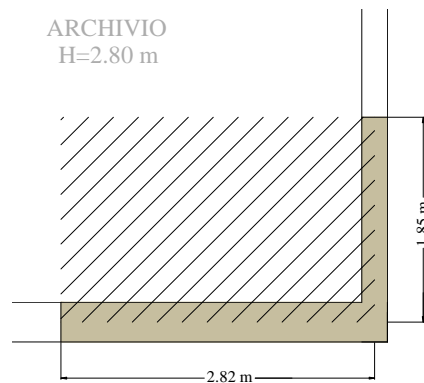


Figura 9.24-Area di influenza del solaio del secondo piano.

L'area di influenza del solaio del secondo piano è perciò pari a:

$$A = 1,85 \cdot 2,82 = 5,22 \text{ m}^2$$

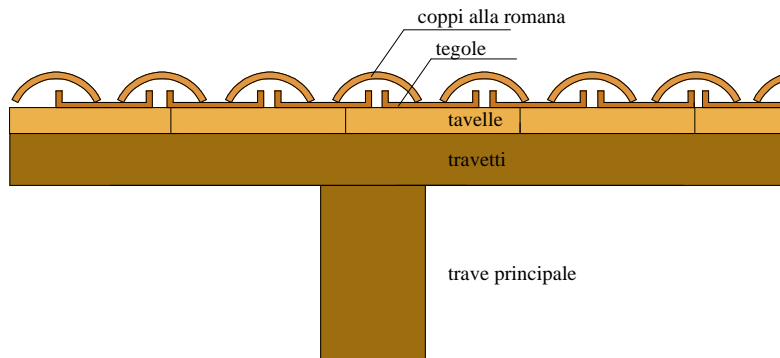
Il carico totale trasmesso dal solaio è pertanto pari a:

$$P_s = 9,94 \text{ KN/m}^2 \cdot 5,22 \text{ m}^2 = 51,88 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda invece il carico trasmesso dalla copertura  $P_c$ , in Tabella 9.21 ed in Figura 9.25 si riporta la composizione del solaio di copertura ed il carico al metro quadrato.

**Tabella 9.21-** Carico trasmesso dalla copertura al metro quadrato.

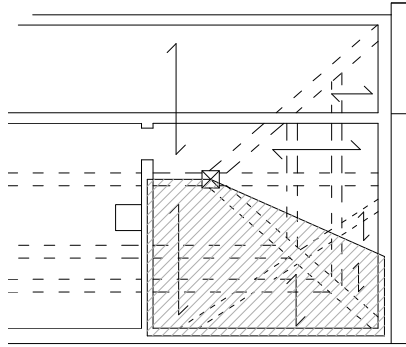
Elemento	Peso proprio al metro quadrato [KN/m <sup>2</sup> ]
Manto di copertura in tegole e coppi in laterizio	0.46
Tavelle	0.37
Travetti (12 cm x 15 cm)	1.20
Trave principale (30 cm x 30 cm)	2.40
<b>TOTALE</b>	<b>4.43</b>



**Figura 9.25-** Composizione del solaio di copertura.

L'area di influenza del solaio di copertura gravante sulla trave principale spingente nello spigolo del fabbricato è stata approssimativamente calcolata in base al rilievo geometrico, così come mostrato in Figura 9.26. L'angolo di inclinazione della copertura è di circa 25°.

L'area di influenza così determinata risulta pari a 16.46 m<sup>2</sup> .



**Figura 9.26-** Area di influenza del solaio di copertura.

I momenti stabilizzanti ed instabilizzanti sono pari a:

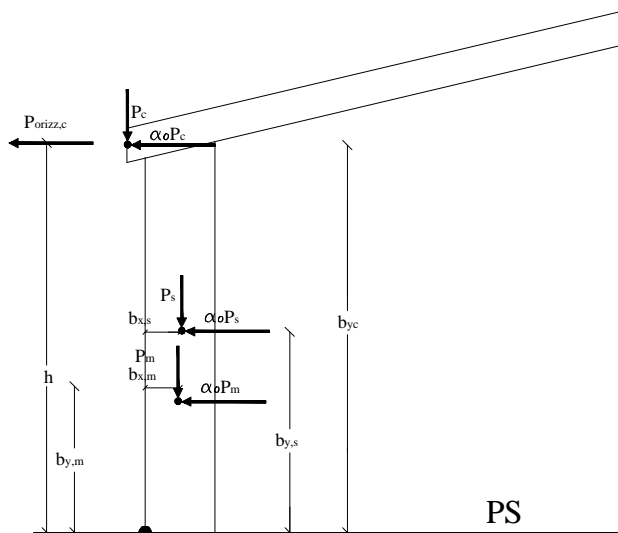
$$\begin{cases} M_{\text{stab}} = P_{m1} \cdot b_{x,m1} + P_{m2} \cdot b_{x,m2} + P_s \cdot b_{x,s} + P_c \cdot b_{x,c} - P_{c,or} \cdot b_{y,c} \\ M_{\text{instab}} = P_{m1} \cdot b_{y,m1} + P_{m2} \cdot b_{y,m2} + P_s \cdot b_{y,s} + P_c \cdot b_{y,c} \end{cases} \quad (9.21)$$

Le grandezze riportate in eq.(9.21) sono in dettaglio riportate in Tabella 9.22 e graficamente rappresentate in Figura 9.27.

**Tabella 9.22-** Grandezze utilizzate nel calcolo di  $\alpha_0$ .

$P_{m1}$ [KN]	$b_{x,m1}$ [m]	$b_{y,m1}$ [m]	$P_{m2}$ [KN]	$b_{x,m2}$ [m]	$b_{y,m2}$ [m]	$P_{c,or}$ [KN ]	$h$ [m ]
42.76	0.93	2.38	23.27	0.80	2.38		
$P_s$ [KN]	$b_{x,s}$ [m]	$b_{y,s}$ [m]	$P_c$ [KN]	$b_{x,c}$ [m]	$b_{y,c}$ [m]	$P_{c,or}$ [KN ]	$h$ [m ]
51.88	1.11	2.92	42.93	0.22	3.70	13.95	3.70





**Figura 9.27-** Schematizzazione grafica del meccanismo di ribaltamento del cantonale.

La capacità di accelerazione  $a_0^*$  (v. eq. (9.3)) è determinata in Tabella 9.17.

**Tabella 9.23-** Determinazione della capacità di accelerazione  $a_0^*$ .

Tot. momenti stab [KNm]	Tot. momenti instab [KNm]	$\alpha_0$	Massa partecipante $M^*$ [t]	Fraz. di massa partecipante $e^*$ [t]	FC	$a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
73.5	467.46	0.157	15.86	0.967	1.35	1.18

In Tabella 9.24 si riassumono le grandezze utilizzate per il calcolo di  $a$  (v.eq.(9.3) e capitolo 6), ricordando che il fattore di struttura  $q=2$  e che lo spettro elastico è riportato in Figura 9.23.

**Tabella 9.24-** Determinazione delle grandezze per il calcolo di  $a$ .

$\Psi$	$\gamma$	$T_1$ [s]	$S_e(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a$ [m/s <sup>2</sup> ]
0.841*	1.286#	0.357	4.76	2.67

\*si ricorda che  $H_{tot}=13.57$  m e  $Z$ = quota della cerniera cilindrica= quota alla base del secondo piano=11.57 m

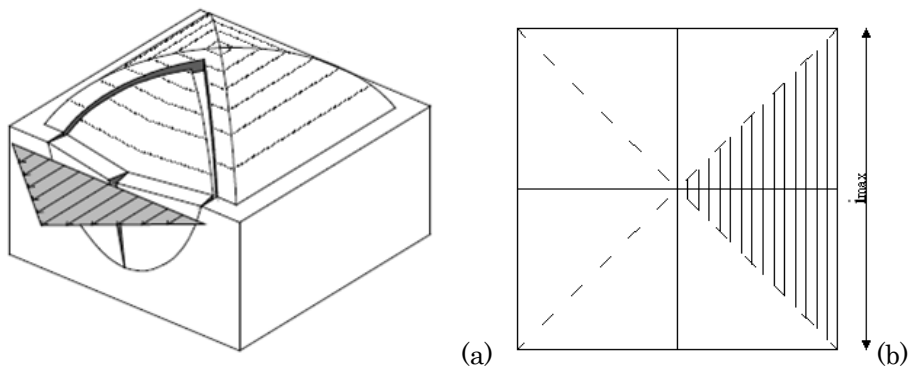
#N=3

L'indice di sicurezza sismica  $I_s$  è perciò pari a:

$$I_s = \frac{0.18}{2.67} = 0.44 \quad (9.22)$$

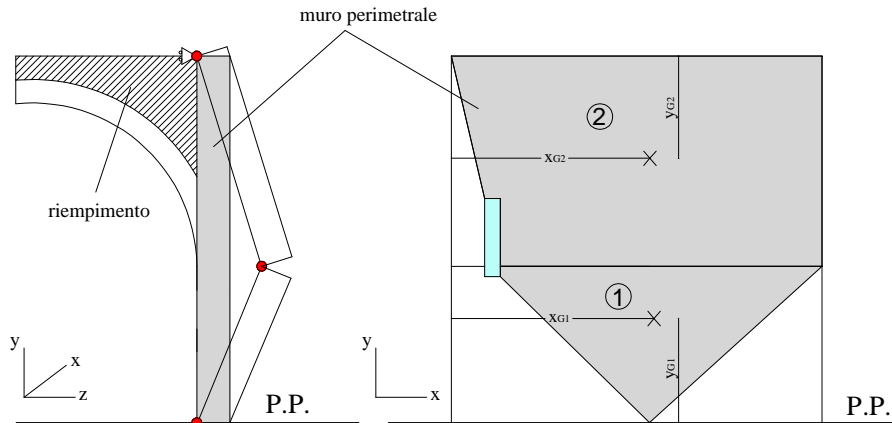
-Meccanismo di flessione verticale di parete

Come noto la volta a padiglione genera una spinta sui muri perimetrali massima al centro e nulla verso gli spigoli dei muri stessi, Figura 9.28. Tale distribuzione di azioni è dovuta dal fatto che la volta a padiglione, nella determinazione delle azioni statiche, viene schematizzata attraverso una serie di semiarchi ideali aventi l'imposta sui muri perimetrali e la chiave sugli archi diagonali.



**Figura 9.28-** (a) Schematizzazione delle spinte generate da una volta a padiglione, (b) determinazione dell'area di influenza dell'arco ideale centrale.

Sulla base dell'andamento delle spinte trasmesse dalla volta a padiglione e sulla base delle aperture presenti nella porzione muraria di interesse, si è ipotizzata la porzione muraria interessata al potenziale meccanismo di collasso, evidenziata in colore grigio in Figura 9.29.



**Figura 9.29-** Determinazione della porzione muraria coinvolta nel potenziale meccanismo.

In Tabella 9.25 si riportano le grandezze geometriche utilizzate per la determinazione del peso proprio del muro perimetrale.

**Tabella 9.25-** Determinazione del peso proprio del muro perimetrale.

Area porzione muraria [m <sup>2</sup> ]		Spessore muro [m]		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$P_{m1}$ [KN]	$P_{m2}$ [KN]	Baricentro porzione muraria 1 [m]		Baricentro porzione muraria 2 [m]	
$A_1$	$A_2$	$s_1$	$s_2$				$X_{G1}$	$Y_{G1}$	$X_{G2}$	$Y_{G2}$
4.25	11.85	0.5	0.5	18	38.29	106.65	2.60	1.33	2.54	1.31

La volta a padiglione si trova all'ultimo piano dell'edificio (che rappresenta l'ultimo piano in quella porzione di edificio); pertanto oltre al peso proprio del muro perimetrale coinvolto nel meccanismo è necessario tenere conto nel calcolo solo delle spinte statiche verticale ed orizzontale ( $F_v$  e  $F_h$ ) trasmesse dalla volta al muro perimetrale.

Da osservazioni visive si è potuto appurare che sulla volta non era presente alcun rivestimento in quanto visibili i mattoni in laterizio; pertanto si è ipotizzato che il solaio voltato fosse costituito solo dalla volta in laterizio e da uno strato di riempimento costituito da pietrisco,

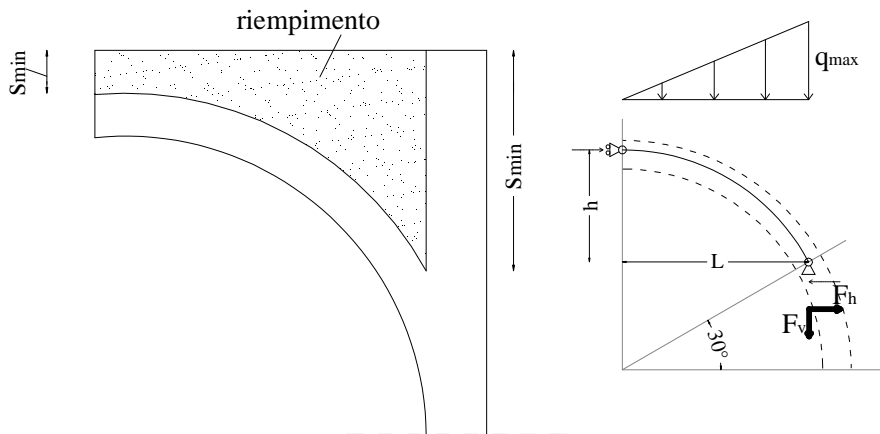
come comunemente osservato in strutture tipo logicamente simili, Tabella 9.26.

**Tabella 9.26** Composizione del solaio voltato.

	$\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$s_{min}$ [m]	$s_{max}$ [m]	$i_{min}$ [m]	$i_{max}^*$ [m]
Volta in laterizio	18	0.30		0.0	3.74
riempimento (pietrisco)	13.6	0.30	1.03	0.0	3.74

\*v.Figura 9.28(b).

In Figura 9.30 si riporta lo schema statico utilizzato per determinare le spinte statiche  $F_v$  e  $F_h$  trasmesse dalla volta al muro perimetrale. Si ricorda che, essendo l'arco centrale ribassato, si è ipotizzato di considerare il peso dell'arco a partire da 30° dalla linea di imposta orizzontale.



**Figura 9.30** Determinazione delle azioni statiche trasmesse dalla volta al muro perimetrale.

Le azioni statiche  $F_v$  e  $F_h$  sono pari a:

$$F_v = \frac{q_{max} L}{2}; F_h = \frac{F_v L}{3h}; q_{max} = i_{max} (\gamma_{volta} s_{volta} + \gamma_{riemp} s_{max}) \quad (9.23)$$

Determinati i carichi agenti è possibile calcolare il momento stabilizzante ed instabilizzante:

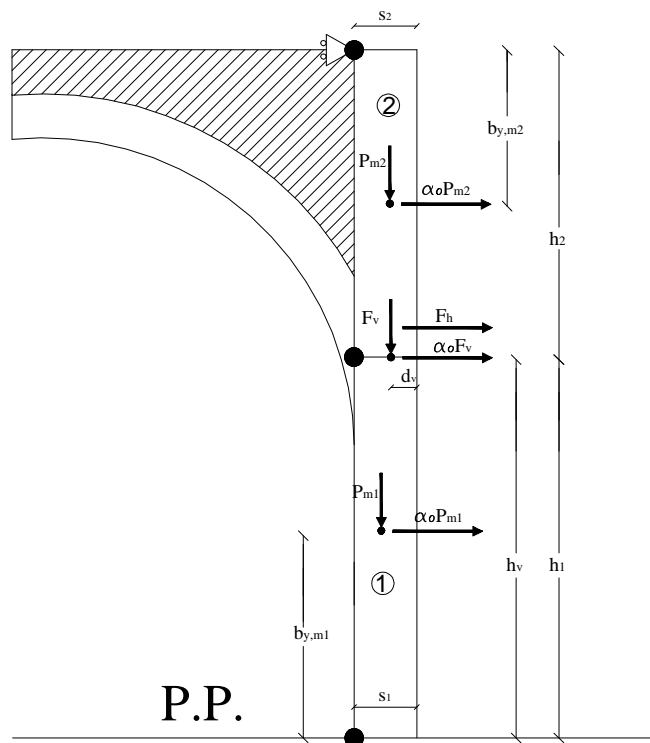
$$M_{stab} = \frac{P_{m1}}{2} s_1 + F_v d_v + P_{m2} s_2 + \frac{h_1}{h_2} \left( \frac{P_{m2}}{2} s_2 \right) - F_h h_v \quad (9.24)$$

$$M_{instab} = P_{m1} b_{y,m1} + F_v h_v + \frac{h_1}{h_2} (P_{m2} b_{y,m2})$$

Le grandezze riportate in eq. (9.24) sono in dettaglio riportate in Tabella 9.27 e graficamente rappresentate in Figura 9.27.

**Tabella 9.27-** Composizione del solaio voltato.

$P_{m1}$ [KN]	$s_1$ [m]	$b_{y,m1}$ [m]	$P_{m2}$ [KN]	$s_2$ [m]	$b_{y,m2}$ [m]
38.29	0.50	1.33	106.65	0.50	1.31
$F_v$ [KN]	$d_v$ [m]	$h_v$ [m]	$F_h$ [KN]	$h_1$ [m]	$h_2$ [m]
67.73	0.33	2.00	41.11	2.00	2.69



**Figura 9.31-** Schematizzazione grafica del meccanismo di flessione di parete.

La capacità di accelerazione  $a_0^*$  (v. eq. (9.3)) è determinata in Tabella 9.28.

**Tabella 9.28** Determinazione della capacità di accelerazione  $a_0^*$ .

Tot. momenti stab [KNm]	Tot. momenti instab [KNm]	$\alpha_0$	Massa partecipante $M^*$ [t]	Fraz. di massa partecipante $e^*$ [t]	FC	$a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
23.07	290.13	0.079	20.77	0.958	1.35	0.60

Per il calcolo della domanda di accelerazione  $a$ , essendo la prima cerniera cilindrica posizionata alla base del primo piano, si fa riferimento al caso di cerniera cilindrica posizionata ad una certa quota da terra.

In Tabella 9.29 si riassumono le grandezze utilizzate per il calcolo di  $a$  (v. eq. (9.3) e capitolo 6), ricordando che il fattore di struttura  $q=2$  e che lo spettro elastico è riportato in Figura 9.23.

**Tabella 9.29** Determinazione delle grandezze per il calcolo di  $a$ .

$\Psi$	$\gamma$	$T_1$ [s]	$S_e(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a$ [m/s <sup>2</sup> ]
0.466*	1.2 <sup>#</sup>	0.255	4.76	1.33

\*si ricorda che in questa porzione di edificio  $H_{tot}=8.78$  m e  $Z$ = quota della cerniera cilindrica = quota alla base del primo piano=4.09 m

<sup>#</sup> $N=2$

L'indice di sicurezza sismica  $I_s$  è perciò pari a:

$$I_s = \frac{0.60}{1.33} = 0.45 \quad (9.25)$$

### 9.2.3 Archivio di Stato a Modena

L'Archivio di Stato di Modena è ubicato a Modena in via Cavour 21.

La Soprintendenza ai beni culturali ha segnalato l'edificio oggetto di studio per un'analisi sismica in quanto l'edificio ha una rilevanza storica elevata e soprattutto è sede di attività pubbliche.

Si ritiene inoltre interessante riportare i calcoli svolti per questo edificio in quanto oggetto di interessanti considerazioni approfondite nel seguito.

### 1. Rilievo storico

L'edificio originale è databile alla prima metà del XVIII secolo ad opera dei frati Domenicani come ampliamento di un più antico convento risalente al secolo XII. Il progetto originale è opera del frate Giovanni Domenico Agnani. La costruzione proseguì lungo tutto l'arco del secolo ma già dal 1767 una porzione di fabbricato era agibile. Nel 1808 cominciarono i primi interventi sull'edificio a seguito della nazionalizzazione del convento che venne adibito a Prefettura. I lavori di ampliamento e modifica della zona dell'atrio e dell'ingresso furono seguiti dall'ingegnere governativo Vincenzo Blosi. Nel 1830 vennero rifatte le pareti esterne dell'edificio su progetto dell'ingegner Sigismondo Ferrari. A partire dal 1849 il palazzo, allora chiamato "Governativo", cominciò anche ad assolvere in parte funzione di archivio. Dopo l'unità d'Italia (quindi a seguito della caduta della dinastia D'Este) venne trasferita nel palazzo tutta la documentazione del governo Austro-Estense. E della più antica casa D'Este. Per alloggiare la notevole mole di documenti vennero demolite le antiche pareti e piani che costituivano i corridoi del convento dei frati Domenicani. A partire dal 1912 vennero eseguiti importanti lavori di restauro al tetto ed alla pavimentazione ad opera dell'architetto Filippo Porta. Nel corso del '900 infine l'edificio assunse la definitiva funzione di archivio. Nella configurazione finale l'archivio occupa un ampio quadrato distribuito su tre piani.

### 2. Rilievo geometrico e dei dettagli costruttivi

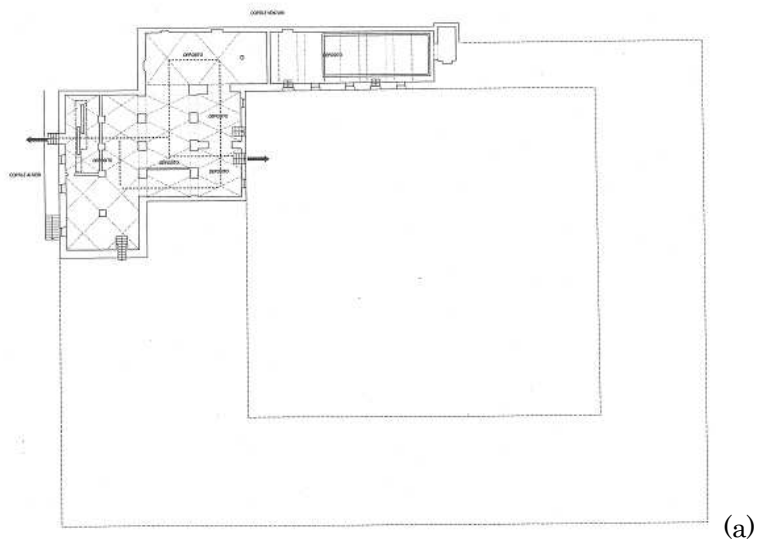
L'Archivio di Stato di Modena ha un'altezza di gronda pari a 18 m. Si tratta di un edificio a pianta quadrata di grandi dimensioni ed è il risultato di diversi interventi di ampliamento che si sono succeduti nel tempo. L'edificio a corte si sviluppa attorno ad un ampio cortile centrale. Nel complesso l'organizzazione strutturale è estremamente varia. L'edificio è costituito da un numero di elevazioni che varia da 3

a 4 a seconda della porzione dell'edificio e da un piano seminterrato che non si estende per tutta la planimetria dell'edificio. L'edificio ha struttura in muratura di discreta qualità e i setti murari sono costituiti da laterizi pieni a singolo paramento e da pietra. I solai sono di vario tipo, costituiti da orizzontamenti voltati (volte a crociera, volte a botte), cupole, solai in legno, in ferro e in calcestruzzo e la copertura è costituita prevalentemente da capriate e travi in legno. Le volte dell'edificio che formano i solai voltati sono costituite principalmente da archi a sesto ribassato.

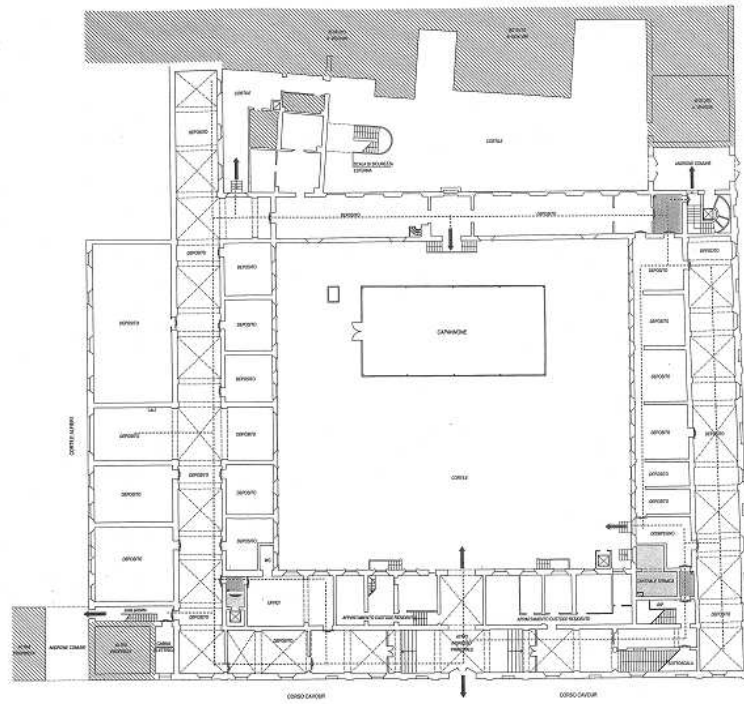
La destinazione d'uso dei vani è costituita principalmente da archivio e ufficio.

Il rilievo geometrico si è basato su un sopralluogo dell'edificio con ausilio di planimetrie già redatte in precedenza.

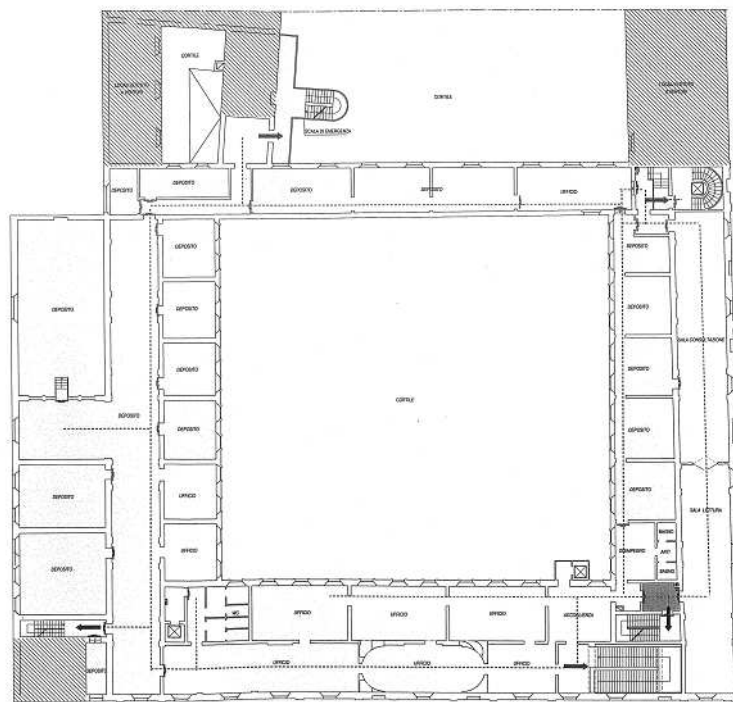
In Figura 9.32 si riportano le piante dell'edificio ed in Figura 9.33 le fotografie dei prospetti lato ingresso principale e lato cortile interno.



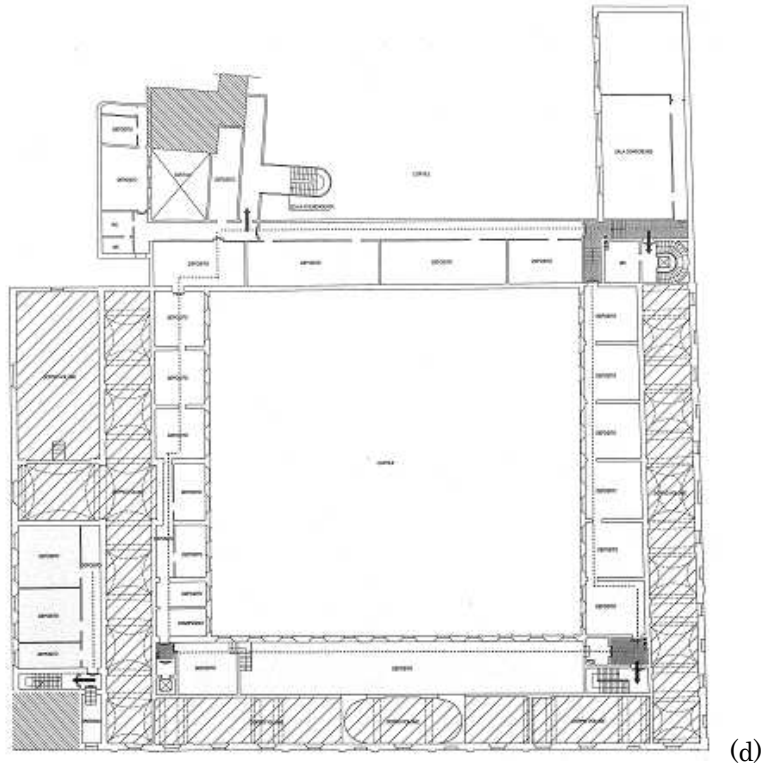




(b)



(c)



**Figura 9.32-** Piante dell'edificio: (a) piano semi-interrato, (b) piano terra, (c) piano primo, (d) piano secondo.

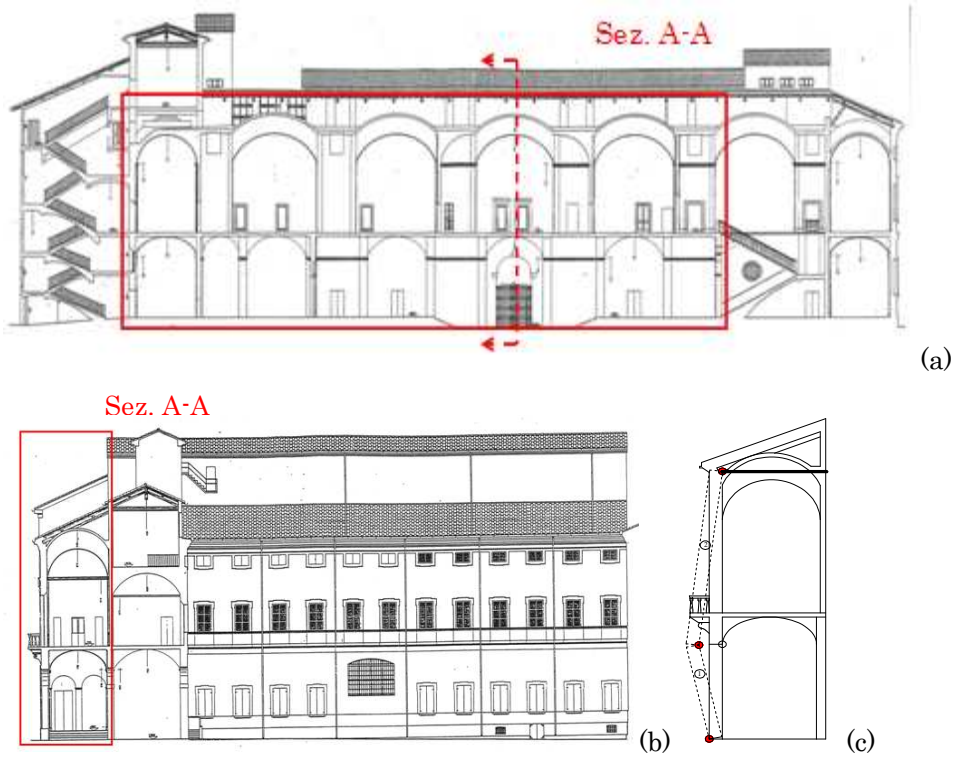


**Figura 9.33-**(a) Prospetto lato ingresso, (b) prospetto lato cortile interno.

Il sopraluogo è servito ad analizzare il quadro fessurativo dell'edificio che ha permesso di realizzare le mappature delle fessure presenti e di individuare situazioni pericolose o critiche.

### 3. Rilievo del quadro fessurativo ed individuazione dei meccanismi locali di collasso

La caratteristica peculiare dell'edificio è che gran parte degli orizzontamenti è costituita da volte (a botte e crociera) e da cupole e semicupole che esercitano un'azione spingente sulla muratura. In particolare si è analizzato il possibile meccanismo che si innesca in corrispondenza della facciata principale. La porzione analizzata interessa il piano terra e il piano primo. In particolare il solaio alla base del primo piano è costituito da volte spingenti prive di incatenamenti mentre il solaio alla base del sottotetto è costituito da volte e cupole incatenate. L'elevata azione spingente delle volte del piano terra (in assenza di catene che fungano da ammorsamento) e l'azione di trattenimento delle volte al piano primo potrebbe causare un meccanismo di flessione verticale di parete. Le catene poste al primo piano infatti fungono da trattenimento che impedisce alla porzione di parete posta al primo piano di ribaltare. Si è ipotizzata perciò la prima cerniera alla base del piano terra, la seconda cerniera in corrispondenza del punto di applicazione delle spinte delle volte alla base del primo piano e la terza cerniera sul solaio del primo piano. Si ricorda comunque che al primo piano è presente una doppia orditura di volte e cupole e che solo la seconda orditura di volte è dotata di incatenamenti. L'ipotesi di calcolo adottata è confermata dal quadro fessurativo rilevato che ha mostrato lesioni verticali sulle volte del solaio alla base del primo piano, lesioni orizzontali nel pavimento del primo piano mentre in corrispondenza del solaio alla base del sottotetto, grazie alla presenza di catene, non si sono riscontrate fessure. In Figura 9.34(a) e (b) si mostrano la sezione longitudinale e trasversale della facciata con evidenziata la porzione di facciata interessata al meccanismo; in Figura 9.34(c) si riporta la schematizzazione del meccanismo di flessione verticale di parete. In Figura 9.35 si riporta il quadro fessurativo riscontrato sulla facciata.



**Figura 9.34**-(a) Sezione longitudinale della facciata, (b) sezione trasversale della facciata, (c) schematizzazione del meccanismo di flessione verticale di parete.



**Figura 9.35**-Quadro fessurativo della facciata: (a) lesioni sulle volte del piano terra, (b) lesioni sul pavimento del primo piano.

4. Condizioni d'uso e livelli di sicurezza dell'edificio

La destinazione d'uso dell'edificio in esame, in qualità di archivio aperto al pubblico, è quella di archivio con normale affollamento di persone, Tabella 9.30.

Data la funzione dell'edificio è stata perciò scelta una classe d'uso II, Tabella 9.1.

**Tabella 9.30-** Classe d'uso dell'edificio.

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

**Tab. 2.4.II -** Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

<b>CLASSE D'USO</b>	I	II	III	IV
<b>COEFFICIENTE <math>C_U</math></b>	0,7	1,0	1,5	2,0

Considerando una vita nominale di 50 anni il tempo di ritorno,  $T_R$ , a SLV è pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50 \cdot 1}{\ln(1 - 0.1)} = 475 \text{ anni} \tag{9.26}$$

Il fattore di confidenza utilizzato nei calcoli è pari a 1.35.

5. Azioni di progetto sulla costruzione

V. paragrafo 9.2.1 (5. Azioni di progetto sulla costruzione).

6. Calcolo dell'indice di sicurezza sismica  $I_s$

Per il calcolo di  $ao^*$  ed  $a$  si faccia riferimento all'eq. (9.3) ed al paragrafo 6.2.1

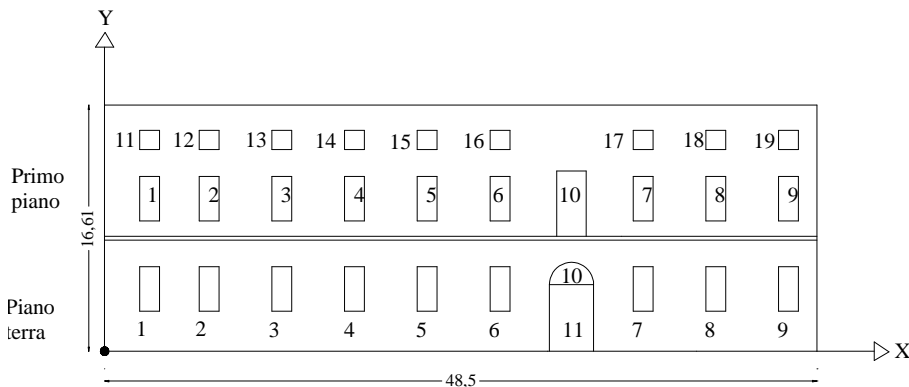
Meccanismo di flessione verticale di parete

Le azioni coinvolte nel meccanismo di flessione verticale sono date dal peso proprio della parete e dalle spinte verticali ed orizzontali esercitate dalle volte del primo piano.

Per la determinazione del peso della muratura e della posizione della risultante della forza peso nella facciata, in Figura 9.36 si riportano le dimensioni geometriche della porzione di facciata analizzata e la posizione delle aperture, il cui calcolo è in dettaglio riportato in Tabella 9.31.

In Tabella 9.32 si riporta il calcolo del peso della parete.

