

DICAM

Dipartimento di ingegneria civile, chimica, ambientale e dei materiali

Convenzione di ricerca tra

Azienda Ospedaliero Universitaria di Bologna Policlinico Sant'Orsola - Malpighi

e

Dipartimento Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

ALMA MATER STUDIORUM • Università di Bologna

e

AUTC - Area Edilizia e Logistica dell'Alma Mater Studiorum

ALMA MATER STUDIORUM • Università di Bologna

Verifiche Tecniche di Vulnerabilità Sismica delle Strutture Sanitarie

Relazione tecnica definitiva
Padiglione 26 - 'Oncologia Addarii'

Bologna, gennaio 2014

Gruppo di Ricerca

prof. ing. Tomaso Trombetti
dott. ing. Luca Landi
dott. ing. Stefano Silvestri
dott. ing. Giada Gasparini

Direttore

prof. ing. Francesco Ubertini

RESPONSABILE scientifico

prof. ing. Pier Paolo Diotallevi

CENTRO LABORATORI DICAM

Lab. Biotecnologie ambientali e bioraffinerie • LAbiotec

Lab. GEOIngegneria e risorse naturali • LAgirn

Lab. GEOMATICA e rilievo • LArig

Lab. INGEGNERIA IDRAULICA • LIDR

Lab. Ingegneria strutturale e geotecnica • LISG

Lab. MECCANICA COMPUTazionale • LAMC

Lab. reti di trasporto • LArT

Lab. Scienza e tecnologia dei materiali • LAsTm

Lab. Sintesi e caratterizzazione di materiali macromolecolari • LAMaC

Lab. strade • LAS

www.dicam.unibo.it

2014

ALMA MATER STUDIORUM • università di bologna

DICAM • DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA, AMBIENTALE E DEI MATERIALI
AMMINISTRAZIONE • VIALE RISORGIMENTO, 2 - 40136 BOLOGNA - ITALIA - TEL. +39 051 2093237 - 2093502 - FAX +39 051 2093253
VIA TERRACINI, 28 - 40131 BOLOGNA - ITALIA - TEL. +39 051 2090312 - FAX +39 051 2090322
www.dicam.unibo.it - C.F. 80007010376 - P.IVA 01131710376

RESPONSABILE scientifico

prof. ing. Pier Paolo Diotallevi

INDICE

1	INTRODUZIONE	7
1.1	Obiettivo del lavoro	7
1.2	Organizzazione del testo	7
2	NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	8
3	IMPOSTAZIONE DELLA VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA.....	9
3.1	L'edilizia esistente	9
3.2	Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale.....	9
3.3	Criterio di valutazione della sicurezza.....	11
	PARTE 1 - DATI DI BASE	12
4	LA DESCRIZIONE DELL'OPERA	13
5	LA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO	14
5.1	Analisi storico critica	14
5.2	Rilievo geometrico	15
5.2.1	Introduzione e strumentazione impiegata	15
5.2.2	Prova GPR (Ground Probing Radar)	16
5.2.2.1	Indagini ad alta frequenza sulle murature e sui solai	18
5.2.2.2	Indagini a bassa frequenza sui solai	19
5.2.3	Analisi dei risultati.....	19
5.2.4	Elaborati	20
5.3	Rilievo dei materiali	25
5.3.1	Introduzione.....	25
5.3.2	Prove sulle strutture in muratura	26
5.3.2.1	Strumentazione utilizzata	26
5.3.2.2	Prove con martinetto singolo	26
5.3.2.3	Prove con martinetto doppio	30
5.3.2.4	Prove di scorrimento	34
5.3.3	Prove sulle strutture in calcestruzzo armato.....	37
5.3.3.1	Prova sclerometrica	37
5.3.3.2	Prova ultrasonica	39
5.3.3.3	Prova SonReb	42

5.3.3.4	Prova di carotaggio	44
5.3.3.5	Prova di carbonatazione	48
5.3.3.6	Prova di compressione	49
5.3.4	Conclusioni	51
5.3.4.1	Strutture in muratura	51
5.3.4.2	Strutture in calcestruzzo armato	51
5.4	Sintesi della conoscenza dell'edificio	52
5.4.1	Strutture in muratura	52
5.4.2	Strutture in calcestruzzo armato	55
6	LA PERICOLOSITA' SISMICA	57
7	ANALISI DEI CARICHI	61
8	COMBINAZIONE DEI CARICHI	66
8.1	Combinazione statica agli SLE	66
8.2	Combinazione statica agli SLU	66
8.3	Combinazione per la valutazione delle masse sismiche	67
8.4	Combinazione dell'azione sismica con i carichi statici	67
	PARTE 2 - DEFINIZIONE DEL METODO	69
9	MODELLAZIONI DELLA STRUTTURA	70
9.1	Modella manuale	70
9.2	Modello FEM	71
9.2.1	Problematiche generali nella modellazione FEM di elementi in muratura	72
9.2.2	Caratteristiche geometriche e meccaniche dei modelli	74
10	ANALISI E VERIFICHE STATICHE	76
10.1	Determinazione delle sollecitazioni per carichi verticali	76
10.1.1	Modello manuale	76
10.1.2	Modello FEM	76
10.2	Criteri di verifica statica	77
10.2.1	Strutture in muratura	77
10.2.2	Strutture in calcestruzzo armato	79
11	ANALISI E VERIFICHE SISMICHE	81
11.1	Determinazione delle sollecitazioni per l'azione sismica	81
11.1.1	LV1: analisi semplificata	81

11.1.2	LV2: meccanismi locali di collasso	82
11.1.3	LV3: analisi globale.....	88
11.1.3.1	Modello manuale	88
11.1.3.2	Modello FEM	94
11.2	Criteri di verifica sismica	95
11.2.1	LV1: verifica dell'area a taglio	95
11.2.2	LV2: verifica dei meccanismi locali	96
11.2.2.1	Ribaltamento semplice di parete	96
11.2.2.2	Ribaltamento semplice di parete monolitica - parete alta	98
11.2.2.3	Ribaltamento composto di parete	98
11.2.2.4	Ribaltamento del cantonale	100
11.2.2.5	Sfondamento della parete del timpano	101
11.2.2.6	Flessione verticale di parete	103
11.2.3	LV3: verifiche a partire dal modello globale	105
11.2.3.1	Pressoflessione nel piano della parete - momento ultimo	106
11.2.3.2	Taglio ultimo della parete	107
11.2.3.3	Pressoflessione fuori dal piano della parete - momento ultimo, eccentricità ultima	109
PARTE 3 - I RISULTATI		111
12	DEFINIZIONE DEI MODELLI	112
12.1	Modello manuale e numerazione delle pareti	112
12.2	Modello FEM	114
13	VERIFICHE DI SICUREZZA	120
13.1	Verifiche Statiche	120
13.1.1	Modello manuale	120
13.1.2	Modello FEM	120
13.2	Verifiche Sismiche	123
13.2.1	Verifica dell'area a taglio (LV1)	123
13.2.1.1	Modello manuale	123
13.2.1.2	Modello FEM	123
13.2.2	Verifica dei meccanismi locali (LV2).....	125
13.2.2.1	Verifica a ribaltamento semplice di parete monolitica	126

	13.2.2.2	Verifica a flessione verticale di parete monolitica	128
13.2.3		Verifiche a partire dal modello globale (LV3)	130
	13.2.3.1	Verifica a pressoflessione nel piano della parete	130
	13.2.3.2	Verifica a taglio della parete	133
	13.2.3.3	Verifica a pressoflessione fuori dal piano	138
	13.2.3.4	Risposta della struttura a spettri di progetto ridotti	148
14		ACCELERAZIONI DI COLLASSO	153
15		VULNERABILITÀ LOCALE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (TRAMEZZI, CONTROSOFFITTI, IMPIANTI)	154
	15.1	Tramezzature interne ed esterne	154
	15.1.1	Ribaltamento di parete di tamponamento monopiano	154
		15.1.1.1 Verifica SLD - fessurazioni	158
		15.1.1.2 Verifica SLV - meccanismi di collasso	158
	15.1.2	Cinematismo per rottura interna di parete di tamponamento monopiano	160
		15.1.2.1 Verifica SLD - fessurazioni	161
		15.1.2.2 Verifica SLV - meccanismi di collasso	162
	15.2	Controsoffitti	163
	15.3	Giunti ed impianti	164
16		CONCLUSIONI	165
	16.1	Indicazione qualitativa degli interventi strutturali necessari per un eventuale miglioramento sismico	166
17		ALLEGATI	167
		BIBLIOGRAFIA	167

1 INTRODUZIONE

1.1 OBIETTIVO DEL LAVORO

Formano oggetto della presente relazione la descrizione della metodologia e dei principali calcoli svolti per la valutazione della sicurezza del **Padiglione 26 - 'Oncologia - Addarii'**, del complesso ospedaliero Sant'Orsola Malpighi, al fine di stabilire il comportamento dinamico della struttura al passaggio del sisma e individuare le vulnerabilità della stessa, che operativamente saranno espresse in termini di accelerazioni o periodi di ritorno correlati a determinati e specifici stati limite di verifica. La valutazione della sicurezza dei padiglioni del Sant'Orsola-Malpighi si inserisce nell'ambito della convenzione di ricerca tra l'Azienda Ospedaliero Universitaria Policlinico Sant'Orsola-Malpighi tra, Area dell'Ufficio Edilizia e Logistica (AUTC) e il Dipartimento di Ingegneria Civile, dei Materiali e Ambientale (DICAM) dell'Alma Mater Studiorum (Università di Bologna).

1.2 ORGANIZZAZIONE DEL TESTO

Il testo viene organizzato in tre parti, al fine di rendere facilmente individuabili le informazioni in esso presenti.

Nella prima parte della relazione sono definite le metodologie d'indagine rivolte ad ottenere una approfondita conoscenza dell'edificio; vengono quindi riportati i dati ottenuti specifici per il caso di studio, necessari all'impostazione del lavoro.

