

POLITECNICO DI TORINO

Facoltà di Ingegneria

Corso di laurea in Ingegneria Civile

Tesi di laurea magistrale

Vulnerabilità sismica delle opere strutturali in muratura

Manica Lunga del castello di Rivoli



Relatore: Ing. Donato Sabia

Candidato: Luca Sciroccale

Luglio 2018

Ringraziamenti

Il mio lavoro di questi mesi è dedicato a:

Alla mia famiglia

Ai miei amici più fidati del “Branco”

Ai miei veri compagni di viaggio

Ai miei “colleghi” di lavoro

Ad una persona speciale

E a tutti i professori che non hanno mai creduto in me fino a questo risultato

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE

- 1.1 La muratura
- 1.2 Percorso introduttivo alle norme

2. VULNERABILITA' SISMICA NTC 2008

- 2.1 Valutazione della sicurezza
- 2.2 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento
- 2.3 Azioni sulle costruzioni
- 2.4 Azione sismica
 - 2.4.1 Parametri
 - 2.4.2 Stati limite
 - 2.4.3 Sottosuolo
 - 2.4.4 Valutazione dell'azione sismica
 - 2.4.5 Combinazione dell'azione sismica
 - 2.4.6 Progettazione per azioni sismiche
 - 2.4.7 Modellazione sismica e azione sismica
 - 2.4.8 Metodi di analisi e di verifica
 - 2.4.9 Costruzioni esistenti
 - 2.4.10 Costruzioni esistenti in muratura
 - 2.4.11 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

3. VULNERABILITA' SISMICA NTC 2018

3.1 Capitolo 4 delle NTC 2018 costruzioni civili e industriali

- 3.1.1 Introduzione
- 3.1.2 Murature
- 3.1.3 Caratteristiche meccaniche delle murature
- 3.1.4 Organizzazione strutturale
- 3.1.5 Analisi strutturale
- 3.1.6 Verifiche
- 3.1.7 Resistenza di progetto
- 3.1.8 Verifiche agli stati limite
- 3.1.9 Verifiche agli stati limite di esercizio

3.2 Capitolo 7 delle NTC 2018 progettazione per le azioni sismiche

- 3.2.1 Generalità
- 3.2.2 Requisiti nei confronti degli stati limite
- 3.2.3 Criteri generali di progettazione e modellazione
 - 3.2.3.1 Caratterizzazione generale delle costruzioni
 - 3.2.3.2 Comportamento strutturale
 - 3.2.3.3 Classi di duttilità

- 3.2.3.4 Zone dissipative e relativi dettagli costruttivi
- 3.2.4 Criteri di progettazione di elementi strutturali secondari ed elementi non strutturali
 - 3.2.4.1 Elementi secondari
 - 3.2.4.2 Elementi costruttivi non strutturali
- 3.2.5 Analisi lineare o non lineare
 - 3.2.5.1 Analisi lineare
 - 3.2.5.2 Analisi non lineare
- 3.2.6 Analisi dinamica o statica
- 3.2.7 Analisi lineare dinamica o statica
- 3.2.8 Valutazione degli spostamenti della struttura
- 3.2.9 Analisi non lineare dinamica
- 3.2.10 Analisi non lineare statica
- 3.2.11 Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità di tipo spaziale del moto
- 3.2.12 Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite
 - 3.2.12.1 Elementi strutturali (ST)
- 3.2.13 Costruzioni di muratura
 - 3.2.13.1 Premessa
 - 3.2.13.2 Materiali
- 3.2.14 Modalità costruttive e fattori di comportamento
- 3.2.15 Metodi di analisi
 - 3.2.15.1 Analisi lineare statica
 - 3.2.15.2 Analisi dinamica modale
 - 3.2.15.3 Analisi statica non lineare
 - 3.2.15.4 Analisi dinamica non lineare
- 3.2.16 Verifiche di sicurezza
- 3.2.17 Costruzioni di muratura ordinaria
 - 3.2.17.1 Verifiche di sicurezza

3.3 Capitolo 8 delle NTC 2018 costruzioni in zona sismica

- 3.3.1 Oggetto
- 3.3.2 Criteri generali
- 3.3.3 Valutazione della sicurezza
- 3.3.4 Classificazione degli interventi
- 3.3.5 Riparazione o intervento locale
- 3.3.6 Intervento di miglioramento
- 3.3.7 Intervento di adeguamento
- 3.3.8 Caratterizzazione meccanica dei materiali
- 3.3.9 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza
- 3.3.10 Materiali

- 3.3.11 Progettazione degli interventi in presenza di azioni sismiche
- 3.3.12 Costruzioni di muratura

4. LINEE GUIDA PER LA VALUTAZIONE E LA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO DEL PATRIMONIO CULTURALE CON RIFERIMENTO ALLE NTC08

4.1 Requisiti di sicurezza e conservazione

4.2 Conoscenza del manufatto

- 4.2.1 Identificazione della costruzione
- 4.2.2 Caratterizzazione funzionale dell'edificio e dei suoi spazi
- 4.2.3 Rilievo geometrico
- 4.2.4 Analisi storica degli eventi e degli interventi subiti
- 4.2.5 Rilievo materico e costruttivo e lo stato di conservazione
- 4.2.6 Caratterizzazione meccanica dei materiali
- 4.2.7 Fattore di confidenza

4.3 Modelli per la valutazione della sicurezza sismica

- 4.3.1 Comportamento sismico delle costruzioni storiche
- 4.3.2 LV1-Modelli meccanici semplificati
- 4.3.3 LV2-Valutazione sui singoli macroelementi
- 4.3.4 LV3-Valutazione complessiva della risposta sismica
- 4.3.5 Modello semplificato LV1 per palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi

5. MURATURE: RESISTENZE E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Murature naturali

5.2 Murature artificiali

5.3 Resistenze caratteristiche di compressione e taglio

6. ELEMENTI STRUTTURALI NELLE MURATURE

6.1 Travi e carichi di tipo concentrato sulla muratura

6.2 Archi di muratura

7. TIPOLOGIE DI INTERVENTO MIGLIORATIVO PER STRUTTURE VERTICALI

7.1 Iniezioni di malte leganti

7.2 Diatoni

7.3 Tiranti antiespulsivi

7.4 Intonaci armati

7.5 Rinforzi di placcaggio con materiale fibrorinforzato

7.6 Cordolature

7.7 Ripristino cuci-scuci

7.8 Tiranti e catene

8. MANICA LUNGA CASTELLO DI RIVOLI

8.1 Storia dell'edificio

- 8.2 Inquadramento della struttura
- 8.3 Sottosuolo
- 8.4 Prove sui materiali e valori di resistenza
- 8.5 Conoscenze geometriche
- 8.6 Modellazione
- 8.7 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza
- 8.8 Carichi di progetto

9. ANALISI

- 9.1 Analisi di LV1
- 9.2 Analisi di LV3 (Pushover)
- 9.3 Analisi dinamica modale

10. PROGETTO DI RINFORZO

- 10.1 Introduzione
- 10.2 Analisi e risultati
- 10.3 Calcolo del rinforzo
- 10.4 Verifiche

11. CONCLUSIONI

INTRODUZIONE

1.1 La muratura

Le opere murarie che chiamiamo semplicemente “murature” pur avendo origini antichissime, ancora oggi trovano largo impiego nelle costruzioni civili per la loro semplicità esecutiva, durabilità e affidabilità.

Sebbene il laterizio delle opere murarie venga soprattutto utilizzato ai giorni nostri come elemento di chiusura per pareti verticali, senza assolvere funzioni portanti, esso ha rappresentato nel corso della storia delle costruzioni un importante strumento strutturale.

Un esempio non lontano del suo utilizzo è ben rappresentato sia dai centri storici delle città, sia dai manufatti rurali disseminati in gran parte del territorio nazionale.

La costruzione ex novo di edifici realizzati con questo materiale è diminuita moltissimo, per motivi facilmente comprensibili. Infatti, limitazioni architettoniche, costi elevati dei materiali, mancanza di manodopera specializzata, hanno fatto sì che oggi ci si limiti ad interventi localizzati, atti a migliorare le prestazioni strutturali.

Riferendoci alle normative vigenti, con il termine “recupero” si possono intendere due grandi categorie di interventi:

“**Miglioramento**”, qualora si effettui “l’esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell’edificio con lo scopo di conseguire un maggiore grado di sicurezza senza, peraltro, modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale”;

“**Adeguamento**”, qualora si effettui “l’esecuzione di particolari interventi atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle stesse norme tecniche.

“**Riparazioni o interventi locali**”, sono quegli interventi che interessano elementi isolati, migliorandone le condizioni di sicurezza preesistenti e senza modificare quello che è il comportamento globale della struttura.

Se si realizza uno dei primi due recuperi, la struttura dovrà poi essere sottoposta a collaudo statico.

La muratura è un materiale dotato di proprietà strutturali difficili da identificare, essendo un materiale eterogeneo ha senso parlare delle sue caratteristiche meccaniche solo se si attribuiscono a queste un valore indicativo, medio, adatto a schemi codificati di calcolo.

Come tutte le strutture, anche le opere murarie devono garantire la sicurezza del manufatto in caso di eventi sismici. Le recenti norme che descrivono le varie tipologie di intervento necessarie per garantire la sicurezza legata alle azioni orizzontali, prevedono un dettagliato livello di conoscenza della costruzione, il quale va ad incidere in modo sostanziale sulla verifica della sicurezza strutturale.

1.2 Percorso introduttivo alle norme

Il 20 marzo 2003 con l'entrata in vigore dell'ordinanza n.3274, si stabilisce la necessità di effettuare le verifiche sismiche sugli edifici strategici e rilevanti. Ponendo l'attenzione sulla necessità di tutelare dal punto di vista sismico il patrimonio culturale del nostro paese.

A partire dal 2005 si definisce una collaborazione istituzionale tra il Dipartimento della protezione civile e il ministero per i beni e le attività culturali- Dipartimento per i beni culturali e paesaggistici con lo scopo di realizzare delle Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico degli edifici.

Il contenuto delle Linee guida viene sottoposto al giudizio del Consiglio superiore dei lavori pubblici che viene approvato con un'assemblea nel Luglio 2006, con l'accortezza di introdurre alcune modifiche in modo da rendere il tutto compatibile con le Norme tecniche per le costruzioni del settembre 2005.

Nel marzo 2007 si sceglie di emanare la Linee guida attraverso una Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, tale direttiva dopo essere stata sottoposta a giudizio della conferenza Unificata viene infine approvata nella seduta del 20 settembre 2007; il 12 ottobre 2007 è firmata dal Presidente del Consiglio dei Ministri, registrata alla Corte dei Conti il 20 dicembre 2007 ed infine pubblicata nel supplemento ordinario n.25 della gazzetta ufficiale n.24 del gennaio 2008.

Nello stesso lasso di tempo vengono emanate le Nuove Norme Tecniche per le costruzioni del 14 gennaio 2008.

Il contenuto di questi documenti risulta sostanzialmente lo stesso, vengono inserite alcune modifiche riguardanti i paragrafi 3 e 4 del capitolo 2 ("Requisiti di sicurezza e conservazione"): Stati limite di riferimento per i beni culturali, e livelli di sicurezza sismica.

L'8 febbraio 2010 viene emanato un documento dal titolo: Schema di direttiva del Presidente del Consiglio inerente l'allineamento delle "Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" alle Nuove Norme Tecniche sulle costruzioni. Dopo essere stato sottoposto all'analisi del Consiglio superiore dei lavori pubblici viene istituita un'apposita "Commissione relatrice" per l'analisi del documento e dei necessari approfondimenti. Si giunge all'approvazione del testo definitivo il 23 luglio 2010.

In aggiunta alle indicazioni fornite da tale documento, il Consiglio superiore esprime il proprio parere con queste parole: "Si rammenta altresì che l'Ordinanza del Presidente del Consiglio - dipartimento per la protezione civile - n.3274/03, all'articolo 2, comma 3, prevede che entro 5 anni (termine prorogato al 31 dicembre 2010 dall'art.20 della L. 31 del 28 febbraio 2008) si proceda alla verifica sismica sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli

edifici ed opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso”.

Il Decreto del presidente del consiglio dei ministri del 21 ottobre 2003 elenca nel dettaglio le tipologie di strutture di competenza statale definite precedentemente: molte delle strutture appartenenti alla prima categoria sono manufatti tutelati e, nell’ambito della seconda categoria, sono esplicitamente indicati gli “edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche chiese)”. In pratica le verifiche così definite andranno ad interessare la quasi totalità del patrimonio tutelato.

Le NTC 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) sono state pubblicate in Gazzetta Ufficiale il 20 febbraio del 2018, con riferimento al decreto del ministero delle Infrastrutture del 17 gennaio 2018. Le NTC sono entrate in vigore 30 giorni dopo, cioè il 22 marzo 2018. Tali norme sono composte da due parti: decreto (tre articoli più un allegato da 12 capitoli) e circolare, che deve essere ancora pubblicata.

L’aspetto innovativo di tali norme riguarda sicuramente i materiali, modificando il capitolo 11 che va così a recepire le disposizioni dell’Unione Europea sulla libera circolazione dei prodotti da costruzione. Vengono poi introdotti alcuni cambiamenti puntuali nelle formule (ad esempio il calcolo del taglio nel §4.1.2.3). Questa nuova versione delle NTC risulta essere ancora più aderente agli Eurocodici. Il Consiglio Superiore dei lavori Pubblici ha pubblicato la prima Circolare riguardante l’applicazione del Decreto, le procedure autorizzative e di qualificazione del servizio tecnico centrale, in particolare su prodotti e materiali da costruzione. Le NTC 2018 individuano gli indici minimi di vulnerabilità sismica che dovranno essere raggiunti in caso di miglioramento degli immobili storici e di adeguamento degli edifici scolastici esistenti.

Il decreto delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni, all’articolo 2, contiene anche le indicazioni sull’applicazione delle regole tecniche nella fase di transizione, a seconda dello stato di avanzamento del progetto: sono ancora applicabili le vecchie NTC del 2008, a progetti affidati e contratti firmati, solo per le opere pubbliche che si concludono entro cinque anni dalla data di entrata in vigore delle nuove NTC, cioè entro 22 marzo 2023. Per le opere private le cui parti strutturali sono ancora in corso di esecuzione o per le quali, prima della data di entrata in vigore delle nuove Norme tecniche per le costruzioni, è stato depositato il progetto esecutivo, si possono continuare ad applicare le vecchie Norme tecniche per le costruzioni del 2008, fino alla fine dei lavori e al collaudo statico. L’analisi che andremo a trattare in questa tesi terrà quindi in considerazione di tutti i testi prima elencati, e delle indicazioni contenute all’interno delle CNR-DT 212/2013 in modo da realizzare l’analisi sismica secondo quella che è di fatto la normativa vigente. Viene pertanto fornita nei prossimi capitoli una visione schematica e riassuntiva dei contenuti più importanti delle suddette norme.

2 VULNERABILITÀ SISMICA NTC 2008

I criteri generali necessari per la realizzazione o per la verifica di una struttura sono definiti con cura all'interno dei seguenti capitoli delle NTC 2008:

- Capitolo 2 “Sicurezza e prestazioni attese”
- Capitolo 3 “Azioni sulle costruzioni”
- Capitolo 7 “Progettazione per le azioni sismiche”
- Capitolo 8 “Costruzioni esistenti”
- Appendice al capitolo 8

La realizzazione di un'opera strutturale deve rispettare in primo luogo un livello di sicurezza aderente alle leggi. Per garantire il livello di prestazione adeguato si richiede che la struttura rispetti i seguenti livelli di “Stato Limite”, definito come una qualsiasi condizione superata la quale, l'opera non è più in grado di soddisfare i requisiti per la quale è stata progettata.

2.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Vengono definiti i seguenti criteri di sicurezza:

- *Sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita dei beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *Sicurezza nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *Robustezza nei confronti delle azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto alle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Nel momento in cui si effettua l'analisi di un edificio già esistente si fa riferimento a livelli di sicurezza differenti che permettono talvolta di considerare solo gli stati limite ultimi.

Le NTC 08 definiscono i seguenti stati limite:

SLU:

- a) Perdita di equilibrio di una struttura o di una sua parte; (SLU)
- b) Spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) Raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) Raggiungimento della massima capacità portante di resistenza della struttura nel suo insieme;
- e) Raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- f) Rottura di membrane e collegamenti per fatica;

- g) Rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- h) Instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

SLE:

- a) Danneggiamenti locali (ad esempio eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) Spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) Spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) Vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) Danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) Corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli stati limite ultimi sono quelli specificati nel paragrafo 3.2.1. della normativa.

Per la verifica degli stati limite necessari, si fa riferimento ad un metodo di calcolo probabilistico. All'interno della normativa è spiegato il metodo semiprobabilistico agli stati limite che prevede l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza. Descritto all'interno del paragrafo 2.3 delle NTC08.

In questo metodo specifico si va a verificare la sicurezza strutturale confrontando i valori delle resistenze con quelli delle azioni. Al fine di garantire la sicurezza strutturale, si rappresenta tramite i valori caratteristici (identificati con il pedice “k”) le resistenze dei materiali e le azioni agenti, indicate rispettivamente con i simboli R_{ki} e F_{ki} , tali valori sono indentificati dal frattile inferiore delle resistenze e il frattile delle azioni che vanno a minimizzare la sicurezza, il valore percentuale del frattile è assunto pari al 5%.

Attraverso il “metodo dei coefficienti parziali” si arriva ad effettuare la verifica della seguente equazione:

$$R_d \geq E_d$$

Dove R_d rappresenta la “resistenza di progetto”, determinata a partire dai valori di resistenza di progetto dei materiali e dai valori delle grandezze geometriche interessate; E_d rappresenta invece il valore di progetto dell'effetto causato dalle azioni, il quale è determinato da $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{kj}$ (in alternativa si può moltiplicare direttamente il valore dell'effetto caratteristico ottenuto, ottenendo così quello di progetto).

2.2 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale V_n definisce il numero di anni nel quale la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. In tabella si riporta la vita nominale per le diverse opere:

TIPO DI COSTRUZIONE	V_n
Opere provvisorie - opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tab. 2.1.2.1 Vita Nominale

Vengono poi definite le seguenti classi d'uso per le costruzioni in presenza di azioni sismiche:

- Classe 1: edifici con presenza solo occasionale di persone o edifici agricoli;
- Classe 2: costruzioni con presenza di normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche o sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente circostante. Opere infrastrutturali, ponti e reti viarie non ricadenti nelle classi d'uso 3 e 4, reti ferroviarie la cui interruzione non implichi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non abbia conseguenze rilevanti.
- Classe 3: costruzioni che prevedono affollamenti significativi. Industrie che svolgono attività pericolose dal punto di vista ambientale. Reti viarie che non ricadono nella classe d'uso 4. Reti ferroviarie e ponti la cui interruzione provochi delle situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso avrebbe conseguenze rilevanti.
- Classe 4: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche di importanza, anche con riferimento alla protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartengono ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non serviti in altro modo da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, in particolare dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tramite il prodotto della vita nominale della struttura V_n per il coefficiente d'uso della struttura C_u , si arriva a valutare il periodo di riferimento V_r , il quale è necessario per determinare le azioni di tipo sismico.

$$V_r = V_n \cdot C_u$$

Il valore del coefficiente d'uso è definito a partire dal valore della classe d'uso prima definita:

Classe d'uso	1	2	3	4
Coefficiente C_U	0.7	1	1.5	2

Tab. 2.1.2.2 Classe d'uso

In ogni caso non si accettano valori di V_r inferiori a 35 anni.

2.3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Con il termine azione si definisce ogni causa o insieme di cause in grado di indurre stati limite nella struttura. La normativa prevede la seguente distinzione delle azioni che possono o meno sollecitare una struttura:

- **Permanenti (G):** vengono definite in questo modo le azioni che agiscono durante la vita nominale della struttura. Esse vengono assunte nell'analisi come costanti, andando a considerare una loro possibile variazione di valore come infinitesima nel corso del tempo. Consideriamo il peso proprio degli elementi, del terreno (nel caso in cui risultasse pertinente), le azioni eventuali indotte dal terreno e le forze risultanti indotte dalla presenza di acqua.
Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2).
Spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione.
Pretensione e precompressione (P).
Ritiro e viscosità.
Spostamenti differenziali.
- **Variabili (Q):** sono quelle azioni che possono presentare valori istantanei diversi nel tempo, e si differenziano in.
 - a) **Lunga durata:** tutte quelle azioni che hanno un valore di intensità significativo e che agiscono per un tempo significativo e paragonabile con la vita nominale della struttura.
 - b) **Breve durata:** il cui periodo di azione è decisamente inferiore rispetto alla vita nominale della struttura.
- **Eccezionali (E):** azioni che si presentano in modo del tutto eccezionale durante la vita nominale, sono:
 - Incendi;
 - Esplosioni;
 - Urti ed impatti;
- **Sismiche (E):** tutte quelle azioni derivanti dai terremoti.

2.4 AZIONE SISMICA

2.4.1 PARAMETRI

Ciò che identifica l'azione sismica di progetto è in primis il luogo in cui sorge la costruzione. La “pericolosità sismica di base” è infatti l'elemento primario con cui si determina l'entità del sisma, essa è definita nella normativa come “accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{Vr} , nel periodo di riferimento V_R ”.

Per la definizione delle forme spettrali si definiscono i seguenti parametri inerenti al sito di riferimento orizzontale:

a_g : accelerazione massima orizzontale al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

2.4.2 STATI LIMITE

Per quanto riguarda gli stati limite essi vengono valutati sulla costruzione nel suo complesso, considerando elementi strutturali, non strutturali e gli impianti.

Si identificano due stati limite di esercizio (SLE):

(SLO) Stato limite di operatività: in seguito al terremoto la costruzione nel suo complesso non dovrà aver subito danni ed interruzioni d'uso considerabili come significative, ciò dovrà riguardare gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le eventuali apparecchiature riguardanti la sua funzione;

(SLD) Stato limite di danno: a seguito del terremoto si ammette che la costruzione risulti danneggiata, in maniera tale però non da mettere a rischio la sicurezza degli utenti e da non compromettere in modo significativo la capacità di resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali. Ciò dovrà riguardare sia gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, si richiede inoltre che la struttura sia immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi invece sono (SLU):

(SLV) stato limite di salvaguardia della vita: a seguito del terremoto, la costruzione si presenta con crolli e rotture dei componenti non strutturali ed impiantistici, mentre gli elementi strutturali presentano danni a cui si associa una significativa perdita di rigidezza nei confronti delle azioni

orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e della rigidità per azioni verticali e un margine residuo di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

(SLC) stato limite di prevenzione del collasso: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici, ad essi si associano dei gravi danni inerenti agli elementi strutturali; la costruzione fornisce comunque un margine di sicurezza per le azioni verticali e un ridotto margine nei confronti delle azioni orizzontali.

2.4.3 SOTTOSUOLO

Un successivo parametro da tenere in conto nella valutazione delle azioni sismiche è indubbiamente la categoria del sottosuolo a cui si ricollegano le condizioni topografiche. Se non vengono realizzate analisi specifiche per quanto riguarda la risposta sismica locale, si può ricorrere ad un metodo semplificato, il quale si basa sull'individuare diverse categorie di sottosuolo di riferimento, quest'ultimi sono espressi nella seguente tabella 2.4.3.1 presa dalle NTC08:

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 cm.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un grande miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 e 800 m/s (ovvero $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine)
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
---	--

Tab 2.4.3.1

Il parametro che governa è la velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità. Se siamo nel caso di fondazioni superficiali tale quota è definita al piano di appoggio delle stesse, mentre in una fondazione su pali si fa riferimento alla quota della testa del palo medesimo. Se le opere invece sono del tipo di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per quanto riguarda invece i muri di sostegno e i terrapieni si fa riferimento al piano di imposta della fondazione.

La normativa sotto questo punto di vista raccomanda fortemente la misura diretta delle onde di taglio. Quando questo dovesse risultare non possibile si può procedere in modo equivalente attraverso la misura del numero di colpi equivalente della prova penetrometrica dinamica $N_{spt,30}$ per i terreni a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $C_{u,30}$ per i terreni prevalentemente a grana fina.

Le grandezze ora nominate sono espresse dalle seguenti formule:

- Velocità equivalente delle onde di taglio:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad (1)$$

- Resistenza penetrometrica dinamica equivalente:

$$N_{spt,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{spt,i}}} \quad (2)$$

- Resistenza non drenata equivalente:

$$C_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{C_{u,i}}} \quad (3)$$

Dove le seguenti:

- h_i , spessore dello strato i-esimo all'interno dei primi 30 m di profondità;
- $V_{s,i}$, velocità all'interno dello strato i-esimo delle onde di taglio;
- $N_{spt,i}$, numero di colpi N_{spt} , nello strato i-esimo;
- $C_{u,i}$, resistenza non drenata dello strato i-esimo;
- N , numero di strati totali compresi nei 30 metri;
- M , numero di strati di terreni a grana grossa all'interno dei primi 30 metri di profondità;
- K , numero di strati di terreni a grana fina all'interno dei primi 30 metri di profondità;

Nel caso in cui si sia in presenza di un terreno classificabile tra la categoria A e la E, costituito da stratificazioni di terreni a grana grossa e di terreni a grana fina, distribuite con spessori

confrontabili nei primi 30 metri di profondità, nel caso in cui non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio la normativa prevede poi di procedere nel seguente modo:

- 1) Determinare il valore di $N_{spt,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 metri di profondità;
- 2) Determinare $C_{u,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana fina inclusi nei primi 30 metri di profondità;
- 3) Individuare le categorie corrispondenti alle caratteristiche di $N_{spt,30}$ e $C_{u,30}$ così ottenute;
- 4) Riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle che sono state individuate nel punto 3.

Le condizioni topografiche si individuano mediante la tabella 2.4.3.2 presa dalla normativa:

categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tab 2.4.3.2

2.4.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica viene caratterizzata nelle Ntc08 da tre componenti traslazionali, due in direzione orizzontale caratterizzate dagli assi X e Y, una in direzione verticale Z, da considerarsi tra loro indipendenti. La componente lungo Z verrà presa in considerazione solo nei siti non ricadenti in zona 3 e 4 e solo ove espressamente indicato (capitolo 7 delle Ntc08).

A seconda del tipo di analisi adottata, si può ricorrere ad una delle seguenti rappresentazioni delle componenti sismiche:

- Accelerazione massima attesa in superficie
- Accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie
- Accelerogramma

Le due componenti orizzontali sono caratterizzate dal medesimo spettro di risposta o dalle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico, mentre la componente verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

Lo spettro di risposta elastico in termini di accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferito ad un valore di smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g sul sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano con il modificarsi della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} . Tutti gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o al massimo uguale ai 4 secondi. Per strutture con periodi superiori lo spettro dev'essere definito mediante degli accelerogrammi. In modo del tutto analogo si opera in presenza di sottosuoli di categoria S1 o S2.

Per quanto riguarda la componente sismica orizzontale lo spettro di risposta elastico è definito dalle espressioni seguenti:

- $0 \leq T < T_B$ $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot [\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} (1 - \frac{T}{T_B})]$ (1)
- $T_B \leq T < T_C$ $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$ (2)
- $T_C \leq T < T_D$ $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot [\frac{T_C}{T}]$ (3)
- $T_D \leq T$ $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot [\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}]$ (4)

I parametri che rientrano in queste formule sono:

- T : periodo di vibrazione
- S_e : è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- S : è il coefficiente che tiene in conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- η : è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$, dove ξ viene espresso in percentuale e dipende dai materiali, dalla tipologia della struttura e dal terreno di fondazione;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha un valore minimo di 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto di velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T_C^*$, in cui T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale e C_C è un coefficiente dipendente dalla categoria del sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C/3$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,16$;

Vengono poi assunti i seguenti valori:

- 1) Per i sottosuoli di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1.
- 2) Per i sottosuoli rientranti nelle categorie B,C,D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni della tabella seguente Tab 2.4.4.1:

Categoria Sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,7 - 0,4 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,4 - 1,5 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,0 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab 2.4.4.1

Per quanto riguarda il coefficiente topografico si fa invece riferimento ai valori di tabella Tab 2.4.4.2:

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

Tab 2.4.4.2

In modo analogo attraverso le formule seguenti si può definire lo spettro di risposta elastico in accelerazione verticale:

- $0 \leq T < T_B$ $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot [\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} (1 - \frac{T}{T_B})]$
- $T_B \leq T < T_C$ $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$

- $T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]$
- $T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right]$

In cui si ha:

- 1) T : periodo di vibrazione
- 2) S_{VE} : accelerazione spettrale verticale
- 3) F_V : fattore che quantifica l'accelerazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, attraverso la relazione:

$$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5}$$

I valori che compaiono di a_g , F_0 , S , η sono quelli definiti per le componenti orizzontali; mentre si riportano in Tab. 2.4.4.3:

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A,B,C,D,E	1,0	0,05s	0,15s	1,0s

A seconda che si stiano valutando stati limite di esercizio o stati limite ultimi si deve poi tenere in conto di diversi spettri di progetto:

- Per gli SLE: lo spettro di progetto da utilizzare $S_d(T)$, sia per le componenti orizzontali sia per quelle verticali, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} considerata.
- Per gli SLU: qualora le verifiche non venissero effettuate per mezzo di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche, per la progettazione o la verifica delle strutture, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che in modo semplificato significa tenere in conto della capacità dissipativa della struttura, della sua resistenza e dell'incremento del suo periodo proprio in seguito alle plasticizzazioni. In questo caso lo spettro di progetto da utilizzare $S_d(T)$, sia per le componenti orizzontali sia per quelle verticali, è lo spettro di risposta elastico facente sempre riferimento alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata P_{Vr} , ma con le ordinate ridotte andando a sostituire all'interno delle formule il valore di η con $1/q$, dove q rappresenta il fattore di struttura definito al capitolo 7 delle NTC08. In ogni caso verrà assunto un valore tale per cui $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

2.4.5 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per la verifica delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli SLE e agli SLU vengono eseguite effettuando la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni di progetto, tale combinazione è espressa dalla seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad (1)$$

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati considerando le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad (2)$$

I valori dei coefficienti Ψ_{2j} sono riportati all'interno del capitolo 2 della normativa e qui di seguito in tabella 2.4.5.1:

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

2.4.6 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Le indicazioni fornite in questo paragrafo voglio essere di completamento alle informazioni precedentemente fornite.

Una prima distinzione tra le strutture viene fatta per tutte quelle realizzate nei siti ricadenti in zona sismica 4, esse infatti possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per tutte le strutture che non sono seggette al sisma, purché vengano rispettate le seguenti condizioni:

- Tutti i diaframmi orizzontali devono rispettare i criteri elencati dalla normativa nel paragrafo 7.2.6;
- Gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, sia per quanto riguarda la geometria sia per i quantitativi di armatura, relative alla “Classe di duttilità B”, criteri espressi nel paragrafo 7.2.1;
- Il calcolo delle sollecitazioni dev’essere realizzato considerando la combinazione delle azioni del paragrafo 3.2.4 della normativa, andando ad applicare nelle due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito mediante le espressioni 7.3.6 e 7.3.7, in cui verrà assunta $S_d(T) = 0.07g$ per ogni tipologia. Le verifiche di sicurezza dovranno essere poi effettuate, in modo totalmente indipendente nelle due direzioni per quanto riguarda lo SLU. Non si richiede infine una verifich per gli SLE.

Si forniscono ora le caratteristiche generali delle costruzioni:

Le costruzioni devono essere, quanto più sia possibile, dotate di iperstaticità sufficiente e che conferisca nel complesso una regolarità in pianta e in altezza.

Affinché una costruzione sia regolare in pianta, bisogna che soddisfi le seguenti condizioni:

- 1) La configurazione vista in pianta risulta essere compatta e simmetrica quantomeno in modo approssimato rispetto alle due direzioni ortogonali, questo in relazione alla distribuzione delle masse e delle rigidezze;
- 2) Il rapporto dei lati di un rettangolo che circoscrive la costruzione è inferiore a 4;
- 3) Nessuna dimensione legata a rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella direzione corrispondente;
- 4) Gli orizzontamenti debbono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e debbono essere dotati di buona resistenza;

Affinché una costruzione sia regolare in pianta si ha invece che:

- 1) Tutti gli elementi e i sistemi resistenti in direzione verticale debbono estendersi per tutta l'altezza della struttura;
- 2) Le masse e le rigidezze variano senza bruschi cambiamenti o rimangono costanti, a partire dalla base sino in cima alla costruzione. Inoltre le variazioni di massa tra i vari orizzontamenti

non superano il 25% e la rigidezza di un orizzontamento rispetto a quello sovrastante non si riduce di più del 30% e non aumenta più del 10%. Per quanto concerne la rigidezza si possono considerare regolari in altezza quelle strutture che sono dotate di pareti o nuclei in calcestruzzo armato, oppure pareti o nuclei in muratura che abbiano una sezione costante sull'altezza e infine quelle strutture dotate di telai controventati in acciaio a cui venga affidata meno del 50% dell'azione sismica alla base;

- 3) Per tutte quelle strutture intelaiate che siano progettate in “classe di duttilità B”, il rapporto tra la resistenza effettiva (definita come la somma dei tagli nelle colonne e nelle pareti compatibili con la resistenza a pressoflessione e a taglio dei medesimi elementi) e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per diversi orizzontamenti (il rapporto che sussiste tra la resistenza richiesta e quella effettivamente fornita dall'elemento non deve differire di più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento), l'unica eccezione può essere rappresentata dall'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate a meno di tre orizzontamenti;
- 4) I restringimenti, eventualmente presenti, della sezione orizzontale della costruzione devono avvenire in modo graduale da un orizzontamento rispetto al successivo, rispettando sempre i seguenti limiti: per ogni orizzontamento il rientro non deve superare il 30% della dimensione corrispondente del primo orizzontamento, né superare di più del 20% la dimensione dell'orizzontamento immediatamente sottostante. L'unica eccezione può essere rappresentata per l'ultimo orizzontamento delle costruzioni di almeno 4 piani per il quale non sono previste delle limitazioni di restringimento;

2.4.7 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

Il modello della struttura dev'essere tridimensionale e deve rappresentare in modo adeguato le reali distribuzioni spaziali delle masse, delle rigidezze e delle resistenze. In particolare si suggerisce una particolare attenzione per le strutture nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possano indurre forze di inerzia verticali (ad esempio travi di grande luce, sbalzi significativi, ...).

Qualora vi fossero degli elementi secondari strutturali e degli elementi non autoportanti (come ad esempio i tamponamenti o eventuali tramezzature), possono essere inseriti all'interno della modellazione solo ed esclusivamente in termini di massa, considerando un eventuale contributo in termini di rigidezza e resistenza solo quando quest'ultime risultassero equiparabili con quelle degli elementi resistenti.

Per rappresentare la rigidezza degli elementi i modelli che possono essere utilizzati sono sia quelle lineari sia quelli non lineari. Nel caso non si effettuino i delle analisi specifiche, la rigidezza a taglio e flessionale degli elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% rispetto alla rigidezza degli elementi corrispondenti non fessurati. Qualora il comportamento fosse di tipo non dissipativo i modelli da adottare sono quelli di tipo lineare. Compresa nella modellazione sismica vi è anche l'interazione che si sviluppa tra la fondazione e il

terreno che permette di determinare le pressioni di contatto e le relative sollecitazioni indotte sia dai carichi verticali sia dai cedimenti. Non potendo assumere come costante il moto sismico nello spazio e per tenere in conto delle incertezze legate alla localizzazione delle masse nella struttura, si attribuisce al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla posizione che le viene derivante dal calcolo. Tale eccentricità non può essere considerata minore di 0,05 volte la dimensione maggiore dell'edificio, misurata in direzione perpendicolare rispetto alla direzione di applicazione del sisma. Tale eccentricità è da considerarsi costante per tutti gli orizzontamenti.

2.4.8 METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

In primo luogo si distingue per tutte le strutture soggette all'azione sismica se l'analisi è di tipo lineare o di tipo non lineare.

a) **Analisi Lineare:** è un tipo di analisi che può essere effettuata sia in presenza sia in assenza dei sistemi dissipativi. Qualora si effettui l'analisi di tipo lineare con strutture non dotate di sistemi dissipativi, (cioè avviene ad esempio per tutti gli stati limite di esercizio), gli effetti sismici sono calcolati assumendo per l'edificio un fattore di struttura unitario. In questo modo si dovrà verificare la resistenza delle membrature e dei collegamenti attraverso le limitazioni imposte dal capitolo 4 della suddetta norma. L'analisi lineare invece utilizzata su strutture dotate di sistemi dissipativi, (come avviene per gli stati limite ultimi), gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati assumendo uno spettro di progetto opportunamente ridotto del fattore di struttura q che può assumere un valore maggiore di 1. Il valore del fattore di struttura q viene determinato a partire da una serie di parametri come:

- Tipologia strutturale
- Grado di iperstaticità
- Criteri di progettazione adottati
- Non linearità del materiale

Esso viene calcolato secondo la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (1)$$

In cui:

- q_0 : è il massimo valore che può assumere il fattore di struttura, il quale dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$, in tale rapporto α_u rappresenta il valore che assume l'azione sismica alla formazione delle n cerniere plastiche che portano la struttura ad essere labile, α_1 rappresenta invece il valore dell'azione sismica nel momento in cui si forma la prima cerniera plastica nella struttura.

- K_R : è un semplice fattore correttivo che tiene in conto della regolarità della struttura in altezza, si considera unitario se la costruzione è regolare, oppure pari a 0,8 nel caso in cui non lo è.

I valori del rapporto $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ sono tabulati all'interno della norma e assumono diversi valori a seconda della tipologia strutturale. In ogni caso la scelta di tali parametri andrà opportunamente giustificata. Per quanto riguarda l'azione sismica verticale, a meno di analisi più dettagliate, il valore del fattore di struttura è preso pari a 1,5.

Con questo tipo di analisi si deve poi tenere in conto di una eventuale non regolarità di tipo geometrico che viene calcolata ad ogni interpiano della struttura. Queste irregolarità sono tenute in conto attraverso il fattore θ , possono poi essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1 \quad (2)$$

In cui:

- P : carico verticale totale della parte dell'edificio sovrastante l'orizzontamento in esame.
- d_r : valore dello spostamento orizzontale medio di interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale del piano di struttura considerato e quello sottostante.
- V : è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame.
- h : è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello sottostante.

Quando il valore di θ risulta compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando il valore dell'azione sismica orizzontale della quantità $1/(1-\theta)$. In ogni caso il valore di θ non deve superare 0,3.

b) **Analisi non lineare**: è un'analisi utilizzata per sistemi non dissipativi e tiene in conto delle non linearità del materiale e di quelle geometriche (che possono essere trascurate secondo quanto detto precedentemente). I legami costitutivi dei materiali varieranno quindi tenendo in conto delle perdite di resistenza e quindi della resistenza residua.

La seconda distinzione riguardante le analisi sismiche riguarda invece il fatto che l'analisi sia realizzata considerando combinazioni di equilibrio statico o dinamico.

Secondo queste distinzioni individuiamo quattro possibili analisi:

- 1) Statica Lineare
- 2) Statica non lineare
- 3) Dinamica Lineare (Dinamica Modale)
- 4) Dinamica non lineare

Che ora spieghiamo in breve:

- 1) L'analisi **LINEARE STATICA**, consiste nell'applicare a livello statico alla struttura delle forze equivalenti alle forze di inerzia che vengono indotte dall'azione sismica. Non può essere utilizzata per tutti i tipi di costruzioni, solo per quelle che risultano rispettare determinati requisiti (elencati nella norma), tra i quali che la costruzione sia regolare in altezza e che il periodo proprio di oscillazione della struttura T non superi il valore di $2,5T_C$ oppure il valore di T_D .

Per quelle strutture che non superano i 40 m di altezza e che sono dotate di massa distribuita in modo uniforme lungo l'altezza il periodo proprio di vibrazione si può stimare tramite la seguente relazione:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (1)$$

Dove H è l'altezza complessiva dell'edificio in metri, mentre il coefficiente C_1 vale 0,085 per costruzioni con telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni a telaio in calcestruzzo e 0,05 per qualsiasi altro tipo di struttura.

Attraverso l'ordinata dello spettro di progetto possiamo ricavare il valore delle forze agenti corrispondenti al periodo di ritorno T_1 e la loro distribuzione sulla forma della struttura segue la forma del modo di vibrare principale considerato nella direzione in esame.

Si applica quindi una forza ad ogni massa della costruzione ricavabile tramite la seguente formula:

$$F_i = F_h \cdot z \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j \quad (2)$$

In cui:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \Lambda / g$$

F_i : forza da applicare alla massa i -esima;

W_i e W_j : sono i pesi della massa "i" e della massa "j"

z_i e z_j : sono le quote, prese a partire dal piano di fondazione delle masse "i" e "j"

$S_d(T_1)$: è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;

W : è il peso complessivo della costruzione;

Λ : è un coefficiente pari a 0.85 nel caso in cui la costruzione abbia almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, assume valore unitario in tutti gli altri casi;

g : accelerazione di gravità;

Alle forze così calcolate si vanno ad aggiungere gli effetti torsionali accidentali già definiti precedentemente, essi possono essere inseriti andando ad amplificare le sollecitazioni su ogni elemento esistente (date dalla formula precedente) attraverso il fattore δ , calcolato come segue:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot x/L_e \quad (3)$$

x : distanza dell'elemento verticale dal baricentro geometrico del piano, essa viene misurata in direzione perpendicolare all'azione sismica considerata;

L_e : è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, sempre misurata nel medesimo criterio;

- 2) L'analisi **STATICA NON LINEARE**, consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali, e per la direzione che si considera dell'azione sismica, un sistema addizionale di forze orizzontali distribuite ad ogni livello della costruzione. Esse sono proporzionali alle forze di inerzia e avente una risultante (ovvero il taglio alla base) pari a F_b . Questo sistema di forze viene scalato in modo da accrescere in modo monotono, sia nella direzione negativa sia in quella positiva e fino al raggiungimento del sistema di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo, tale punto viene fatto coincidere con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma costitutivo $F_b - d_c$ rappresenta la curva di capacità della struttura, come rappresentato in Fig.2.4.8.1:

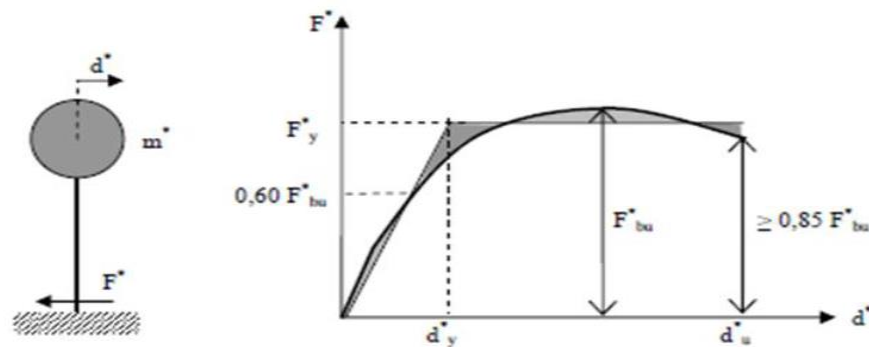


Fig.2.4.8.1

L'applicabilità di questo tipo di analisi è ammessa qualora siano rispettati i seguenti criteri:

- Valutazione dei rapporti di sovrarresistenza $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ definiti dalla normativa;
- Verifica della effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;
- Può essere utilizzata come metodo di analisi sostitutivo rispetto alle analisi di tipo lineare;
- Può essere utilizzata come metodo di verifica per la valutazione della capacità degli edifici esistenti;

Si illustrano ora le due distribuzioni di forza di inerzia da considerare, una ricadente nel *gruppo 1* (quello delle distribuzioni principali) e una ricadente nel *gruppo 2* (quello delle distribuzioni secondarie):

Gruppo 1:

- Distribuzione proporzionale alle forze statiche descritte nell'analisi statica lineare, applicabili solo se la percentuale di massa partecipante al primo modo di vibrare non è inferiore al 75%.
- Distribuzione data da una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo fondamentale nella direzione considerata ha una percentuale di massa partecipante non inferiore al 75%.
- Distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati attraverso un'analisi dinamica lineare, applicabile solamente se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C .

Gruppo 2:

- Distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione di tipo uniforme di accelerazioni lungo tutta l'altezza dell'edificio.
- Distribuzione di tipo adattivo, che varia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione degli elementi strutturali.

Questa analisi riconduce l'intera struttura e i suoi molteplici gradi di libertà ad un sistema equivalente ad un solo grado di libertà.

Facendo riferimento alla Fig. 2.4.8.1 definiamo la correlazione che sussiste tra F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c attraverso le seguenti relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

Γ è il fattore di partecipazione modale definito in tal modo:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

I parametri dell'espressione sono così definiti:

τ : vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma presa in conto;

φ : è il modo di vibrare fondamentale reale, normalizzato ponendo $d_c=1$;

M : è la matrice delle masse del sistema reale;

Con la curva di capacità così definita si procede nell'analisi andando a sostituire un nuovo legame costitutivo di tipo bilineare, di cui il primo tratto rappresenta la parte elastica e il

secondo quella perfettamente plastica. La grandezza F_{bu} rappresenta la massima resistenza del sistema strutturale, mentre $F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{r}$ è la massima resistenza del sistema equivalente. Il tratto elastico della nuova retta è individuato dall'imposizione del passaggio per il punto $0,6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, il parametro F_y^* si ricava imponendo l'uguaglianza tra le due aree evidenziate, una quella sottesa dalla curva bilineare e l'altra dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* , tale spostamento è quello coincidente con il relativo spostamento dato da una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$.