I solai del piano terra sono costituiti da volte a botte e a crociera e da cupole semisferiche o ellittiche formate da archi a sesto ribassato che scaricano sul muro ribaltante. Si è ipotizzato che sopra le volte fosse presente uno strato di riempimento costituito da pietrisco e il pavimento costituito di granito, Figura 9.37(a). In Figura 9.37(b) viene schematizzato lo schema di calcolo utilizzato per calcolare la spinta orizzontale e verticale delle volte.



**Figura 9.36**-Dimensioni della facciata e posizione delle aperture.

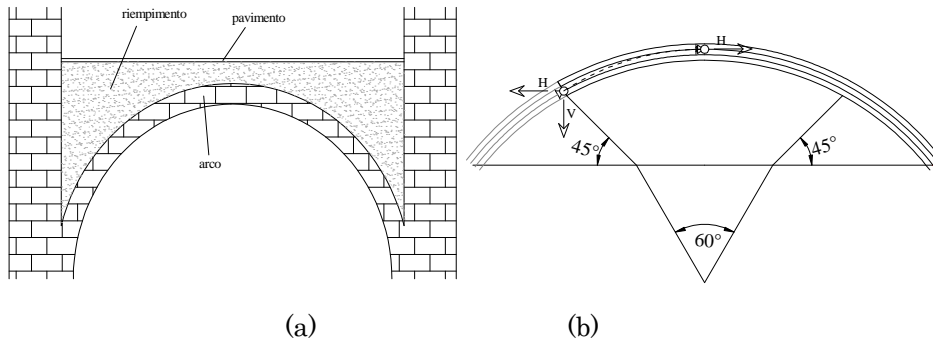
**Tabella 9.31-** Calcolo dell'area delle aperture.

<b>Piano terra</b>			
Apertura	Area [m <sup>2</sup> ]	x <sub>g</sub> [m]	y <sub>g</sub> [m]
1	4.05	3.065	4.2
2	4.05	7.115	4.2
3	4.05	12.065	4.2
4	4.05	17.015	4.2
5	4.05	21.965	4.2
6	4.05	26.915	4.2
7	4.05	36.665	4.2
8	4.05	41.615	4.2
9	4.05	46.565	4.2
10	3.53	31.79	5.13662
11	13.5	30.29	2.25
<b>TOT</b>	53.48		

<b>Primo Piano</b>							
Apertura	Area [m <sup>2</sup> ]	x <sub>g</sub> [m]	y <sub>g</sub> [m]	Apertura	Area [m <sup>2</sup> ]	x <sub>g</sub> [m]	y <sub>g</sub> [m]
1	4.05	3.065	10.3	11	1.755	3.07	14.25
2	4.05	7.115	10.3	12	1.755	7.12	14.25
3	4.05	12.05	10.3	13	1.755	12.07	14.25
4	4.05	17.05	10.3	14	1.755	17.02	14.25
5	4.05	21.95	10.3	15	1.755	21.97	14.25
6	4.05	26.95	10.3	16	1.755	26.92	14.25
7	4.05	36.65	10.3	17	1.755	36.67	14.25
8	4.05	41.65	10.3	18	1.755	41.62	14.25
9	4.05	46.55	10.3	19	1.755	46.57	14.25
10	8.8	31.79	2.2				
<b>TOT</b>	45.25				15.80		

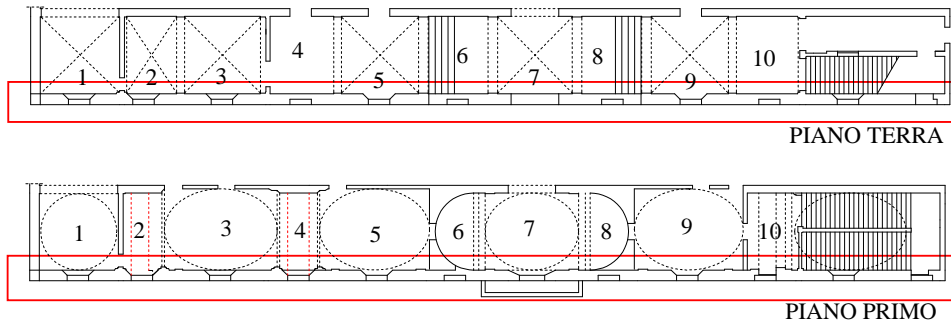
**Tabella 9.32-** Calcolo dell'area delle aperture.

	Area netta [m <sup>2</sup> ]	Spessore muro [m]	Peso specifico [KN/m <sup>3</sup> ]	Peso P <sub>m</sub> [KN]	Baricentro parete [m]	
					X	Y
Parete 1 (PT)	322.31	0.66	18	3829.087	23.97	3.89
Parete 1 (PP)	368.09	0.66	18	4372.909	24.15	12.50



**Figura 9.37-**(a) Schematizzazione dei solai costituiti da volte, (b) schema di calcolo delle volte e determinazione della spinta orizzontale e verticale della volta.

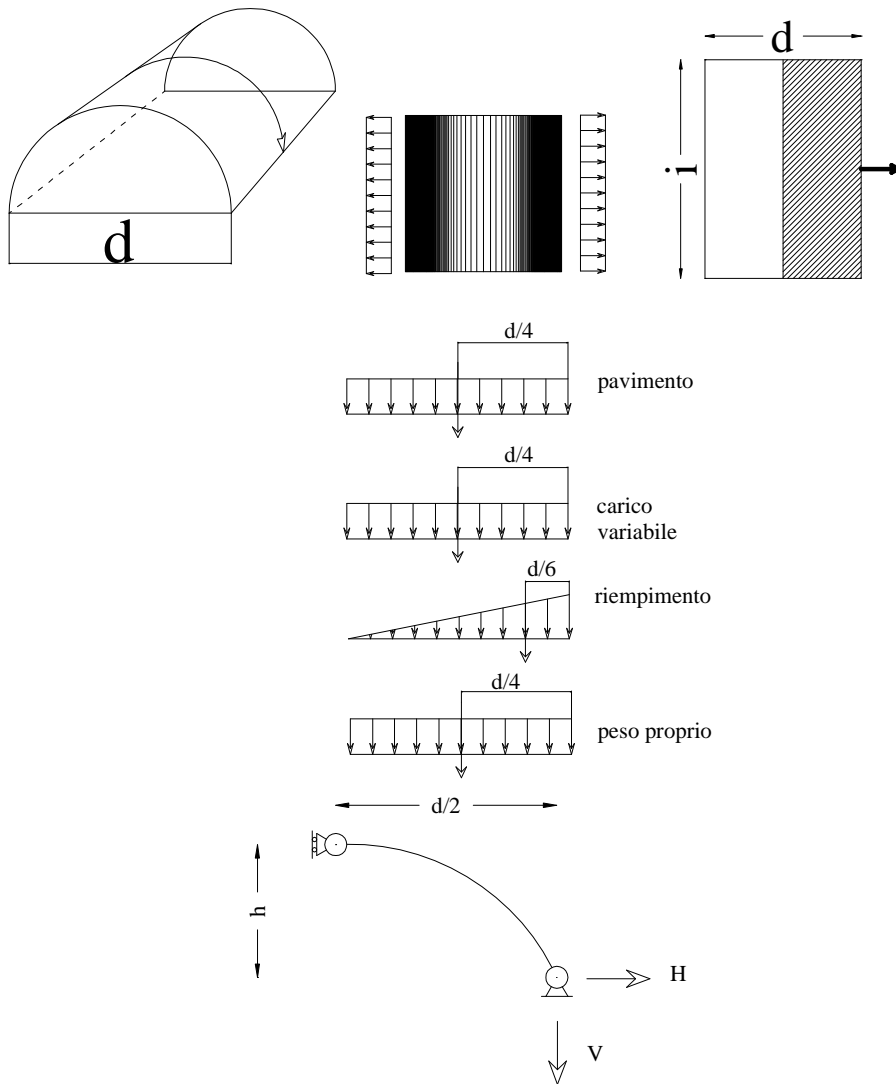
In Figura 9.38 si riportano le volte e le cupole presenti al piano terra e al piano primo. Sia le volte che le cupole sono state numerate per maggiore chiarezza nei calcoli. Nella medesima figura viene inoltre indicata la parete di facciata ribaltante.



**Figura 9.38-**Indicazione delle volte del piano terra e delle volte e cupole del piano primo.



In Figura 9.39 si riporta lo schema di calcolo adottato per le volte a botte.



**Figura 9.39**-Schema di calcolo delle volte a botte.

Di seguito si riportano in formato simbolico i calcoli svolti per la determinazione delle spinte verticali e orizzontali delle **volte a botte**.

### Peso proprio

Il peso proprio dell'arco in muratura è stato considerato come carico lineare e costante lungo la proiezione dell'arco.

$$s = \text{spessore} = 0.25 \text{ m}$$

$$\gamma = \text{peso specifico della muratura [KN/m}^3] = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$p_{\text{distribuito}} [\text{KN/m}^2] = \gamma \cdot s$$

$$i = \text{lunghezza parete di gabbia}$$

$$p_{\text{lineare}} [\text{KN/m}] = i \cdot p_{\text{distribuito}}$$

$$B_p = \text{braccio risultante} = d/4$$

$$P_p [\text{KN}] = p_{\text{lineare}} \cdot d/2$$

### Riempimento

Il peso lineare del riempimento assume un andamento triangolare poiché come per la volta a crociera lo spessore è nullo al centro della volta e massimo all'unghia. Lo spessore massimo dello strato di riempimento è circa uguale all'altezza  $h$  della volta.

$$s_{\text{max}} = h = \text{spessore massimo}$$

$$\gamma_{\text{riemp}} = \text{peso specifico del pietrisco} = 13.6 \text{ KN/m}^3$$

$$p_{\text{r distribuito}} [\text{KN/m}^2] = \gamma \cdot s_{\text{max}}$$

$$i = \text{lunghezza parete di gabbia}$$

$$p_{\text{r lineare max}} [\text{KN/m}] = i \cdot p_{\text{r distribuito}}$$

$$B_{Pr} = \text{braccio risultante} = d/6$$

$$Pr = \frac{1}{2} p_{\text{r lineare max}} \cdot d/2$$

### Carico variabile

Il carico variabile lineare ha una distribuzione triangolare dovuta al fatto che il carico è massimo al centro dell'area di influenza e minimo alle estremità.

$q_{\text{distribuito}}$  = dipende dalla destinazione d'uso e dal coefficiente di combinazione sismica

$$i = \text{lunghezza parete di gabbia}$$

$$q_{\text{lineare max}} = i \cdot q_{\text{distribuito}}$$

$$B_Q = \text{braccio risultante} = d/4$$

$$Q = q_{\text{linearemax}} \cdot d/2$$

### Peso pavimento

Il peso del pavimento calcolato come carico lineare è costante lungo la proiezione dell'arco.

$$s = \text{spessore} = 0.02 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{pav}} = \text{peso specifico del pavimento [KN/m}^3] = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$p_{\text{distribuito}} [\text{KN/m}^2] = \gamma \cdot s$$

$i$  = lunghezza parete di gabbia

$$p_{\text{lineare}} [\text{KN/m}] = i \cdot p_{\text{distribuito}}$$

$$B_P = \text{braccio risultante} = d/4$$

$$P_{\text{pav}} = p_{\text{lineare}} \cdot d/2$$

### Soluzione dello schema statico

Considerando:

$P$  = risultante peso proprio e del peso del pavimento ( $P_p + P_{\text{pav}}$ )

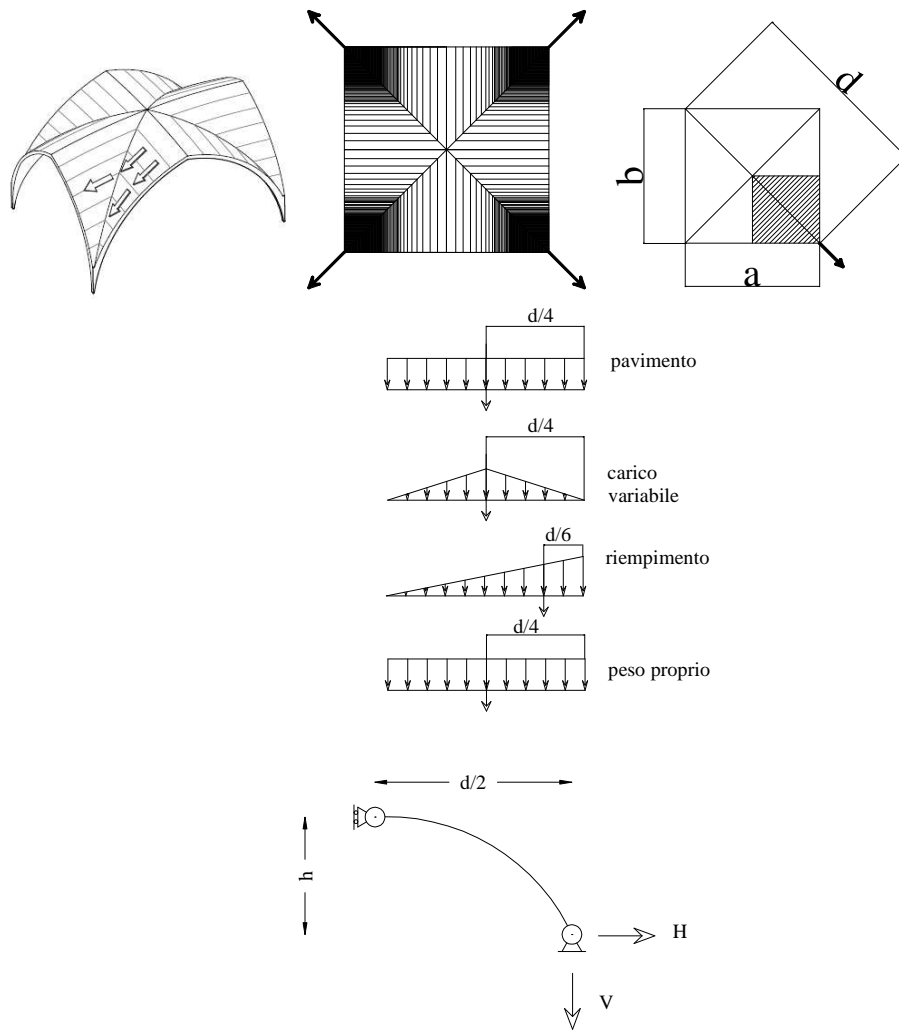
$Q$  = risultante carico variabile

$P_r$  = risultante peso riempimento

Le espressioni che risolvono l'isostatica sono:

$$\begin{cases} V = P + P_r + Q \\ H = \frac{P \cdot B_P + P_r \cdot B_{P_r} + Q \cdot B_Q}{h} \end{cases}$$

In Figura 9.40 si riporta lo schema di calcolo adottato per le volte a crociera.



**Figura 9.40**-Schema di calcolo delle volte a crociera.

Di seguito si riportano in formato simbolico i calcoli svolti per la determinazione delle spinte verticali e orizzontali delle **volte a crociera**.

Peso proprio

Il peso proprio dell'arco in muratura calcolato come carico lineare è costante lungo la proiezione dell'arco.

$s$  = spessore

$\gamma$  = peso specifico della muratura  $[KN/m^3] = 18 KN/m^3$

$$p_{\text{distribuito}} [\text{KN/m}^2] = \gamma \cdot s$$

$$B_P = \text{braccio risultante} = d/4$$

$$P_P = p_{\text{distribuito}} \cdot (b/2) \cdot (a/2)$$

#### Riempimento

Il riempimento di pietrisco viene inserito per livellare il piano di calpestio. Il peso lineare di tale riempimento assume un andamento triangolare poiché lo spessore è nullo al centro della volta e massimo all'unghia. Lo spessore massimo dello strato di riempimento è circa uguale all'altezza  $h$  della volta.

$$s_{\text{max}} = h = \text{spessore massimo}$$

$$\gamma = \text{peso specifico pietrisco} [\text{KN/m}^3] = 13.6 \text{ KN/m}^3$$

$$p_{\text{r distribuito}} [\text{KN/m}^2] = \gamma \cdot s_{\text{max}}$$

$$i = a/2 + b/2$$

$$p_{\text{r lineare max}} [\text{KN/m}] = i \cdot p_{\text{r distribuito}}$$

$$B_{Pr} = \text{braccio risultante} = d/12$$

$$P_r = \frac{1}{2} p_{\text{r lineare max}} \cdot d/2$$

#### Carico variabile

Il carico variabile lineare ha una distribuzione triangolare dovuta al fatto che il carico è massimo al centro dell'area di influenza e minimo alle estremità.

$q_{\text{distribuito}}$  = dipende dalla destinazione d'uso e dal coefficiente di combinazione sismica

$$i = a/2 + b/2$$

$$q_{\text{lineare max}} = i \cdot q_{\text{distribuito}}$$

$$B_Q = \text{braccio risultante} = d/4$$

$$Q = \frac{1}{2} q_{\text{lineare max}} \cdot d/2$$

#### Peso pavimento

Il peso del pavimento è costante lungo la proiezione dell'arco.

$s$  = spessore

$$\gamma = \text{peso specifico del pavimento} [\text{KN/m}^3] = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$p_{\text{distribuito}} [\text{KN/m}^2] = \gamma \cdot s$$

$$B_P = \text{braccio risultante} = d/4$$

$$P_{pav} = p_{distribuito} \cdot (b/2) \cdot (a/2)$$

Soluzione dello schema statico

Considerando:

P = risultante peso proprio e pavimento ( $P_p + P_{pav}$ )

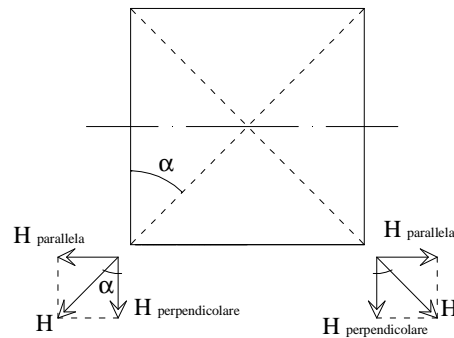
Q = risultante carico variabile

$P_r$  = risultante peso riempimento

Si ricava:

$$\begin{cases} V = P + P_r + Q \\ H = \frac{P \cdot B_P + P_r \cdot B_{P_r} + Q \cdot B_Q}{h} \end{cases}$$

La spinta H così calcolata andrà poi scomposta in una componente perpendicolare alla parete ribaltante (che costituirà l'effettiva spinta) e una parallela (che non ha un effetto spingente) a seconda della geometria della volta, Figura 9.41.

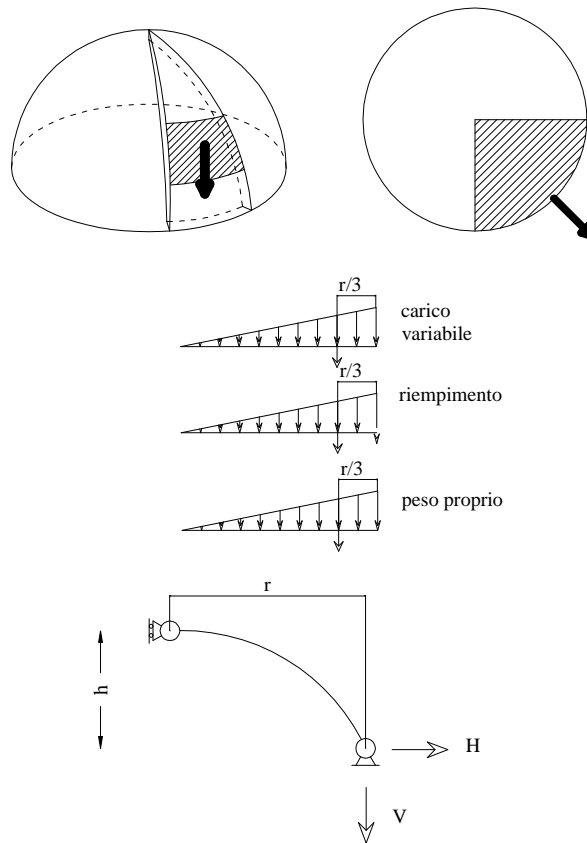


**Figura 9.41**-Scomposizione della spinta H della volta a crociera.

Le spinte totali orizzontali e verticali trasmesse dalla volta saranno perciò pari a:

$$\begin{aligned} H_{totale} &= 2 \cdot H_{perpendicolare} = 2 \cdot H \cos \alpha \\ V_{totale} &= 2 \cdot V \end{aligned} \quad (9.27)$$

In Figura 9.42 si riporta lo schema di calcolo adottato per le cupole.



**Figura 9.42**-Schema di calcolo delle cupole.

Di seguito si riportano in formato simbolico i calcoli svolti per la determinazione delle spinte verticali e orizzontali delle **cupole**.

***CALOTTA SFERICA***

Peso proprio

s = spessore

$\gamma$  = peso della muratura [KN/m<sup>3</sup>] = 18 KN/m<sup>3</sup>

r = raggio

$$A = \text{superficie calotta} = \frac{1}{4} \cdot 2 \cdot \pi r^2$$

B<sub>P</sub> = braccio risultante = r/3

$$P = \gamma \cdot A \cdot s$$

### Riempimento

Per il riempimento ipotizzeremo una lunghezza  $i$  di influenza pari all'arco sotteso dalla porzione di cupola (un quarto di circonferenza).

$s_{\max} = h$  = spessore massimo

$\gamma$  = peso pietrisco  $[\text{KN/m}^3] = 13.6 \text{ KN/m}^3$

$pr_{\text{distribuito}} [\text{KN/m}^2] = \gamma \cdot s_{\max}$

$i = 2 \cdot \pi \cdot r / 4$

$pr_{\text{lineare max}} [\text{KN/m}] = i \cdot pr_{\text{distribuito}}$

$B_{Pr} = \text{braccio risultante} = r/3$

$Pr = \frac{1}{2} pr_{\text{lineare max}} \cdot r$

### Carico variabile

Per il carico variabile valgono considerazioni simili a quanto detto per il carico del riempimento. L'area di influenza aumenta dal centro della cupola verso il perimetro: per questo si considera un andamento triangolare delle forze.

$q_{\text{distribuito}}$  = dipende dalla destinazione d'uso e dal coefficiente di combinazione sismica

$i = 2 \cdot \pi \cdot r / 4$

$q_{\text{lineare max}} = i \cdot q_{\text{distribuito}}$

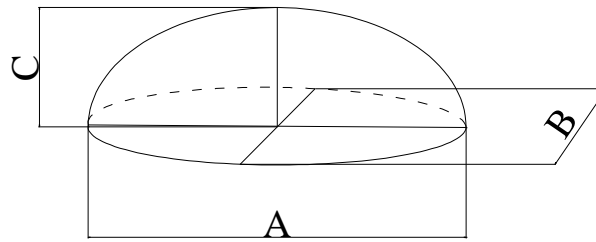
$B_Q = \text{braccio risultante} = r/3$

$Q = q_{\text{lineare max}} \cdot r$

### *CALOTTA ELLITTICA*

La calotta ellittica assume la forma approssimativa di un ellissoide scaleno. Al posto del raggio si considera una direttrice dal centro della proiezione in pianta dell'ellissoide all'elemento strutturale che ne porta il peso. Per il resto la trattazione è identica a quella della calotta sferica.





**Figura 9.43**-Diretrici della calotta sferica.

Peso proprio

s = spessore

$\gamma$  = peso della muratura [KN/m<sup>3</sup>] = 18 KN/m<sup>3</sup>

A = superficie ellissoide scaleno =

$$\frac{1}{4} \cdot 4 \cdot \pi \cdot \left( \frac{(A^\alpha \cdot B^\alpha) + (A^\alpha \cdot C^\alpha) + (C^\alpha \cdot B^\alpha)}{3} \right)^{1/\alpha}$$

$\alpha = 1.6075$  (parametro per il calcolo approssimato della superficie dell'ellissoide)

$B_P$  = braccio risultante = diretrice/3

$P = \gamma \cdot A \cdot s$

Riempimento

$s_{max} = h = C$  = spessore massimo

$\gamma$  = peso pietrisco [KN/m<sup>3</sup>] = 13.6 KN/m<sup>3</sup>

$pr_{distribuito}$  [KN/m<sup>2</sup>] =  $\gamma \cdot s_{max}$

i = arco di ellisse

$pr_{lineare\ max}$  [KN/m] =  $i \cdot pr_{distribuito}$

$B_{Pr}$  = braccio risultante = direttice/3

$Pr = \frac{1}{2} pr_{lineare\ max} \cdot direttice$

Carico variabile

$q_{distribuito}$  = dipende dalla destinazione d'uso e dal coefficiente di combinazione sismica

i = arco di ellisse

$q_{lineare\ max} = i \cdot q_{distribuito}$

$B_Q = \text{braccio risultante} = \text{direttrice}/3$

$Q = q_{\text{linearemax}} \cdot \text{direttrice}$

Soluzione dello schema statico:

$P = \text{risultante peso proprio}$

$Q = \text{risultante carico variabile}$

$P_r = \text{risultante peso riempimento}$

Le espressioni che risolvono l'isostatica sono le stesse usate per volte a botte e volte a crociera:

$$\begin{cases} V = P + P_r + Q \\ H = \frac{P \cdot B_P + P_r \cdot B_{P_r} + Q \cdot B_Q}{h} \end{cases}$$

La spinta così calcolata è da scomporre per un angolo di  $45^\circ$  per la calotta sferica e per l'angolo sotteso dalla direttrice per la calotta ellittica.

Il carico accidentale agente sul solaio ed il relativo coefficiente di combinazione da adottare nella combinazione sismica del primo piano è stato determinato in base alle prescrizioni del D.M.2008, Tabella 9.33.

Il carico accidentale di progetto risulta perciò:

$$q_{\text{acc,d}} = 6 \text{KN/m}^2 \cdot 0.8 = 4.8 \text{KN/m}^2 \quad (9.28)$$

In Tabella 9.34 si riassumono le spinte orizzontali e verticali (H e V) trasmesse dalle volte alla parete analizzata. Non vengono riportati nel dettaglio tutti i dati geometrici (es. spessore minimo e massimo del riempimento, lunghezza ed altezza del semi-arco ecc..) relativi ad ogni volta in quanto la trattazione mira a sottolineare un altro aspetto, di carattere maggiormente generico.

**Tabella 9.33-** Calcolo dell'area delle aperture.

**Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici**

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> 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
B	<b>Uffici.</b> 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
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	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	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b> Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	5,00	5,00	2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b> Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b> 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	—	—	—
H	<b>Coperture e sottotetti</b> Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati  
 \*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tabella 9.34** Spinte statiche verticali ed orizzontali trasmesse dalle volte e dalle cupole.

	Piano Terra		Piano Primo	
	H [kN]	V [kN]	H [kN]	V [kN]
1	238.12	238.83	83.75	355.32
2	176.073	318.95	0 (presenza di catene)	139.51
3	254.23	474.39	104.68	179.60
4	162.154	233.325	0 (presenza di catene)	142.42
5	259.48	483.19	104.68	179.60
6	157.48	222.675	41.87	177.66
7	247.76	463.53	81.76	81.76
8	157.48	226.6	41.87	177.66
9	257.70	480.99	112.5	174.04
10	140.581	202.284	72.40	139.68

Il calcolo dei momenti stabilizzanti ed instabilizzanti è riportato in eq. (9.29) e graficamente rappresentato in Figura 9.44.

$$\begin{aligned}
 M_{\text{stab}} = & P_{m1}x_{G1} + P_{m2}\left(s_2 + x_{G2} \frac{h_1}{h_2}\right) + V_1d_{V1} + (V_2 + V_3)s_2 \\
 & + V_2 \frac{h_1}{h_2} d_{V2} + V_3 \frac{h_1}{h_2} d_{V3} - H_1h_{V1} - (H_2h_{V2} + H_3h_{V3}) \frac{h_1}{h_2} \quad (9.29)
 \end{aligned}$$

$$M_{\text{instab}} = P_{m1}y_{G1} + V_1h_{V1} + (P_{m2}y_{G2} + V_2h_{V2} + V_3h_{V3}) \frac{h_1}{h_2}$$

dove:

$y_{G1}=3.89$  m;  $x_{G1}=0.33$  m;  $y_{G2}=4.10$  m;  $x_{G2}=0.33$  m;

Dai calcoli risulterebbe:

$M_{\text{stab}}= -4500$  kNm

Ovviamente tale risultato non ha significato fisico e dipende solo dal fatto che il momento dovuto alla spinta orizzontale delle volte (con segno negativo) è talmente grande da superare il momento dovuto al peso proprio e al contributo stabilizzante trasmesso dalle volte (spinta verticale V), anche in ragione del braccio verticale che moltiplica la

spinta orizzontale, molto maggiore del braccio orizzontale che moltiplica il contributo stabilizzante di peso proprio e volte.

Tuttavia tale risultato porta a sottolineare la grande influenza sui risultati che ha la spinta di archi e volte non contrastati da catene negli edifici esistenti.

Si è proceduto al dimensionamento delle catene necessarie al fine di soddisfare la verifica di sicurezza sismica. In particolare si è aggiunto il termine stabilizzante derivante dal tiro delle catene  $T$ , posizionate ad una distanza  $h_t$  dalla prima cerniera cilindrica, nel calcolo del momento stabilizzante:

$$\begin{aligned} M_{\text{stab}} = & P_{m1}x_{G1} + P_{m2} \left( s_2 + x_{G2} \frac{h_1}{h_2} \right) + V_1 d_{V1} + (V_2 + V_3) s_2 \\ & + V_2 \frac{h_1}{h_2} d_{V2} + V_3 \frac{h_1}{h_2} d_{V3} + Th_t - H_1 h_{V1} - (H_2 h_{V2} + H_3 h_{V3}) \frac{h_1}{h_2} \end{aligned} \quad (9.30)$$

Il tiro  $T$  è stato determinato come:

$$T = f_{yd} \cdot A \quad (9.31)$$

dove  $f_{yd}$  rappresenta la tensione di snervamento di progetto:

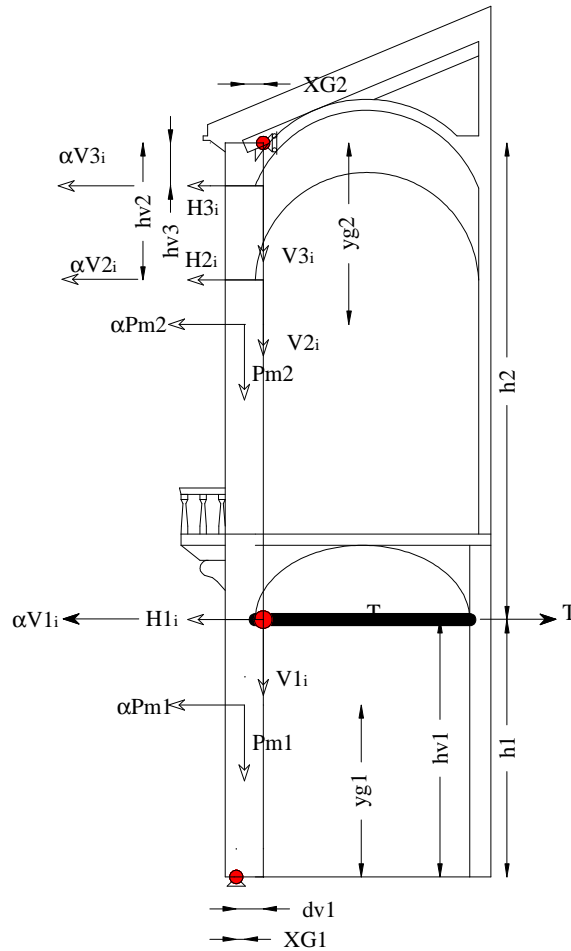
$$S275 \rightarrow f_{yk} = 275 \text{ MPa}; \gamma_s = 1.05 \Rightarrow f_{yd} = 275/1.05 = 261.9 \text{ MPa} \quad (9.32)$$

$A$  rappresenta l'area totale delle catene necessarie a verificare il meccanismo di collasso.

L'area delle catene  $A$  è stata determinata imponendo l'indice di sicurezza  $I_s$  pari ad 1, ossia uguagliando la capacità della struttura  $a_0^*$  alla domanda sismica  $a$ :

$$\begin{aligned} \frac{M_{\text{stab}}(A)}{M_{\text{instab}}} = \alpha_0(A) \rightarrow a_0^*(A) = \frac{\alpha_0(A)g}{e^*FC} = a \\ \Rightarrow A = \text{Area totale catene necessarie} \end{aligned} \quad (9.33)$$

In Figura 9.44 si riporta una schematizzazione del meccanismo di flessione verticale di parete in cui è stata inserita l'azione stabilizzante delle catene al primo piano.



**Figura 9.44**-Schematizzazione del meccanismo di flessione verticale di parete.

Per quanto riguarda il calcolo della domanda sismica, ricordando che l'edificio è ubicato a Modena (longitudine: 10.92, latitudine: 44.67) i parametri spettrali sono pari a:

$$a_g = 1.600 \text{ m/s}^2; F_0 = 2.44; T_c^* = 0.285 \text{ s} \quad (9.34)$$

Il coefficiente  $S$  è pari a:

$$S = 1 \cdot 1.46 = 1.46 \quad (9.35)$$

**Tabella 9.35** Determinazione del coefficiente S.

**Tabella 3.2.V** – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

**Tabella 3.2.IV** – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

**Tabella 3.2.VI** – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

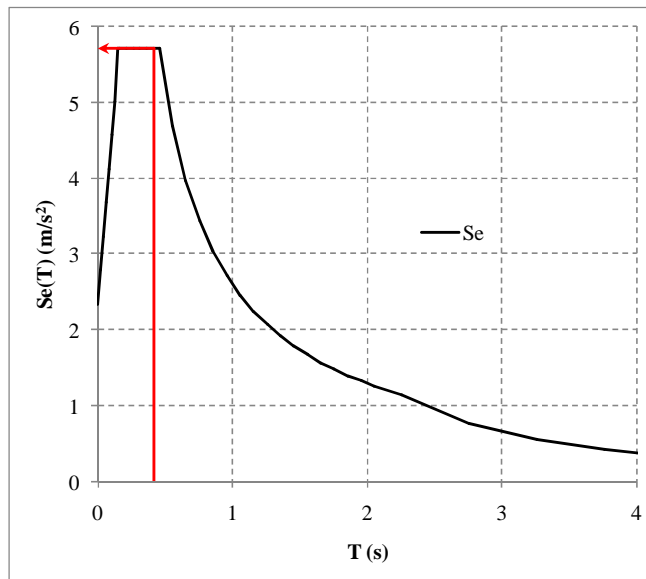
In Tabella 9.36 si riassumono le grandezze utilizzate per il calcolo di  $a$  (v. eq. (9.3) e capitolo 6), ricordando che il fattore di struttura  $q=2$ . In Figura 9.45 si riporta lo spettro elastico utilizzato.

**Tabella 9.36** Determinazione delle grandezze per il calcolo di  $a$ .

$\Psi$	$\gamma$	$T_1$ [s]	$S_e(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a$ [m/s <sup>2</sup> ]
0.351*	1.2#	0.411	5.71	1.202

\*si ricorda che  $H_{tot}=16.60$  m e  $Z$ = baricentro delle linee di vincolo= 5.82 m. Si è considerato che il baricentro delle linee di vincolo fosse in corrispondenza della seconda cerniera cilindrica.

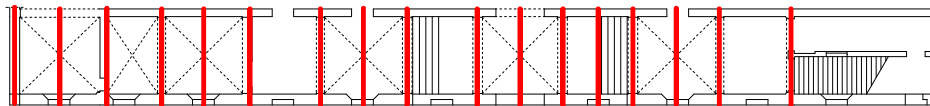
#N=2



**Figura 9.45**-Spettro elastico.

Calcolata la domanda sismica, applicando l'eq. (9.30)-(9.33) si è ricavata l'area di tiranti necessaria al fine di ottenere un indice di sicurezza unitario.

L'area di tiranti necessaria è risultata essere pari a 8409 mm<sup>2</sup>, che corrisponde a 18 tiranti di diametro  $\phi 24$ . In Figura 9.46 si riporta una schematizzazione grafica di un possibile posizionamento dei tiranti calcolati.



Ipotesi posizionamento tiranti piano terra

**Figura 9.46**-Ipotesi di posizionamento di tiranti a livello del primo solaio.

### 9.2.4 Castello Malaspina a Bobbio (PC)

Il Castello Malaspina sorge a Bobbio, in provincia di Piacenza.

Il complesso del castello è costituito da quattro edifici principali: il castello, il torrione, il castelletto e la dipendenza, oggi abitazione dei custodi.



La Soprintendenza ai beni culturali ha segnalato l'edificio oggetto di studio per un'analisi sismica in quanto l'edificio ha un'importante rilevanza storica e artistica.