Questa sezione comprende la descrizione di tutti i rilievi sulla struttura e i loro risultati, l'analisi dei carichi e la definizione della pericolosità sismica del sito, definita tramite gli spettri di risposta elastici.

La seconda parte del testo illustra il metodo di analisi utilizzato, la cui definizione comprende i criteri di modellazione della struttura, di definizione delle sollecitazioni e di verifica.

Nella terza parte vengono illustrati i risultati.

2 NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Le analisi sono state effettuate in conformità alle seguenti normative.

- D.M. 14/01/2008 *“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”* (nel seguito del testo richiamato come DM08),
- Circolare Ministeriale 02/02/2009 n. 617 *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”* (nel seguito del testo richiamata come CM617);
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 sulla valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008 (nel seguito del testo richiamata come Direttiva);

3 IMPOSTAZIONE DELLA VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA

3.1 L'EDILIZIA ESISTENTE

Secondo la definizione contenuta nel capitolo 8 delle NTC08, una costruzione esistente è quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata.

Sempre la suddetta norma pone l'accento sulla necessità, valida per l'intera edilizia esistente, di definire ed utilizzare metodi di analisi e verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità delle informazioni disponibili.

In particolare, tra tutti gli edifici esistenti sul territorio italiano ce ne sono alcuni per i quali valgono considerazioni particolareggiate: gli edifici facenti parte del patrimonio culturale tutelato. Nella valutazione di vulnerabilità sismica, il principio base che sancisce la differenza con gli altri edifici esistenti è quello della salvaguardia del valore storico e/o artistico in essi contenuto.

3.2 VALUTAZIONE E RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO DEL PATRIMONIO CULTURALE

Il documento normativo di riferimento, per la verifica di vulnerabilità sismica di un edificio tutelato, è la Direttiva del 9 febbraio 2011 *"Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008"*.

Questa norma riguarda il patrimonio architettonico culturale italiano, e la sua impostazione di tipo prestazionale è la logica conseguenza alla varietà tipologica e alle singolarità costruttive del patrimonio tutelato, le quali non consentono di indicare una strategia univoca di modellazione ed analisi. I metodi in essa definiti devono quindi essere intesi a carattere non vincolante.

Di seguito si richiamano alcuni punti chiave della Direttiva, in particolare quelli riguardanti la valutazione del rischio sismico, tralasciando quindi le indicazioni sulle tecniche di intervento per il miglioramento sismico.

- Per i beni culturali tutelati è possibile derogare rispetto all'adeguamento, accontentandosi di interventi di miglioramento, interventi che hanno l'obiettivo di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza sismica rispetto alle condizioni attuali, con un livello di protezione non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni.

- Per conseguire una adeguata conoscenza della struttura deve essere predisposta una campagna di indagini storiche, morfologiche, dei materiali. Nel caso si prevedano prove, anche solo debolmente distruttive, si dovrà valutare l'impatto di queste prove sulla conservazione del manufatto, limitandosi a quelle effettivamente necessarie. Il numero di prove eseguibile sui materiali sarà in genere molto limitato, e non consentirà una trattazione statistica dei risultati. Si dovranno quindi definire procedure nelle quali possa assumere significato anche l'impiego di un solo dato sperimentale, oppure procedendo per analogia con murature simili.
- Un primo elemento di valutazione della sicurezza consiste nel riconoscere la conformità con la *regola dell'arte* nella costruzione considerata.
- E' necessario individuare l'unità strutturale (US) oggetto di studio ed evidenziare le possibili azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue. L'US deve avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda i carichi verticali, e sarà delimitata non solo da spazi aperti o da giunti strutturali, ma anche da edifici contigui costruiti, ad esempio, con tipologie costruttive e strutturali diverse, o con materiali diversi, oppure in epoche diverse¹.
- Se l'edificio considerato è una *struttura con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi*, le interazioni con le altre costruzioni potranno essere prese in considerazione tramite l'applicazione di forze sismiche aggiuntive o tramite l'inserimento di vincoli orizzontali di opportuna rigidità.
- Per quanto riguarda la definizione del modello di calcolo, si ammette che questo possa non riprodurre completamente la realtà, provvedendo ad integrare con valutazioni qualitative i risultati ottenuti per via analitica.
- E' possibile ricorrere ad un'analisi statica lineare, con particolare attenzione al valore da assumersi come fattore di struttura, che tenga conto della reale capacità di spostamento della struttura in campo fessurato. Gli effetti torsionali accidentali possono essere trascurati, a meno che non si ritengano particolarmente significativi nel caso specifico.
- Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico deve essere garantito il rispetto di tre stati limite: due fanno riferimento agli stati limite definiti dalle NTC08 (SLV, SLD), uno è specifico per i beni culturali (SLA).
 - La valutazione nei riguardi dello SLV è sempre richiesta.

¹ Appendice alla Circolare, punto C8A3

- La valutazione nei riguardi dello SLD è richiesta per i manufatti di cui si vuol garantire la funzionalità dopo il terremoto.
- La valutazione nei riguardi dello SLA è richiesta, esclusivamente a livello locale, nelle parti in cui sono presenti elementi di particolare valore storico e artistico.

3.3 CRITERIO DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Il criterio di valutazione della sicurezza si basa sul confronto tra alcuni valori di riferimento dell'azione sismica con quelli per i quali viene effettivamente raggiunto un certo stato limite. I valori di riferimento dell'azione sismica sono:

- tempo di ritorno di riferimento
- accelerazione al suolo relativa al tempo di ritorno di riferimento

Indice di sicurezza sismica

L'Indice di sicurezza sismica è dato dal rapporto tra il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al generico stato limite (T_{SL}) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento ($T_{R,SL}$).

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

Fattore di accelerazione

Il Fattore di accelerazione è dato dal rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, entrambe riferite alla categoria di sottosuolo A.

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

PARTE 1 - DATI DI BASE

4 LA DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le verifiche sismiche descritte nella presente relazione hanno per oggetto il padiglione n°26, ospitante l'unità operativa Oncologia - Addarii, del complesso ospedaliero 'Sant'Orsola-Malpighi' di Bologna (figura 4.1).



4.1 – VISTA AEREA DEL COMPLESSO OSPEDALIERO 'SANT'ORSOLA-MALPIGHI' DI BOLOGNA

L'edificio si sviluppa in 3100 mq distribuiti su 4 piani ed un sottotetto accessibile ove sono ubicati i vani tecnici degli impianti, con una superficie media di piano pari a circa 650 mq, altezza media di piano di circa 3,0 metri e cubatura totale di 9750 m³.

Dal punto di vista strutturale il Padiglione 26 si presenta come un'unica unità strutturale costituita prevalentemente da setti portanti in muratura; nel corso degli anni l'edificio ha subito ampliamenti e sopraelevazioni che, a causa dell'assenza di informazioni e documenti, non risultano databili.

5 LA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

5.1 ANALISI STORICO CRITICA

Il Padiglione 26 che ospita l'unità di Oncologia - Addarii del complesso ospedaliero, in base alle poche informazioni disponibili, è stato progettato e realizzato nel 1950. Come precedentemente accennato la struttura ha subito diversi ampliamenti e sopraelevazioni non databili a causa dell'assenza di informazioni. Tuttavia, grazie ad una foto d'epoca (Fig. 5.1), si è potuto stabilire che il secondo piano dell'edificio è frutto di una sopraelevazione posteriore alla data di realizzazione dello stabile e risultano posteriori anche gli ampliamenti eseguiti al piano terra nell'attuale zona di ingresso al Padiglione ed al primo piano dove, oltre all'ampliamento nelle zone terminali, è stato aggiunto anche un elemento in aggetto che interessa parte della facciata ovest e l'intera facciata posta a sud.

Al piano terra ed al piano secondo sono chiaramente presenti alcuni elementi in calcestruzzo armato sicuramente frutto dei rimaneggiamenti eseguiti sulla struttura originale. Si ipotizza che siano presenti altri elementi in calcestruzzo armato celati all'interno delle murature come il pilastro, certamente rilevato, presente al piano seminterrato.



5.1 – CONFRONTO FOTOGRAFICO: A SX FOTO DEL PADIGLIONE 26 RISALENTE AGLI ANNI '50, A DX FOTO ODIERNA

5.2 RILIEVO GEOMETRICO

5.2.1 INTRODUZIONE E STRUMENTAZIONE IMPIEGATA

In data 23 e 24 Aprile 2013, su incarico del Servizio Sanitario Regione Emilia Romagna, sono state eseguite una serie di indagini geofisiche: GPR (Ground Probing Radar) all'interno del Padiglione 26 dell'ospedale Sant'Orsola Malpighi a Bologna, con lo scopo di definire la geometria delle strutture di fondazione e le modalità costruttive dei solai ai vari piani dell'edificio.

La campagna di indagini georadar eseguite all'interno del Padiglione 26 è consistita in:

- 24 prospezioni georadar (test areas) ad alta frequenza eseguite su solai ed elementi strutturali;
- 25 profili georadar a bassa frequenza eseguiti sui solai.

I principali obiettivi delle indagini eseguite erano:

- Individuare la tipologia dei solai indagati e la relativa orditura degli elementi strutturali;
- Individuare, laddove possibile, la presenza di travi o elementi di collegamento orizzontali all'interno dei solai e delle fondazioni;
- Identificare l'eventuale presenza di pilastri ed il relativo schema dell'armatura.

Considerato lo scopo delle misure è stato deciso di intervenire inizialmente, per i rilievi sulle pareti e sui solai, realizzando acquisizioni lungo due direzioni perpendicolari sulle aree di interesse individuate mediante una griglia (test areas) eseguendo indagini GPR ad alta frequenza (1,6 GHz).

Successivamente sono state eseguite indagini a bassa frequenza (700 MHz) sui solai allo scopo di estendere e verificare le informazioni puntuali dedotte dalle test area, lungo profili di lunghezza variabile.