Il sistema bilineare ha un periodo elastico dato da:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{k^*}}$$

$M^* = \varphi^T M \tau$ e k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare. Se il periodo elastico della struttura T^* risulta essere maggiore del periodo T_c o uguale, la domanda in termini di spostamento elastico è assunta esattamente uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

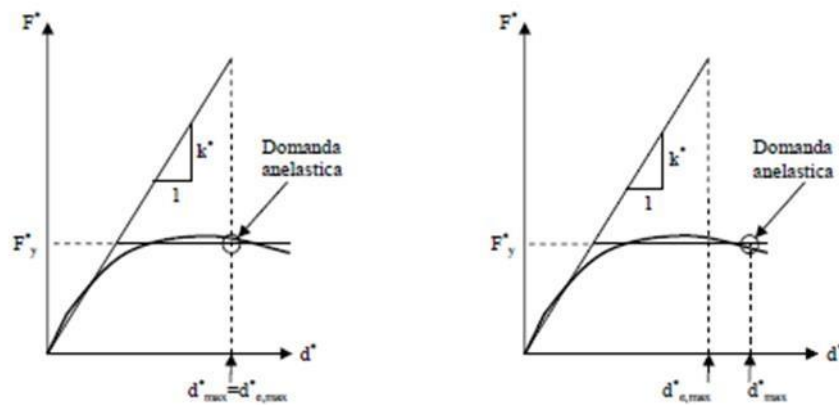
$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Nel caso in cui $T^* < T_c$ la domanda in termini di spostamento del sistema anelastico risulta essere maggiore rispetto a quella del sistema elastico di pari periodo, il rapporto tra i due valori è fornito dalla seguente relazione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

Dove il valore $q^* = S_e(T^*)m^*/F_y^*$ rappresenta il rapporto che sussiste tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Nel momento in cui si avesse $q^* \leq 1$ allora risulterà $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

Si riporta qui a livello grafico il concetto espresso sulla relazione tra gli spostamenti dei due spettri:



La parte conclusiva dell'analisi consiste nel verificare il valore dello spostamento così ottenuto con il valore dello spostamento massimo ammissibile dalla struttura verificando che sia: $d^*_{max} \leq d^*_u$. Le verifiche sugli elementi duttili saranno di compatibilità mentre degli elementi fragili verrà verificata la resistenza.

- 3) L'analisi DINAMICA LINEARE O DINAMICA MODALE consiste nei seguenti passi:
- Determinazione dei modi di vibrare della struttura (analisi modale);
 - Calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
 - Nella combinazione di questi effetti;

Tra tutti i modi di vibrare della struttura devono essere presi in conto tutti quelli che hanno una componente significativa di partecipazione. Per questo motivo la norma prevede di considerare tutti i modi di vibrare che coinvolgono almeno il 5% di massa rispetto alla massa totale e in ogni caso un numero di nodi che nella sua totalità comporti una massa eccitata pari all'85%.

L'effetto di ciascun modo di vibrare tenuto in conto dev'essere combinato con l'effetto degli altri modi. Nella realtà gli effetti massimi relativi ad un determinato modo di vibrare non si verificano in contemporanea con i massimi effetti degli altri modi di vibrare, per questo motivo si tiene in conto di una variabile di correlazione tra i modi di vibrare che consente di calcolare gli effetti attraverso la seguente espressione:

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i E_j \right)$$

E_j : valore dell'effetto relativo al modo j

ρ_{ij} : coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato tramite la seguente formula:

$$\rho_{ij} = \frac{8\varepsilon^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij})[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\varepsilon^2 \beta_{ij}]}$$

ε è il fattore di smorzamento viscoso dei modi i e j .

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi

$$(\beta_{ij} = T_j / T_i).$$

L'effetto dovuto all'eccentricità accidentale del centro di massa viene tenuto in conto attraverso l'applicazione di carichi statici imposti attraverso dei momenti torcenti. Tali torcenti sono calcolati moltiplicando il valore dell'eccentricità presente tra il baricentro delle masse e il baricentro delle rigidezze per le forze orizzontali di piano, calcolabili mediante la formula dell'analisi lineare statica.

- 4) L'analisi **DINAMICA NON LINEARE** calcola la risposta sismica della struttura attraverso una serie di integrazione delle equazioni del moto, facendo riferimento ad un modello non lineare della struttura ed agli accelerogrammi. Lo scopo dell'analisi è quello di valutare la struttura in campo non lineare, andando a permettere il confronto tra la duttilità richiesta e quella effettivamente disponibile per la struttura e andando a verificare l'integrità degli elementi strutturali per quanto riguarda dei possibili elementi fragili. Per avere un'idea che il comportamento della struttura sia veritiero, occorre confrontare il risultato dell'analisi in termini di sollecitazione, in modo da potersi accorgere di eventuali differenze alla base delle strutture a livello globale.

Gli effetti di tipo torsionale sugli elementi isolanti vengono valutati adottando valori delle rigidezze equivalenti coerenti con gli spostamenti derivanti dall'analisi.

Una volta scelta la tipologia di analisi sismica, si procede con la verifica degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio secondo i seguenti criteri:

- **SLU:** per gli elementi strutturali, quelli non strutturali e degli impianti le verifiche degli stati limite ultimi si valutano in termini di resistenza e duttilità.
Negli elementi strutturali vengono inclusi i nodi e le connessioni tra elementi, per questi elementi deve risultare che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), calcolato in generale tenendo in conto delle non linearità geometriche e le diverse regole per le gerarchie di resistenza che appartengono alle diverse tecniche costruttive, sia inferiore al valore della resistenza di progetto corrispondente (R_d).
- **SLE:** per gli elementi strutturali, non strutturali e quelli impiantistici, le verifiche in termini di esercizio si effettuano in termini di resistenza, contenimento del danno e del mantenimento della funzionalità. Per tutte le costruzioni di classe d'uso I o II si effettua una verifica in termini di spostamento, in modo tale da verificare che l'azione sismica di progetto

non produca sugli elementi costruttivi non strutturali dei danni tali da rendere temporaneamente inagibile la struttura. Tale condizione si ritiene soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi per l'effetto dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD, siano inferiori ai seguenti limiti:

- Per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità stessa: $d_r < 0,005h$
- Per i tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito degli spostamenti di interpiano (indicati con (d_{pr}) : $d_r < d_{pr} < 0,01h$
- Per le strutture con elementi portanti in muratura ordinaria: $d_r < 0,003h$
- Per le strutture con elementi portanti in muratura armata: $d_r < 0,004h$

Dove d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti tra piano superiore e quello inferiore, mentre h è l'altezza del piano dal livello zero.

Gli edifici invece classificati con classe d'uso III o IV, vengono verificati andando a valutare il danno dell'azione sismica di progetto sugli elementi strutturali, in modo da mantenere operativa la costruzione. Tale verifica risulta soddisfatta se gli spostamenti di interpiano derivanti dall'analisi per l'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti espressi precedentemente.

Le verifiche da eseguire nei confronti dei maschi murari sono le seguenti:

- Pressoflessione nel piano
- Taglio nel piano
- Pressoflessione fuori piano

Partendo dalla verifica di pressoflessione, essa viene effettuata a livello sezionale, si verifica che il momento agente risulti minore del momento resistente ultimo, quest'ultimo viene calcolato assumendo la muratura non resistente a trazione e attraverso un'opportuna distribuzione non lineare delle tensioni di compressione. Nel caso in cui la sezione sia rettangolare tale momento ultimo si calcola secondo la seguente formula:

$$M_u = \left(l^2 t \sigma_0 / 2 \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

Dove:

- M_u , è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- l , è la lunghezza complessiva della parete (incluso la zona tesa);
- t , è lo spessore della zona compressa della parete;
- σ_0 , è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($=P/lt$), con P forza assiale agente di senso positivo se di compressione. Nel caso in cui P fosse di trazione M_u risulta essere nullo.

- $f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Nel caso si un'analisi statica di tipo non lineare, si può calcolare la resistenza a pressoflessione ponendo f_d pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere considerato uguale all'altezza del pannello moltiplicata per 0,8.

La verifica a taglio nel piano viene invece valutata tramite la relazione:

$$V_t = l' t f_{vd}$$

In cui:

- l' è la lunghezza della parte compressa di parete;
- t è lo spessore della parete;
- $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$ ricordando che la resistenza a taglio caratteristica si valuta a partire dalla tensione normale media dovuta ai carichi verticali f_{vk0} secondo la seguente espressione:
 $f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_n$ (in cui σ_n è la tensione agente sulla parte compressa della sezione:
 $\sigma_n = P / l' t$).

Il valore massimo da assumere per f_{vk} rimane $0,4f_{bk}$ dove con f_{bk} si indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa. Se l'analisi effettuata è di tipo elastico lineare la resistenza a taglio si può calcolare ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n$, con f_{vm0} valore di resistenza a taglio medio della muratura che senza una determinazione di tipo diretto si assume pari a: $f_{vm0} = \frac{f_{vk0}}{0,7}$. Lo spostamento ultimo verrà invece considerato pari a 0,4%h, dove h è l'altezza del pannello. Il valore di f_{vd} non può comunque essere maggiore di $2,0f_{bk}$ o più in generale maggiore di 2,2 MPa.

La pressoflessione fuori piano a livello di resistenze è calcolata assumendo un diagramma di compressioni rettangolare e attraverso un valore della resistenza pari a $0,85f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

2.4.9 COSTRUZIONI ESISTENTI

La normativa definisce come costruzione esistente qualsiasi struttura che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente ultimata.

Si possono distinguere gli interventi di tipo non strutturale da quelli di tipo strutturale, in questo caso per gli interventi non strutturali si dovrà tenere in conto di come essi interagiscano con gli SLU e gli SLE della struttura.

Qualsiasi tipo di intervento di tipo sulle costruzioni esistenti, sia dal punto di vista della sicurezza sia dal punto di vista della progettazione, dovrà tenere in conto dei seguenti criteri:

- La costruzione riflette lo stato delle conoscenze raggiunto al tempo della sua realizzazione
- Possono essere presenti (anche non in modo del tutto palese) dei difetti di realizzazione e impostazione
- L'edificio può essere sottoposto ad azioni, anche di tipo eccezionale, i cui effetti non siano completamente manifesti e visibili
- L'edificio può presentare un certo livello di degrado e/o modifiche significative rispetto alla situazione di partenza

Qualora si realizzi in modello strutturale si dovrà tenere in conto dei seguenti punti:

- La geometria dell'edificio e i dettagli di tipo costruttivo risultano definiti, e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello delle indagini svolte per approfondirne la conoscenza
- Le incertezze di tipo meccanico per quanto riguarda le proprietà dei materiali non risentono delle incertezze legate alla produzione e alla posa in opera, ma solo dell'omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e del livello di affidabilità delle stesse.
- I carichi di tipo permanente sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

I metodi di analisi di impiego dovranno tenere in conto di tutti questi parametri e dalla loro completezza. Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza si dovrà fare riferimento ad adeguati "fattori di confidenza", tali fattori modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza inerente a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

La valutazione della sicurezza della struttura degli edifici esistenti può essere fatta esclusivamente per gli SLU, nel caso in cui in cui si volessero effettuare delle verifiche nei confronti degli SLE queste ultime potranno essere stabilite dal progettista con il relativo committente.

Le verifiche di SLU possono essere effettuate sia per lo stato limite di salvaguardia della vita sia per lo stato limite di collasso. La sicurezza delle strutture esistenti dev'essere valutata accuratamente nel caso in cui ci si trovi in una delle seguenti situazioni:

- Riduzione evidente della capacità di resistenza e/o di deformarsi della struttura o anche solo di alcune sue parti, ciò può essere dovuto ad azioni ambientali (vento, neve, sisma e temperatura), degrado significativo e diminuzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali usati, azioni eccezionali quali urti, incendi ed esplosioni, situazioni in cui l'uso e la funzione della struttura sia anomalo, eventuali deformazioni eccessive imposte dai cedimenti dovute alle fondazioni.
- Presenza di gravi errori di progetto o di costruzione.

- Cambio di destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con una variazione significativa dei carichi di tipo variabile e/o della classe d'uso della costruzione.
- Interventi che non siano di tipo strutturale, ma che agiscano su elementi che interagiscono con gli elementi strutturali e ne modificano la rigidità.

Con queste considerazioni si deve arrivare a definire se la valutazione della sicurezza permette di stabilire:

- L'utilizzo della costruzione può continuare senza interventi
- L'uso della struttura debba essere modificato (con un eventuale declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele d'uso)
- Sia necessario procedere ed aumentare la capacità portante.

Se si opera un'analisi su edifici esistenti, assume particolare importanza la ricostruzione del processo di realizzazione e le successive modifiche subite nel corso degli anni, ciò viene fatto ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione, di importanza notevole assumono anche tutti gli interventi che lo hanno interessato. Risulta quindi necessario un rilievo di tipo geometrico strutturale, riferito sia alla geometria complessiva dell'edificio, sia alla parte degli elementi costruttivi.

Il rilievo dovrà determinare quale sia l'organismo resistente della struttura, andando a tenere in conto anche quale che sia lo stato attuale dei materiali e la presenza di eventuali criticità.

I parametri che assumono un'importanza fondamentale nel corso dell'analisi sono le caratteristiche di resistenza dei materiali, per la loro determinazione ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su delle verifiche di tipo visivo effettuate in situ e su delle indagini sperimentali. Qualora si effettuino delle indagini, la loro necessità dovrà essere giustificata all'interno delle verifiche strutturali. In base all'accuratezza avuta nell'effettuare le prove si determineranno i livelli di conoscenza e i fattori di confidenza che determineranno il valore di ulteriori parametri da considerare all'interno dell'analisi della sicurezza strutturale.

2.4.10 COSTRUZIONI ESISTENTI IN MURATURA

Per quanto riguarda le strutture in muratura si ha la possibilità che si verifichino meccanismi locali e meccanismi d'insieme. I meccanismi di tipo locale sono quelli che interessano i pannelli murari singolarmente o al massimo porzioni di struttura leggermente maggiori, sono meccanismi che si verificano nel momento in cui gli elementi secondari non sono connessi in modo efficace con gli elementi strutturali. I meccanismi globali invece interessano tutta la costruzione e riguardano le verifiche dei maschi per le sollecitazioni che li impegnano nel proprio piano. Per valutare la sicurezza dell'edificio in ogni caso si devono valutare entrambi i meccanismi.

Per la valutazione degli edifici esistenti si dovrà tenere in conto sia dell'analisi sismica globale sia della verifica di tutti i pannelli di tipo locale.

Per le costruzioni esistenti la normativa prevede di poter utilizzare “l’analisi statica non lineare”, ad essa si assegna come distribuzione di tipo principale e secondaria rispettivamente, la prima del *gruppo 1* e la prima del *gruppo 2* (in modo indipendente dalla masa partecipante al primo modo di vibrare).

Qualora risulti essere richiesta la verifica per lo SLE, dovranno essere rispettati i seguenti limiti degli spostamenti:

- Edifici con struttura portante in muratura ordinaria: 0,003h
- Edifici con struttura portante in muratura armata: 0,004h

I valori limite per lo spostamento riferiti allo stato limite di operatività sono i 2/3 di quelli da rispettare per lo stato limite di danno.

Nel caso in cui si opti per l’analisi sismica di tipo non lineare, i valori dello spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello, sarà assunto pari a 0,4% dell’altezza totale del pannello se si ha rottura per taglio, pari invece a 0,6% nel caso di rottura per pressoflessione. Tali limiti sono considerati al netto degli spostamenti rigidi del pannello e nel caso in cui un maschio murario mostri un comportamento a mensola essi possono essere incrementati fino al 100%.

Si distingue poi nel caso di analisi lineare con fattore q, (ovvero analisi lineare statica e analisi dinamica modale), un utilizzo dei valori di calcolo delle resistenze dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali, mentre nel caso di analisi statica non lineare i valori delle resistenze di progetto saranno ottenuti dividendo i valori medi per il solo per il fattore di confidenza.

Per gli edifici esistenti in muratura si può effettuare il calcolo della resistenza a taglio del pannello attraverso una formula di resistenza diversa da quella considerata per le strutture nuove, ciò è dovuto al fatto che le tipologie dei materiali presenti sono diverse e anche i meccanismi di rottura sono differenti. La formula viene qui di seguito mostrata ed è particolarmente indicata per le murature irregolari o caratterizzate da blocchi eterogenei tra loro e non particolarmente resistenti:

$$V_t = lt \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = lt \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{\tau_{0d}}}$$

Dove:

- l: lunghezza del pannello
- t: spessore del pannello
- σ_0 : tensione normale media, riferita all’area totale della sezione (=P/lt, con P forza assiale positiva se di compressione).
- f_{td} e τ_{0d} sono rispettivamente i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t =$

$1.5\tau_0$). se tale parametro dovesse essere desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume uguale al carico diagonale di rottura diviso 2 volte la grandezza della sezione media del pannello considerato, tale grandezza è valutata come $t(l+h)/2$, con t , l e h che rappresentano nell'ordine spessore, base e altezza del pannello.

- b : è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione e dipende dalla snellezza della parete. Si può assumere come valore $b=h/l$, ma in ogni caso non dovrà assumere un valore maggiore di 1.5 e non inferiore a 1 (h rappresenta sempre l'altezza del pannello).

Il modello di riferimento per questo tipo di strutture è quello che prende il nome “dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie”. I maschi murari in questo tipo di analisi vengono considerati come corpi strutturali non resistenti a trazione; la debolissima resistenza alla trazione della muratura comporta infatti dei collassi per perdita di equilibrio, la cui determinazione non dipende dalla deformabilità strutturale, ma dalla geometria e dai vincoli. Ad ogni meccanismo prescelto si applica il principio dei lavori virtuali, in tal modo si può valutare la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare) o in termini di spostamento, attraverso una valutazione in termini di spostamenti finiti (analisi cinematica non lineare).

2.4.11 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

I livelli di conoscenza sono strumenti necessari per operare con strutture esistenti, essi infatti tengono in conto di tutte le possibili aleatorietà legate alle resistenze che possono essere presenti. In qualsiasi caso una struttura esistente dal punto di vista delle verifiche presenterà sempre incertezze maggiori rispetto ad una struttura nuova da edificare.

I valori dei parametri legati alle resistenze si possono determinare attraverso le prove in situ, le prove di laboratorio e da altre ulteriori informazioni, tutto quanto in relazione al livello di conoscenza acquisito.

Attraverso la definizione del livello di conoscenza, si definiscono i valori medi dei parametri meccanici e i fattori di confidenza seguendo i criteri della seguente tabella:

LIVELLI DI CONOSCENZA	GEOMETRIA	DETTAGLI COSTRUTTIVI	PROPRIETÀ MATERIALI	ANALISI	FC
LC1	Rilievo muratura, volte e solai. definizione carichi su ogni parete. individuazione	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca	Limitate indagini in sito	Analisi lineare statica o dinamica	1,3 5

LC2	e tipologia delle fondazioni. Eventuale rilievo del quadro fessurativo	Disegni costruttivi incompleti con limitate indagini in situ	Limitate o estese indagini in situ	Tutte le metodologie	1,20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate o esaustive indagini in situ	Estese o esaustive indagini in situ	Tutte le metodologie	1,00

I livelli di conoscenza stanno a significare rispettivamente:

- LC1: conoscenza limitata
 - Geometria: la geometria della struttura risulta essere nota, ottenuta o da un rilievo o dai disegni originali. In questo caso si effettua un rilievo visivo grossolano per verificare la corrispondenza tra i disegni e l'effettivo realmente costruito. Attraverso questi dati si deve poter realizzare un modello idoneo a rispecchiare la struttura.
 - Dettagli costruttivi: essi non sono disponibili dai disegni costruttivi e si ricavano sulla base di un progetto eseguito al tempo di costruzione e secondo la normativa vigente di allora.
 - Proprietà dei materiali: non si hanno informazioni sulle caratteristiche dei materiali, né da disegni né da certificati. I valori adottati saranno quelli rimandanti alla pratica costruttiva dell'epoca che saranno convalidati da delle limitate prove in situ che potranno riguardare gli elementi principali.

Con questo tipo di conoscenza si consigliano delle analisi di tipo lineare statico o dinamico.

- LC2: conoscenza adeguata
 - Geometria: risulta essere nota o in base ad un rilievo dettagliato o ad una disponibilità di disegni originali. Si effettua un rilievo grossolano per verificare la corrispondenza dei disegni con il costruito. I dati raccolti permetteranno di realizzare un modello della struttura che rispecchi la realtà.
 - Dettagli costruttivi: sono noti da un'estesa verifica in situ, oppure in modo parziale da dei disegni strutturali in parte incompleti. Nel secondo caso si dovrà effettuare una limitata verifica in situ dei collegamenti presenti tra gli elementi strutturali più importanti. Tali dati dovranno essere completi in modo da garantire la realizzazione di un modello non lineare-
 - Proprietà dei materiali: le informazioni riguardanti le caratteristiche meccaniche dei materiali sono note dai disegni costruttivi, o da dei certificati di prova originali, o da verifiche in situ estese. Nel primo caso si eseguono delle limitate prove in situ, e

qualora i risultati dovessero dar luogo a valori minori rispetto a quelli forniti dai certificati, dovranno essere effettuate delle prove in situ di tipo esteso.

Con tale livello di conoscenza si può effettuare un'analisi della sicurezza di tipo lineare o non lineare e di tipo statico o dinamico.

- LC3: conoscenza accurata
 - o Geometria: è nota da un rilievo o da dei disegni originali. Se da disegni allora si effettuerà un rilievo di tipo visivo per verificare la corrispondenza tra il costruito e i disegni. Tutti i dati raccolti saranno sufficienti per poter realizzare un modello della struttura completo.
 - o Dettagli costruttivi: essi sono noti o da una verifica esaustiva o dai disegni costruttivi originali. Si effettua una verifica in situ legata ai collegamenti tra gli elementi strutturali più importanti. I dati ricavati, nel caso di analisi lineare, saranno sufficienti per effettuare delle verifiche locali o per la creazione di un modello strutturale per un'analisi di tipo lineare.
 - o Proprietà dei materiali: le informazioni sono note dai disegni costruttivi, o da dei certificati originali o da esaustive verifiche in situ. Nel primo caso verranno effettuate delle verifiche in situ estese, se quest'ultime dovessero dare dei risultati inferiori ai valori da disegno o a quelli dei certificati allora si dovranno effettuare delle estese verifiche in situ.

Con tale livello di conoscenza si può effettuare un'analisi della sicurezza di tipo lineare o non lineare e di tipo statico o dinamico.

I dettagli costruttivi sono definiti nel seguente modo:

- Verifiche di tipo limitato in situ: sono le procedure che si basano su un rilievo di tipo visivo, in cui in seguito alla rimozione di una parte di intonaco si valuta la tipologia di muratura e il grado di ammorsamento degli elementi. Nel caso in cui manchino rilievi veritieri si dovranno adattare le soluzioni più cautelative.
- Verifiche di tipo esteso o esaustivo in situ: sono indagini visive, sempre ricorrendo a delle scrostature di intonaci, valutazione degli ammorsamenti liberando dal punto di vista visivo gli elementi strutturali, valutando anche le connessioni tra solai e pareti. Esame dettagliato rivolto all'intero edificio.

Per le proprietà geometriche si definiscono:

- Verifiche in situ di tipo limitato: sono delle verifiche che permettono di migliorare il quadro sulle resistenze dei materiali, il quale si basa su quella che era la normativa vigente all'epoca della realizzazione della costruzione. Attraverso tale verifica si individua inoltre la tipologia di muratura corretta e quindi le resistenze da considerare. Si basano essenzialmente su un'analisi visiva della costruzione. Si opera andando a rimuovere una porzione di intonaco pari a 1x1 metri, in tal modo si indentificano la forma e la dimensione dei blocchi costituenti

la muratura, tale procedura è da effettuarsi preferibilmente negli angoli in modo da poter verificare anche gli ammorsamenti tra i vari elementi strutturali. Data la tipologia di analisi si ritiene di determinare la compattezza della malta solo in modo approssimato, ciò però permette di avere un'idea sulle caratteristiche di resistenza. Qualora ve ne fossero si cerca di identificare tutti quei maschi murari che sono caratterizzati da un comportamento monolitico nei confronti delle azioni, tenendo in conto anche della qualità delle connessioni tra gli elementi interni o trasversali ai maschi murari.

- Verifiche in sito di tipo esteso: rappresentano un livello di successivo per la determinazione dei parametri della muratura, sono effettuate in maniera più estesa e più sistematica. Si eseguono prove con il martinetto piatto doppio e prove per la caratterizzazione della malta e eventualmente della muratura nel suo complesso. È necessario effettuare la prova per ogni tipo di muratura presente. Vi sono poi altri metodi di prove non distruttive che permettono di completare il quadro dei dati richiesti. Se nel sito della struttura sono presenti altre strutture con i materiali corrispondenti si è autorizzati ad effettuare le prove su tali strutture verificando in modo esaustivo la corrispondenza.
- Verifiche in sito di tipo esaustivo: in aggiunta a tutte le verifiche fatte precedentemente, si realizza una serie di prove sperimentali che, per il numero e per la loro qualità siano sufficienti a determinare le caratteristiche della muratura. Le prove possono essere effettuate in sito o in laboratorio (quelle di laboratorio devono essere effettuate su dei campioni prelevati in modo tale da non alterare le caratteristiche e quindi la veridicità delle prove). Possono essere in generale prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. In combinazione con queste prove si possono aggiungere dei metodi di prova non distruttivi, che però in ogni caso non si possono considerare come sostitutivi. Come per le verifiche di tipo esteso, nel momento in cui vi sia una nitida e comprovata corrispondenza di materiali tra strutture contigue nelle vicinanze si può effettuare la singola prova sugli elementi di tali strutture. I risultati delle prove saranno poi confrontati con i valori di corrispondenza forniti dalla normativa per i materiali con tali caratteristiche in modo da valutare la differenza di valori.

Il raggiungimento dei livelli di conoscenza si effettua nel momento in cui risultino soddisfatti i seguenti criteri:

- Livello LC1: raggiunto se sono stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche limitate in sito sui dettagli costruttivi e indagini limitate sulle proprietà dei materiali. In questo caso il fattore di confidenza è uguale a 1,35.
- Livello LC2: raggiunto se si effettua un rilievo geometrico, verifiche estese ed esaustive in sito sui dettagli costruttivi, e indagini estese sulle proprietà dei materiali. In questo caso il fattore di confidenza è pari a 1,2.
- Livello LC3 CASO A: ottenibile nel caso in cui siano disponibili tre o più valori di prove sperimentali. I valori delle resistenze sono dati dalla media dei valori della tabella 2.4.11.1,

mentre il valore del modulo elastico può essere valutato come media delle prove o come valore medio dei valori riportati in tabella per la tipologia muraria in considerazione.

- **Livello LC3 CASO B:** ottenibile nel caso in cui siano disponibili due valori di prove sperimentali. Per le resistenze, se il valore medio è compreso nell'intervallo riportato in tabella 2.4.11.1, allora si assumerà il valore medio dell'intervallo in corrispondenza della tipologia muraria presente, se è maggiore allora si assumerà il valore superiore degli estremi dell'intervallo, se invece è inferiore si considererà il minimo dell'intervallo. Il valore medio da utilizzare è quello dei dati sperimentali. Il valore del modulo elastico può essere valutato come media delle prove o come valore medio dei valori riportati in tabella per la tipologia muraria in considerazione.
- **Livello LC3 CASO C:** ottenibile nel caso in cui sia disponibile un solo valore sperimentale delle resistenze. Per le resistenze, se il valore risulta essere compreso nell'intervallo riportato in tabella 2.4.11.1 riferito alla tipologia muraria presente, oppure superiore, si assumerà il valore medio dell'intervallo, se il valore di resistenza invece risulta essere inferiore agli estremi dell'intervallo, si considererà l'estremo inferiore dell'intervallo, il valore medio dei valori riportati in tabella per la tipologia muraria in considerazione. Il valore del modulo elastico può essere valutato come media delle prove o come valore medio dei valori riportati in tabella per la tipologia muraria in considerazione.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	σ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tab.2.4.11.1

La tabella 2.4.11.1 fornisce i valori che possono essere adottati come riferimento per le analisi. I valori dei moduli di elasticità E e del modulo di elasticità tangenziale G sono quelli che considerano gli elementi come non fessurati, pertanto i valori delle rigidezze andranno ridotte in modo opportuno.

Qualora le caratteristiche meccaniche della struttura dovessero essere più elevate, allora possono essere applicati dei coefficienti correttivi migliorativi, espressi nella tabella 2.4.11.2:

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

Tab 2.4.11.2

Tali coefficienti si applicano alle caratteristiche secondo i seguenti criteri:

- Se la malta è dotata di buone caratteristiche: il coefficiente viene applicato ai seguenti valori: f_m , τ_0 , E , G .
- Con i giunti sottili: il coefficiente viene applicato ai valori: f_m , τ_0 , E , G . Mentre per quanto riguarda la resistenza a taglio il coefficiente di incremento da considerarsi è la metà rispetto a quello considerato per la compressione.
- Con ricorsi o listature: il coefficiente viene applicato ai soli parametri f_m , τ_0 .
- Con elementi di collegamento trasversali: il coefficiente viene applicato ai soli parametri f_m , τ_0 . Questo coefficiente ha senso solo per le murature di tipo storico.

3 VULNERABILITA' SISMICA SECONDO LE NTC 2018

Le NTC 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) sono state pubblicate in Gazzetta Ufficiale il 20 febbraio, tramite il decreto del ministero delle Infrastrutture del 17 gennaio 2018. Le NTC sono entrate in vigore 30 giorni dopo, ovvero a partire dal 22 marzo 2018. Tali Norme tecniche per le costruzioni sono composte da due parti: un decreto (tre articoli più un allegato da 12 capitoli) e una circolare, che deve essere ancora pubblicata. Una grande attenzione è stata data ai materiali, cambiando completamente il capitolo 11 che va così a recepire le disposizioni dell'Unione Europea sulla libera circolazione dei prodotti da costruzione. Si segnalano poi alcuni cambiamenti puntuali nelle formule (p.es. il calcolo del taglio nel §4.1.2.3). Questa nuova versione delle NTC è ancora più aderente agli Eurocodici. Il Consiglio Superiore dei lavori Pubblici ha pubblicato la prima Circolare riguardante l'applicazione del Decreto, le procedure autorizzative e di qualificazione del servizio tecnico centrale, in particolare sui prodotti e sui materiali da costruzione. Verrà poi emanato un documento nei prossimi mesi da parte del Mit, esplicativo delle NTC (la circolare). Fino all'uscita di tale documento, l'intero sistema non potrà essere considerato totalmente definito, in ogni caso le nuove regole potranno essere applicate indipendentemente dall'emanazione della circolare. Imprese e professionisti. In attesa di quel testo, si seguiranno le indicazioni della vecchia circolare.

Le NTC 2018 individuano gli indici minimi di vulnerabilità sismica che dovranno essere raggiunti in caso di miglioramento degli immobili storici e di adeguamento degli edifici scolastici esistenti. Il decreto delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni, all'articolo 2, contiene anche le indicazioni sull'applicazione delle regole tecniche nella fase transitoria, a seconda dello stato di avanzamento del progetto: sono ancora applicabili le vecchie NTC del 2008, a progetti affidati e contratti firmati, solo per le opere pubbliche che si concludono entro cinque anni dalla data di entrata in vigore delle nuove NTC, cioè entro 22 marzo 2023. Per le opere private le cui parti strutturali sono ancora in corso di esecuzione o per le quali, prima della data di entrata in vigore delle nuove Norme tecniche per le costruzioni, è stato depositato il progetto esecutivo, si possono continuare ad applicare le vecchie Norme tecniche per le costruzioni del 2008, fino alla fine dei lavori e al collaudo statico.

Analizziamo ora i capitoli della nuova norma che interessano per l'analisi della struttura in esame, essi sono il capitolo 4, il capitolo 8 e il capitolo 11.

3.1 CAPITOLO 4 DELLE NTC 2018 COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

3.1.1 INTRODUZIONE

I seguenti criteri delle norme delle costruzioni riguardano le strutture con funzione portante verticale, realizzata con sistemi di muratura in grado di sopportare azioni sia verticali sia orizzontali, collegati tra di loro da elementi, orizzontali ai piani e che possono assumere una determinata pendenza in copertura.

Gli elementi resistenti in muratura possono essere classificati come:

a) Elementi artificiali

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di fori in direzione ortogonale al piano di posa (foratura verticale) oppure in direzione parallela (foratura orizzontale). Per l'impiego nelle opere trattate dalla presente norma, gli elementi sono classificati in base alla percentuale di foratura Π ed in base all'area media della sezione normale di ogni singolo foro f .

La percentuale di foratura viene calcolata tramite la seguente espressione $\Pi = 100 F/A$ in cui:

F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;

A è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Gli elementi possono avere incavi con profondità limitata, i quali possono essere riempiti da un letto di malta. Tra tutti vi sono poi gli elementi di laterizio di area lorda A maggiore di 300 cm^2 , essi possono essere dotati di un foro di presa di area massima pari a 35 cm^2 , da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale. Per aree superiori a 580 cm^2 sono ammessi due fori, entrambi comunque con area massima pari a 35 cm^2 , oppure un foro di presa o per l'eventuale disposizione della armatura la cui area non superi 70 cm^2 .

Non devono rispettare delle limitazioni i fori degli elementi in laterizio o in calcestruzzo che sono destinati ad essere riempiti di calcestruzzo o malta.

Vi sono poi degli spessori minimi dei setti interni (distanza minima tra due fori) da dover rispettare, tali limiti sono espressi qui di seguito:

elementi in laterizio e di silicato di calcio: 7 mm;

elementi in calcestruzzo: 18 mm;

Per i setti esterni (distanza minima dal bordo esterno rispetto al foro più vicino) i limiti sono i seguenti:

elementi in laterizio e di silicato di calcio: 10mm;

elementi in calcestruzzo: 18 mm;

b) Elementi naturali

Gli elementi naturali sono ricavati da materiale lapideo che non sia friabile o sfaldabile, e abbiano un'adeguata resistenza al gelo; essi non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici e devono essere integri, senza zone alterate o corrosive e danneggiate.

3.1.2 MURATURE

Le murature costituite dall'assemblaggio organizzato ed efficace di elementi e malta possono essere a singolo paramento, se la parete è priva di cavità o di giunti verticali continui nel suo piano dell'elemento strutturale, oppure a paramento doppio. In questo ultimo caso, nel caso in cui siano presenti le connessioni trasversali previste dall'Eurocodice UNI EN 1996-1-1, si farà riferimento agli stessi Eurocodici UNI EN 1996-1-1, oppure, in assenza delle connessioni trasversali previste dall'Eurocodice, si applica quanto previsto al § 4.6 delle NTC 2018.

Nel caso di elementi naturali, le pietre di geometria praticamente parallelepipedica, posate in strati regolari, costituiscono le murature di pietra squadrata. L'impiego di materiale di cava lavorato grossolanamente è consentito per le nuove costruzioni, purché posto in opera in strati pressoché regolari: in questo caso si parla di muratura di pietra non squadrata. Se la muratura in pietra non squadrata è intercalata, ad interasse non superiore a 1,6 m e per tutta la lunghezza e lo spessore del muro, da fasce di calcestruzzo semplice o armato oppure da ricorsi orizzontali costituiti da almeno due filari di laterizio pieno, essa viene identificata con il termine di muratura listata.

L'uso di giunti di malta sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) e/o di giunti verticali a secco va limitato ad edifici con numero di piani fuori terra non superiore a quanto specificato al § 7.8.1.2 delle NTC ed comunque fino ad un'altezza di interpiano massima di 350 cm.

3.1.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

Le proprietà fondamentali in base alle quali si classifica una muratura sono le stesse definite nelle NTC 2008:

- la resistenza caratteristica a compressione f_k ;
- la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale f_{vk0} ;
- il modulo di elasticità normale secante E ;
- il modulo di elasticità tangenziale secante G .

Le resistenze caratteristiche f_k e f_{vk0} sono determinate o per via sperimentale su campioni di muro o, imponendo alcune limitazioni, in funzione delle proprietà degli elementi costituenti. Le modalità per determinare le resistenze caratteristiche sono indicate nel paragrafo 11.10.3 delle NTC, dove vengono anche riportate le modalità per la valutazione dei moduli di elasticità.

In qualsiasi caso i valori delle caratteristiche meccaniche utilizzate per le verifiche devono essere indicati nel progetto delle opere.

In ogni caso, quando è richiesto un valore di f_k maggiore oppure uguale a 8 MPa, bisogna controllare il valore di f_k mediante prove sperimentali come indicato nel § 11.10 delle NTC.

3.1.4 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE

L'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura 3D. I sistemi resistenti di pareti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni devono essere collegati tra di loro in modo da resistere contemporaneamente alle azioni verticali ed alle azioni orizzontali, siano esse di tipo strutturale o naturale.

I pannelli murari, di tipologia non armata, sono considerati resistenti anche alle azioni orizzontali nel caso in cui abbiano una lunghezza non inferiore a 0,3 volte l'altezza di interpiano. Le murature possono considerarsi con funzione portante, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e con funzione di controvento, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. Per garantire un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutti gli elementi devono assolvere, nell'ambito delle loro resistenze, sia la funzione portante sia la funzione di controventamento. Gli orizzontamenti sono in genere dei solai piani, o con falde inclinate per le coperture, che devono assicurare, sia dal punto di vista della resistenza sia da quello della rigidezza, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento. L'organizzazione dell'intera struttura ed il collegamento tra i suoi elementi devono essere tali da garantire un'adeguata resistenza e stabilità, ed un comportamento globale di tipo "scatolare".

La struttura si ammette abbia un comportamento scatolare qualora risultino soddisfatte le seguenti condizioni: muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro, tutte le pareti devono essere collegate al livello dei solai mediante cordoli di piano di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali. I cordoli di piano devono avere una sezione adeguata e un'armatura sufficiente.

Lo spessore dei muri portanti non può essere inferiore ai seguenti valori:

- muratura in elementi resistenti artificiali pieni 150 mm
- muratura in elementi resistenti artificiali semipieni 200 mm
- muratura in elementi resistenti artificiali forati 240 mm
- muratura di pietra squadrata 240 mm
- muratura di pietra listata 400 mm
- muratura di pietra non squadrata 500 mm

I fenomeni del secondo ordine possono essere controllati mediante la snellezza convenzionale della parete, definita dal rapporto:

$$\Omega = h_0 / t$$

dove h_0 è la lunghezza libera di inflessione della parete valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi e t è lo spessore della parete.

Il valore della snellezza Ω non deve comunque essere superiore a 20.

3.1.5 ANALISI STRUTTURALE

La risposta strutturale può essere calcolata utilizzando:

- analisi semplificate;
- analisi lineari, assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità;
- analisi non lineari;

Per il calcolo dei carichi trasmessi dai solai alle pareti e per la valutazione su queste ultime degli effetti delle azioni fuori dal piano, è consentito l'impiego di modelli semplificati, essi si basano sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali.

3.1.6 VERIFICHE

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione degli elementi murari.

3.1.7 RESISTENZE DI PROGETTO

Le resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d e f_{vd} per il taglio) sono:

- $f_d = f_k / \gamma_M$
- $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$

In cui f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura e f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione., γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria. In Tab. 3.1.7.1, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, si hanno i valori del coefficiente γ_M e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II (vedi § 11.10.1 delle NTC).

Tab. 3.1.7.1. Valori del coefficiente 'M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti:

Materiale	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

L'attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando i criteri qui di seguito riportati:

Classe 2:

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

3.1.8 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano);
- presso flessione nel piano del muro;
- taglio per azioni nel piano del muro;
- carichi concentrati;

– flessione e taglio di travi di accoppiamento.

Per la verifica a presso flessione per carichi laterali, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (vedi § 4.5.5), si può far riferimento al metodo semplificato di seguito riportato.

La resistenza unitaria di progetto ridotta $f_{d,rid}$ riferita all'elemento strutturale si assume:

$$f_{d,rid} = \Psi f_d$$

in cui Ψ è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, riportato in Tab. 3.1.8.1 in funzione della snellezza convenzionale Ω e del coefficiente di eccentricità m .

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono possibili delle estrapolazioni.

Tab. 3.1.8.1 -Valori del coefficiente Ψ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza Ω	Coefficiente di eccentricità $m = e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	
20	0,53	0,36	0,23		

Per la valutazione della snellezza convenzionale Ω della parete secondo l'espressione la lunghezza libera d'inflessione del muro h_0 è data dalla relazione

$$h_0 = \rho h$$

in cui il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e h è l'altezza interna di piano. E assume il valore 1 per muro isolato, e i valori indicati nella Tab. 3.1.8.2,

quando il muro non ha aperture ed è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza l non inferiore a $1/5 h$, posti ad interasse a .

Tab. 3.1.8.2 - vincolo	h/a	ρ	Fattore laterale di
	$h/a \leq 0,5$	1	
	$0,5 \leq h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$	
	$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$	

Nel caso in cui un muro trasversale abbia delle aperture, si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere mobilitata se lo stipite delle aperture sia posto ad una distanza dalla superficie del muro irrigidito pari ad almeno $1/5$ dell'altezza del muro stesso, se la distanza risultasse inferiore a tale limite si avrà $E = 1$.

Nella lunghezza l del muro di irrigidimento viene compresa anche metà dello spessore del muro irrigidito. Il coefficiente di eccentricità “ m ” è definito nel seguente modo:

$$m = 6 e/t$$

essendo “ t ” lo spessore del muro ed “ e ” l'eccentricità totale. Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze legate alle esecuzioni ed alle azioni orizzontali. Esse possono essere determinate convenzionalmente con i criteri seguenti.

A) eccentricità totale dei carichi verticali:

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}$$

$$e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

- e_{s1} eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;
- e_{s2} eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;
- N_1 carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

- N2 reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;
 - d1 eccentricità di N1 rispetto al piano medio del muro da verificare;
 - d2 eccentricità di N2 rispetto al piano medio del muro da verificare; tali eccentricità possono essere positive o negative;
- B) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, e_a :

Considerate una serie di tolleranze dimensionali legate alle varie tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di una eccentricità e_a che è assunta almeno uguale a $e_a = h/200$ dove h altezza è interna di piano.

eccentricità e_v dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura,

$$e_v = M_v/N$$

dove M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale agente nella relativa sezione di verifica. Il muro viene considerato incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali, se questi hanno interasse minore di 6 m.

Le eccentricità elencate e_s , e_a e e_v devono essere convenzionalmente combinate tra di loro secondo le seguenti due espressioni:

$$e_1 = |e_s| + |e_a|$$

$$e_2 = |e_1/2| + |e_v|$$

Il valore di $e=e_1$ è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità; il valore di $e=e_2$ è adottato per la verifica della sezione ove è massimo il valore di M_v . L'eccentricità di calcolo "e" non può comunque essere assunta minore di e_a , e in ogni cosa non si può avere un valore di e_1 ed e_2 maggiori di $0,33t$.

3.1.9 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Non è obbligatorio eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture in muratura, qualora siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi.

3.2 CAPITOLO 7 DELLE NTC 2018 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

3.2.1 GENERALITÀ

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello SLV, da $agS \leq 0,075g$, in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST), definito al paragrafo 03.2.3.2 della normativa, e ag è l'accelerazione orizzontale massima per il suddetto SLV su sito di riferimento rigido, possono essere progettate e verificate nel seguente modo:

- si considera la combinazione di azioni definita nel paragrafo 2.5.3 della norma, applicando, nelle due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito assumendo un valore della forza $F_h = 0,10 W\Lambda$ per tutte le tipologie strutturali, essendo Λ definito al paragrafo 7.3.3.2 della norma;
- si richiede la sola verifica nei confronti dello SLV;
- si utilizza in generale una “progettazione per comportamento strutturale di tipo non dissipativo”; qualora si scelga una “progettazione per comportamento strutturale dissipativo”, si possono impiegare, in classe di duttilità CD“B”, valori unitari per i coefficienti J_{Rd} definiti nella Tab. 7.2.I della norma;
- ad eccezione del caso di edifici fino a due piani, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida, gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidezza e resistenza definiti al paragrafo 7.2.2.

3.2.2 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Definiamo qui di seguito:

- capacità di un elemento strutturale o di una struttura: l'insieme totale delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità manifestate, quando soggetti ad un prefissato insieme di azioni;
- domanda su un elemento strutturale o su una struttura: l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità richieste da un prefissato insieme di azioni.

La verifica nei confronti dei vari stati limite si effettua confrontando capacità e domanda in termini di resistenza e sollecitazioni.

3.2.3 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

3.2.3.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

REGOLARITÀ

Le costruzioni devono avere, per quanto sia possibile, dei gradi di iperstaticità, e devono essere caratterizzate da regolarità sia in pianta sia in altezza. Se necessario, ciò può essere conseguito separando la struttura, mediante giunti, in unità che risultino tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se sono rispettate tutte le seguenti condizioni:

- 1) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è di tipo convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di diverse rientranze in pianta, qualora esse non influenzino significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non superi il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- 2) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- 3) ciascun orizzontamento sviluppa una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta coinvolga e modifichi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e abbia resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è regolare in altezza se sono rispettate tutte le seguenti condizioni:

- 1) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della parte dell'edificio per ciascuna parte;
- 2) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza notevoli cambiamenti, dalla base sino alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture realizzate con pareti o nuclei in c.a. o con pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali venga affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- 3) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); è escluso da questa limitazione e costituisce un'eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

- 4) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione devono obbligatoriamente avvenire con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure devono avvenire in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento subito sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento di tipo non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidità rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, risultino pressoché coincidenti.