### 1. Rilievo storico

L'esistenza di un castello a Bobbio è documentata fin dal secolo XII ma, quasi certamente, il primitivo edificio venne potenziato e ammodernato nel 1305 per iniziativa del Marchese Corrado Malaspina, allora signore di Bobbio. Nel 1700 i bastioni del castello erano ancora intatti ed erano presenti ponti levatoi. Il possente "mastio" centrale si eleva, dominante la città al di sopra degli spalti, di oltre trenta metri; gli spalti a loro volta, si elevano di circa 15 metri al di sopra della zona abitata. Il castello di Bobbio è certamente uno dei più belli della Val Trebbia e del piacentino. Non sono disponibili documenti risalenti ai materiali da costruzione utilizzati o informazione sulle caratteristiche meccaniche e prestazionali dell'intero edificio ma solo riguardo una parte di esso.

### 2. Rilievo geometrico e dei dettagli costruttivi

L'edificio è costituito da un massiccio mastio a base rettangolare a cui sono collegate una torretta rotonda, una quadrata e altri piccoli edifici, l'alloggio delle guardie e uno di recente costruzione, di altezza inferiore al mastio. Tutte le costruzioni sono dotate di finestre di piccole dimensioni e di tetti in coppi. Il mastio è in muratura portante costituito da pareti a doppia cortina. Rimangono le tracce di due ingressi dotati di ponte levatoio: anticamente solo l'ingresso di nord-ovest dava l'accesso al mastio. Il mastio è costituito da cinque piani fuori terra costituiti da soffitti a botte e pavimenti in legno intarsiato; i primi tre piani erano destinati ad uso abitativo, il quarto per l'alloggio delle truppe e l'ultimo per le manovre difensive e consiste in un sottotetto retto da quattro pilastri oggi illuminato da diciotto finestre di recente apertura mentre in origine vi erano solo feritoie strombate.

Il castello ha un'altezza di gronda pari a 20.93 m ed una superficie coperta di 240 m<sup>2</sup> per piano. L'edificio è in muratura di

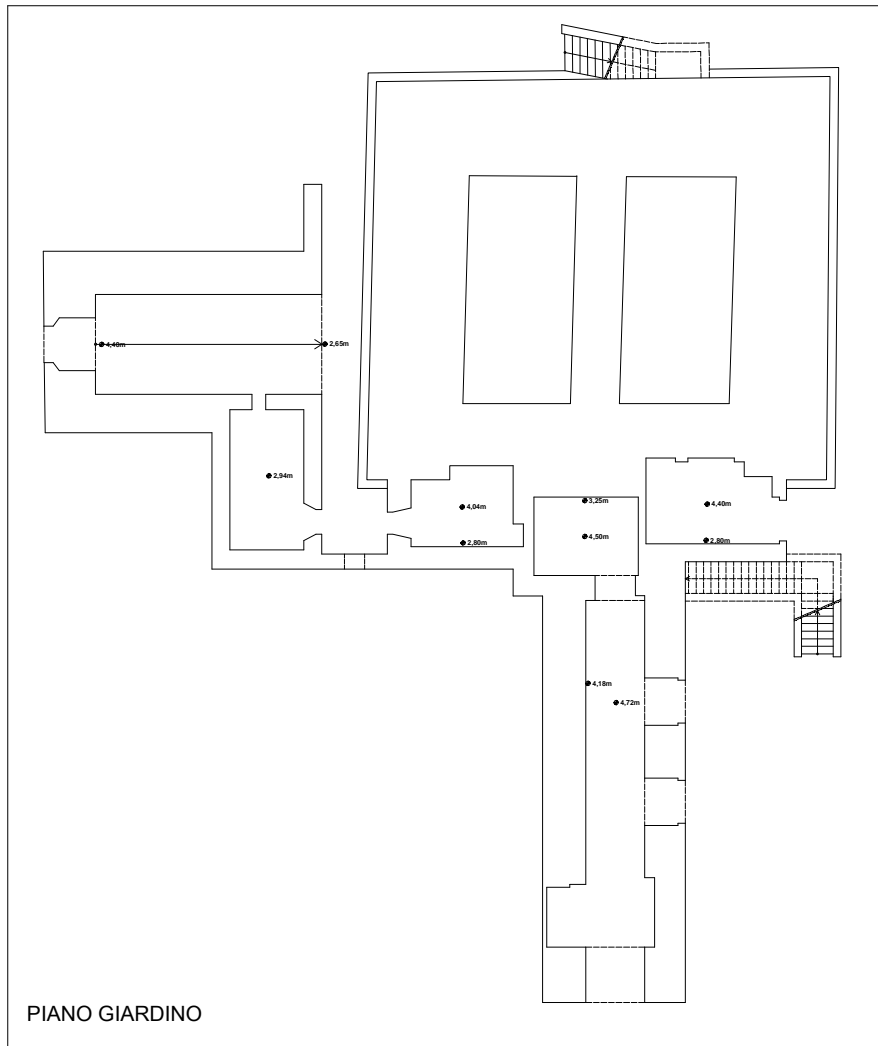
laterizi pieni e pietra mentre i solai sono costituiti da volte a botte. Data la notevole dimensione dei muri perimetrali del castello e la tecnica costruttiva comunemente usata per edifici tipologicamente simili, si ritiene che i muri perimetrali siano muri a doppia cortina, costituiti pertanto da un paramento esterno, da uno strato di riempimento e da un paramento interno.

Le volte a botte dell'edificio che formano i solai sono costituite da archi a tutto sesto o da archi a sesto ribassato. Si rileva la frequente presenza di unghie all'interno delle volte a botte.

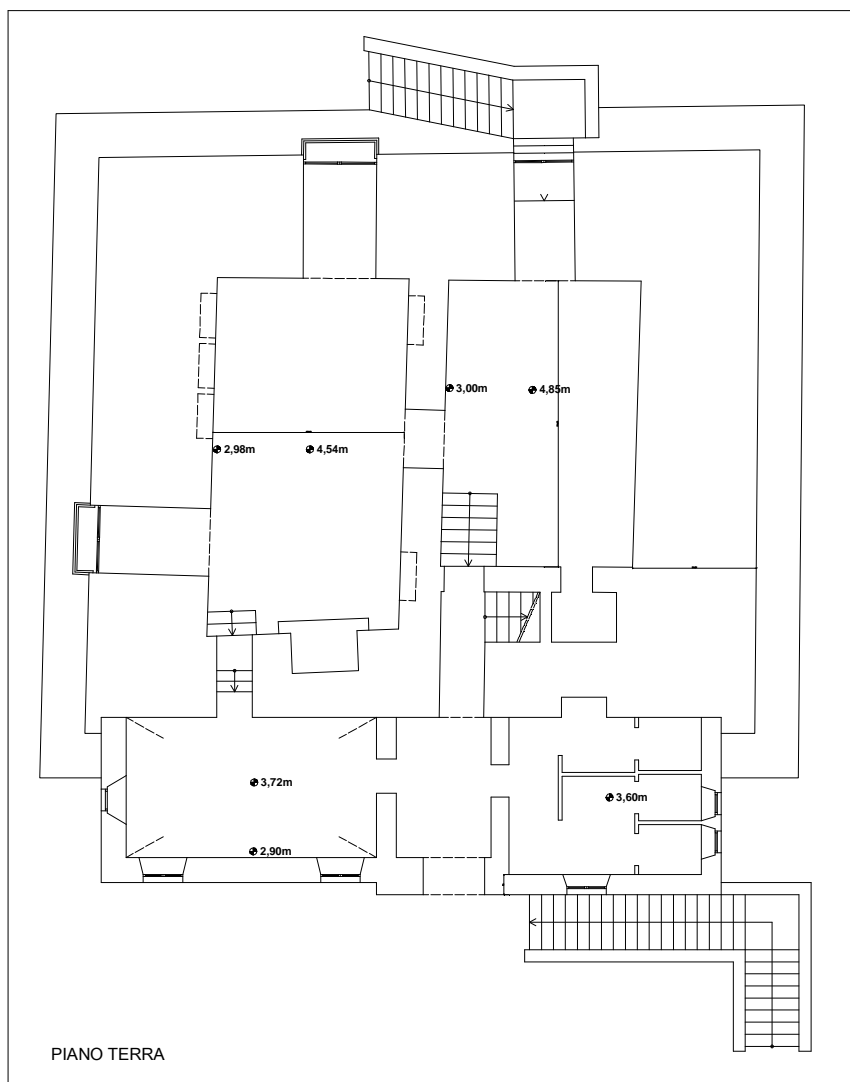
Il rilievo geometrico si è basato su un sopralluogo dell'edificio con ausilio di planimetrie già redatte in precedenza.

Il sopralluogo è servito ad analizzare il quadro fessurativo dell'edificio che ha permesso di realizzare le mappature delle fessure presenti.

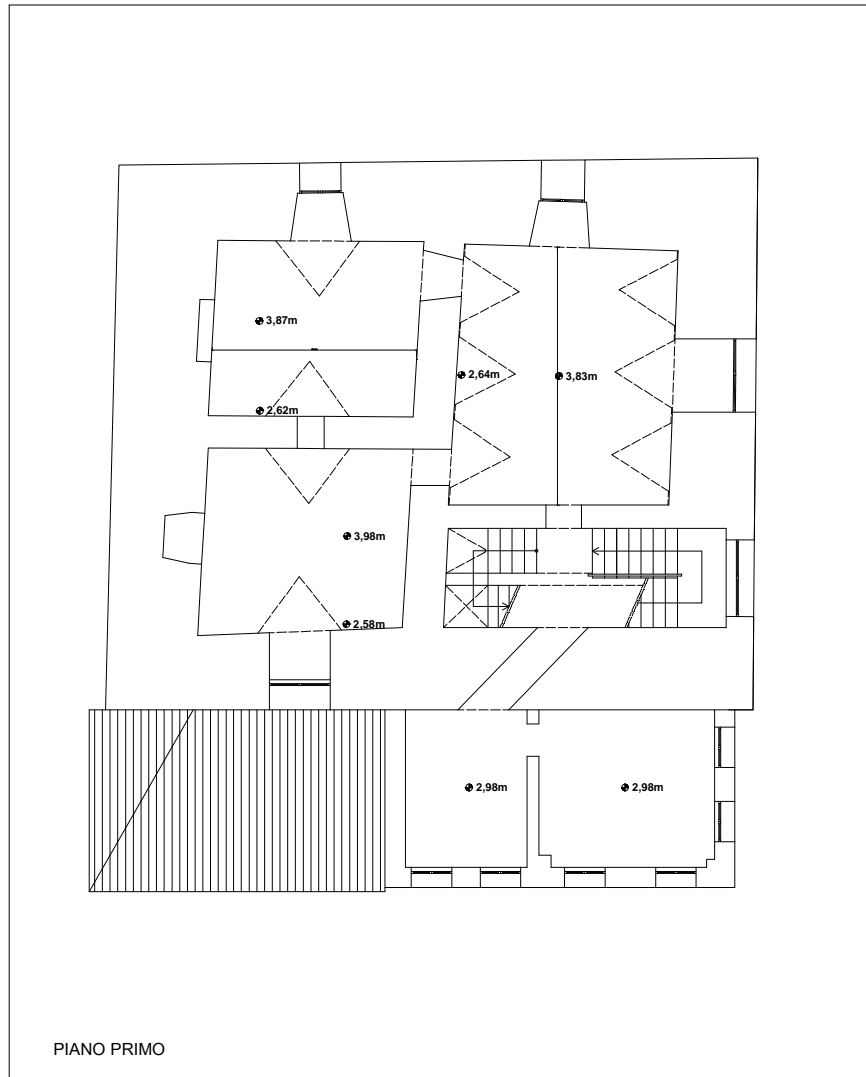
In Figura 9.47 si riportano le piante del castello ed in Figura 9.48 le foto del complesso.



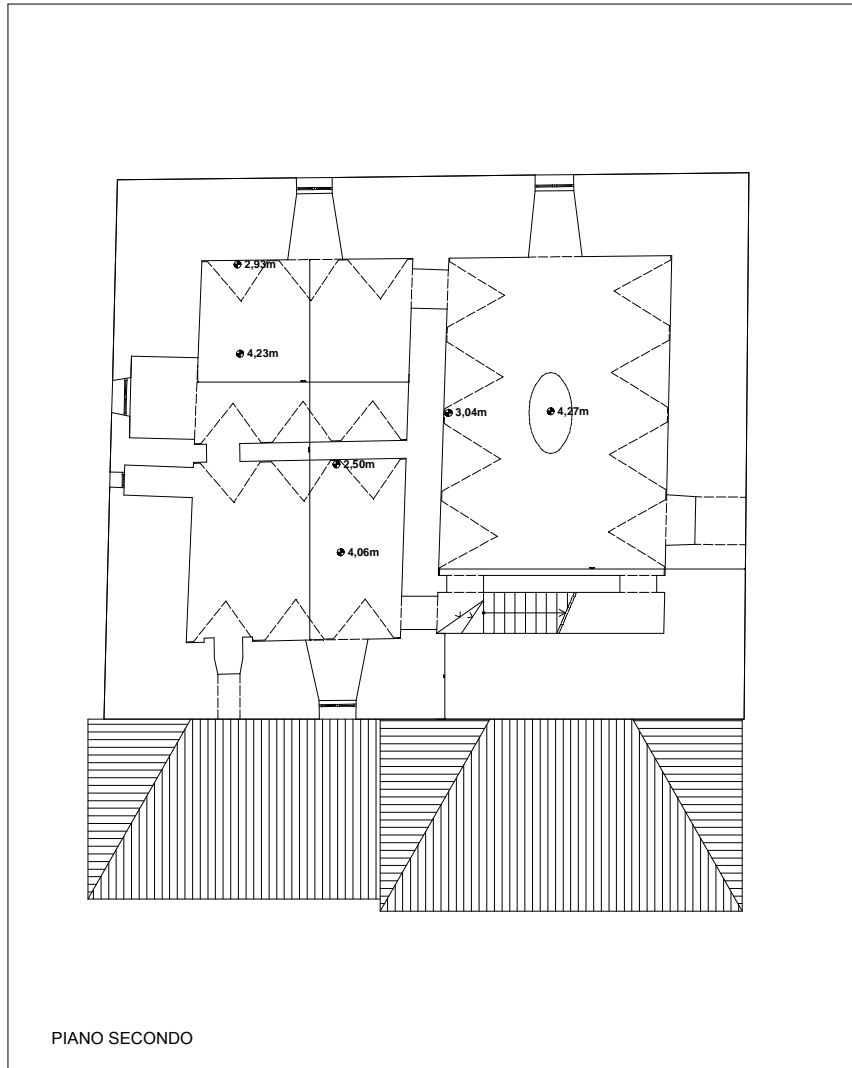
(a)



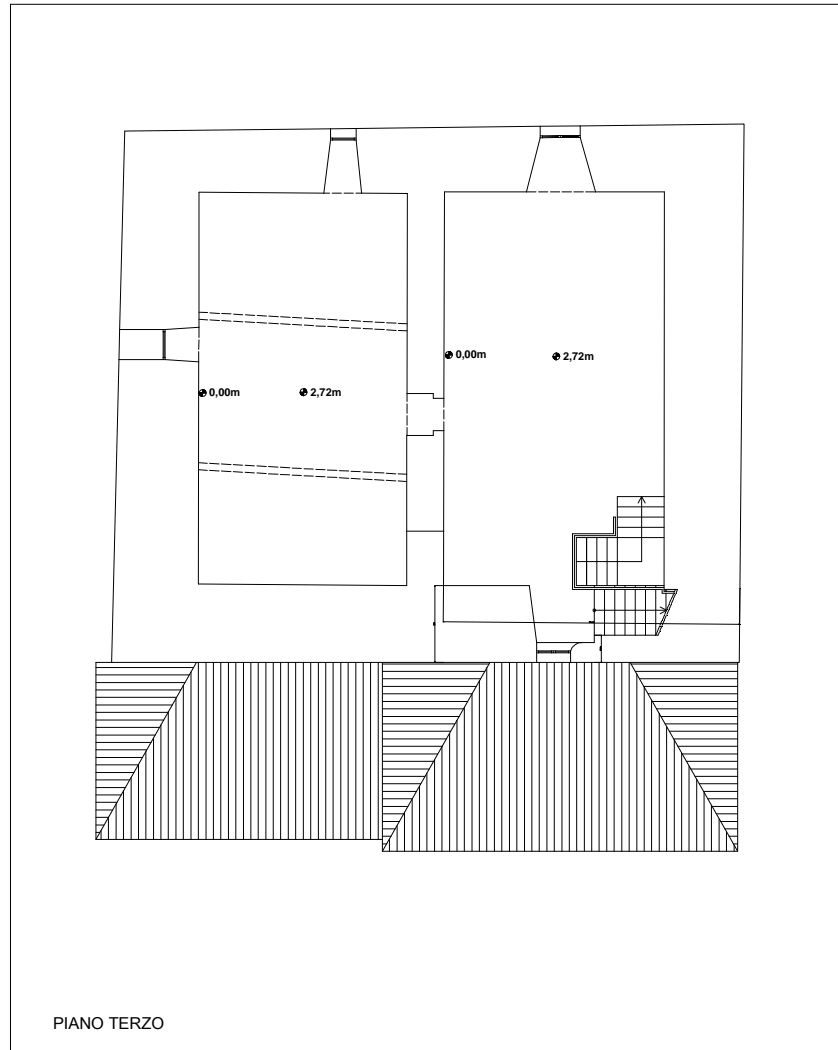
(b)



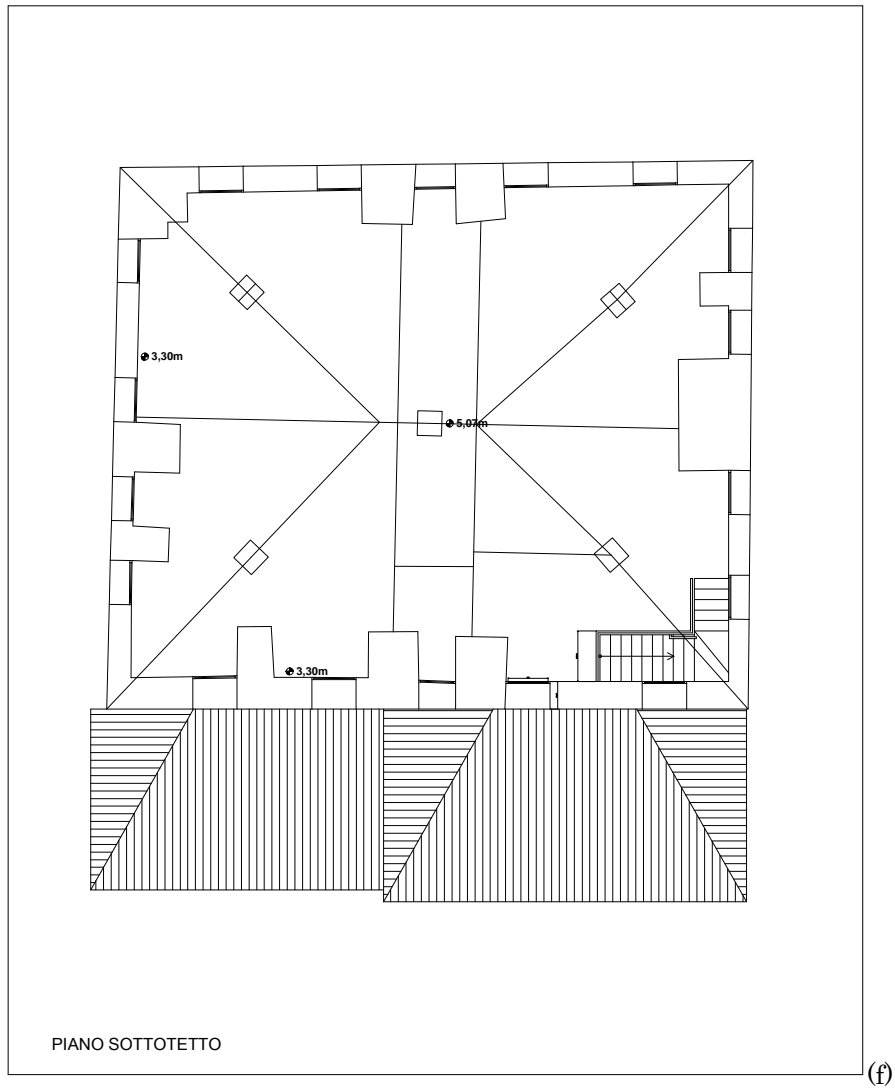
(c)



(d)



(e)



**Figura 9.47**-Piante dell'edificio: (a) Piano giardino, (b) Piano terra, (c) Piano primo, (d) Piano secondo, (e) Piano terzo, (f) Piano sottotetto.





**Figura 9.48**-Documentazione fotografica: (a) prospetto lato ingresso principale, (b) prospetto lato cortile interno, (c) prospetto lato torrione, (d) prospetto lato castelletto, (e) prospetto lato dipendenza dei custodi.

### 3. Rilievo del quadro fessurativo ed individuazione dei meccanismi locali di collasso

Analizzando il quadro fessurativo e la disposizione strutturale dell'intero edificio si sono individuati alcuni possibili meccanismi locali di collasso che interessano il castello. Non sono state rilevate fessure di particolare rilevanza dal punto di vista sismico nel torrione, nella dipendenza dei custodi e nel castelletto.

In particolare sono stati individuati e analizzati due meccanismi di collasso: un *meccanismo di flessione verticale della porzione di parete a doppia cortina prospiciente l'ingresso principale del castello* e un *potenziale meccanismo di flessione verticale della parete laterale* a causa dell'azione spingente delle volte.

#### -Meccanismo di flessione verticale di parete lato ingresso principale

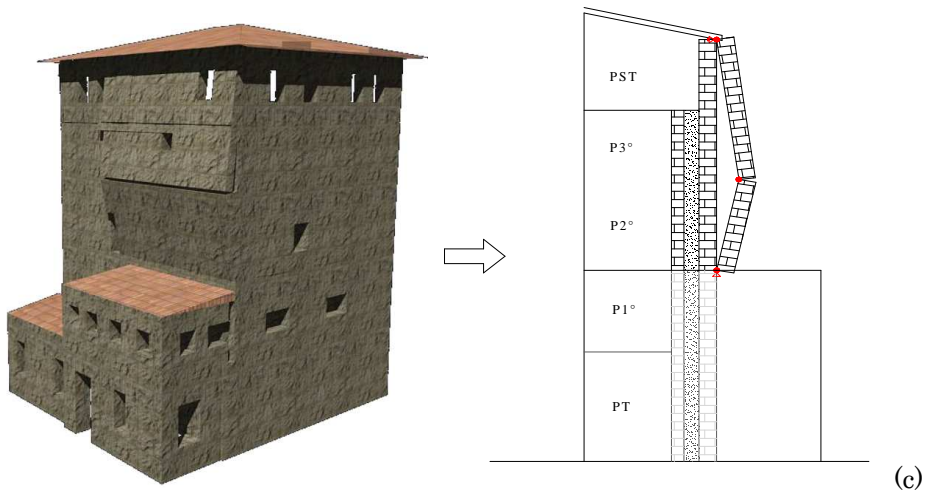
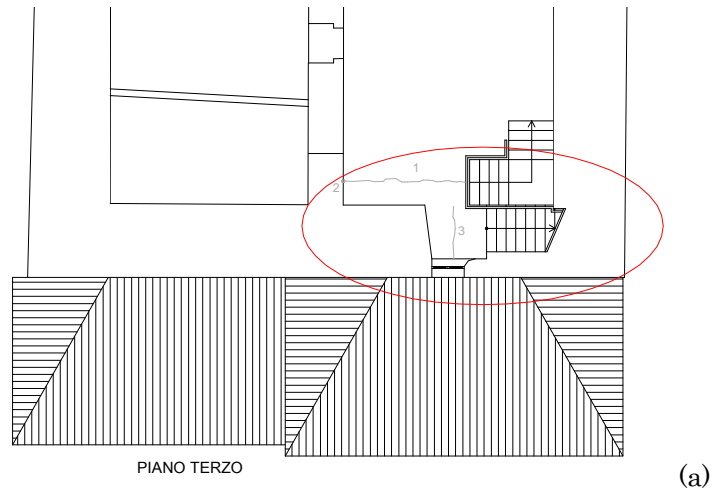
Il meccanismo è stato individuato sulla base di un riscontro visivo. Dal rilievo fotografico si è rilevata la presenza di uno spanciamiento del muro frontale esterno all'altezza del solaio del secondo piano e una serie di fessure verticali e orizzontali che corrono lungo le intersezioni tra i setti murari e il solaio del terzo e del secondo piano. Il meccanismo è stato analizzato nell'ipotesi di flessione verticale di parete e non di ribaltamento semplice, in quanto non sono state riscontrate fessure visibili all'altezza del piano sottotetto, presupponendo perciò la presenza di un trattenimento in sommità del setto murario ribaltante. Tale ipotesi è avvalorata dal fatto che il piano sottotetto è stato ristrutturato negli anni '90 e pertanto è dotato di migliori caratteristiche meccaniche e di un migliore ammorsamento tra i setti murari ed il solaio. Si sottolinea inoltre la presenza di una discontinuità in altezza in quanto la porzione dell'edificio interessata dal meccanismo prospiciente l'ingresso si sviluppa in altezza solamente fino al primo piano. Per tale motivo la prima cerniera del meccanismo è stata posizionata alla base del secondo piano, la seconda cerniera alla base del terzo piano (in corrispondenza dello spanciamiento del muro) e la terza cerniera, che funge da trattenimento, in corrispondenza della copertura, Figura 9.49.

Come precedentemente accennato il castello è costituito da muri a doppio paramento. A differenza della flessione verticale di una parete monolitica perciò la parete è costituita da due paramenti che interagiscono tra loro. L'interazione tra i due paramenti dipende dai parametri di rigidezza dei paramenti stessi e dalla modalità di connessione sulla superficie in comune. Molto spesso i meccanismi di collasso locali interessano solo il paramento esterno, sul quale solitamente agiscono carichi verticali più bassi. Nel caso in esame si è infatti ipotizzato che fossero soggetti ai meccanismi di collasso i soli paramenti esterni del setto murario.

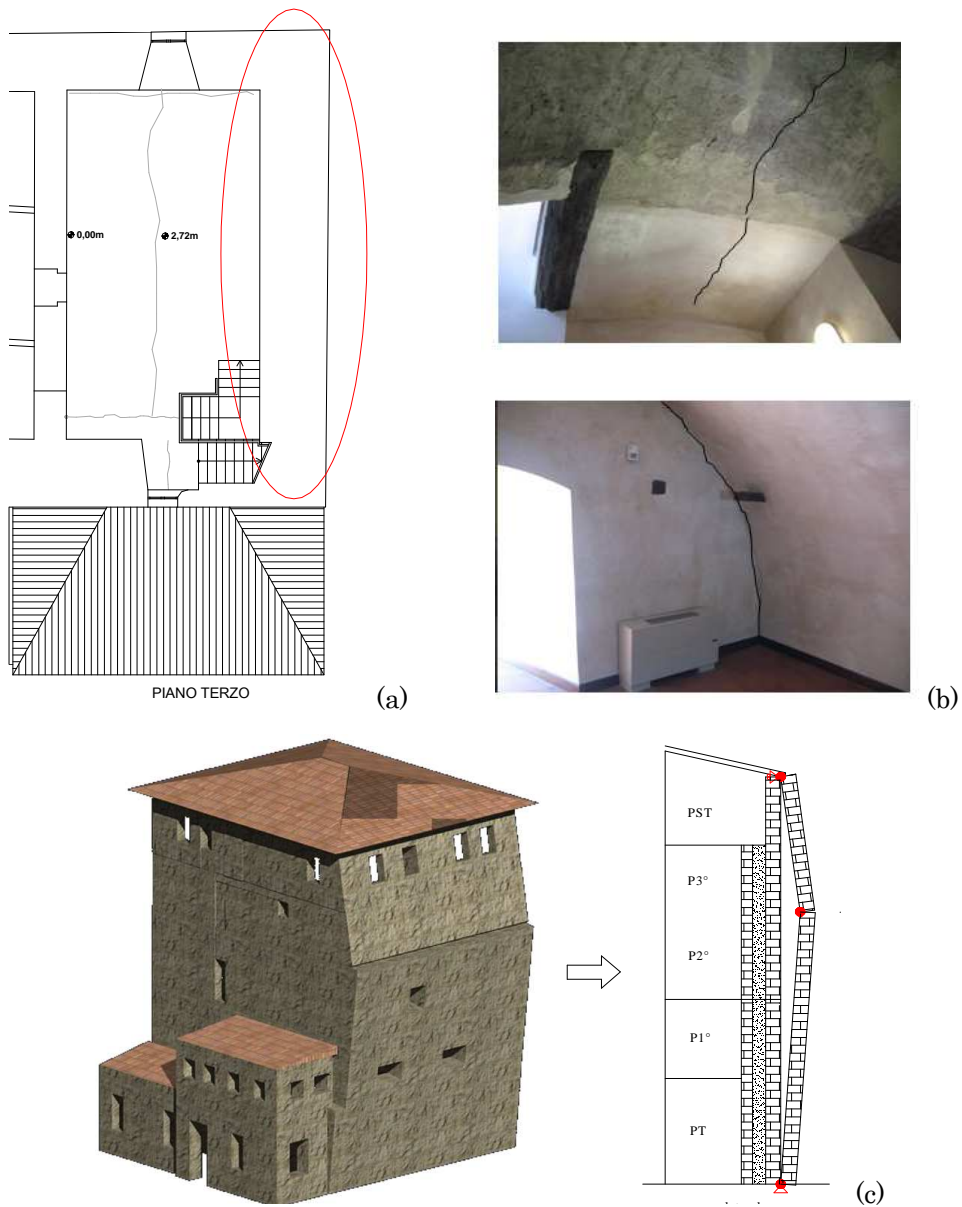
#### -Meccanismo di flessione verticale di parete laterale

Il secondo meccanismo di collasso analizzato riguarda una potenziale flessione verticale della parete laterale a causa dell'azione spingente delle volte. Sono state infatti rilevate fessure nella chiave delle volte a botte in corrispondenza dei vari impalcati. Anche in questo caso non sono state riscontrate fessure al piano sottotetto, il che valida l'ipotesi di flessione verticale di parete e non di ribaltamento semplice.

Così come per il primo meccanismo analizzato, la seconda cerniera cilindrica è stata ipotizzata alla base del terzo piano, ossia in corrispondenza dello spanciamiento del muro, la terza cerniera cilindrica sul solaio del piano sottotetto che, essendo stato ristrutturato di recente rappresenta una sorta di trattenimento, mentre, non essendo presenti discontinuità in altezza su questa parete, la prima cerniera si è ipotizzata alla base del piano terra, rimanendo così a favore di sicurezza, Figura 9.50.



**Figura 9.49-** (a) Individuazione in pianta della porzione di edificio soggetta al meccanismo di flessione verticale di parete, (b) quadro fessurativo riscontrato, (c) schematizzazione del meccanismo.

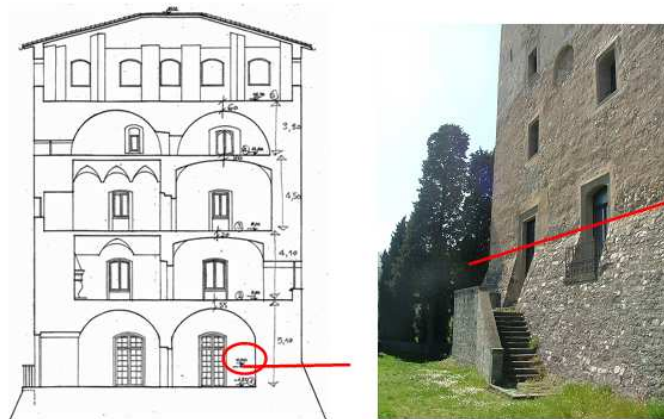


**Figura 9.50-** (a) Individuazione in pianta della porzione di edificio soggetta al meccanismo di flessione verticale di parete, (b) quadro fessurativo riscontrato, (c) schematizzazione del meccanismo.

Dalla Figura 9.48(b) si nota come il piano denominato “piano terra” in realtà non poggia a terra ma poggia su dei contrafforti. Data l’elevata dimensione di tali contrafforti e in accordo a prospetti quotati



forniti come materiale conoscitivo da precedenti lavori di ristrutturazione, si è ipotizzato di considerare “lo zero” del piano terra ad esclusione dei contrafforti, Figura 9.51.



**Figura 9.51-** Indicazione della quota “zero” di progetto.

#### 4. Condizioni d'uso e livelli di sicurezza dell'edificio

In seguito a numerosi interventi di restauro eseguiti sulla struttura nel corso degli anni, l'edificio risulta aperto al pubblico e visitabile a partire dal 1976, limitatamente a gruppi di visitatori nel numero massimo di 15 persone. Si è pertanto considerata una destinazione d'uso assimilabile a quella di edificio residenziale con normale affollamento di persone. Data la funzione dell'edificio è stata perciò scelta una classe d'uso I, Tabella 9.37.

Considerando una vita nominale di 50 anni il tempo di ritorno,  $T_R$ , a SLV è pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50 \cdot 1}{\ln(1 - 0.1)} = 475 \text{ anni} \quad (9.36)$$

Il fattore di confidenza utilizzato nei calcoli è pari a 1.35, corrispondente ad un livello di conoscenza LV1.

**Tabella 9.37-** Classe d'uso dell'edificio.

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

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

### 5. Azioni di progetto sulla costruzione

Le azioni statiche di progetto agenti sull'edificio in esame derivano dal peso proprio delle porzioni murarie coinvolte, dal carico trasmesso dal solaio di copertura, dal carico verticale e dalla spinta derivante dalle volte.

I carichi di progetto considerati nel calcolo della capacità della struttura fanno riferimento alla combinazione sismica, secondo il punto 2.5.3 del D.M. 2008 (v. eq. (9.2), Tabella 9.2).

### 6. Calcolo dell'indice di sicurezza sismica $I_s$

Per il calcolo di  $a_0^*$  e di  $a$  si faccia riferimento all'eq. (9.3) ed al paragrafo 6.2.1.

### -Meccanismo di flessione verticale di parete lato ingresso principale

Come esposto nei paragrafi precedenti il meccanismo di flessione verticale di parete a doppia cortina del muro frontale interessa il secondo piano, il terzo piano e il piano sottotetto.

Sulla porzione di parete interessata al meccanismo agiscono i carichi derivanti dal peso proprio e il carico trasmesso dalla copertura; la volta a botte che costituisce il solaio del secondo piano è ordita ortogonalmente al setto murario ribaltante e non grava perciò sul setto.

Non avendo a disposizione precise informazioni riguardo la composizione dei setti murari, sono state fatte ipotesi di calcolo sulla base delle dimensioni dei setti murari, dell'esperienza e della conoscenza di strutture tipologicamente simili. Si è pertanto ipotizzato che il muro frontale fosse costituito da un paramento esterno ed uno interno costituiti da pietra e da un riempimento fra i due paramenti costituiti da pietrisco. In Tabella 9.38 si riassumono le caratteristiche geometriche della parete analizzata.

**Tabella 9.38** Caratteristiche geometriche della porzione di parete analizzata.

	h [m]	Paramento interno			Riempimento s [m]	Paramento esterno			
		s [m]	l [m]	A [m <sup>2</sup> ]		s [m]	l [m]	A [m <sup>2</sup> ]	A <sub>apert</sub> [m <sup>2</sup> ]
P2°	4.57	0.5	7.65	34.9	0.96	0.69	7.65	34.9	0
P3°	3.32	0.5	7.5	24.9	0.76	0.69	7.5	24.9	0
PST	3.67	0.0	0	0.0	0.0	0.69	7.5	24.9	2.6

P2°= piano secondo; P3°= piano terzo; PST= piano sottotetto; h=altezza della parete; s=spessore del muro, l=lunghezza della parete; A=area della parete; A<sub>apert</sub>=area delle aperture.

Si ricorda che essendo difficile valutare con sufficiente affidabilità la percentuale di forze agenti sul paramento interno trasmessa a quello esterno, si tiene conto della presenza del paramento interno considerando una modesta percentuale delle azioni trasmesse, attraverso un coefficiente di trasmissione  $\rho$ . Nei calcoli è stato adottato un coefficiente di trasmissione  $\rho$  pari a 0.2.

È stato utilizzato un peso specifico pari a 22 KN/m<sup>3</sup>, corrispondente a pietra calcarea, per i paramenti e un peso specifico di 13.6 KN/m<sup>3</sup> per il riempimento, corrispondente a pietrisco.

In Tabella 9.39 si riportano le grandezze di calcolo relative al peso proprio del muro coinvolto nel meccanismo.