La scelta della frequenza è basata sugli scopi di utilizzo dell'apparecchiatura, ad una bassa frequenza corrisponde, infatti, una elevata penetrazione del segnale in profondità ma con uno scarso dettaglio delle anomalie riscontrabili (risoluzione bassa). Al contrario ad alte frequenze corrispondono elevati livelli risolutivi con scarsa penetrazione del segnale.

Va rilevato che il georadar, tramite onde elettromagnetiche, garantisce la possibilità di identificare le anomalie interne al materiale, in modo non distruttivo e non invasivo.

Le indagini sono state condotte utilizzando le seguenti strumentazioni della Geotecnica Srl di Sala Bolognese (Fig.: 5.2):

1. GSSI Model 5100 – Structure Scan, rappresentata da un'unità georadar interfacciata con 1 antenna a frequenza centrale di 1600 MHz;
2. DETECTOR DUO, prodotta da IDS GROUP COMPANY con Antenna: Integrata 250 e 700 MHz.



5.2 – STRUMENTAZIONE UTILIZZATA PER LE INDAGINI GEOFISICHE

5.2.2 PROVA GPR (GROUND PROBING RADAR)

La metodologia GPR, attraverso l'utilizzo di onde elettromagnetiche, consente di rilevare in modo non distruttivo e non invasivo la presenza e la posizione di oggetti nascosti nel mezzo indagato sfruttando il fenomeno della riflessione delle onde elettromagnetiche.

Nel caso del radar per introspezione l'onda elettromagnetica, irradiata da un'antenna trasmittente, si propaga nel materiale da sondare che compone la struttura e lo indaga per una profondità di qualche decina di centimetri; tale impulso elettromagnetico, della durata di pochi nanosecondi, viene in parte riflesso e in parte trasmesso a maggiore profondità.

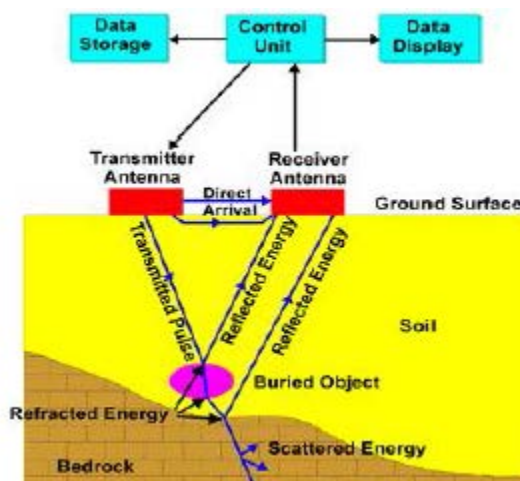
Il funzionamento del georadar si basa sulla capacità dello strumento di emettere segnali a radiofrequenza, compresi tra 100 MHz e 2 GHz, e di registrare le riflessioni determinate dagli oggetti presenti nel mezzo se caratterizzati da dimensioni sufficienti e da proprietà elettromagnetiche differenti rispetto a quelle del materiale che li circonda.

L'onda elettromagnetica è irradiata da un'antenna trasmittente (Transmitter Antenna) e si propaga verso il basso ad una velocità v che dipende dalle caratteristiche elettriche del materiale in cui si propaga secondo la legge:

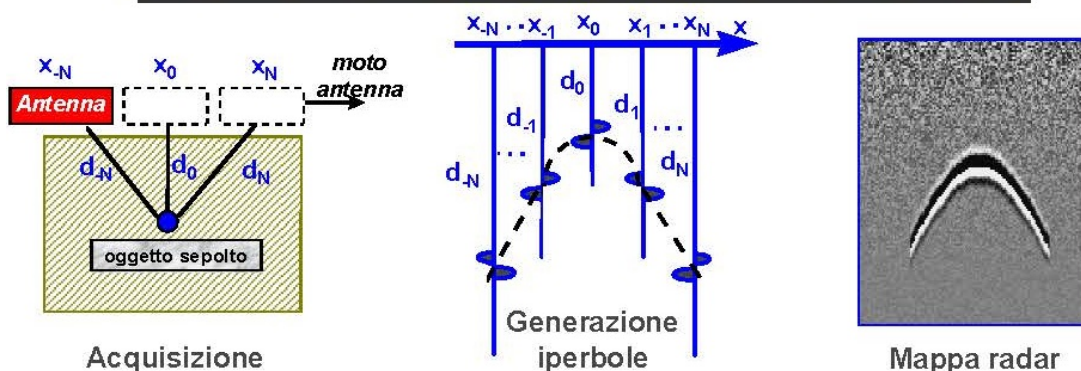
$$v = c / \sqrt{\epsilon_r}$$

dove c è la velocità dell'onda in aria, espressa in m/s, ed ϵ_r è la permittività dielettrica relativa del materiale in cui l'onda si sta diffondendo.

L'onda si diffonde verso il basso e quando colpisce un oggetto o una superficie con caratteristiche elettriche e magnetiche diverse da quelle del mezzo in cui si sta diffondendo (Soil) parte dell'energia viene riflessa e torna verso la superficie.



L'oggetto sepolto viene 'visto' dal georadar in modo deformato



5.3 – PRINCIPIO DI FUNZIONAMENTO DEL GEORADAR E DIFFUSIONE DELL'ONDA ELETTROMAGNETICA NEL MATERIALE

La generazione e la ricezione dei segnali a radiofrequenza è operata da una o più antenne che vengono fatte scorrere sul materiale da indagare; i dati raccolti, opportunamente elaborati, sono memorizzati e rappresentati su una unità di controllo che genera anche gli impulsi necessari al funzionamento delle antenne. Eventuali oggetti presenti al di sotto delle superfici rilevate generano nelle immagini radar ("o radargrammi") con caratteristiche forme iperboliche (Fig. 5.3).

Tutti i mezzi reali assorbono le onde elettromagnetiche in misura dipendente dalle loro caratteristiche elettriche; in generale, un mezzo omogeneo è definito, da un punto di vista elettrico, dalla costante dielettrica relativa (ϵ_r) e dalla conduttività (σ) e da questi valori è possibile risalire al comportamento del mezzo nei confronti della propagazione delle onde elettromagnetiche.

Un trasmettitore (TX) genera un segnale di tipo impulsivo con una determinata frequenza di ripetizione. La successione di questi impulsi genera un segnale di durata dell'ordine dei nanosecondi che viene irradiato nel mezzo da un'antenna a larga banda. La forma dell'impulso trasmesso è opportunamente calibrata in modo da ottenere una distribuzione spettrale di tipo gaussiano dove il valore centrale rappresenta la frequenza caratteristica, (o frequenza centrale) dell'antenna, che corrisponde alla frequenza dominante dell'impulso. La frequenza centrale dell'antenna determina le caratteristiche di risoluzione e di massima profondità di esplorazione.

Il segnale elettromagnetico ricavato è caratterizzato da una serie di picchi e la loro ampiezza dipende principalmente da tre fattori: la natura del riflettore, la natura del mezzo tra riflettore ed antenna e la curva di amplificazione applicata.

La scelta della frequenza da utilizzare nell'indagine è basata sulla profondità massima che si vuole raggiungere e sul livello di dettaglio richiesto: ad una bassa frequenza corrisponde un'elevata penetrazione del segnale in profondità ma con uno scarso dettaglio delle anomalie riscontrabili mentre ad un'alta frequenza corrisponde un'elevata risoluzione con scarsa penetrazione del segnale.

Gli oggetti, infatti, diventano individuabili da una certa antenna quando le loro dimensioni rappresentano almeno $\frac{1}{4}$ della lunghezza d'onda del segnale che essa sta irradiando nei materiali sotto test, quindi per indagini poco profonde, per le quali è richiesto un dettaglio elevato, si utilizzano frequenze dell'ordine dei GHz che consentono di definire discontinuità dell'ordine del centimetro.

5.2.2.1 INDAGINI AD ALTA FREQUENZA SULLE MURATURE E SUI SOLAI

Le indagini ad alta frequenza possono essere utilizzate per mettere in evidenza le caratteristiche degli elementi che costituiscono i manufatti.

La capacità di definire piccole discontinuità, come quelle rappresentate dalla malta che lega due mattoni o dai vuoti presenti all'interno di alcuni tipi di materiali da costruzione, è legata, tra gli altri fattori, alla frequenza dell'onda trasmessa dall'antenna del radar. Gli oggetti, infatti, diventano individuabili da una certa antenna quando le loro dimensioni rappresentano almeno $\frac{1}{4}$

della lunghezza d'onda del segnale che essa sta irradiando nei materiali sotto test. Utilizzando frequenze dell'ordine del GHz e considerando le velocità di propagazione delle onde elettromagnetiche all'interno dei materiali di costruzione è, dunque, possibile definire discontinuità dell'ordine del centimetro. Il vantaggio dell'utilizzo di queste frequenze è che tipicamente le dimensioni delle antenne diminuiscono all'aumentare della loro frequenza di centro banda. Il risultato è quello di poter utilizzare apparecchiature estremamente maneggevoli e di piccole dimensioni capaci, per questo, di acquisire velocemente i profili anche in spazi angusti e senza che si verifichino perdite di informazioni all'inizio e alla fine del profilo.

Sulle aree di interesse individuate sono state realizzate acquisizioni lungo due direzioni perpendicolari X e Y mediante una griglia (test areas) di dimensione variabile da 30x30 cm fino a 120x60 cm, con spaziatura tra i profili contigui pari a 5 cm.

Tutti i profili acquisiti, per ciascuna test area, sono stati processati mediante software Radan 7 GSSI al fine di ottenere un modello tridimensionale dei dati. A partire da tale modello il software permette di estrarre sezioni secondo piani opportunamente orientati allo scopo di evidenziare le anomalie maggiormente significative per l'elemento strutturale indagato.

Le tavole nel paragrafo 5.2.4 Elaborati illustrano la posizione delle zone investigate ai vari piani.