3.2.3.2 COMPORTAMENTO STRUTTURALE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non realizzate con appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate seguendo uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non dissipativo
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrane e i collegamenti devono rimanere in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite da soddisfare, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, utilizzando un modello elastico.

Per comportamento strutturale di tipo dissipativo, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrane e/o collegamenti entrano in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite da verificare e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità del materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q , si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto in modo esplicito, si adotta un'adeguata legge costitutiva.

3.2.3.3 CLASSI DI DUTTILITÀ

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per rientrare in una delle due Classi di Duttività (CD):

- Classe di Duttività Alta (CD“A”), ad elevata capacità dissipativa;
- Classe di Duttività Media (CD“B”), a media capacità dissipativa.

La differenza tra le due classi consiste nell’entità delle plasticizzazioni previste, in fase di progettazione, sia a livello locale sia a livello globale.

3.2.3.4 ZONE DISSIPATIVE E RELATIVI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nel caso di comportamento strutturale di tipo dissipativo, il comportamento della struttura nei confronti del sisma è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone dissipative. Esse devono nascere dove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia, garantendo la capacità in duttilità relativa alla classe scelta.

I dettagli costruttivi delle zone dissipative e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, sono fondamentali per un corretto comportamento sismico e devono essere esaurientemente spiegati negli elaborati del progetto.

3.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

3.2.4.1 ELEMENTI SECONDARI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati “secondari”. Nell’analisi della risposta sismica, la rigidezza e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono quindi essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere solamente ai carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi di tipo gravitazionale, quando sono soggetti a spostamenti legati alla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 della norma, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4 della norma.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare” come definite al paragrafo 7.2.1 della norma, né il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% del rispettivo contributo offerto dagli elementi primari.

3.2.4.2 ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente importanti per la sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e ad essi collegati, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da verificare (v. paragrafo 7.3.6 della norma).

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = S_a \cdot W_a / q_a$$

In cui:

F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, considerata nella direzione più sfavorevole, ed è la risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrispondente allo stato limite in esame.

W_a è il peso dell'elemento.

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

3.2.5 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere classificata come lineare o non lineare.

3.2.5.1 ANALISI LINEARE

L'analisi lineare può essere usata per calcolare la domanda sismica sia nel caso di comportamento strutturale non dissipativo sia dissipativo. In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, qualsiasi sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q , i limiti riportati nella tabella 3.2.5.1 con i valori dei fattori di base q_0 riportati in Tab. 3.2.5.2.

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Tab. 3.2.5.1

Valori del fattore di comportamento q

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, il valore del fattore di comportamento q , da utilizzarsi per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia di struttura, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione scelti e applicati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia differente nella direzione orizzontale perpendicolare alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo ad uno SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 3.2.5.2. Esso dipende dalla Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente η e del rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. In ogni caso la scelta di q_0 deve venire esplicitamente giustificata.

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni che risultino regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tab. 3.2.5.2 – Valori massimi del valore q_0 del fattore di comportamento allo SLV in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

	q_0	
Tipologia strutturale	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)		
Costruzioni di muratura ordinaria	1,75 α_U/α_1	
Costruzioni di muratura armata	2,5 α_U/α_1	
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	3,0 α_U/α_1	
Costruzioni di muratura confinata	2,0 α_U/α_1	
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	3,0 α_U/α_1	

Per le costruzioni regolari in pianta, nel momento in cui non si procede a un'analisi non lineare finalizzata alla sua valutazione, per il rapporto α_U/α_1 , si possono adottare i valori indicati nei paragrafi successivi a seconda delle diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_U/α_1 pari alla media tra il valore unitario e i valori di volta in volta stabiliti per le diverse tipologie costruttive.

Qualora la domanda in resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità in resistenza della struttura considerando la domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLD siano non superiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLV.

Il valore di q utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo SLV, a meno di adeguate analisi giustificative, è assunto pari a $q=1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti in cui è $q=1$.

3.2.5.2 ANALISI NON LINEARE

L'analisi non lineare può essere utilizzata sia per sistemi strutturali a comportamento non dissipativo, sia per sistemi strutturali a comportamento dissipativo e tiene in considerazione le non linearità di materiale e geometriche. Nei sistemi strutturali a comportamento dissipativo i legami costitutivi utilizzati devono tener conto anche della riduzione di resistenza e della resistenza residua, qualora risultino significative.

3.2.6 ANALISI DINAMICA O STATICA

I metodi d'analisi sono inoltre classificati in relazione al fatto che l'equilibrio sia valutato in modo dinamico o statico.

Solo per le costruzioni la cui risposta sismica, per ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, sia per comportamenti strutturali dissipativi sia non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "l'analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è valutato staticamente, l'analisi della struttura è lineare e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto.

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica si possono eseguire analisi non lineari, andando a trattare l'equilibrio:

- dinamicamente ("analisi non lineare dinamica"), in cui l'azione sismica viene modellata mediante storie temporali del moto del terreno;
- staticamente ("analisi non lineare statica"), in cui l'azione sismica viene modellata mediante forze statiche fatte crescere monotonamente.

3.2.7 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

Sia per analisi lineare dinamica, sia per analisi lineare statica, si deve tenere conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa, la quale ha sempre un valore minimo, pari al 5% della dimensione maggiore del piano considerato.

Per gli edifici, gli effetti di tale eccentricità possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo. Per la definizione delle analisi di tipo "lineare statica" e "lineare dinamica" si rimanda al capitolo 2 delle NTC 2008.

3.2.9 ANALISI NON LINEARE DINAMICA

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura attraverso integrazione delle equazioni del moto, viene utilizzato un modello non lineare della struttura assieme alle storie temporali del moto del terreno. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura nel campo non lineare, valutando il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile allo SLC e le relative verifiche.

L'analisi non lineare dinamica deve essere confrontata con un'analisi modale con spettro di risposta di progetto, in modo di controllare le differenze in termini di sollecitazioni totali alla base della struttura.

3.2.10 ANALISI NON LINEARE STATICA

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente non lineare.

Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a tale sistema strutturale equivalente vengono applicati i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze vengono fatte scalare in modo da far crescere in modo monotono, sia nella direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale dc di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (escludendo eventuali torrioni). Il diagramma $F_b - dc$ rappresenta la cosiddetta curva di capacità della struttura.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, una relativa al gruppo delle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra al gruppo delle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) qui di seguito elencate:

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata deve avere una partecipazione di massa non inferiore al 75%, se così risulta si può applicare una delle due distribuzioni seguenti:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche spiegate nell'analisi statica lineare, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2;
- distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;

In ogni caso può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun livello orizzontale, calcolate tramite un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa totale

almeno pari allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione risulta obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è maggiore di $1,3 T_c$.

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione di forze, ottenuta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo tutta l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- c) distribuzione di tipo multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

3.2.11 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DI FORZA DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ DI TIPO SPAZIALE DEL MOTO

L'analisi delle sollecitazioni avviene esattamente come per le NTC 2008, andando a comporre rispettivamente per entrambe le direzioni del sisma la totalità dell'azione sismica in una direzione più il 30% dell'azione sismica nella direzione ortogonale e il 30% dell'azione sismica in direzione verticale.

3.2.12 RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) dipendono dalla Classe d'Uso (CU):

nel caso di comportamento strutturale classificato come non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), non vengono applicate le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;

nel caso di comportamento strutturale classificato come dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (ove richiesto), si applicano le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari sono realizzate solo in termini di duttilità. Le verifiche per lo stato limite di prevenzione del collasso (SLC), a meno di specifiche indicazioni, vengono svolte soltanto in termini di duttilità.

3.2.12.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta quando la deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni che rendano la costruzione temporaneamente inagibile.

Per le costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano elevati, tale condizione può ritenersi soddisfatta qualora gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai seguenti limiti:

Per le CU I e II ci si riferisce allo SLD e deve risultare:

per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$q_{dr} \leq 0.0050h \quad \text{per tamponature fragili}$$

$$q_{dr} \leq 0.0075h \quad \text{per tamponature duttili}$$

per tamponature progettate in modo da non subire danni in seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità:

$$q_{dr} \leq 0.0100h$$

per costruzioni realizzate con muratura ordinaria portante:

$$q_{dr} \leq 0.0200h$$

per costruzioni realizzate con muratura armata portante:

$$q_{dr} \leq 0.0300h$$

per costruzioni realizzate con muratura confinata portante:

$$q_{dr} \leq 0.0250h$$

In cui:

d_r rappresenta lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e quelli del solaio inferiore.

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo SLO e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità di resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo SLV.

La capacità in resistenza delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole contenute nei capitoli precedenti, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei successivi paragrafi. Per le strutture a comportamento dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata in riferimento al loro comportamento ultimo.

Per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico.

La resistenza dei materiali può essere ridotta per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, giustificandolo sulla base di precise prove sperimentali. In tal caso, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali M si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 della norma legati alle situazioni eccezionali.

VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti,

nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità riportata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere verificata, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi delineate nel presente capitolo per le diverse tipologie strutturali. Tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel Cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque tassativo per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Le verifiche di duttilità non sono necessarie nel caso di progettazione con $q \leq 1,5$.

3.2.13 COSTRUZIONI DI MURATURA

REGOLE GENERALI

3.2.13.1 PREMESSA

Le costruzioni di muratura devono essere realizzate nel rispetto di quanto contenuto nelle presenti Norme Tecniche ai §§ 4.5 e 11.10. Rispettando tali requisiti le costruzioni in muratura possono essere classificate come moderatamente dissipative e quindi appartenenti alla classe di duttilità CD"B".

Le costruzioni di muratura sono classificate come: ordinaria, armata e confinata. precisando che, per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle presenti Norme Tecniche relativamente alle costruzioni in calcestruzzo armato.

Per le verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del "metodo semiprobabilistico agli stati limite".

I coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza del materiale forniti nel Capitolo 4 possono essere ridotti al massimo del 20% e comunque fino ad un valore non inferiore a 2.

3.2.13.2 MATERIALI

Gli elementi da utilizzare per costruzioni di muratura portante devono essere tali da evitare rotture di tipo fragile. A tal scopo gli elementi devono possedere i requisiti indicati nel paragrafo 4.5.2 e, fatta eccezione per le costruzioni caratterizzate, allo SLV, da $agS \leq 0,075g$, rispettare le seguenti ulteriori indicazioni:

- percentuale volumetrica degli eventuali vuoti, non superiore al 45% del volume totale dell'elemento costituente;
- eventuali setti, disposti parallelamente al piano del muro, continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa o, in alternativa, resistenza media normalizzata nella direzione portante (f_b) non inferiore a 6 MPa ;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete (f_{bk}), calcolata nel medesimo modo, non inferiore a 1,5 MPa.

La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa.

Nel caso di utilizzo di elementi per muratura che fanno affidamento a tasche per riempimento di malta, i giunti verticali possono essere considerati riempiti se la malta è posta su tutta l'altezza del giunto su di un minimo del 40% della larghezza dell'elemento murario.

L'uso di giunti sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati allo SLV, da $agS \leq 0,15 g$, rispettando le seguenti limitazioni:

- altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura: 10,5 m se $agS \leq 0,075 g$; 7 m se $0,075 g < agS \leq 0,15 g$;

- numero dei piani in muratura da quota campagna: ≤ 3 per $agS \leq 0,075g$; ≤ 2 per $0,075g < agS \leq 0,15g$.

L'uso di giunti verticali non riempiti è permesso esclusivamente per edifici caratterizzati, allo SLV, da $agS \leq 0,075g$, realizzati con un numero di piani in muratura da quota campagna non maggiore di due e un'altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura di 7 m.

Gli elementi per murature con giunti sottili e/o giunti verticali a secco debbono soddisfare le seguenti limitazioni:

- spessore minimo dei setti interni: 7 mm;
- spessore minimo dei setti esterni: 10 mm;
- percentuale massima di foratura: 55%;

Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo per costruzioni caratterizzate, allo SLV, da $agS \leq 0,075g$.

3.2.14 MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI COMPORTAMENTO

A seconda della tipologia muraria, i valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento con cui individuare lo spettro di progetto da utilizzare nelle analisi lineari, sono indicati in Tab. 3.3.3.1.

Si assume sempre $q = q_0 \cdot K_r$, attribuendo a K_r .

I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale tale per cui, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Se si procede ad un'analisi lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- costruzioni di muratura ordinaria $\alpha_u/\alpha_1 = 1,7$
- costruzioni di muratura armata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$

- costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni di muratura confinata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,6$
- costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.

3.2.15 METODI DI ANALISI

3.2.15.1 Analisi lineare statica

È applicabile nei casi previsti al § 7.3.3.2, anche per le costruzioni irregolari in altezza, purché si ponga $q = 1,0$.

Le rigidezze degli elementi murari devono essere calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di rigidezze fessurate è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidezze fessurate possono essere assunte uguale alla metà di quelle non fessurate.

Il modello può essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in calcestruzzo armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammorsate alle pareti), possono essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza siano eseguite anche su tali elementi. In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide.

Nel caso di solai rigidi, la distribuzione delle forze di taglio nei diversi pannelli ottenuta mediante un'analisi lineare può essere modificata con una ridistribuzione limitata, facendo sì che l'equilibrio globale di piano sia in ogni caso rispettato (il modulo e la posizione della forza risultante di piano restino invariati) e a condizione che la variazione del taglio in ciascun pannello, ΔV , soddisfi la relazione

$$|\Delta V| \leq \max \{0,25 |V|; 0,1 |V_{\text{piano}}|\} \quad [7.8.0]$$

dove V è il taglio nel pannello e V_{piano} è il taglio totale agente al piano nella direzione parallela al pannello. Tale ridistribuzione non è ammessa nel caso in cui il rapporto α_u/α_1 necessario per il calcolo del fattore di comportamento q sia stato ottenuto dal progettista direttamente da un'analisi non lineare. Viceversa, se nella determinazione di α_u/α_1 ci si è avvalsi dei valori prudenziali suggeriti dalla norma, la ridistribuzione è ammessa.

Se i solai fossero di tipo deformabile, la ridistribuzione può essere eseguita solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti oppure appartenenti alla stessa parete. In tal caso,

nel calcolo dei limiti per la redistribuzione, V_{piano} è da considerarsi come la somma dei tagli nei pannelli complanari, oppure appartenenti alla medesima parete.

Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate per gli elementi non strutturali, assumendo $q_a = 3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a (S_a/q_a) volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a (S_a/q_a) volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II della normativa, si può assumere per S_a nel seguente modo:

$$S_a = \alpha S [1.5(1 + Z/H) - 0.5] \geq \alpha S$$

In cui:

α : è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A per lo stato limite in esame (vedi § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g .

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione.

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

3.2.15.2 Analisi dinamica modale

È applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al paragrafo 7.3.3.1 della norma. Quanto specificato per modellazione e possibilità di redistribuzione nel caso di analisi statica lineare si applica anche in questo caso.

Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente, adottando le forze equivalenti delineate al punto precedente per l'analisi statica lineare.

3.2.15.3. Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura secondo le modalità descritte al § 7.3.4.2, con la possibilità di estendere quanto ivi indicato per le strutture in cui il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%, anche ai casi in cui la partecipazione di massa sia non inferiore al 60%.

3.2.15.4. Analisi dinamica non lineare

Viene applicata integralmente il § 7.3.4.1 della normativa facendo uso di modelli meccanici non lineari di provata e documentata efficacia nel riprodurre il comportamento dinamico e ciclico della muratura.

3.2.16 VERIFICHE DI SICUREZZA

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la capacità di ogni elemento strutturale resistente al sisma deve essere non inferiore alla domanda agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Devono essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi una funzione strutturale, in particolare quelle portanti i carichi verticali, anche quando sono considerate non resistenti al sisma in base ai requisiti della Tab. 7.8.II della normativa.

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente alla struttura si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare associata si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

In ogni caso, sia per le costruzioni in muratura ordinaria sia per le costruzioni in muratura armata senza progettazione in capacità, la verifica di sicurezza non è soddisfatta se il rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare, superi il valore 4,0.

3.2.17 COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA

3.2.17.1 VERIFICHE DI SICUREZZA

Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si esegue confrontando il momento agente di progetto con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura come non reagente a trazione e adottando un'opportuna distribuzione non lineare delle tensioni di compressione. Nel caso di una sezione rettangolare e diagramma delle compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a $0.85 f_d$, si può calcolare il momento ultimo come:

$$M_u = (l^2 t \frac{\sigma_0}{2}) (1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d})$$

dove:

Mu è il momento ultimo corrispondente al collasso per pressoflessione;

l è la lunghezza complessiva della parete (comprensiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, $\sigma_0 = N/A$, con N forza assiale agente positiva se di compressione;

se N è di trazione, $M_u = 0$.

$f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare, la capacità a pressoflessione viene calcolata ponendo f_d pari al valore medio della capacità a compressione della muratura. In tal caso lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari all'1,0% dell'altezza del pannello.

Taglio

La capacità a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della formula seguente:

$$V_t = l' t f_{vd}$$

dove:

l' è la lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni ed in assenza di resistenza a trazione;

t è lo spessore della parete;

$f_{vd} = f_{yk} / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 \sigma_n \leq f_{y,lim}$, in cui f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di valutazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$ e $f_{y,lim} = f_{yk,lim}/0,7$), e lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari allo 0,5% dell'altezza del pannello.

Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato con lo stesso criterio della pressoflessione nel piano, ovvero assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0,85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

3.3 CAPITOLO 8 DELLE NTC 2018 COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA

3.3.1 OGGETTO

Il presente capitolo stabilisce i principi generali da utilizzarsi per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti.

Viene definita come costruzione esistente quella che, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento, abbia la struttura completamente realizzata.

3.2.2 CRITERI GENERALI

Le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono un riferimento anche per le costruzioni esistenti. Fatta eccezione di quanto indicato nella presente norma in merito a limitazioni di altezza, regole generali, prescrizioni sulla geometria e sui particolari costruttivi e fatto salvo quanto specificato qui di seguito.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono fare riferimento ai seguenti aspetti della costruzione:

- essa mostra lo stato delle conoscenze, al tempo della sua realizzazione;
- in essa possono essere presenti, ma non visibili, difetti di impostazione e di realizzazione;
- essa può essere stata soggetta ad eventi, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente identificabili;
- le sue strutture possono presentare degrado e/o cambiamenti significativi, rispetto alla situazione iniziale.

Nella definizione dei modelli strutturali di calcolo si dovrà tenere in conto che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini svolte, le seguenti caratteristiche:

- la geometria e i particolari costruttivi;
- le proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni;
- i carichi permanenti.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso di coefficienti legati ai "fattori di confidenza" che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di resistenza in funzione del livello di conoscenza delle caratteristiche sopra elencate.

3.3.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, con lo scopo di determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche di tipo locale.

La valutazione della sicurezza, mostrata mediante apposita relazione, deve poter stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza deve essere realizzata quando sia presente anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione notevole della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e riduzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi nelle fondazioni; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso non standard;
- evidenti gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di una parte di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo marginalmente, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidezza;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi di tipo strutturale;
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della realizzazione dell'edificio.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo su tali elementi

e su quelli che con essi interagiscono, sempre considerando che tali cambiamenti a livello locale non incidano in modo sostanziale sul comportamento globale della struttura.

La valutazione della sicurezza, sarà da effettuarsi tutte le volte in cui si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento. Il progettista dovrà mostrare mediante un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti tramite di esso.

La verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità di tipo globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano verificati nel passato;
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni di tipo morfologico sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere effettuate con riferimento ai soli SLU, fatta eccezione per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE, in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli di prestazione ridotti.

Per quanto concerne la combinazione sismica delle azioni, le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita (SLV) o, alla condizione di collasso (SLC).

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche, il livello di sicurezza della costruzione è valutato attraverso il rapporto tra l'azione sismica massima che la struttura è in grado di sopportare e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione. L'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, fatta eccezione per quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione che comporterebbero variazioni sui carichi verticali variabili.

La restrizione dell'uso può mutare da zona a zona della costruzione e, per l'i-esima porzione di struttura, è valutata attraverso il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si adotterebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Risulterà necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllabili, ossia i carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

3.3.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Vengono individuate le seguenti categorie di intervento:

interventi di riparazione o locali: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza presenti;

interventi di miglioramento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale presente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati dalla norma nel paragrafo 8.4.3;

interventi di adeguamento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati dalla norma nel paragrafo 8.4.3.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di modifiche in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata in modo esplicito dal progettista, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel paragrafo 8.3 della seguente norma.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di elementi nuovi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali presenti ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le costruzioni nuove.

Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone valutate a rischio sismico, come espresso dal comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile progettare solamente degli interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

3.3.5 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non devono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a perseguire una o più dei seguenti obiettivi:

ripristinare, rispetto alla configurazione antecedente al danno, le caratteristiche iniziali degli elementi o delle parti danneggiate;

migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, che possono anche non essere danneggiati;

impedire meccanismi di collasso di tipo locale;

modificare un elemento o una porzione anche limitata della struttura.

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali individuate e dimostrando che, rispetto alla configurazione antecedente al danno, al degrado o alla variazione, non vengano prodotte modifiche sostanziali al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza presenti.

La relazione in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle che con esse interagiscono, dovrà essere documentate le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso per la costruzione.

3.3.6 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura interessate da modifiche di risposta e alla struttura nel suo comportamento d'insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore dell'azione E sopportata può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe **III** ad uso scolastico e di classe **IV** il valore dell'azione E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe **III** e per quelle di classe **II** il valore dell'azione E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno $E = 1,0$ dal punto di vista delle resistenze.

3.3.7 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si verifica un delle seguenti condizioni:

sopraelevazione della costruzione;

ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da modificarne significativamente la risposta;

apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi verticali globali in fondazione superiori al 10%, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque tassativo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;

effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dall'esistente; Realizzazione di interventi strutturali che trasformino il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti, su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli livelli.

realizzare modifiche di classe d'uso che portino a costruzioni di classe **III** ad uso scolastico o di classe **IV**.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura dopo l'intervento.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere un valore dell'azione sismica sopportata $E \geq 1,0$. Nei casi c) ed e) si può assumere un valore di $E \geq 0,80$.

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato come ampliamento, come da condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non si riscontrino una o più delle condizioni di cui agli altri punti precedenti.

3.3.8 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per conseguire una sufficiente conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini di tipo sperimentale. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo utilizzo nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'importanza in termini di conservazione.

3.3.9 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive precedentemente riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come coefficienti riduttivi nelle verifiche della sicurezza. Per procedere alla scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono tre livelli di conoscenza, qui di seguito ordinati per informazione crescente:

- LC1;
- LC2;
- LC3.

Tali livelli sono determinati dagli aspetti conoscitivi seguenti:

geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

3.3.10 MATERIALI

Gli interventi sulle strutture esistenti devono essere effettuati mediante materiali previsti dalle presenti norme. In determinati casi possono essere utilizzati materiali non tradizionali, purché nel rispetto di normative e documenti di comprovata validità elencati nel Capitolo 12.

Nel caso di edifici in muratura è possibile effettuare riparazioni locali o integrazioni con materiale di caratteristiche molto simili a quello impiegato originariamente nella costruzione, purché sia durevole e con valide caratteristiche meccaniche.

3.3.11 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Qualora venissero progettati interventi sulle costruzioni esistenti, soprattutto se soggette ad azioni sismiche, si dovrà porre particolare attenzione agli aspetti che coinvolgono la duttilità. Dovranno essere assunte le informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi, i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti siano in grado di sostenere dei cicli di sollecitazione o di deformazione anche in campo anelastico.

3.3.12 COSTRUZIONI IN MURATURA

Nelle costruzioni esistenti di muratura, soprattutto per gli edifici, si possono manifestare meccanismi, sia locali, sia globali. I meccanismi locali interessano pannelli murari singoli o porzioni più ampie della costruzione e sollecitano i pannelli murari prevalentemente fuori del loro piano medio. Essi sono dovuti prevalentemente dall'assenza o dalla scarsa efficacia dei collegamenti, sia tra pareti e orizzontamenti, sia negli incroci tra le pareti. I meccanismi globali sono quelli che interessano invece l'intera costruzione e sollecitano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

In ogni caso si dovrà valutare la sicurezza della costruzione nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

L'analisi sismica globale deve riprodurre, per quanto possibile, il sistema strutturale corrispondente alla realtà, con accurato riguardo nei confronti della rigidità e resistenza degli orizzontamenti e all'efficacia dei collegamenti che sussistono sia tra gli elementi strutturali e gli orizzontamenti sia tra gli elementi strutturali stessi.

In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto o collegati con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici nuovi possono risultare non adeguati. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio, occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti da collegamenti di tipo strutturale con gli edifici adiacenti. A tal scopo si dovrà essere

individuare l'unità strutturale (US) da considerarsi oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono ricadere a causa delle unità strutturali contigue.

L'US dovrà avere continuità dal livello di partenza alla copertura, per quanto riguarda l'andamento dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, per gli edifici in aggregato dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate sulle pareti in comune con le US adiacenti, causate da orizzontamenti non alla stessa quota, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, sia in direzione verticale sia orizzontale, US adiacenti di differente altezza complessiva.

La verifica di una US dotata di orizzontamenti sufficientemente rigidi nel proprio piano può essere eseguita, anche per edifici con più di due orizzontamenti, tramite l'analisi statica non lineare, con verifica in termini sia di forze sia di spostamenti, analizzando e verificando in modo separato ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione di forza assiale nei maschi murari legata all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di US d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non collegate su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti di tipo torsionale, nell'ipotesi che gli orizzontamenti possano unicamente traslare nella direzione dell'azione sismica oggetto di analisi. Nel caso invece di US d'angolo o di testata si può comunque ricorrere ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti andando ad applicare opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Se gli orizzontamenti dell'edificio non risultano sufficientemente rigidi nel proprio piano si può procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, considerando ciascuna parete soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

4 LINEE GUIDA PER LA VALUTAZIONE E LA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO DEL PATRIMONIO CULTURALE CON RIFERIMENTO ALLE NTC08

Le linee guida sono lo strumento che ci permette di integrare tutte le informazioni ricavate dalle NTC08 sulle costruzioni esistenti con i contenuti del decreto legislativo del 22 gennaio 2004, il quale spiega come ci si deve comportare nell'analisi e nella verifica degli edifici classificabili come beni culturali. Il documento è strutturato nei seguenti 7 capitoli:

- 1) Oggetto della direttiva
- 2) Requisiti di sicurezza e conservazione
- 3) Azione sismica
- 4) Conoscenza del manufatto
- 5) Modelli per la valutazione della sicurezza sismica
- 6) Criteri di miglioramento sismico e tecniche di intervento
- 7) Quadro riassuntivo del percorso di valutazione della sicurezza sismica e progetto degli interventi di miglioramento sismico

Esponiamo qui di seguito i concetti fondamentali integrativi alle NTC08, prendendo come riferimento i capitoli 2,4,5 e 6:

4.1 REQUISITI DI SICUREZZA E CONSERVAZIONE

4.1.1 Valutazione della sicurezza

Quando si opera su strutture esistenti e in particolar modo su edifici appartenenti ai beni tutelati, la prevenzione sismica richiede la conoscenza del rischio sismico a cui essi sono soggetti.

Lo scopo è acquisire una conoscenza adeguata del livello di sicurezza degli edifici nelle aree maggiormente sismiche. Bisogna sempre valutare dal punto di vista quantitativo l'azione sismica allo SLV e quella riferita al sito in cui ricade la costruzione tenendo in conto del tipo di struttura che si sta verificando e del suo effettivo uso: il rapporto tra i due periodi di riferimento di ritorno, definisce il cosiddetto "indice di sicurezza sismica", necessario per avere un'idea delle situazioni critiche e stabilire l'ordine di importanza per i futuri interventi. La vita nominale introdotta nelle NTC08 è il parametro con cui il progettista opera per la valutazione del rischio sismico delle strutture.

Le NTC08 classificano nel seguente modo le tipologie di intervento sugli edifici esistenti:

- Interventi di adeguamento: tramite questa tipologia si raggiungono i criteri di sicurezza previsti ora dalle norme
- Interventi di miglioramento: l'obiettivo di questi interventi è di migliorare la sicurezza della struttura senza arrivare a raggiungere i livelli richiesti dalla normativa

- Riparazioni o interventi locali: sono interventi che riguardano elementi isolati e che ne migliorano la condizione

Se la struttura in questione è un ben tutelato, si dovrà verificare che anche a seguito dell'intervento locale che la sicurezza complessiva dell'edificio non sia stata peggiorata.

Si introducono quindi due livelli di valutazione per quanto riguarda gli interventi:

- LV2: riguarda le riparazioni o gli interventi locali che avvengono in zone limitate della struttura. I metodi di analisi sono locali e complessivamente la struttura non muta il suo comportamento complessivo. Per interventi di questo tipo lo SLV può essere valutato con gli strumenti di tipo LV1.
- LV3: gli interventi legati a questo livello sono di miglioramento. È un intervento più complicato dei precedenti poiché riguarda più porzioni di struttura interessate. In ogni caso la sicurezza strutturale complessiva precedente all'intervento dev'essere sempre garantita. Le considerazioni fatte devono riguardare il manufatto nella sua estensione globale, per tale valutazione si può fare riferimento ad un modello della struttura globale purché questo sia attendibile e veritiero.

A differenza degli edifici esistenti e tutti quelli classificati dalla normativa, le strutture classificate come beni tutelati sono di più difficile inquadramento, sia per la varietà degli elementi strutturali costituenti sia per i vari interventi subiti nel corso della vita. Si assume in generale che il modello di calcolo assunto non rispecchi a pieno la realtà della struttura, ma si garantisce a livello concettuale che il comportamento globale a seguito delle sollecitazioni rimanga lo stesso e presenti modifiche non invadenti.

Parametro decisamente utile per comprendere la situazione della struttura e l'entità dell'intervento da effettuare è l'indice di sicurezza sismica che per mette di valutare la capacità della struttura di sopperire ad un determinato stato limite (ultimo o di esercizio).

L'indice di sicurezza tiene in conto del tipo di struttura e della tipologia di struttura presente, della classe d'uso, e della zona sismica in cui si ricade. Se tale coefficiente è maggiore o uguale all'unità allora l'intervento così effettuato si può considerare soddisfacente dal punto di vista della sicurezza. Qualora fosse inferiore all'unità, significa che tramite l'intervento stabilito per il rinforzo strutturale, non si può raggiungere il livello di sicurezza stabilito per quel determinato stato limite. In questa condizione il progettista può dare una giustificazione dell'entità degli interventi di ripristino scelti, giustificando dal punto di vista qualitativo e quantitativo in una relazione i criteri con cui si è arrivati a tale scelta conclusiva.

Questo poiché si cerca sempre di operare con interventi il meno invasivi possibile, ma anche in grado di mettere a nudo tutte le carenze della struttura. Come già detto il parametro che governa il procedimento di verifica è la vita nominale V_N che identifica l'arco di tempo nel quale la struttura può considerarsi sicura. In tale tempo, la struttura è in grado di rispondere all'azione sismica che ha una probabilità determinata di accadere nell'insieme di anni considerato. Se si adotta un

intervento di miglioramento, a livello pratico si sta accettando che la struttura abbia una vita nominale più breve, se quest'ultima però scende al di sotto di un determinato limite, la probabilità di verifica di un determinato stato limite potrebbe essere troppo elevata con il rischio di dover intervenire in tempi fin troppo brevi sulla struttura.

4.1.2 Stati limite di riferimento del patrimonio culturale

Gli stati limite da considerarsi sono gli stessi definiti dalle NTC08, con l'aggiunta di uno stato limite specifico per i beni culturali. Tale stato limite può essere associato ad uno stato limite di esercizio, in quanto anche esso ha l'obiettivo di limitare i danni derivanti dai terremoti meno intensi ma che hanno una probabilità di frequenza maggiore. Come già spiegato nei paragrafi delle NTC08 gli stati limite da considerarsi sono SLO (stato limite di operatività) e SLD (stato limite del danno) qualora la struttura fosse caratterizzata dalla presenza di beni particolarmente importanti, è necessario introdurre un ulteriore stato limite definito come SLA (stato limite per i beni artistici), definito nel seguente modo: a seguito di un vento sismico di intensità opportuna (in genere si può identificare con lo SLD), tutti i beni di tipo artistico presenti all'interno della struttura non subiscono danni di grave entità, essi devono poter essere restaurati quando fosse necessario e non devono subire perdite dal punto di vista culturale. Pertanto gli stati limite con cui si andrà ad eseguire le verifiche sono lo SLV, che garantirebbe una volta avvenuto il sisma sia l'incolumità delle persone sia la conservazione del manufatto, e lo SLD, il quale considera una perdita di funzionalità del manufatto, ma allo stesso tempo la possibilità di un suo immediato reintegro all'interno delle funzionalità previste. Si assume che sia impossibile, specie per delle strutture antiche portanti in muratura che, a seguito di un evento sismico di cospicua entità, vi sia un livello di danneggiamento lieve. Solitamente si associano allo SLA i parametri di verifica dello SLD, andando però a precisare i valori limite di fessurazione e deformazione.

4.1.3 Livello di sicurezza sismica

Considerando le caratteristiche di ogni manufatto si passa a definire un livello di sicurezza sismica di riferimento. Perciò bisogna definire le seguenti grandezze:

- Vita nominale: V_N , ad essa è strettamente legata la sicurezza che garantirà la struttura, ed in riferimento a tale richiesta di sicurezza ci si baserà per valutare un'eventuale intervento sismico.
- Classe d'uso: C_U , la classificazione è del tutto corrispondente a quella delle norme tecniche.

Tramite queste due grandezze si definisce il periodo di riferimento V_N con la seguente espressione:

$$V_R = V_N C_U$$

Quando si interviene per verificare ai danni dell'azione sismica strutture appartenenti al patrimonio culturale, l'obiettivo è portarle ad avere una vita nominale il più lunga possibile. Questo, dal punto di vista dell'analisi, comporterebbe dover soddisfare delle azioni sismiche maggiormente gravose, per fare ciò si dovrebbe quindi intervenire in modo più invasivo sulle strutture. Qualora tali

interventi risultassero invece troppo pesanti per la struttura, ci si accontenterà di verificare la struttura per una vita nominale più breve, effettuando poi quindi dei controlli in tempi minori. Tale vita nominale potrà essere inferiore anche ai 50 anni e consentirà in ogni caso di garantire la sicurezza della struttura mediante un intervento poco invasivo che tutelerà però la struttura per un numero minore di anni. I criteri su cui ci si baserà per la verifica successiva della struttura saranno tali da tenere in considerazione il tempo trascorso dall'ultimo intervento e la nuova situazione della struttura. Anche in questo caso se non fosse possibile raggiungere in termini di anni la vita nominale richiesta, si potrà operare con una vita nominale più breve per poi effettuare nuovamente le verifiche al termine degli anni previsti.

Ogni bene tutelato, sarà legato a V_R e alla probabilità di superamento dello stato limite considerato P_{VR} . In tal modo si valuta il periodo di ritorno dell'azione sismica legata al determinato stato limite:

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

Nella verifica allo SLV ci si riferirà ad un'azione sismica con probabilità di eccedenza del 10%, (per lo SLD si assume una probabilità del 63%) con un periodo di riferimento pari a $V_R = V_N C_U$. Ciò porterà ad avere un periodo di ritorno dato dalla relazione precedente:

$$T_{R,SLV} = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

L'unica accortezza è che il periodo di ritorno associato ad un determinato stato limite non scenda al di sotto dei 30 anni. Come già detto precedentemente nella verifica per lo SLA si possono assumere i parametri dello SLD, tali azioni sono però valutate su un periodo di riferimento per i beni artistici pari a: $V_{RA} = nV_R$. A livello pratico si modifica il periodo di riferimento V_R con il parametro n (che può assumere anche valori non interi). Tale parametro indica il numero di controlli effettuati sulla struttura per monitorare nel corso degli anni il livello di degrado e di danno degli elementi. Il controllo da effettuarsi è rigidamente definito dall'Amministrazione deputata alla tutela e consiste nel valutare la natura del bene e dello stato di conservazione attraverso monitoraggi accurati della struttura. In modo del tutto analogo, modificare tramite il parametro "n" il periodo di riferimento significa assumere una probabilità di superamento modificata in funzione di n secondo la relazione: $P_{VR} = 1 - 0.37^{1/n}$. in tal modo il periodo di ritorno risulta essere maggiore (ovvero si avrà un'azione sismica più gravosa) per quelli che sono gli elementi artistici più significativi e quindi con un "n" maggiore. Si dovrà sempre considerare un valore di $P_{VR} > 10\%$.

Dato uno stato limite il valore di riferimento dell'azione sismica definito in tal modo può essere confrontato con il valore del periodo di riferimento che effettivamente porta al raggiungimento del suddetto stato limite. Si definisce in particolare l'"indice di sicurezza sismica" con la formula seguente:

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

T_{SLV} : periodo di riferimento che porta al raggiungimento dello stato limite considerato

$T_{R,SLV}$: periodo di ritorno di riferimento calcolato

Se l'indice di sicurezza sismica ha un valore maggiore o uguale all'unità allora, la struttura così concepita con i criteri di rinforzo, sarà in grado di garantire la sicurezza per la vita nominale assegnatela e per l'uso stabilito.

Tale indice assume un ruolo diverso a seconda che si stia considerando un'analisi di LV1 o un'analisi di LV2 e LV3. Se siamo all'interno del primo caso l'indice di sicurezza indica quale sia la graduatoria di rischio, in tal modo si individueranno le necessità per eventuali altri interventi atti a diminuire il rischio sismico. La graduatoria può essere ad esempio definita andando a considerare la medesima vita nominale, oppure mantenendo uguali gli altri fattori e evidenziando la pericolosità, in termini di perdita, con valori diversi di vita nominale dei vari edifici. Nel secondo caso la valutazione dell'indice può essere fatta in modo diverso, si valuta la differenza tra la vita nominale riferita allo stato limite considerato e quella conseguita con l'intervento di rinforzo stabilito:

$$V_N = -\frac{T_{SL}}{C_U} \ln(1 - P_{VR})$$

4.1.4 Modellazione strutturale, analisi sismica e progetto di miglioramento

I passi necessari per la valutazione della sicurezza sismica sono i seguenti:

- Adeguate conoscenza dell'edificio: attraverso tale ricerca si vuole riconoscere tutti gli elementi principali e che determinano il comportamento strutturale. Si identificano diversi approcci che possono portare a diversi livelli di approfondimento, in particolare bisogna considerare le diverse regole che classificano i beni artistici, le diverse tipologie di danneggiamento, la possibilità o meno di ricostruzione della storia del manufatto in seguito a eventi sismici e inoltre il risultato delle prove sperimentali. Se le prove effettuate saranno anche solo in parte distruttive, si dovrà valutare l'impatto delle stesse sulla regolarità e funzionalità dell'edificio. Esse poi permetteranno di determinare i valori di resistenze e i relativi fattori di confidenza.
- Utilizzo di un modello meccanico per definire la struttura o parte di essa: sono strumenti essenziali per descrivere la risposta della struttura sotto l'azione dinamica, e con esso stabilire quale sia o quali siano gli strumenti di analisi più adeguati. Il modello dovrà essere rappresentativo dello stato attuale della struttura, soprattutto se essa è stata già soggetta a eventi di natura sismica più o meno recenti.
- Livello di sicurezza sismica di riferimento: verrà determinato sulla base della classe d'uso assegnata alla struttura.

- Vita nominale: definita considerando l'azione sismica agente sul sito, ottenuta mediante uno studio significativo.
- Miglioramento sismico: il passo successivo è la progettazione dell'intervento di miglioramento, andando a tenere in conto della vulnerabilità dello stato di fatto. Tale vulnerabilità può essere nota dalla conoscenza diretta della fabbrica e dall'analisi sismica. In tal modo si può pensare a degli interventi possibili compatibili con le esigenze.
- Vita nominale dello stato di progetto: è determinata attraverso un modello diverso da quello identificato per lo stato di fatto, in parte calibrato mediante valutazioni qualitative e quantitative. Se l'intervento pensato invece modifica in modo sostanziale il comportamento del manufatto, non si farà più riferimento al modello così tarato, poiché le esigenze strutturali sarebbero del tutto differenti.
- Regole di dettaglio: sono necessarie per assicurare la compatibilità dei nuovi elementi con quelli originali, per garantire la durabilità dei materiali e infine per garantire l'efficacia della costruzione nel suo insieme.

4.2 CONOSCENZA DEL MANUFATTO

La conoscenza del manufatto può avvenire seguendo i seguenti passi:

- In primo luogo bisogna identificare la costruzione, valutare se sorge in aree particolarmente a rischio e se interagisce con aree urbane circostanti. Si realizza un primo rilievo schematizzando l'edificio, andando ad individuare gli elementi pregiati che possono condizionare i rischi da considerare.
- Si effettua un rilievo geometrico dell'edificio in base a come si presenta allo stato attuale, tenendo in conto di fessurazioni e deformazioni già presenti.
- Ricostruzione del percorso di evoluzione dell'edificio, dallo stato originale tenendo in conto di tutti gli interventi subiti.
- Individuazione degli elementi resistenti più importanti dal punto di vista strutturale, facendo molta attenzione alle connessioni presenti tra gli elementi.
- Analisi dei materiali, valutazione del degrado e delle proprietà meccaniche
- Analisi del sottosuolo e delle fondazioni, in riferimento anche a possibili variazioni e ai dissesti avvenuti.

4.2.1 Identificazione della costruzione

In primo luogo si deve identificare la posizione della struttura all'interno del contesto urbano. In questa fase si realizza anche un primo rilievo di tipo geometrico del manufatto, in tal modo si può cogliere quelle che sono le resistenze caratteristiche di massima della struttura. Si identificano gli elementi che sono sensibili al danneggiamento e che vanno preservati durante il sisma. Dopo questa prima classificazione ci si potrà anche rendere conto della posizione utilizzabile per effettuare prove di tipo distruttivo e non. L'edificio andrà inoltre identificato dal punto di vista spaziale per poter definire se è isolato o meno, in tal modo si potrà definire un'eventuale interazione con gli edifici adiacenti.

4.2.2 Caratterizzazione funzionale dell'edificio e dei suoi spazi

Non si può pensare di realizzare un'analisi sismica su un edificio esistente senza tenere in considerazione il suo background storico e gli interventi che ha subito in seguito ad azioni sismiche. Con questo tipo di analisi si può infatti comprendere le ragioni che nel corso degli anni hanno portato a determinati interventi. In tal senso si dovranno progettare tecniche di intervento che risultino compatibili con quelle già adottate in passato.

4.2.3 Rilievo Geometrico

Tale rilievo deve inquadrare sia la geometria della struttura sia gli elementi costruttivi principali. Si effettuerà un rilievo planoaltimetrico e a ogni livello si identificheranno tutti gli elementi presenti in muratura e la presenza di elementi particolari quali volte, cordoli, nicchie, cavità o aperture. Le aperture, se richiuse, andranno valutate in modo accurato. La presenza di stucchi, elementi decorativi e elementi non strutturali non deve impedire una precisa conoscenza del manufatto e della sua geometria. Il quadro fessurativo presente dovrà essere valutato in modo accurato in modo da poter essere già consci delle possibili problematiche che potrebbero insorgere.

4.2.4 Analisi storica degli eventi e degli interventi subiti

La resistenza globale della struttura è strettamente legata alla storia costruttiva che ha determinato i diversi cambiamenti. È importante infatti identificare le zone che possono presentare disconnessioni e distacchi di materiale, ciò va effettuato sia in pianta sia in elevazione. Tutti gli eventi sismici e non sismici più traumatici subiti dalla struttura, dovranno essere accuratamente individuati e caratterizzati. Se si arriva a conoscere una risposta della struttura, legata ad un precedente evento traumatico, si può identificare un primo modello di approccio per l'analisi. Tutti gli interventi di consolidamento tenuti in considerazione in passato dovranno debitamente essere considerati, di essi si dovrà poi considerare la corretta esecuzione.

4.2.5 Rilievo materico costruttivo e lo stato di conservazione

Il rilievo materico costruttivo deve permettere di individuare completamente l'organismo resistente dell'edificio tenendo presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi che lo compongono. Tale riconoscimento richiede l'acquisizione di informazioni spesso a primo impatto non visibili (sotto intonaco, dietro controsolfitti). Tali informazioni si possono cogliere anche con tecniche di indagine non distruttive e di tipo indiretto (termografia, georadar, tomografia sonora) o ispezioni dirette debolmente distruttive (endoscopie, scrostamento di intonaci, saggi, piccoli scassi).

Molto importanti sono il numero, la tipologia e la localizzazione delle prove da effettuare: per una corretta assunzione dei dati esse dovrebbero essere adottate in modo diffuso, ma per il loro eventuale impatto e per motivazioni economiche, esse sono impiegate solo se ben giustificate.

Particolare attenzione va prestata a:

- la presenza di elementi trasversali di collegamento tra i paramenti murari;
- la forma, tipologia e dimensione degli elementi;
- il riconoscimento di una disposizione regolare e pressoché orizzontale dei corsi;
- la buona tessitura, ottenuta tramite l'ingranamento degli elementi ed il regolare sfalsamento dei giunti;
- la natura delle malte ed il loro stato di conservazione.