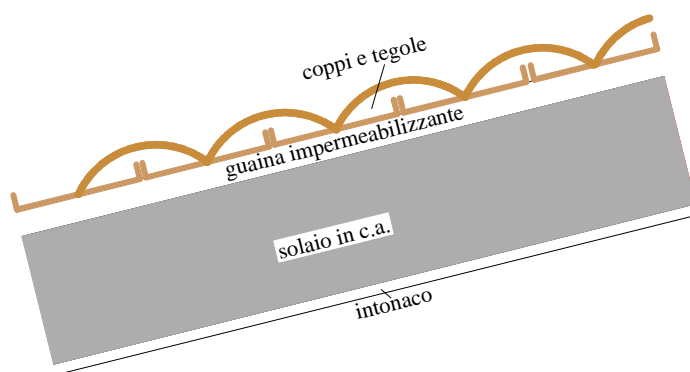


La copertura è stata soggetta a lavori di ristrutturazione negli anni '90. Il solaio di copertura è costituito da coppi e tegoli, uno strato di guaina impermeabilizzante, un solaio in c.a. e uno strato di intonaco. In Figura 9.52 viene schematicamente illustrato il pacchetto di solaio di copertura mentre in Tabella 9.40 vengono riassunte le principali caratteristiche geometriche e meccaniche del solaio di copertura.

**Tabella 9.39-** Calcolo del peso proprio e della posizione del baricentro del muro frontale.

$W_{1A}$ (kN)	530.70	$W_{2A}$ (kN)	756.34
$y_{o1A}$ (m)	2.29	$y_{o2A}$ (m)	3.58
$x_{o1A}$ (m)	0.35	$x_{o2A}$ (m)	0.35
$W_{1B}$ (kN)	384.57	$W_{2B}$ (kN)	273.90
$y_{o1B}$ (m)	2.29	$y_{o2B}$ (m)	5.33
$x_{o1B}$ (m)	0.25	$x_{o2B}$ (m)	0.25

$W_{1A}$ = peso proprio del primo paramento esterno;  $W_{2A}$  = peso proprio del secondo paramento esterno;  $W_{1B}$ = peso proprio del primo paramento interno;  $W_{2B}$  = peso proprio del secondo paramento interno.



**Figura 9.52-** Composizione strutturale della copertura.

**Tabella 9.40-** Calcolo del peso proprio e della posizione del baricentro del muro.

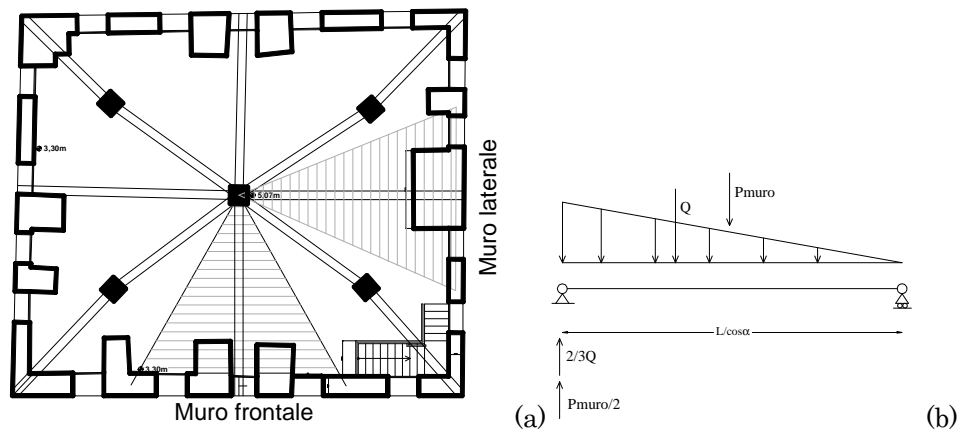
Elemento	Spessore [m]	Carico [KN/m <sup>2</sup> ]
Coppi alla romana	-	0.15
Tegole in cotto	-	0.312
solaio in c.a.	0.24	2.6
intonaco	0.02	0.4
guaina impermeabilizzante	0.05	0.175
<b>TOTALE</b>		<b>3.64</b>

Sulla base di osservazioni qualitative e compatibilmente ai lavori di ristrutturazione fatti e documentati sul solaio si è ipotizzato che le travi del solaio fossero travi in c.a. con sezione pari a 30 cm x 30 cm.

Il peso della trave gravante sul muro frontale è pertanto pari a:

$$P_{\text{trave}} / 2 = (25 \text{ KN/m}^3 \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 6.78 \text{ m}) / 2 = 7.6 \text{ KN}$$

In Figura 9.53 si riporta la pianta del piano sottotetto con indicazione dell'area di influenza delle travi che gravano sul muro frontale e sul muro laterale e lo schema statico adottato nei calcoli per la determinazione del carico trasmesso dal solaio al setto murario ribaltante.



**Figura 9.53-** (a) Area di influenza della copertura sul muro frontale e sul muro laterale, oggetto di indagine, (b) schema statico adottato per il calcolo del carico trasmesso dalla copertura.

Il carico  $Q$  è dato da:

$$Q = q \cdot i \cdot (L / \cos \alpha) / 2$$

dove:

$$q = 3.64 \text{ KN/m}^2$$

$i$  = interasse massima

$$i_{\text{muro frontale}} = 7.64 \text{ m}$$

$\alpha$  = inclinazione della copertura =  $14^\circ$

Il carico totale trasmesso dalla copertura è perciò pari a:

$$NA = 2/3 \cdot Q + P_{\text{muro frontale}} = 72.53 \text{ kN}$$

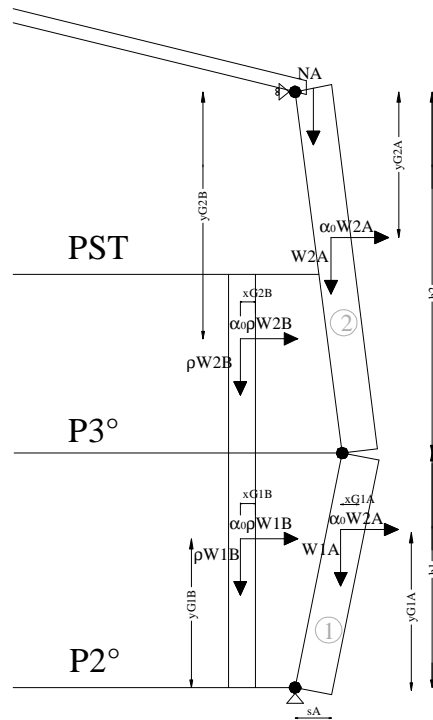
I momenti stabilizzanti ed instabilizzanti sono pari a:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{STAB}} = W_{1A} \cdot x_{G1A} + s_A \cdot W_{2A} \left( 1 + \frac{h_1}{2h_2} \right) + NA \cdot s_A \left( 1 + \frac{h_1}{2h_2} \right) \\ M_{\text{INSTAB}} = W_{1A} \cdot y_{G1A} + W_{2A} \cdot y_{G2A} \frac{h_1}{h_2} + \rho W_{1B} \cdot y_{G1B} \\ \quad \quad \quad + \rho W_{2B} \cdot y_{G2B} \frac{h_1}{h_2} \end{array} \right. \quad (9.37)$$

Le grandezze riportate in eq. (9.37) sono in dettaglio riportate in Tabella 9.41 e graficamente rappresentate in Figura 9.54.

**Tabella 9.41-** Grandezza geometriche per il calcolo del momento stabilizzante ed instabilizzante relative al meccanismo flessione verticale del muro frontale.

$W_{1A}$ (KN)	$W_{2A}$ (KN)	$\rho W_{1B}$ (KN)	$\rho W_{2B}$ (KN)	NA (KN)
530.70	749.51	76.91	54.78	72.53
$x_{G1A}$ (m)	$s_A$ (m)	$y_{G1A}$ (m)	$y_{G2A}$ (m)	
0.35	0.70	2.29	3.55	
$y_{G1B}$ (m)	$y_{G2B}$ (m)	$h_1$ (m)	$h_2$ (m)	
2.29	5.27	4.57	6.93	



**Figura 9.54-** Schematizzazione grafica del meccanismo di flessione verticale del muro frontale.

La capacità di accelerazione  $a_0^*$  (v. eq. (9.3)) è determinata in Tabella 9.42.

**Tabella 9.42-** Determinazione della capacità di accelerazione  $a_0^*$ .

Tot. momenti stab [KNm]	Tot. momenti instab [KNm]	$\alpha_0$	Massa partecipante $M^*$ [t]	Fraz. di massa partecipante $e^*$ [t]	FC	$a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
937.33	3334.62	0.281	142.62	0.991	1.35	2.061

Per quanto riguarda il calcolo della domanda sismica, essendo la prima cerniera del meccanismo posta alla base del secondo piano, si è fatto riferimento al caso so porzione di edificio posto ad una certa quota da terra.

Ricordando che l'edificio è ubicato a Bobbio (PC) (longitudine: 9.3864, latitudine: 44.7715) si ricavano i seguenti parametri spettrali:

$$a_g = 1.002 \text{ m/s}^2; F_0 = 2.500; T_c^* = 0.285 \text{ s}$$

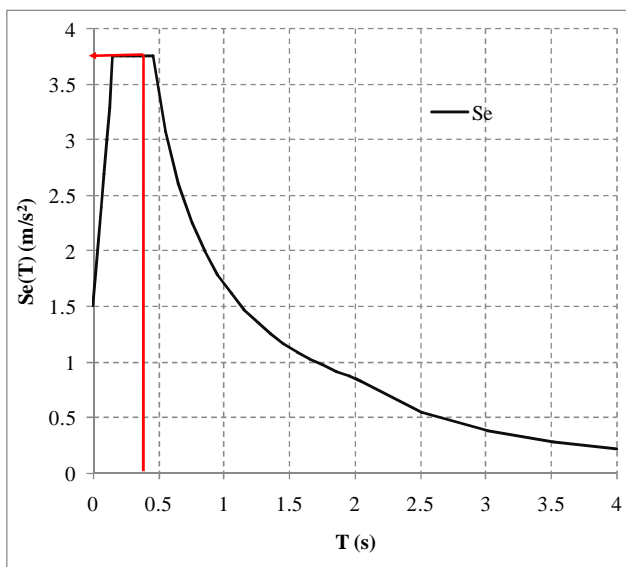
In Tabella 9.43 si riassumono le grandezze utilizzate per il calcolo di  $a$  (v.eq.(9.3) e capitolo 6), ricordando che il fattore di struttura  $q=2$  e che lo spettro elastico è riportato in Figura 9.55.

**Tabella 9.43-** Determinazione delle grandezze per il calcolo di  $a$ .

$\Psi$	$\gamma$	$T_1$ [s]	$S_e(T_1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a$ [m/s <sup>2</sup> ]
0.669*	1.364#	0.489	3.51	1.600

\*si ricorda che  $H_{tot}=203.93$  m e  $Z=$  quota della cerniera cilindrica= quota alla base del secondo piano=14 m

#N=3



**Figura 9.55-** Spettro elastico.

L'indice di sicurezza sismica  $I_s$  è perciò pari a:

$$I_s = \frac{2.061}{1.600} = 1.288 \tag{9.38}$$

-Meccanismo di flessione verticale di parete laterale

Sulla porzione di parete interessata al meccanismo agiscono i carichi derivanti dal peso proprio del muro, dalla spinta delle volte del secondo piano e il carico trasmesso dalla copertura.

In Tabella 9.44 e Tabella 9.45 si riportano le caratteristiche geometriche della parete analizzata ed il calcolo del peso proprio del muro coinvolto nel meccanismo e la posizione del relativo baricentro.

**Tabella 9.44-** Caratteristiche geometriche della porzione di parete analizzata.

	h [m]	Paramento interno			Riempimento	Paramento esterno			
		s [m]	l [m]	A [m <sup>2</sup> ]	s [m]	s [m]	l [m]	A [m <sup>2</sup> ]	A <sub>apert</sub> [m <sup>2</sup> ]
PT	5.40	1.45	14.47	78.1	1.15	0.5	14.47	78.1	0.0
P1°	4.03	0.99	13.67	55.1	0.59	0.5	13.67	51.1	4.0
P2°	4.57	0.5	13.67	62.5	0.97	0.5	13.67	59.6	2.9
P3°	3.32	0.5	13.67	45.4	0.96	0.5	13.67	45.4	0.0
PST	3.67	0.0	2.76	10.1	0.0	0.5	13.67	45.0	5.2

PT= piano terra; P1°= piano primo; P2°= piano secondo; P3°= piano terzo; PST= piano sottotetto; h=altezza della parete; s=spessore del muro, l=lunghezza della parete; A=area della parete; A<sub>apert</sub>=area delle aperture.

**Tabella 9.45-** Calcolo del peso proprio e della posizione del baricentro del muro frontale.

W <sub>1A</sub> (kN)	2077.46	W <sub>2A</sub> (kN)	993.89
y <sub>o1A</sub> (m)	6.82	y <sub>o2A</sub> (m)	3.59
x <sub>o1A</sub> (m)	0.25	x <sub>o2A</sub> (m)	0.25
W <sub>1B</sub> (kN)	4379.66	W <sub>2B</sub> (kN)	499.23
y <sub>o1B</sub> (m)	5.41	y <sub>o2B</sub> (m)	5.33
x <sub>o1B</sub> (m)	0.59	x <sub>o2B</sub> (m)	0.25

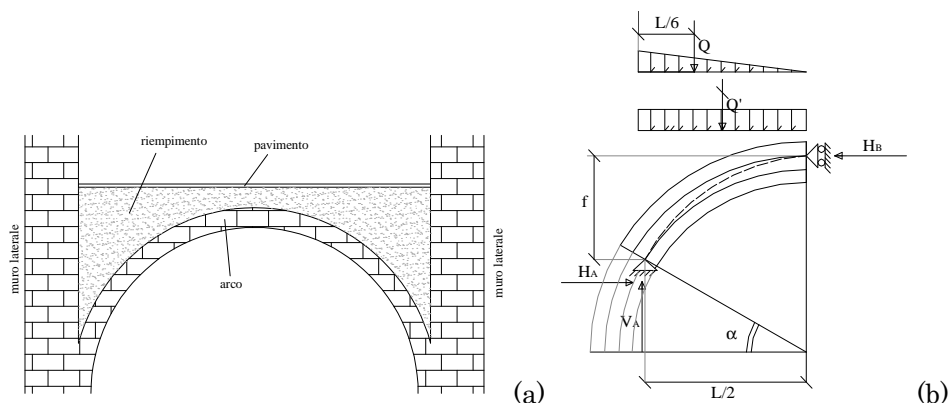
W<sub>1A</sub>= peso proprio del primo paramento esterno; W<sub>2A</sub> = peso proprio del secondo paramento esterno; W<sub>1B</sub>= peso proprio del primo paramento interno; W<sub>2B</sub> = peso proprio del secondo paramento interno.

Anche per questo caso è stato adottato un coefficiente di trasmissione  $\rho$  pari a 0.2 ed un peso specifico pari a 22 KN/m<sup>3</sup>, corrispondente a pietra calcarea, per i paramenti e 13.6 KN/m<sup>3</sup> per il riempimento, corrispondente a pietrisco.

I solai sono tutti costituiti da volte a botte formate da archi a tutto sesto o archi a sesto ribassato che scaricano sui muri laterali del castello.

Si è ipotizzato che sopra le volte fosse presente uno strato di riempimento costituito da pietrisco.

In Figura 9.56 viene schematizzato lo schema di calcolo utilizzato per calcolare la spinta orizzontale e verticale delle volte ed in Tabella 9.46 si riassumono le principali caratteristiche geometriche dei solai voltati che scaricano le proprie azioni sul setto laterale in esame.



**Figura 9.56-** (a) Schematizzazione delle volte a botte, (b) schema statico adottato nel calcolo delle spinte.

**Tabella 9.46-** Principali grandezze geometriche di calcolo dei solai voltati.

	Tipo di arco	$s_{,a}$ [m]	$f$ [m]	$L/2$ [m]	$s_{min,r}$ [m]	$s_{,p}$ [m]	$s_{,tot}$ [m]	$\alpha$ (°)
PT	Tutto sesto	0.25	1.31	2.19	0.28	0.02	0.55	30
P1°	Ribassato	0.15	0.66	2.02	0.03	0.02	0.2	45
P2°	Ribassato	0.25	0.73	2.15	0.03	0.02	0.3	45
P3°	Tutto sesto	0.25	1.50	2.54	0.33	0.02	0.6	30

$s_{,a}$ =spessore dell'arco;  $s_{,min,r}$ =spessore minimo di riempimento;  $s_{,p}$ =spessore del pavimento

In Tabella 9.47 vengono riassunte le spinte orizzontali e verticali trasmesse dalle volte al muro laterale.

Il carico accidentale è stato determinato in base alle prescrizioni della Tabella 3.1.II del D.M.2008, Tabella 9.48.

Essendo il coefficiente di combinazione pari a 0.3 (v. Tabella 9.2) il carico accidentale di progetto risulta:

$$q_{acc,d} = 2 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.3 = 0.6 \text{ KN/m}^2$$

**Tabella 9.47-** Spinte orizzontali e verticali delle volte.

	$q'$ [KN/m]	$q$ [KN/m]	$L_{s}$ [m]	$Q'$ [KN]	$Q$ [KN]	$H_A = F_{hi}$ [KN]	$V_A = F_{Vi}$ [KN]
PT	73.40	26.05	7.09	161.02	28.57	151.32	189.60
P1°	30.35	14.78	6.39	61.39	14.95	109.36	76.34
P2°	55.34	29.25	7.97	119.23	31.51	206.04	150.74
P3°	110.28	36.72	10.00	279.94	46.61	262.40	326.55

$L_{s}$ =lunghezza del solaio;  $Q'$  = risultante dei carichi costanti dovuti al peso proprio della volta, al carico relativo allo spessore minimo di riempimento, al peso proprio del pavimento e ai carichi accidentali;  $Q$  = risultante dei carichi variabili dovuti al carico variabile del riempimento

**Tabella 9.48-** Carichi di esercizio per le diverse categorie di edificio.

Tabella 3.1.II - Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b> 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
B	<b>Uffici</b> 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
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi 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	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b> Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b> Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b> Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	<b>Coperture e sottotetti</b> Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 secondo categoria di appartenenza —	1,00 — —

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati  
\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso



Per quanto riguarda il carico trasmesso dalla copertura, le principali caratteristiche geometriche sono riportate in Figura 9.52, Figura 9.53 e Tabella 9.40.

Il carico  $Q$  è dato da:

$$Q = q \cdot i \cdot (L / \cos \alpha) / 2$$

dove:

$$q = 3.64 \text{ KN/m}^2$$

$i$  = interasse massimo

$$i_{\text{muro laterale}} = 6.50 \text{ m}$$

$\alpha$  = inclinazione della copertura =  $14^\circ$

Il carico totale trasmesso dalla copertura è perciò pari a:

$$NA = 2 / 3 \cdot Q + P_{\text{muro frontale}} = 65.64 \text{ kN}$$

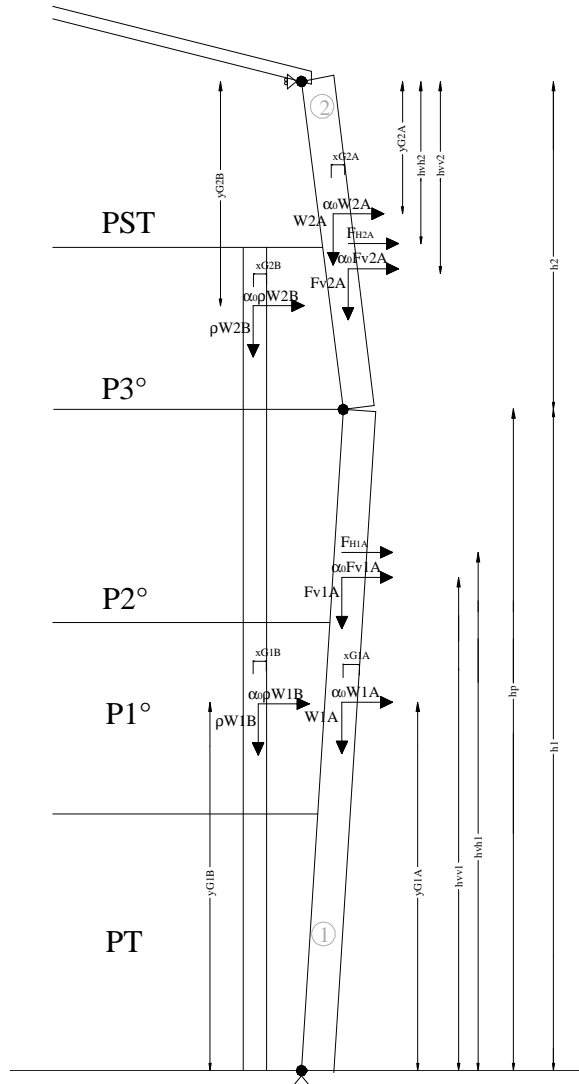
I momenti stabilizzanti ed instabilizzanti sono pari a:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{STAB}} = W_{1A} \cdot x_{G1A} + s_A \cdot W_{2A} \left( 1 + \frac{h_1}{2h_2} \right) + NA \cdot s_A \left( 1 + \frac{h_1}{2h_2} \right) \\ \quad - \rho F_{H1} \cdot h_{vh1} - \rho F_{H2} \cdot h_{vh2} \frac{h_1}{h_2} \\ M_{\text{INSTAB}} = W_{1A} \cdot y_{G1A} + W_{2A} \cdot y_{G2A} \cdot \frac{h_1}{h_2} + \rho \cdot W_{1B} \cdot y_{G1B} \\ \quad + \rho W_{2B} \cdot y_{G2B} \frac{h_1}{h_2} + \rho \cdot F_{v1} \cdot h_{vv1} + \rho F_{v2} \cdot h_{v2} \end{array} \right. \quad (9.39)$$

**Tabella 9.49** - Grandezze geometriche per il calcolo del momento stabilizzante ed instabilizzante relative al meccanismo flessione verticale del muro laterale.

$W_{1A}$ [KN]	$W_{2A}$ [KN]	$\rho W_{1B}$ [KN]	$\rho W_{2B}$ [KN]	NA [KN]
2077.46	984.86	875.93	99.85	65.64
$\rho F_{H1}$ [KN]	$\rho F_{H2}$ [KN]	$\rho F_{v1}$ [KN]	$\rho F_{v2}$ [KN]	$h_p$ (m)
93.34	52.48	83.33	65.31	14.00
$x_{G1A}$ [m]	$s_A$ [m]	$y_{G1A}$ [m]	$y_{G2A}$ [m]	
0.25	0.50	6.82	3.56	
$y_{G1B}$ [m]	$y_{G2B}$ [m]	$h_1$ [m]	$h_2$ [m]	
5.41	5.27	14.00	6.93	
$h_{vh1}$ [m]	$h_{vh2}$ [m]	$h_{vv1}$ [m]	$h_{vv2}$ [m]	
9.24	5.43	8.27	5.43	

Le grandezze riportate in eq.(9.39) sono in dettaglio riportate in Tabella 9.49 e graficamente rappresentate in Figura 9.57.



**Figura 9.57-** Schematizzazione grafica del meccanismo di flessione verticale del muro laterale.

La capacità di accelerazione  $a_0^*$  (v. eq. (9.3)) è determinata in Tabella 9.50.

**Tabella 9.50-** Determinazione della capacità di accelerazione  $a_0^*$ .

Totale momenti stabilizzanti [KNm]	Totale momento instabilizzante [KNm]	$\alpha_0$	Massa partecipante e $M^*$ [t]	Frazione di massa partecipante e $e^*$ [t]	FC	$a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
137.53	28459.79	0.005	416.78	0.977	1.35	0.036

Per quanto riguarda il calcolo della domanda sismica, essendo la prima cerniera del meccanismo posta alla base del piano terra, si è fatto riferimento al caso di porzione di edificio posto a terra.

Considerando una categoria di sottosuolo C ed una categoria topografica T1 (v. Tabella 9.7), il coefficiente  $S$  è pari a:

$$S = 1 \cdot 1.5 = 1.5 \quad (9.40)$$

Ricordando che  $a_g = 1.002 \text{ m/s}^2$  e  $q = 2$ , la domanda di accelerazione  $a$  è pari a:

$$a = \frac{1.002 \cdot 1.5}{2} = 0.751 \text{ m/s}^2 \quad (9.41)$$

L'indice di sicurezza sismica  $I_s$  è perciò pari a:

$$I_s = \frac{0.036}{0.751} = 0.048 \quad (9.42)$$

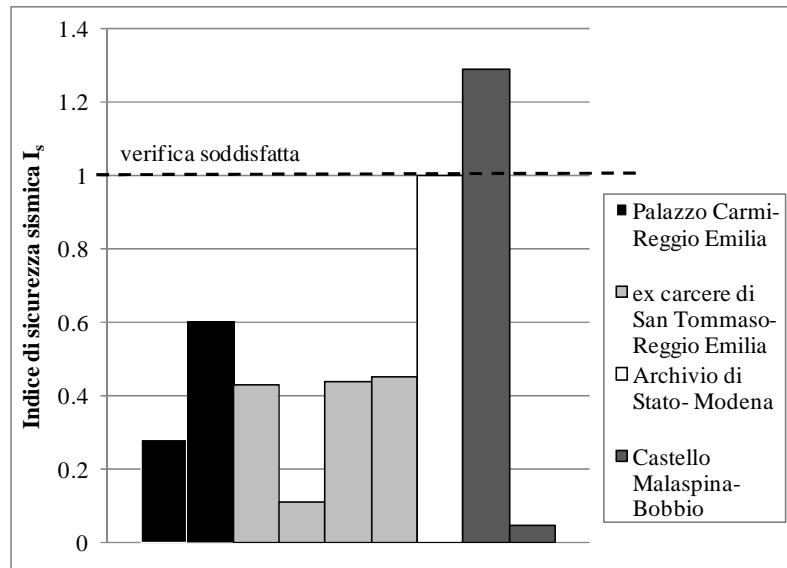
Come atteso e come già riscontrato per altri casi studio, l'elevata azione spingente delle volte genera significativi contributi instabilizzanti, abbattendo significativamente il valore di indice di sicurezza sismica.

### 9.2.5 Osservazioni riassuntive

Di seguito e in Figura 9.58 si riassumono i valori di indici di sicurezza sismica calcolati per i vari edifici storici analizzati.

-Palazzo Carmi a Reggio Emilia:	
▪ Ribaltamento semplice di parete	0.28
▪ Ribaltamento di cantonale	0.60
-ex carcere di San Tommaso a Reggio Emilia:	
▪ Ribaltamento semplice di muro perimetrale	0.43
▪ Ribaltamento semplice di parete	0.11
▪ Ribaltamento di cantonale	0.44
▪ Flessione verticale di parete	0.45
-Archivio di Stato a Modena:	
▪ Flessione verticale di parete	1*
-Castello Malaspina a Bobbio (PC):	
▪ Flessione verticale di parete frontale	1.29
▪ Flessione verticale di parete laterale	0.05

Gli indici di sicurezza sono suddivisi in Figura 9.58 per edificio analizzato: ogni istogramma rappresenta l'indice di sicurezza sismica calcolato per un meccanismo di collasso ed ogni istogramma caratterizzato dallo stesso colore appartiene al medesimo edificio.



**Figura 9.58-** Riassunto degli indici di sicurezza sismica dei casi studio analizzati.

Da Figura 9.58 si nota la grande variabilità dei risultati ottenuti.

È immediato notare come gli indici di sicurezza sismica subiscano notevoli variazioni in funzione della geometria del setto murario analizzato e dei carichi agenti su di esso.

Come atteso è stato confermato che una grande vulnerabilità è data dalla spinta non contrastata di archi e volte. Se l'azione spingente derivante dalle volte non è assorbita da incatenamenti, il contributo instabilizzante delle forze agenti sui setti abbatte notevolmente il valore di indice di sicurezza e perciò il livello di sicurezza della porzione di edificio esaminata. Limitatamente ai casi studio analizzati, questa tendenza è accentuata nei casi in cui il meccanismo di collasso interessa la porzione di edificio per l'intera altezza o pareti relativamente snelle.

### **9.3 Proposta di un modello di calcolo analitico per la valutazione della vulnerabilità sismica tramite l'analisi cinematica lineare e non lineare**

Come descritto nei paragrafi precedenti l'analisi cinematica lineare rappresenta un modello di calcolo relativamente semplificato per una prima quantificazione della vulnerabilità sismica di un edificio nei confronti di un meccanismo locale di collasso.

Un livello di raffinatezza superiore è sicuramente rappresentato dall'analisi cinematica non lineare, attraverso la quale è possibile determinare una curva di capacità della struttura ed eseguire la verifica di sicurezza in termini di spostamenti e non solo di accelerazione di attivazione del meccanismo. L'analisi cinematica non lineare consente pertanto di analizzare l'intera evoluzione del meccanismo.

Nella presente ricerca viene presentato un modello di calcolo analitico per la determinazione della capacità della porzione di edificio nei confronti del meccanismo di collasso analizzato, attraverso l'analisi cinematica lineare e non lineare. Determinata la capacità della struttura attraverso il modello proposto, le verifiche di sicurezza sismica vengono eseguite in accordo alle prescrizioni della normativa italiana vigente (D.M. 2008).

Il modello di calcolo analitico è stato implementato in Excel Visual Basic.

Nel modello di calcolo vengono analizzati *meccanismi di ribaltamento semplici e composti* di pareti in muratura caratterizzate da solai lignei (Damoni et al., 2011; Damoni et al., 2013). Per meccanismi semplici si intendono meccanismi di collasso in cui la sola parete o porzione di parete principale è soggetta a ribaltamento mentre per meccanismi composti si intendono meccanismi in cui partecipano al ribaltamento, non solo la porzione di parete principale, ma anche cunei di pareti trasversali alla parete principale.

Tale tipologia di meccanismo è piuttosto ricorrente in edifici in muratura caratterizzati da solai lignei, largamente diffusi in Italia ed in Europa. Il modello di calcolo è stato infatti criticamente applicato ad una tipica parete in muratura caratterizzata da solai in legno, soggetta a meccanismo di ribaltamento. Lo studio è stato perciò generalizzato ad una tipologia di edificio e svincolato dal singolo caso studio.

Nel modello analitico viene posta particolare attenzione ad aspetti geometrici e meccanici che possono avere un effetto sui risultati ottenuti e perciò che possono risultare sensibili nei riguardi della variabilità dei risultati ottenuti.

In particolare sono stati approfonditi gli effetti sui risultati dei seguenti aspetti geometrici e meccanici:

- orditura dei solai lignei;
- attrito fra parete muraria ribaltante e solaio ligneo;
- presenza di una porzione di setto murario partecipante al meccanismo di ribaltamento ortogonale alla parete muraria (meccanismo di collasso composto);
- attrito interno della muratura in caso di meccanismo composto;
- posizione della cerniera cilindrica nell'altezza dell'edificio;
- andamento delle forze agenti sulla porzione muraria ribaltante (forze costanti o forze variabili).

I parametri geometrici e meccanici sopracitati sono strettamente connessi a caratteristiche strutturali dell'edificio non sempre di facile determinazione durante i rilievi. Soprattutto nel caso di edifici storici di pregio artistico infatti non sempre è possibile determinare con

certezza certe caratteristiche strutturali attraverso sondaggi. L'incertezza di alcuni aspetti geometrico-meccanici porta perciò a fare assunzioni nel calcolo della capacità strutturale che può inficiare la validità dei risultati numerici ottenuti.

Relativamente ad alcuni dei parametri sopra descritti si possono infatti fare alcune osservazioni:

- attrito fra parete muraria ribaltante e solaio ligneo: non è sempre possibile stabilire con certezza il grado di connessione del solaio ligneo alla parte muraria ribaltante. Nel caso di buon ammorsamento fra solaio ligneo e parete muraria, tramite ad esempio capochiavi o staffe metalliche, è possibile che si generi una forza di attrito fra il solaio e la parete stessa che può portare ad un notevole contributo stabilizzante nel calcolo del livello di sicurezza.

- posizione della cerniera cilindrica nell'altezza dell'edificio: a causa di interventi di ristrutturazione susseguitesi nel corso del tempo, quali ad esempio fessure intonacate, non sempre è immediato stabilire la posizione della cerniera cilindrica attorno cui ruota la parete ribaltante.

Nel modello analitico proposto particolare attenzione è stata posta al fenomeno dell'attrito fra solai lignei e setto murario ribaltante e attrito interno alla muratura, per i meccanismi di ribaltamento composti in cui partecipano al meccanismo di ribaltamento anche porzioni di muratura trasversali al setto murario principale.

Relativamente al fenomeno dell'attrito interno di cunei trasversali è stato implementato un modello a fibre, di seguito nel dettaglio descritto, attraverso il quale la porzione di muratura trasversale viene suddivisa in fibre verticali delle quali si valuta il contributo attritivo all'evolversi del meccanismo.

Analogamente all'attrito fra soli lignei e setto murario ribaltante, è stato valutato l'evolversi del fenomeno attritivo al progredire del meccanismo, compatibilmente con fenomeni di sfilamento del solaio stesso, presi in considerazione nel modello analitico.

Al fine di indagare l'effetto dei parametri sopra descritti sui risultati ottenuti in termini di capacità strutturale, e di conseguenza di livello di sicurezza sismica, e di validare il modello analitico proposto, è stato svolto un esteso studio parametrico in cui le ipotesi di

base relative agli aspetti geometrico-meccanici sopra descritti sono state variate e combinate fra loro.

Lo studio svolto ha lo scopo di indagare maggiormente gli aspetti più critici per la valutazione della capacità strutturale degli edifici storici nei confronti di meccanismi di collasso comunemente riscontrabili e di proporre modelli di calcolo relativamente semplici ed utilizzabili nella prassi progettuale corrente.

Le verifiche di vulnerabilità sismica vengono condotte seguendo le prescrizioni del D.M. 2008; pertanto il modello di calcolo proposto si potrebbe configurare come un valido strumento applicativo per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti tramite l'analisi cinematica, di ausilio per i progettisti nella progettazione corrente.

Come già anticipato lo studio si svincola da un particolare caso studio e mira a generalizzare, per quanto possibile, i risultati ottenuti limitatamente alle situazioni prese in considerazione; pertanto si fa riferimento a situazioni comunemente riscontrabili e i dati numerici relativi a caratteristiche geometriche e meccaniche si riferiscono spesso a valori convenzionali, non direttamente associabili a valori sperimentali o di casi reali.

Alcuni dei dati numerici di partenza per la ricerca sono stati tratti da uno degli edifici analizzati e descritti in precedenza: Palazzo Carmi a Reggio Emilia, che è stato adottato come “caso studio base” per il successivo studio parametrico. Uno dei meccanismi analizzati fa infatti riferimento ad un ribaltamento semplice di una porzione di parete muraria caratterizzata da solai lignei. Sono stati perciò adottati alcuni di tali dati in quanto comunemente riscontrabili in edifici tipo logicamente simili.

### **9.3.1 Caso studio base**

Come anticipato nel paragrafo precedente per lo studio parametrico sono state adottate le caratteristiche geometrico-meccaniche di una tipica parete caratterizzata da muratura continua da terra alla copertura e da solai lignei, rientrando perciò nella categoria di edifici della seconda classe, in accordo alla classificazione

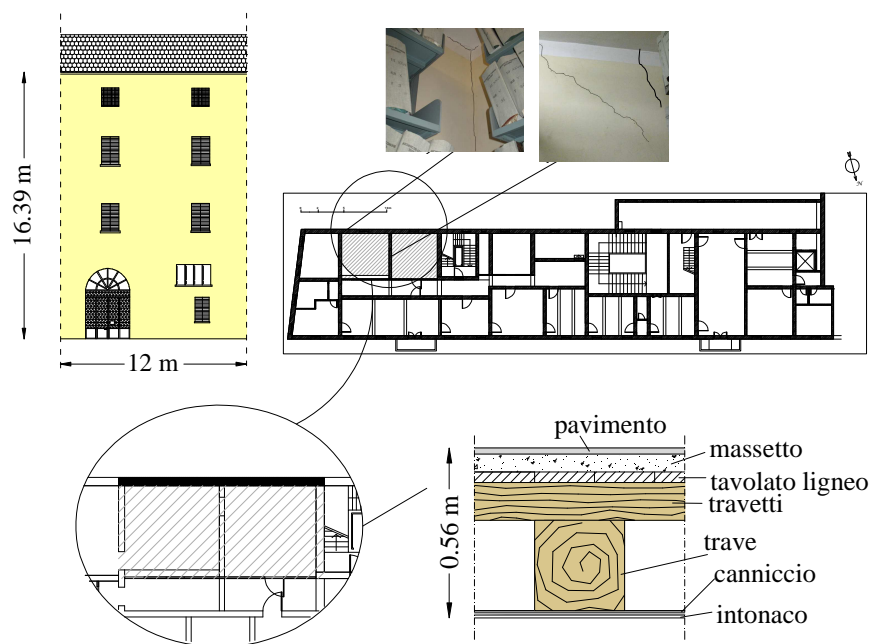


di (Michele Pagano, 1968; Pietro Lenza, Aurelio Ghersi, Bruno Calderoni, 2011). Tale tipologia di pareti appartiene a tipici edifici del XIX secolo comunemente riscontrabili in Italia ed in Europa.