5.2.2.2 INDAGINI A BASSA FREQUENZA SUI SOLAI

I profili radar eseguiti con strumentazione a bassa frequenza (700 MHz) sono stati realizzati allo scopo di estendere e verificare le informazioni puntuali dedotte dalle test area, lungo profili di lunghezza variabile e, compatibilmente con le esigenze logistiche e le attività ospedaliere, ovunque fosse possibile l'accesso ed il passaggio.

Lo schema dei rilievi per la tipologia costruttiva dei solai prevedeva l'acquisizione di almeno due profili con direzione ortogonale fra di loro.

Le tavole nel paragrafo 5.2.4 Elaborati illustrano la posizione delle zone investigate ai vari piani.

5.2.3 ANALISI DEI RISULTATI

Il rilievo dei solai ha permesso di individuare, ad ogni piano, l'orditura e l'interasse dei travetti.

I rilievi eseguiti al piano terra e primo evidenziano la presenza di due diverse tipologie costruttive denominate negli elaborati come Tipo A e Tipo B, il primo corrisponde ad un solaio in

laterocemento, con l'alternanza di travetti in cemento armato con elementi in laterizio, mentre il secondo corrisponde ad una solaio in c.a.

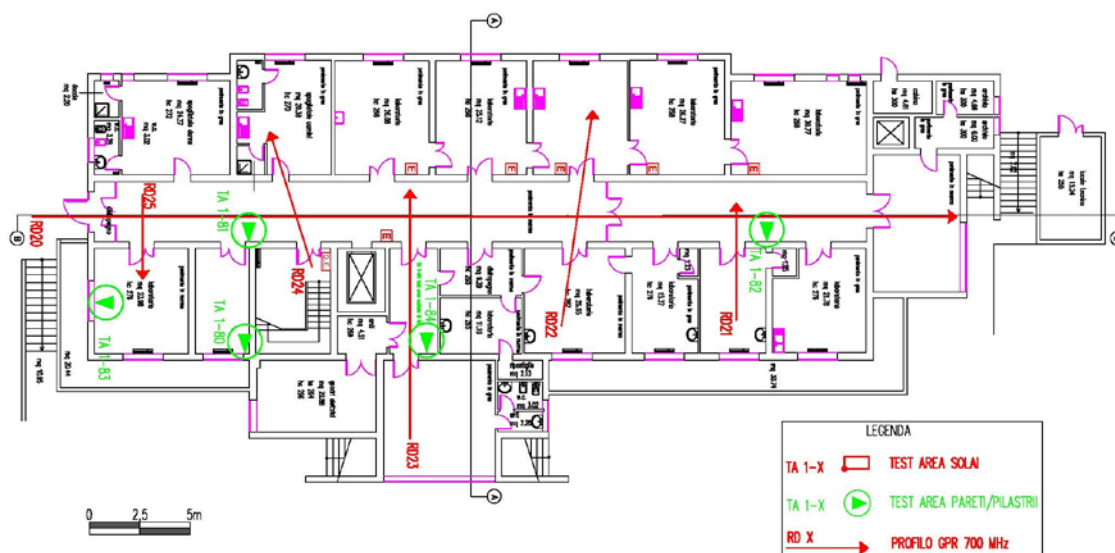
Relativamente alle indagini svolte sulle murature e sugli elementi in calcestruzzo armato presenti all'interno della struttura, queste hanno permesso di individuare la presenza di un pilastro in calcestruzzo armato al piano seminterrato celato all'interno della muratura e di poterne definire il numero di ferri di armatura ed il passo delle staffe. Riguardo i pilastri presenti al piano terra ed al piano secondo l'indagine ha determinato il numero di ferri di armatura, il passo delle staffe presenti e lo spessore del copriferro.

Il rilievo eseguito sulle murature ha consentito di capire se la parete fosse costituita di mattoni pieni o mattoni forati.

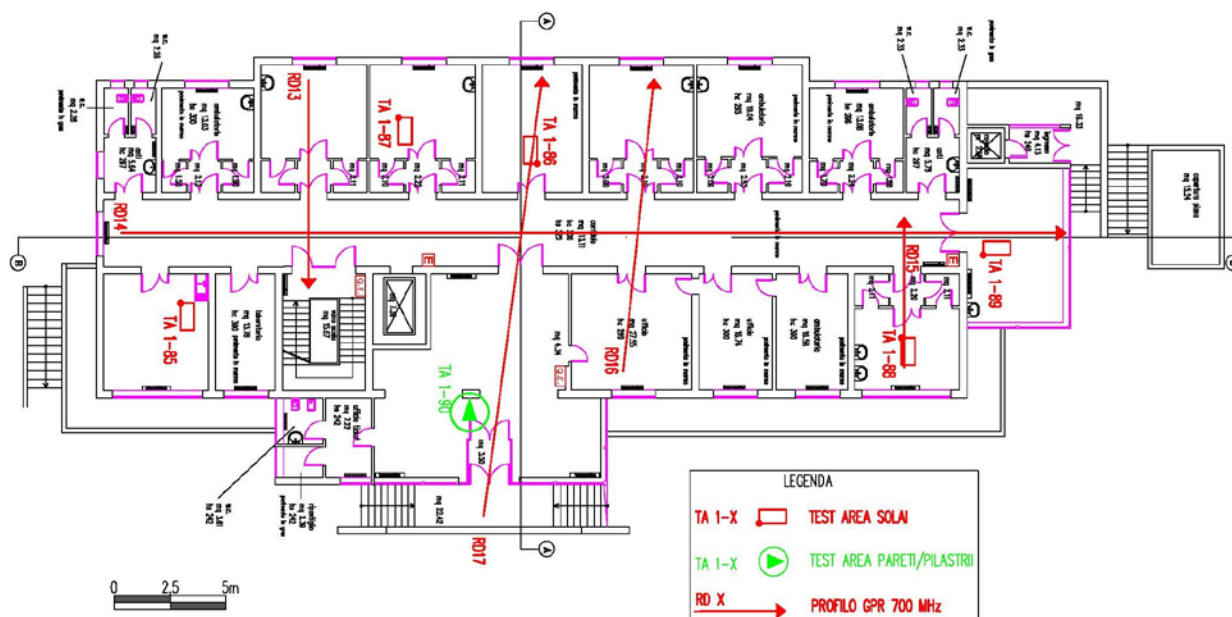
Le indagini eseguite al piano seminterrato finalizzate al rilievo delle fondazioni hanno fornito radargrammi GPR che evidenziano la presenza di elementi di collegamento.

Le tavole in allegato (Figg 5.9 – 5.13) illustrano gli esiti dell'analisi dei dati riportando, per i solai, l'orditura, le sezioni schematiche significative delle strutture, gli interassi dei travetti e alcuni esempi di profilo GPR corrispondente; riguardo gli elementi in cemento armato sono riportate le distanze tra ferri, il passo delle staffe e lo spessore del copriferro.

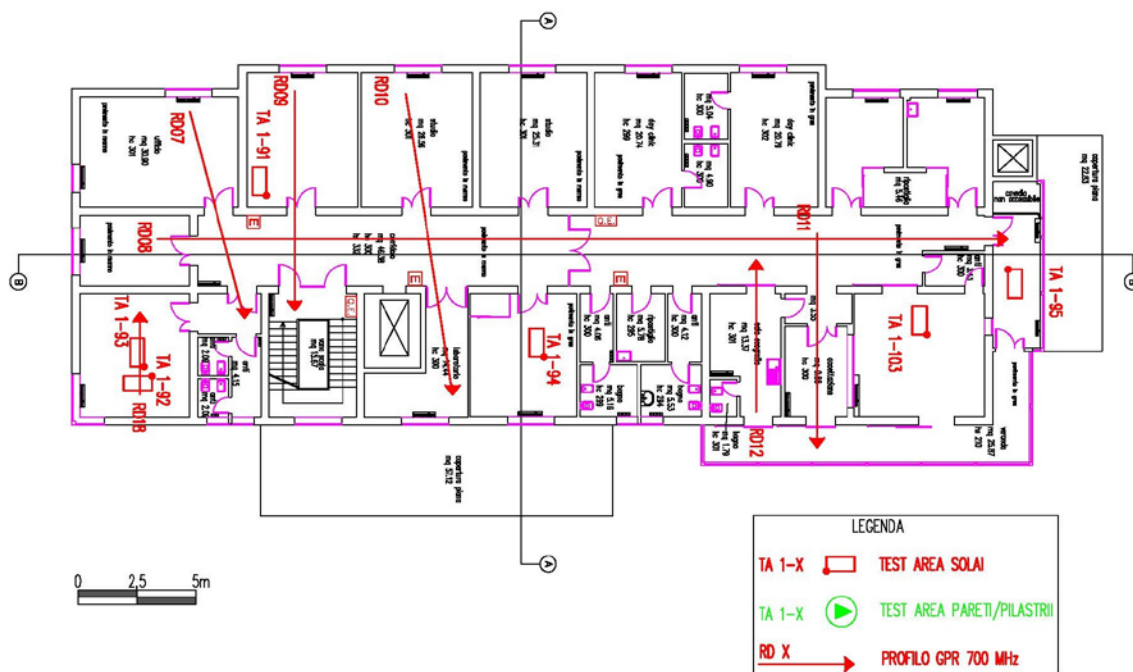
5.2.4 ELABORATI



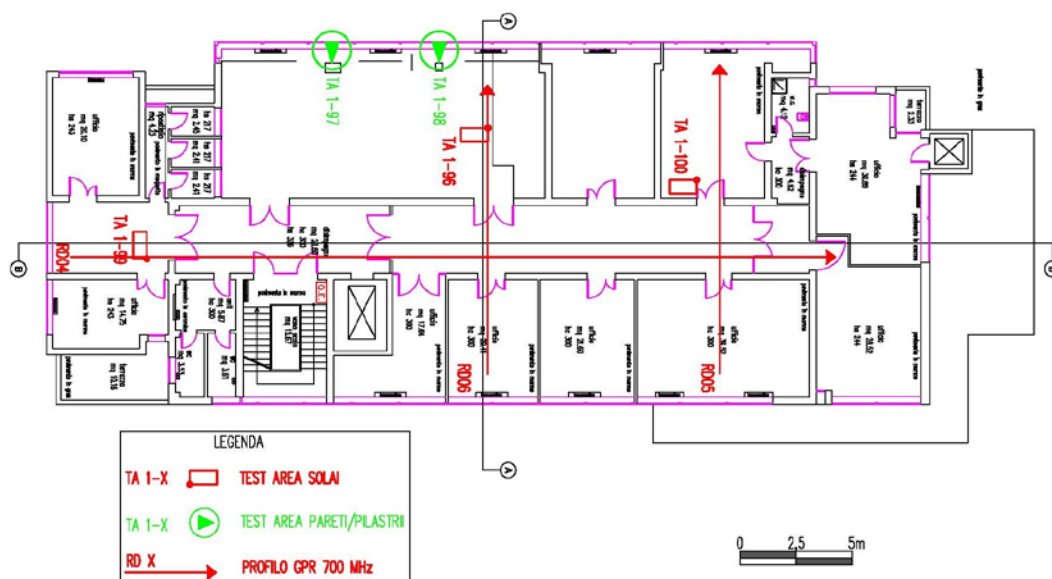
5.4 – UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEORADAR AL PIANO SEMINTERRATO