La lettura veritiera di uno schema strutturale di funzionamento della struttura necessita di una conoscenza dei dettagli costruttivi e delle caratteristiche di collegamento tra i diversi elementi:

- tipologia della muratura (in mattoni, in pietra squadrata, sbozzata, a spacco, ciottoli; a paramento unico, a due o più paramenti) e caratteristiche costruttive (tessitura regolare o irregolare; con o senza collegamenti trasversali);
- qualità del collegamento tra pareti verticali (ammorsamento nei cantonali e nei martelli, catene);
- qualità del collegamento tra orizzontamenti (solai, volte e coperture) e pareti, con rilievo dell'eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento (catene); □ elementi di discontinuità determinati da cavedi, canne fumarie;
- tipologia degli orizzontamenti (solai, volte, coperture), con particolare riferimento alla loro rigidità nel piano;
- tipologia ed efficienza degli architravi al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad equilibrare le spinte eventualmente presenti;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità.

4.2.6 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Tecniche di diagnosi non distruttive di tipo indiretto, come delle prove soniche ed ultrasoniche, permettono di valutare l'omogeneità dei parametri meccanici nelle diverse parti della costruzione, ma non forniscono stime quantitative valide dei loro valori, in quanto essi derivano dalla misura di altre grandezze.

La misura diretta dei parametri meccanici della muratura è eseguita attraverso prove debolmente distruttive o distruttive, anche se su porzioni non estese. Le calibrazioni delle prove non distruttive

attraverso prove distruttive possono essere utilizzate per ridurre l'invasività delle indagini. La caratterizzazione degli elementi costituenti (malta; mattoni o elementi lapidei) può essere eseguita in sito o in laboratorio su campioni di piccole dimensioni, prelevati e poi in seguito analizzati.

Per quanto riguarda le malte si possono eseguire prove sclerometriche e penetrometriche, oppure delle analisi chimiche su campioni prelevati in profondità in modo da non essere soggetti al degrado superficiale, per la caratterizzazione della malta.

Le caratteristiche meccaniche della muratura possono essere desunte dalle proprietà degli elementi costituenti solo nel caso della muratura di mattoni o di elementi naturali squadrati ed a tessitura regolare.

Negli altri casi, è possibile far ricorso alle seguenti metodologie di prova in sito:

- per la determinazione del modulo elastico normale e della resistenza a compressione:
 - 1) doppio martinetto piatto (tecnica debolmente distruttiva, in quanto eseguita su una porzione limitata di un paramento murario sottoposto ad una sollecitazione massima corrispondente all'innescio della fessurazione, da realizzare mediante l'esecuzione di tagli di piccole dimensioni, preferibilmente eseguiti nei giunti di malta e quindi facilmente ripristinabili);
 - 2) prova a compressione su un pannello murario (molto invasiva, in quanto coinvolge una porzione rilevante di muratura, dell'ordine del metro, e richiede l'esecuzione di tagli di notevoli dimensioni per l'alloggiamento dei martinetti e spesso di onerose strutture di contrasto). La prova di tipo 2) va limitata ai soli casi in cui le altre metodologie di indagine non forniscano valutazioni sufficientemente chiare o quando siano disponibili murature sacrificabili;
- per la determinazione della resistenza e del modulo a taglio sono generalmente utilizzabili prove su pannelli per le quali valgono le considerazioni riportate nel paragrafo precedente, secondo due possibilità:
 - a) prova di compressione diagonale, su un pannello quadrato;
 - b) prova di compressione e taglio, su un pannello rettangolare di altezza doppia rispetto alla larghezza. Entrambe queste prove hanno carattere fortemente invasivo.

4.2.7 Fattore di confidenza

Identificata la costruzione, in relazione alla specificità del rilievo geometrico e delle indagini materico-costruttiva, meccanica e sul terreno e le fondazioni, viene assunto dal progettista un fattore di confidenza FC, compreso tra 1 e 1.35. Esso consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e tenerne conto nella valutazione dell'indice di sicurezza sismica. Il fattore di confidenza si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica, questi ultimi possono essere così classificati:

- modelli che considerano la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali;
- modelli che considerano l'equilibrio limite dei diversi elementi della costruzione, pensando il materiale muratura come rigido e non resistente a trazione (creazione di un cinematismo di blocchi rigidi, attraverso l'introduzione di opportune sconnessioni).

Nel primo caso il fattore di confidenza si applica alle proprietà dei materiali riducendo le resistenze. I valori di partenza delle caratteristiche meccaniche, a cui eventualmente viene applicato il fattore di confidenza, sono definiti in funzione del livello di conoscenza relativo alle proprietà meccaniche dei materiali, utilizzando gli intervalli riportati nelle tabelle dell'appendice alle norme tecniche.

Nel secondo caso di modelli di corpo rigido, nei quali la resistenza del materiale non viene tenuta in conto, il fattore di confidenza si applica direttamente alla capacità della struttura, riducendo l'accelerazione corrispondente ai diversi stati limite.

Il fattore di confidenza può essere determinato definendo diversi fattori parziali di confidenza FC_k ($k=1,4$), sintetizzato nell'espressione seguente sulla base dei coefficienti numerici in tabella 4.2.8.1 della pagina seguente.

$$Fc = 1 + \sum_{k=1;4} FC_k$$

Nel caso di presenza di diversi materiali strutturali il livello di approfondimento ed il conseguente fattore di confidenza FC_3 possono essere riferiti al materiale o ai materiali maggiormente influenti sulla determinazione dell'indice di sicurezza. Nel caso in cui l'analisi sismica sia basata sulla valutazione differente di diversi meccanismi locali, si possono utilizzare livelli di conoscenza e fattori parziali di confidenza relativi a ciascuna porzione modellata.

Nel caso di valutazioni a carattere locale quando le informazioni sul terreno e le fondazioni non hanno alcuna relazione sullo specifico meccanismo di collasso, il fattore di confidenza parziale FC_4 può essere assunto pari a 0.

Tabella 4.2.8.1: Coefficienti parziali in funzione delle analisi effettuate

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

4.3 MODELLI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

4.3.1 Comportamento sismico delle costruzioni storiche

Le strutture storiche in muratura non sono state progettate utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture ma con un approccio basato sull'intuizione e l'osservazione, utilizzando i principi dell'equilibrio dei corpi rigidi e sperimentando il comportamento delle costruzioni già realizzate. Tutto ciò ha progressivamente portato ad affinare criteri esecutivi e di regole basate su proporzioni geometriche che ricadono sotto il nome di "regole dell'arte".

Oltre alla conformità alle regole dell'arte, un ulteriore elemento di valutazione può essere il "collaudo" della storia, di cui l'esistenza della costruzione ci fornisce la testimonianza. Tale collaudo risulta spesso insufficiente nei riguardi della prevenzione dal rischio sismico, poichè una costruzione potrebbe non essere ancora stata colpita da un terremoto di intensità pari a quella usata dalle norme per valutare la sicurezza nei riguardi dello SLV. Inoltre, occorre considerare che la capacità della struttura può essersi modificata per un effetto di accumulo del danno, dovuto a passati terremoti di minore intensità, a causa di dissesti di altra natura e per le trasformazioni che spesso interessano le costruzioni storiche.

Le tipologie di analisi sono le quattro descritte nelle Norme Tecniche: analisi statica lineare, analisi dinamica lineare, analisi statica non lineare, analisi dinamica non lineare. Essendo già state trattate in questo lavoro di tesi nella parte dedicata alle NTC, non sono ulteriormente approfondite. Si procede nell'elencare le differenze sostanziali presenti all'interno delle Linee guida.

4.3.2 LV1 - Modelli meccanici semplificati

La valutazione della sicurezza sismica può essere condotta con riferimento a metodi semplificati che siano tuttavia in grado di stimare l'indice di sicurezza sismica. Un valore dell'indice di sicurezza sismica maggiore di 1 indica che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica di riferimento, essa è definita in funzione della vita nominale e della classe d'uso. Se $IS < 1$, la sicurezza del manufatto è inferiore a quella descritta.

È anche definito un fattore di accelerazione, basato sul rapporto tra le accelerazioni di picco al suolo, corrispondenti alla capacità ed alla domanda attese nel sito; questo è un parametro di tipo meccanico, che può essere utilizzato per avere una percezione fisica della carenza in termini di resistenza e, più in generale, di capacità strutturale.

L'interpretazione qualitativa del funzionamento sismico si basa su una lettura per macroelementi, individuando parti architettoniche con un comportamento autonomo rispetto al resto della costruzione. Su ogni macroelemento vengono individuati i possibili meccanismi di collasso, valutando la maggiore o minore vulnerabilità.

4.3.3 LV2 - Valutazione su singoli macroelementi

Questo livello di valutazione si applica nei casi in cui sono previsti interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione, e può essere eseguita riferendosi a modelli locali per porzioni strutturalmente indipendenti della costruzione.

Nel caso di interventi locali, che non alterino in modo sostanziale il funzionamento originale accertato, sarebbe infatti gravoso imporre un'accurata valutazione estesa all'intera costruzione, specie quando l'intervento ha un impatto limitato sul comportamento complessivo. Per la valutazione della sicurezza sismica complessiva del manufatto possono essere utilizzati gli stessi strumenti del livello di valutazione LV1.

Nella definizione dei macroelementi e dei meccanismi di collasso che possono interessare la zona oggetto di intervento si deve considerare la presenza di stati di danneggiamento precedenti all'analisi e le conoscenze sul comportamento di strutture di dimensioni e caratteristiche simili.

L'analisi cinematica, lineare o non lineare, rappresenta lo strumento in genere più efficace ed agevole per compiere tale valutazione. I risultati ottenibili possono però essere eccessivamente cautelativi se non vengono considerati i diversi dettagli costruttivi che determinano il

comportamento reale, quali ad esempio la presenza di catene, l'ammorsamento tra murature ortogonali, la tessitura muraria e le condizioni di vincolo degli orizzontamenti.

Per ciascun macroelemento, il confronto tra le accelerazioni allo stato limite ultimo prima e dopo l'intervento consente di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento conseguito, evidenziando l'inutilità di alcuni interventi, nel caso in cui il miglioramento fosse modesto rispetto all'impatto dell'intervento in termini di conservazione. Considerando l'accelerazione massima al suolo di riferimento nel sito, è possibile valutare l'effettiva necessità degli interventi.

4.3.4 LV3 - Valutazione complessiva della risposta sismica

Il LV3 considera la sicurezza sismica della costruzione nella, ovvero l'accelerazione del suolo che porta allo stato limite ultimo la costruzione nel suo complesso o singole sue parti significative.

La verifica complessiva della risposta sismica del manufatto non richiede necessariamente il ricorso ad un modello globale della costruzione, ma è possibile procedere alla scomposizione in parti minori, con l'obbligo che sia valutata la ripartizione delle azioni sismiche tra i differenti sistemi strutturali, valutando le diverse rigidità e i collegamenti tra le diverse unità. La valutazione può quindi essere eseguita con gli stessi metodi utilizzati al livello LV2, ma obbligatoriamente su ciascun elemento della costruzione. Confrontando i valori ottenuti nei diversi macroelementi si può evidenziare l'inutilità di alcuni interventi:

- a) se il margine di miglioramento è modesto rispetto all'impatto dell'intervento sulla conservazione;
- b) per l'eccessiva sicurezza fornita ad alcuni macroelementi rispetto agli altri.

4.3.5 Modello semplificato LV1 per palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi

Questa tipologia strutturale si riferisce a costruzioni con sviluppo in pianta 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. Un aspetto determinante è la definizione dello spostamento ultimo per ciascun elemento, che è espresso in funzione della sua altezza; i valori suggeriti dalle NTC sono stati verificati sperimentalmente in un certo campo di possibile variazione, ma andrebbero comunque rivalutati nel caso di situazioni particolari. Nel caso di strutture portanti orizzontali formate da elementi voltati, in funzione della tipologia delle volte, delle caratteristiche del materiale, del loro spessore e del tipo di connessione alle imposte, può essere valutato un valore opportuno per la rigidità da attribuire al solaio equivalente. Per quest'ultimo è consentito ipotizzare un comportamento elastico lineare, purché sia definita una deformazione angolare ultima nel piano, funzione della tipologia di volta. Se l'edificio oggetto di analisi non è isolato, ma è inserito totalmente o parzialmente in un complesso o appartiene ad una schiera, le interazioni con le altre costruzioni debbono essere tenute in considerazione, a seconda che la posizione risulti sfavorevole o

favorevole. Tali interazioni sono considerate tramite l'applicazione di forze sismiche aggiuntive, che potrebbero essere trasmesse dalle costruzioni adiacenti, o tramite l'inserimento di vincoli orizzontali di opportuna rigidità. L'analisi dei meccanismi locali risulta importante in quanto spesso gli edifici storici non presentano sistematici collegamenti a livello dei diversi piani. Inoltre, i criteri di proporzionamento geometrico che venivano adottati (distanza tra i muri di spina, distanza delle aperture dai cantonali) non sempre risultano sufficienti a prevenire ogni possibile meccanismo locale. Nel caso di palazzi e ville che non presentino una tipologia costruttiva particolare, viene di seguito fornito un modello meccanico semplificato, che consente una valutazione quantitativa del periodo di ritorno cui corrisponde il raggiungimento dello SLV, nell'ipotesi che questo si verifichi per rottura delle pareti nel proprio piano, nell'ambito di un comportamento globale dell'edificio. Nel caso in cui esso risulti particolarmente vulnerabile nei riguardi di qualche meccanismo locale significativo, si confronta l'accelerazione di SLV per la situazione globale con quella limite. In riferimento alla condizione che porta al raggiungimento dello SLV, è possibile ricavare il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico, utilizzando l'espressione qui riportata:

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

In cui:

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

In base al valore dell'ordinata dello spettro di risposta si determina il tempo di ritorno TSLV dell'azione sismica corrispondente, mediante un procedimento che utilizza i dati disponibili in appendice delle NTC relativi ai 9 tempi di ritorno riportati.

Al tempo di ritorno TSLV così valutato sono associati i corrispondenti valori di a_g , F_0 e T^*C , attraverso i quali sono definiti tutti i parametri dello spettro. Il valore dell'accelerazione, riferita a suolo rigido, che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo in quel sito può essere calcolato mediante la seguente formula:

$$a_{SLV} = \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} \quad T_B \leq T_1 \leq T_C \quad (1)$$

$$a_{SLV} = \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} \frac{T_1}{T_C} \quad T_C \leq T_1 \leq T_D \quad (2)$$

In cui:

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

La resistenza a taglio dell'edificio da considerare è la minore tra quelle valutate secondo due direzioni perpendicolari, scelte in genere secondo gli assi prevalenti dei muri portanti.

Considerando, ad esempio, la direzione x ed un generico piano i dell'edificio, si può scrivere la relazione 4.3.5.1 per il calcolo della resistenza a taglio di piano:

$$F_{SLV, xi} = \frac{\mu_{xi} \xi_{xi} \zeta_x A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi}} \quad (4.3.5.1)$$

- A_{xi} è l'area resistente a taglio dei muri dell' i -esimo piano, posti secondo la direzione x ;
- τ_{di} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura nei maschi murari del piano i , ottenuto mediante la formula 4.3.5.2, in cui τ_{0d} è valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura e σ_{0i} è la tensione verticale media sulla superficie resistente dei muri all' i -esimo piano.

$$\tau_{di} = \tau_{d0} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5 \tau_{0d}}} \quad (4.3.5.2)$$

- κ_i è il rapporto tra la risultante delle forze sismiche al piano i -esimo e la forza sismica totale;
- ξ_{xi} è un coefficiente legato al tipo di rottura prevista in prevalenza nei maschi murari dell' i -esimo piano; vale 1 nel caso di collasso per taglio e può essere assunto pari a 0.8 nel caso di collasso per presso-flessione;
- ζ_x è un coefficiente legato alla resistenza delle fasce murarie di piano nelle pareti disposte in direzione x ; esso vale 1 nel caso di fasce resistenti, mentre può assumere valore minore nel caso di fasce deboli;
- β_{xi} è un coefficiente di irregolarità in pianta al piano i -esimo, associato alla eccentricità e_{yi} del centro delle rigidezze rispetto al baricentro delle masse, ed alla distanza d_{yi} tra il baricentro delle rigidezze e la parete in direzione x più esterna, come descritto dall'espressione 4.3.5.3:

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1.25 \quad (4.3.5.3)$$

- μ_{xi} è un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, che può essere valutato seguendo la formula 4.3.5.4, in cui N_{mxi} è il numero di maschi

murari in direzione x al piano i e $A_{xi,j}$ è l'area del generico maschio in direzione x al piano i.

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2 \sqrt{\frac{N_{mxi} \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2}} - 1 \geq 0.8 \quad (4.3.5.4)$$

La massa M da considerarsi per la valutazione dell'azione sismica allo stato limite ultimo è quella associata ai soli carichi gravitazionali e calcolata con l'espressione 4.3.5.5.:

$$M = \frac{G_K + \sum_1^N \Psi_{2j} Q_{kj}}{g} \quad (4.3.5.5)$$

Dove:

G_K è il valore caratteristico dei carichi permanenti sull'intero edificio;

Q_{kj} è il valore caratteristico carichi variabili accidentali al piano j-esimo;

g è l'accelerazione di gravità;

Ψ_{2j} è un coefficiente di combinazione che tiene conto della probabilità che i carichi variabili siano presenti in occasione del sisma definito dalle NTC;

N è il numero dei piani.

La frazione di massa partecipante al primo modo di vibrare " e^* " e il coefficiente k_i sono determinati secondo le formule 4.3.5.6 e 4.3.5.7:

$$e^* = \frac{(\sum_1^N m_j \Phi_j)^2}{M \sum_1^N m_j \Phi_j^2} \quad (4.3.5.6)$$

$$k_i = \frac{\sum_i^N m_j \Phi_j}{\sum_1^N m_j \Phi_j^2} \quad (4.3.5.7)$$

In cui:

m_j : è la massa corrispondente al piano j-esimo

Φ_j : è il vettore di spostamento orizzontale riferito al piano j-esimo, assumendo una forma modale adimensionalizzata come modo di collasso.

5 MURATURE: RESISTENZE E CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI

Tutte le murature, ad eccezione di quelle a secco e in pietra da taglio a grossi blocchi, sono costituite dall'unione di due materiali, dei quali di solito uno molto resistente (pietre naturali, mattoni, blocchi artificiali) e da un secondo materiale di solito meno resistente (malta di calce, cemento).

La malta ha la funzione di riempire i vuoti tra gli elementi lapidei e di collegamento degli stessi elementi, al fine di realizzare un sistema unico compatto e di ridistribuire le tensioni trasmesse dall'elemento più resistente.

Per una buona muratura la malta dovrà avvolgere tutto l'elemento principale con giunti di 0,5-1,5 cm, mentre gli elementi lapidei naturali non devono essere friabili, non essere gelivi, ed avere buona adesività alle malte.

Distinguiamo pertanto due tipi di murature, quelle ad elementi naturali e quelle ad elementi artificiali.

5.1 MURATURE NATURALI

Sono classificabili secondo tre diverse categorie:

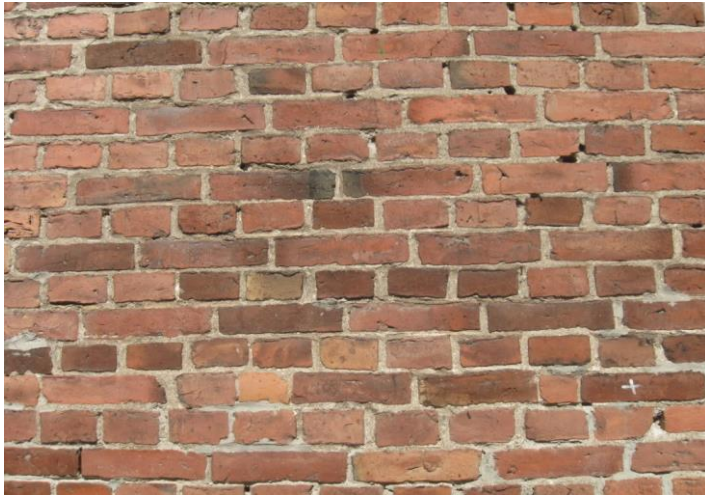
- Murature di pietra non squadrata:



- Murature di pietra listata:



- Murature di pietra squadrata:



La muratura in pietra non squadrata si presenta realizzata con materiale di cava lavorato solo grossolanamente, posto in opera i strati sufficientemente regolari. Si procede nella costruzione a strati orizzontali concatenando le pietre: una pietra trasversale di punta ogni due pietre longitudinali di fianco, sfalsando in ogni strato i giunti verticali. Le pietre più grosse vanno separate dalla malta per evitare il loro contatto. Agli incroci dei muri e agli angoli vanno posti elementi lapidei più regolari e meglio squadrati.

La muratura listata è costituita da pietre grossolanamente squadrate, disposte con ricorsi orizzontali in calcestruzzo semplice o armato, oppure da almeno due filari di mattoni ad interasse massimo di 1,60 m per tutto lo spessore e la lunghezza del muro.

La muratura in pietra squadrata è quella ottenuto con elementi lapidei prismatici regolari posti in strati e concatenati sfalsando i giunti.

Ai fini dell'analisi dei carichi permanenti si riportano i pesi specifici delle murature più diffuse:

MURATURA	PESO SPECIFICO
Pietrame calcareo	2200 [daN/m ³]
Pietrame listato	2100 N/m ³]

5.2 MURATURE ARTIFICIALI

Quest'ultime sono le murature più economiche e diffuse. Gli elementi resistenti artificiali sono connessi mediante malte di diverso tipo e sono essenzialmente costituite da:

- Laterizio normale alleggerito;
- Calcestruzzo normale alleggerito.

Essi possono presentare forature verticali, o normali al piano di posa; gli elementi si distinguono in base alla percentuale di foratura (φ), all'area lorda della faccia dell'elemento (A) e della sezione normale di un foro (f). in zona sismica sono ammessi solo elementi pieni o semipieni, con foratura inferiore al 40%.

Si riportano qui di seguito alcune caratteristiche medie meccaniche degli elementi artificiali di uso più comune:

MATERIALE	DENSITA' [kg/m ³]	CARICO ROTTURA A COMPRESSIONE f_m (MPa)	MODULO DI ELASTICITA' (MPa)
Mattoni pieni	1800	>18	10000
Mattoni klinker	1900	30-80	15000
Mattoni forati	1100	>2.5	15000
Blocchi di cls dos. 200 Kg/m ³	2350	6-16	10000-25000
Blocchi di cls dos. 300 Kg/m ³	2400	2-28	22000-30000

La normativa prevede poi dei requisiti minimi per quanto riguarda i requisiti di resistenza:

- Resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk1}), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore ai 5 MPa.
- Resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete (f_{bk2}), calcolata nello stesso modo, non inferiore a 1,5 MPa.

5.3 RESISTENZE CARATTERISTICHE A COMPRESSIONE E A TAGLIO

A) La resistenza caratteristica a compressione f_k di una muratura può essere valutata in modo sperimentale, ma può anche essere stimata dalle proprietà delle sue componenti. Tale resistenza caratteristica dev'essere sempre indicata negli elaborati progettuali. Se la resistenza richiesta supera 8 N/mm^2 occorre eseguire prove sperimentali in corso d'opera.

Per un numero n di campioni si calcola la resistenza caratteristica con la formula probabilistica 5.3.1:

$$f_k = f_m - k * s \quad (5.3.1)$$

Dove:

- $f_m = \frac{\sum n f_i}{n}$

media dei valori di resistenza a rottura a compressione, valutata su almeno 6 campioni.

- k = coefficiente probabilistico tabulato

n	6	8	10	12	20
k	2,33	2,19	2,10	2,05	1,93

- $s = \sqrt{\frac{\sum n (f_m - f_i)^2}{n-1}}$

scarto quadratico della medio.

Il valore della resistenza caratteristica di una muratura, con elementi artificiali, può anche essere dedotta dalla resistenza a compressione degli stessi elementi e dalla resistenza della malta, così come riportata la tabella 5.3.1:

Tab. 5.3.1 - Valore della resistenza caratteristica a compressione f_k in N/mm^2 , per murature con elementi artificiali pieni o semipieni e giunti di 5-15 mm

$f_k [\text{N/mm}^2]$	Malta M15	Malta M10	Malta M5	Malta M2,5(*)
2,0*	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0*	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,3

7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-

(*) valori non ammessi in zona sismica

La tabella 5.3.2 fornisce invece i valori di resistenza caratteristica a compressione della muratura costituita da elementi naturali di pietra squadrata:

Tab. 5.3.2 - Valore della resistenza caratteristica a compressione f_k in N/mm^2 , per murature con elementi naturali di pietra squadrata e giunti di 5-15 mm

f_k [N/mm^2]	Malta M15	Malta M10	Malta M5	Malta M2,5(*)
2,0*	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0*	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
>40,0	14,3	12,0	10,4	-

B) Come per la resistenza a compressione, anche quella a taglio può essere valutata in assenza di carichi verticali (taglio puro), sperimentalmente su campioni di muratura, secondo quanto stabilito dalle norme tecniche. La resistenza caratteristica (f_{vk0}) sarà calcolata dal valore medio delle prove con la formula 5.3.2:

$$f_{vk0} = 0,70f_{vm} \quad (5.3.2)$$

Il valore della resistenza a taglio della muratura, sia con elementi naturali squadriati, sia per elementi artificiali, può essere anche dedotta dalla resistenza a compressione degli elementi e dalla resistenza della malta. I valori tipici di resistenza sono quelli riportati nelle tabelle 5.3.3 e 5.3.4:

Tab. 5.3.3 - Valore della resistenza caratteristica a taglio f_{vk0} in N/mm². In assenza di carico verticale, per murature con elementi artificiali di laterizi pieni o semipieni.

Resistenza a compressione f_{bk} [N/mm ²]	Malta Tipo	Resistenza a Taglio f_{vk0} [N/mm ²]
>15,0	M10 ≤ M ≤ M20	0,3
7,5 < f_{bk} ≤ 15,0	M5 ≤ M ≤ M10	0,2
≤ 7,5	M2,5 ≤ M ≤ M5	0,1

Tab. 5.3.4 - Valore della resistenza caratteristica a taglio f_{vk0} in N/mm². In assenza di carico verticale, per murature con elementi artificiali di calcestruzzo, silicato, o in pietra naturale squadrata.

Resistenza a compressione f_{bk} [N/mm ²]	Malta Tipo	Resistenza a Taglio f_{vk0} [N/mm ²]
>15,0	M10 ≤ M ≤ M20	0,20
7,5 < f_{bk} ≤ 15,0	M5 ≤ M ≤ M10	0,15
≤ 7,5	M2,5 ≤ M ≤ M5	0,10

In generale per le murature il criterio di resistenza è quello della curva intrinseca; in presenza contemporanea di tensioni di compressione e taglio si può usare la formula 5.3.3:

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_N \quad (5.3.3)$$

Dove:

- f_{vk0} resistenza a taglio puro in assenza di carichi verticali
- μ coefficiente di attrito interno della muratura
- σ_N tensione normale media che agisce sulla sezione di verifica

Dovrà in ogni caso risultare:

$$f_{vk} \leq 1,4 f_{bk}^*$$

$$f_{vk} \leq 1,5 \text{ N/mm}^2$$

Per f_{bk}^* si intende il valore caratteristico di resistenza a compressione degli elementi nella direzione orizzontale e nel piano della parete (ricavabili mediante prove sperimentali).

Per i valori delle caratteristiche elastiche delle murature si possono adottare i seguenti criteri in mancanza di prove sperimentali:

- Modulo elastico: $E=1000f_k$
- Modulo tangenziale: $G=0,4E$

In cui f_k è la resistenza a compressione della muratura. Applicando poi un coefficiente di sicurezza complessivo per le murature pari a $\gamma_m = 2$.

6 ELEMENTI STRUTTURALI NELLE MURATURE

6.1 TRAVI E CARICHI DI TIPO CONCENTRATO SULLA MURATURA

Si ritiene verificato a livello locale sulle murature, l'effetto di un carico concentrato se risulta:

$$N_{R,dc} \leq \beta_c A_c f_d \quad (6.1.1)$$

In cui si ha:

- $N_{R,dc}$ = resistenza di calcolo (valore della reazione vincolare o del carico concentrato valutato allo SLU)
- β_c = coefficiente di riduzione dei carichi, esso dipende sia dal tipo di diffusione dei carichi sulla muratura sia dalla tipologia di muratura considerata. Dal punto di vista cautelativo è conveniente assumere un valore unitario.
- A_c = area di appoggio
- f_d = resistenza a compressione di progetto della muratura

Oppure si può pensare di effettuare un calcolo di tipo tensionale

Qualora si consideri un livello di calcolo di tipo elastico si può assumere che la reazione di appoggio del carico si sviluppi sulla muratura con una legge triangolare. Se invece le tensioni superano i limiti dell'elasticità si assume una distribuzione di tipo rettangolare. Come altezza della distribuzione di tensioni per lo scarico si può assumere che esso avvenga in un'altezza pari a 1,5 volte l'altezza del solaio.

Vi possono poi essere, nel caso di edifici più complessi, delle eccentricità dei carichi da tenere in conto. Questo può avvenire con maschi murari di diverso spessore ai vari piani e per la presenza di solai diversi tra loro. Ad esempio sono da tenere in conto:

- Eccentricità dovute a tolleranze di esecuzione; da considerarsi almeno $e_a = h/200$ (dove h è l'altezza del piano).
- Eccentricità dovuta al carico verticale dato dal muro superiore rispetto al segmento medio del muro oggetto di verifica: $e_{s1} = N_1 d_1 / (N_1 + \sum N_2)$ (Dove N_1 è il carico derivante dal muro superiore e N_2 il carico derivante dai vari solai o travi a livello della sommità del maschio murario da analizzare).
- Per le zone non sismiche si ha l'eccentricità dovuta al carico del vento che porta un'azione di tipo flettente: $e_v = M_v / N$.

Si distingueranno poi due tipi di verifiche a seconda che ci si trovi nelle sezioni di estremità o nelle sezioni dove è massimo il momento flettente:

- Sezioni di estremità: $e_1 = e_s e_a$
- Sezioni di estremità: $e_2 = 1/2 e_1 + e_v$

E si dovrà sempre avere:

$$e_1 \leq t/3$$

$$e_2 \leq t/3$$

6.2 ARCHI DI MURATURA

Sono elementi che possono essere calcolati con metodi rigorosi agli elementi finiti, ma in modo alternativo si possono anche usare verifiche più semplici. A livello pratico la pericolosità dovuta agli archi è data dalla possibile fessurazione e perdita di gradi di libertà raggiungendo la labilità. Per questo motivo è necessario che ogni sezione:

- Abbia sollecitazioni massime minori di quelle di resistenza del materiale
- La forza sulla sezione sia interna al nocciolo centrale di inerzia, ovvero che non siano presenti sollecitazioni di trazione

- La curva delle pressioni sia interno ai limiti descritti dall'intradosso e dall'estradosso dell'arco
- Vi dev'essere assenza di scorrimenti, perciò la risultante di carico, deve formare un angolo con la normale alla sezione, inferiore al coefficiente di attrito della muratura

Uno dei procedimenti considerabili è il procedimento a rottura isostatico. Un arco in muratura nel momento in cui può essere considerato isostatico è lecito schematizzarlo come un arco a tre cerniere. Queste tre cerniere possono essere posizionate con un margine decisamente piccolo di errore, una in chiave e due poste nelle sezioni individuate dalla retta inclinata di 30° rispetto all'orizzontale, tracciata a partire dal centro dell'arco. Determinata la posizione delle cerniere si possono calcolare le reazioni vincolari e si verifica che le sezioni siano compresse con valori di tensione rientranti nei limiti delle caratteristiche della muratura

7 TIPOLOGIE DI INTERVENTO MIGLIORATIVO PER LE STRUTTURE VERTICALI

Gli interventi possibili su strutture esistenti in muratura, dipendo da molti fattori. La geometria, la regolarità, il tipo di materiale, ecc... Si può però pensare di identificare una serie di problematiche comuni a questa categoria di edifici, esse sono:

- Qualora un elemento murario non dovesse avere sufficiente resistenza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, esso andrà consolidato o in alternativa demolito
- I collegamenti tra le pareti ed i solai o tra coperture e pareti devono essere verificati, in modo che risulti adeguata la trasmissione di sollecitazioni
- Se gli elementi più a rischio comportano un costo troppo elevato di intervento, tanto da essere anti-economico, essi andranno demoliti e ricostruiti
- Eventuali casi in cui la rigidità sia decisamente irregolare andranno corretti e opportunamente modificati
- Si devono considerare le eventuali necessità di irrigidire i piani orizzontali, senza però trascurare le conseguenze sugli elementi verticali
- Qualora fosse possibile è opportuno aumentare la duttilità degli elementi di tipo strutturale
- Nel caso in cui sia possibile una riduzione delle masse in gioco risulterebbe essere a favore di sicurezza
- Tutti gli elementi di tipo non strutturale, se possibile, vanno resi strutturali

Per effettuare tali passaggi si possono adottare i seguenti metodi:

7.1 INIEZIONE DI MALTE LEGANTI

Sono utilizzate su quelle murature che presentano gli elementi lapidei in parte non legati tra loro, o per murature con malta non più efficiente. Il principio è utilizzare materiali con caratteristiche chimiche e fisiche simili a quelle di quelli già esistenti. Prima di effettuare le iniezioni si provvede a stuccare l'intonaco in tutte le parti mancanti (tale intonaco verrà poi rimosso in seguito alle

iniezioni), dopodiché si dispone un reticolo di boccali sistemato in corrispondenza dei perfori realizzati o nei fori già presenti dovuti ai danni subiti dalla muratura. I perfori devono avere un diametro di almeno 20 mm, sono eseguiti mediante rotazione secondo un reticolo di 50x50 cm. La distribuzione di quest'ultimi dev'essere tale da garantire una sufficiente distribuzione delle iniezioni e devono avere un'inclinazione verso il basso di un grado attorno a 10°. Per le precedenti 24 ore all'iniezione si dovrà riversare acqua nei perfori con appositi tubi in modo da rimuovere tutte le parti incoerenti di muratura. Le malte che si possono utilizzare sono di tipo cementizio o idraulico, in tabella 7.1.1 si riportano i quantitativi standard:

Tipo di muratura	Rapporto a/c	Assorbimento miscela [kg/m ³]
Pietrame	1/1	100
Mattoni	1/2	50

Tab. 7.1.1

Le iniezioni si effettuano a partire dai tubi a quota minore, fino a che la malta non rifluisce dai tubi accanto o da quelli posti a quota superiore. Sono nel momento in cui da tutti i tubi posti alla stessa quota fuoriesce malta liquida, si passerà ad iniettare i tubi ad una quota superiore. In tabella si mostra il risultato delle prove sperimentali condotte su malte iniettate:

Tipo di muratura	Resistenza a taglio	Resistenza a compressione
Muratura in pietrame in cattive condizioni	0,20 daN/cm ²	5 daN/cm ²
Pietrame abbastanza squadrato e ben organizzato	0,70 daN/cm ²	20 daN/cm ²
Pietrame a sacco in buone condizioni	0,40 daN/cm ²	15 daN/cm ²
Pietrame iniettato	1,10 daN/cm ²	30 daN/cm ²

In generale vi sono tabelle accurate che ammettono da normativa un incremento di resistenza da tenere in conto tramite coefficienti.

7.2 DIATONI

Possono essere in pietra massello o cemento armato, vengono armati con barre in acciaio. Sono strumenti che vengono inseriti all'interno di fori carotati con le dimensioni opportune, solitamente il loro utilizzo è legato a ridurre l'instabilità della parete e per realizzare efficaci collegamenti tra il paramento esterno e il paramento interno dell'elemento murario. Vengono disposti dalla facciata

esterna verso l'interno, se lo spessore del muro lo consente si arriva fino a profondità di 80 cm. Un esempio in figura 7.2.1:

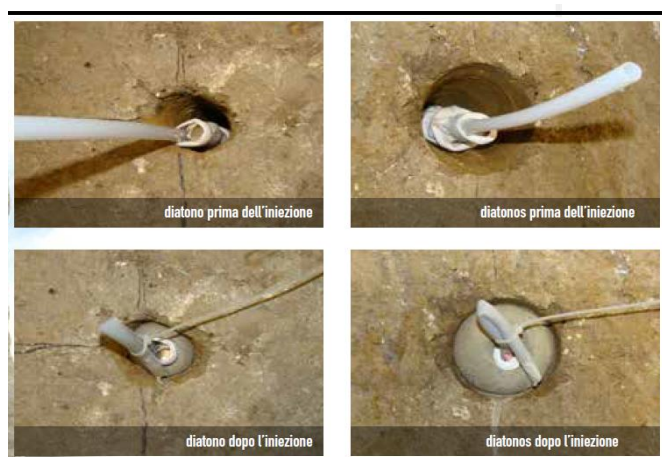


Fig. 7.2.1

a. TIRANTI ANTIESPLUSIVI

Sono elementi in acciaio inseriti all'interno delle murature che sono sollecitate da carichi verticali che esercitano una tensione che supera la tensione limite di resistenza del materiale. Vengono effettuati una serie di carotaggi al cui interno sono inserite una serie di barrette di acciaio inox, mentre sui bordi vengono inserite delle rondelle con bulloni per fissare la barra. In tal modo la parete risulta essere compressa a livello orizzontale incrementando la resistenza della parete per quanto riguarda lo spanciamiento dell'elemento murario. È una tecnica molto utilizzata per murature in pietre squadrate e mattoni pieni.

b. INTONACI ARMATI

L'intervento in questione è molto invasivo per quanto riguarda la muratura poiché cambia drasticamente la rigidità dell'elemento e di fatto le sue caratteristiche. Solitamente si opera su elementi verticali compressi oltre il loro limite di resistenza. Solitamente si sconsiglia il loro uso poiché portano ad un cambiamento drastico delle rigidità e delle masse in gioco. Le murature vengono collegate a queste pareti armate con dei perfori armati che compattano a livello orizzontale la muratura, le armature vengono ricoperte da uno strato di malta di spessore minimo di 3 cm. Anche per questa tipologia di intervento la normativa prevede dei coefficienti incrementali delle resistenze.

In fig 7.4.1 si mostra un esempio di intonaco armato con presenza dei perfori per fissaggio delle armature con barre di acciaio:



Fig.7.4.1

c. RINFORZI DI PLACCAGGIO CON MATERIALE FIBRORINFORZATO

Tale tecnica è tra le più innovative, si utilizzano materiali sintetici ad alta resistenza meccanica (quali fibre di carbonio) da applicare su tutta la parete. Tali fibre vengono incollate solo su pareti regolari o comunque regolate precedentemente e si fissano alla muratura attraverso delle resine particolari. Le resistenze variano da fibra FRP a fibra e possono essere di diversi materiali. Il calcolo della resistenza di tale sezioni avviene come fatto per l'acciaio (considerando il modulo elastico relativo), si dovrà però porre attenzione alla tensione di progetto per evitare fenomeni di distacco.

Si considera una deformazione limite di tipo elastico pari a $\varepsilon = 0.65\%$, pertanto la tensione di progetto sarà $\sigma = E\varepsilon$.

d. CORDOLATURE

I cordoli sono gli elementi che collegano gli elementi orizzontali a quelli verticali, andando a fornire una distribuzione più omogenea delle tensioni sulla sezione di appoggio del carico. Possono considerarsi del tutto inutili tutti quei cordoli intermedi con tagli forzati all'interno delle pareti. In alternativa a questi ultimi si realizzano altre tipologie di cordoli, come profili metallici, e nel caso in cui sia possibile porre gli elementi metallici sui due lati della muratura opposti collegandoli tra loro in modo rigido.

e. RIPRISTINO CUCI-SCUCI

Sono interventi locali all'interno di un maschio murario, sostanzialmente si va a ripristinare la zona di un maschio murario che non è integra. La zona di muratura deteriorata viene completamente

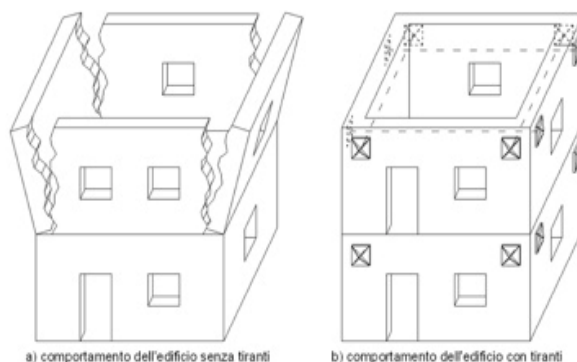
rimossa, si sostituisce lo spazio libero con del materiale integro di uguali caratteristiche meccaniche, ammorsandolo in modo adeguato con l'esistente rimasto. Per garantire un ancoraggio solido della nuova componente si possono poi inserire barre o diatoni che con malte additive aumentano il grado di compattezza della parete. Un esempio di cucitura è illustrato in figura 7.7.1:



Fig. 7.7.1

f. TIRANTI E CATENE

Questo sistema è quello più antico di consolidamento pensato per le strutture in muratura. Presenta numerosi vantaggi sia dal punto di vista statico per quanto riguarda le resistenze sia per la sua caratteristica di reversibilità. In sostanza con questa tipologia di intervento si va a migliorare a livello globale il comportamento della struttura che risulta molto più rigida e presenta un grado di iperstaticità maggiore. Si incrementa la capacità fuori piano delle pareti e la struttura così fortificata assume un comportamento monolitico. Nelle due figure 7.8.1 e 7.8.2 sono evidenziati quelli che sono i possibili meccanismi evitati grazie alla presenza delle catene:



a) comportamento dell'edificio senza tiranti

b) comportamento dell'edificio con tiranti

Fig.7.8.1

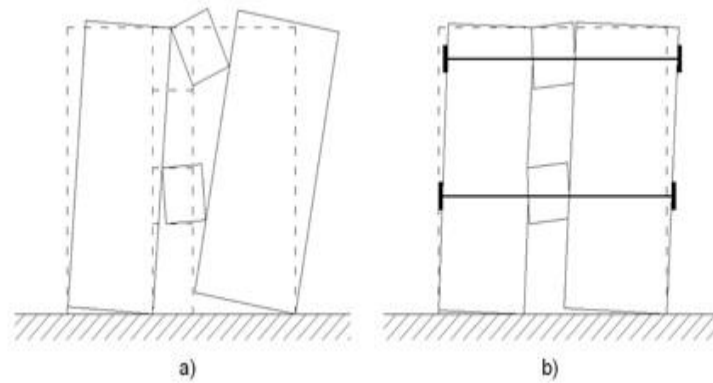


Fig. 7.8.2

In alcuni casi si possono utilizzare dei tiranti sia di tipo verticale sia di tipo orizzontale “presollecitati”, questa tipologia è utilizzabile solo nel caso in cui le murature di ancoraggio si trovino lontano dalla condizione di schiacciamento. Più cautelativa risulta essere la disposizione di catene leggermente pretese orizzontali, che si dispongono lungo il perimetro appoggiandosi sui muri di spina. L'utilizzo delle catene verticali è invece legato alla scarsa compressione delle murature che porta quindi ad una minore compattezza.

Infine un loro ulteriore utilizzo può essere quello di posizionarle alla base degli archi per contrastare le spinte, nel caso più generico la spinta può essere calcolata nel seguente modo:

$$F = a^*(W_m + W_s + W_p)/g \quad (7.8.1)$$

In cui:

W_m : peso dell'area di parete vincolata dalla catena durante l'azione sismica

W_s : eventuale peso dell'area di solaio che si scarica sulla zona di parete bloccata dalla catena

W_p : pesi permanenti di masse eventuali che finiscono nell'area gestita dalla catena

a^* : è l'accelerazione spettrale calcolata mediante la formula delle verifiche locali

$$a^* = \frac{a_g S}{2} \left(1 + 1,5 \frac{Z}{H}\right)$$

In cui Z è l'altezza del baricentro delle masse oppure l'altezza precisa della catena rispetto alla fondazione, H è l'altezza della struttura.

8 MANICA LUNGA CASTELLO DI RIVOLI

8.1 STORIA DELL'EDIFICIO

Il complesso della Manica Lunga fu edificato nella prima metà del '600 dagli architetti Amedeo e Carlo di Castellamonte per volontà di Carlo Emanuele I. Si tratta di un edificio lungo e stretto, un tempo collegato con il corpo centrale del Castello, fin dall'inizio doveva ospitare la pinacoteca ducale. Assieme al castello fu danneggiato dalle truppe francesi del Generale Catinat nel 1693, in seguito a tali incidenti sarebbe dovuto essere abbattuto per soddisfare le esigenze del nuovo progetto di Filippo Juvarra. L'architetto messinese aveva previsto in sostituzione della manica, un corpo simmetrico ad essa, con al centro il grande un atrio e un salone centrale. Tale progetto non fu infine realizzato e così la Manica Lunga non fu demolita, ma da quel momento in avanti, fu usata come struttura di servizio. Con il passare del tempo l'intera struttura fu ceduta alla Città di Rivoli. La Residenza divenne caserma, mentre durante il secondo conflitto mondiale verrà utilizzata per dare rifugio agli sfollati. Queste modifiche di destinazioni d'uso modificano la struttura, vengono creati nuovi vani destinati ai servizi igienici, come si può notare dalle fotografie che documentano lo stato dell'edificio. Il restauro della Manica ebbe inizio nel 1986, data che è presente sulla testata della struttura, per concludersi definitivamente nel 2000, con l'inaugurazione della sala dedicata alle esposizioni situata al piano terzo. Andrea Bruno, l'architetto responsabile dei lavori di restauro, pone le scale e l'ascensore situate all'esterno, tali elementi sono costituiti prevalentemente da materiali trasparenti per dare possibilità di ammirare meglio la struttura.

La copertura metallica, realizzata con materiali nuovi, è caratterizzata dalla successione delle centine, con una calotta centrale, per tutta la lunghezza dell'edificio.