In Figura 9.59 si riporta il prospetto della porzione di edificio considerato come “caso studio base” e la pianta del secondo piano col relativo quadro fessurativo riscontrato durante il rilievo dell'edificio. Il quadro fessurativo riscontrato è stato utile, nell'ambito dello studio parametrico svolto, in termini di individuazione di possibili meccanismi di ribaltamento, nel seguito in dettaglio descritti.

Come anticipato nel paragrafo precedente lo studio parametrico ha riguardato anche l'influenza sui risultati dell'orditura del solaio ligneo. È stato pertanto ipotizzato un pacchetto di solaio piuttosto comune nella tipologia di edificio analizzata sia in termini di composizione che di dimensioni. In Figura 9.59 viene anche schematicamente riportato il pacchetto di solaio ipotizzato nei calcoli.

In Tabella 9.51 vengono riportate le caratteristiche geometriche e meccaniche della porzione di parete considerate nello studio parametrico.



**Figura 9.59-** Porzione muraria analizzata nello studio parametrico, pianta del secondo piano e relativo quadro fessurativo e pacchetto di solaio ipotizzato.

**Tabella 9.51-** Caratteristiche geometriche e meccaniche della parete analizzata.

	h (m)	L (m)	s (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$p_m$ (kN/m <sup>2</sup> )
Piano terra P1	6.26	12	0.49	18	8.82
Primo piano P2	4.52	12	0.49	18	8.82
Secondo piano P3	3.96	12	0.48	18	8.64
Piano sottotetto	1.65	12	0.38	18	6.84

h=altezza totale relativa della parete; L=larghezza della porzione di parete; s= spessore della parete;  $p_m$ =peso proprio della parete al m<sup>2</sup>.

In Tabella 9.52 viene riportata la composizione del pacchetto di solaio tipo ipotizzato nei calcoli. Si è deciso di approssimare poi nei calcoli il peso proprio del solaio a 6 kN/m<sup>2</sup>. In Tabella 9.53 si riporta perciò l'analisi dei carichi adottata per il calcolo del carico del solaio.

Come riportato nei paragrafi precedenti si è fatto riferimento alla combinazione sismica delle azioni (v. Tabella 9.2 ed eq. (9.2)).

**Tabella 9.52-** Composizione del solaio.

	s (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	p (kN/m <sup>2</sup> )
Pavimento	0.02	27	0.54
Massetto	0.07	20	1.40
Tavolato ligneo	0.03	6	0.18
Travetti	0.12	8	0.96
Travetti	0.30	8	2.40
Canniccio	0.01	4	0.04
Intonaco	0.01	18	0.18
<b>tot</b>	<b>0.56</b>		<b>5.7</b>

**Tabella 9.53-** Analisi dei carichi del solaio.

	$p_s$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Destinazione d'uso	Carico accidentale [KN/m <sup>2</sup> ]	$\psi$	Carico totale [KN/m <sup>2</sup> ]
Primo piano P2	6	ufficio	3	0.3	6.9
Secondo piano P3	6	archivio	6	0.8	10.8
Piano sottotetto	6	archivio	6	0.8	10.8

$p_s$ =peso proprio del solaio al m<sup>2</sup>;  $\psi$ = coefficiente di combinazione

### 9.3.2 Implementazione di un modello di calcolo analitico per la valutazione della capacità strutturale tramite l'analisi cinematica

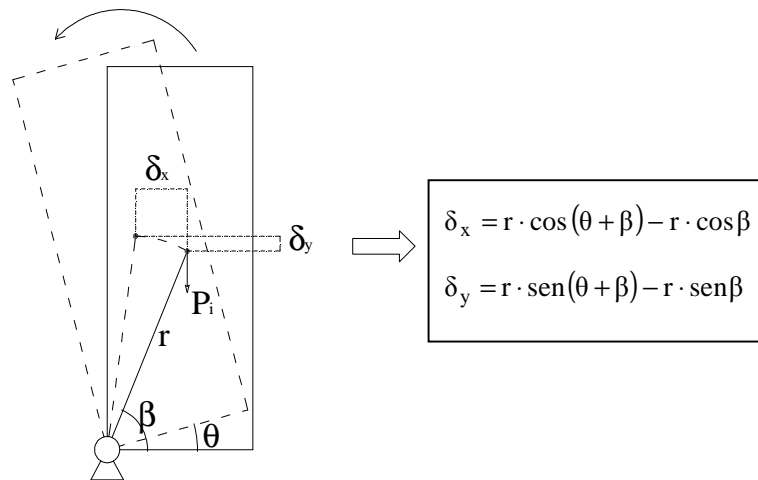
Il modello analitico sviluppato consente di determinare la capacità sismica di porzioni di edifici soggette a meccanismi di ribaltamento fuori piano attraverso l'applicazione dell'analisi cinematica. In particolare la capacità sismica viene determinata attraverso la *curva di capacità* (accelerazione-spostamento) della porzione di edificio in esame, nell'ambito dell'analisi cinematica non lineare. Come già sottolineato nel capitolo 6, il primo punto della curva di capacità rappresenta l'accelerazione di attivazione del meccanismo, ossia il valore di capacità strutturale da tenere in considerazione nella verifica sismica nell'ambito dell'analisi cinematica lineare.

L'evoluzione del meccanismo di ribaltamento è descritta imponendo al setto murario ribaltante incrementi di rotazione  $\theta$  di  $0.05^\circ$  e scrivendo il Principio dei Lavori Virtuali in successive configurazioni variate di equilibrio, eq. (9.43) (v. capitolo 6.2.1)

$$L_{fe} = L_{fi}$$

$$\rightarrow \alpha \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i}(\theta) + \sum_{i=1}^{n+m} P_j \delta_{x,j}(\theta) \right) - \sum_{j=n+1}^{n+m} P_i \delta_{y,j}(\theta) - \sum_{k=1}^K F_k \delta_k(\theta) = L_{fi}(\theta) \quad (9.43)$$

Per ogni incremento di rotazione il punto di applicazione delle forze e perciò i valori di  $\delta_x$  e  $\delta_y$  vengono aggiornati attraverso semplici relazioni geometriche, Figura 9.60.



**Figura 9.60-** Incrementi di rotazione  $\theta$  e valori di spostamento della generica forza  $P_i$ .

Nel Capitolo 6 sono stati analizzati i principali aspetti teorici del metodo dell'analisi cinematica lineare e non lineare. Per le formulazioni del metodo di calcolo si può perciò in generale far riferimento al capitolo 6. È tuttavia necessario approfondire alcuni aspetti di tale metodo, in particolare per quanto riguarda la posizione della cerniera cilindrica attorno cui ruota il setto murario nello spessore del setto stesso.

Come descritto nel capitolo 6 il setto murario soggetto a meccanismi di ribaltamento fuori dal piano viene considerato come un *corpo rigido*. In tal senso una delle ipotesi comunemente più utilizzate è quella di ipotizzare che tale corpo rigido abbia resistenza a trazione nulla e resistenza a compressione infinita. Ipotizzare che la muratura in esame abbia resistenza a compressione infinita rappresenta ovviamente un'ipotesi semplificativa. Al fine di tenere in considerazione un comportamento più realistico del setto ribaltante, si è considerato nel modello analitico un legame a compressione della muratura. Pertanto la cerniera cilindrica è stata arretrata rispetto allo spigolo esterno del setto in funzione del legame a compressione adottato.

Per semplicità è stata utilizzata una distribuzione di tensioni di compressione tipo "stress-block". Il legame tipo stress-block

rappresenta ovviamente un andamento piuttosto semplificato delle tensioni di compressioni e legami costitutivi più raffinati, quali legami parabolici o lineari, descrivono in modo più realistico la distribuzione di tensioni di compressione nel setto murario. Tuttavia, relativamente allo scopo della ricerca, si è ritenuto opportuno adottare tale ipotesi e non indagare ulteriormente gli effetti di più raffinati modelli costitutivi.

La posizione della cerniera cilindrica è stata perciò posizionata a metà della distribuzione di tensioni di compressione (definita con  $a$ ), calcolate attraverso la formulazione proposta dal D.M. 2008 per la verifica del momento flettente nel piano della muratura, eq. (9.44):

$$a = \frac{N}{0.85 \cdot f_d \cdot l} \quad (9.44)$$

dove  $N$  è il carico verticale agente sul setto murario,  $l$  è la lunghezza del setto murario e  $f_d$  è la resistenza a compressione della muratura, eq. (9.45):

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot FC} \quad (9.45)$$

$\gamma_m$  è il coefficiente parziale di sicurezza che, secondo quanto riportato al paragrafo 7.8.1.1. del D.M.2008 è pari a 2 nel caso di progetti sismici;  $FC$  è il fattore di confidenza, ipotizzato pari a 1.35 in riferimento ad un livello di conoscenza LC1.

Il valore medio di resistenza a compressione è stato ipotizzato sulla base delle caratteristiche riscontrate visivamente nella muratura della parete muraria oggetto di studio. I valori di resistenza a compressione della muratura sono tabulati nel D.M.2008 e riportati in Tabella 9.54.

Nei calcoli si è ipotizzata una muratura in mattoni pieni e malta di calce ed è stato adottato un valore di  $f_m$  pari a 4 MPa. La resistenza di progetto  $f_d$  utilizzata è perciò pari a 1.48 MPa.

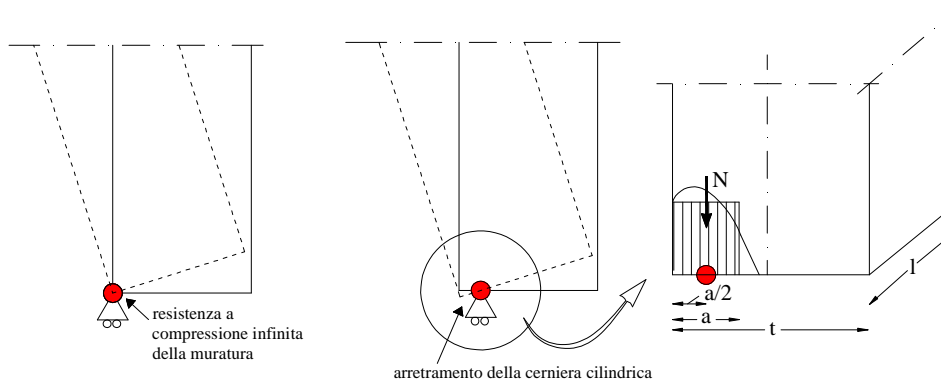
In Figura 9.61 si riporta schematicamente l'arretramento della cerniera cilindrica considerato nei calcoli.

**Tabella 9.54-** Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte;  $f_m$  = resistenza media a compressione della muratura,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

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

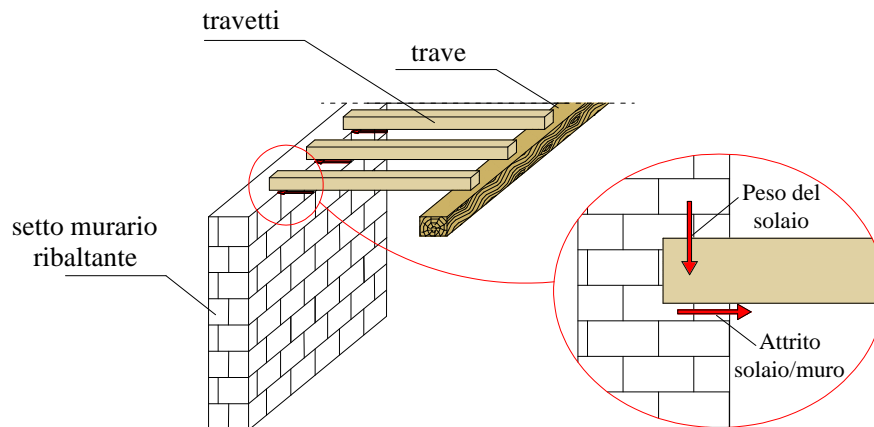
La posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza del setto invece è stata fatta variare in uno studio parametrico descritto nel seguito.



**Figura 9.61-** Arretramento della cerniera cilindrica.

- **Attrito fra solaio ligneo e setto murario**

Come anticipato nei paragrafi precedenti il modello analitico implementato tiene in considerazione gli effetti dell'attrito che si genera tra solaio ligneo e setto murario ribaltante. Il peso verticale che il solaio ligneo scarica sul setto murario può infatti generare delle forze d'attrito all'interfaccia fra il solaio ed il setto murario stesso, Figura 9.62.



**Figura 9.62-** Schematizzazione delle forze d'attrito che si generano all'interfaccia fra solaio ligneo e setto murario.

È tuttavia importante fare alcune osservazioni in merito agli effetti dell'attrito. È infatti ben noto che appurare l'effetto benefico dell'attrito è piuttosto complesso, specialmente nel caso di edifici esistenti. L'attrito che si genera all'interfaccia fra il solaio e la muratura è infatti strettamente legato al grado di ammorsamento fra il solaio e la muratura stessa e ad altri dettagli costruttivi. Nel caso sia accertata la presenza di un efficace ammorsamento fra solaio e setto murario, dato ad esempio dalla presenza di capichave che collegano le travi o i travetti lignei al setto murario, è sicuramente rilevante valutare l'effetto dell'attrito che si genera all'interfaccia tra il solaio ed il setto murario. Oltre al grado di ammorsamento è poi di fondamentale importanza valutare lo stato di conservazione del solaio ligneo: nel caso infatti siano visibili fenomeni di marcescenza delle testate delle travi o dei travetti o altri evidenti fenomeni di degrado del materiale, è immediato osservare che non è ragionevole fare

affidamento sul fenomeno dell'attrito solaio/muratura, in quanto lo stato di deterioramento ne ridurrebbe drasticamente gli effetti benefici.

Qualora tuttavia fosse possibile appurare che il solaio ligneo è in buono stato ed adeguatamente connesso al setto murario, l'effetto benefico dell'attrito gioca un ruolo importante nella definizione della capacità strutturale della porzione di edificio in esame nei confronti del meccanismo di collasso attivato. In caso contrario, si ritiene ragionevole trascurare prudenzialmente l'effetto benefico dell'attrito, al fine di non sovrastimare la capacità strutturale della parete muraria.

Per i motivi sopra citati nello studio parametrico sono state prese in considerazione entrambe le possibilità:

- Buon ammorsamento fra solaio e setto murario (e buono stato di conservazione del solaio stesso), che porta a considerare nel calcolo della capacità strutturale gli effetti delle forze d'attrito fra solaio e setto murario;
- -Cattivo ammorsamento fra solaio e setto murario (o cattivo stato di conservazione del solaio stesso), che porta ad escludere l'effetto dell'attrito nel calcolo della capacità strutturale.

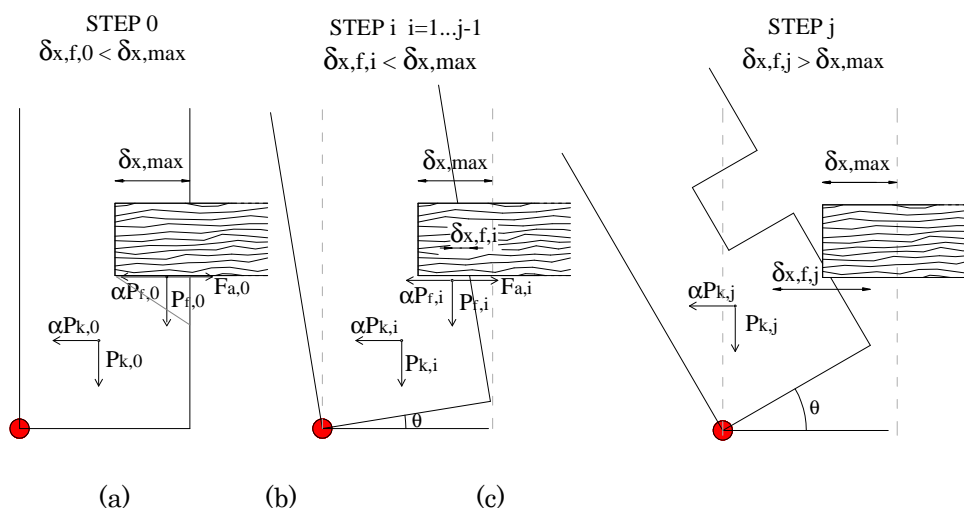
Nel caso in cui venisse tenuto in considerazione l'effetto dell'attrito, è stata tuttavia implementata nel modello di calcolo la possibilità che si potessero sviluppare *situazioni localmente incompatibili* (v. C8A.4.2, Circolare 02 Febbraio 2009). Nel caso particolare di un meccanismo di ribaltamento che coinvolge setti murari e solai lignei, situazioni localmente incompatibili possono essere rappresentate dallo sfilamento delle travi o dei travetti dal setto murario, che porta alla perdita di appoggio del solaio stesso. Durante l'evoluzione del meccanismo di ribaltamento infatti, nonostante l'ipotesi iniziale di buon ammorsamento fra solaio e setto murario (che porta a considerare l'effetto dell'attrito), è ragionevole pensare che il solaio ligneo possa scorrere progressivamente sul setto murario, finchè lo spostamento del setto è tale che il solaio ligneo perde l'appoggio. La perdita di appoggio del solaio creerebbe ovviamente una situazione di pericolo e di incolumità,



compromettendo la capacità strutturale stessa del setto murario che sta ribaltando. In tal senso perciò lo sfilamento del solaio può essere considerato come una situazione localmente incompatibile.

Per tener conto del progressivo sfilamento del solaio dal setto murario è stato considerato nei calcoli che la forza di attrito fra solaio e muro diminuisce gradualmente all'aumentare dello spostamento orizzontale del muro durante l'evoluzione del meccanismo.

In Figura 9.63 si riporta una schematizzazione del progressivo sfilamento del solaio, così come considerata nei calcoli.



**Figura 9.63-** Schematizzazione dello sfilamento del solaio: (a) configurazione iniziale, (b) generico step, (c) sfilamento del solaio.

La leggenda riportata in Figura 9.63 ha il seguente significato:

- $P_f$  è il peso del solaio trasmesso al setto ribaltante;
- $\alpha P_f$  è la corrispondente forza sismica;
- $\delta_{x,f}$  e  $\delta_{y,f}$  sono gli spostamenti orizzontali e verticali del punto di applicazione di  $P_f$ ;
- $\delta_{x,max}$  è lo spostamento orizzontale massimo;
- $F_a$  è la forza di attrito trasmessa all'interfaccia tra solaio e setto murario;
- $\delta_{x,a}$  e  $\delta_{y,a}$  sono gli spostamenti orizzontali e verticali del punto di applicazione di  $F_a$ ;

- $P_k$  è la generica forza agente sul setto murario;
- $\alpha P_k$  è la corrispondente forza sismica;
- $\delta_{x,k}$  e  $\delta_{y,k}$  sono gli spostamenti orizzontali e verticali del punto di applicazione di  $P_k$ .

È stata ipotizzata una distribuzione triangolare del carico trasmesso dal solaio al setto murario.

L'evoluzione del meccanismo è stata descritta attraverso una serie di step:

- STEP 0: rappresenta il primo step dell'analisi, ossia la configurazione iniziale del meccanismo (corrispondente alla configurazione presa in esame nell'analisi cinematica lineare);
- STEP  $i$  ( $i=1\dots j-1$ ): rappresenta un generico step durante l'evoluzione del meccanismo;
- STEP  $j$ : rappresenta lo step finale dell'analisi, in corrispondenza del quale il solaio si è completamente sfilato dal setto murario. Questa condizione avviene quando lo spostamento orizzontale del solaio  $\delta_{x,f}$  supera lo spostamento orizzontale massimo imposto come limite nell'analisi,  $\delta_{x,max}$ .

Il carico trasmesso dal solaio al setto murario e la relativa forza d'attrito agiscono sul setto dallo STEP 0 allo STEP  $j-1$ . Nel momento in cui il solaio raggiunge lo spostamento orizzontale massimo imposto come limite ( $\delta_{x,max}$ ), il solaio si sfilia completamente dal setto perdendo l'appoggio (STEP  $j$ ) e pertanto il peso del solaio e la relativa forza d'attrito smettono di agire sul setto ribaltante.

Lo spostamento orizzontale massimo  $\delta_{x,max}$  è stato perciò assunto pari alla lunghezza di appoggio del solaio sul setto. Nello studio parametrico svolto è stata ipotizzata una lunghezza di appoggio pari a *15 cm*. Tale lunghezza rappresenta un valore piuttosto ragionevole e comunemente riscontrabile in situazioni simili al caso studio in esame in termini di geometria e composizione del pacchetto di solaio. Inoltre il valore di 15 cm è stato assunto sulla base delle dimensioni ipotizzate per i mattoni costituenti il setto murario, ossia dimensioni standard pari a 25 cm x 12.5 cm x 6 cm. Considerando qualche millimetro di tolleranza e lo spessore della malta, 15 cm rappresenta un valore

ragionevole in quanto maggiore della lunghezza del mattone, pari a 12.5 cm.

Il Principio dei Lavori Virtuali viene scritto per i vari step dell'analisi in eq. (9.46):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{STEP } 0 \rightarrow \delta_{x,f,0} < \delta_{x,\max} \\ -P_{f,0} \cdot \delta_{y,f,0} - F_{a,0} \cdot \delta_{x,a,0} - P_{k,0} \cdot \delta_{y,k,0} + \alpha P_{f,0} \cdot \delta_{x,f,0} + \alpha P_{k,0} \cdot \delta_{x,k,0} = L_{fi} \\ \delta_{x,f,0} = \delta_{x,a,0} \\ \text{STEP } i (i = 1 \dots j-1) \rightarrow \delta_{x,f,i} < \delta_{x,\max} \\ -P_{f,i} \cdot \delta_{y,f,i} - F_{a,i} \cdot \delta_{x,a,i} - P_{k,i} \cdot \delta_{y,k,i} + \alpha P_{f,i} \cdot \delta_{x,f,i} + \alpha P_{k,i} \cdot \delta_{x,k,i} = L_{fi} \\ \delta_{x,f,i} = \delta_{x,a,i} \\ \text{STEP } j \rightarrow \delta_{x,f,j} > \delta_{x,\max} \\ -P_{k,j} \cdot \delta_{y,k,j} + \alpha P_{k,j} \cdot \delta_{x,k,j} = L_{fi} \end{array} \right. \quad (9.46)$$

La forza di attrito  $F_a$  è stata valutata secondo la legge di Coulomb come proporzionale al peso del solaio  $P_f$  e ad un coefficiente di attrito  $\mu$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{STEP } 0 \rightarrow \delta_{x,f,0} < \delta_{x,\max} \\ F_{a,0} = \mu_s \cdot P_{f,0} \\ \text{STEP } i (i = 1 \dots j-1) \rightarrow \delta_{x,f,i} < \delta_{x,\max} \\ F_{a,i} = \mu_i \cdot P_{f,i} \\ \text{STEP } j \rightarrow \delta_{x,f,j} > \delta_{x,\max} \\ F_{a,j} = 0 \end{array} \right. \quad (9.47)$$

Si è ipotizzato che il coefficiente di attrito  $\mu_i$  variasse da un coefficiente di attrito statico iniziale  $\mu_s$  ad un coefficiente di attrito dinamico  $\mu_k$  attraverso una legge di decadimento esponenziale, eq. (9.48):

$$\mu_i = \mu_k + (\mu_s - \mu_k) e^{-d_c \dot{\gamma}_{eq}} \quad (9.48)$$

dove:

$-\mu_s$  è il coefficiente di attrito statico legno/muratura assunto, in accordi a valori di letteratura, pari a 0.4;

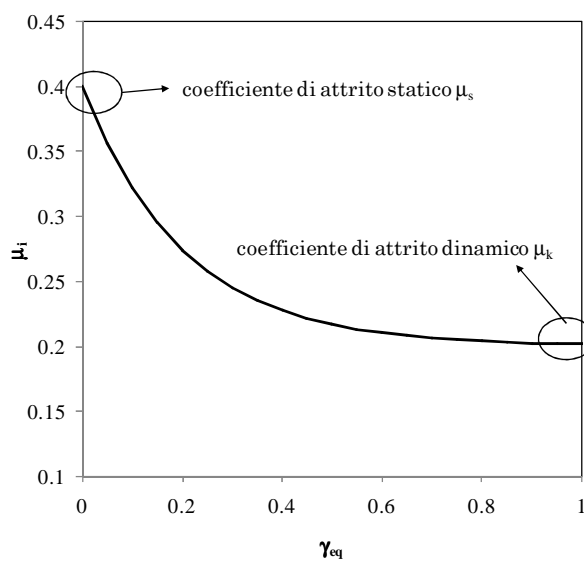
$-\mu_k$  è il coefficiente di attrito dinamico legno/muratura assunto, in accordo a valori di letteratura, pari a 0.2;

$-d_c$  è il coefficiente di decadimento assunto pari a 5 (valore convenzionale);

$-\gamma_{eq} = \delta_{x,i} / \delta_{x,max}$  è il valore di spostamento adimensionalizzato pari al rapporto fra lo spostamento del punto di applicazione della forza di attrito e lo spostamento orizzontale massimo.

È importante osservare come i valori di coefficiente di attrito statico e dinamico non siano di semplice determinazione, soprattutto in mancanza di dati sperimentali più accurati. Si sono perciò assunti valori medi, documentati e tabulati in letteratura.

In Figura 9.64 si riporta graficamente l'andamento del coefficiente di attrito assunto nei calcoli.



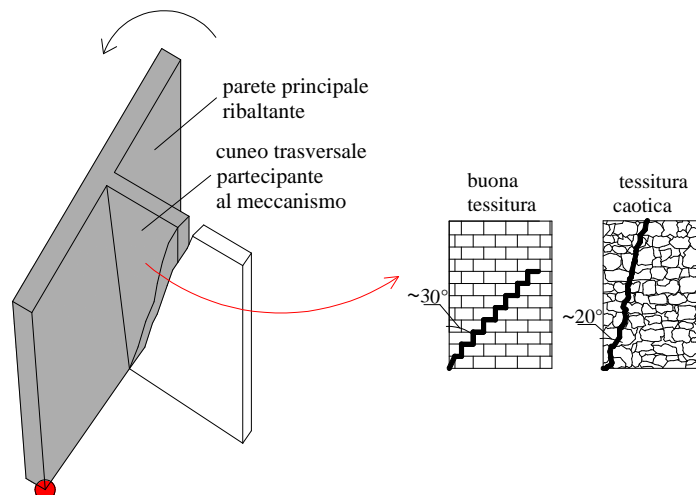
**Figura 9.64-** Andamento del coefficiente di attrito.

- **Attrito interno alla muratura**

Come accennato nei paragrafi precedenti, nel modello analitico sono stati presi in considerazione anche meccanismi di ribaltamento composto, ossia meccanismi di ribaltamento in cui cunei trasversali di

muratura partecipano al meccanismo di ribaltamento della parete principale, Figura 9.65.

La presenza di cunei trasversali partecipanti al meccanismo di ribaltamento può dare significativi effetti stabilizzanti per la capacità strutturale.



**Figura 9.65-** Schematizzazione di meccanismo di ribaltamento composto.

L'angolo di inclinazione del cuneo trasversale varia in funzione della tessitura della muratura e della distribuzione delle aperture (Giovanni Cangini, 2005). L'inclinazione dei cunei trasversali può approssimativamente variare tra 20°, in caso di muratura caotica o di cattiva fattura, e 30° in caso di buona tessitura e muratura regolare, Figura 9.65.

Nello studio parametrico svolto sono stati infatti considerati meccanismi di ribaltamento composto caratterizzati da inclinazioni di cunei trasversali pari a 20° e 30°.

Un aspetto importante relativo a cunei trasversali partecipanti al meccanismo è sicuramente quello dell'attrito interno alla muratura che si sviluppa all'interfaccia fra i mattoni del cuneo ribaltante ed i mattoni della restante parte del setto trasversale che non partecipa al meccanismo, ossia in corrispondenza del distacco del cuneo.

Numerose ricerche presenti in letteratura approfondiscono il comportamento dell'attrito interno della muratura (e.g. Bernardini et al., 1998).

Nel modello analitico proposto l'effetto dell'attrito interno è stato tenuto in considerazione nella valutazione del lavoro virtuale interno  $L_{vi}$  e implementato in un *modello a fibre*.

Il cuneo trasversale partecipante al meccanismo è stato infatti suddiviso in  $n$ -fibre verticali, ognuna delle quali trasmette la quota parte di attrito di propria competenza alla rimanente porzione del cuneo che non partecipa al meccanismo.

La larghezza di ogni fibra è stata assunta essere pari alla larghezza di un mattone, ossia pari a 12.5 cm.

All'evolversi del meccanismo, ossia all'aumentare della rotazione del cuneo, l'effetto dell'attrito interno diminuisce progressivamente in quanto il distacco delle fibre aumenta e pertanto le fibre stesse trasmettono sempre meno forza d'attrito.

Nel meccanismo di trasmissione delle forze d'attrito si è preso in considerazione un importante aspetto: l'effetto dell'*uplift* della muratura, ossia degli spostamenti verticali. La rotazione del cuneo trasversale genera infatti sia spostamenti orizzontali che spostamenti verticali delle fibre. Per tale motivo è stato ragionevolmente ipotizzato che raggiunto un valore di spostamento verticale limite, le fibre del cuneo si staccano completamente dalla rimanente porzione del cuneo e pertanto cessano di trasmettere le forze d'attrito interno.

La condizione per cui la forza d'attrito interno,  $F_{aw}$ , non rientra più nel calcolo dell'equilibrio è perciò data dalla condizione più sfavorevole di raggiungimento dello spostamento orizzontale massimo o spostamento verticale massimo imposto.

Lo spostamento orizzontale massimo  $\delta_{x,aw,max}$  è stato imposto essere pari alla larghezza di una fibra, ossia alla larghezza di un mattone (12.5 cm) mentre per lo spostamento verticale massimo  $\delta_{y,aw,max}$  è stato ipotizzato un valore convenzionale pari a 5 mm.

Tale limite rappresenta un valore puramente convenzionale che, essendo il setto murario trattato come un corpo rigido che ruota rigidamente attorno ad un polo, sarebbe potuto essere assunto anche pari a zero. È tuttavia immediato intuire come il valore limite di

spostamento verticale venga raggiunto dopo pochi step dell'analisi (e molto prima del raggiungimento del limite di spostamento orizzontale) e pertanto come il valore di tale limite di spostamento abbia una minore influenza nel calcolo dell'equilibrio.

Il lavoro virtuale interno può perciò essere espresso come:

$$L_{fi} = F_{aw} \cdot \delta_{x,aw} = \sum_{n=1}^N F_{aw,n} \cdot \delta_{x,aw,n} \quad (9.49)$$

dove:

- $F_{aw,n}$  è la forza di attrito interno trasmessa dalla generica fibra- $n$ ;
- $N$  è il numero totale di fibre del cuneo;
- $\delta_{x,aw,n}$  è lo spostamento orizzontale corrispondente a  $F_{aw,n}$

In Figura 9.66 viene schematicamente rappresentato il modello a fibre implementato nel modello analitico.

La forza di attrito interno della generica fibra- $n$  si sviluppa dallo STEP 0 allo STEP  $j-1$ , con valori via via decrescenti a causa dell'aumento dello spostamento orizzontale e verticale ( $\delta_{x,aw,n}$  e  $\delta_{y,aw,n}$ ). Come anticipato  $F_{aw,n}$  cessa di agire quando  $\delta_{x,aw,n}$  o  $\delta_{y,aw,n}$  raggiungono il valore limite imposto, in corrispondenza dello STEP  $j$ .

In eq. (9.50) vengono riportati i passaggi di calcolo per i vari step dell'analisi.

$$\begin{aligned} \text{STEP 0:} & \quad \begin{cases} \delta_{x,aw,n,0} < \delta_{x,aw,max,n} \\ \delta_{y,aw,n,0} < \delta_{y,aw,max,n} \end{cases} \rightarrow F_{aw,0} = \sum_{n=1}^N F_{aw,n,0} \\ \text{STEP } i \text{ (} i = 1 \dots j-1 \text{):} & \quad \begin{cases} \delta_{x,aw,n,i} < \delta_{x,aw,max,n} \\ \delta_{y,aw,n,i} < \delta_{y,aw,max,n} \end{cases} \rightarrow F_{aw,i} = \sum_{n=1}^N F_{aw,n,i} \\ \text{STEP } j: & \quad \begin{cases} \delta_{x,aw,n,j} > \delta_{x,aw,max,n} \\ \text{or} \\ \delta_{y,aw,n,j} > \delta_{y,aw,max,n} \end{cases} \rightarrow F_{aw,j} = 0 \end{aligned} \quad (9.50)$$

Anche nel caso di attrito interno della muratura, come per l'attrito tra solaio e setto murario, la forza di attrito  $F_{aw,n}$  è stata ipotizzata essere proporzionale al peso delle fibre e al coefficiente di attrito  $\mu$ .

L'effetto dell'*uplift* è stato tenuto in considerazione nel calcolo della forza di attrito interno attraverso un *coefficiente di uplift*  $c_u$  che moltiplica la forza di attrito interno stessa, eq.(9.51):

$$F_{aw,n} = c_u \cdot \mu_i \cdot P_{w,n} \quad (9.51)$$

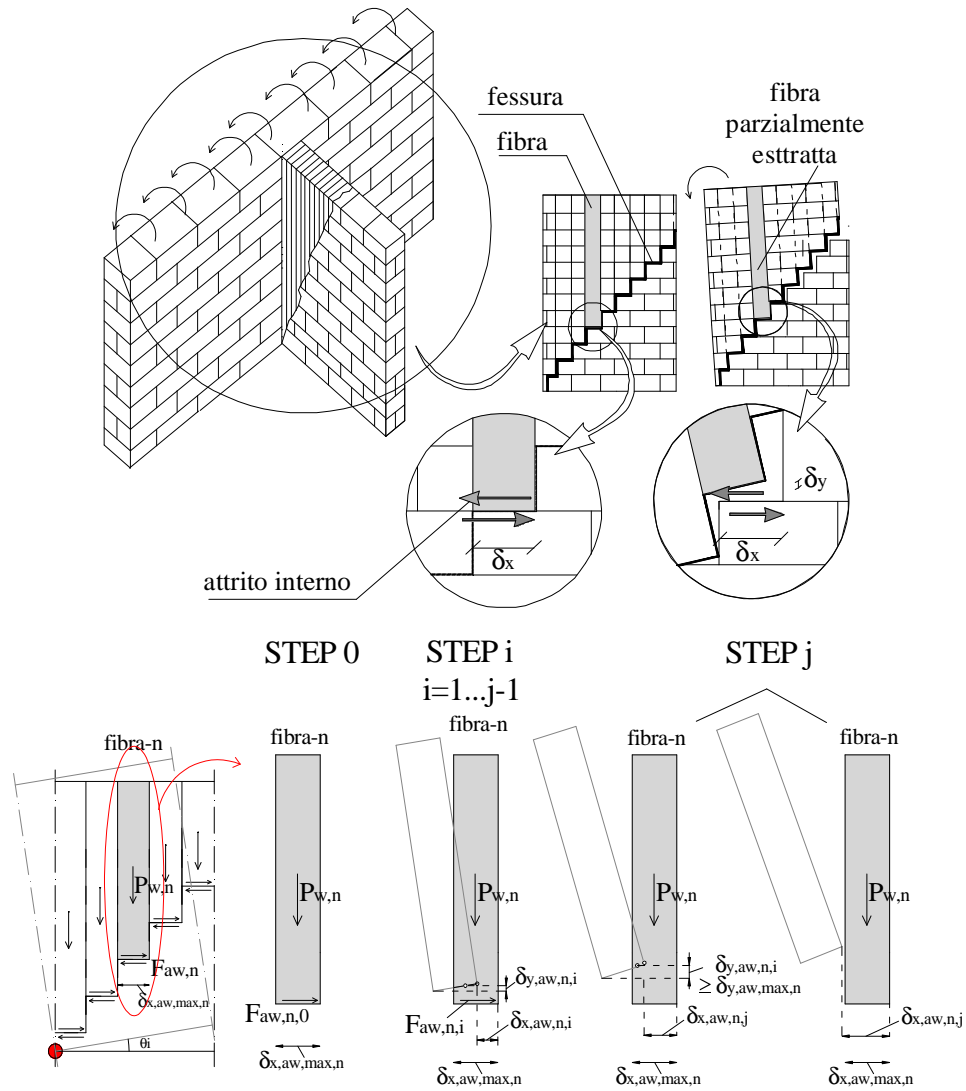


Figura 9.66- Schematizzazione del modello a fibre.