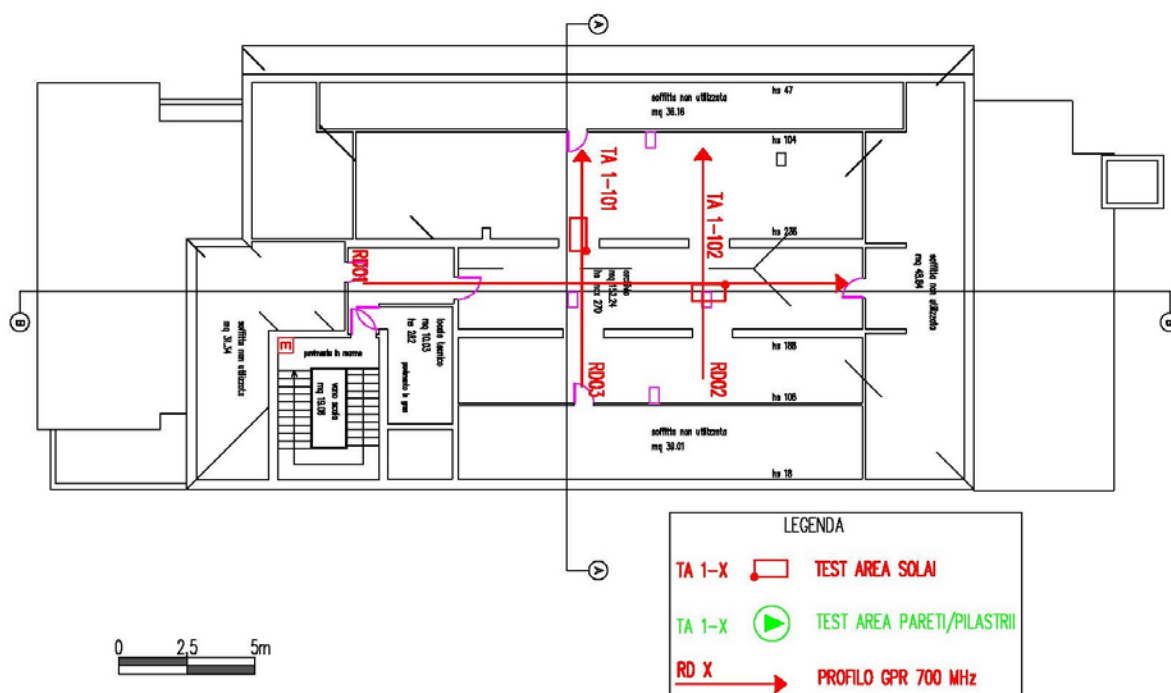
5.5 – UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEORADAR AL PIANO TERRA



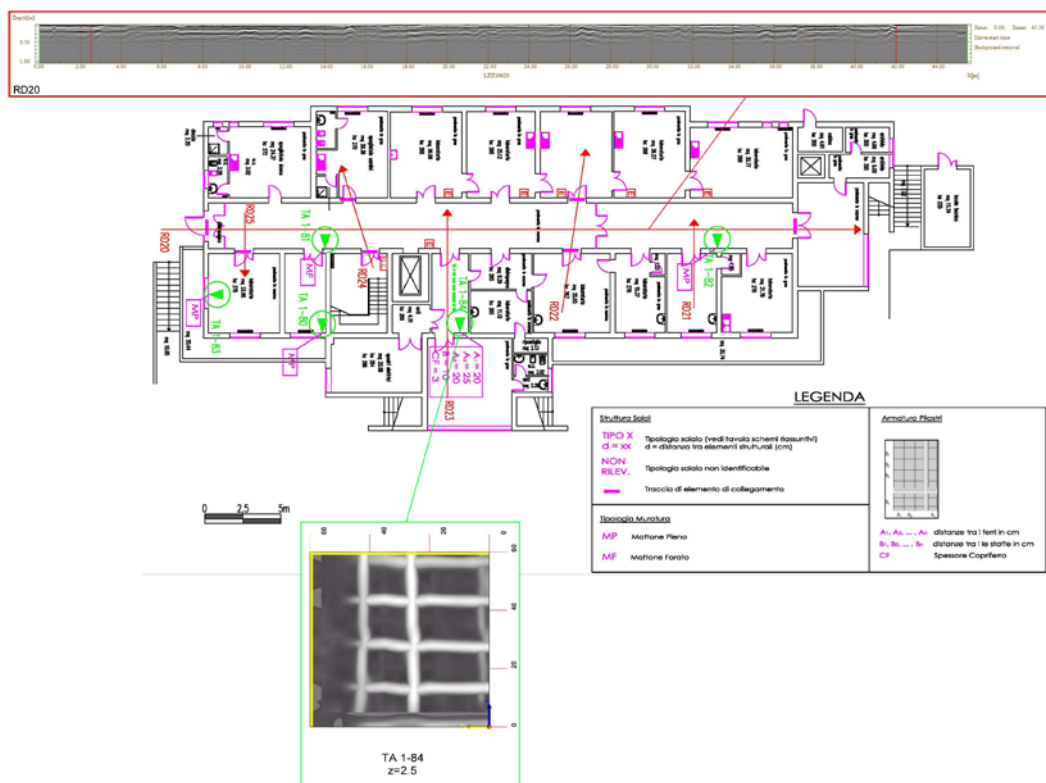
5.6 – UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEORADAR AL PIANO PRIMO



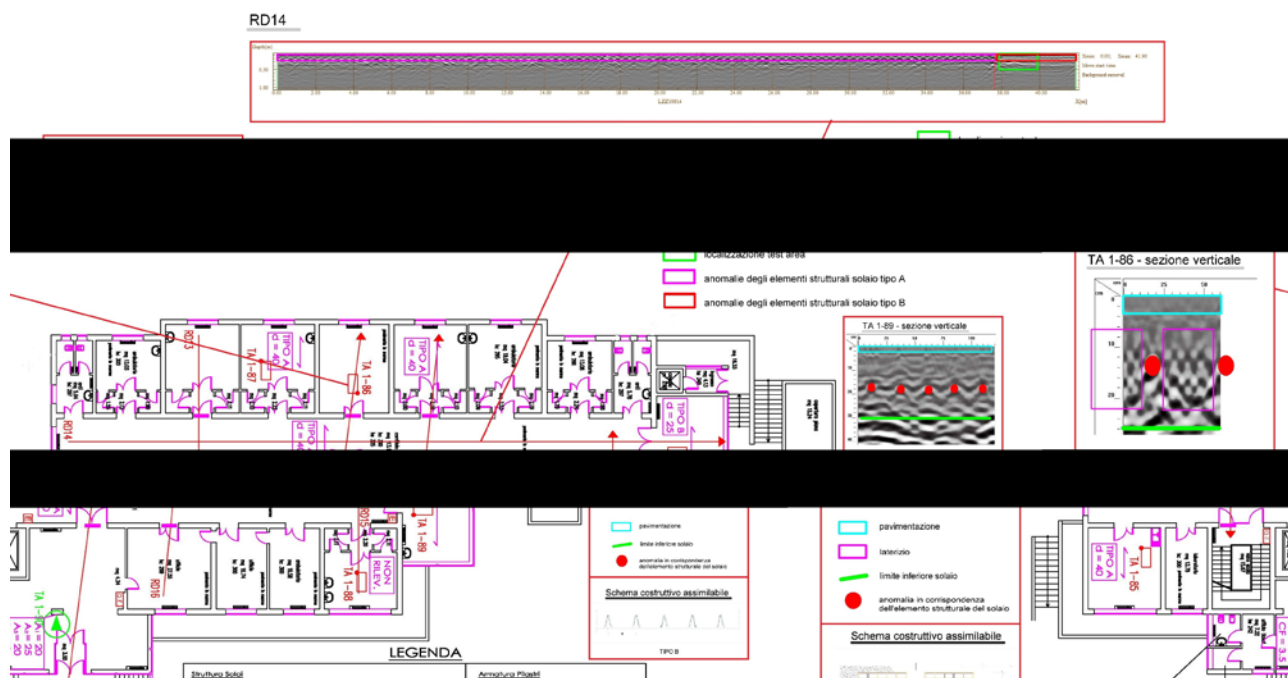
5.7 – UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEORADAR AL PIANO SECONDO



5.8 – UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEORADAR AL PIANO SOTTOTETTO