8.2 INQUADRAMENTO DELLA STRUTTURA

La struttura è larga 7 metri e lunga attorno ai 140, per un totale di 940 m². Dal livello del piano terra la quota di gronda è di 24 m, mentre la linea media del colmo è di 26 m. Fig.8.2.1:



Fig. 8.2.1 foto scattata in situ

L'edificio è costituito da un piano interrato di altezza pari a 6,7 m e da tre livelli fuori terra, il primo di un'altezza di 3,8 m e i successivi due alti 6,75 m. All'interno della struttura vi sono tre sistemi di scale:

- Uno che consente di accedere all'area adibita a bar del primo e del secondo piano.
- Un secondo che è situato al centro della struttura considerando la direzione più lunga che fornisce l'ingresso al primo e al secondo piano.
- Il terzo sistema è posizionato sul lato ovest e permette di passare dal livello terra fino al secondo piano passando per il primo.

Infine esternamente troviamo tre sistemi di scale, una che possiamo definire principale che porta dal piano terra fino al terzo piano ed è utilizzabile dal pubblico per accedere alle mostre e altre due scale minori che fungono da scale di sicurezza.

Tali livelli sono facilmente identificabili anche dall'esterno come mostra la Fig.8.2.2:



Fig. 8.2.2 foto scattata in situ

Per tutti i piani troviamo delle volte a botte che vanno a completare i solai scaricando sugli elementi verticali. La freccia è di 1,5 metri e sono della tipologia rappresentata in figura Fig. 8.2.3:



Fig. 8.2.3

All'esterno si trova lungo tutto uno dei lati longitudinali un sistema di archi posto parallelamente alla parete longitudinale, Fig. 8.2.4:

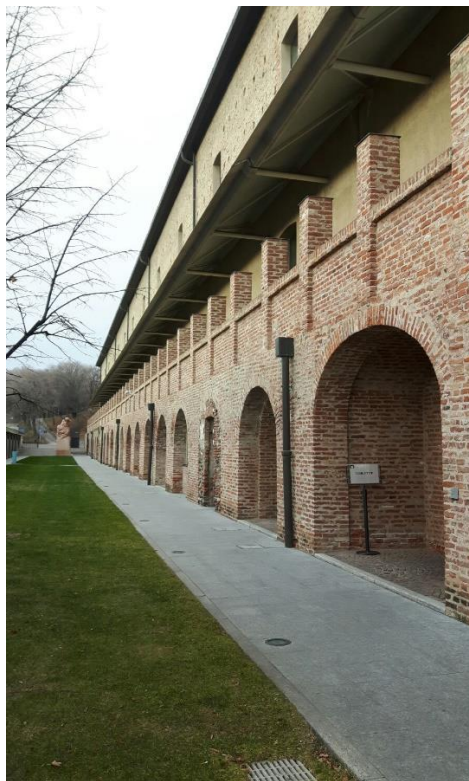


Fig. 8.2.4 Sviluppo degli archi

La copertura è realizzata mediante elementi modulari ideati dall'architetto Andrea Bruno durante il restauro subito negli ultimi anni dalla struttura. Il telaio principale in acciaio si appoggia scaricando verticalmente senza creare spinte orizzontali sui maschi murari. Su di esso sono stati adagiati dei pannelli isolanti e una lamiera pressopiegata. Le figure qui di seguito mostrano la copertura dall'interno e dall'esterno della struttura:

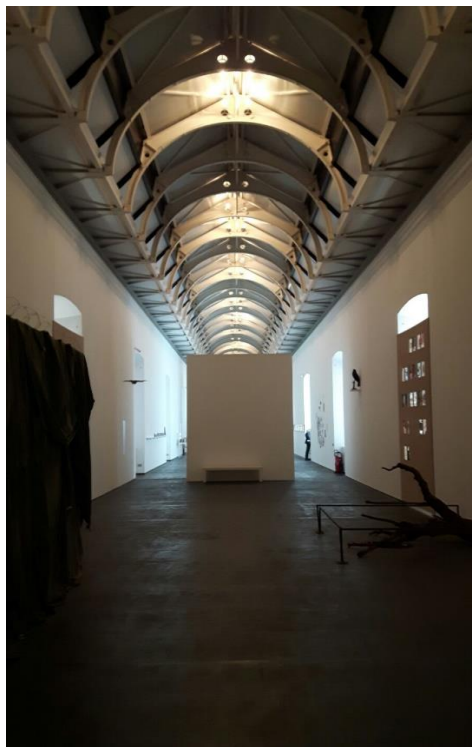


Fig. 8.2.5 Intradosso della copertura



Fig. 8.2.6 Estradosso della copertura

La struttura si poggia su un cordolo in calcestruzzo armato di sezione 60x30 cm, in modo da distribuire il carico sui muri portanti.

a. SOTTOSUOLO

Per valutare il sottosuolo e la sua caratterizzazione si è fatto ricorso alle prove di carotaggio effettuate nel 1976 su un terreno in prossimità del castello. Tali prove servivano per la costruzione di un serbatoio idrico. Tramite queste prove si è analizzato il terreno fino ad una profondità di 15.4 m. I dettagli della prova sono noti dal sito dell'Arpa Piemonte, tramite un'elaborazione mediante software si può vedere come le caratteristiche del terreno migliorino scendendo in profondità e che il terreno è prevalentemente costituito da grane grosse mediamente addensate. Anche se la profondità di indagine non raggiunge i 30 m, i risultati delle prove permettono di classificare il terreno nella classe "B". Tale classificazione corrisponde un terreno con rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti di spessore superiore a 30 m, le proprietà meccaniche migliorano scendendo in profondità e i valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (che corrispondono a un $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{U,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina). I risultati della prova sono forniti qui di seguito e si può notare come già ad una profondità richiesta il numero di colpi di N_{SPT} superi il limite minimo di 50.

Codice perforazione	Nome perforazione	Comune	Codice ISTAT	Provincia	Località	Codice Tavolettta CTR	Nome Tavolettta CTR	Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Cantiere
103980	S1	Rivoli	001219	TO	Salita Castello	155110	RIVOLI	0/0/1976	0/0/1976	Acquedotto: Costruzione di un serbatoio per il rifornimento idrico di Rivoli.

Formazione Geologica	Quota piano campagna (m slm)	Profondità sondaggio (m)	Livello falda freatica (m p.c.)	Diametro perforazione (mm)	Diametro rivestimento (mm)	Inclinazione (°)	Tecnica di perforazione	Tipo materiale	Tipo perforazione	Tipo sonda	Utensile
Depositi glaciali: ghiaie e sabbie più o meno cementate e rari depositi argillosi; lembi di paleosuolo (Pleistocene)	420.00	15.40	0.00	115-101		0	rotazione a carotaggio continuo	terreno	sondaggio		carotiere semplice o doppio

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S1	Rivoli	TO	Salita Castello
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/1976	0/0/1976	15.40	Acquedotto: Costruzione di un serbatoio per il rifornimento idrico di Rivoli.

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
103980	2.90	terreno vegetale e sabbia limosa con poca ghiaia sparsa
103980	5.00	ciottoli ghiaia medio grossa con sabbia poco limosa
103980	6.50	ghiaia piccola con sabbia poco limosa
103980	15.40	ghiaia con abbondante sabbia limosa

Fig. 8.3.1 Prova di perforazione (dati presi dall'Arpa Piemonte)

Diagramma NSPT – 250 (m)

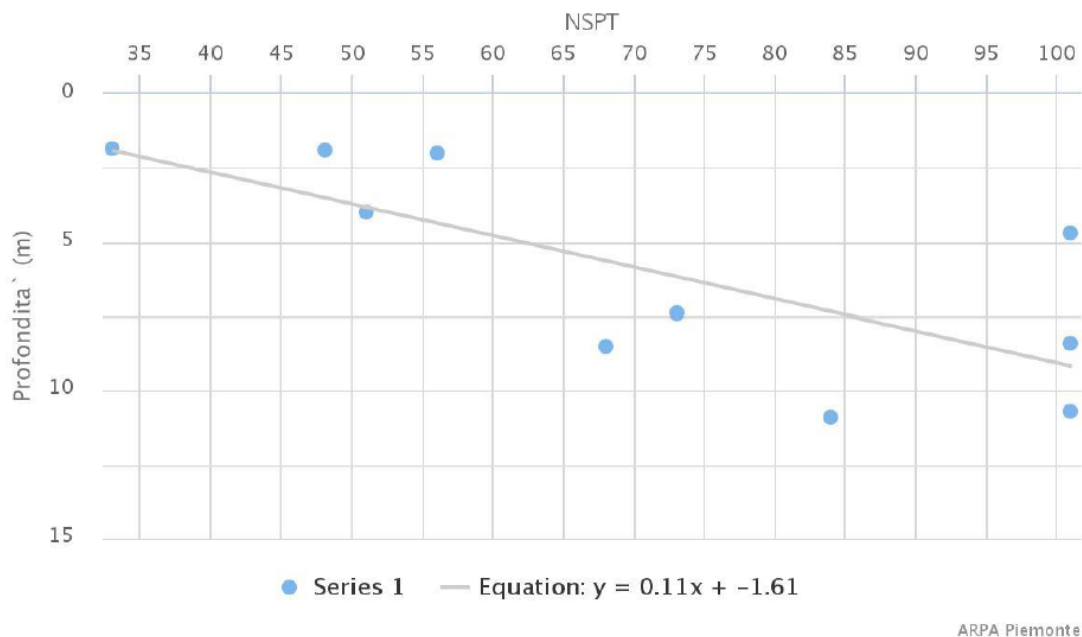


Fig. 8.3.2 Risultati prova N_{spt} (dati presi dall'Arpa Piemonte)

8.4 PROVE SUI MATERIALI E VALORI DI RESISTENZA

Per avere informazioni più realistiche delle resistenze dei materiali è poi possibile realizzare le seguenti tipologie di prove:

- 1) **PROVA A MARTINETTO PIATTO SINGOLO O DOPPIO:** questa prova viene realizzata per la valutazione delle caratteristiche di deformabilità e resistenza delle murature di diversa natura (blocchi squadrati, pietra, mattoni etc.). Solitamente con un singolo martinetto si può ricavare lo stato tensionale esistente nella sezione considerata mentre con due martinetti si può ricostruire il diagramma sforzo-deformazione, il modulo elastico ed il carico a cui corrisponde una prima formazione delle fessure. Assieme alle prove microsismiche (soniche ed ultrasoniche), alle indagini effettuate con i radar ed alle indagini termografiche, le prove di martinetto piatto singolo e doppio sono le più utilizzate per determinare lo stato di sollecitazione a compressione esistente su una porzione di muratura (martinetto singolo) o del modulo elastico, delle caratteristiche deformative e della resistenza a rottura o di prima fessurazione della muratura (martinetto doppio). Lo stato tensionale ricavato con la prova di martinetto singolo, confrontato con quello ricavato dalla prova con martinetto doppio o da altre prove di laboratorio permette di conoscere quello che viene definito il «grado di sfruttamento» della muratura.

Prova di martinetto piatto singolo: si libera dall'intonaco un elemento murario delle dimensioni di circa 100 x 100 cm; si posizionano sei o otto misuratori simmetrici rispetto alla sezione di taglio precedentemente individuata e si misura con un *deformometro* di precisione la distanza verticale che si ha tra ciascuna coppia di misuratori, valutando che le misure siano praticamente esatte:



Fig. 8.4.1 Deformometro

Si effettua un taglio con uno strumento detto *rototroncatrice* (in alternativa possono essere utilizzati trapani o flessibili), che dispone di disco diamantato:



Fig. 8.4.2 Rototroncatrice

Il martinetto viene inserito nella fessura realizzata e viene collegato alla pompa idraulica dotata di misuratori di pressione detti manometri.

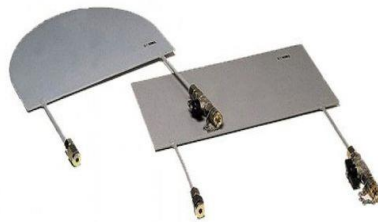


Fig. 8.4.3 Martinetto piatto



Fig. 8.4.4 Manometro

In modo graduale si incrementa la pressione esercitata sulla muratura secondo step regolari di 1 bar, attendendo sino allo stabilizzarsi delle deformazioni prima di passare allo step successivo. Nel momento in cui le deformazioni sotto lo sforzo esercitato dal martinetto si annullano, ovvero le letture rilevate con il *deformometro* sono identiche a quelle presenti prima del taglio realizzato, si registra la pressione del martinetto. Un martinetto piatto ha una propria rigidità, la quale si oppone all'espansione quando il martinetto viene posto in pressione dal liquido o dall'olio. Essa è dovuta alla resistenza del metallo alla flessione. Per questo motivo la pressione del liquido nel martinetto è maggiore dello sforzo che il martinetto realizza sulla muratura. In primo luogo quindi, si deve effettuare una calibrazione del martinetto, in modo da ottenere un fattore di conversione " k_m " che correli la pressione interna del fluido con lo sforzo applicato alla muratura. Si inizia la prova applicando un pre-carico a 0,05 N/mm² in modo da generare il contatto completo tra la piastra e la muratura. La distanza tra le piastre deve essere mantenuta costante durante la procedura di calibrazione. A questo punto si fissano gli spostamenti della macchina se si esegue la calibrazione in controllo di spostamento. In alternativa la prova si può realizzare in controllo di carico, si collegano strumenti di misura meccanici o elettrici, in modo da essere certi che la distanza tra i piatti della macchina rimanga costante. A questo punto si è giunti a conoscenza dello stato di compressione presente all'interno del materiale. Tal valore, come già riportato nel capitolo 5 al paragrafo 5.3, influisce sulla resistenza a taglio dell'elemento murario.

Prova di martinetto piatto doppio: per determinare le caratteristiche di deformazione della muratura, viene realizzato un secondo taglio parallelo al primo, ad una distanza solitamente minore di 50 cm, e si inserisce all'interno di questo secondo taglio un secondo martinetto piatto, uguale al primo. Si ha un concio di muratura isolato nella condizione di compressione di tipo monoassiale. Con le dovute precauzioni e i dovuti accorgimenti si procede, attraverso cicli di carico-scarico all'incremento progressivo della pressione nei martinetti, fino a raggiungere il limite di rottura del elemento (detto anche limite di prima fessurazione). In questo modo si costruisce la curva carico-deformazione rappresentativa della muratura per quel punto. Per questo motivo nel momento in cui si realizza una prova di questa tipologia, bisogna riferirsi ad un elemento che descriva bene le caratteristiche della struttura.

- 2) La prova di compressione diagonale può essere utilizzata sia come prova in laboratorio sia come prova in situ. Tale tipologia di prova è indicata all'interno delle NTC08 e viene eseguita al fine di determinare le principali caratteristiche meccaniche di resistenza delle murature. Si procede

isolando adeguatamente una porzione di muratura da sottoporre a prova con le dimensioni minime 120x120 cm. Inoltre, si realizza uno scasso della muratura intorno al pannello, in modo da poter posizionare la strumentazione necessaria, senza provocare modifiche sulla parte in prova.



Fig. 8.4.5 Attrezzatura per la prova

Lo scopo è trasmettere un'azione diagonale al pannello, per fare ciò si applica una serie di elementi metallici ai vertici opposti della diagonale libera, tali elementi servono per trasferire la sollecitazione. Nello spigolo superiore è posizionato un martinetto idraulico che lavora tra due profili metallici di cui, quello più interno è appoggiato sullo spigolo del pannello, mentre quello più esterno è collegato tramite barre in acciaio alla struttura metallica di contrasto collocato nello spigolo opposto. Una volta installato il sistema metallico, il pannello viene strumentato con quattro misuratori di spostamento (LVDT), disposti lungo le diagonali del pannello, in modo tale da misurare le deformazioni sotto l'effetto del carico. Le prove vengono eseguite seguendo dei cicli, si realizza una fase di carico ed una seguente di scarico. Al termine di ogni ciclo viene incrementato in modo graduale il carico. In questo modo si raggiunge la rottura del pannello, in modo tale da individuare la resistenza a rottura a taglio (τ_u) e definire il valore della rigidezza tangenziale (modulo G), che è funzione del progredire della fessurazione.

Non essendo state realizzate nessuna delle precedenti prove, si è dovuto fare riferimento ai valori suggeriti dalle norme tecniche per le costruzioni del 2018 che forniscono i parametri di resistenza necessari.

Considerando la tipologia di muratura in mattoni pieni e malta di calce, in accordo con le norme tecniche delle costruzioni sono stati adottati i seguenti parametri:

Si riportano in tabella i valori di resistenza adottati per le caratteristiche meccaniche per le verifiche secondo i criteri delle NTC08 e delle NTC18:

CARATTERISTICA	SIMBOLO	VALORE	U.N.
Modulo elastico	E	1500	N/mm ²
Modulo elastico tangenziale	G	500	N/mm ²
Coefficiente Poisson	ν	0.2	[-]
Peso specifico	ρ	18	kN/m ³
Resistenza a compressione media verticale	f _m	2.4	N/mm ²
Resistenza di taglio	τ_0	0.06	N/mm ²
Resistenza a compressione media orizzontale	f _{hm}	1.2	N/mm ²

8.5 CONOSCENZE GEOMETRICHE

Come illustrato nel paragrafo precedente, la struttura si erge su 4 livelli identificati rispettivamente con:

- Piano terra: individuato nel sistema di riferimento locale alla quota +0.00 m
- Piano primo: individuato nel sistema di riferimento locale alla quota +6.70 m
- Piano secondo: individuato nel sistema di riferimento locale alla quota +10.50 m
- Piano terzo: individuato nel sistema di riferimento locale alla quota +17.25 m
- Piano quarto: individuato nel sistema di riferimento locale alla quota +24.00 m

Il livello a piano terra fino alla quota +6.70 m risulta essere completamente interrato da 3 lati, tra cui i due lati longitudinali. Essendo l'azione sismica quantificata a partire dal livello del terreno con l'accelerazione di picco al suolo si è scelto di considerare soggetti al sisma solo i tre piani superiori. A partire dalla quota +6.70 che rappresenta nel modello la quota della fondazione +0.00.

Lo spessore dei maschi murari è stato ricavato dalle piante seguenti che sono state debitamente semplificate per rappresentare il comportamento strutturale dell'edificio. Si è partiti dai file DWG costituenti un rilievo dell'edificio e dal modello 3D per le quote, ad ogni livello si è tenuto conto dei maschi murari presenti con i propri spessori, nella direzione X e nella direzione Y. Per facilità operativa si è poi tracciato l'asse di ogni elemento, questo poiché il programma dispone i maschi murari proprio a partire dal loro asse. Se fossero state tenute in considerazione tali differenze tra gli assi, si avrebbe avuto una doppia problematica:

- Il modello a telaio equivalente associa ad ogni maschio murario un'asta bidimensionale con la rigidezza (nel proprio piano piano e fuori dal piano) calcolata a partire dalle dimensioni geometriche e dalle resistenze dei materiali. Tali aste vengono posizionate in

corrispondenza degli assi dei vari elementi. Se gli assi lungo la verticale o degli elementi incidenti tra loro in pianta non risultano allineati, si avrebbero i nodi delle varie aste scollegati tra loro. Per poter ipotizzare il comportamento globale della struttura questo non può essere possibile in quanto non ci sarebbe continuità in ambedue le direzioni delle sollecitazioni.

- La prima problematica potrebbe essere superata andando ad inserire una serie di aste infinitamente rigide per colmare le distanze tra i vari nodi (dello stesso materiale delle aste in muratura). Fare ciò però comporterebbe andare ad inserire all'interno del calcolo, dei valori che sarebbero non reali, poiché non caratterizzanti la struttura e che quindi andrebbero ad alterare la matrice di rigidezza della struttura.

Le piante quindi così opportunamente modificate come file DWG sono poi state salvate come file DXF importandole all'interno dell'ambiente di modellazione, esse si presentano nel seguente modo con gli assi dei vari elementi in colore rosso:

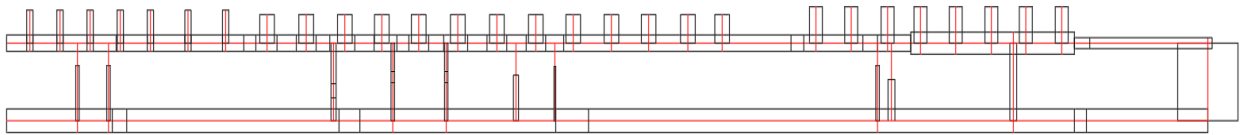


Fig.9.4.1 Piano primo



Fig.9.4.2 Piano secondo



Fig.9.4.3 Piano terzo

8.6 MODELLAZIONE

Per realizzare il modello strutturale è stato utilizzato il software strutturale e geotecnico della CDM Dolmen, scegliendo di realizzare una struttura a telaio equivalente. Il primo passo della modellazione consiste nell'importare in formato DXF le piante geometriche dei vari livelli opportunamente semplificate e posizionate alle quote di riferimento.

Nelle schede materiali si inseriscono le caratteristiche meccaniche scelte come il modulo elastico, il modulo di elasticità tangenziale, il peso specifico e il coefficiente di poisson.

Il programma consente di gestire attraverso una finestra apposita tutte le problematiche relative alle murature. Il primo passo è definire gli elementi geometrici “Interpiano” in cui si inseriscono gli spessori, le altezze, il cordolo di sommità e le resistenze del materiale costituente, Fig. 8.6.1:

Fig. 8.6.1 definizione degli interpiani

Inseriti gli interpiani, il modello si presenta nel seguente modo, Fig. 8.6.2:

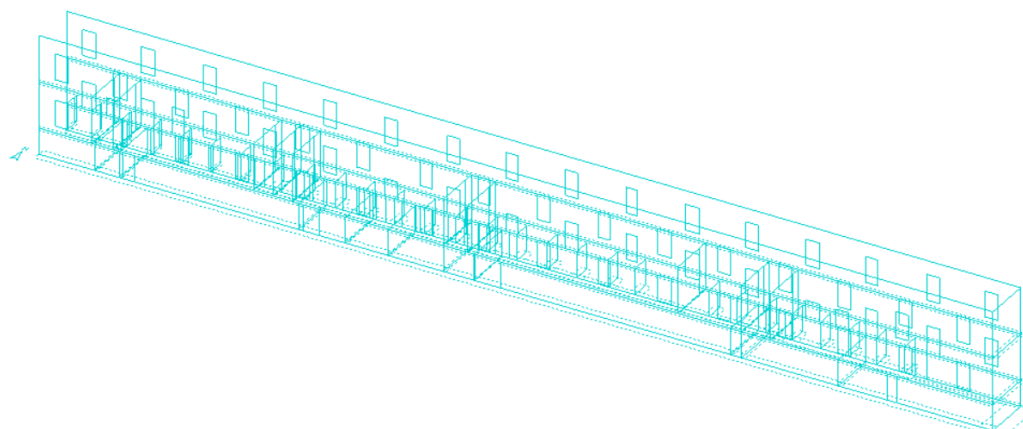


Fig. 8.6.2 Modello geometrico 3D

Individuata la posizione degli interpiani nello spazio, si può scegliere di operare in due differenti modi per quanto riguarda le aperture:

- **Approccio A:** il modello viene realizzato seguendo il più strettamente possibile la realtà. Vengono pertanto inserite le aperture con le loro effettive dimensioni, tenendo in conto di quelle che sono definite all'interno del programma come fasce di piano. Quest'ultime sono visibili in Fig. 8.6.3 in colore verde:

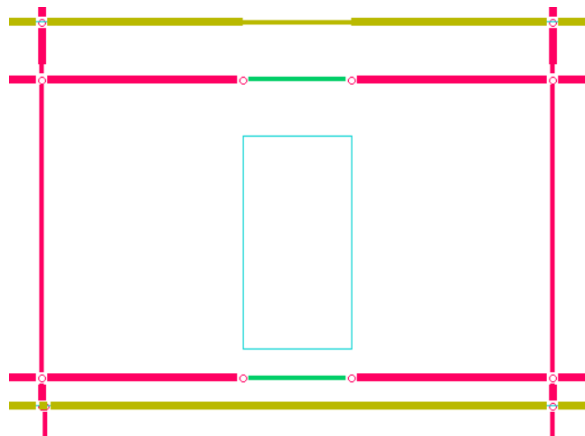


Fig. 8.6.3 Esempio fasce di piano

- **Approccio B:** considerato che la rigidezza delle fasce di piano risulta essere inferiore rispetto a quella dei cordoli presenti ad ogni livello della struttura, si può realizzare un modello che abbia solo ed esclusivamente aperture che comprendano tutta l'altezza della parete. I vantaggi legati a questa scelta sono di tipo computazionale, poiché il calcolo delle sollecitazioni che ne deriva è decisamente meno oneroso.

In sostanza l'applicazione delle forze di piano nel caso dell'approccio "B" risulta essere più semplificata, il tutto ottenibile senza alterare le rigidezze di in gioco di grandi quantità. Tale scelta progettuale può essere giustificata realizzando i due modelli e mettendo a confronto le rigidezze di piano, i risultati sono espressi nelle due tabelle sottostanti:

CONTROLLO RIGIDENZE STRUTTURALI				
Quota del piano		380.0		1055.0 1730.0 [cm]
Rigidezza KX (/1000)		57267.915		6503.106 502.803 [kN/m]
Rigidezza KY (/1000)		18878.213		842.395 14.320 [kN/m]
Rigidezza Ktors (/1e6)		39769.7826		2182.3049 75.9840 [kNm]

Tab. 8.6.1 Rigidezze strutturali con fasce di piano

CONTROLLO RIGIDENZE STRUTTURALI				
Quota del piano		380.0		1055.0 1730.0 [cm]
Rigidezza KX (/1000)		56673.432		6093.360 450.523 [kN/m]
Rigidezza KY (/1000)		17980.524		803.891 13.709 [kN/m]
Rigidezza Ktors (/1e6)		38064.1600		2087.1031 72.4584 [kNm]

Tab. 8.6.2 Rigidezze strutturali senza fasce di piano

A seguito di queste considerazioni si è scelto di adottare l'approccio di tipo "B" per la modellazione. Per non andare ad alterare i carichi legati al peso proprio dei maschi murari sono stati incrementati i pesi propri delle aste dell'aliquota legate alle fasce di piano. Per fare questo si è considerato il peso proprio del modello con le fasce di piano e il peso proprio del modello privo di esse, valutandone il rapporto si è poi potuto ottenere il coefficiente che correla i due valori dei carichi per applicarlo al modello strutturale.

Sono state posizionate le aperture corrispondenti ai vari piani. Il programma tramite una finestra apposita di inserire le aperture definendone lo spessore, l'altezza di inizio e quella finale, Fig. 8.6.4:

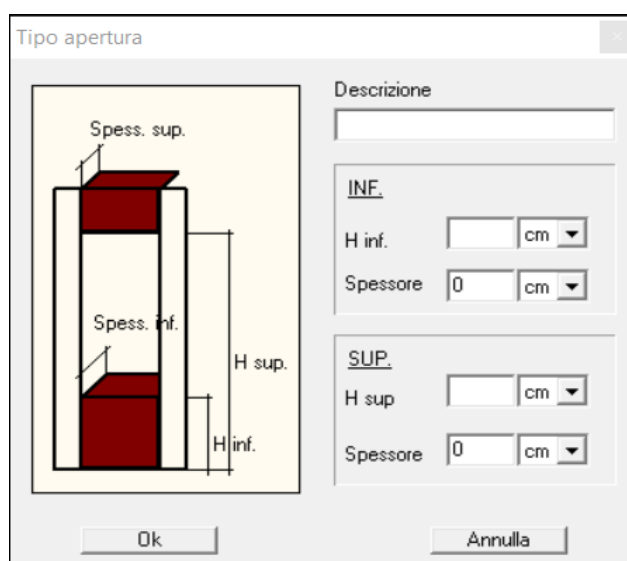


Fig. 8.6.4

Al termine dell'operazione si richiede al programma di generare il modello della struttura. In corrispondenza di ogni maschio murario si avrà un'asta delle caratteristiche geometriche equivalenti e ad ogni livello orizzontale definito si avranno le aste che rappresentano i cordoli della struttura. Per quanto riguarda invece la definizione dei vari livelli di piano, la normativa definisce come livelli estremamente rigidi quei livelli che: "siano realizzati in cemento armato, oppure in laterocemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità". Sono quindi stati assunti come infinitamente rigidi i primi due livelli, questo data la presenza di volte con cappa molto spessa in materiale resistente dal punto di vista strutturale (struttura delle volte visibile in Fig. 7.1.1). La copertura invece si è scelto di inserirla all'interno della modellazione con la sua rigidità propria, questo perché data la geometria dei profili non si è ritenuto di poterla considerare infinitamente rigida e capace di trasmettere le azioni orizzontali. Ciò comporta essenzialmente che i maschi che si sviluppano lungo la direzione longitudinale non siano legati dal punto di vista degli spostamenti e delle deformazioni in modo totalmente rigido, se non dalla resistenza opposta dagli arcarecci della copertura e dall'azione del cordolo. Sotto queste ipotesi il modello si presenta come in figura Fig. 8.6.5:

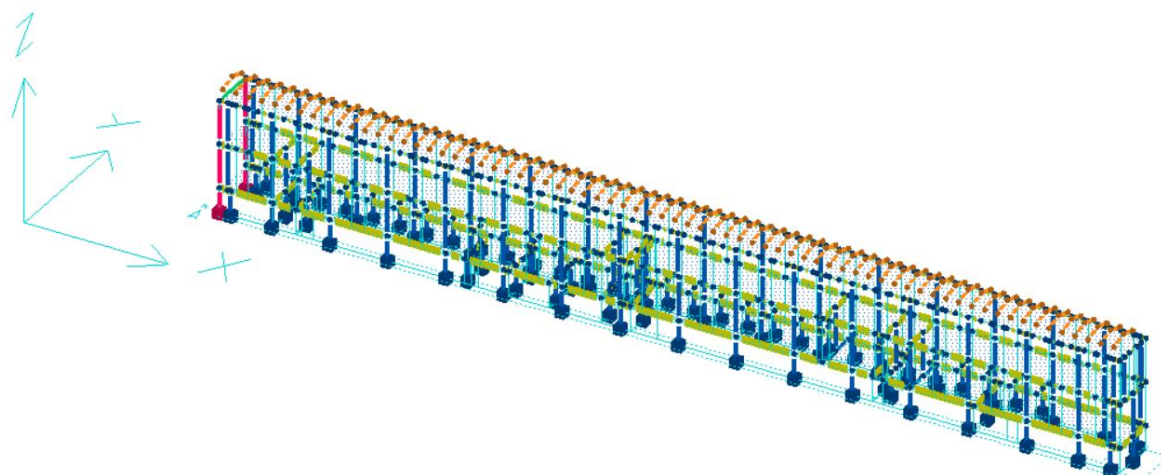


Fig. 8.6.5 Modello a telaio equivalente

Dopo questa prima definizione si procede con l'inserimento dei carichi.

Ad ogni livello stabilito vengono predisposti dei solai per tenere in conto dei carichi permanenti e variabili. Essi sono definiti solo come aree di carico, a ogni piano rigido il programma ripartisce i carichi orizzontali derivanti dal sisma, secondo quelli che sono i criteri dell'analisi adottata. Per la copertura, sono stati considerati i vari elementi che la compongono valutando poi un carico permanente non strutturale al metro quadro. La normativa considera piani infinitamente rigidi quegli elementi che:

In aggiunta sono poi state calcolate le spinte a metro lineare date dalle volte presenti ai livelli 1 e 2, inserendole come carichi sui maschi murari.

Definiti quindi i carichi di progetto, si aggiunge il peso proprio della struttura che viene calcolato dal programma in automatico.

8.7 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Come illustrato nel capitolo 2 al paragrafo 2.4.11, in merito alle conoscenze ottenute dalle prove e dai rilievi geometrici, sono stati raggiunti i seguenti livelli di conoscenza e di conseguenza sono stati adottati i seguenti fattori di confidenza:

- Livello di conoscenza: LV1
- Fattore di confidenza: 1.35

8.8 CARICHI DI PROGETTO

Sono stati considerati i seguenti carichi di progetto:

- Peso proprio degli elementi strutturali
- Pesi permanenti
- Pesi permanenti copertura
- Pesi variabili (cat. C3 secondo NTC18)

Il peso proprio di tutti gli elementi strutturali viene acquisito in maniera automatica dal programma di calcolo a partire dai pesi specifici inseriti nelle schede materiali. Avendo poi scelto di modellare i piani della struttura come elementi puramente geometrici, su di essi sono stati inseriti i carichi derivanti dalle volte che costituiscono il solaio. Tali carichi sono di tipo permanente e di tipo variabile.

Il peso permanente delle volte è stato calcolando considerando un peso specifico del materiale pari a quello dei maschi murari ovvero 18 kN/m^3 . La geometria delle volte è data dalle immagini seguenti Fig. 8.8.1:

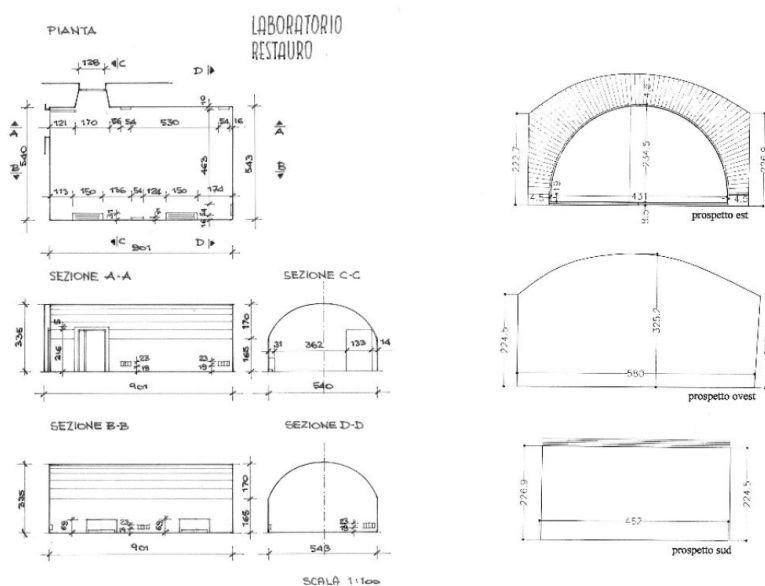


Fig. 8.8.1 Schema caratteristico delle volte

Esse sono state schematizzate andando a calcolare gli spessori equivalenti di muratura strutturale e di materiale di riempimento. Dal rilievo geometrico sono stati considerati:

- spessore equivalente di struttura in muratura dal peso di 18 kN/m^3 pari a 35 cm
- spessore equivalente di materiale di riempimento dal peso di 12 kN/m^3 pari a 10 cm.

Schematizzando la volta per mezzo di due aste inclinate con una pendenza dell'1,6% si è determinata la spinta pari a 1 kN al metro lineare da andare ad aggiungere ad un carico permanente equivalente dato da $18 \cdot 0.35 + 12 \cdot 0.01 = 6,42 \text{ kN/m}^2$.

Anche per quanto riguarda la copertura si è scelto di operare tramite la definizione dei solai, essi sono stati fatti poggiare sugli elementi portanti che sono stati a loro volta modellati come aste. Uniformando il carico e considerando che la struttura così realizzata non genera delle spinte sui maschi murari, sono stati considerati 28.00 kN/m (confermata anche dall'analisi della singola volta). A questi carichi così definiti si aggiungono i carichi variabili della copertura e i carichi variabili dell'edificio secondo i criteri della normativa.

La risposta legata all'azione sismica è stata valutata secondo i criteri delle norme:

- struttura non regolare né in pianta né in elevazione ($K_0 = 0.8$);
- considerando la struttura come appartenente alla classe di duttilità "B";
- considerando un q_0 pari a $1.75 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ relativo alle strutture in muratura ordinaria
- considerando un valore ammissibile dalla normativa pari a 1.7 del rapporto $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$

Il fattore di struttura $q = q_0 K_R$ massimo possibile risulta essere pari a: $1.75 \cdot 1.7 \cdot 0.8 = 2,38$.

Cautelativamente è stato considerato un $q=1,5$. Questo porta a poter considerare la struttura come un sistema di tipo non dissipativo, rientrando quindi anche nei limiti di operatività delle verifiche di duttilità che non risultano essere così necessarie.

9 ANALISI

Facendo riferimento ai punti delle linee guida e ai dati geometrici e strutturali definiti al capitolo 8 si effettuano le due analisi:

- LV1
- LV3

9.1 VALUTAZIONE DI LV1

Questa tipologia di analisi è svolta secondo i criteri già definiti all'interno di questo documento nel capitolo 3, il quale illustrava i principi fondamentali delle linee guida. Il modello considerato è quello riferito al paragrafo "Modelli di valutazione per tipologie: palazzi, ville e altre strutture con pareti di spina e altri orizzontamenti intermedi".

Lo scopo di tale analisi semplificata è la determinazione dell'indice di sicurezza sismica che ci fornirà una prima indicazione sullo stato attuale della struttura. Per la valutazione delle aree resistenti e delle masse sono state utilizzate le piante già precedentemente illustrate nel capitolo 8 di

questo documento. Le proprietà meccaniche sono invece quelle derivanti dalle prove realizzate, con l'applicazione dell'opportuno fattore di confidenza.

Infine tramite l'ausilio di un foglio di calcolo Excel è stato possibile svolgere tutti i calcoli necessari.

9.1.1 AREE DI RESISTENZA

Sono state considerate nelle due direzioni principali le aree qui di seguito evidenziate nelle immagini:

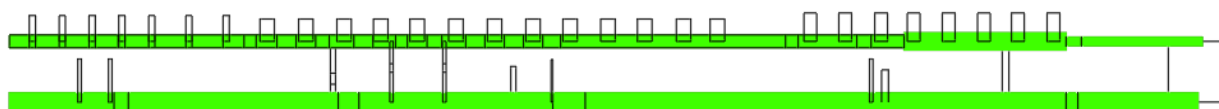


Fig. 9.1.2.1 Piano terra direzione X



Fig. 9.1.2.2 Piano terra direzione Y



Fig. 9.1.2.3 Piano primo direzione X



Fig. 9.1.2.4 Piano primo direzione Y



Fig. 9.1.2.5 Piano secondo direzione X



Fig. 9.1.2.6 Piano secondo direzione Y

9.1.2 OMOGENEITA' IN PIANTA

Ad ogni livello della struttura e per ogni direzione principale si effettua il calcolo del coefficiente μ , che definisce la regolarità dal punto di vista della rigidezza e della resistenza della struttura. La normativa prevede un valore minimo di tale coefficiente pari a 0.8, se così è, si può considerare una situazione favorevole dal punto di vista sismico. La formula da utilizzarsi per il calcolo è la seguente:

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

Nelle tabelle successive si indicano invece i risultati ottenuti dai calcoli ai vari livelli della struttura:

Direzione X			Direzione Y		
Parete	Area	Area ²	Parete	Area	Area ²
1	299.925	89955.01	1	49	2401.0
2	157.5	24806.25	2	2.8	7.8
3	38	1444	3	1.5	2.3
4	16	256	4	3	9.0
			5	2	4.0
			6	1.7	2.8
			7	2.8	7.8
			8	5.6	31.4
			9	5.6	31.4
			10	2	4.0
			11	2	4.0
			12	4.9	24.0
			13	4.9	24.0
			14	4.9	24.0
			15	4.9	24.0
			16	4.9	24.0

			17	4.9	24.0
			18	4.9	24.0
			19	4.9	24.0
			20	4.9	24.0
			21	4.9	24.0
			22	4.9	24.0
			23	4.9	24.0
			24	4.9	24.0
			25	4.9	24.0
			26	4.9	24.0
			27	4.9	24.0
			28	4.9	24.0
			29	4.9	24.0
			30	4.9	24.0
			31	4.9	24.0
			32	4.9	24.0
			33	4.9	24.0
			34	4.9	24.0
			35	4.9	24.0
			36	4.9	24.0
			37	4.9	24.0
			38	4.9	24.0
			39	4.9	24.0
TOT:	TOT:	TOT:	TOT:	TOT:	TOT:
4	511.425	116461.3	39	215.16	3177.7

Coefficiente μ_x	Coefficiente μ_y
0.82	0.74

Tab. 9.1.2.1 Coefficienti piano terra

Direzione X			Direzione Y		
Parete	Area	Area ²	Parete	Area	Area ²
1	133	17689	1	1.43	2.0
2	133	17689	2	1.43	2.0
			3	0.70	0.5
			4	0.70	0.5
			5	0.70	0.5
			6	0.95	0.9
			7	0.95	0.9
			8	0.95	0.9
			9	1.90	3.6
			10	0.95	0.9
			11	7.00	49.0
TOT:	TOT:	TOT:	TOT:	TOT:	TOT:
2	266	35378	11	17.65	61.8

Coefficiente μ_x	Coefficiente μ_y
1	0.82

Tab. 9.1.2.2 Coefficienti piano primo

Direzione X			Direzione Y		
Parete	Area	Area ²	Parete	Area	Area ²

1	133	17689	1	4.75	22.563
2	133	17689			
TOT:	TOT:	TOT:	TOT:	TOT:	TOT:
	266	35378	1	4.75	22.563
Coefficiente μ_x			Coefficiente μ_y		
1			1		

9.1.3 IRREGOLARITA' IN PIANTA

Tale irregolarità è presa in conto mediante un coefficiente indicato con β . Esso viene calcolato come definito nel capitolo 3 di questo documento, secondo la formula:

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

Il calcolo comprende la definizione ad ogni piano del centro di massa (o baricentro delle masse G) e del centro di rigidezza K. Esso viene calcolato ad ogni livello e in entrambe le direzioni, i risultati sono inseriti nelle tabelle seguenti:

Baricentri G [m]		Baricentri K [m]		Eccentricità		
Xg	Yg	Xk	Yk	ex	ey	
PIANO 1	75.4	3.7	87	1.6	11.6	2.1
PIANO 2	71.2	3.5	99	3.5	27.8	0
PIANO 3	71.2	3.5	139	3.5	67.8	0

PIANO 1	dy	5.4	PIANO 1	dx	53
PIANO 2	dy	3.5	PIANO 2	dx	41
PIANO 3	dy	3.5	PIANO 3	dx	1

Tab. 9.1.3.1 Coefficienti e dati utilizzati

PIANO 1	β_{xi}	1.8	PIANO 2	β_{xi}	1.0	PIANO 3	β_{xi}	1.0
	β_{yi}	1.4		β_{yi}	2.4		β_{yi}	136.6

Tab. 9.1.3.2 Coefficienti di irregolarità

9.1.4 SPETTRO DI RISPOSTA

Effettuati questi calcoli è stato possibile ricavare il valore di resistenza al taglio di ogni singolo piano nelle due direzioni. Come indicato dalla normativa si è poi considerata la direzione di resistenza minore per il calcolo dell'accelerazione spettrale massima di resistenza dell'edificio. Nel caso in questione, data la rigidezza e l'importanza dei maschi murari in direzione x, la resistenza minore sarà data per un eventuale sisma in direzione y, ponendo particolare attenzione all'ultimo piano in cui non vi sono elementi trasversali fatta eccezione per la parete di estremità. In tabella sono espressi i risultati:

	Piano terra	Piano primo	Piano secondo
Area muri di piano resistente a taglio [m ²]	725.885	283.65	270.75
Peso specifico muratura [kN/m ³]	18,00	18,00	18,00
Quote progressive dei piani h [m]	3,80	10,55	17,30
Altezza di interpiano h _i [m]	3,80	6,75	6,75
Peso totale dei carichi al piano [kN]	483832.76	354565.73	277896.13
Mass sismica di piano [kN]	46223.52	33046.46	16340.07
Massa sismica totale [kN]	95610.05		
Valore medio resistenza al taglio τ_{0d} [Mpa]	0,6	0,6	0,6
Frazione di massa partecipante e* sul primo modo [-]	0.86	0.86	0.86

Rapporto risultante sismica di piano e risultante totale K_i	1	0.78	0.35
tensione verticale media di piano sui maschi murari σ_{d0} [kN/m ²]	0.1	0.1	0.1
resistenza di calcolo a taglio dei maschi murari τ_{di} [kN/m ²]	0.4	0.4	0.4
coefficiente di irregolarità in pianta al piano β_{xi}	1.25	1.25	1.25
omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari μ_{xi}	0.74	0.84	1.00
coefficiente per tipo di rottura dei maschi murari ζ_x	0,8	0,8	0,8
coefficiente per resistenza delle fasce murarie di piano ξ_{xi}	0,8	0,8	0,8
Resistenza a taglio di piano $F_{slv,xi}$	35268.75	4257.14	3006.89
fattore di struttura	1.5	1.5	1.5
ordinata dello spettro di risposta elastico $S_{e,slv}$ [g]	0.64	0.078	0.055

Tab. 9.1.4.1

9.1.5 INDICE DI SICUREZZA SISMICA

Attraverso la procedura precedente è stato determinato il valore massimo dello spettro di risposta in termini di accelerazione orizzontale tollerabile dalla struttura. Ora si può subito vedere come, per una vita nominale di 50 anni, nella località considerata, si avrebbe un valore spettrale di accelerazione maggiore. Ergo la struttura non può essere verificata per una vita nominale di 50 anni. Attraverso le tabelle fornite dall'allegato della normativa, che fornisce i valori dei parametri sismici con precisione di maglia pari a 10 km, e attraverso una procedura iterativa si determina di fatto la vita nominale della struttura a cui corrisponde, per il sito di riferimento, un valore spettrale di accelerazione pari a quello massimo che la struttura può gestire. Attraverso la formula semplificata fornita dalla normativa si è valutato il periodo proprio di oscillazione della struttura, pari a 0.42 s: siamo appena oltre il periodo T_b , nella parte discendente dell'ordinata, a cui corrisponde un accelerazione spettrale $S_{e,slv}$ pari a 0.152g. Facendo riferimento alla resistenza minima offerta dalla struttura in direzione y, ovvero quella offerta dal terzo piano, si calcola il tempo di ritorno dell'evento sismico che corrisponde all'accelerazione massima tollerabile dalla Manica Lunga.