L'andamento del coefficiente di attrito è analogo a quello riportato in eq. (9.48) ed in Figura 9.64, eq. (9.52)

$$\mu_i = \mu_k + (\mu_s - \mu_k) e^{-d_c \dot{\gamma}_{eq}} \quad (9.52)$$

dove:

$-\mu_s$  è il coefficiente di attrito statico muratura/muratura assunto, in accordi a valori di letteratura, pari a 0.4;

$-\mu_k$  è il coefficiente di attrito dinamico muratura/muratura assunto, in accordo a valori di letteratura, pari a 0.2;

$-d_c$  è il coefficiente di decadimento assunto pari a 5 (valore convenzionale);

$-\gamma_{eq} = \delta_{x,aw,n,i} / \delta_{x,aw,max,n}$  è il valore di spostamento adimensionalizzato pari al rapporto fra lo spostamento del punto di applicazione della forza di attrito della fibra-n e lo spostamento orizzontale massimo.

Il coefficiente di uplift  $c_\mu$  è stato ipotizzato con andamento variabile che gradualmente diminuisce da 1 a 0, eq.(9.53):

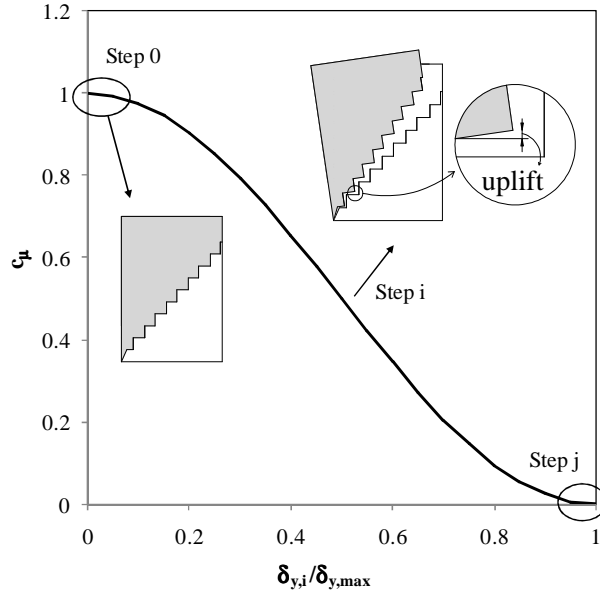
$$c_\mu = \frac{1 + \cos(\pi \delta_{y,aw,n} / \delta_{y,aw,max})}{2} \quad (9.53)$$

Quando lo spostamento orizzontale della fibra-n,  $\delta_{y,aw,n}$ , è nullo (STEP 0) il coefficiente di uplift è pari ad 1, ossia la forza di attrito interno è pienamente trasmessa dalla fibra. All'aumentare dello spostamento orizzontale della fibra-n,  $\delta_{y,aw,n}$ , il coefficiente di uplift diminuisce finchè lo spostamento orizzontale della fibra-n,  $\delta_{y,aw,n}$  eguaglia il limite di spostamento orizzontale  $\delta_{y,aw,max}$  ed il coefficiente di uplift assume valore nullo.

In Figura 9.67 si riporta l'andamento del coefficiente di uplift ipotizzato nei calcoli.

I passaggi di calcolo rappresentati in Figura 9.66 ed eq. (9.50) sono in dettaglio riportati in eq. (9.54):

$$\begin{aligned}
 \text{STEP } 0: & \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta_{y,aw,n} = 0 \\ \delta_{x,aw,n} < \delta_{x,aw,max} \end{array} \right. \rightarrow F_{aw,n,0} = 1 \cdot \mu_s \cdot P_{w,n} \\
 \text{STEP } i (i = 1 \dots j-1): & \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta_{y,aw,n} < \delta_{y,aw,max} \\ \delta_{x,aw,n} < \delta_{x,aw,max} \end{array} \right. \rightarrow F_{aw,n,i} = c_{\mu} \cdot \mu_i \cdot P_{w,n} \\
 \text{STEP } j: & \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta_{y,aw,n} = \delta_{y,aw,max} \\ \delta_{x,aw,n} < \delta_{x,aw,max} \end{array} \right. \rightarrow F_{aw,n,j} = 0 \cdot \mu_k \cdot P_{w,n} = 0
 \end{aligned} \tag{9.54}$$



**Figura 9.67-** Andamento del coefficiente di uplift.

*1. Studio parametrico*

Come accennato nel paragrafo 9.3 il modello analitico proposto è stato validato attraverso uno studio parametrico. A partire dalla configurazione geometrica del “caso studio base”, descritto nel paragrafo 9.3.1, sono state effettuate e combinate variazioni geometriche e meccaniche per un totale di 72 analisi dalle quali è stato possibile determinare la capacità strutturale, da confrontare con la domanda sismica per la verifica sismica. In Figura 9.68 si riassume la legenda utilizzata per lo studio parametrico. La legenda delle analisi cinematiche lineari, Figura 9.68(a), coincide parzialmente con quella delle analisi cinematiche non lineari, in quanto, come già sottolineato,

il primo punto della curva di capacità dell'analisi cinematica non lineare rappresenta il valore di capacità determinato tramite analisi cinematica lineare.

I principali parametri combinati nello studio parametrico sono descritti di seguito:

-meccanismo semplice: meccanismo di ribaltamento semplice di singola parete muraria (gruppo di analisi A e B);

-meccanismo composto: meccanismo di ribaltamento di parete muraria e partecipazione al meccanismo di cunei trasversali (gruppo di analisi CA e CB);

-inclinazione dell'angolo del cuneo partecipante  $\alpha$  (gruppo di analisi CA e CB): ipotesi di buona tessitura muraria, corrispondente ad  $\alpha=30^\circ$  o tessitura caotica, corrispondente ad  $\alpha=20^\circ$ ;

-attrito tra il solaio ligneo e la parete muraria ribaltante: effetto dell'attrito tenuto in considerazione nei calcoli (gruppo di analisi B e CB) o trascurato nelle analisi (gruppo di analisi A e CA);

-forze costanti o forze variabili (gruppo di analisi A, CA, B e CB): per forze costanti si intendono forze che non cambiano di intensità durante l'evoluzione del meccanismo mentre per forze variabili si intendono forze che variano di intensità durante l'evoluzione del meccanismo. In particolare le forze variabili si riferiscono alla possibilità di sfilamento dei solai lignei: una volta sfilato il solaio, i carichi trasmessi dal solaio non vengono più trasmessi alla parete muraria;

-posizione della cerniera cilindrica (gruppo di analisi A, CA, B e CB): per ogni analisi è stato analizzato il meccanismo di ribaltamento con ipotesi di cerniera cilindrica posizionata alla base del piano terra (P1), alla base del primo piano (P2) ed alla base del secondo piano (P3). Solo nel caso di meccanismo composto (gruppo di analisi CA e CB) è stata considerata una situazione "intermedia" in cui il cuneo trasversale partecipante al meccanismo si sviluppasse solo all'ultimo piano ma la cerniera cilindrica fosse posizionata alla base del piano terra (P1\_1);

- orditura del solaio (gruppo di analisi A, CA, B e CB): trave principale ordita parallelamente o perpendicolarmente alla parete

muraria ribaltante, con conseguente area di influenza del solaio gravante sulla parete stessa.

Le forze agenti nei meccanismi sono elencate di seguito per ogni gruppo di analisi:

- Gruppo di analisi A:
  - peso proprio della muratura e peso proprio del solaio;
- Gruppo di analisi B:
  - peso proprio della muratura, peso proprio del solaio e forza d'attrito fra solaio e ligneo e parete muraria;
- Gruppo di analisi CA:
  - peso proprio della muratura, peso proprio del solaio, peso proprio del cuneo trasversale e peso proprio di solaio gravante sul cuneo;
- Gruppo di analisi CB:
  - peso proprio della muratura, peso proprio del solaio, peso proprio del cuneo trasversale, peso proprio di solaio gravante sul cuneo, forza d'attrito fra solaio e parete e forza d'attrito fra solaio e cuneo

In Figura 9.69 si riporta una rappresentazione grafica dei principali parametri considerati nello studio parametrico.

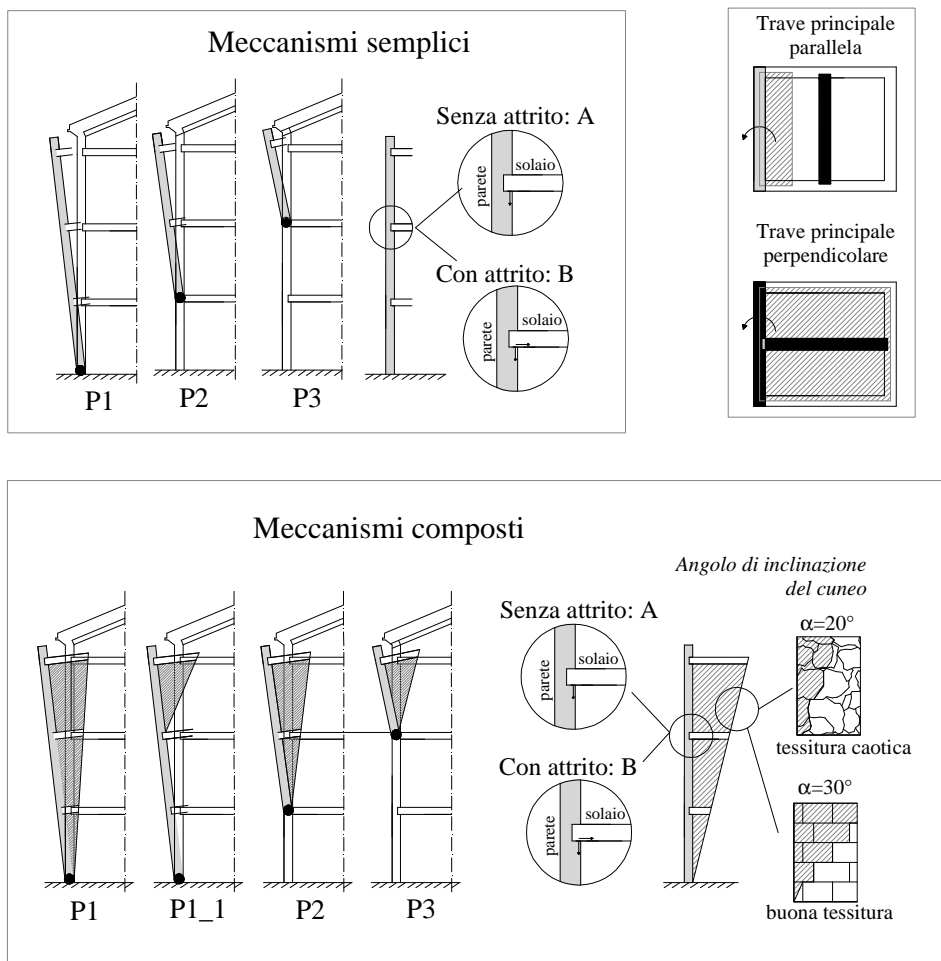
ANALISI CINEMATICA LINEARE					
Tipo di meccanismo	Gruppo analisi	Orditura solaio	Inclinazione angolo cuneo	Posizione del polo	Nome analisi
meccanismo semplice	A	Trave principale parallela al setto ribaltante	-	P1	A1
				P2	A2
				P3	A3
	B	Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	-	P1	A4
				P2	A5
				P3	A6
meccanismo composto	CA	Trave principale parallela al setto ribaltante	$\alpha = 20^\circ$	P1	CA_1
				P2	CA_2
				P3	CA_3
				P1-1	CA_4
	CB	Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	$\alpha = 20^\circ$	P1	CA_9
				P2	CA_10
				P3	CA_11
				P1-1	CA_12
	CB	Trave principale parallela al setto ribaltante	$\alpha = 20^\circ$	P1	CB_1
				P2	CB_2
				P3	CB_3
				P1-1	CB_4
CB		Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	$\alpha = 30^\circ$	P1	CB_5
				P2	CB_6
				P3	CB_7
				P1-1	CB_8
CB	Trave principale parallela al setto ribaltante	$\alpha = 20^\circ$	P1	CB_9	
			P2	CB_10	
			P3	CB_11	
			P1-1	CB_12	
CB	Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	$\alpha = 30^\circ$	P1	CB_13	
			P2	CB_14	
			P3	CB_15	
			P1-1	CB_16	

(a)

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE										
Tipo di meccanismo	Gruppo analisi	Tipo di forze	Orditura soloio	Inclinazione angolo cuneo	Posizione del polo	Nome analisi				
meccanismo semplice	A	Forze Variabili	Trave principale parallela al setto ribaltante	-	P1	A1				
					P2	A2				
					P3	A3				
			Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	-	P1	A4				
					P2	A5				
					P3	A6				
		Forze costanti	Trave principale parallela al setto ribaltante	-	P1	A7				
					P2	A8				
					P3	A9				
			Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	-	P1	A10				
					P2	A11				
					P3	A12				
	B	Forze Variabili	Trave principale parallela al setto ribaltante	-	P1	B1				
					P2	B2				
					P3	B3				
			Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	-	P1	B4				
					P2	B5				
					P3	B6				
		Forze costanti	Trave principale parallela al setto ribaltante	-	P1	B7				
					P2	B8				
					P3	B9				
			Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	-	P1	B10				
					P2	B11				
					P3	B12				
meccanismo composto	CA	Forze Variabili	Trave principale parallela al setto ribaltante	$\alpha = 20^\circ$	P1	CA_1				
					P2	CA_2				
					P3	CA_3				
					P1-1	CA_4				
					Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	$\alpha = 20^\circ$	P1	CA_9		
							P2	CA_10		
			P3	CA_11						
			P1-1	CA_12						
			Forze costanti	Trave principale parallela al setto ribaltante			$\alpha = 20^\circ$	P1	CA_17	
								P2	CA_18	
					P3	CA_19				
					P1-1	CA_20				
		Trave principale perpendicolare al setto ribaltante			$\alpha = 20^\circ$	P1		CA_25		
						P2		CA_26		
				P3		CA_27				
				P1-1		CA_28				
				CB		Forze Variabili	Trave principale parallela al setto ribaltante	$\alpha = 20^\circ$	P1	CB_1
									P2	CB_2
		P3			CB_3					
		P1-1			CB_4					
		Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	$\alpha = 30^\circ$		P1				CB_5	
					P2				CB_6	
					P3		CB_7			
					P1-1		CB_8			
	Trave principale parallela al setto ribaltante				$\alpha = 20^\circ$		P1	CB_9		
							P2	CB_10		
		P3	CB_11							
		P1-1	CB_12							
		Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	$\alpha = 30^\circ$			P1	CB_13			
						P2	CB_14			
	P3				CB_15					
	P1-1				CB_16					
	Forze costanti				Trave principale parallela al setto ribaltante	$\alpha = 20^\circ$	P1	CB_17		
							P2	CB_18		
		P3	CB_19							
		P1-1	CB_20							
		Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	$\alpha = 30^\circ$				P1	CB_21		
							P2	CB_22		
					P3	CB_23				
					P1-1	CB_24				
				Trave principale parallela al setto ribaltante	$\alpha = 20^\circ$	P1	CB_25			
						P2	CB_26			
		P3	CB_27							
		P1-1	CB_28							
	Trave principale perpendicolare al setto ribaltante	$\alpha = 30^\circ$	P1			CB_29				
			P2			CB_30				
			P3	CB_31						
			P1-1	CB_32						

(b)

Figura 9.68- Legenda dello studio parametrico: (a) analisi cinematica lineare, (b) analisi cinematica non lineare.



**Figura 9.69-** Rappresentazione grafica dei principali parametri utilizzati nello studio parametrico.

In Figura 9.70, Figura 9.71, Figura 9.72 si riportano le curve di capacità ottenute considerando la cerniera cilindrica posizionata rispettivamente alla base del piano terra (P1), del primo piano (P2) e del secondo piano (P3).

In Figura 9.70(a)-(b), Figura 9.71(a)-(b) e Figura 9.72(a)-(b) si sottolinea l'influenza della natura delle forze agenti sulla parete muraria sulla capacità strutturale.

Nel caso in cui si considerino forze variabili agenti sulla parete ribaltante, le curve di capacità risultano essere più fragili rispetto al

caso in cui le forze si mantengano costanti per tutta l'evoluzione del meccanismo, per qualunque posizione della cerniera cilindrica (es: confronto fra A1/A7, B1/B7 ecc...). La maggiore fragilità delle curve porta ovviamente ad una minore capacità di spostamento e pertanto ad un minore livello di sicurezza. Se si tengono infatti in considerazione situazioni localmente incompatibili, come nel caso considerato lo sfilamento dei solai, il sistema può perdere repentinamente stabilità e diminuire la propria capacità sismica.

I repentini abbassamenti della curva di capacità sono, come atteso, maggiormente visibili nel caso di travi principali ordite perpendicolarmente alla parete muraria o nel caso in cui si tengano in considerazione le forze di attrito che si generano all'interfaccia tra solaio e parete muraria. Nel caso di travi principali ordite perpendicolarmente alla parete infatti l'area di influenza del solaio è elevata e pertanto anche il carico verticale trasmesso dal solaio alla parete; nel caso in cui si tenga in considerazione anche la forza di attrito poi il contributo stabilizzante aumenta proporzionalmente al braccio verticale del punto di applicazione della forza. Nel momento in cui il solaio si sfilava dalla parete muraria i significativi contributi forniti fino a quello step dal solaio si annullano, provocando un visibile abbassamento della curva di capacità. Tale abbassamento è meno visibile nel caso di travi ordite parallelamente alla parete muraria in quanto il carico trasmesso dal solaio è molto meno significativo nell'equilibrio generale delle forze.

Il solaio posizionato a maggiore distanza dalla cerniera cilindrica è il primo a subire un eventuale sfilamento, in quanto subisce uno spostamento orizzontale maggiore.

Sempre relativamente alle forze trasmesse dal solaio alla parete, in Figura 9.70(b), Figura 9.71(b) e Figura 9.72(b) si sottolinea l'influenza che può avere l'attrito generato all'interfaccia tra solaio e setto murario (es: confronto fra CA\_1/CB\_1 ecc...) sia sul valore di accelerazione di attivazione del meccanismo (primo punto della curva) che sulla capacità ultima di spostamento.

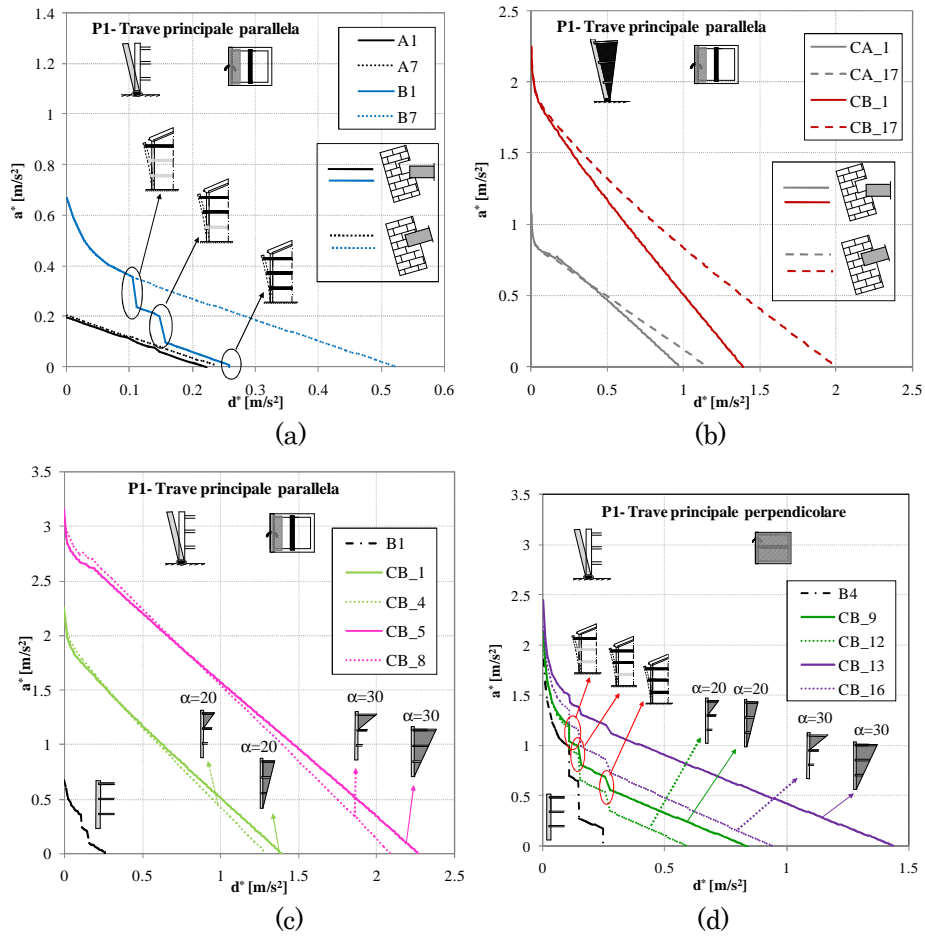
Come già sottolineato comunque si ritiene che se l'effetto benefico dell'attrito non possa essere adeguatamente appurato, sia preferibile prudenzialmente trascurarlo nei calcoli.



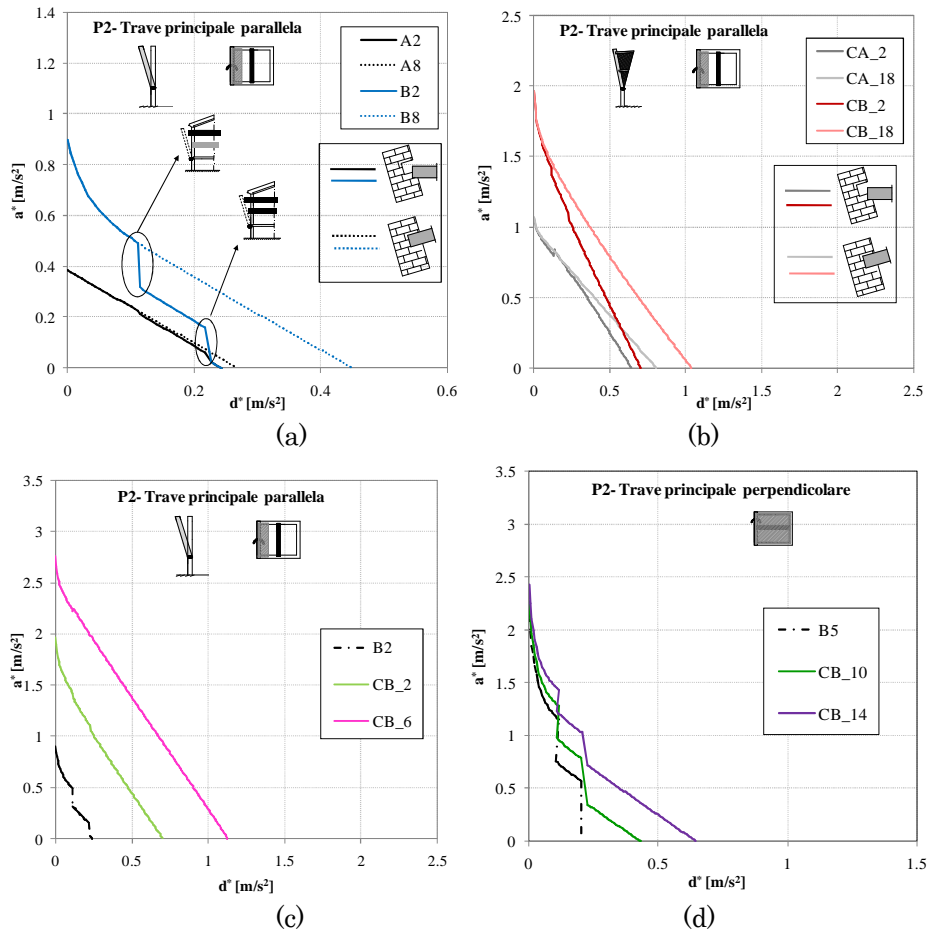
Infine in Figura 9.70(c)-(d), Figura 9.71(c)-(d) e Figura 9.72(c)-(d) si mostra il grande effetto di cunei trasversali partecipanti al meccanismo di ribaltamento.

Confrontando ad esempio l'analisi B1 (senza cuneo,  $\alpha=0^\circ$ ) con CB\_1 ( $\alpha=20^\circ$ ) e CB\_5 ( $\alpha=30^\circ$ ) si nota come sia l'accelerazione di attivazione del meccanismo sia la capacità ultima di spostamento raggiungano incrementi fino al 60% all'aumentare dell'angolo di inclinazione del cuneo. Relativamente ad analisi in cui le forze siano considerate variabili durante il meccanismo, l'effetto dei cunei trasversali è maggiormente accentuato nel caso di travi principali ordite parallelamente alla parete muraria. Nel caso di travi perpendicolari infatti la "distanza" tra le curve viene parzialmente colmata dai significativi abbassamenti delle curve stesse in corrispondenza dello sfilamento dei solai (Figura 9.71, Figura 9.72, Figura 9.73 (c) confrontate con Figura 9.71, Figura 9.72, Figura 9.73 (d)).

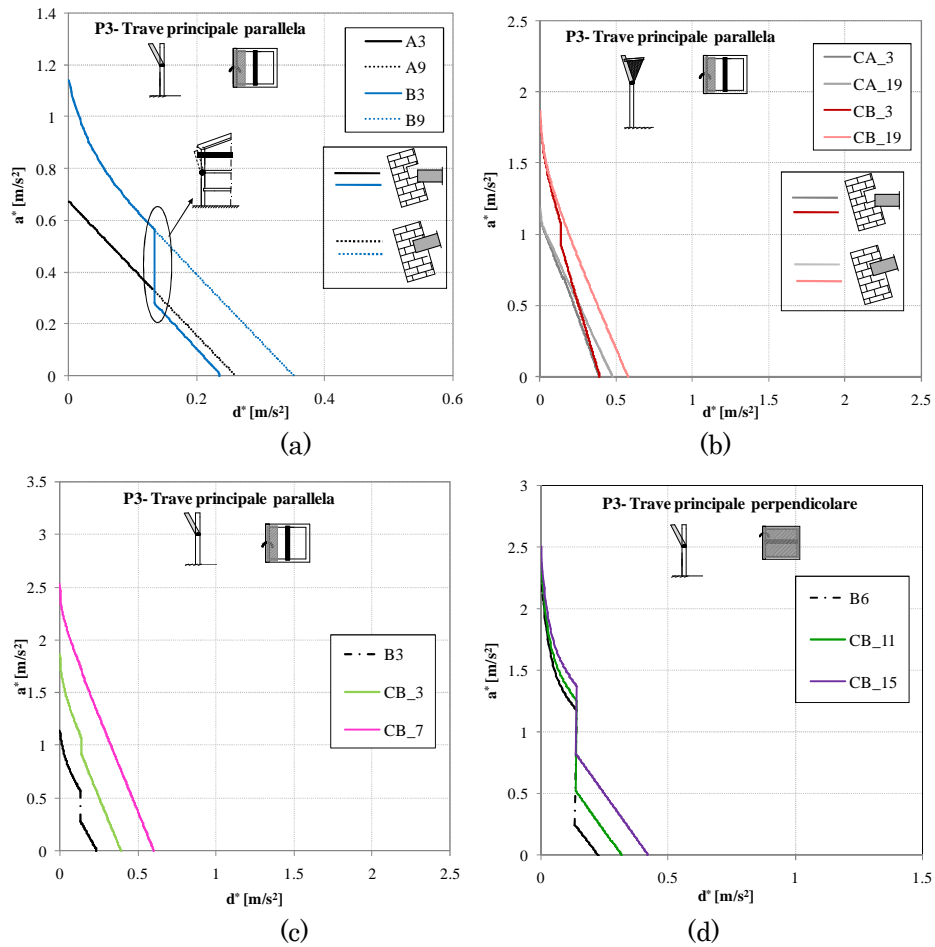
Un'ultima osservazione va fatta in merito all'andamento delle curve di capacità. La forma concava di alcune curve di capacità è data dall'andamento esponenziale del coefficiente di attrito. Nel caso di meccanismi composti si nota inoltre un repentino decadimento delle curve nel primo tratto, dovuto al fenomeno dell'uplift: il contributo stabilizzante dell'attrito interno alla muratura agisce infatti solo per pochissimi step fino al raggiungimento del limite di spostamento verticale e decresce secondo l'andamento imposto per il coefficiente  $c_\mu$  (v. Figura 9.67).



**Figura 9.70-** Curve di capacit  per cerniera cilindrica alla base del piano terra P1: (a) confronto fra forze costanti e forze variabili per meccanismo semplice, (b) confronto fra forze costanti e forze variabili per meccanismo composto, (c)-(d) effetto del cuneo trasversale.

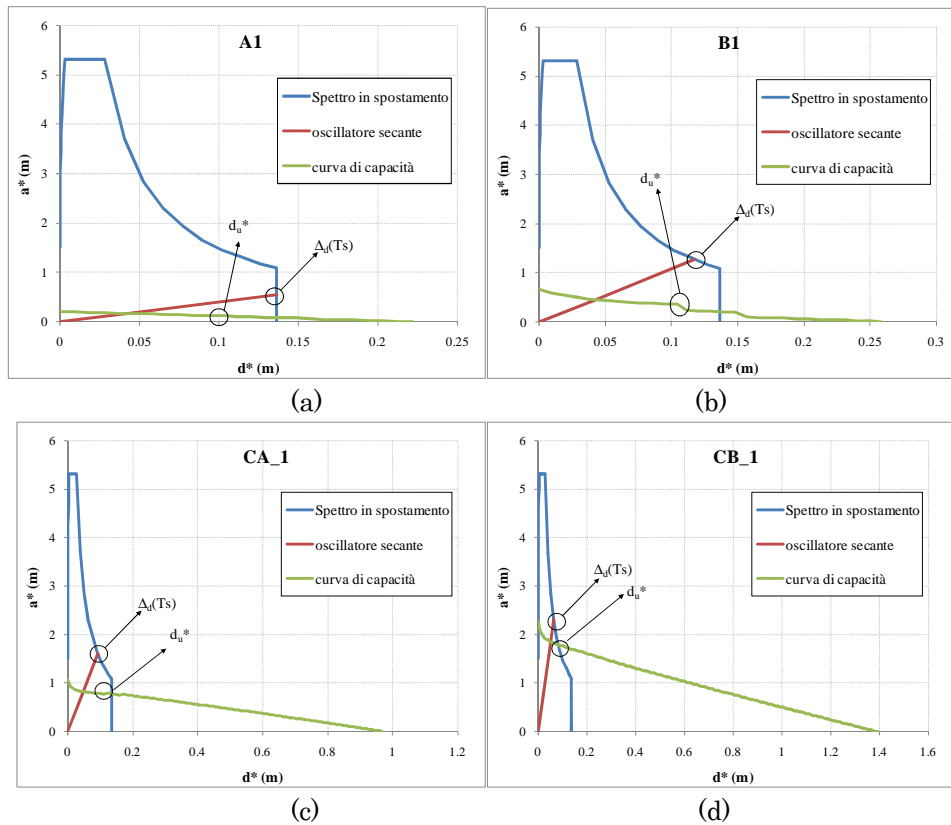


**Figura 9.71-** Curve di capacità per cerniera cilindrica alla base del primo piano P2: (a) confronto fra forze costanti e forze variabili per meccanismo semplice, (b) confronto fra forze costanti e forze variabili per meccanismo composto, (c)-(d) effetto del cuneo trasversale.



**Figura 9.72-** Curve di capacità per cerniera cilindrica alla base del secondo piano P3: (a) confronto fra forze costanti e forze variabili per meccanismo semplice, (b) confronto fra forze costanti e forze variabili per meccanismo composto, (c)-(d) effetto del cuneo trasversale.

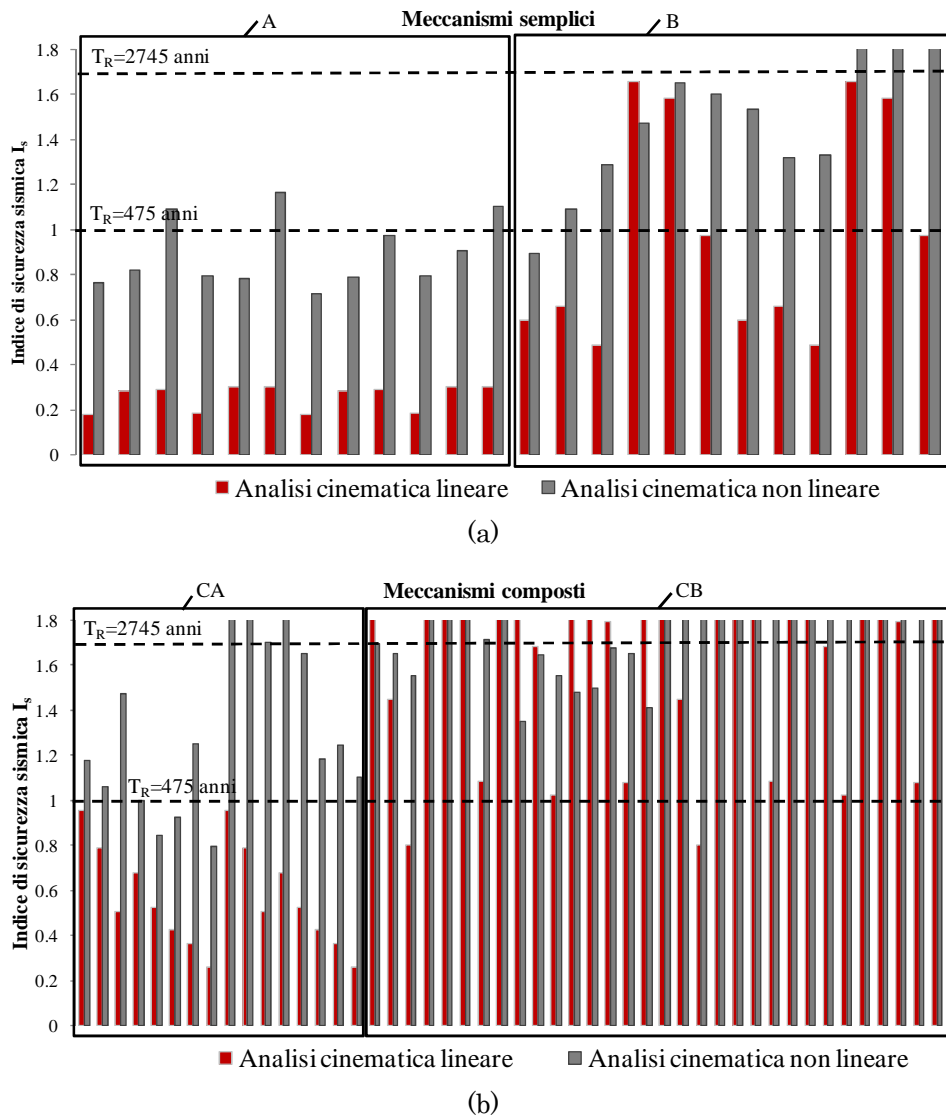
In Figura 9.73 si mostrano alcune verifiche di sicurezza effettuate, riportano perciò lo spettro in spostamento, la curva di capacità e l'andamento dell'oscillatore secante (per le formulazioni teoriche v. paragrafo 6.2.1). Lo spettro adottato è quello utilizzato per Palazzo Carmi a Reggio Emilia e perciò:  $\text{lat}=44.7096$ ,  $\text{long}=10.6205$ ,  $a_g=1.511 \text{ m/s}^2$ ,  $F_0=2.37$ ,  $T_c^*=0.29 \text{ s}$  e smorzamento convenzionale del 5%.



**Figura 9.73-** Verifiche sismiche tramite analisi cinematica non lineare dei casi (a) A1, (b) B1, (c) CA\_1, (d) CB\_1.

Le verifiche di sicurezza sismica effettuate per tutte le analisi hanno permesso di calcolare gli Indici di sicurezza sismica  $I_s$ .