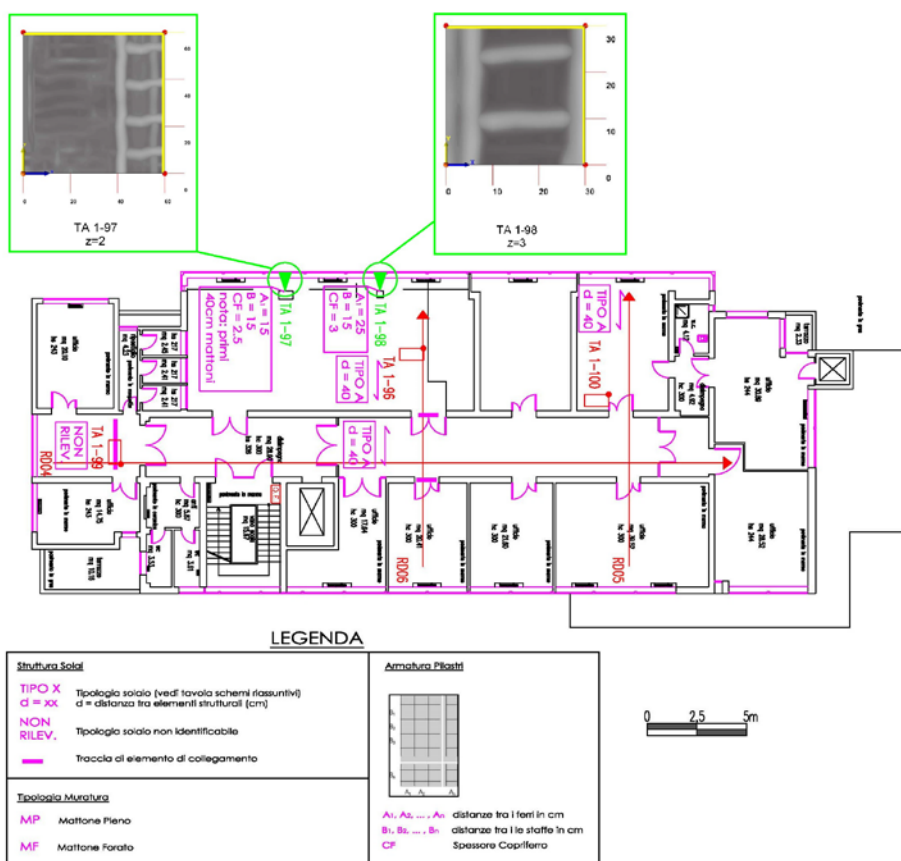
5.9 - PADIGLIONE 26 PIANO SEMINTERRATO – RISULTATI INDAGINI GEORADAR



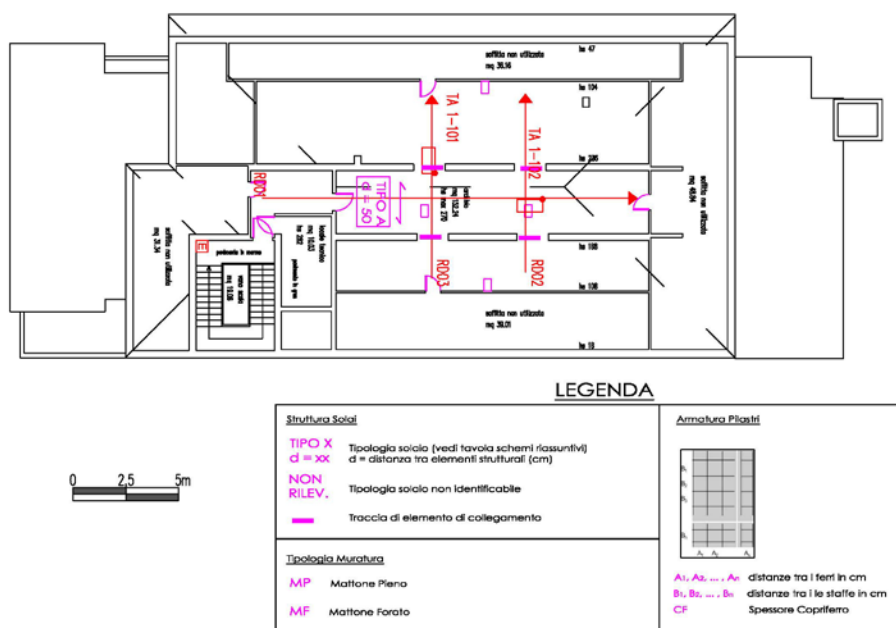
5.10 - PADIGLIONE 26 PIANO TERRA – RISULTATI INDAGINI GEORADAR



5.11 - PADIGLIONE 26 PIANO PRIMO – RISULTATI INDAGINI GEORADAR



5.12 - PADIGLIONE 26 PIANO SECONDO – RISULTATI INDAGINI GEORADAR



5.13 - PADIGLIONE 26 SOTTOTETTO – RISULTATI INDAGINE GEORADAR

5.3 RILIEVO DEI MATERIALI

5.3.1 INTRODUZIONE

In data 6 e 7 Maggio 2013, su incarico del Servizio Sanitario Regione Emilia Romagna, sono state eseguite le indagini per valutare lo stato delle strutture in muratura e degli elementi in cemento armato, costituenti il padiglione 26 (Oncologia - Addarii) del Policlinico Universitario “S. ORSOLA – MALPIGHI” a Bologna; eseguite da sperimentatori qualificati del laboratorio Geotecnica Srl, autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti con n°11736.

Al fine di determinare le caratteristiche e lo stato delle strutture in muratura e per individuare la tipologia degli elementi costituenti la muratura, nonché per rilevarne l’orditura sono state realizzate tre finestre d’ispezione, due all’esterno ed una all’interno. Inoltre, con lo scopo di stabilire le caratteristiche meccaniche di deformabilità e resistenza dei materiali sono state effettuate localmente prove distruttive come la prova con martinetti piatti, singoli e doppi, e prove di scorrimento.

Con la tecnica dei “martinetti piatti singoli” è stato determinato lo stato di tensione locale presente sulle murature, con i “martinetti piatti doppi” si è valutata localmente la resistenza di un concio di muratura e la stima del modulo elastico della muratura stessa e con le prove a scorrimento si è valutata la tensione di taglio delle murature.

Riguardo gli elementi in calcestruzzo armato, per determinarne le caratteristiche, sono state eseguite prove distruttive e non distruttive su un pilastro al piano terra e su un pilastro al secondo piano.

Le prove non distruttive comprendono la prova sclerometrica e quella ultrasonica, mentre, le prove distruttive comprendono il carotaggio e la successiva determinazione della profondità di carbonatazione e della resistenza a compressione della carota.

5.3.2 PROVE SULLE STRUTTURE IN MURATURA

5.3.2.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

- Mototroncatrice a scoppio a trasmissione eccentrica con lama diamantata \varnothing 350 mm;
- Deformometro meccanico analogico con base di riferimento da 200 mm in acciaio INVAR e comparatore analogico bimillesimale corsa 5 mm.
- Pompa idraulica manuale per martinetti piatti a due Manometri \varnothing 160 mm con classe precisione 0,6% e campi misura 0.16 + 0.60 bar.

5.3.2.2 PROVE CON MARTINETTO SINGOLO

Metodologia:

La prova ha come scopo quello di valutare lo stato tensionale nella muratura indisturbata.

La tecnica per la determinazione dello stato tensionale si basa sul fatto che un taglio eseguito in un solido sollecitato annulla le tensioni agenti sulle facce generate dal taglio stesso ed una conseguente parziale chiusura del taglio eseguito, funzione della tensione agente alla quota di prova. Il martinetto piatto, che viene inserito nella fessura e messo in pressione gradualmente fino ad annullare la deformazione verificatasi, determina la sollecitazione esistente nella muratura.

Si individua, inizialmente, una parete portante sulla quale poter eseguire la prova parzialmente distruttiva e si realizza su questa una finestra d'ispezione delle dimensioni approssimative di 1m x 1m allo scopo di individuare l'apparecchiatura muraria e per avere uno spazio sul quale operare.

La prima analisi è di tipo geometrico-visivo e consente di stabilire che la muratura è realizzata con mattoni pieni.

Successivamente si individua una porzione della finestra d'ispezione sulla quale eseguire sia la prova con martinetto singolo che quelle successive con martinetto doppio e a scorrimento.

Una volta scelto il letto di malta nel quale praticare il taglio, si posizionano i caposaldi di riferimento con colla epossidica a cavallo di tale letto allo scopo di avere dei punti fissi rispetto ai quali riferire la misura di spostamento e quindi si esegue il taglio con la mototroncatrice con lama circolare diamantata di diametro 35 cm.

In questa fase la parete non troverà più il sostegno in quanto il taglio non permette la congruenza delle due pareti adiacenti, per cui si avrà uno scarico della parete con conseguente schiacciamento del taglio e avvicinamento dei caposaldi, si registra quindi uno spostamento relativo dei punti di misura.

Si posiziona il martinetto piatto all'interno del taglio e, una volta collegata la pompa idraulica manuale si procede pompando l'olio all'interno del martinetto e monitorando lo spostamento relativo dei caposaldi di riferimento e la pressione in quell'istante.



5.14 – PROVE CON MARTINETTO SINGOLO

La prova consiste nel riportare la muratura allo stato tensionale iniziale agendo sulla pressione all'interno del martinetto, il quale deformandosi riporterà la posizione dei caposaldi alla configurazione iniziale.

Una volta raggiunta la posizione relativa pari al valore nullo, cioè quando viene annullata la deformazione verificatasi in seguito alla realizzazione del taglio, si determina la pressione all'interno del martinetto che corrisponde alla sollecitazione esistente nella muratura in direzione normale al piano del martinetto.

Da tale valore si determina quindi, la tensione iniziale della parete attraverso l'applicazione di due opportuni coefficienti correttivi: il primo tiene conto del rapporto tra la superficie del martinetto e quella del taglio, il secondo tiene conto della rigidità del martinetto con un valore inferiore

all'unità funzione della forma e delle dimensioni del martinetto stesso e che viene determinato in laboratorio.