Tr	T1	Cc	Ss	Tc	Td	Tc*	Se	F0	ag	Tb
30	0.42	1.55	1	0.28	1.61	0.18	0.042	2.56	0.0245	0.09
50	0.42	1.52	1	0.30	1.61	0.2	0.056	2.59	0.0301	0.10
72	0.42	1.49	1	0.33	1.61	0.22	0.070	2.62	0.0342	0.11
101	0.42	1.48	1	0.34	1.62	0.23	0.081	2.64	0.038	0.11
140	0.42	1.46	1	0.35	1.62	0.24	0.093	2.65	0.0421	0.12
201	0.42	1.45	1	0.36	1.62	0.25	0.109	2.68	0.047	0.12
475	0.42	1.42	1	0.40	1.62	0.28	0.152	2.75	0.0586	0.13
975	0.42	1.40	1	0.42	1.63	0.3	0.195	2.79	0.07	0.14
2475	0.42	1.39	1	0.43	1.64	0.31	0.255	2.89	0.0859	0.14

Tab. 9.1.5.1 Calcolo del tempo di ritorno

Dal rapporto tra il periodo di ritorno riferito all'azione sismica e quello riferito all'accelerazione massima resistente dell'edificio si ricava l'indice di sicurezza sismica:

Tslv	50	anni
Tr,slv	475	anni
Is,slv	0.11	

Tab. 9.1.5.2 Indice di sicurezza sismica

Dal rapporto tra le accelerazioni di riferimento al suolo si ricava il fattore di accelerazione:

aSLV	0.0301
ag,SLV	0.0586
FS,SLV	0.514

Tab. 9.1.5.3 Fattore di accelerazione

Un indice di sicurezza inferiore all'unità implica che la struttura non è in grado di gestire l'entità della forza sismica corrispondente alla vita nominale dell'opera e allo stato limite ultimo a cui era stata pensata in origine. Si calcola pertanto la vita nominale della struttura corrispondente allo stato limite ultimo da verificare e al tempo di ritorno massimo ammissibile:

Periodo di ritorno dell'azione sismica di riferimento T_r	50
Probabilità di superamento P_{vr}	10
Classe d'uso	II
Vita Nominale	5.3

Tab. 9.1.5.4 Vita Nominale

9.2 VALUTAZIONE DI LV3

La valutazione di livello 3 della manica lunga, viene realizzata per mezzo del software di calcolo della CMD DOLMEN. L'analisi scelta è un'analisi di tipo statico non lineare, obbiettivo è quindi quello di determinare la curva di capacità della struttura.

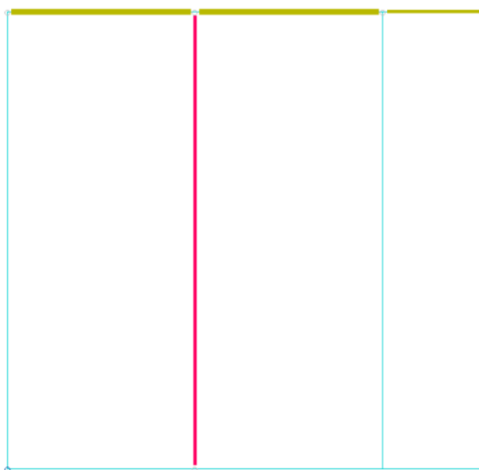
Il modello è stato realizzato come spiegato nel capitolo 8 al paragrafo 5.

Come spiegato all'interno dei capitoli 2, 3 e 4, per gli edifici esistenti uno dei passi successivi alla modellazione e alla scelta delle caratteristiche meccaniche dei materiali è l'inquadramento globale della struttura. Questo viene fatto sia in sito, analizzando a primo impatto quali possono essere le criticità, sia attraverso il modello di calcolo della struttura.

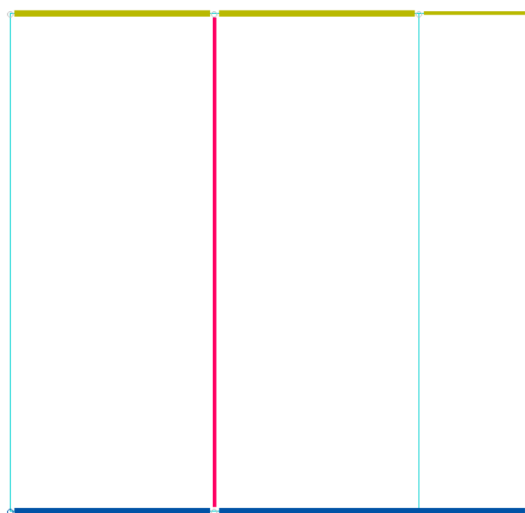
Dall'analisi qualitativa effettuata in sito sulla struttura non si sono trovate particolari criticità negli elementi strutturali che risultano essere ancora efficienti. Una volta inseriti i carichi sulla struttura si ha il modello globale realizzato secondo la tecnica a telaio equivalente. Tale tecnica prevede la schematizzazione strutturale mediante aste di rigidità pari a quella del maschio murario di competenza. In corrispondenza delle aperture si hanno delle aste in direzione orizzontale che rappresentano l'ulteriore riserva di resistenza. In corrispondenza della sommità il programma crea delle ulteriori aste orizzontali che rappresentano il cordolo di piano.

I problemi insorti nella modellazione (oltre a quelli già spiegati nel capitolo 8) sono i seguenti e sono stati affrontati nel seguente modo:

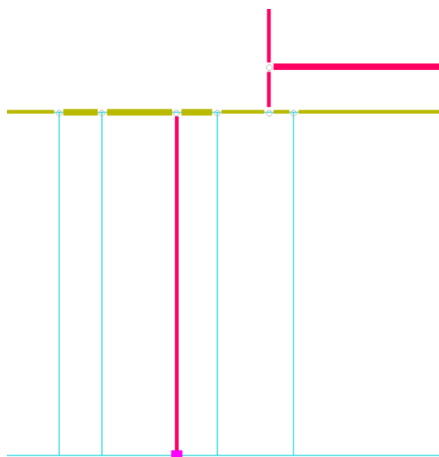
- In corrispondenza del secondo piano sono stati inseriti gli interpiani relativi agli elementi trasversali in direzione y. Questi ultimi, come tutti i maschi murari vengono schematizzati con un'asta verticale e le aste relative al cordolo di piano, come in figura:



Le linee azzurre rappresentano la geometria dell'interpiano e la presenza, in questo caso a destra, di un'apertura totale lungo tutto l'altezza. L'asta di colore rosso è la schematizzazione modellistica del maschio murario, mentre quelle gialle rappresentano il cordolo di piano. Si può notare come non essendo presente al piano inferiore un interpiano allineato, sia avrebbe un maschio murario sospeso e con il nodo inferiore scollegato; ciò si traduce nella condizione di maschio murario "sospeso", ovvero sorretto dalle aste di cordolo superiori. Non essendo tale condizione realistica, occorre inserire delle aste, la cui geometria è pari a quella del cordolo del piano inferiore. Ottenendo la figura seguente:



- Un secondo problema di modellazione è legato a presenza di aperture disallineate. Per capire la problematica da risolvere facciamo riferimento alla figura successiva:



Nella generazione delle aste, il programma tiene in conto della presenza dell'apertura identificando un tratto di asta rigido ed un tratto flessibile. Se in corrispondenza del piano superiore si ha l'asta del maschio murario incidente in uno dei tratti flessibili, la trasmissione delle sollecitazioni genererebbe delle criticità inesistenti nella realtà; questo perché il carico che giunge dal maschio superiore viene concentrato in un punto, quando quest'ultimo risulta invece distribuito lungo tutta la lunghezza dell'elemento superiore. Si procede pertanto a modificare la rigidezza di tali elementi di asta, portandoli ad essere totalmente rigidi lungo tutta la loro lunghezza.

9.2.1 ANALISI DEL MANUFATTO

Si considera ora il modello così creato per una prima analisi che vuole essere la rappresentazione dello stato reale della struttura. Viene analizzata la struttura con lo stato di sollecitazione legato con la combinazione di carico “quasi permanente”, combinazione che rappresenta su indicazione della normativa quelli che sono gli effetti a lungo termine. In tale combinazione i carichi sono infatti considerati con il loro valore reale senza essere amplificati dai coefficienti di sicurezza γ e considerando i coefficienti Ψ_{ij} che mettono in relazione i carichi variabili. Con questa combinazione di carico si effettua una prima verifica della struttura in modo da localizzare eventuali problematiche e criticità, il programma permette di visualizzare con colori diversi i maschi murari e il loro stato, se essi risultano verificati per ogni problematica risulteranno di colore verde, altrimenti saranno identificati da un altro colore. Nel nostro caso il modello si presenta come in figura Fig. 9.2.1.1:

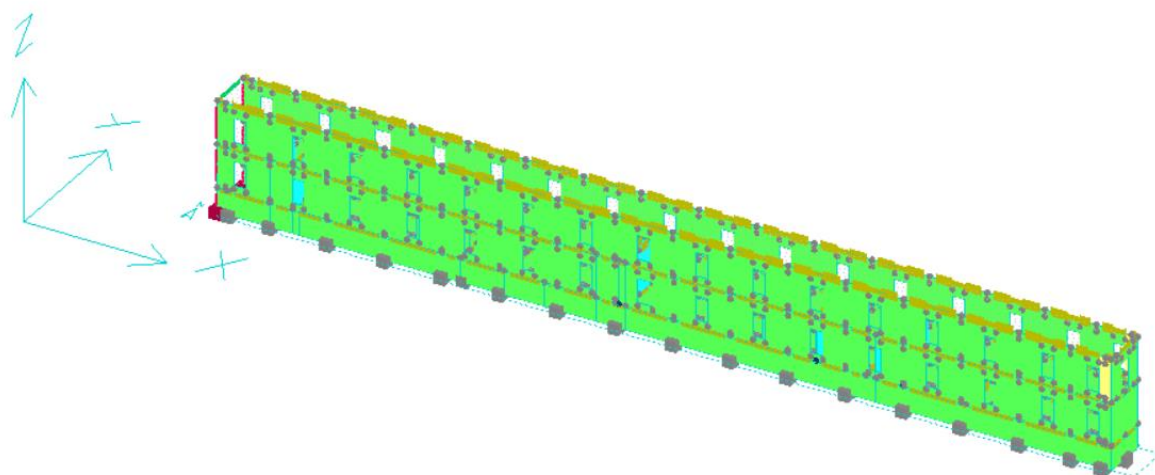


Fig. 9.2.1.1 Situazione di origine del modello strutturale

Il modello così generato è caratterizzato, riguardo lo schema strutturale di telaio equivalente, da nodi con una percentuale di incastro pari al 100%. Se si considera però la situazione odierna dell'edificio, si può facilmente intuire come questo sia inverosimile. Questo perché, sia per effetto dei carichi verticali, sia per effetto delle azioni orizzontali subite nel corso degli anni per effetto delle azioni naturali, la struttura avrà subito dei danneggiamenti. Questo risulta anche essere evidente dal fatto che il modello non risulta interamente verificato, si assume allora che il livello di incastro possa diminuire di una percentuale, concetto anche ammesso dalla normativa (capitolo 7, paragrafo 8.1.5.2). Si assume che, nel caso di solai di tipo rigido, la distribuzione di taglio nei diversi maschi murari di uno stesso piano può essere modificata, sempre considerando di mantenere la condizione di equilibrio globale e di soddisfare la seguente relazione:

$$\Delta V \leq \max\{0,25 \mid V \mid, 0,1 \mid V_{piano} \mid\}$$

In cui V è il valore di taglio nel pannello e V_{piano} è il valore del taglio totale al piano.

Oltre a queste considerazioni, si può generare una procedura di svincolo automatico dei maschi murari non verificati nel piano. In seguito all'applicazione delle sollecitazioni ci si potrà trovare nella situazione in cui alcuni maschi murari non risultino verificati per azioni nel piano. Possiamo quindi dire che effettuare questa procedura di svincolo equivale a tenere in conto dello stato di fessurazione della struttura. Tale procedura riguarda esclusivamente le due verifiche da effettuarsi nel piano:

- Pressoflessione
- Taglio

Eventuali verifiche fuori piano non soddisfatte, saranno trattate localmente verificando di raggiungere le resistenze necessarie con l'apporto di uno dei sistemi di rinforzo presentati nel capitolo 6.

Poiché si stanno considerando i carichi verticali che sono nella realtà agenti, in seguito a tale ridistribuzione si dovrà avere una struttura interamente verificata, come lo è nella realtà. Qualora questo non dovesse risultare si dovrà effettuare un'analisi qualitativa del modello per accertarsi di non aver fatto errori negli spessori dei maschi murari, nel loro posizionamento o nell'inserimento dei dati riguardanti le caratteristiche.

Considerando che i maschi murari risultano quasi interamente verificati senza aver effettuato alcuna ridistribuzione, si può immaginare come la condizione di equilibrio non sia così distante da quella originaria. Questo è intuibile in quanto la struttura non mostra particolari criticità lungo il suo sviluppo, sia in altezza sia in pianta.

Il modello in seguito alle iterazioni si presenta nel seguente modo, Fig. 9.2.1.2:

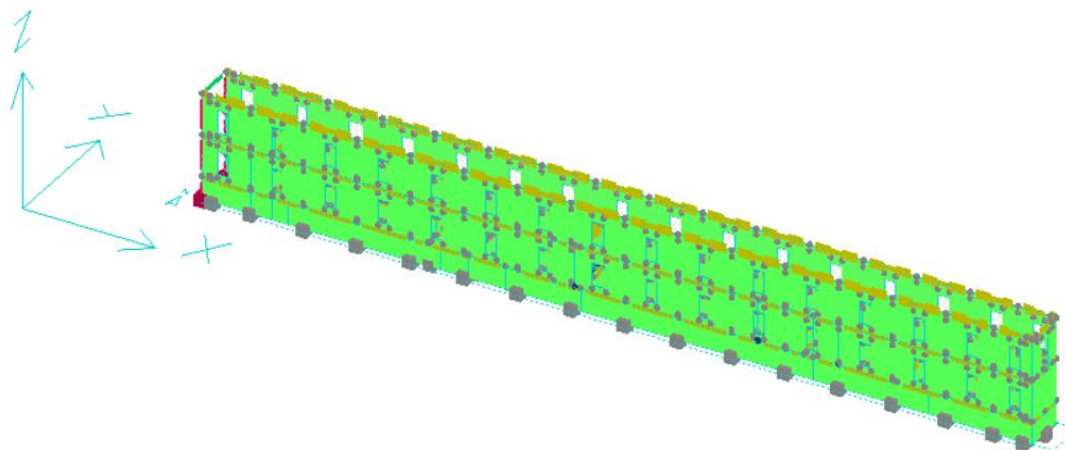


Fig. 9.2.1.2 Modello strutturato con ridistribuzione degli sforzi di piano

Attraverso questa procedura si avranno delle aste con gradi di incastro mutuati e non più perfetti pari al 100%. A partire dal modello così “tarato” si può procedere con l’inserimento delle azioni sismiche e la verifica complessiva della struttura. L’analisi sismica viene condotta all’interno del pannello “calcolo” inserendo in primo luogo i dati sismici nel seguente modo:

- 1) Inserimento dei livelli della struttura con riferimento ai vari piani rigidi per la verifica degli spostamenti sismici:

Livelli				
Nuovo		Reset		
Livelli	Quota	Tolleranza	Piano rigido	per verif. spostam.
Fondazione	0.0	1.0	☒	☒
Livello 1	380.0	1.0	☒	☒
Livello 2	1055.0	1.0	☒	☒
Livello 3	1730.0	1.0	☒	☒

2) Inserimento delle coordinate del sito di riferimento:

Dati generali per sismica (NTC 2008)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore struttura q | Dati progetto | Vulnerabilità

Località: RIVOLI

Comune: Rivoli (Torino) - Piemonte

Zona sism.: 3

Latitudine: 45.0650

Longitudine: 7.510278

ID= 13568 ID= 13569
(7.5103, 45.0650)
ID= 13790 ID= 13791

Applica Applica e chiudi Chiudi

3) Caratterizzazione del suolo:

Dati generali per sismica (NTC 2008)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore struttura q | Dati progetto | Vulnerabilità

☐ A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi

☒ B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fina molto consistenti

☐ C - Depositì di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti

☐ D - Depositì di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti

☐ E - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m

Applica Applica e chiudi Chiudi

4) Coefficiente topografico:

Dati generali per sismica (NTC 2008)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore struttura q | Dati progetto | Vulnerabilità

Coefficiente di amplificazione topografica: 1.4

Tabella 2.2.VI - Valori massimi dei coeff. di amplif. topografica

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

Applica Applica e chiudi Chiudi

5) Fattore di struttura:

Dati generali per sismica (NTC 2008)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore struttura q | Dati progetto | Vulnerabilità

Per azioni verticali :
q 1.50

Per azioni orizzontali :
q 1.5 Assegnato

Classe di duttilità

Applica Applica e chiudi Chiudi

6) Dati di progetto:

Dati generali per sismica (NTC 2008)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore struttura q | Dati progetto | Vulnerabilità

Vita nominale dell'opera V_N 50

Coefficiente d'uso C_U 1.0 (Classe d'uso II)

Periodo di riferimento 50

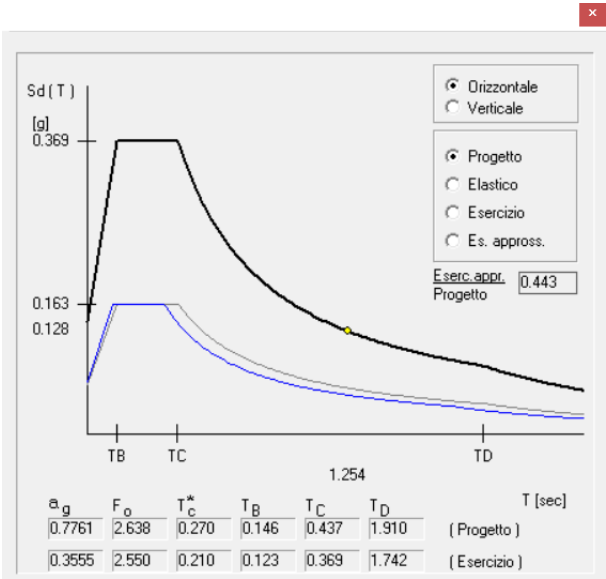
P_{VR} di progetto (%) 10 % (SLV)

P_{VR} di esercizio (%) 63 % (SLD)

Coeff. di smorzamento viscoso ξ (%) 5

Applica Applica e chiudi Chiudi

7) Spettro di risposta corrispondente:



Con questi dati inseriti si procede al calcolo delle forze sismiche. Il primo passo è calcolare l'entità delle forze secondo l'analisi statica lineare che permette di identificare in modo approssimato le caratteristiche di resistenza della struttura. Si definisce per mezzo del periodo di ritorno approssimato e per mezzo dell'accelerazione spettrale la distribuzione di forze sismiche della struttura. La finestra dell'analisi risulta essere la seguente:

PARAMETRI SISMICI

Coeff. lambda

Sd

T1

Quota di partenza cm

Quota massima

Tolleranza quota

Dimensione X

Dimensione Y

☒ Utilizzare coeff. di distribuzione

Effettuata l'analisi si procede al calcolo delle sollecitazioni con l'aggiunta delle forze di piano e dei torcenti di piano aggiuntivi derivanti dal sisma. si devono poi tenere in conto i parametri di regolarità in pianta e in elevazione della struttura e delle eccentricità presenti tra i baricentri delle masse e quelli delle rigidezze, ciò risulta essere importante per capire se si debbano tenere in conto gli effetti del secondo ordine. La finestra dei parametri è la seguente:

CONTROLLO RIGIDENZE STRUTTURALI - c:\dolmen17\lavori\LS_027

*** (Testo salvato su c:\dolmen17\lavori\LS_027\ellisse.txt)

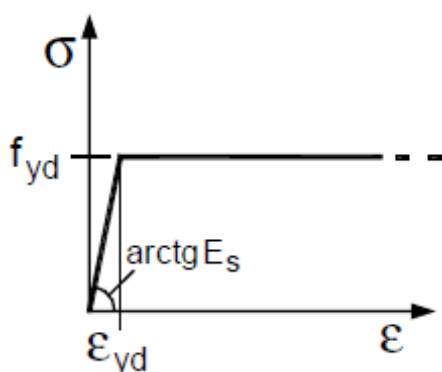
*** (Grafica su c:\dolmen17\lavori\LS_027\ellissi_rigidezza.GRF)

CONTROLLO RIGIDENZE STRUTTURALI

Quota del piano	380.0	1055.0	1730.0	[cm]
Rigidezza KX (/1000)	59129.474	4882.048	1531.262	[kN/m]
Rigidezza KY (/1000)	25202.432	799.796	99.013	[kN/m]
Rigidezza Ktors (/1e6)	48757.5748	2036.7169	211.7872	[kNm]
Xk (centro rigidezze)	9754.4	9950.0	9785.8	[cm]
Yk (centro rigidezze)	1834.6	1873.8	1877.8	[cm]
Xg (baricentro)	9251.2	9187.3	9199.4	[cm]
Yg (baricentro)	1964.3	1898.4	1897.7	[cm]
dimensione X	13950	13950	13950	[cm]
dimensione Y	1035	705	705	[cm]
raggio rigidezze (rx)	4398	5046	4625	[cm]
raggio rigidezze (ry)	2872	2043	1176	[cm]
raggio giratorio (Is)	4038	4032	4032	[cm]
MIN(rx , ry) / Is	0.7111	0.5066	0.2917	< 0.8 !!!!
(Xg - Xk) / rx	0.1144	0.1511	0.1268	ok (< 0.3)
(Yg - Yk) / ry	0.0452	0.0120	0.0170	ok (< 0.3)
2° ordine (theta X)	0.08	0.25	0.25	[%] ok (< 10%)
2° ordine (theta Y)	0.18	1.55	3.83	[%] ok (< 10%)
Percentuale dinamica X	6.89	47.22	45.89	[%]
Percentuale dinamica Y	2.04	34.10	63.86	[%]

Con questi prime indicazioni si può vedere come i risultati relativi alle rigidezze e alla posizione dei baricentri G e G_k siano concordi con i risultati ottenuti dall'analisi di LV1. Per quanto riguarda i coefficienti legati alle omogeneità geometriche, si nota come la struttura non possa essere considerata regolare in pianta, mentre può esserlo in elevazione, il parametro dato dal rapporto tra la differenza dei raggi di inerzia e il raggio giratorio ci conferma che la struttura è classificabile come “deformabile torsionalmente”. In particolare notiamo come la problematica inerente al sisma sia proprio lungo la direzione “y” dell'ultimo livello, in questa direzione si ha infatti un'eccentricità maggiore, la quale non supera il limite imposto dalla normativa pari al 10%, ma che risulta decisamente maggiore per l'ultimo piano rispetto ai piani inferiori. In questo caso si dovrà intervenire incrementando il livello di rigidezza in questa direzione per poter sopperire alla richiesta di spostamento legata all'azione sismica.

Inseriti i carichi di natura sismica si procede all'analisi di tipo “statico non lineare” o “pushover”. Tramite questa procedura si arriva a determinare un livello di risposta rispetto al sisma, in modo qualitativo si valuta la differenza che sussiste tra lo spostamento richiesto e lo spostamento effettivamente possibile per la struttura. Lo spostamento massimo della struttura è ricavato attraverso un sistema di forze proporzionale alle masse e alle accelerazioni, tali forze vengono incrementate fino al raggiungimento della riserva ultima di resistenza dell'elemento più sollecitato. Il sistema viene gestito attraverso un legame tensione-deformazione di tipo non lineare perfettamente plastico come in figura:



una volta raggiunta la deformazione massima data dalle caratteristiche elastiche del materiale si avrà la formazione di una cerniera plastica e quindi della perdita di tale grado di libertà per il sistema.

Una volta ottenuta la curva di capacità occorre ricondurre il sistema globale ad un sistema equivalente ad un grado di libertà, con quest'ultimo si ricava la risposta in termini di spostamento richiesto per l'azione sismica e ci si riconduce poi alla capacità complessiva della struttura a più gradi di libertà (come spiegato nel capitolo 3 riguardante le NTC08)

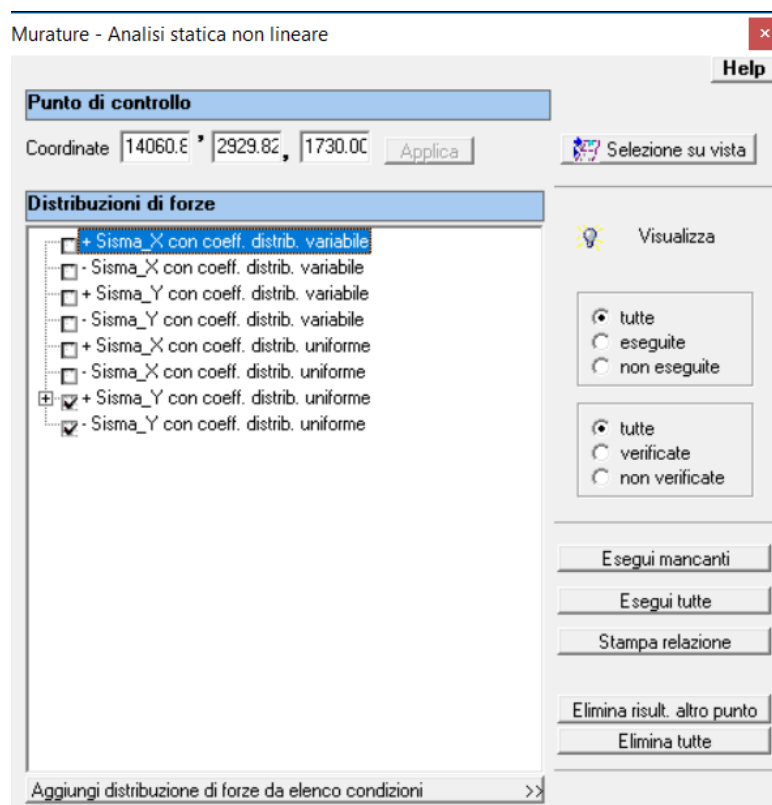
L'analisi è gestita mediante il pannello murature, una volta generate le condizioni sismiche con forze di piano e momenti torcenti si può procedere al calcolo della curva di capacità. Tale curva come spiegato all'interno del capitolo 2 di questo documento, mette a confronto due valori di

spostamento. Il primo rappresenta la capacità di spostamento della struttura, il secondo invece, la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

L'analisi statica non lineare prevede l'applicazione di almeno due distribuzioni di forze:

- Distribuzione di forze orizzontali corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c (distribuzione costante).
- Distribuzione di forze orizzontali adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura (distribuzione variabile)

Il pannello che consente di gestire questo tipo di analisi è il seguente:



Si considera il sisma agente nelle due direzioni principali X e Y secondo le due distribuzioni, ad ognuna di esse è attribuito un segno “+” o “-” per valutare il differente effetto del sisma nel momento in cui dovesse giungere sulla struttura da una direzione piuttosto che da quella opposta. Nel caso in esame, considerando la simmetria dal punto di vista geometrico, si ritiene esaustiva l'analisi sismica secondo uno dei due segni.

Il risultato sarà fornito dalla curva di capacità e dalla verifica della richiesta di spostamento analizzata per ogni distribuzione. Qui di seguito riportiamo i risultati delle differenti analisi per mezzo delle relative curve di capacità:

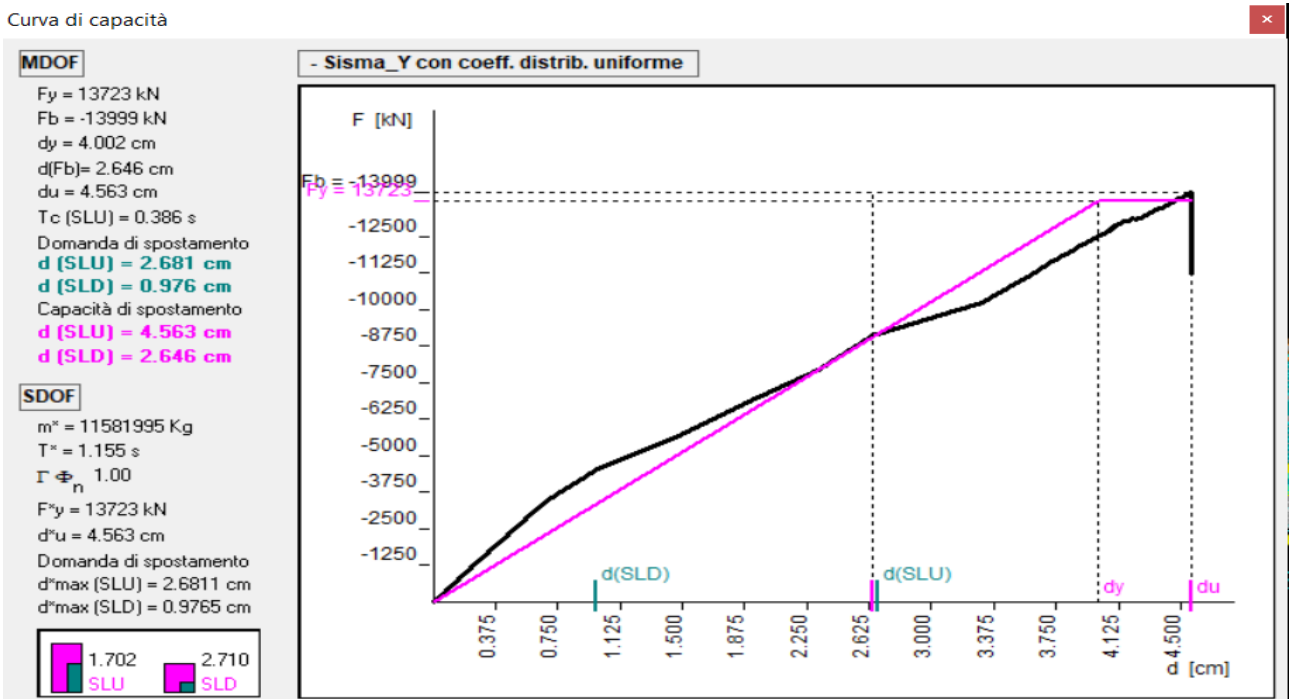


Fig. 10.2.1.5 curva di capacità per sisma Y, coefficiente uniforme

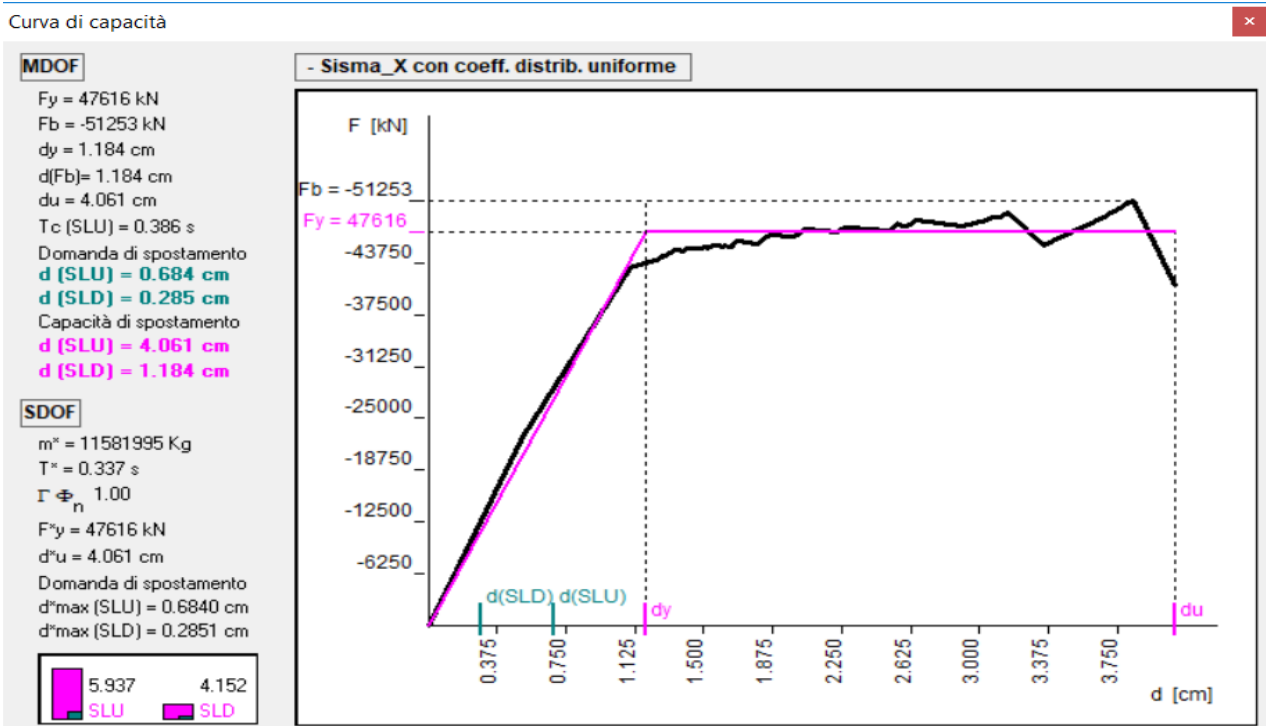


Fig. 10.2.1.6 curva di capacità per sisma X, coefficiente uniforme

Curva di capacità

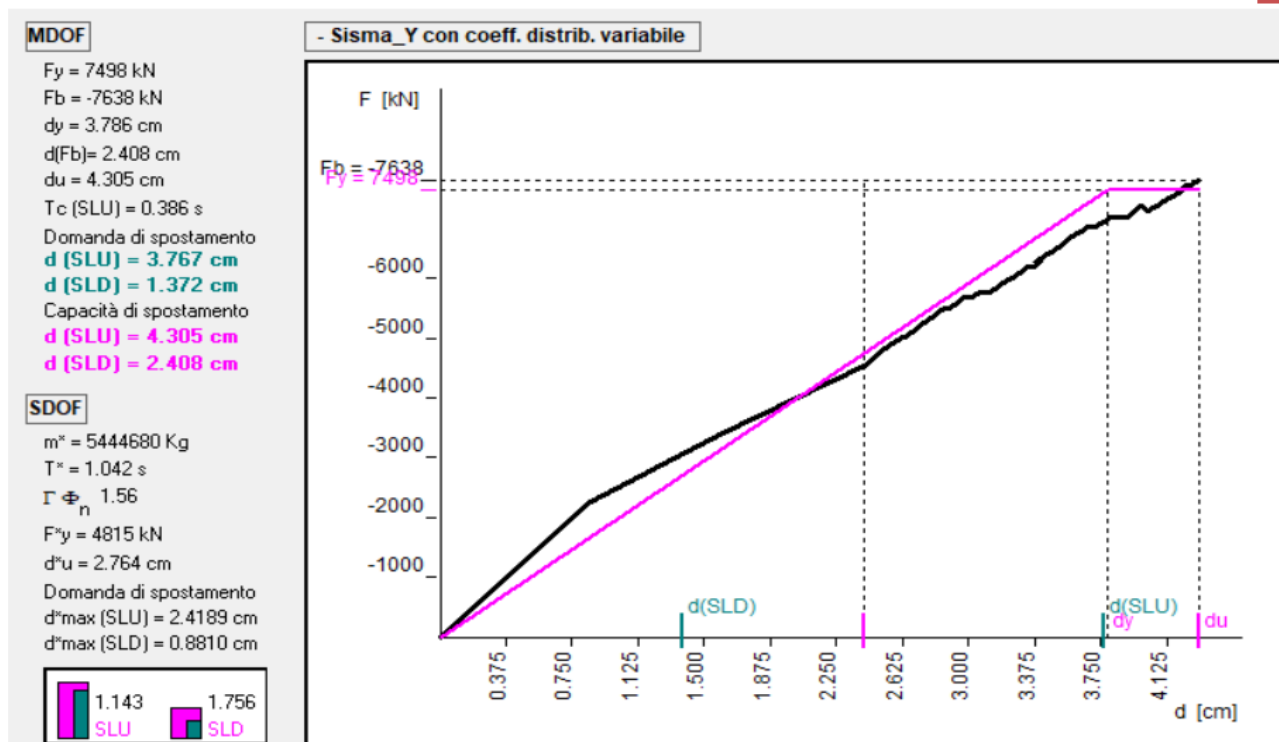


Fig. 10.2.1.9 curva di capacità per sisma Y, coefficiente variabile

Curva di capacità

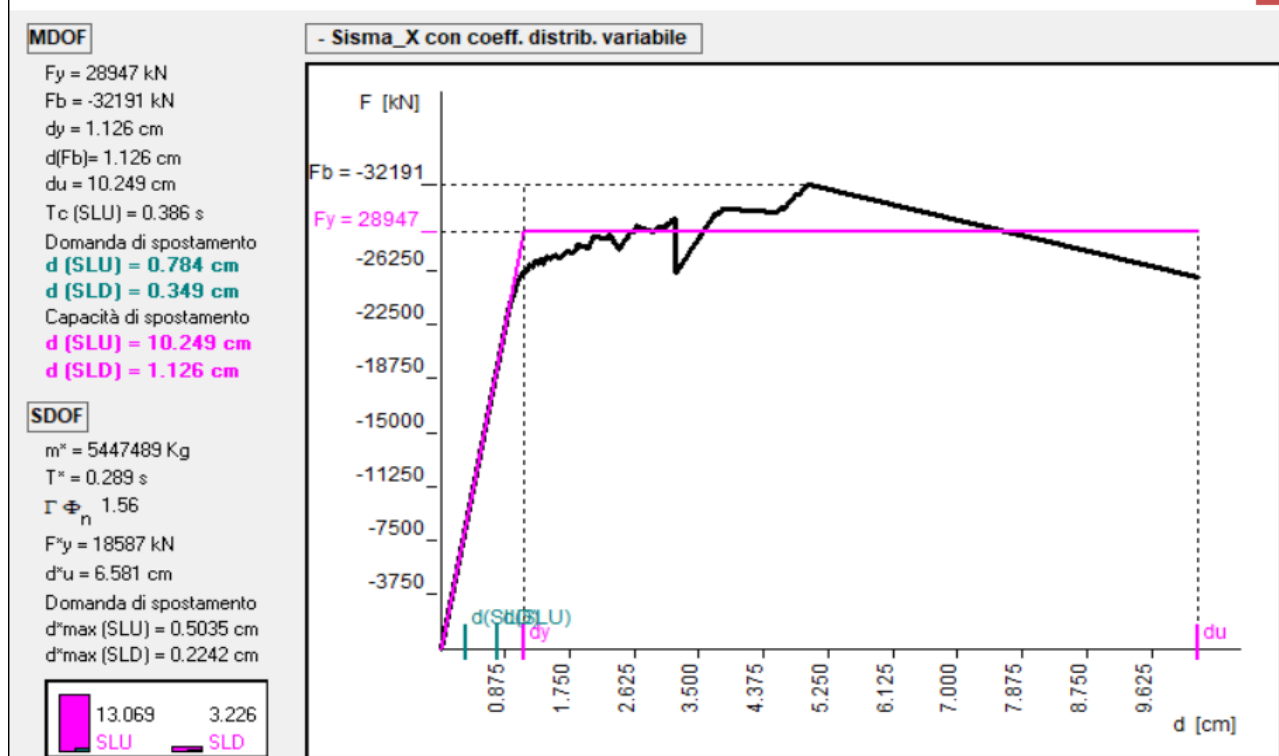


Fig. 10.2.1.10 curva di capacità per sisma X, coefficiente variabile

In tabella si riportano i valori di spostamento e i loro rapporti per le quattro distribuzioni considerate:

SISMA	Coefficiente	Spostamento richiesto	Capacità di spostamento	Rapporto degli spostamenti
Y	Uniforme	2.681 cm	4.563 cm	1.701
X	Uniforme	0.684 cm	4.061 cm	5.937
Y	Variabile	3.767 cm	4.305 cm	1.143
X	Variabile	0.784 cm	10.249 cm	13.072

Se il rapporto tra gli spostamenti fornisce un valore superiore all'unità, allora la struttura avrà una capacità adeguata a resistere alle azioni sismiche di progetto. Qualora dovesse risultare inferiore, la struttura non potrà essere considerata verificata per le azioni del sisma derivanti dalla vita nominale scelta per l'analisi. Si potrà considerare una vita nominale inferiore in modo da verificare tutte le combinazioni di azioni precedentemente calcolate, oppure modificare gli aspetti strutturali critici andando a modificare le rigidezze nella direzione in cui la verifica non risulti soddisfatta. Tali risultati sono ottenuti andando a plasticizzare la struttura nei nodi più sollecitati, in tali nodi si andranno a generare delle cerniere plastiche che, come da loro definizione, saranno in grado di sopperire ad un'aliquota di momento (pari al momento plastico della sezione) e poi di ruotare in seguito all'incremento delle sollecitazioni. Il programma di calcolo effettua questa procedura andando a controllare che le rotazioni e gli spostamenti non superino i limiti imposti dalla normativa (spostamento massimo legato al collasso per taglio pari allo 0.4% dell'altezza, spostamento massimo legato al collasso per pressoflessione pari allo 0.6% dell'altezza) e di conseguenza anche i limiti delle rotazioni. Tali spostamenti andrebbero poi localmente verificati con l'effettiva resistenza e capacità del materiale di realizzarli.

Effettuare un'analisi di tipo statico non lineare su una struttura di questa tipologia, porta ad avere un risultato anche intuibile dal punto di vista pratico. Per poter ottenere una curva di distribuzione articolata, occorrerebbe avere diversi elementi strutturali, disposti anche in maniera differente su una pianta articolata. Il concetto base di questa tipologia di analisi è quello di ridistribuire le sollecitazioni, secondo un criterio tale per i cui, i maschi con riserva minore di resistenza si plasticizzano mentre quelli meno sollecitati risultano maggiormente caricati, nel caso in questione però, la struttura risulta essere costituita da elementi tutti molto simili tra loro, con le stesse caratteristiche di resistenza per quanto riguarda i materiali. I carichi inoltre risultano essere i medesimi, ne deriva pertanto uno stato di sollecitazione comune per tutti quanti i maschi murari. Ciò significa che, essendo l'ultimo livello della struttura il più debole dal punto di vista sismico e non essendoci una sostanziale possibilità di ridistribuzione, la capacità della struttura nel resistere alle azioni di tipo sismico sarà al massimo pari al limite di spostamento ammesso dalle NTC. Se

consideriamo la capacità di spostamento fornita dalla curva di capacità, si ha un valore pari a 2.646 cm, lo spostamento massimo legato ad una rottura per taglio del pannello murario di altezza pari a 675 cm è invece pari a $675 \cdot 0.004 = 2,7$ cm. I due valori risultano pressoché i medesimi, evidenziando come non vi sia una capacità molto alta di ridistribuire le azioni, ciò è anche evidente visto l'andamento della curva che risulta essere molto simile ad una curva bilineare di tipo elasto-plastico.

I risultati dell'analisi rispecchiano quelli che sono le caratteristiche della struttura. nella direzione di maggiore rigidezza della struttura, ovvero la direzione "X", le curve di capacità mostrano come la richiesta di spostamento si ampiamente soddisfatta. Le curve di capacità riguardanti la direzione "Y" forniscono anch'esse una capacità di spostamento maggiore della richiesta. Si può notare come, per il calcolo della distribuzione con coefficiente variabile, la riserva di spostamento sia alquanto marginale, tenendo in conto che, per il calcolo dell'analisi pushover, non è stato utilizzato il coefficiente di sicurezza globale "γ" per le murature. Per avere un'idea del comportamento globale si procede pertanto all'analisi dinamica modale della struttura.