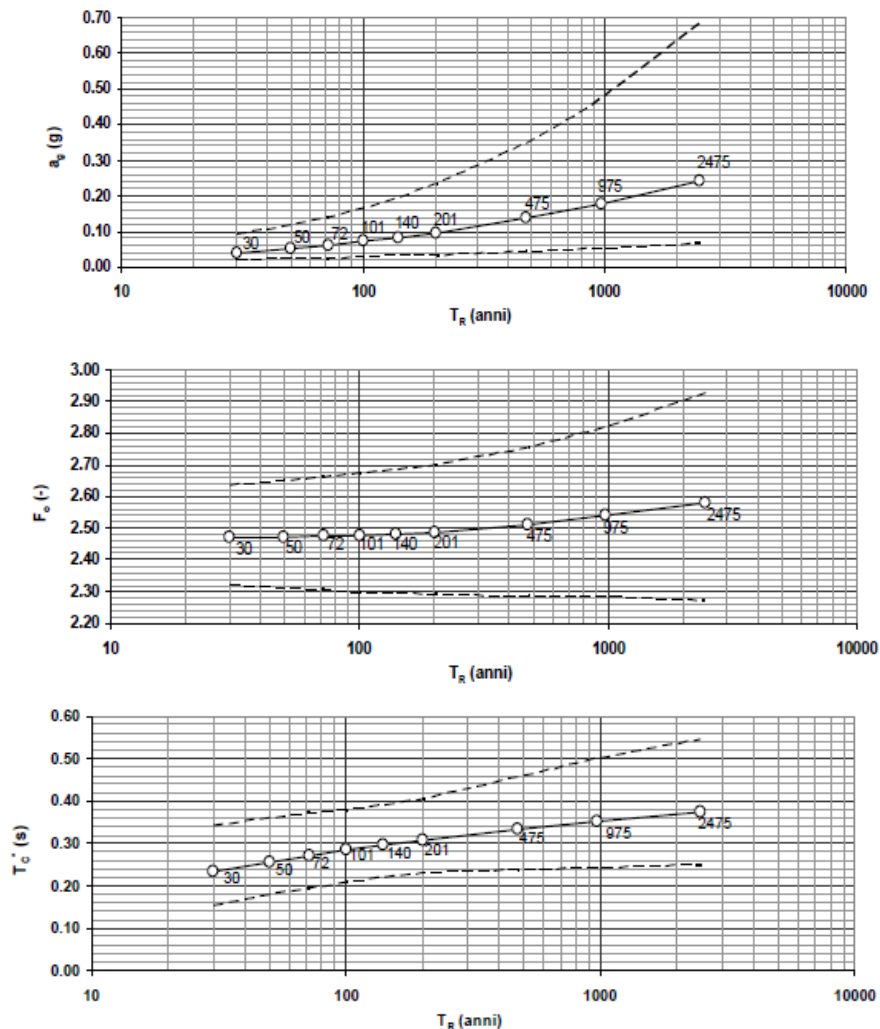
In Figura 9.74 si riassumono tutti i valori di  $I_s$  determinati tramite analisi cinematica lineare e non lineare, suddivisi, per facilità di lettura dei risultati, tra meccanismi semplici e meccanismi composti.



**Figura 9.74-** Riassunto di tutti i valori di indice di sicurezza sismica  $I_s$  per (a) meccanismi semplici, (b) meccanismi composti.

In generale si nota come i valori di  $I_s$  siano maggiori nel caso di analisi cinematica non lineare. La differenza è maggiormente accentuata nel caso di meccanismi semplici e nel caso in cui vengano considerate le forze di attrito all'interfaccia solaio/muratura nel calcolo.

In Figura 9.74 vengono indicati due valori di tempo di ritorno: il valore corrispondente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), pari a 475 anni e 2745 anni, che corrisponde all'ultimo valore di riferimento fornito nelle tabelle contenenti i dati spettrali della normativa italiana (Circolare 02 Febbraio 2009), Figura 9.75.



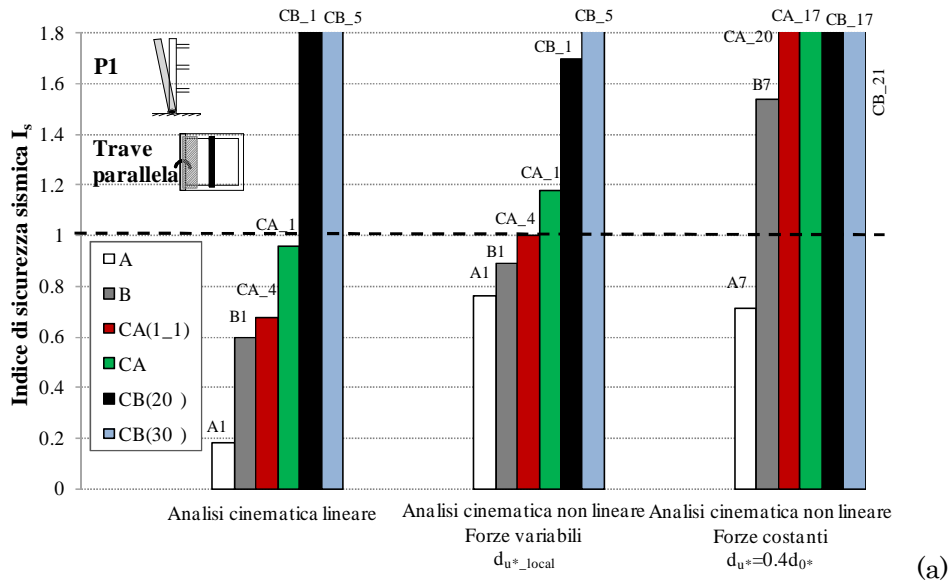
**Figura 9.75-** Variabilità di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  in funzione di  $T_R$  (C3.2).

Si nota come anche il valore massimo di Indice di sicurezza sismica sia stato settato sull'asse delle ordinate ad un valore massimo di 1.8. Tale scelta è legata al fatto che attraverso i dati forniti in

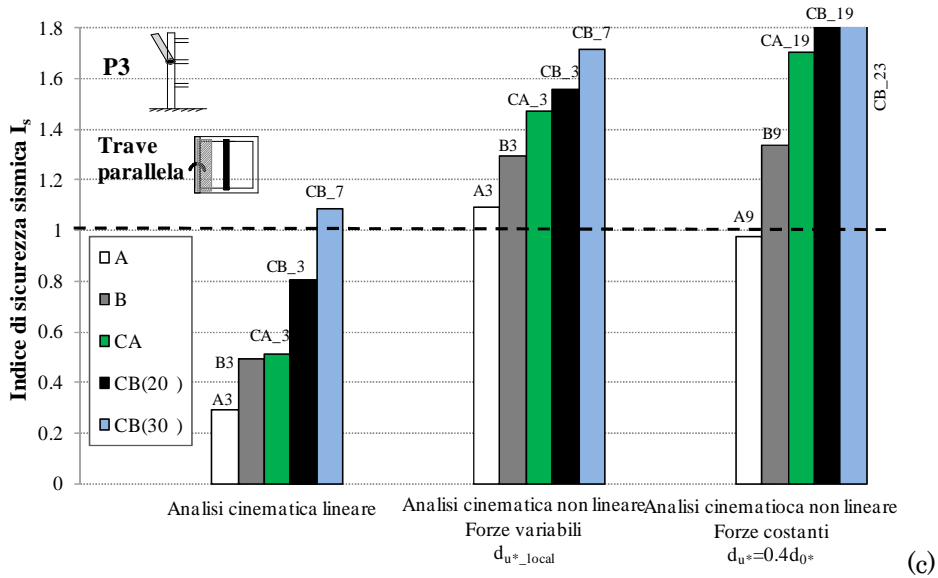
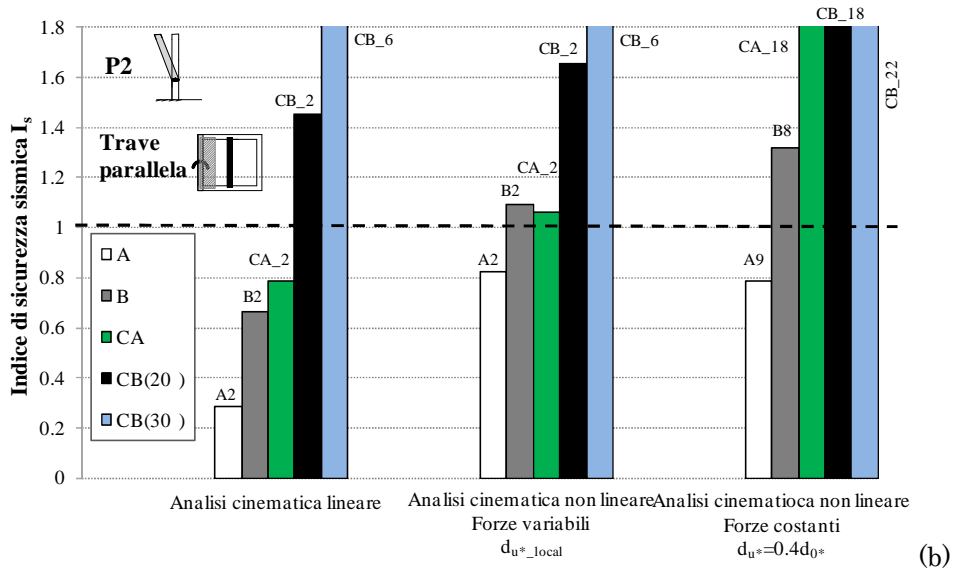
Figura 9.75 è stato valutato un indice di sicurezza sismica corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 2745 anni nell'ipotesi di analisi cinematica lineare e cerniera cilindrica posta alla base del piano terra (v. eq. 6.21). Tale valore di indice risulta essere pari a 1.714.

Per tale motivo si è ritenuto che fosse poco significativo mostrare indici di sicurezza di valore superiore a 1.714.

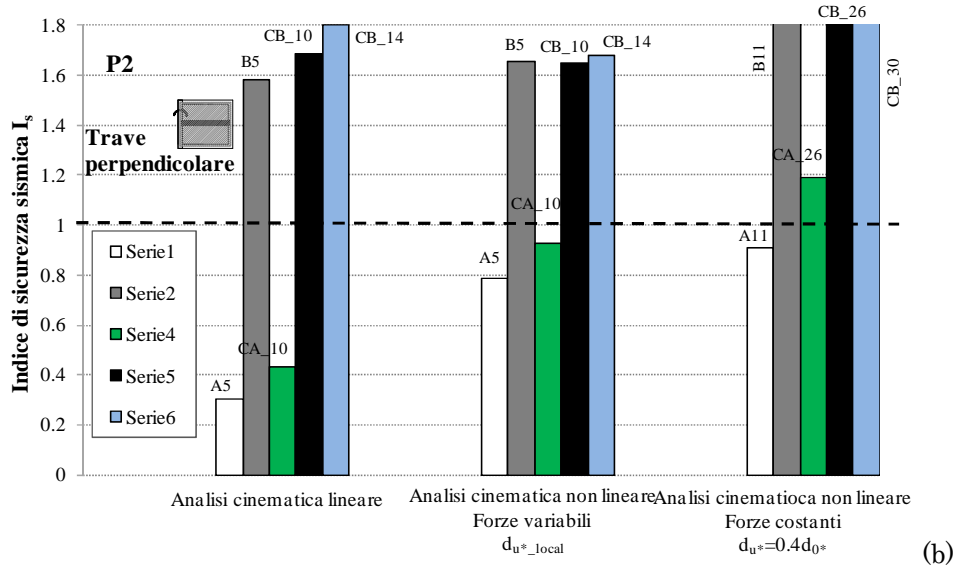
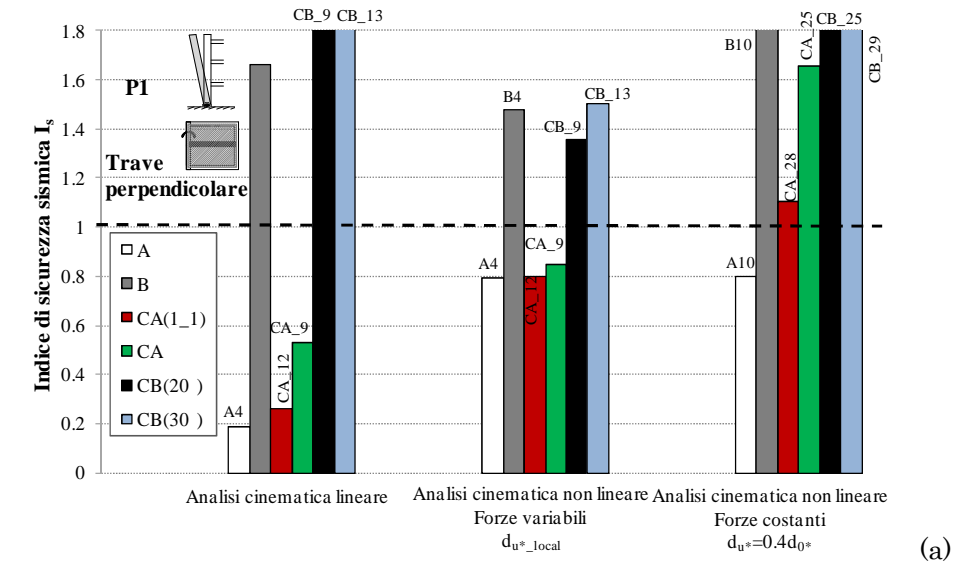
In Figura 9.76 e Figura 9.77 si mostrano in dettaglio i valori di indice di sicurezza sismica, per cerniera cilindrica posta alla base del piano terra (P1), del piano primo (P2) e del secondo piano (P3), in caso di travi parallele e perpendicolari. Gli indici di sicurezza sono stati suddivisi nei grafici in tre gruppi in funzione del tipo di analisi: analisi cinematica lineare, analisi cinematica non lineare con forze variabili e analisi cinematica non lineare con forze costanti.

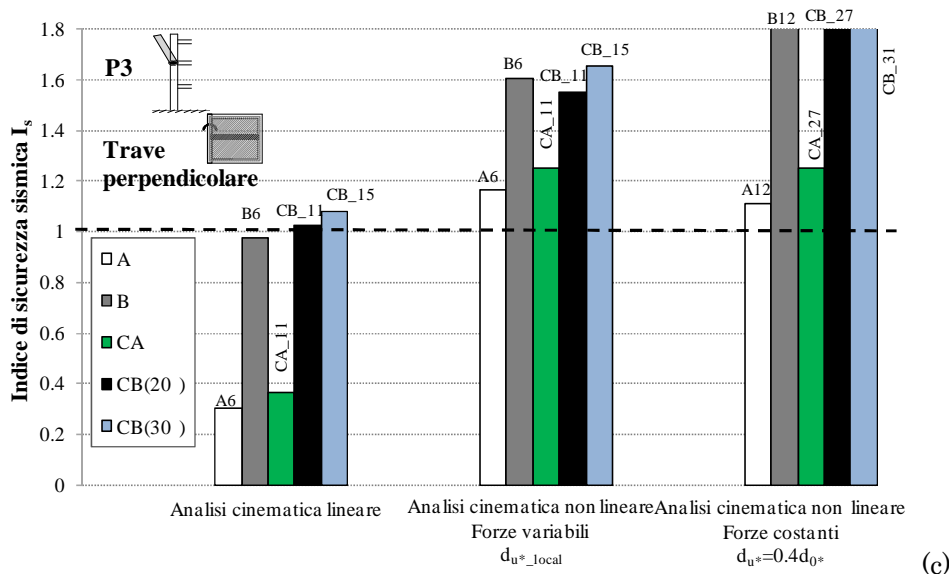






**Figura 9.76-** Indici di sicurezza sismica raggruppati per tipo di analisi per (a) cerniera alla base del piano terra P1 e trave principale parallela alla parete ribaltante, (b) cerniera alla base del secondo piano P2 e trave principale parallela alla parete ribaltante, (c) cerniera alla base del terzo piano P3 e trave principale parallela alla parete ribaltante.





**Figura 9.77-** Indici di sicurezza sismica raggruppati per tipo di analisi per (a) cerniera alla base del piano terra P1 e trave principale perpendicolare alla parete ribaltante, (b) cerniera alla base del primo piano P2 e trave principale perpendicolare alla parete ribaltante, (c) cerniera alla base del secondo piano P3 e trave principale perpendicolare alla parete ribaltante.

Da Figura 9.76 e Figura 9.77 si può notare un trend degli indici comune a tutti i grafici. Le analisi cinematiche non lineari, come già anticipato nelle osservazioni relative a Figura 9.74, hanno fornito valori di indice di sicurezza maggiori rispetto alle analisi cinematiche lineari, con incrementi che variano dal 53% al 400% (secondo gruppo di istogrammi confrontato col primo gruppo di istogrammi). Grazie all'analisi dell'intera evoluzione del meccanismo infatti l'analisi cinematica non lineare è in grado di tenere in considerazione risorse di capacità che la struttura sviluppa prima del collasso. Tuttavia è bene ricordare che se situazioni localmente incompatibili non sono tenute in debito conto nell'analisi la capacità della struttura nei confronti del meccanismo di collasso analizzato può essere sovrastimata (terzo gruppo di istogrammi confrontato col secondo gruppo di istogrammi). Si ricorda che il terzo gruppo di istogrammi è stato determinato considerando forze costanti agenti sulla struttura ed utilizzando il

metodo convenzionale proposto dalla Circolare 02 febbraio 2009 per la verifica sismica.

In tutti i casi ancora una volta si mostrano i benefici portati dall'attrito tra solaio e pareti murarie ribaltanti e dai cunei trasversali partecipanti al meccanismo di ribaltamento, esprimibili attraverso il buon ammorsamento fra solaio e pareti murarie ed il buon ammorsamento fra le pareti murarie stesse, grazie alla presenza di una buona tessitura muraria ben ammorsata all'intersezione delle pareti.

Tutti i valori numerici di indici di sicurezza sismica  $I_s$  sono riportati, per completezza, in Tabella 9.55 e Tabella 9.56.

La grande variabilità dei risultati ottenuti in funzione delle ipotesi di base adottate nel calcolo sottolinea l'importanza dell'acquisizione di un adeguato livello di conoscenza dell'edificio, per poter ottenere risultati affidabili e limitarne la dispersione.

**Tabella 9.55-** Valori numerici degli Indici di sicurezza sismica determinati: effetto attrito solaio/muro.

		EFFETTO ATTRITO SOLAIO/MURO											
		Forze variabili						Forze costanti					
		P1		P2		P3		P1		P2		P3	
par	sempl	A1	0.76	A2	0.82	A3	1.09	A7	0.71	A8	0.79	A9	0.98
	sempl	B1	0.89	B2	1.09	B3	1.29	B7	1.54	B8	1.32	B9	1.33
perp	sempl	A4	0.79	A5	0.79	A6	1.17	A10	0.80	A11	0.91	A12	1.11
	sempl	B4	1.48	B5	1.65	B6	1.60	B10	3.97	B11	2.84	B12	2.34

**Tabella 9.56** Valori numerici degli Indici di sicurezza sismica determinati: effetto attrito interno.

EFFETTO ATTRITO INTERNO													
Forze variabili						Forze costanti							
P1		P2		P3		P1		P2		P3			
par	semp	A1	0.76	A2	0.82	A3	1.09	A7	0.71	A8	0.79	A9	0.98
		CA_1	1.18	CA_2	1.06	CA_3	1.47	CA_17	3.40	CA_18	2.35	CA_19	1.70
	CA_4	1.00	-	-	-	-	CA_20	2.91	-	-	-	-	
	semp	B1	0.89	B2	1.09	B3	1.29	B7	1.54	B8	1.32	B9	1.33
		CB_1	1.70	CB_2	1.65	CB_3	1.56	CB_17	5.83	CB_18	3.07	CB_19	2.18
	comp	CB_4	2.14	CB_6	2.02	CB_7	1.72	CB_20	2.18	CB_22	4.65	CB_23	3.13
		CB_5	2.10	-	-	-	-	CB_21	8.99	-	-	-	-
		CB_8	2.15	-	-	-	-	CB_24	9.03	-	-	-	-
	perp	semp	A4	0.79	A5	0.79	A6	1.17	A10	0.80	A11	0.91	A12
CA_9			0.84	CA_10	0.92	CA_11	1.25	CA_17	3.40	CA_18	2.35	CA_19	1.70
CA_12		0.80	-	-	-	-	CA_20	2.91	-	-	-	-	
semp		B4	1.48	B5	1.65	B6	1.60	B10	3.97	B11	2.84	B12	2.34
		CB_9	1.35	CB_10	1.65	CB_11	1.55	CB_25	4.73	CB_26	3.05	CB_27	2.46
comp		CB_12	1.48	CB_14	1.68	CB_15	1.65	CB_28	4.53	CB_30	3.36	CB_31	2.65
		CB_13	1.50	-	-	-	-	CB_29	5.80	-	-	-	-
		CB_16	1.42	-	-	-	-	CB_32	5.16	-	-	-	-



## Parte VI. Osservazioni conclusive

### 10 Conclusioni preliminari e questioni aperte

## 10 Conclusioni preliminari e questioni aperte

Il presente lavoro di tesi si è incentrato sulla valutazione della vulnerabilità sismica di edifici storici tramite l'applicazione dell'analisi cinematica, in accordo alle prescrizioni della normativa italiana vigente (D.M.2008).

Il tema della vulnerabilità sismica di edifici esistenti è di grande attualità, soprattutto in seguito ai recenti eventi sismici che hanno colpito l'Italia. Nei particolari riguardi di edifici storici di pregio è infatti sempre maggiore la necessità di combinare in modo adeguato la richiesta di messa in sicurezza degli edifici esistenti nei confronti dell'azione sismica con la necessità di preservare e tutelare gli edifici in relazione al loro valore storico-artistico. Gli ultimi eventi sismici che hanno colpito il nostro Paese hanno maggiormente evidenziato la necessità di valutare lo stato di sicurezza del patrimonio esistente e di definirne le vulnerabilità nei confronti del sisma. Tale necessità si traduce nella valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici attraverso analisi e verifiche di sicurezza sismica. In seguito alla prima fase di verifica degli edifici esistenti dovrebbe seguire una seconda fase di pianificazione e realizzazione di interventi volti ad aumentare il livello di sicurezza degli edifici nei confronti dell'azione sismica.

Particolare attenzione va posta alla pianificazione di interventi su edifici storici caratterizzati da pregio artistico-architettonico. Nell'ottica del rispetto dei principi della conservazione e del restauro e di un più generale ambito di sostenibilità, gli interventi da effettuare su tali edifici devono rispettare il *criterio del minimo intervento*. Interventi troppo invasivi infatti danneggerebbero il valore artistico-architettonico del bene stesso. Per tale motivo le decisioni sulla pianificazione degli interventi vanno adeguatamente calibrate.

È immediato dedurre come la decisione degli interventi da effettuare sugli edifici dipenda dall'analisi delle criticità riscontrate negli edifici stessi e dai risultati delle verifiche svolte.



Per tale motivo le operazioni preliminari di acquisizione di un adeguato livello di conoscenza dell'edificio e di un appropriato livello di raffinatezza delle analisi risultano di fondamentale importanza.

È stata sottolineata nel lavoro di tesi l'importanza della fase conoscitiva del bene attraverso un dettagliato rilievo dell'edificio, con particolare attenzione al quadro fessurativo riscontrato ed alla storia dei precedenti interventi di ristrutturazione o dei danni eventualmente riscontrati a seguito di passati eventi sismici.

Un completo quadro conoscitivo del bene in esame permette infatti di individuare le principali criticità e vulnerabilità dell'edificio, da tenere in considerazione nella successiva fase di analisi. Anche la scelta della tipologia di analisi da effettuare è strettamente connessa alle vulnerabilità riscontrate ed ai meccanismi di collasso individuati o potenzialmente attivabili nell'edificio in esame.

Come ben noto è stato osservato dalla sistematica osservazione dei danni subiti da edifici storici a seguito di eventi sismici che una delle principali fonti di vulnerabilità di tali edifici è costituita dall'innesco di meccanismi di collasso locali che provocano il ribaltamento di porzioni di edifici a causa di azioni sismiche agenti fuori dal piano della muratura. Nonostante il grande interesse mostrato verso questo argomento e documentato da numerosi lavori di ricerca scientifica presenti in letteratura, l'argomento non è stato ancora sistematicamente introdotto nelle prescrizioni normative europee. La normativa tecnica italiana (D.M.2008) è l'unica che propone un metodo di calcolo semplificato per la quantificazione della vulnerabilità di edifici esistenti in muratura nei confronti di meccanismi di collasso locali, attraverso l'impiego dell'analisi cinematica lineare e non lineare, e perciò a tal riguardo risulta essere all'avanguardia.

L'analisi cinematica lineare consente di effettuare verifiche sismiche ad un livello di raffinatezza più semplificato e meno oneroso della più complessa analisi cinematica non lineare.

L'analisi cinematica, come visto, consente di determinare la capacità sismica degli edifici analizzati, da confrontare con la domanda richiesta dal sisma del sito in esame, per la verifica di sicurezza sismica. Il lavoro di tesi è stato suddiviso in due fasi di analisi: una prima fase di individuazione e calcolo di meccanismi locali di collasso

attraverso l'analisi cinematica lineare su alcuni edifici storici ed una seconda fase di approfondimento degli aspetti strettamente legati all'analisi cinematica non lineare.

Analizzando alcuni edifici attraverso un livello di valutazione relativamente semplificato, ossia applicando l'analisi cinematica lineare in accordo alle prescrizioni della normativa tecnica vigente, è stato infatti possibile individuare una serie di meccanismi di collasso ricorrenti e strettamente legati alle caratteristiche morfologiche dell'edificio in esame. L'applicazione dell'analisi cinematica lineare nel contesto della ricerca svolta, ha consentito perciò di stipulare una prima lista di priorità di criticità ricorrenti da tenere in considerazione per una pianificazione di lista di priorità di interventi.

Si è visto come nell'ambito dei meccanismi locali di collasso un ruolo fondamentale è giocato dal grado di ammorsamento fra solai e pareti murarie ribaltanti e fra pareti murarie stesse. Il maggiore o minore grado di efficacia del collegamento può infatti innescare diverse tipologie di meccanismi, quali ad esempio meccanismi di flessione di pareti anziché semplici meccanismi di ribaltamento. Per tale motivo, anche nella pianificazione degli interventi, è importante sottolineare come semplici presidi locali possano far aumentare notevolmente il livello di sicurezza dell'edificio, senza essere al contempo troppo invasivi per la struttura. Tali presidi locali possono essere ad esempio rappresentati dall'inserimento di catene, qualora il solaio fosse costituito da archi o volte, o la connessione alla parete muraria delle testate delle travi lignee attraverso capichiave.

A livello più generale l'analisi cinematica lineare può essere utilizzata per effettuare valutazioni sulla sicurezza nei confronti del sisma su scala territoriale, ossia valutazioni relativamente semplificate su un grande numero di edifici da esaminare, al fine di individuare, sulla base dei risultati, liste di priorità di intervento.

Passando da una scala territoriale ad una scala locale si ritiene che il livello di raffinatezza dell'analisi possa essere aumentato, al fine di pianificare nel modo più adeguato possibile i successivi interventi di miglioramento sismico sull'edificio. In tale ambito un maggiore grado di raffinatezza di analisi è dato dall'analisi cinematica non lineare.

La seconda fase delle analisi svolte nella presente tesi si è infatti incentrata sull'analisi cinematica non lineare. Sono state individuate alcune caratteristiche geometriche e morfologiche, in dettaglio analizzate nel lavoro di tesi, ricorrenti in edifici tipologicamente simili, che possono avere un'elevata influenza sui risultati. Tali aspetti sono stati tenuti in considerazione nei calcoli svolti attraverso un modello di calcolo analitico che consente di determinare la capacità sismica della struttura analizzata attraverso l'analisi cinematica non lineare. Sono stati principalmente approfonditi gli aspetti legati all'attrito fra pareti murarie ortogonali, l'attrito fra pareti murarie ed orizzontamenti e cunei trasversali di muratura partecipanti al meccanismo di ribaltamento della parete principale. Al fine di indagare gli effetti sui risultati delle caratteristiche individuate, è stato svolto un ampio studio parametrico a partire da un "casi studio base", caratterizzato da peculiarità ricorrenti in edifici tipologicamente simili.

I risultati ottenuti hanno mostrato la grande variabilità dei risultati stessi in funzione delle ipotesi di base adottate nel calcolo, spesso strettamente correlate alla conoscenza dei dettagli costruttivi e dello stato di conservazione dell'edificio analizzato. Ancora una volta si sottolinea perciò la necessità di acquisizione di un adeguato livello di conoscenza dell'edificio al fine di limitare la dispersione dei risultati ed ottenere risultati affidabili.

La ricerca svolta costituisce un punto di partenza importante per successivi sviluppi di ricerca.

Nel lavoro di tesi sono stati infatti spesso applicati metodi di calcolo o parametri convenzionali proposti dalla normativa vigente. Si ritiene che in futuri sviluppi di ricerca tali aspetti vadano ulteriormente approfonditi attraverso analisi più accurate quali ad esempio analisi non lineari ad elementi finiti. In particolare, relativamente ad analisi sismiche, si ritiene che possa essere approfondito il significato del fattore di struttura adottato nelle analisi e l'aspetto delle limitazioni della capacità sismica relativamente a meccanismi di collasso che si innescano ad una certa quota da terra.

Inoltre il modello di calcolo analitico proposto nella presente tesi fa riferimento ad una limitata casistica di meccanismi di ribaltamento. Sono infatti stati implementati nel modello di calcolo meccanismi di

ribaltamento semplice o composto di pareti murarie caratterizzate da solai lignei. In futuri sviluppi di ricerca il modello di calcolo verrà esteso ad una casistica di meccanismi più ampia, includendo ad esempio meccanismi di flessione di parete o meccanismi di ribaltamento di cantonali, ed includendo nei calcoli la presenza di solai costituiti da archi e volte. I meccanismi sopracitati si sono infatti dimostrati essere piuttosto ricorrenti relativamente ai casi studio analizzati nel lavoro di tesi.

L'obiettivo è infatti quello di proporre un modello di calcolo relativamente semplice ed al contempo caratterizzato da un adeguato livello di raffinatezza, nel rispetto delle prescrizioni della normativa tecnica vigente. Si ritiene infatti che un modello di calcolo di questo tipo possa configurarsi come un valido strumento di ausilio al progettista nella prassi progettuale corrente.





## Parte VII. Apparati

### Bibliografia ragionata

## Bibliografia Ragionata

### Manualistica storica

#### dal I sec a.C. al XVII secolo

MARCO VITRUVIO POLLIONE, *De Architectura*, sec. I a.C., Torino, a cura di Pierre Gros, Traduzione e commento di Antonio Corso e Elisa Romano, Giulio Einaudi Editore 1997.

LEON BATTISTA ALBERTI, *De Re Aedificatoria*, 1452

ANDREA PALLADIO, *I quattro libri dell'Architettura*, 1570.

VINCENZO SCAMOZZI, *L'idea dell'architettura universale*, 1615.

GALILEO GALILEI, *Discorsi e dimostrazioni matematiche intorno a due nuove scienze*, 1638.

AMÉDÉE FREZIER, *La théorie et la pratique de la coupe des pierres et des bois pour la construction des voûtes et autres parties des bâtiments civils & militaires*, Hachette livre, 1737-1739.

CHARLES AUGUSTIN COULOMB, *Essais sur une application des règles de maximise t minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*, Mémoires de mathématique et de physique, Paris, Académie Royale des Sciences, 1776.

#### dal XVIII secolo al XIX secolo

NICOLA CAVALIERI SAN BERTOLO, *Istituzioni di architettura statica e idraulica*, Bologna, dalla Tipografia Cardinale e Frulli, 1827.

JEAN-BAPTISTE RONDELET, *Traité theorique et pratique de l'Art de Bâtir*, Paris, Firmin Didot Frères, Fils et C, libraries, Imprimeurs de l'Institut, Rue Jacob 56, 1867, prima traduzione italiana sulla sesta edizione originale, con note e aggiunte di Basilio Soresina, pubblicato a Mantova negli anni 1831-1835.

QUATREMÈRE DE QUINCY, *Dizionario storico dell'Architettura*, tradotto in italiano nel 1842.



EUGÈNE EMMANUEL VIOLLET-LE-DUC, *Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XIe au XVIe siècle*, 1854-1868.

LEONCE REYNAUD, *Traité d'Architecture contenant des notions generals sur les principes de la construction et sur l'histoire de l'art*, Paris, Victor Dalmont Editeur, 1858, Antonelli, Venezia 1853.

GIUSEPPE MUSSO E GIUSEPPE COPPERI, *Particolari di costruzioni murali e finimenti di fabbricati*, Torino etc, G.B.Paravia, 1885-1887.

GIOVANNI CURIONI, *L'arte di fabbricare ossia corso completo di istituzioni teorico-pratiche per gl'ingegneri, per gli architetti, pei periti in costruzione e pei periti misuratori*, Torino, Negro, 1867-1884.

ADOLF BREYMAN GUSTAF, *Trattato generale di costruzioni civili con cenni speciali intorno alle costruzioni grandiose*, Milano, Vallardi, 1884.

GIOVAN BATTISTA MILANI, *L'ossatura murale. studio statico-costruttivo ed estetico-proporzionale degli organismi architettonici, con particolare riferimento alle strutture esastiche nelle loro varie e moderne applicazioni pratiche*, C. curdo & C., Torino, 1901.

dal XX secolo al XXI secolo

ALFRED WEGENER, *Die Entstehung der Kontinente und Ozeane*, Braunschweig, 1929.

GUSTAVO COLONNETTI, *Scienza delle Costruzioni. Teoria generale dell'equilibrio*, Torino, Einaudi, 1953.

JACQUES HEYMAN, *The stone skeleton*, Journal Solid Structures, 1966.

MICHELE PAGANO, *Teoria degli Edifici, vol.1: Edifici in muratura*. Liguori Editore, Napoli, 1968.

EDOARDO BENVENUTO, *La scienza delle costruzioni e il suo sviluppo storico*, Firenze, Sansoni, 1981.

LUIGI RAMAZZOTTI, *L'edilizia e la regola-Manuali nella Francia dell'Ottocento*, Edizione Kappa, Roma, 1984.

SALVATORE DI PASQUALE, *Statica dei solidi murari- Teoria ed esperienze*. Università di Firenze, Dipartimento di Costruzioni, Pubblicazione n°27, 1984.

- ANTONINO GIUFFRÈ, *La meccanica nell'architettura. La statica*, Roma, Carocci editore, 1986.
- ANTONINO GIUFFRÈ, *Monumenti e terremoti. Aspetti statici del restauro*, Multigrafica, Roma 1988.
- PAOLO TORSELLO, *La materia del restauro*, Marsilio, Venezia, 1988.
- MICHELE PAGANO, *Costruire in muratura*, Liguori Editore, Napoli, 1990.
- ANTONINO GIUFFRÈ, *Lettura sulla Meccanica delle Murature Storiche*, Roma, Edizioni Kappa, 1991.
- BENITO DE SIVO, *Il restauro degli edifici in muratura*, Dario Flaccovio, Palermo 1992.
- SISTO MASTRODICASA, *Dissesti statici delle strutture edilizie*, Hoepli, Milano 1993.
- ANIL CHOPRA, *Dynamics of structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, 1995.
- SALVATORE DI PASQUALE, *L'Arte del Costruire. Tra conoscenza e scienza*, Venezia, Marsilio Editori, 1996.
- GIOVANNI MACIOCCO, SILVANO TAGLIAGAMBE, *La città possibile. Territorialità e comunicazione nel progetto urbano*, Edizioni Dedalo, Bari 1997.
- ANTONINO GIUFFRÈ, *Codice di pratica per la sicurezza e conservazione del centro storico di Palermo*, Laterza, Bari, 1999.
- ANTONIO MIGLIACCI, *L'architettura dell'equilibrio e della deformazione*, Milano, Edizione Masson, 1996.
- GIOVANNI CARBONARA, *Restauro architettonico*, UTET, Torino 1996.
- ARCo- Associazione per il Recupero del Costruito – Direzione Reg. per i BB.CC. e Paesaggistici della Lombardia, Ordine degli Architetti, Pianificatori, Paesaggisti e Conservatori della Provincia di Milano - Corso di Restauro, 1996.
- RENATO SPARACIO, *La Scienza e I Tempi del Costruire*, UTET Università, Torino, 1999.

- IVO IORI, *Un diario didattico, Principi statici e tecniche costruttive nel loro sviluppo storico*, Hevelius Edizioni, Benevento, 2000.
- GIOVANNI CANGI, *Manuale del recupero strutturale e antisismico*, DEI Tipografia del Genio Civile, Roma, 2005.
- FULVIO GIULIANI CAIROLI, *L'edilizia nell'antichità*, Carocci, Roma 2006.
- CARLO BLASI, EVA COÏSSON, *La Fabbrica del Duomo di Parma, stabilità, rilievi e modifiche nel tempo*, Grafiche Step, Parma, 2006.
- IVO IORI, *Minimi strumenti di Scienza del Costruire*, Monte Università Parma, 2009.
- MARIO COMO, *Statica delle costruzioni storiche in muratura*, Roma, ARACNE editrice, 2010.
- PIETRO LENZA, AURELIO GHERSI, BRUNO CALDERONI, *Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica*, Dario Flaccovio Editore, 2011.
- STEFANO PODESTÀ, *Verifica sismica di edifici in muratura. Aggiornato a NTC e Linee guida per la valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica*, Dario Flaccovio Editore, 2012.