Risultati ottenuti:

Come precedentemente esposto, in queste condizioni la pressione all'interno del martinetto corrisponde alla sollecitazione preesistente nella muratura, a meno di due costanti che tengono conto del rapporto tra l'area del martinetto e quella del taglio praticato e di un coefficiente di rigidità del martinetto.

Le caratteristiche del martinetto e del taglio sono:

- A_m = superficie martinetti = 283 cm^2
- S_m = spessore martinetti = 4 mm
- D_m = larghezza martinetti = 32,5 cm
- A_s = superficie sega = $300,0 \text{ cm}^2$
- A_c = superficie di contatto = $275,0 \text{ cm}^2$
- P_m = profondità del taglio = 12,3 cm

Il valore di tensione sarà:

$$\sigma_{ar} = \sigma_a \cdot K_1$$

dove:

- σ_a stato di sollecitazione massimo registrato
- σ_{ar} stato di sollecitazione ridotto effettivo
- K_1 coefficiente di riduzione = 0,72

M1	
p	ΔI
0	0,000
0	0,056
1	0,040
2	0,036
3	0,030
4	0,018
5	0,015
6	0,014
7	0,008
8	0,004
9	0,000

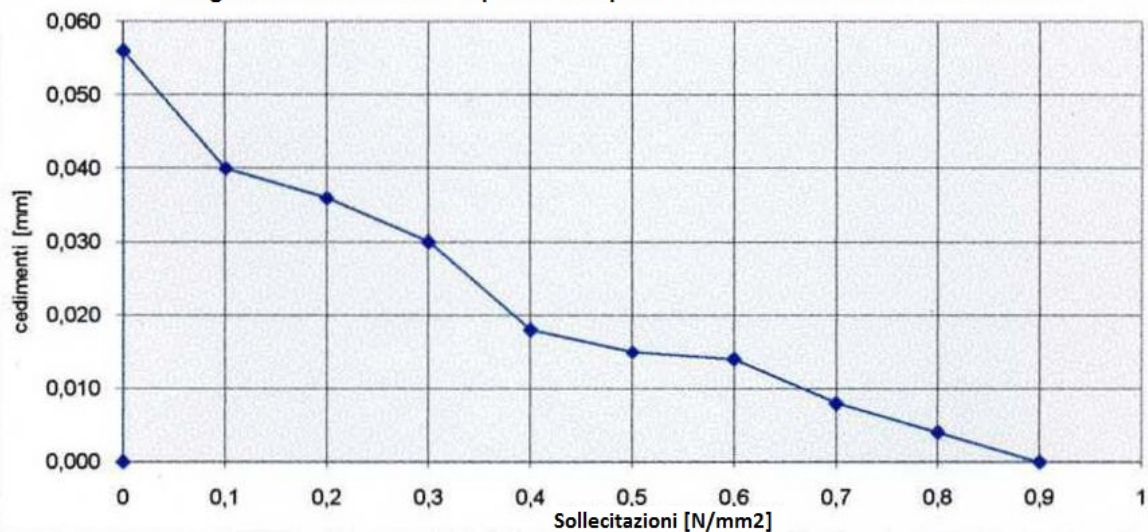
M2	
p	ΔI
0	0,000
0	0,022
1	0,014
2	0,010
3	0,005
4	0,000

M3	
p	ΔI
0	0,000
0	0,206
1	0,182
2	0,150
3	0,101
4	0,088
5	0,025
5,5	0,000

Prima del taglio
Dopo il taglio

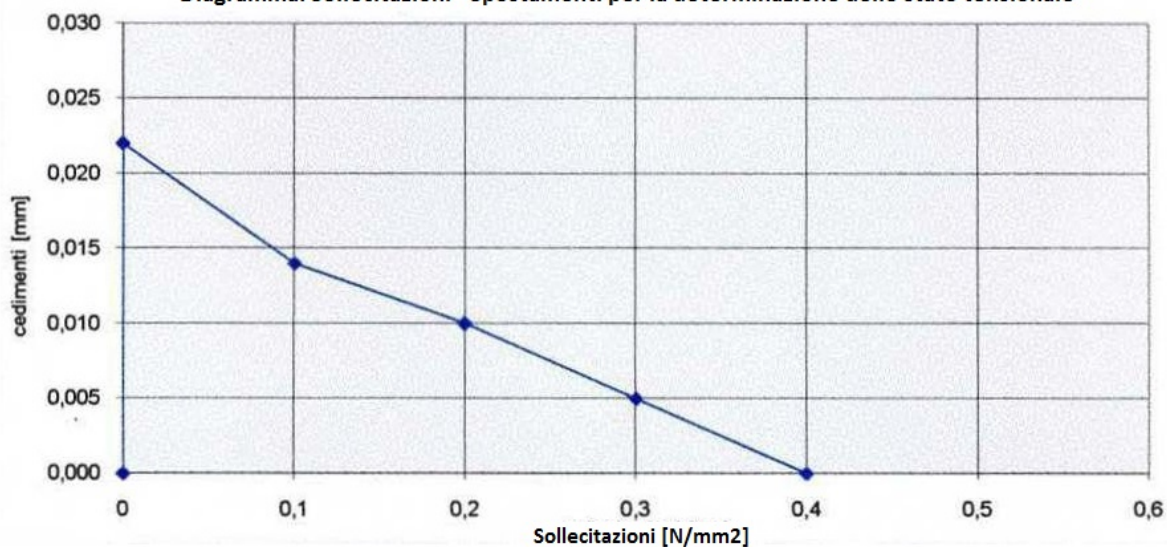
Martinetto singolo - Postazione M1 (Piano seminterrato - esterno)

Diagramma: Sollecitazioni - Spostamenti per la determinazione dello stato tensionale



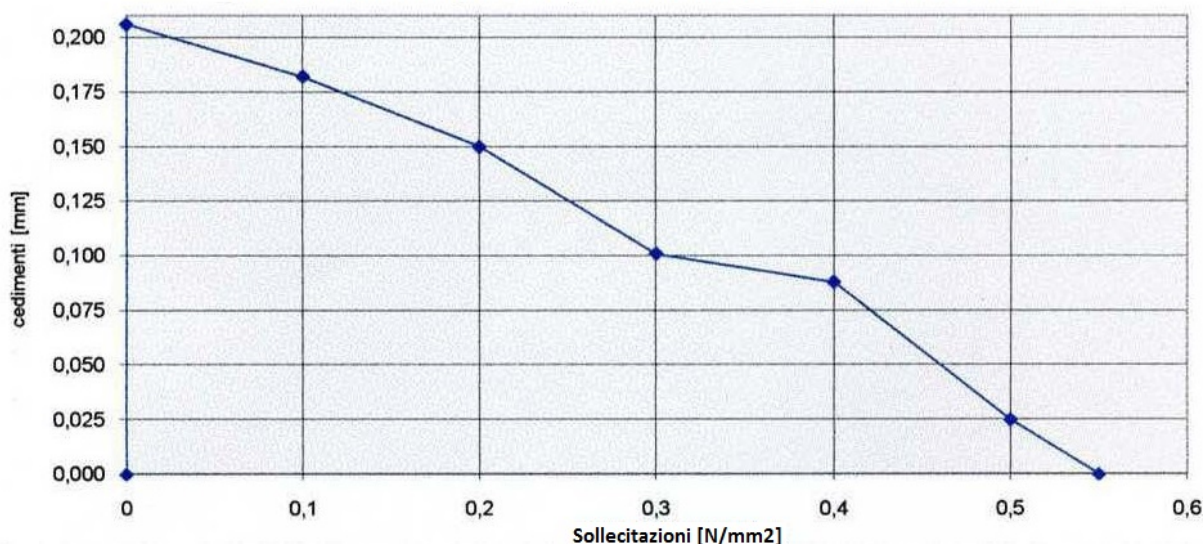
Martinetto singolo - Postazione M2 (Piano seminterrato - scannafosso)

Diagramma: Sollecitazioni - Spostamenti per la determinazione dello stato tensionale



Martinetto singolo - Postazione M3 (Piano seminterrato - corridoio interno)

Diagramma: Sollecitazioni - Spostamenti per la determinazione dello stato tensionale



Lo stato di tensione nelle murature analizzate risulta essere:

M1	
σ_a [N/mm ²]	σ_{ar} [N/mm ²]
0,80	0,58

M2	
σ_a [N/mm ²]	σ_{ar} [N/mm ²]
0,30	0,22

M3	
σ_a [N/mm ²]	σ_{ar} [N/mm ²]
0,50	0,36

5.3.2.3

PROVE CON MARTINETTO DOPPIO

Metodologia:

Lo scopo che si propone tale prova è quello di stimare il valore di resistenza ultima e il modulo elastico della muratura.

La prova con doppio martinetto consiste nel praticare un secondo taglio, parallelo al primo e ad una distanza di circa 50 cm al di sopra del precedente, al fine di ottenere un campione di muratura indisturbato e di dimensioni sufficienti da essere rappresentativo del comportamento globale della muratura. Il campione sarà quindi sottoposto ad uno stato di tensione monoassiale fino al raggiungimento dello stato tensionale prossimo alla rottura.

Si inserisce all'interno del secondo taglio un altro martinetto piatto e lo si collega in parallelo al primo nel circuito idraulico in modo tale da avere la medesima pressione nei due martinetti.

Si incrementa a step regolari la pressione all'interno dei martinetti posti al di sopra e al di sotto, i quali avranno come contrasto rispettivamente il peso della parete che prosegue dai piani superiori e la fondazione sottostante; si esegue la prova di carico sulla muratura monitorando lo spostamento relativo dei caposaldi alla corrispondente pressione all'interno dei martinetti. Le deformazioni assiali e trasversali del campione di muratura vengono misurate a step regolari di pressione mediante deformometro rimovibile.

Incrementando gradualmente il livello di sollecitazione, in modo da poter determinare i moduli di deformabilità della muratura a vari livelli di sollecitazione, si può portare il campione quasi alla rottura determinando con un sufficiente grado di approssimazione il valore di resistenza ultima.