Attraverso un modello isolato sono poi state verificate le volte dei vari livelli, è stata generata una mesh di tipo quadrangolare fornendo lo spessore della volta e inserendo i soli carichi verticali. Utilizzando i valori di resistenza già precedentemente scelti si è poi effettuata la verifica per le sollecitazioni valutando in modo sezionale il coefficiente di sicurezza minimo da garantire pari all'unità. Il modello utilizzato è mostrato in figura 9.2.1.12:

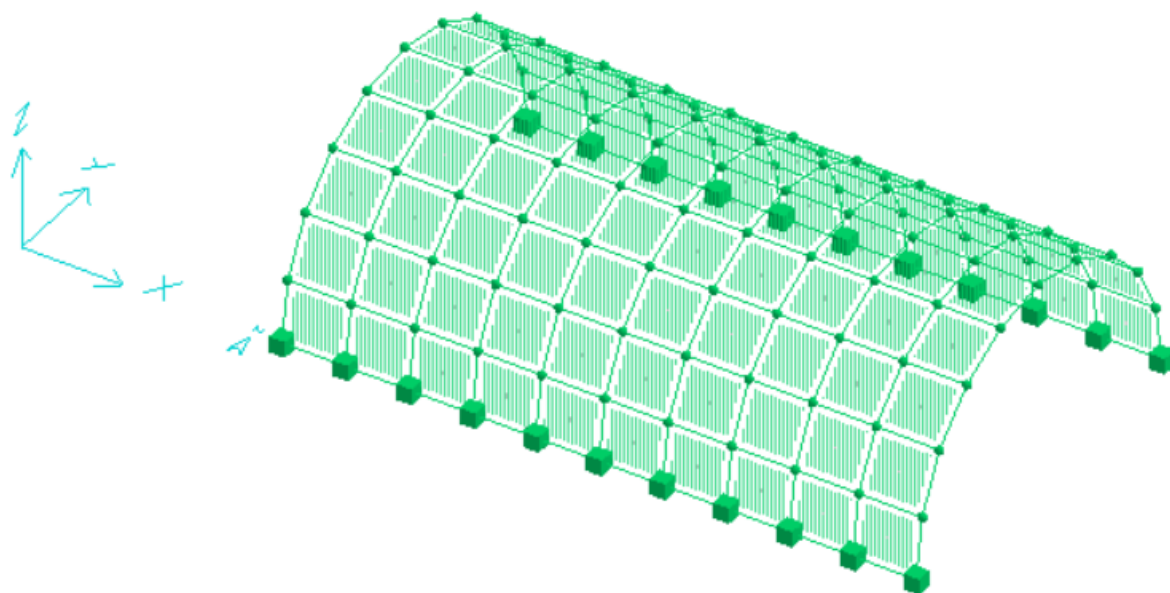


Fig. 9.2.1.12

Tale guscio viene poi verificato per la combinazione SLU dei carichi verticali, in tal modo si ottiene il seguente risultato, valutando il rapporto tra le azioni agenti e le resistenze, se tale rapporto risulta essere maggiore o uguale all'unità, l'elemento risulta verificato. Il risultato è espresso in figura 9.2.1.13:

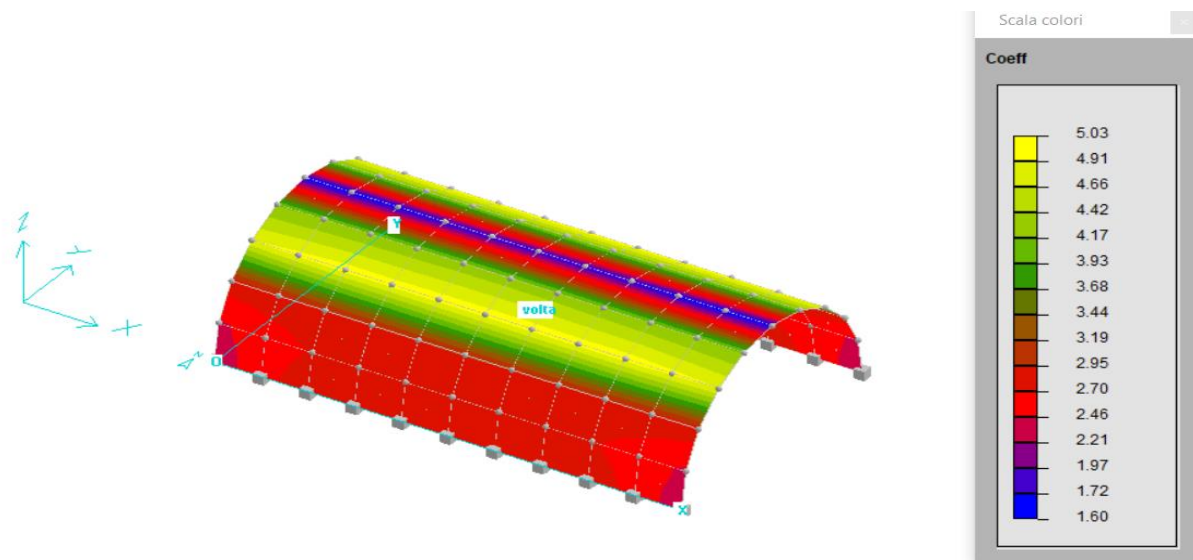


Fig. 9.2.1.13 Coefficiente di sicurezza della volta

Da tale immagine si può notare come la struttura risulti verificata. La verifica svolta è di tipo elastico lineare andando a combinare l'effetto, a livello tensionale, dello sforzo normale e del momento flettente legato alla non perfetta coincidenza tra la curva delle pressioni legata ai carichi e l'asse geometrico dell'arco. Data la simmetria sia di tipo geometrico sia dei carichi, si può realizzare una semi-volta che in sommità garantisca la trasmissione di tale comportamento. Considerando le direzioni degli assi indicate in figura 10.2.1.13, si possono considerare in chiave dei vincoli generalizzati che non vincolino esclusivamente l'abbassamento in direzione Z. Il risultato risulta essere il medesimo ed è espresso in Fig. 9.2.1.14:

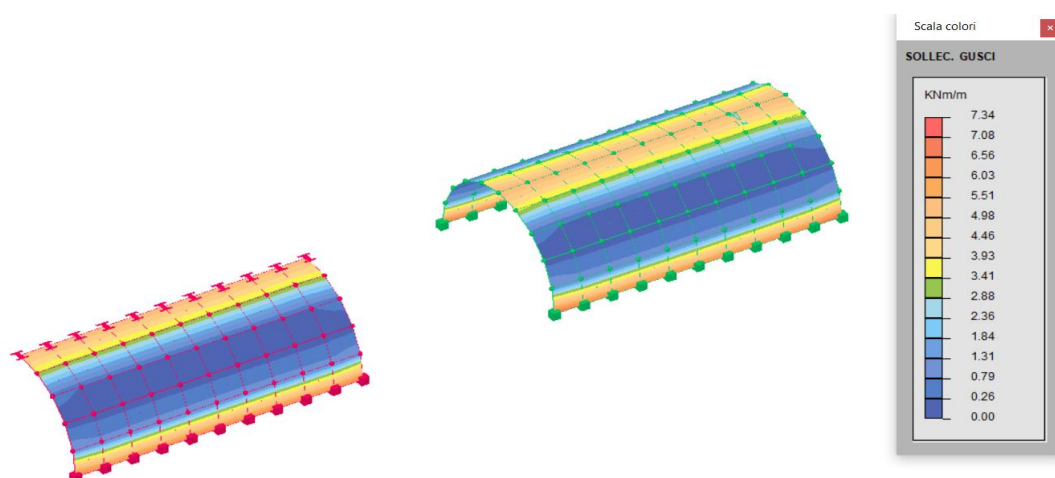


Fig. 9.2.1.14 Momenti flettenti della volta

9.3 ANALISI DINAMICA MODALE

Tra le differenti analisi sismiche, l'analisi modale è quella che permette di tenere in conto degli effetti del secondo ordine gravanti sull'edificio. Essa opera in fatti tenendo in conto del modello complessivo, non si hanno pertanto le semplificazioni dell'analisi statica riguardanti l'applicazione delle forze e il calcolo del periodo proprio di vibrazione della struttura e allo stesso tempo a differenza dell'analisi pushover permette di calcolare gli effetti del secondo ordine (non calcolabili con la pushover poiché la risposta della struttura è valutata tenendo in conto del sistema ad un solo grado di libertà).

Il procedimento di calcolo mediante il software Dolmen prevede quindi di calcolare in prima approssimazione le forze orizzontali da applicare mediante l'analisi statica, in tal modo si possono ricavare tutti i parametri riguardanti le rigidezze e le relative eccentricità tra il baricentro delle masse e il baricentro delle rigidezze.

Come fatto precedentemente si utilizza il pannello dedicato all'analisi sismica per calcolare l'analisi dinamica e i modi di vibrare. Il pannello in esame è quello di figura 9.3.1:

Analisi dinamica (NTC 2008)

Modalità di combinazione

☐ SRSS ☒ CQC

Modi da calcolare

1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12

Direz. attive **Massa min. (%)**

☒ X 85

☒ Y 85

☐ Z 0

Spettro

☒ Usa NTC 2008

☐ Leggi da file

☐ Pilastrini flessibili

☐ Stampa estesa

Accorpamento masse 0

Condensazione statica

Calcolo autovalori

Visualizza risultati

Visualizza autovettori

Generazione condizioni sismiche

Ok Annulla

Fig. 9.3.1

La percentuale minima di massa da raggiungere con i modi di vibrare della struttura è come per gli edifici nuovi dell'85%. Inoltre vanno considerati tutti quei modi di vibrare con percentuale maggiore del 5%. La modalità di combinazione da selezionare è la CQC (combinazione quadratica completa), si può poi far realizzare al programma un accorpamento delle masse che porterebbe ad uno snellimento del calcolo andando a modificare la matrice delle masse della struttura che così risulterebbe meno ingombrante. La condensazione statica della matrice di rigidezza della struttura permette poi di ridurre il numero di equazioni da risolvere per ricercare l'equilibrio globale. In

seguito si calcolano gli autovalori che permettono a loro volta di definire gli autovettori del problema. Nella Fig. 9.3.3 sono indicati gli autovalori del problema con le relative percentuali da masse attivate:

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE							
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7	
1	0.824368	0.000	27.494	0.000	0.114	0.007	0.006	0.004	0.001	0.001	0.001	0.000
2	0.625547	0.001	4.356	0.000	0.013	0.012	0.008	0.001	0.001	0.001	0.001	
3	0.279532	0.201	20.572	0.000	0.928	0.213	0.006	0.005	0.003	0.002		
4	0.271863	45.734	0.099	0.000	0.271	0.006	0.005	0.004	0.002			
5	0.230903	0.006	3.069	0.000	0.009	0.007	0.005	0.003				
6	0.088403	23.484	0.055	0.000	0.631	0.136	0.038					
7	0.081901	0.017	32.434	0.000	0.247	0.054						
8	0.068814	0.060	11.912	0.000	0.149							
9	0.054279	30.497	0.006	0.000								
MASSA TOTALE		100.000	99.997	0.000								

Fig. 9.3.3 Tabella Autovettori

Il periodo proprio T_1 della struttura, dato dall'analisi dinamica, risulta essere pari a 0.824 sec, compreso tra il periodo T_c e T_D . Entrando nello spettro di progetto esso comporta un'accelerazione S_d pari a 0,076g.

L'ultimo passaggio consiste nel definire le condizioni sismiche che consistono nei carichi orizzontali da applicare alla struttura nelle due direzioni ai vari livelli definiti rigidi. Dopo tale passaggio si avrà una tabella dei carichi completa che terrà in conto del sisma.

Per poter avere un'idea dello stato di sollecitazione si possono visualizzare i momenti agenti sui maschi murari legati a tale distribuzione di carichi. Si visualizza qui di seguito l'involuppo dei momenti flettenti legato alle seguenti combinazioni di carico:

- SLU senza sisma
- SLU con sisma X principale
- SLU con sisma Y principale

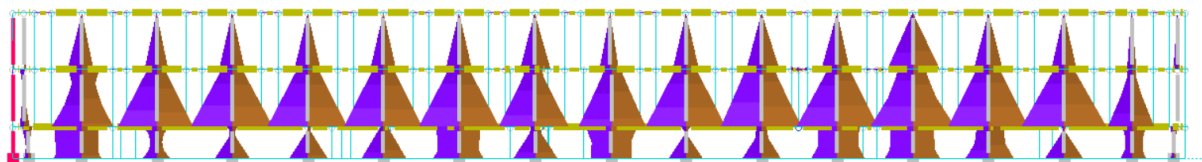


Fig. 9.3.3 Momenti flettenti

Con queste combinazioni di carico si effettua una verifica delle muratura.

La situazione si presenta nel caso in esame come in fig.9.3.4:

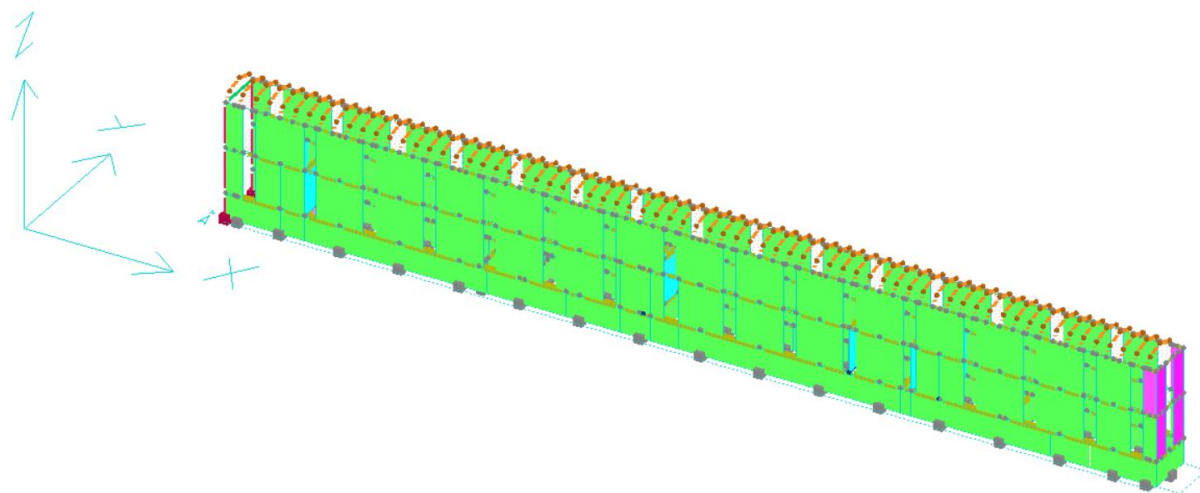


Fig. 9.3.4 Problematiche complessive dell'edificio

La figura 9.3.4 rappresenta l'insieme globale di tutte le problematiche dei maschi murari. Vi è poi la possibilità di visualizzare ad interfaccia le sole problematiche relative all'effetto dell'azione sismica fuori dal piano, Fig. 9.3.4:

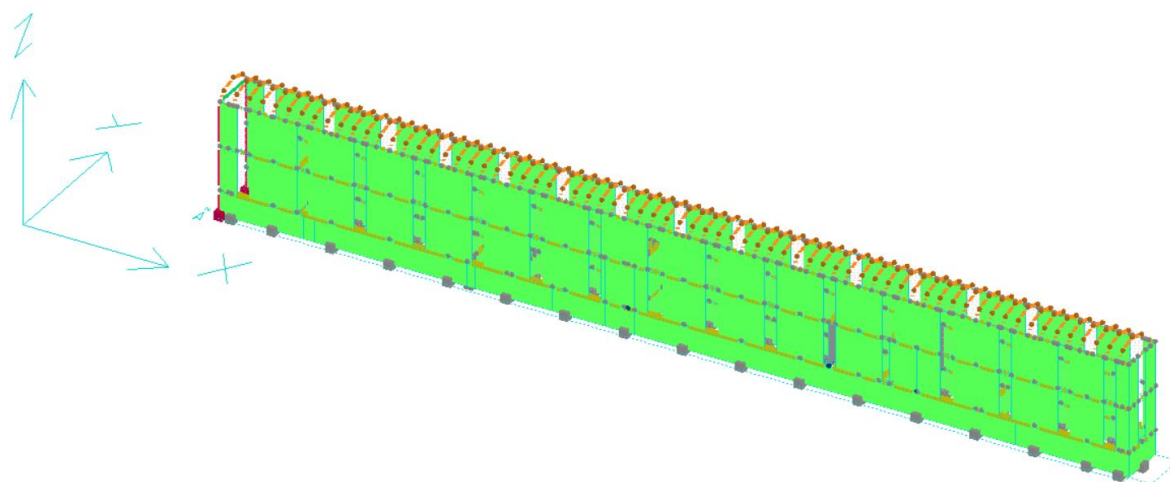


Fig. 9.3.4 Azioni sismiche fuori piano

Il modello così generato rappresenta una struttura iperstatica. Le aste che formano il telaio nello spazio sono legate da incastri perfetti o con una percentuale di svincolo minima, questo perché la struttura era già stata inizialmente tarata con una prima procedura di svincolo. Con le aggiuntive sollecitazioni legate al sisma si può procedere ad una seconda procedura di svincolo automatico per ridistribuire le azioni agenti nel piano, in tal modo i maschi con una ulteriore riserva di resistenza si

caricheranno maggiormente mentre quelli non verificati vedranno le loro sollecitazioni diminuire in parte.

A seguito di questa procedura si ottiene una struttura che verifica nel suo complesso le azioni nel piano degli elementi strutturali e che presenta ancora le problematiche riguardanti le azioni sismiche fuori dal piano, Fig. 9.3.5 e Fig. 9.3.6:

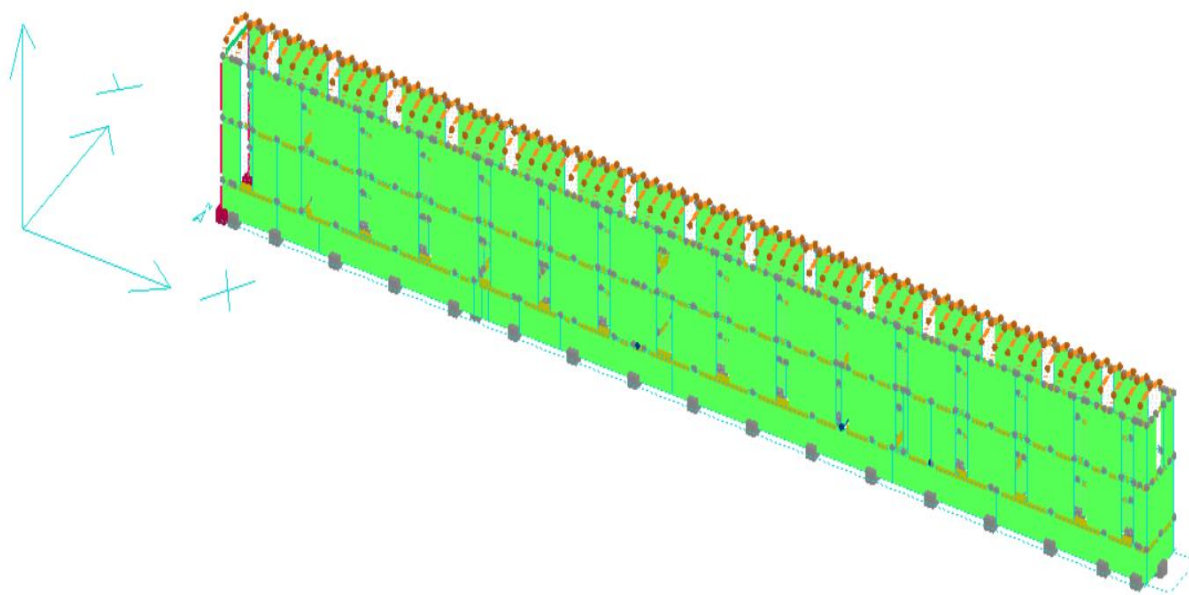


Fig. 9.3.5 Azioni nel piano (Pressoflessione e Taglio)

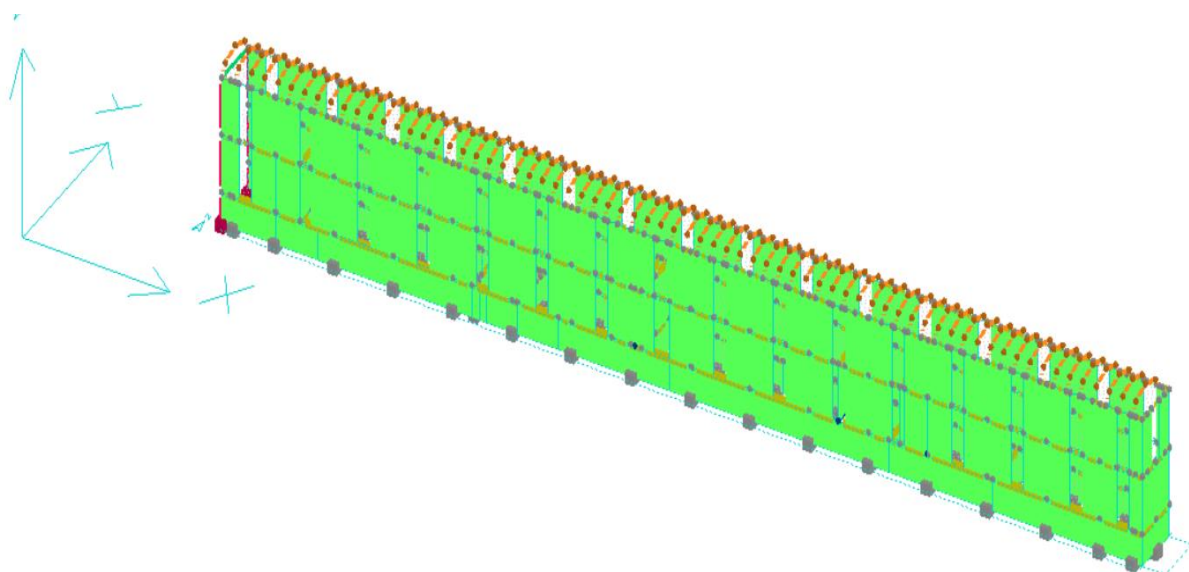


Fig. 9.3.6 Azioni sismiche fuori piano

Tramite un pannello apposito si possono poi vedere i diagrammi di resistenza del singolo maschio murario per ogni tipo di sollecitazione, un esempio in Fig. 9.3.7:

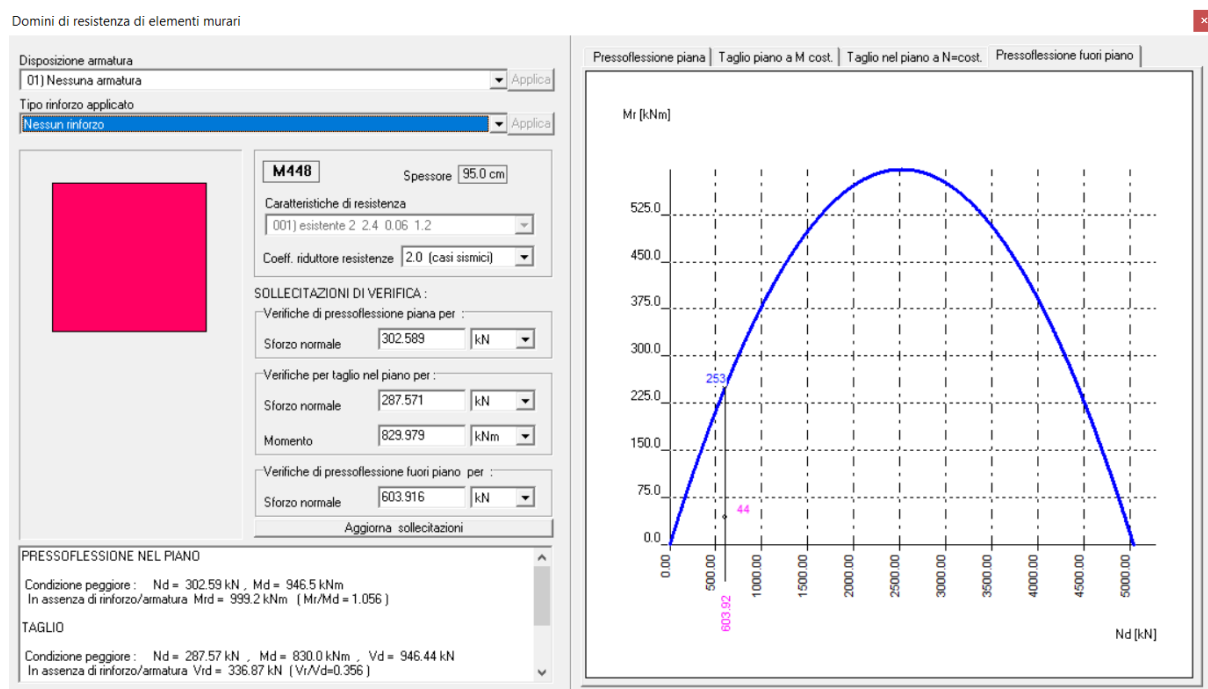


Fig. 9.3.7 Domini di resistenza

Tali grafici permettono anche di capire di quanto la verifica non sia soddisfatta, in rosa sono indicati i valori delle sollecitazioni agenti, mentre in blu si ha il dominio limite all'interno del quale deve ricadere la sollecitazione.

Effettuata l'operazione di svincolo si può notare come la struttura risulti globalmente verificata dal punto di vista delle sollecitazioni.

La seconda problematica è quella legata agli spostamenti degli elementi strutturali. Data la regolarità dei maschi murari che compongono la struttura ci si attenderà degli spostamenti di piano uniformi ai differenti livelli. La scarsa capacità di resistere alle azioni orizzontali in direzione trasversale al terzo livello comporterà degli spostamenti maggiori in corrispondenza del livello di copertura.

Gli spostamenti della struttura si ottengono moltiplicando gli spostamenti derivanti dall'analisi lineare d_{Ee} , dinamica o statica, secondo l'equazione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove μ_d :

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_c / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_c$$

e in ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$

Il limite di spostamento a SLE, previsto dalla normativa Ntc 2008 per le strutture portanti in muratura ordinaria, è pari a:

$$d_{max} = 0,002h$$

Dove d_{max} è lo spostamento massimo di interpiano e h è l'altezza di interpiano.

Gli spostamenti della struttura risultano essere quelli di figura 9.3.8:

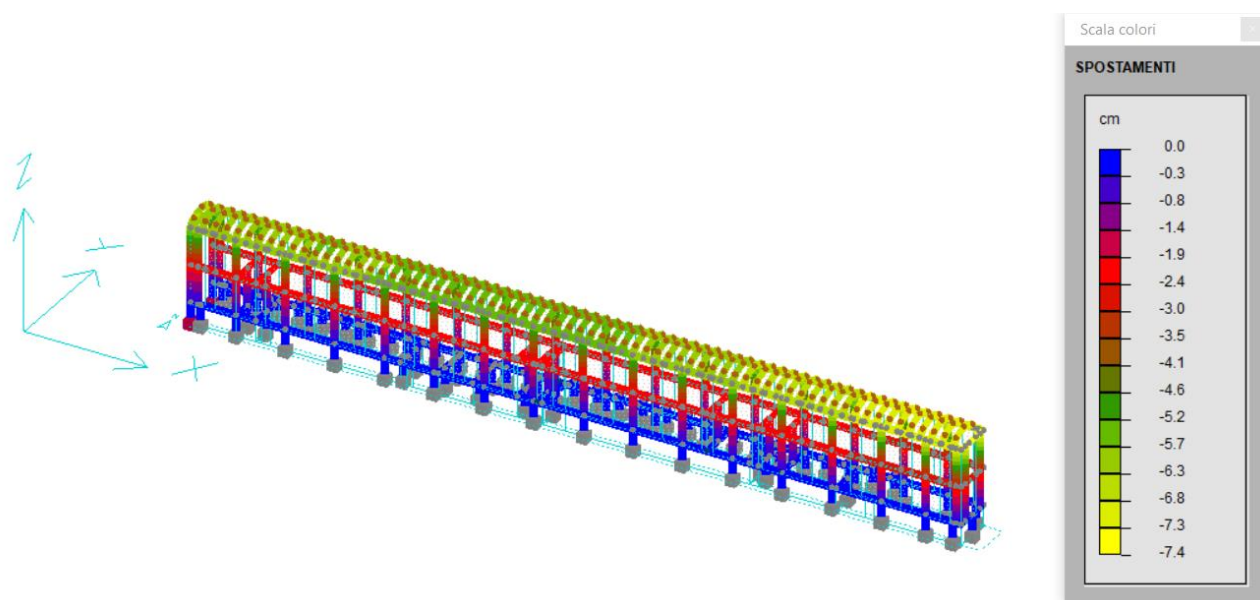


Fig. 9.3.8 Spostamenti sismici

Se prendiamo in considerazione la quota tra i due solai maggiore, pari a 675 cm, si avrà uno spostamento massimo ammissibile pari a:

$$d_{max} = 0,002 \cdot 675 = 1.35 \text{ cm}$$

Il risultato degli spostamenti può essere assunto veritiero e rispettoso del comportamento globale della struttura. I maschi murari del primo e del secondo livello risultano avere degli spostamenti di interpiano compresi nei limiti da normativa pari a 1.35 e sono rappresentati in verde, mentre all'ultimo piano i maschi murari tendono ad aprirsi con uno spostamento maggiore, ma comunque uniforme lungo tutto lo sviluppo longitudinale.

In conclusione il risultato dell'analisi conferma la problematica legata alle azioni orizzontali che si sviluppano in sommità dell'edificio nella direzione "Y". Occorre progettare un intervento di rinforzo che modifichi alla base le caratteristiche della struttura e la rigidezza a livello globale, creando un comportamento che veda la collaborazione tra gli elementi longitudinali e quelli trasversali di tipo scatolare.

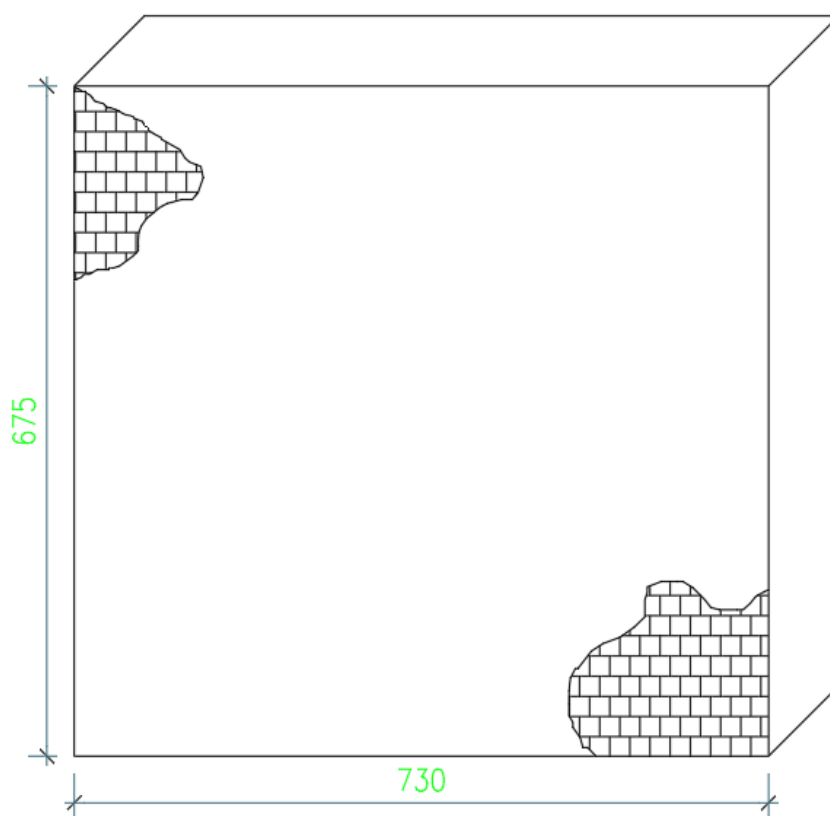
9.4 VERIFICHE DI CALCOLO

Prima di proseguire, ipotizzando un intervento di rinforzo è opportuno effettuare una serie di controlli sui risultati così ottenuti.

Partendo dal presupposto di non poter raggiungere la precisione di calcolo del software e di non poter svolgere tutti i passi effettuati da esso, si opera in modo semplificato andando a confrontare le sollecitazioni agenti sui maschi murari (sia verticali sia orizzontali) andando a utilizzare i principi base dell'analisi statica lineare.

Il primo controllo riguarda i carichi verticali. Si considerano in corrispondenza di ciascun livello tre maschi murari allineati, andando a valutare la variazione di sforzo normale agente e confrontandola con i valori calcolati a mano secondo il principio delle aree di carico di competenza.

La geometria di un maschio murario generico situato al terzo livello risulta essere la seguente:



Altezza pari a 6,75 m, lunghezza pari a 7,3 m e spessore di 1,0 m. Considerando i carichi relativi al peso proprio e relativi alla copertura, il programma di calcolo attribuisce al maschio uno sforzo normale N pari a 1013.97 kN. Qui di seguito riportiamo i calcoli relativi alla verifica svolta:

- Peso proprio dell'elemento murario:

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$: peso specifico

$h = 6.75 \text{ m}$: altezza

$t = 1 \text{ m}$: spessore

$l = 7.3 \text{ m}$: lunghezza

$$Q = 18 * 6.75 * 7.3 * 1 = 886,95 \text{ kN}$$

- Carichi di competenza:

Area di competenza = $3.5 * 7.3 = 25,6 \text{ m}^2$

permanente = $1,00 \text{ kN/m}^2$

variabile = $0,50 \text{ kN/m}^2$

neve = $1,50 \text{ kN/m}^2$

$$Q = (1,0 + 0,5 + 1,5) * 25,6 = 76,5 \text{ kN}$$

- Peso del cordolo in calcestruzzo armato:

cubatura = $0,6 * 0,3 * 7.3 = 1.31 \text{ m}^3$

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$: peso specifico

$$Q = 1.31 * 25 = 32,8 \text{ kN}$$

TOTALE: $886,95 + 76,5 + 32,8 = 996,25 \text{ kN}$

TOTALE DOLMEN: 1013.97 kN

Si procede secondo il medesimo criterio per il maschio murario sottostante posto al piano secondo:

- Peso proprio dell'elemento murario:

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$: peso specifico

$h = 6.75 \text{ m}$: altezza

$t = 1 \text{ m}$: spessore

$l = 7.3 \text{ m}$: lunghezza

$$Q = 18 * 6.75 * 7.3 * 1 = 886,95 \text{ kN}$$

- Carichi di competenza:
 Area di competenza = $3.5 * 7.3 = 25,6 \text{ m}^2$
 permanente = $5,50 \text{ kN/m}^2$
 variabile = $5,00 \text{ kN/m}^2$

$$Q = (5,5+5,0) * 25,6 = 268,8 \text{ kN}$$

- Peso carichi del terzo livello:

$$Q_3 = 996,25 \text{ kN}$$

$$\text{TOTALE: } 886,95 + 268,8 + 996,25 = 2152 \text{ kN}$$

$$\text{TOTALE DOLMEN: } 2176 \text{ kN}$$

Per il piano primo si ha invece:

- Peso proprio dell'elemento murario:

$\gamma=18 \text{ kN/m}^3$: peso specifico
 $h=3,8 \text{ m}$: altezza
 $t=2,15 \text{ m}$: spessore
 $l=9,0 \text{ m}$: lunghezza

$$Q = 18 * 3,8 * 9,0 * 2,15 = 1323 \text{ kN}$$

- Carichi di competenza:
 Area di competenza = $3.5 * 9 = 31,5 \text{ m}^2$
 permanente = $5,50 \text{ kN/m}^2$
 variabile = $5,00 \text{ kN/m}^2$

$$Q = (5,5+5,0) * 31,5 = 330,75 \text{ kN}$$

- Peso carichi del terzo e del secondo livello:

$$Q_3 = 2152 \text{ kN}$$

$$\text{TOTALE: } 1323 + 330,75 + 2152 = 3805,75 \text{ kN}$$

TOTALE DOLMEN: 3847 kN

Si può quindi assumere che non vi siano errori nel calcolo delle sollecitazioni verticali.

A partire da questi ultimi possiamo andare ad effettuare delle considerazioni sulle azioni sismiche fuori piano del terzo livello. Per verificare che i maschi murari siano in grado di resistere alle azioni orizzontali, possiamo pensare di applicare i principi dell'analisi statica lineare considerando il periodo proprio della struttura ottenuto dall'analisi dinamica.

I dati derivanti dalla modellazione sono quindi:

Dato	Valore	Unità di misura
Periodo Proprio	0.843	secondi
Accelerazione spettrale	0.076g	[-]
Peso complessivo W	113580	kN
Peso piano 1 W1	57795	kN
Peso piano 2 W2	38665	kN
Peso piano 3 W3	17120	kN

Dall'analisi statica lineare si ha che la forza orizzontale da applicare a ciascuna massa della costruzione è fornita dalla seguente formula:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j$$

Calcolando il coefficiente $C_i = F_h \cdot z_i / \sum_j z_j \cdot W_j$ ad ogni livello, per ottenere la forza sismica equivalente, sarà sufficiente moltiplicare tale coefficiente per la massa in questione.

Con i dati così in possesso si ricavano i seguenti coefficienti:

$$F_h = 0.076g * 113580 * \frac{1}{g} = 8652.6 \text{ kN}$$

$$C_1 = \frac{380 * 8652.6}{(380 * 57795 + 1055 * 38665 + 1730 * 17120)} = 0,0355$$

$$C_2 = \frac{1055 * 8652.6}{(380 * 57795 + 1055 * 38665 + 1730 * 17120)} = 0,098$$

$$C_3 = \frac{1730 * 8652.6}{(380 * 57795 + 1055 * 38665 + 1730 * 17120)} = 0,162$$

Verifichiamo ora la pressoflessione nel piano di uno dei generici maschi murari del terzo livello. Il calcolo da eseguire richiede le caratteristiche geometriche e di resistenza del maschio murario in questione e del valore di sforzo normale agente. La formula per calcolare il momento resistente è la seguente:

$$M_u = \left(\frac{l^2 t \sigma_0}{2}\right) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

Considerando uno sforzo normale N agente pari a 996,25 kN si avrà una tensione:

$$\sigma_0 = \frac{996,25}{7.3 * 1,0} = 136,5 \text{ kN/m}^2$$

E un momento resistente pari a: *

$$M_u = \left(\frac{7.3^2 * 1 * 137}{2}\right) (1 - 137 / 0.85 * 888,9) = 2988,46 \text{ kN} * \text{m}$$

Il momento agente può essere calcolato in modo semplificato. Possiamo infatti identificare lo stato di sollecitazione alla base del maschio murario come in figura 9.4.1:

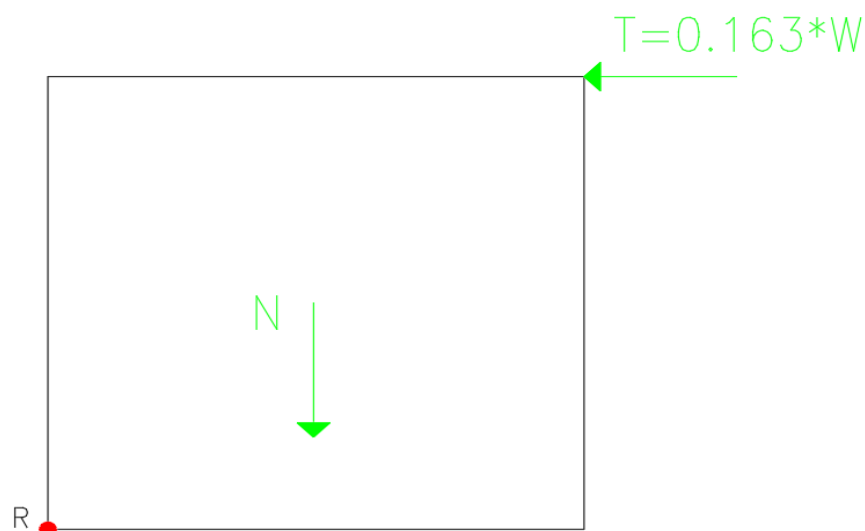


Fig. 9.4.1 Sollecitazioni nel piano

Dove W è il peso del maschio murario pari a 886,25 kN. Il valore della forza T sarà pertanto pari a $0,163 \cdot 886,25 = 141$ kN, considerato un braccio di azione pari all'altezza dell'elemento, si avrà un momento agente pari a $M_{ed} = 141 \cdot 6.75 = 951.75$ kNm. L'elemento strutturale risulta pertanto verificato, tale risultato è visibile anche dall'analisi modale realizzata con Dolmen in Fig. 9.4.2:

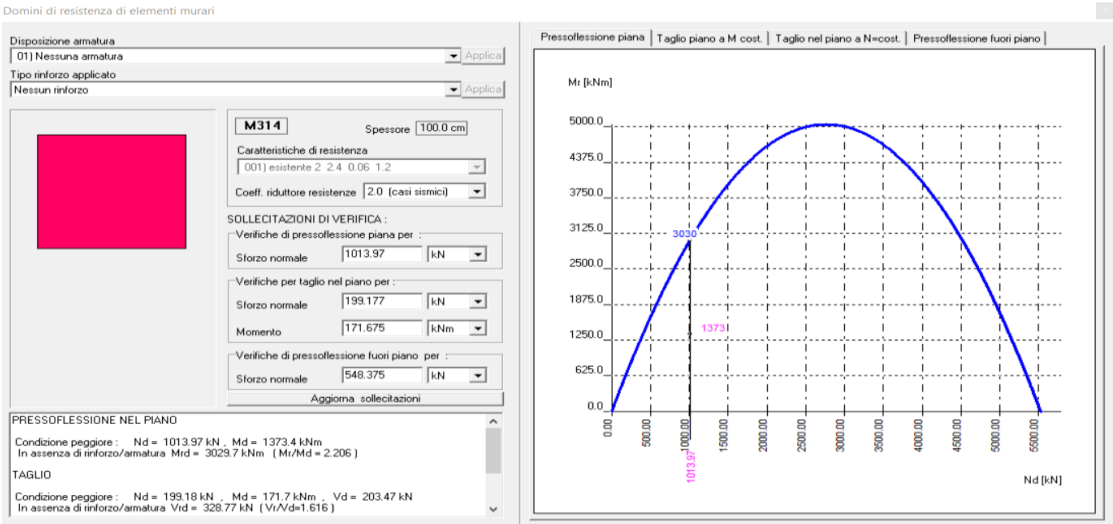


Fig. 9.4.2 Dominio di resistenza da software

In modo analogo può essere effettuata la verifica per la pressoflessione fuori piano. Tale verifica è svolta secondo la normativa, andando ad applicare la forza F_a ortogonale all'elemento nel suo baricentro. Come indicato nelle NTC, la verifica a pressoflessione fuori dal piano dovuta a carichi laterali viene valutata tenendo in conto della completa articolazione alle estremità degli elementi strutturali. In questi csi si può fare ricorso ad un metodo semplificato, tale procedura prevede di ridurre la resistenza del materiale di un coefficiente Φ , applicato secondo la seguente relazione:

$$f_{d,rid} = \Phi * f_d$$

In cui Φ dipende dalla snellezza convenzionale λ e dal coefficiente di eccentricità m , forniti nella tabella seguente Tab. 9.4.1:

Tab. 4.5.III -Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m = 6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	
20	0,53	0,36	0,23		

Tab. 9.4.1

Considerando il pannello murario vincolato con un incastro alla base e incernierato all'estremità superiore, si ha come (lunghezza libera di inflessione) l_0 un valore pari a 0,7 volte l'altezza dell'elemento, pari a $l = 675$ cm.

La snellezza viene definita come $\lambda = \frac{l_0}{\rho_{min}}$. Il raggio minimo di inerzia è dato dalla seguente espressione:

$$\rho_{min} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Considerata la sezione in esame i valori risultano essere i seguenti:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{7,3 * 1^3}{12} = 0,58 \text{ m}^4$$

$$A = 7,3 * 1 = 7,3 \text{ m}^2$$

$$\rho_{min} = 0,284 \text{ m}$$

Da cui ne deriva una snellezza pari a:

$$\lambda = \frac{0,7 * 6,75}{0,284} = 16,63$$

Per il calcolo del coefficiente di eccentricità m occorre considerare lo stato di sollecitazione agente sulla sezione. Lo sforzo normale N e il momento agente dovuto alle azioni fuori piano. Tale stato di sollecitazione viene calcolato andando ad applicare una forza orizzontale sismica F_a nel baricentro del pannello. Tale forza è calcolata mediante la formula:

$$F_a = \frac{W_a * S_a}{q_a}$$

Facendo riferimento alla tabella 9.4.1 si ipotizza un valore di sforzo normale pari a 0,48 N, corrispondente a un valore di eccentricità pari a 0,5. Una volta effettuato il calcolo si dovrà verificare tale corrispondenza. Considerando il peso dell'elemento pari 886,25 kN, si ha dunque un valore di $W_a = 0,48 * 886,25 = 425,4 \text{ kN}$.

Il termine S_a , indica il valore di accelerazione spettrale calcolabile tramite la seguente espressione:

$$S_a = \alpha * S * \left[\frac{3 * \left(1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right]$$

In cui T_a è il periodo proprio dell'elemento da verificare, pari a 0.157 secondi. Il risultato fornisce un valore di S_a pari a 0.201g. il valore della forza F_a da applicare risulta pertanto:

$$F_a = 0,201 * \frac{425,4}{3} = 28.5 \text{ kN}$$

Da cui deriva un momento in mezzeria pari a:

$$M = \frac{28.5 * 6.75}{4} = 48,10 \text{ kNm}$$

Confrontando i risultati con l'analisi svolta mediante il software si ottiene come diagramma di interazione per la pressione fuori piano il seguente di Fig. 9.4.3:

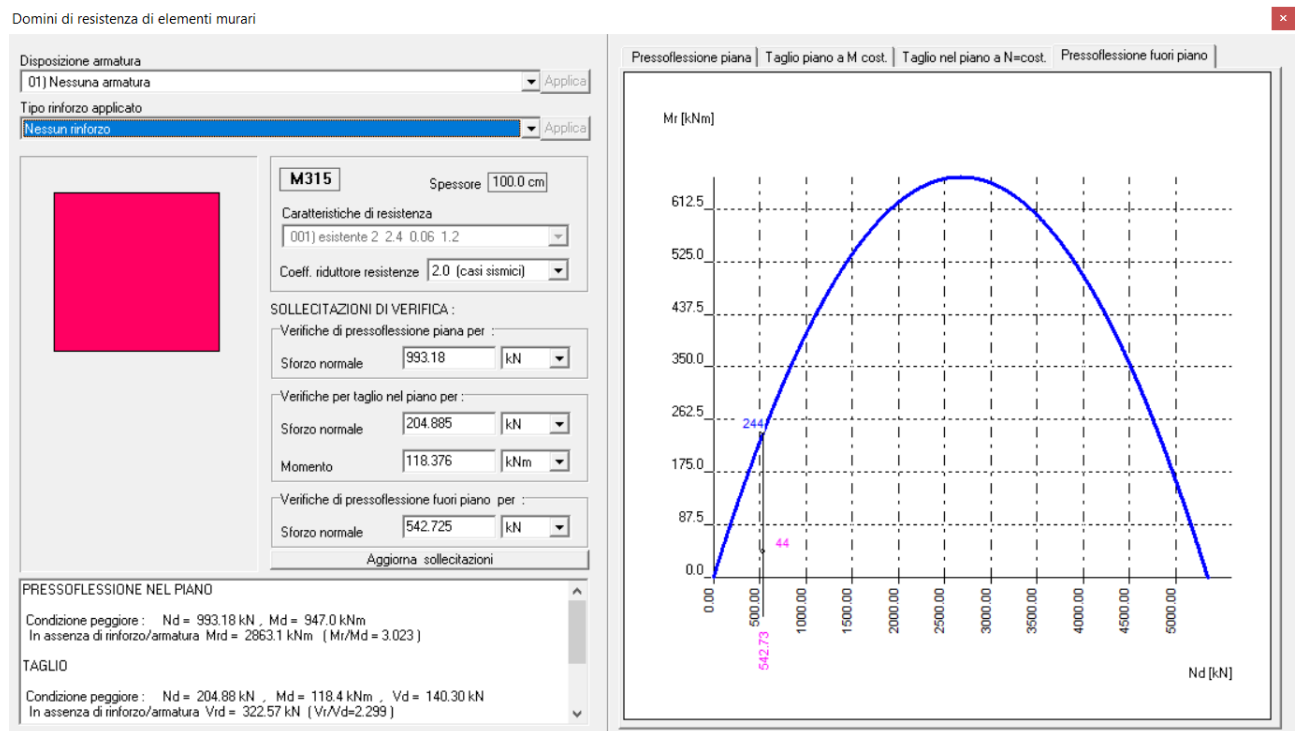


Fig. 9.4.3 Pressoflessione Fuori piano

Data la quasi corrispondenza dei risultati possiamo assumere come veritiere le verifiche effettuate dal programma di calcolo. Notiamo inoltre come l'analisi di LV1 non possa essere significativa, in quanto il calcolo del periodo di ritorno della struttura risulta essere troppo approssimativo, portando così ad un'accelerazione troppo penalizzante per l'analisi.