#### **Corsi, lezioni, schede tecniche**

- GUBANA A., *Le strutture in muratura: cinematismi di collasso*, Ordine degli Ingegneri di Cremona, 2009.
- FERRETTI D., *Edifici esistenti in muratura*, Ordine degli Ingegneri della provincia di Reggio Emilia, 2010.
- BELLETTI B., *Corso di Costruzioni in zona sismica*, Università degli Studi di Parma, 2009.
- MILANO L., MANNELLA A., MORISI C., MARTINELLI A., *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*, Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni; Reluis e Protezione Civile Nazionale, scaricabile dal sito: <http://www.cata.unich.it>
- Schede Regione Molise, Decreto n° 10 del 25 Gennaio 2006, *Analisi dei costi di intervento e riduzione della vulnerabilità sismica degli edifici*

*residenziali: modello di analisi. Allegato 3H.* Estratto da : “*Repertorio dei Meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*”. Convenzione tra Regione Marche, Università degli Studi dell’Aquila, CNR-ITC, 2006. Scaricabile presso il sito: [www.regione.molise.it/sis](http://www.regione.molise.it/sis)

Schede Regione Molise, Decreto n° 10 del 25 Gennaio 2006, *Definizione dei modelli per l’analisi strutturale degli edifici in muratura: analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura. Allegato 3G.* Estratto da : “*Repertorio dei Meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*”. Convenzione tra Regione Marche, Università degli Studi dell’Aquila, CNR-ITC, 2006. Scaricabile presso il sito: [www.regione.molise.it/sis](http://www.regione.molise.it/sis)

AA.VV., *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura. Parte Seconda - Modelli cinematici per l’analisi strutturale degli edifici in muratura.* Sisma Marche 1997 -Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di Protezione Civile n. 28 del 10 aprile 2002, Tipografia Grafiche Scarponi s.r.l., 2007.

AA. VV., Sisma Molise 2002: Dall’emergenza alla ricostruzione. Edifici in Muratura. Capitolo 6 - Meccanismi di collasso locali: Analisi cinematica lineare. DEI – Tipografia del Genio Civile, Roma, 2008.

PALMERI A., *Statica e sismica delle strutture murarie*, Lezione: Meccanismi di danno per le costruzioni in zona sismica, Università degli Studi di Messina, 2006.

GATTESCO N., *Corso: Vulnerabilità sismica degli edifici esistenti.* PhD Program on Structural Rehabilitation of Historical and Modern Buildings, Università degli Studi di Brescia, 2011.

### **Normative**

Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, “Norme tecniche per le costruzioni”. Ministero delle Infrastrutture. S.O. n.30 alla G.U. del 4.2.2008, No.29.

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617. Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 12 Ottobre 2007. Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni.

Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale. Ministero per i Beni e le Attività Culturali. Roma, Gangemi Editore, 2005.

Regio Decret0 10 gennaio 1907, n.8.

Regio Decreto 18 aprile 1909, n.193.

Regio Decreto 29 aprile 1915, n. 573.

Regio Decreto 23 ottobre 1925, n. 1099.

Regio Decreto Legge 13 marzo 1927, n. 431. Portante norme tecniche ed igieniche di edilizia soltanto a comuni o frazioni di comuni colpiti dal terremoto.

Legge 5 novembre 1971, n.1086. Norme tecniche per la disciplina delle opere in calcestruzzo armato, normale e precompresso e a struttura metallica”.

D.M. 30 maggio 1974. Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Legge 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

D.M. 16 giugno 1975, n.40. Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circolare LLPP 9 Gennaio 1980 n. 20049. Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato.

Relazione della Commissione incaricata Di studiare e proporre norme edilizie obbligatorie per i comuni Colpiti dal terremoto del 28 Dicembre 1908 e da altri anteriori”, Giornale del Genio Civile, 1909.

Regio Decreto Legge 22 novembre 1937, Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti.

D.M. 2 luglio 1981, Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle Regioni Basilicata, Campania e Puglia

Circolare ministeriale 30 luglio 1981 n. 21745, Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma

D.M. 20 novembre 1987, Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento, pubblicato nel supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale del 5/12/1987 n. 285.

Circolare Ministero Beni Culturali e Ambientali 18 Luglio 1986 n. 1032 - Interventi sul patrimonio monumentale a tipologia specialistica in zone sismiche: raccomandazioni.

Circolare LLPP 4 Gennaio 1989 n. 30787. Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il consolidamento.

DPR 380/01. Testo Unico per l'Edilizia. Emanato con il Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 6 giugno 2001.

Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri 2 ottobre 2003. Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (Ordinanza n. 3316).

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 3 maggio 2005 n. 3431. Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". (Ordinanza n. 3431).

Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti 14 settembre 2005. Norme tecniche per le costruzioni.

Ordinanza 12 giugno 1998, n.2788. Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale.

Eurocodice 6- Progettazione delle strutture in muratura. Parte 1-1: Regole generali per gli edifici. Regole per la muratura armata e non armata. UNI ENV 1996-1-1:1998, 31 Marzo 1998.

Eurocodice 8- Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici. UNI EN 1998-1:2005, 01 Marzo 2005.

### Articoli di ricerca scientifica

*Gli articoli di ricerca scientifica sono elencati in ordine alfabetico per cognome del primo autore.*

AL SHAWA, O., DE FELICE, G., MAURO, A., SORRENTINO, L., 2012. Out-of-plane seismic behaviour of rocking masonry walls. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, Vol. 41, pp.949–968.

BARATTA A., TOSCANO R., 1982. Statati tensionali in pannelli di materiale non resistente a trazione, AIMETA, Genova.

BEAN POPEHN J.R., SCHULTZ A.E., LU M., STOLARSKI H.K., OJARD N.J., 2008. Influence of transverse loading on the stability of slender unreinforced masonry walls. *Eng Struct*, Vol.30, no.10, pp.2830–2839.

BEGG D., FISHWICK R., 1995. Numerical analysis of rigid block structures including sliding. *Computer Methods in Structural Masonry*, Vol. 3, pp. 177–183.

BENEDETTI D., BENZONI, G. M., 1984. A numerical model for seismic analysis of masonry buildings: Experimental correlations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 12, pp. 817–831.

BENEDETTI D., CARYDIS P., PEZZOLI, P., 1998. Shaking table tests on 24 simple masonry buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, no.1, pp.67–90.

BENTO R., LOPES M., CARDOSO R., 2005. Seismic evaluation of old masonry buildings. Part II: Analysis of strengthening solutions for a case study. *Engineering Structures*, Vol. 27, pp.2024–2035.

BERNARDINI, A., MODENA, C., VALLUZZI, M.R., 1998. Load transfer mechanisms in masonry: Friction along a crack within a brick. *Materials and Structures*, Vol. 31, pp. 42-48.

- BINDA L., TIRABOSCHI C., ABBANEO S., 1997. Experimental research to characterize masonry materials, *Convegno Stoke-on-Trent Masonry International*, Vol. 10, N. 3, pp. 92-101.
- BINDA L., ANZANI A., 1997. Structural behaviour and durability of stone masonry saving our architectural heritage: the conservation of historic stone structures. New York: Wiley.
- BINDA,L., SAISI,A., TIRABOSCHI,C., 2000. Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries. *Construction and Building Materials*, Vol. 14, pp. 99-233.
- BLASI C., BORRI A., DI PASQUALE S., MALESANI P., NIGRO G., PARDUCCI A., TAMPONE G., 1999. Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione sismica degli edifici. *DEI Tipogra\_a del Genio Civile*, Roma.
- BLASI C., 2013. Una ragionevole rivalutazione della conoscenza empirica e dell'analisi cinematica delle strutture per la conservazione dell'architettura storica. *Architettura storica e terremoti. Protocolli operativi per la conoscenza e la tutela*, Wolters Kluwer UTET ed., pp.1-15.
- BOROSCHEK R., IRURETAGOYENA A., 2006. Controlled overturning of unanchored rigid bodies. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp.695–711.
- BORRI A., CASTORI G., GRAZINI A., 2009. Retrofitting of masonry building with reinforced masonry ring-beam. *Construction and Building Materials*, Vol. 23, pp.1892–1901.
- BRAGA F., DOLCE M., LIBERATORE,F., 1982. Southern Italy Novembre 23, 1980 Earthquake: A statistical study on damaged buildings and an ensuing review of the M.S.K.-76 scale. *CNR-PFG n.503*, Roma.
- BRUNEAU M., 1994. Seismic evaluation of unreinforced masonry buildings—A state-of-the-art report. *Can. J. Civ. Eng.*, Vol. 21, pp. 512–539.
- BUHAN P., DE FELICE G., 1997. A homogenisation approach to the ultimate strength of brick masonry. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol.45, no.7, pp.1085–1104.



- BUTTON M.R., MAYES R.L., 1992. Out-Of-Plane Seismic Response Of Reinforced Masonry Walls, *Journal Of Structural Engineering*, Vol. 118, No.9.
- CALVI G.M., 1999. A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 3, no.3, pp.411–438.
- CALVI G.M., PINHO R., MAGENES G., BOMMER J.J., RESTREPO-VÉLEZ L.F. CROWLEY H., 2006. Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *ISET Journal of Earthquake Technology*, Vol. 43, no. 3, pp. 75-104.
- CANDEIAS P., COSTA A. C., COELHO E., 2004. Shaking table tests of 1:3 reduced scale models of four unreinforced masonry buildings. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
- CARDOSO R., LOPES M., BENTO R., 2005. Seismic evaluation of old masonry buildings. Part I: Method description and application to a case-study. *Engineering Structures*, Vol. 27, pp.2024–2035.
- CAROCCI C., 2001. Guidelines for the safety and preservation of historical centres in seismic areas. *Historical Constructions*, P.B. Lourenço, P. Roca (Eds.), Guimarães, pp. 145-166.
- CAROCCI C., CERADINI, V., JAPPELLI, V., TERENCE, P., TOCCI, C., 2001. Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione degli insediamenti storici dell'area grecanica. *IV National Congress of Associazione per il recupero del costruito*, Roma: Gangemi. , pp. 173-184.
- CAROCCI C., COCINA S., GAVARINI C., TOCCI C., VALENTE G., 2001. Constructive, historical and numerical analyses for seismic strengthening interventions in San Nicolò church (Catania). *Historical Constructions*, P.B. Lourenço, P. Roca (Eds.), Guimarães, pp.1121-1130.
- CASOLO S., 1999. Rigid element model for non-linear analysis of masonry facades subjected to out-of-plane loading. *Communications in Numerical Methods in Engineering*, Vol.15, no.7, pp.457-468.

- CASOLO S., 2000. Modelling the out-of-plane seismic behaviour of masonry walls by rigid elements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 29, no.12, pp.1797–1813.
- CASOLO S., 2000. Modelling the out-of-plane seismic behaviour of masonry walls by rigid elements. *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, Vol.29, pp.1797-1813.
- CASOLO S., UVA G., 2012. Nonlinear analysis of out-of-plane masonry façades: full dynamic versus pushover methods by rigid body and spring model. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.42, no.4, pp.499-521.
- CECCHI A., MILANI G., 2008. A kinematic FE limit analysis model for thick English bond masonry walls. *International Journal of Solids and Structures*, Vol.45, pp.1302–1331.
- CHEN G., SOONG T.T., 1994. Energy-based dynamic analysis of secondary systems. *J. Eng. Mech.*, Vol.120, pp.514-534.
- COÏSSON E., OTTONI F., 2012. The Problem Of Large Scale Evaluation Of Masonry Buildings Seismic Risk In Defining Intervention Priorities. *SAHC2012, 8<sup>th</sup> International Conference on Structural Analysis of Historical Construction*, Wroclaw, Poland.
- CREMONINI I., 1994. L'approccio urbanistico alla riduzione del rischio sismico. *Rischio sismico e pianificazione dei centri storici*, Cremonini, I., (editor), Firenze: Alinea, pp. 13-122.
- D'AYALA D., SPERANZA E., 2003. Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings. *Earthquake Spectra*, Vol.19, no.3, pp.479–509.
- D'AYALA D., SPERANZA, E., 2003. Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of masonry structures, *Earthquake Spectra*, Vol. 19, no.3, pp. 479–509.
- D'AYALA D., 2005. Force and Displacement Based Vulnerability Assessment for Traditional Buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol.3, pp.235–265.
- D'AYALA D., 2011. The role of connections in the seismic resilience of historic masonry Structures. *XIV Convegno ANIDIS*. Bari, Italia.

- DAMONI C., BELLETTI B., 2011. Valutazione del livello di rischio sismico di edifici storici tramite analisi globale e locale. *XIV Convegno ANIDIS 2011*, 18-22 Settembre, Bari.
- DAMONI C., BELLETTI B., STOCCHI A., 2013. Valutazione del rischio sismico di edifici monumentali tramite analisi cinematica. *XV Convegno ANIDIS 2013*, 30 Giugno-04 Luglio, Padova.
- DAMONI C., BELLETTI B., 2013. Quantificazione dei meccanismi di dissesto”, *Recupero Restauro e manutenzione. Architettura storica e terremoti. Protocolli operativi per la conoscenza e la tutela*, Wolters Kluwer UTET ed., pp.97-113.
- DE FELICE G., GIANNINI R., 2000. Assessment of seismic vulnerability to out-of-plane collapse of masonry walls. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- DE FELICE G., GIANNINI R., 2001. Out-Of-Plane Seismic Resistance Of Masonry Walls. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 5, no. 2, pp.253-271.
- DE FELICE G., 2011. Out-of-plane seismic capacity of masonry depending on wall section morphology. *International Journal of Architectural Heritage*, Vol. 5, pp.466-482.
- DEL PIERO G., 1989. Constitutive equation and compatibility of the external loads for linear elastic masonry-like materials, *Meccanica* Vol. 24, , pp.150-162.
- DOHERTY K., LAM N., GRIFFITH M., WILSON J., 2000. The modeling of earthquake induced collapse of unreinforced masonry walls combining force and displacement principals. *12th Word Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zeland.
- DOHERTY K., GRIFFITH M.C., LAM N., WILSON J., 2002. Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.31, no.7, pp.833-850.
- DOLCE M., MASI A., MARINO M., MORONI C., VONA M., 2001. Una procedura di normalizzazione del danno per la valutazione degli effetti di

- amplificazione locale. *X Convegno nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia*, Potenza, Italia.
- DOLCE M., MASI A., MARINO M., VONA, M., 2003. Earthquake Damage Scenario of the Building Stock of Potenza (Southern Italy) Including Site Effects. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol.1, pp.115–140.
- DOLCE M., MASI A., SAMELA C., SANTARSIERO G., VONA M., ZUCCARO G., CACACE F., PAPA F., 2004. Esame delle caratteristiche tipologiche e del danneggiamento del patrimonio edilizio di San Giuliano di Puglia. *XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Genova, Italia.
- FACCIOLI E., PESSINA V., CALVI G.M., BORZI B., 1999. A study on damage scenarios for residential buildings in Catania city, *Journal of Seismology*, Vol. 3, no.3.
- FERRIS M., TIN-LOI F., 2001. Limit analysis of frictional block assemblies as a mathematical program with complementarity constraints. *International Journal of Mechanical Sciences*, Vol.43, pp.209–224.
- GAMBAROTTA L., LAGOMARSINO S., 1997. Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls, Part II: the continuum model and its applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, no.4, pp.441-462.
- GIORDANO A., MELE E., DE LUCA A., 2002. Modelling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study. *Engineering Structures*, Vol 24, pp.1057–1069.
- GIUFFRÈ A., 1993. Efficacia delle tecnologie storiche in area sismica 145-150. *Sicurezza e conservazione dei centri storici in area sismica, il caso Ortigia*, p. Bari: Laterza.
- GIUFFRÈ A., CAROCCI C., DE FELICE G., TOCCI C., 1994. Actuality and modeling of historical masonry. *US-Italian Workshop on: Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings*, Pavia, Italia, pp. 1-17.
- GIUFFRÈ, A., 1995. L'intervento strutturale quale atto conclusivo di un approccio multidisciplinare. Quaderni ARCo – Restauro, Storia e Tecnica, Roma , pp. 5-16.

- GRIFFITH M.C., MAGENES G., MELIS G., PICCHI L., 2003. Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation. *Journal of Earthquake Engineering* 7 (Special Issue 1), pp.141-169.
- GRIFFITH M.C., MAGENES G., MELIS G., PICCHI L., 2003. Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.7(SPEC. 1), pp.141-169.
- GRIFFITH M.C.; LAM N.T.K., WILSON J.L., DOHERTY K., 2004. Experimental Investigation of Unreinforced Brick Masonry Walls in Flexure. *J. Struct. Eng.*, Vol.130, pp.423-432.
- GRIFFITH M.C., VACULIK J., LAM N.T.K., WILSON J., LUMANTARNA E., 2007. Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.36, no.6, pp. 801-821.
- IGUSA T., DER KIUREGHIAN A., 1985. Dynamic response of multiply supported secondary systems. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 111, pp.20-41.
- ISHIYAMA Y., 1984. Criteria for overturning of rigid bodies by sinusoidal and earthquake excitations. *8th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 267-274.
- ISHIYAMA Y., 1982. Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.10, pp.635-650.
- KANEKO M., HAYASHI Y, 2004. A proposal for simple equations to express a relation between overturning ratios of rigid bodies and input excitations. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
- KAPPOS A. J., PENELIS G. G., DRAKOPOULOS C. G., 2002. Evaluation of simplified models for lateral load analysis of unreinforced masonry buildings. *J. Struct. Eng.*, Vol. 128, no.7, pp.890-897.
- KOOHARIAN A., 1952. Limit analysis of Voussoir and Concrete Arches, *ACI Journal*, Vol. 49.

- KRABBENHOFT K, LYAMIN AV, HJIAJ M, SLOAN SW., 2005. A new discontinuous upper bound limit analysis formulation. *Internat J Numer Methods Engrg*, Vol 63, pp.1069–88.
- KRSTEVSKA L., TASHKOV L., GRAMATIKOV K., LANDOLFO R., MAMMANA O., PORTIOLI F., ET AL., 2008. Shaking table tests on the large scale model of Mustafa Pasha
- LAGOMARSINO S., PODESTÀ S., 2004. Damage and vulnerability assessment of churches after the 2002 Molise, Italy, earthquake. *Earthquake Spectra*, Vol.20, pp.271–283.
- LAGOMARSINO S., PODESTÀ S., 2004. Seismic vulnerability of ancient churches: I. Damage assessment and emergency planning. *Earthquake Spectra*, Vol.20, no.2, pp.377–394.
- LAGOMARSINO S., PODESTÀ S., 2004. Seismic vulnerability of ancient churches: II. Statistical analysis of surveyed data and methods for risk analysis. *Earthquake Spectra*, Vol.20, no.2, pp.395–412.
- LAGOMARSINO S., RESEMINI S., 2009. The assessment of damage limitation state in the seismic analysis of monumental buildings. *Earthquake Spectra*, Vol.25, no.2, pp.323–346.
- LANG K., BACHMANN H., 2004. On the seismic vulnerability of existing buildings: a case study of the city of Basel. *Earthquake Spectra*, Vol. 20, no.1, pp. 43–66.
- LEE S.J., PANDE G.N., MIDDLETON J., KRALJ B., 1996. Numerical modelling of brick masonry panels subject to lateral loading. *Computers and Structures*, Vol.31, pp.473–479.
- LOURENÇO P., DE BORST R., ROTS J., 1997. A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. *Internat J Numer Methods Engrg*, Vol.40, pp.4033–57.
- LOURENÇO P.B., ROTS J., BLAAUWENDRAAD J., 1998. Continuum model for masonry: Parameter estimation and validation. *J Struct Engrg, ASCE*, Vol.124, no.6, pp. 642–52.
- LOURENÇO P.B., MENDES N., RAMOS L.F., OLIVEIRA D.V., 2011. Analysis of masonry structures without box behavior. *International Journal of Architectural Heritage*, Vol. 5, pp.369-382.

- LUCCHESI M., ZANI N., 2003. Some explicit solutions to plane equilibrium problem for no-tension bodies. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol.16, No. 3, pp.295-316.
- MACORINI L., IZZUDDIN BA., 2011. A non-linear interface element for 3D mesoscale analysis of brick-masonry structures. *Int J Numer Method Eng*, Vol.85, pp.1584–608.
- MAKRIS N., KOSTANTINIDIS D., 2003. The rocking spectrum and the limitations of practical design methodologies. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, pp.265-289.
- MAGENES G., PENNA A., 2009. Existing Masonry buildings: code issues and method of analysis and assessment. *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop*. Cosenza (ed), pp.185-198.
- MAGENES G., PENNA A., 2011. Seismic design and assessment of masonry buildings in Europe: recent research and code development issue. *9th Australasian Masonry Conference*. Queenstown, New Zeland.
- MALLARDO V., MALVEZZI R., MILANI E., MILANI G., 2008. Seismic vulnerability of historical masonry buildings: A case study in Ferrara. *Engineering Structures*, Vol. 30, pp.2223–2241.
- MARTINI K., 1997. Finite element studies in the out-of-plane failure of unreinforced masonry. *7th Int. Conf. on Computing in Civil and Building Engineering*, Vol. 1, Seoul, Korea, pp. 179–184.
- MEISL C.S., ELWOOD K.J., VENTURA C.E., 2007. Shake table tests on the out-of-plane response of unreinforced masonry walls. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.34, no.11, pp.1381-1392.
- MILANI G., LOURENCO P.B., TRALLI A., 2006. Homogenised limit analysis of masonry walls, Part I: failure Surfaces. *Computers and Structures*, Vol 84, pp.166-180.
- MILANI G., LOURENCO P.B., TRALLI A., 2006. Homogenised limit analysis of masonry walls, Part II: Structural examples. *Computers and Structures*, Vol 84, pp.181-195.
- MILANI G, LOURENCO P.B., TRALLI A., 2006. A homogenization approach for the limit analysis of out-of-plane loaded masonry walls. *Journal of Structural Engineering*, Vol.132, No.10, p. 1650–63.

- MILANI G., LOURENCO P.B., TRALLI A., 2007. 3D homogenized limit analysis of masonry buildings under horizontal loads. *Engineering Structures*, Vol. 29, pp.3134-3148.
- MAKRODIMOPOULOS A., MARTIN,C.M., 2006. Lower bound limit analysis of cohesive-frictional materials using second-order cone programming. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 66, no.4, pp. 604–634.
- MILANI G., LOURENCO P.B., TRALLI A., 2006. Homogenised limit analysis of masonry walls. Part I: failure surfaces. *Computers and Structures*, Vol. 84, no.(3-4), pp. 181–195.
- MILANI G., LOURENCO P.B., TRALLI A., 2006. Homogenization approach for the limit analysis of out-of-plane loaded masonry walls. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, no.10, pp. 1650–1663.
- ORDUNA A., LOURENCO P.B., 2005. Three-dimensional limit analysis of rigid blocks assemblages. Part I: torsion failure on frictional joints and limit analysis formulation. *International Journal for Solids and Structures*, Vol.42, no.(18–19), pp. 5140–5160.
- PAGANONI S., D'AYALA D., 2009. Development and Testing of Dissipative Anchor Devices for the Seismic Protection Of Heritage Buildings. *ANCER Workshop*, Urbana-Champaign, USA.
- PAQUETTE J., BRUNEAU M., 2000. Pseudo-dynamic testing of an unreinforced masonry buildings with flexible diaphragm. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- PEÑA F., PRIETO F., LOURENÇO P.B., CAMPOS COSTA A., LEMOS J.V. ,2007. On the dynamics of rocking motion of single rigid-block structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 36, pp.2383-2399.
- PEÑA F., LOURENÇO P. B., MENDES N., OLIVEIRA D. V., 2010. Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower. *Engineering Structures*, Vol. 32, no.5, pp.1466–1478.
- POLITOPOULOS I, 2010. Floor Spectra of MDOF Nonlinear structures. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 14, no. 5, pp.726-742.
- PRAGER W., An introduction to Plasticity, USA, Wesley Pucl., 1959.



- RESEMINI S., LAGOMARSINO S., CAUZZI C., 2008. Dynamic response of docking masonry elements to long period strong ground motion. *14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- RESTREPO-VELEZ L.F., MAGENES G., 2004. Simplified Procedure For The Seismic Risk Assessment Of Unreinforced Masonry Buildings. *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
- ROMANO G., ROMANO M., 1985. Elastostatics of structures with unilateral conditions on strains and displacements, *CISM*, Ravello.
- SANDOVAL C., ROCA P., BERNAT E., GIL L., 2011. Testing and numerical modelling of buckling failure of masonry walls. *Construction Building Material*, Vol.25, pp.4394–402.
- SHENTON H.W., 1995. Criteria for initiation of slide, rock, and slide rock rigid-body modes. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.122, no.7, pp.690–693.
- SINHA B.P., 1980. An ultimate load analysis of laterally loaded brickwork panels. *International Journal of Masonry Construction*, Vol.1, no.2, pp.57-61.
- SIMSIR C., M.A. ASCHHEIM, ABRAMS D.P., 2004. Out-Of-Plane Dynamic Response Of Unreinforced Masonry Bearing Walls Attached To Flexible Diaphragms. *13<sup>th</sup> World Conference On Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
- SINGH M.P., SHARMA A.M., 1985. Seismic floor spectra by mode acceleration approach. *J.Eng. Mech*, Vol.111, pp.1402-1419.
- SINHA B.P., HENDRY A.W., 1971. The stability of a five-storey brickwork cross-wall structure following the removal of a section of main load-bearing wall. *Struct Eng*, Vol.49, pp.467–74.
- SINHA P, MALLICK S.K., 1986. Behaviour of model brickwork facade wall under lateral loading. *Masonry International*, Vol.8, pp.8-16.
- SINHA B.P., PEDRESCHI R.F., 1997. Failure criterion and behavior of brickwork in biaxial bending. *J Mater Civ Eng*, Vol.9, no.2.
- SLOAN S.W., 1988. Lower bound limit analysis using finite element and linear programming. *Int J Anal Meth Geomech*, Vol.12, pp.61-77.

- SLOAN S.W., KLEEMAN P.W., 1995. Upper bound limit analysis using discontinuous velocity fields. *Comput Meth Appl Mech Eng*, Vol. 127, no.(1-4), pp.293-314.
- SORRENTINO L., MASIANI R., DECANINI L.D., 2006. Overturning of rocking rigid bodies under transient ground motion. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol 22, no 3, pp. 293-310.
- SORRENTINO L., KUNNATH S., MONTI G., SCALORA G., 2008. Seismically induced one sided rocking response of unreinforced masonry façades. *Engineering Structures*, Vol. 30, pp.2140-2153.
- SPENCE R., D'AYALA D., 1999. Damage Assessment and Analysis of the 1997 Umbria-Marche Earthquakes. *Structural Engineering International*, Vol. 9, no. 3, pp.229-233.
- SUAREZ L.E., SINGH M.P., 1989. Floor spectra with Equipment-Structure-Equipment Interaction Effects. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 111, pp.247-264.
- SUTCLIFFE D.J., YU H.S., PAGE A.W., 2001. Lower bound limit analysis of unreinforced masonry shear walls. *Computers and Structures*, Vol. 79, pp.1295-1312.
- SUTCLIFFE D.J., YU H.S., PAGE A.W., 2001. Lower bound limit analysis of unreinforced masonry shear walls. *Computers and Structures*, Vol. 79, pp.1295-1312.
- THEODOSSOPOULOU D., SINHA, B., 2012. A review of analytical methods in the current design processes and assessment of performance of masonry structures, *Construction and Building Materials*.
- TONDELLI M., ROTA M., PENNA A., MAGENES G., 2012. Evaluation of Uncertainties in the Seismic Assessment of Existing Masonry Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.16, pp.36-64.
- WINKLER T, MEGURO K., YAMAZAKI F., 1995. Response of rigid body assemblies to dynamic excitation. *Earthquake Engineering Structures*, Vol. 24, pp.1389-1408.
- YI T., MOON F.L., LEON, R.T., KAHN, L. F., 2006. Lateral load tests on a two story unreinforced masonry building. *J. Struct. Eng.*, Vol.132, no.5, pp.643-652.

YIM C.S., CHOPRA A.K., PENZIEN J., 1980. Rocking response of rigid blocks to earthquakes. Report No. UCB=EERC, Earthquake Engineering Research Center, University of California.

VILLAVARDE R., 1986. Simplified seismic analysis of secondary systems. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 112, pp.588-604.

### Sitografia

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV): [www.ingv.it](http://www.ingv.it)

Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura: <http://www.regione.molise.it/web/grm/sis.nsf>

Schede tecniche illustrative meccanismi di collasso: <http://terremotoabruzzo09.itc.cnr.it>,

Protezione Civile Nazionale: [www.protezionecivile.gov.it](http://www.protezionecivile.gov.it)

Direzione Regionale Paesaggio Belle Arti Architettura e Arte Contemporanea, MiBAC : <http://www.benitutelati.it>

Spettri-NTC ver1.0.3: <http://www.cslp.it>

Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi: Milano L., Mannella A., Morisi C., Martinelli A. Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni. Protezione Civile Nazionale, reluis: [http://www.cata.unich.it/sisma/files/0.Schede\\_Meccanismi\\_collasso.pdf](http://www.cata.unich.it/sisma/files/0.Schede_Meccanismi_collasso.pdf)



# Parte VII. Apparati

## Glossario tecnico

## Glossario tecnico

**Accelerazione di picco al suolo:** valore massimo dell'accelerazione prodotta dal moto sismico, direttamente legata al massimo movimento orizzontale del terreno.

**Accelerogramma:** andamento delle accelerazioni nel tempo durante un evento sismico.

**Adeguamento sismico:**insieme di opere necessarie per rendere l'edificio atto a resistere ad azioni di progetto equivalenti a quelle previste per le nuove costruzioni.

**Aggregati edilizi:** serie di edifici affiancati e contigui.

**Ammorsamento:** grado di connessione e collegamento fra elementi strutturali verticali o elementi strutturali verticali ed orizzontali.

**Analisi cinematica:** analisi dei possibili atti di moto rigido del sistema strutturale.

**Analisi limite:** determinazione del carico di collasso di una struttura.

**Analisi tensionale:** analisi dello stato di tensione del sistema strutturale.

**Azione sismica:** azione che nasce sulle strutture per effetto di uno scuotimento del suolo causato dalla propagazione di onde sismiche.

**Cerniera cilindrica:** polo di rotazione attorno al quale il blocco murario ruota fuori dal proprio piano.

**Cinematismo:** meccanismo di collasso di un corpo rigido attivato per effetto dell'azione sismica.

**Classificazione sismica:** suddivisione del territorio in specifiche aree caratterizzate da un comune rischio sismico.

**Coefficiente di smorzamento:** coefficiente che tiene conto del progressivo smorzamento del moto oscillatorio per effetto dei fenomeni di attrito e che dipende dal tipo di materiale, tipologia strutturale e terreno di fondazione.

**Comportamento scatolare:** comportamento "a scatola" di una struttura dotata di efficaci collegamenti fra le pareti murarie e pareti murarie ed orizzontamenti in grado di evitare meccanismi di collasso locali e meccanismi di collasso fragili.

**Corpo fragile:** corpo, quale la pietra, che si comporta pressoché elasticamente fino alla rottura.

- Corpo rigido:** oggetto soggetto al vincolo di rigidità, ossia oggetto che non subisce deformazioni.
- Disgregazione muraria:** assenza di comportamento monolitico della parete muraria che si “sfalda” provocando espulsione di parte del materiale o dell’intero spessore del muro.
- Epicentro:** punto sulla superficie terrestre posto sulla verticale dell’ipocentro.
- Fascia di piano:** elemento murario posto sopra e sotto le aperture.
- Fattore di confidenza:** coefficiente che caratterizza il grado di incertezza relativo all’edificio in esame.
- Fattore di struttura:** fattore di riduzione dello spettro di risposta elastico che dipende dalla tipologia strutturale.
- Fessura:** v.lesione.
- Ipocentro:** punto ideale all’interno della terra che rilascia energia e da cui si propagano le onde sismiche.
- Lesione:** manifestazione esteriore sensibile dei dissesti sotto forma di deformazione, oppure di fessurazione o, infine di deformazione e di fessurazione coesistenti nello stesso organismo murario.
- Malta:** materia glutinosa che avvolge le pietre e le tiene saldamente aderenti l’una all’altra.
- Martellamento:** fenomeno distruttivo di urto fra edifici contigui non sufficientemente distanziati causato dall’evento sismico.
- Maschio murario:** elemento murario posto a fianco delle aperture.
- Massa partecipante:** massa dell’edificio eccitata durante la vibrazione dell’edificio stesso soggetto ad accelerazione sismica.
- Mattone cotto:** mattone costituito da pietre artificiali, diverso dal mattone crudo anche per dimensioni e forma.
- Mattone crudo:** mattone di terra costituito da argille disseccate all’aria ed indurite per l’azione del sole.
- Meccanismo composto:** meccanismo di ribaltamento di parete muraria e partecipazione al meccanismo di cunei trasversali alla parete muraria.
- Meccanismo di danno:** meccanismo locale o globale che si innesca in seguito a carenze strutturali e vulnerabilità specifiche.
- Meccanismo di dissesto:** v. Meccanismo di danno.
- Meccanismo globale:** meccanismo di collasso che riguarda ampie porzioni dell’edificio.

- Meccanismo locale:** meccanismo di collasso che riguarda porzioni limitate dell'edificio.
- Meccanismo semplice:** meccanismo di ribaltamento di singola parete muraria.
- Miglioramento sismico:** interventi finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.
- Moltiplicatore di collasso:** moltiplicatore dei carichi agenti sulla struttura che ne provoca il collasso.
- Muro:** ammasso artefatto di pietre ordinate in modo che ne risulti un solido di figura e dimensioni determinate.
- Orizzontamento:** elemento strutturale a sviluppo orizzontale, solaio.
- Oscillatore semplice ad un grado di libertà:** schematizzazione di un sistema strutturale attraverso un corpo rigido di data massa e vincolato nel piano ad una molla elastica di data rigidezza.
- Periodo proprio della struttura:** periodo necessario alla massa di un corpo rigido per compiere un'oscillazione completa.
- Pietra:** materiale naturale e artefatto di cui si compongono i muri.
- Principio dei lavori virtuali:** principio secondo il quale il lavoro "fittizio" svolto dalle forze esterne agenti su un corpo eguaglia il lavoro "fittizio" svolto dalle forze interne.
- Progettazione antisismica:** approccio progettuale che prevede adeguate prestazioni strutturali per determinati livelli di intensità dell'azione sismica.
- Resistenza meccanica:** massimo sforzo che il generico materiale è in grado di sopportare prima della sua rottura.
- Rischio sismico:** conseguenze di un potenziale danno derivante da eventi sismici.
- Schiacciamento:** contrazione nella direzione del carico e contemporanea dilatazione nelle direzioni normali.
- Sisma:** rapido movimento della superficie terrestre che genera onde sismiche dovuto al brusco rilascio dell'energia accumulata all'interno della terra.
- Solaio isostatico:** solaio caratterizzato da uno schema statico isostatico, ad esempio solaio semplicemente appoggiato.
- Spettro di risposta:** diagramma di accelerazione, velocità o spostamento massimi di un insieme di oscillatori semplici funzione della frequenza propria degli oscillatori stessi, per una particolare registrazione dell'accelerazione al suolo di un terremoto.



**Tempo di ritorno:** tempo medio intercorrente tra il verificarsi di due eventi successivi di entità uguale o superiore ad un valore di assegnata intensità.

**Uplift:** spostamento verticale.

**Vulnerabilità sismica:** propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello a fronte di un evento sismico di una data intensità.

*Alla mia famiglia*

## Ringraziamenti

Desidero ringraziare tutte le persone che mi sono state di prezioso aiuto e sostegno nella realizzazione di questo lavoro di tesi.

In primo luogo ringrazio il prof. Carlo Blasi che mi ha permesso di avvicinarmi ad un argomento così interessante, mettendomi a disposizione le sue preziose conoscenze ed il prof. Aldo De Poli per aver seguito con interesse il mio percorso formativo.

Ringrazio di cuore la prof.ssa Beatrice Belletti per la fiducia che sempre riposto nei miei confronti, per l'appoggio che mi ha dato in ogni occasione, per gli insegnamenti che mi ha trasmesso e per aver condiviso con me tutte le esperienze di questi anni con passione ed entusiasmo.

Un sentito e doveroso ringraziamento va al prof. Ivo Iori per il sincero sostegno e la disponibilità dimostrata nei miei confronti in questi anni.

Ringrazio tutte le persone che mi sono state di aiuto e che hanno contribuito attivamente alla realizzazione di questa ricerca, in particolare Eva, Federica O., Laura, Federica B., Alessandro e Davide.

Ringrazio inoltre la Direzione Regionale per i Beni Culturali e Paesaggistici dell'Emilia Romagna per aver concesso l'utilizzo dei dati per la ricerca svolta.

Il più affettuoso ringraziamento va alla mia famiglia: mamma, papà e Paolo, per l'amore che mi dimostrano ogni giorno e senza il quale non riuscirei a raggiungere i miei traguardi.