10 PROGETTO DI RINFORZO

10.1 Introduzione

Considerando il risultato derivante dalle analisi sismiche si ipotizza un intervento di irrigidimento all'ultimo livello della struttura. Si considera l'inserimento di una serie di portali in acciaio incastrati in sommità ai maschi murari. L'inserimento di tali elementi viene realizzato con un duplice scopo:

- 1) Diminuire il valore dell'eccentricità presente tra il baricentro delle masse e il baricentro delle rigidezze, in direzione trasversale, all'ultimo piano.
- 2) Creare un comportamento di resistenza globale definibile come a "scatola chiusa" in cui gli elementi longitudinali risultino meno liberi di spostarsi fuori dal piano, andando in tal modo a diminuire gli sforzi globali sulla muratura.

Si utilizza il modello di calcolo adottato per l'analisi sismica senza avere effettuato alcuna ridistribuzione delle sollecitazioni di piano. La disposizione dei portali verrà distribuita lungo lo sviluppo della struttura in senso longitudinale, con l'obiettivo di conferire agli elementi strutturali dell'intero piano un comportamento monolitico. Per poter conferire una rigidezza che possa essere in un qualche modo paragonabile a quella dei maschi murari vengono utilizzati dei profili HEB. Procedendo per tentativi questi ultimi vengono inseriti in modo regolare in corrispondenza dell'ultimo piano. Considerando la sezione tipo dell'ultimo piano come in fig. 10.1.1 e la pianta in fig. 10.1.2:

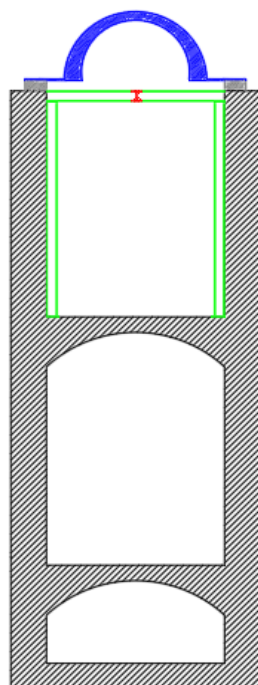


Fig. 10.1.1 schema tipo sezione del portale in acciaio

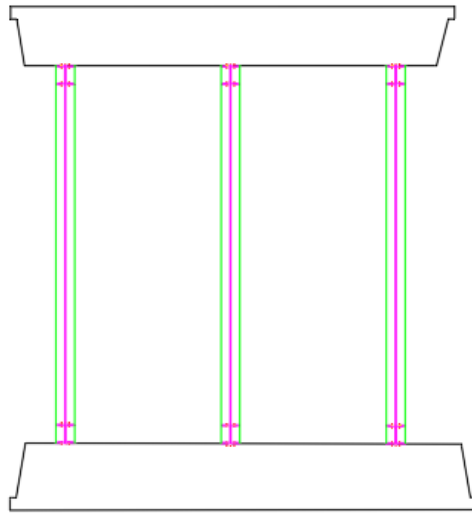


Fig. 10.1.2 schema tipo pianta del portale in acciaio

La sezione tipo degli elementi metallici è indicata in Fig. 10.1.3:

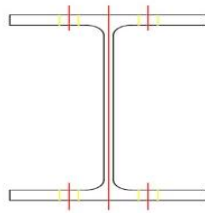


Fig. 10.1.3 Sezione tipo HEB

Lo scopo di questa tipologia di rinforzo complessiva è di scaricare dalle azioni orizzontali i maschi murari, andando a inserire un elemento trasversale che nel suo complesso abbia una rigidezza paragonabile a quella fuori piano dei due maschi longitudinali.

Il modello completo si presenta come in figura 10.1.4:

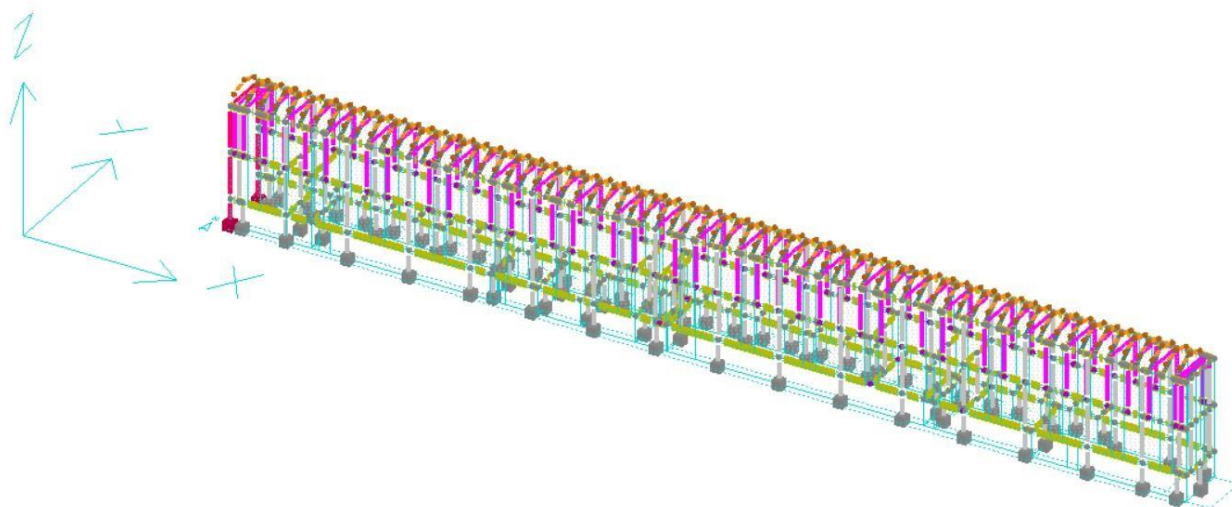


Fig. 10.1.4 Modello completo con portali in acciaio

Considerando la difficoltà di realizzare un incastro alla base, che per garantire una resistenza efficace andrebbe realizzato nella parte strutturale della muratura, le aste verticali vengono modellate incernierate alla base. In tal modo l'appoggio alla base può realizzarsi semplicemente mediante una piastra di base tassellata nel solaio. la disposizione illustrata in Fig. 10.1.2 ha un duplice scopo:

- L'utilizzo di tre portali per ogni maschio permette di distribuire l'azione in modo uniforme lungo la lunghezza del maschio murario. Inoltre va considerata anche la relativa spinta che nasce dall'interazione dei due sistemi sulla muratura. In seguito all'azione delle forze orizzontali, il portale in acciaio genererà una spinta e quindi una pressione sul maschio murario adiacente, secondo un angolo di dispersione massimo di 45° come in figura 10.1.5:

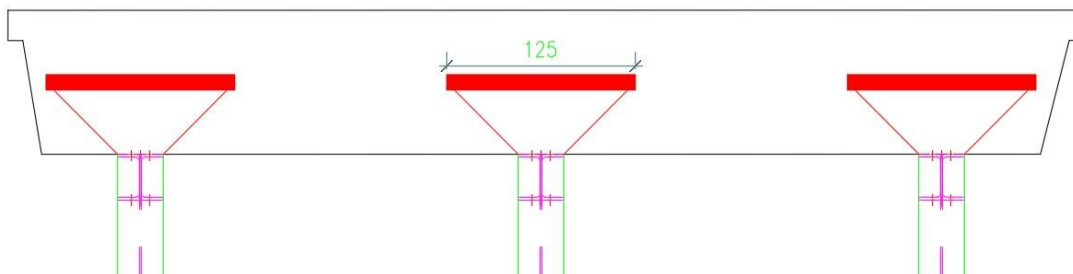


Fig.10.1.5 lunghezza di diffusione degli sforzi in direzione orizzontale

- Considerando la linea d'asse del maschio murario si arriva ad una diffusione di 125 cm in orizzontale e di un valore pari a 65 cm in verticale, in quanto la distribuzione avverrebbe secondo la Fig.10.1.6:

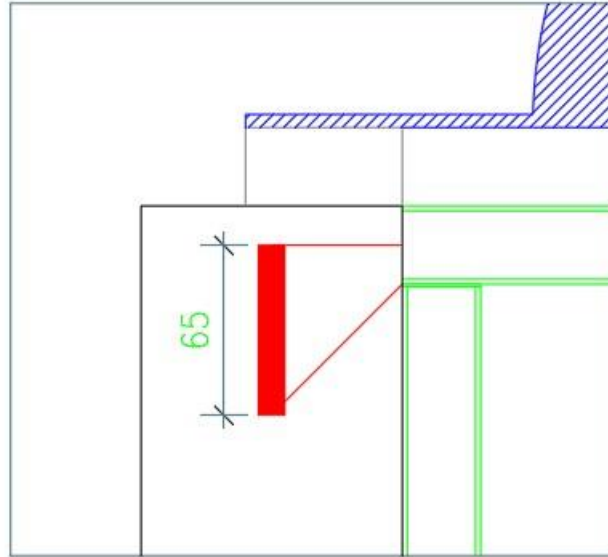


Fig.10.1.6 Diffusione degli sforzi in direzione verticale

Considerando un valore di resistenza pari a 1.2 N/mm^2 , tale verifica andrà soddisfatta considerando un'area pari a $1250 \cdot 650 = 812500 \text{ mm}^2$.

- La seconda motivazione che ha portato alla scelta di non disporre un singolo portale in acciaio è in parte di natura estetica e in parte di natura pratica. Questo perché compensare gli spostamenti tramite un singolo elemento avrebbe portato a dover inserire dei profili decisamente maggiori, i quali sarebbero stati più appariscenti dal punto di vista architettonico e decisamente più ingombranti nella gestione degli spazi.

10.2 Analisi e risultati

Dopo aver modificato il modello come indicato in Fig. 10.1.4, si procede al calcolo delle sollecitazioni tramite l'analisi dinamica modale, poiché tramite quest'ultima si possono effettuare le verifiche agli spostamenti. L'analisi viene svolta seguendo il seguente criterio procedurale partendo dalla cella in alto a sinistra:



10.3 Calcolo del rinforzo

Per non dover ipotizzare in modo del tutto casuale la sezione dei profili metallici si effettua un primo confronto tra la rigidezza del maschio murario esistente con quella di un portale in acciaio costituito da aste **HEB 500**. Entrambi gli elementi strutturali vengono modellati e sollecitati con una forza orizzontale pari a 100 kN, una volta calcolate le sollecitazioni viene confrontato lo spostamento relativo in testa ai due elementi, qualora dovesse risultare pressoché il medesimo si potrà assumere tale portale di una rigidezza equivalente al maschio murario. I risultati sono espressi in Fig. 10.3.1:

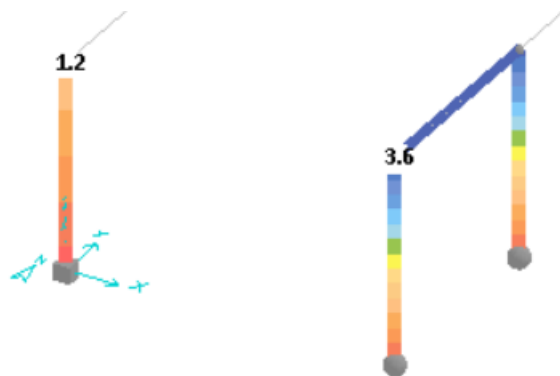


Fig. 11.3.1 Confronto spostamenti

Avendo ipotizzato di inserire tre portali per ogni maschio murario, come prima approssimazione si può ritenere il profilo **HEB 500** sufficientemente rigido. Questo perché, come indicato in figura, il valore dello spostamento del maschio murario è di 1.2 cm mentre quello del portale metallico risulta essere pari a tre volte tanto, ovvero 3.6 cm.

Possiamo quindi realizzare il modello strutturale della Manica Lunga completo di portali metallici. Con le sollecitazioni di progetto già inserite nel modello viene valutato l'effetto dell'azione sismica in termini di spostamento. Il risultato è espresso in Fig. 10.3.1:

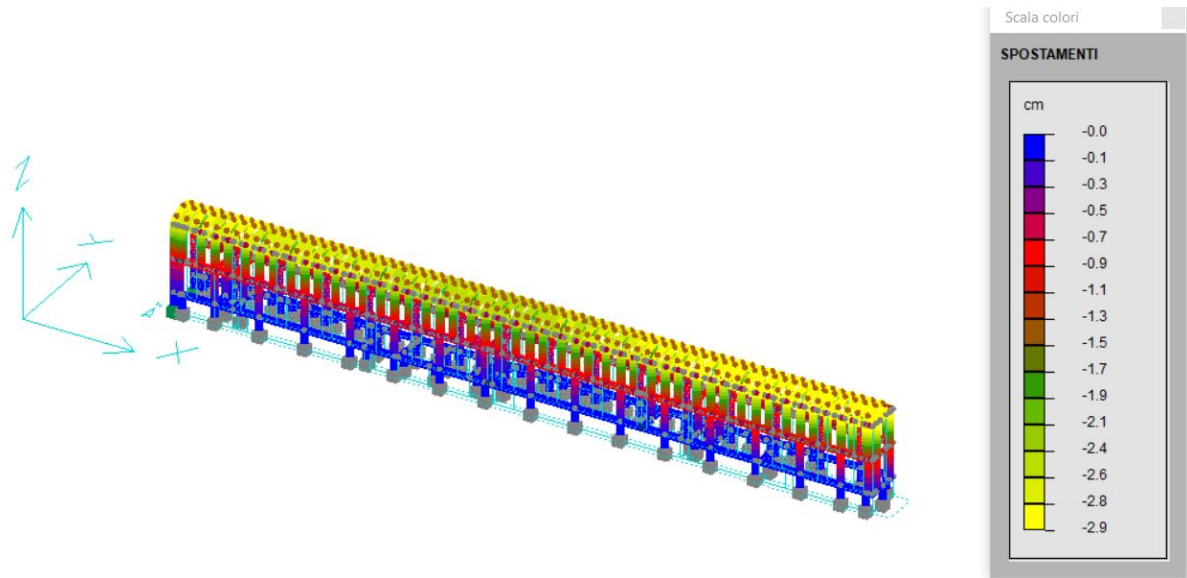
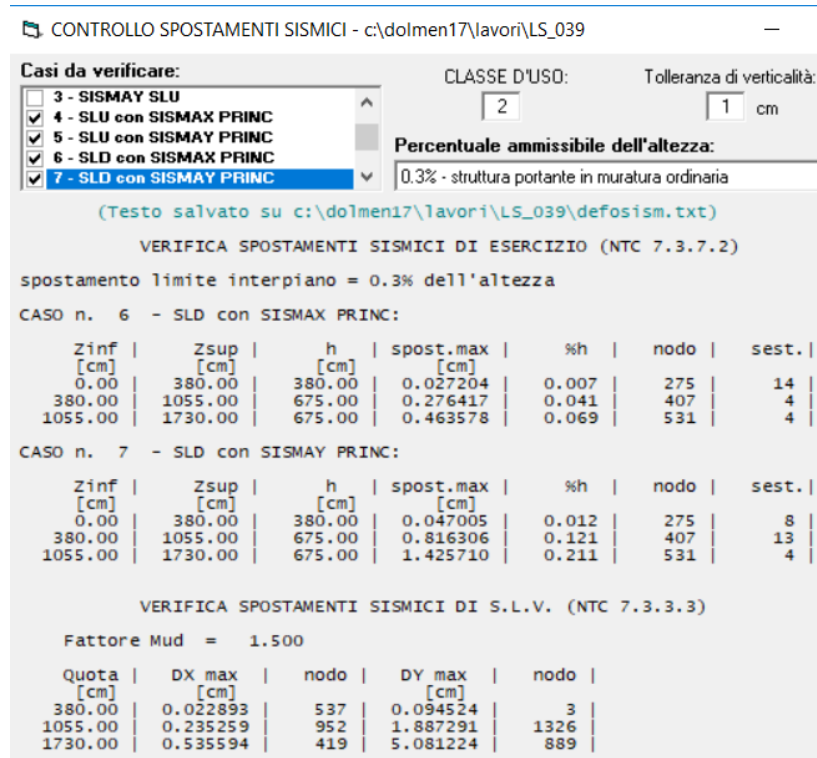
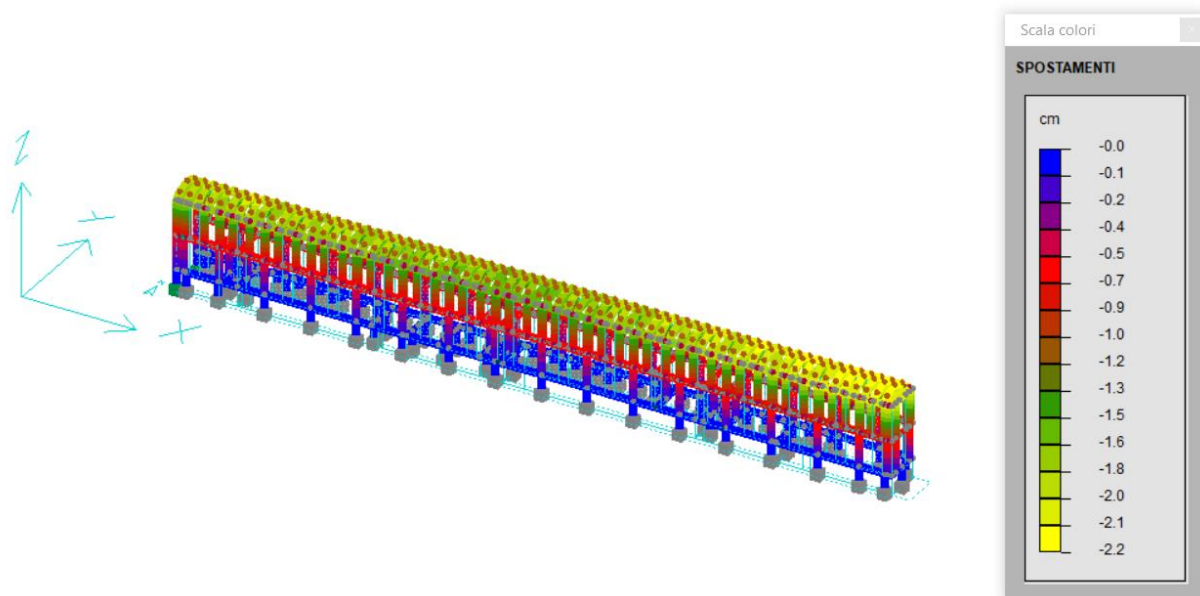


Fig. 10.3.1 Andamento degli spostamenti in direzione Y per SLD

La struttura risulta con uno spostamento in direzione y non rientrante nel limite 1,35 cm imposto dalla normativa, ciò è visibile tramite il pannello per il calcolo degli spostamenti sismici:



Effettuata l'analisi il risultato in termini di spostamento risulta essere espresso in Fig. 10.3.2:



CONTROLLO SPOSTAMENTI SISMICI - c:\dolmen17\lavori\LS_042

Casi da verificare:

- ☐ 3 - SISMAY SLU
- ☒ 4 - SLU con SISMAX PRINC
- ☒ 5 - SLU con SISMAY PRINC
- ☒ 6 - SLD con SISMAX PRINC
- ☒ 7 - SLD con SISMAY PRINC

CLASSE D'USO: Tolleranza di verticalità: cm

Percentuale ammissibile dell'altezza:

- struttura portante in muratura ordinaria

(Testo salvato su c:\dolmen17\lavori\LS_042\defosism.txt)

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI ESERCIZIO (NTC 7.3.7.2)

spostamento limite interpiano = 0.3% dell'altezza

CASO n. 6 - SLD con SISMAX PRINC:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.
0.00	380.00	380.00	0.027261	0.007	275	14
380.00	1055.00	675.00	0.261516	0.039	407	4
1055.00	1730.00	675.00	0.392173	0.058	531	4

CASO n. 7 - SLD con SISMAY PRINC:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.
0.00	380.00	380.00	0.047031	0.012	275	8
380.00	1055.00	675.00	0.765467	0.113	407	13
1055.00	1730.00	675.00	1.186586	0.176	531	4

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI S.L.V. (NTC 7.3.3.3)

Fattore Mud = 1.500

Quota [cm]	DX max [cm]	nodo	DY max [cm]	nodo
380.00	0.022894	537	0.094525	3
1055.00	0.234679	952	1.772941	1327
1730.00	0.533459	419	4.428377	889

Anche in corrispondenza dell'ultimo livello si hanno degli spostamenti minori dello 0,2, pari a 0,176 in percentuale rispetto all'altezza di interpiano.

Si procede alla verifica dello stato di sollecitazione degli elementi murari per le azioni sismiche. Il risultato è espresso in figura 10.3.2:

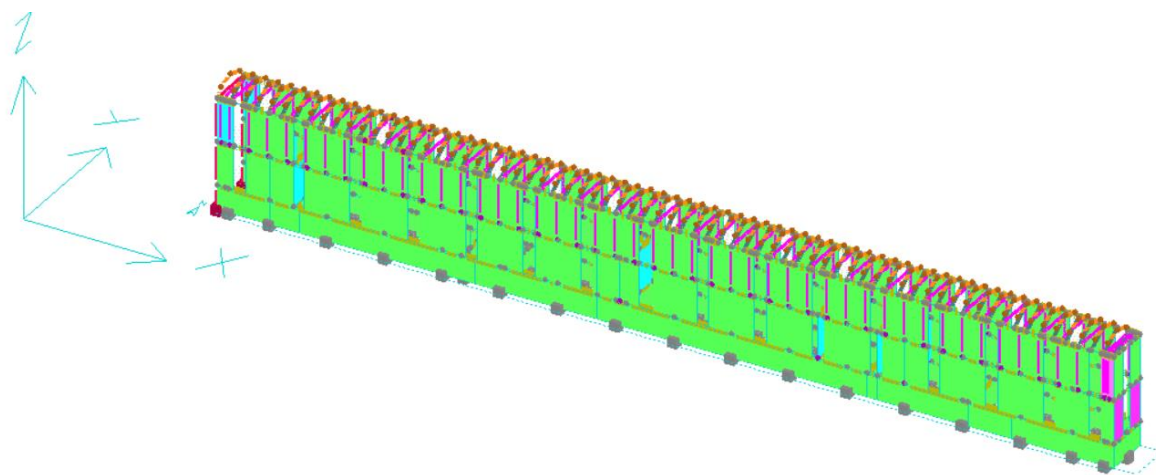


Fig. 10.3.2 Verifica degli elementi in muratura

Si nota come la situazione rimanga pressoché invariata rispetto al calcolo effettuato senza i rinforzi. Affinché la struttura risulti verificata occorre rientrare nei limiti previsti dalla normativa sia per gli spostamenti sia per le sollecitazioni. Come espresso nel diagramma dell'analisi si procede a generare l'operazione di svincolo automatico per i maschi murari, in seguito a tale procedura verranno valutate le verifiche nel piano per taglio e pressoflessione e contemporaneamente gli spostamenti strutturali. I risultati sono espressi in Fig. 10.3.3, Fig. 10.3.4 e Fig. 10.3.5:

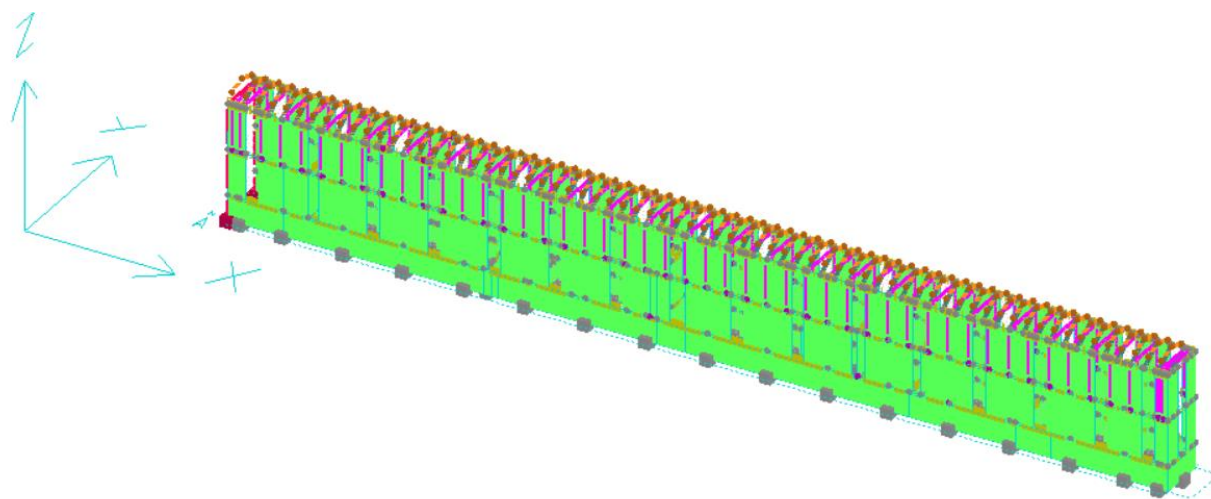


Fig. 10.3.3 Verifiche nel piano con procedura di svincolo automatico

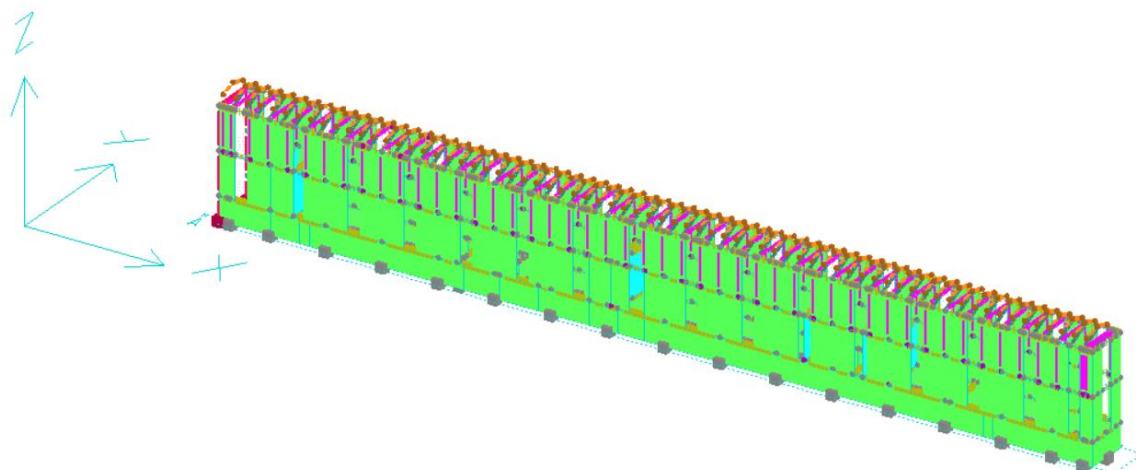


Fig. 10.3.3 Verifica Pressoflessione fuori piano con procedura di svincolo automatico

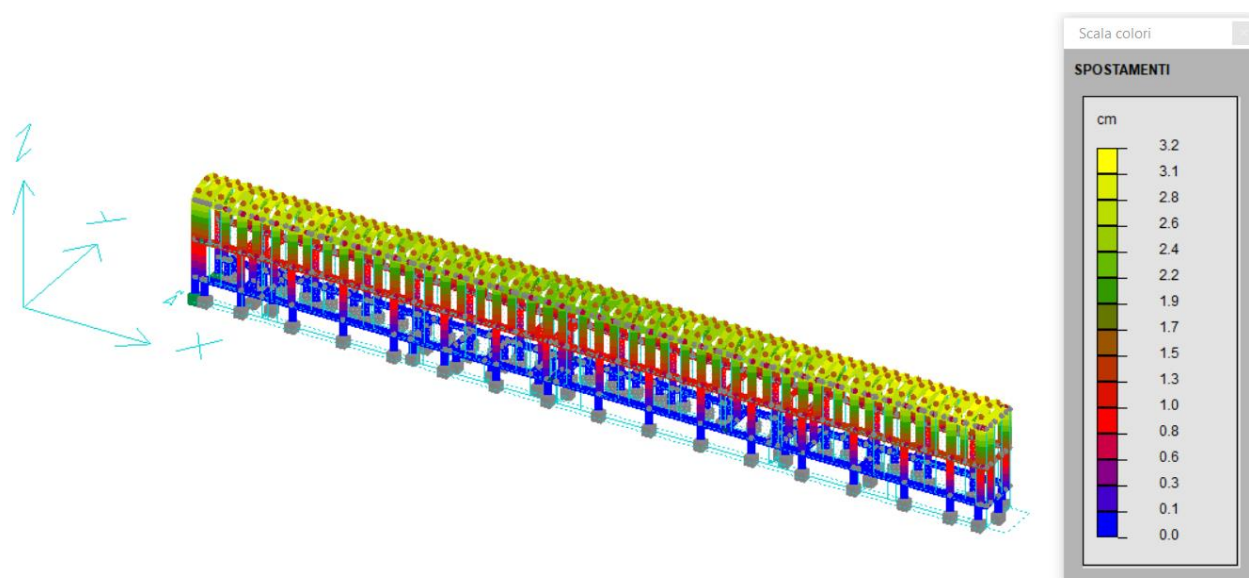


Fig. 10.3.4 Spostamenti di piano con procedura di svincolo automatico

In seguito alla procedura di svincolo automatico, gli spostamenti risultano essere maggiori. L'analisi degli spostamenti sismici porta ad un valore maggiore rispetto al limite massimo imposto dalla normativa come si può vedere dal pannello di calcolo seguente:

CONTROLLO SPOSTAMENTI SISMICI - c:\dolmen17\lavori\LS_043

Casi da verificare:

- ☐ 3 - SISMAY SLU
- ☒ 4 - SLU con SISMAY PRINC
- ☒ 5 - SLU con SISMAY PRINC
- ☒ 6 - SLD con SISMAY PRINC
- ☒ 7 - SLD con SISMAY PRINC

CLASSE D'USO: 2 Tolleranza di verticalità: 1 cm

Percentuale ammissibile dell'altezza: 0.3% - struttura portante in muratura ordinaria

(Testo salvato su c:\dolmen17\lavori\LS_043\defosism.txt)

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI ESERCIZIO (NTC 7.3.7.2)

spostamento limite interpiano = 0.3% dell'altezza

CASO n. 6 - SLD con SISMAY PRINC:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.
0.00	380.00	380.00	0.030474	0.008	275	14
380.00	1055.00	675.00	0.438592	0.065	407	4
1055.00	1730.00	675.00	0.497583	0.074	531	4

CASO n. 7 - SLD con SISMAY PRINC:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.
0.00	380.00	380.00	0.057538	0.015	275	8
380.00	1055.00	675.00	1.337640	0.198	407	13
1055.00	1730.00	675.00	1.531840	0.227	531	13

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI S.L.V. (NTC 7.3.3.3)

Fattore Mud = 1.500

Quota [cm]	DX max [cm]	nodo	DY max [cm]	nodo
380.00	0.023220	537	0.117998	3
1055.00	0.236661	952	3.060728	151
1730.00	0.535803	419	6.495786	889

I profili disposti risultano essere non sufficientemente rigidi per rispettare i limiti imposti dalla normativa, in quanto il valore di spostamento rapportato all'altezza è pari a $0.227 > 0.2$.

Si procede pertanto ad incrementare ulteriormente i profili metallici dei portali, ipotizzando dei profili HEB 700. Al termine dell'analisi viene generato come nei casi precedenti lo svincolo automatico dei maschi murari in modo che la struttura risulti verificata anche in termini di sollecitazioni. Il risultato per quanto concerne gli spostamenti è espresso in Fig. 10.3.5:

CONTROLLO SPOSTAMENTI SISMICI - c:\dolmen17\lavori\LS_052

Casi da verificare:

- ☐ 3 - SISMAY SLU
- ☒ 4 - SLU con SISMAY PRINC
- ☒ 5 - SLU con SISMAY PRINC
- ☒ 6 - SLD con SISMAY PRINC
- ☒ 7 - SLD con SISMAY PRINC

CLASSE D'USO: 2 Tolleranza di verticalità: 1 cm

Percentuale ammissibile dell'altezza: 0.3% - struttura portante in muratura ordinaria

(Testo salvato su c:\dolmen17\lavori\LS_052\defosism.txt)

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI ESERCIZIO (NTC 7.3.7.2)

spostamento limite interpiano = 0.3% dell'altezza

CASO n. 6 - SLD con SISMAY PRINC:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.
0.00	380.00	380.00	0.027958	0.007	275	14
380.00	1055.00	675.00	0.390977	0.058	407	4
1055.00	1730.00	675.00	0.432589	0.064	531	4

CASO n. 7 - SLD con SISMAY PRINC:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.
0.00	380.00	380.00	0.052849	0.014	275	8
380.00	1055.00	675.00	1.190139	0.176	407	13
1055.00	1730.00	675.00	1.327278	0.197	531	13

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI S.L.V. (NTC 7.3.3.3)

Fattore Mud = 1.500

Quota [cm]	DX max [cm]	nodo	DY max [cm]	nodo
380.00	0.022787	537	0.108662	3
1055.00	0.219780	952	2.727525	151
1730.00	0.488132	419	5.703754	889

Fig. 10.3.5 Spostamenti sismici con portali HEB 700

Come si può notare dai valori tabellari si ha uno spostamento (espresso in percentuale rispetto all'altezza) pari allo 0.197, rientrante quindi nel limite dello 0.2 imposto dalle NTC 2018.

10.4 VERIFICHE

Così come fatto per i maschi murari il programma permette di calcolare le sollecitazioni delle aste in acciaio (che ipotizziamo essere l'acciaio S235JR, ove 235 indica la tensione di snervamento in N/mm^2) e di effettuarne una verifica in termini tensionali. Tramite il pannello di controllo dell'acciaio, si possono controllare in termini di sollecitazione le tensioni delle aste, che risultano verificate con un tasso di lavoro come si può vedere dalla Fig. 11.4.3:

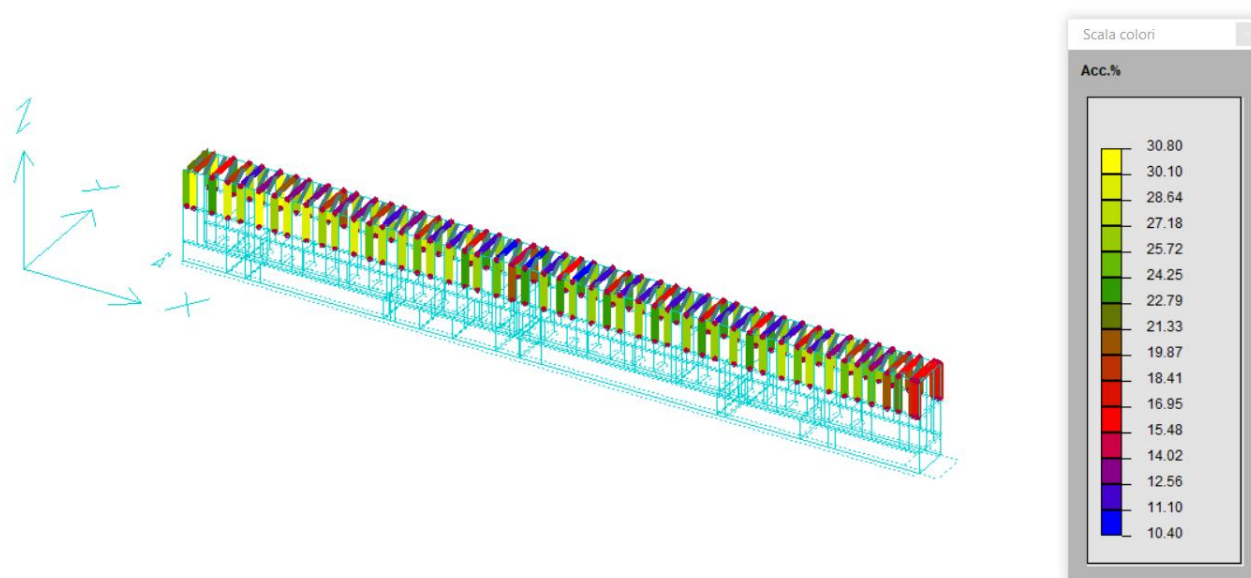


Fig. 11.4.3 Percentuale di utilizzo materiale per portali in acciaio

Infine va considerata l'interazione tra i portali metallici e i maschi murari come indicato nelle Fig. 11.1.6 e 11.1.7. Da modello si ha un valore di resistenza a compressione orizzontale pari a $f_{vk0}=1.2 N/mm^2$ e un taglio massimo agente sui portali pari a 79 kN come da Fig. 11.5.1:

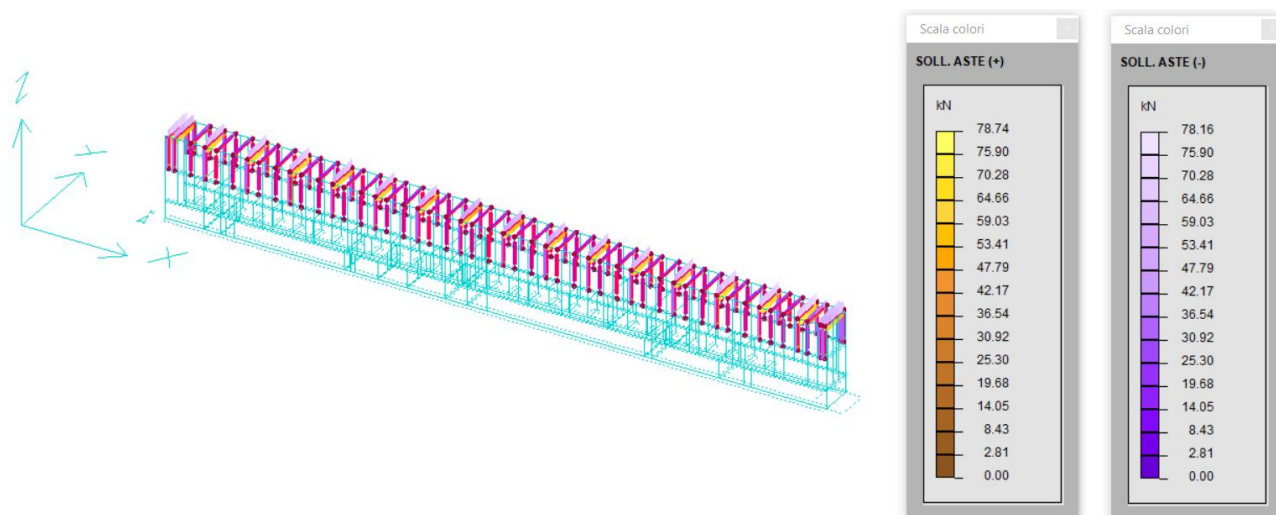


Fig. 11.4.1 Azioni di taglio sui portali HEB 500

La resistenza di progetto, tenendo conto del coefficiente γ di sicurezza globale per le murature pari a 2 e del fattore di confidenza da applicare pari a $f = 1.35$, risulta essere pari a $f_{vd0} = \frac{1.2}{2 \cdot 1.35} = 0.44 \text{ N/mm}^2$.

La tensione massima orizzontale agente sarà data invece da:

$$f_{ved0} = \frac{79000}{812500} = 0.097 \text{ N/mm}^2$$

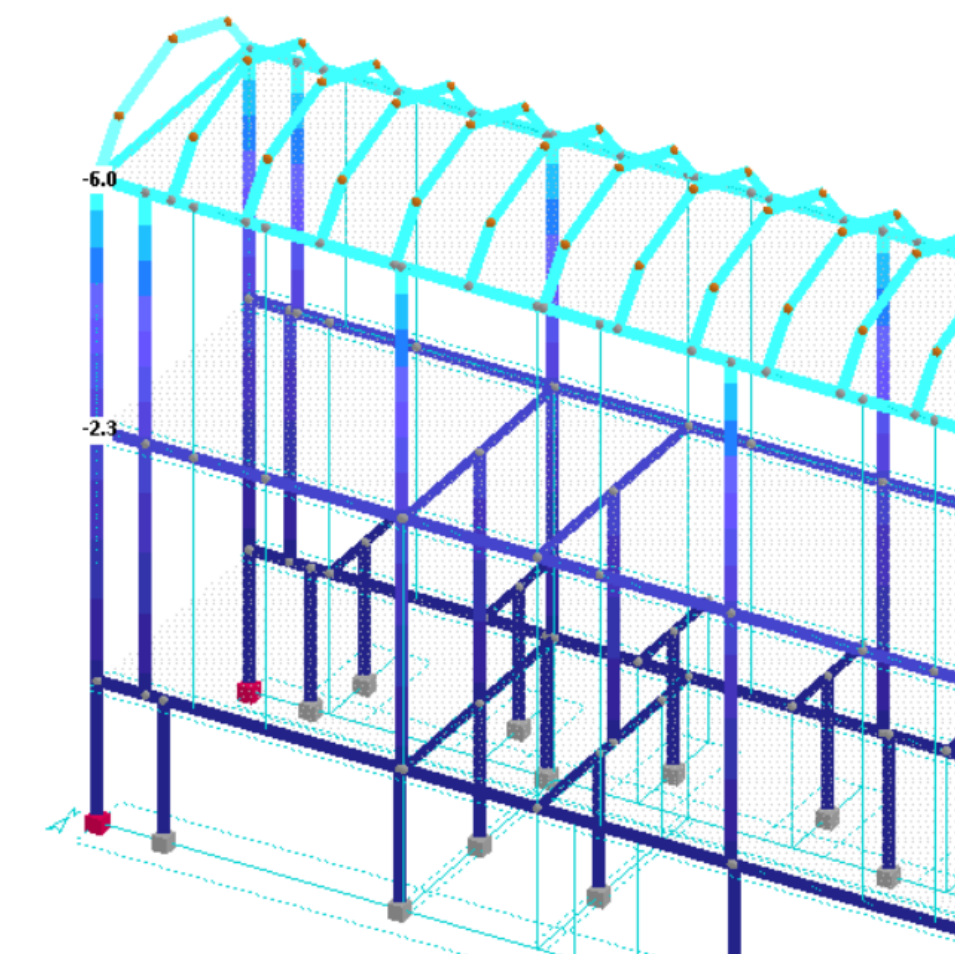
Pertanto tale verifica risulta essere soddisfatta.

11 CONCLUSIONI

Possiamo constatare come l'edificio analizzato, non risulti verificato per quanto riguarda i criteri della normativa vigente NTC2018.

I risultati ottenuti in termini di resistenze mostrano come l'edificio sia idoneo per quanto riguarda la risposta in termini di sollecitazione. Tutti i maschi murari risultano essere verificati. Ciò è visibile sia dall'analisi di LV3 di tipo statico non lineare, sia dall'analisi dinamica modale che permette di capire più nel dettaglio lo stato di sollecitazione degli elementi.

La normativa vigente tuttavia, impone anche una verifica in termini di rigidezza e resistenza degli elementi, imponendo dei limiti nei confronti degli spostamenti di interpiano. Nel caso della struttura analizzata si ha un valore massimo ammissibile pari allo 0.002 dell'altezza di piano. La criticità è quindi data dal terzo livello dell'edificio:



Si evidenziano degli spostamenti pressoché uniformi lungo lo sviluppo longitudinale della struttura, con una maggiore criticità data dalla direzione trasversale concorde con l'asse Y. I due punti rappresentati in figura mostrano il valore maggiore di spostamento dell'ultimo piano. Si passa da un valore di spostamento pari a 2.3 cm, ad un valore in sommità pari a 6.0 cm.

L'intervento di adeguamento sismico, pensato per la verifica degli spostamenti di natura sismica, risulta essere molto invasivo ed è stato analizzato per poter avere un'idea approssimativa delle rigidzze in questione. L'ipotesi così pensata non tutela il patrimonio artistico che la struttura rappresenta, a partire da esso si può però pensare ad una nuova tipologia di intervento che soddisfi i requisiti imposti dalla normativa. L'analisi di LV1 forniva un risultato non veritiero, frutto delle troppe approssimazioni legate al calcolo delle forze di nauta sismica. Si nota come il periodo proprio di vibrazione, dato dall'analisi dinamica, arrivi quasi a raddoppiare rispetto alla formula semplificata data dall'analisi statica, ciò comporta una diminuzione importante del valore di accelerazione spettrale che sposta la sua posizione oltre il tratto ad accelerazione costante.

BIBLIOGRAFIA

“Norme tecniche per le costruzioni 2018”

“Norme tecniche per le costruzioni 2008”

“Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle NTC08”

“Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica, Franco Iacobelli, EPC”