Con la presente prova si determina il grafico pressione-spostamento nel quale andrà opportunamente corretta la pressione con adeguati coefficienti correttivi per determinare la tensione nella muratura, mentre lo spostamento andrà diviso per la base di misura così da ottenere la deformazione ed ottenere così il grafico di maggior interesse strutturale tensione-deformazione utile per valutare il modulo elastico della muratura.

PROVA MARTINETTO DOPPIO M1

PROVA MARTINETTO DOPPIO M2

PROVA MARTINETTO DOPPIO M3



5.15 – PROVE CON MARTINETTO DOPPIO

Risultati ottenuti:

Come precedentemente esposto, in queste condizioni la pressione all'interno del martinetto corrisponde alla sollecitazione preesistente nella muratura, a meno di due costanti che tengono conto del rapporto tra l'area del martinetto e quella del taglio praticato e di un coefficiente di rigidità del martinetto.

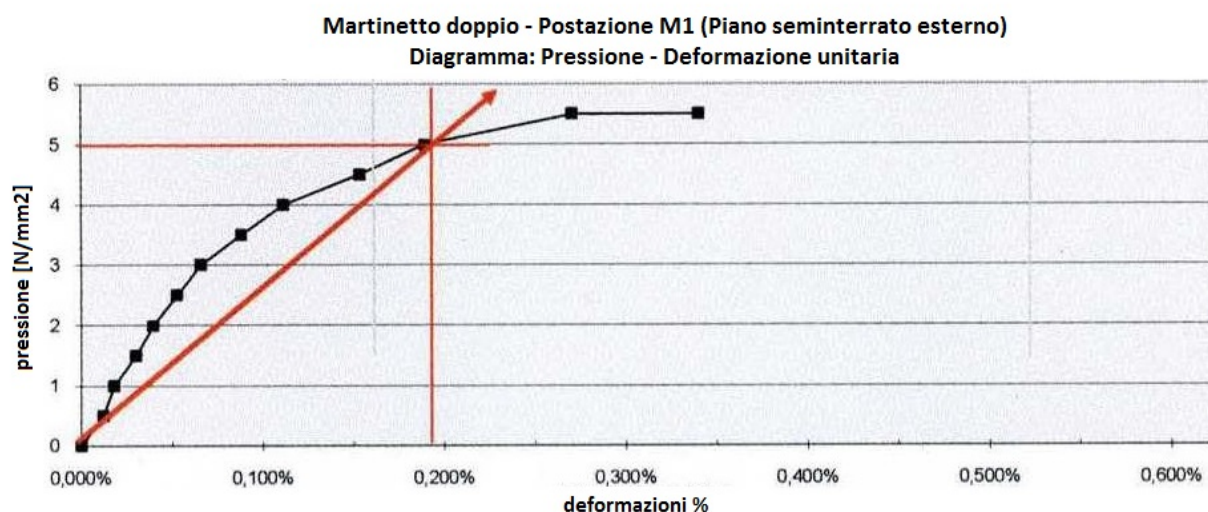
Di seguito è riportata la tabella con i dati registrati durante le tre prove eseguite ed i relativi grafici:

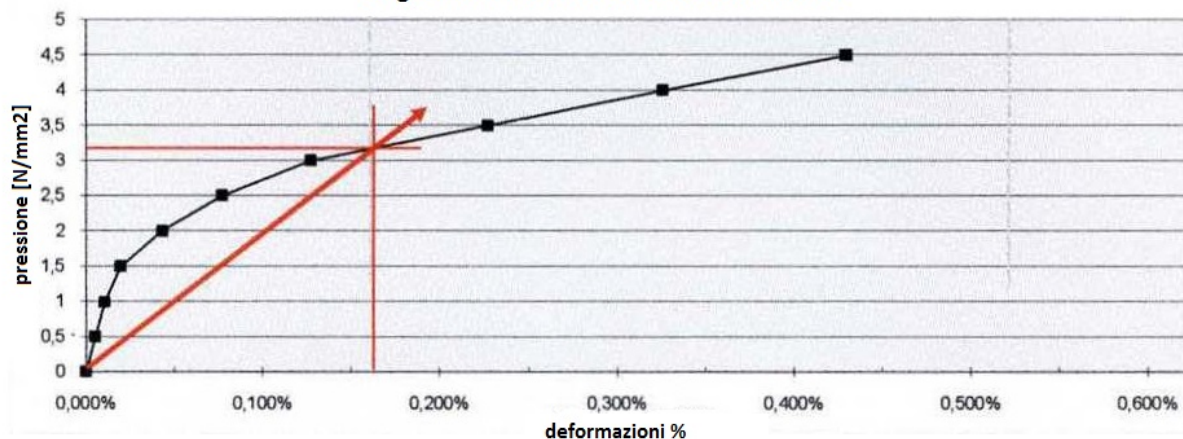
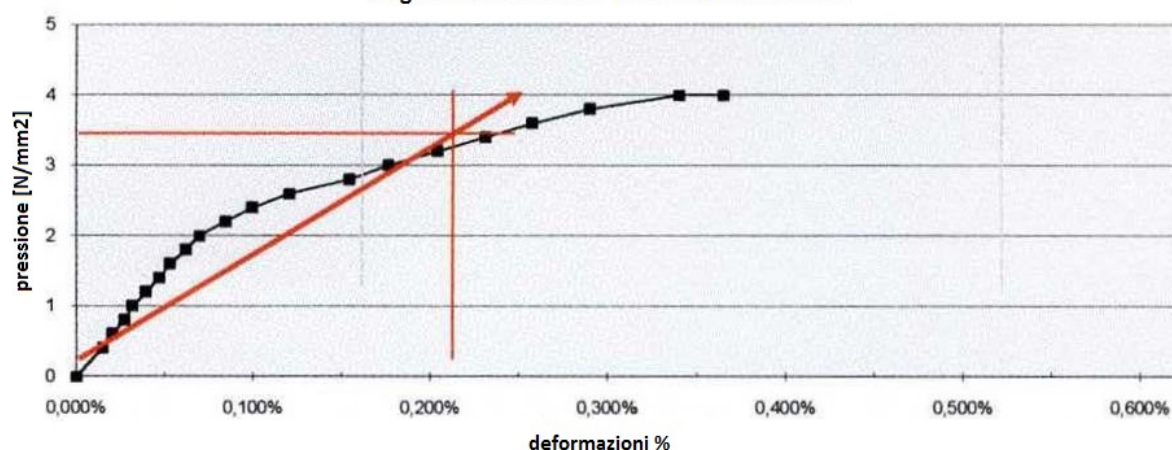
M1			
p	Δl	def.unit.	E
[bar]	[mm]	$\epsilon\%$	kg/cm ²
0	0,00	0,000	
5	0,02	0,012	41667
10	0,04	0,018	55556
15	0,06	0,030	50000
20	0,08	0,040	50633
25	0,11	0,053	47619
30	0,13	0,066	45802
35	0,18	0,088	40000
40	0,22	0,111	36036
45	0,31	0,153	29412
50	0,38	0,189	26455
55	0,54	0,270	20370
55	0,68	0,340	16176

M2			
p	Δl	def.unit.	E
[bar]	[mm]	$\epsilon\%$	kg/cm ²
0	0,00	0,000	
5	0,01	0,005	100000
10	0,02	0,011	95238
15	0,04	0,020	76923
20	0,09	0,043	46512
25	0,15	0,077	32468
30	0,25	0,127	23622
35	0,46	0,228	15385
40	0,65	0,326	12270
45	0,86	0,430	10465
45	0,86	0,430	10477

M3			
p	Δl	def.unit.	E
[bar]	[mm]	$\epsilon\%$	kg/cm ²
0	0,00	0,000	
4	0,03	0,015	27586
6	0,04	0,020	30000
8	0,05	0,027	29630
10	0,06	0,032	31746
12	0,08	0,039	30769
14	0,09	0,047	30108
16	0,11	0,053	30476
18	0,12	0,062	29268
20	0,14	0,069	28986
22	0,17	0,084	26190
24	0,20	0,099	24242
26	0,24	0,120	21667
28	0,31	0,154	18182
30	0,35	0,176	17094
32	0,41	0,204	15725
34	0,46	0,231	14719
36	0,52	0,258	13981
38	0,58	0,290	13103
40	0,68	0,340	11765
40	0,73	0,365	10959

(In grassetto i valori efficaci utilizzati per effettuare la media.)



Martinetto doppio - Postazione M2 (Piano seminterrato - scannafosso)**Diagramma: Pressione - Deformazione unitaria****Martinetto doppio - Postazione M3 (Piano seminterrato - corridoio interno)****Diagramma: Pressione - Deformazione unitaria**

Si ricavano, quindi, i seguenti dati:

	M1	M2	M3
Stato di sollecitazione massimo registrato [N/mm²]	5,50	4,50	4,00
Resistenza a compressione [N/mm²]	3,96	3,24	2,88
Modulo elastico medio [kg/cm²]	50952	51967	29046
Modulo elastico secante [kg/cm²]	26455	20000	15714

5.3.2.4 PROVE DI SCORRIMENTO

Metodologia:

La prova si esegue allo scopo di determinare la resistenza a taglio della malta da muratura poiché, quest'ultima, sarà necessariamente la parte debole della muratura nella quale avverrà lo scorrimento.

Si individua un mattone sul quale eseguire la prova di scorrimento.

Con il martello demolitore si procede alla demolizione dei mattoni adiacenti a quello scelto allo scopo di isolarlo dal resto della parete e avere così: da un lato lo spazio dove alloggiare il martinetto idraulico e dall'altro lo spazio libero per dare la possibilità al mattone di scorrere.

A sinistra viene inserito il martinetto cilindrico mentre a destra vengono posizionati due caposaldi di riferimento, uno sul mattone oggetto della prova ed uno sul mattone adiacente non soggetto ad alcun spostamento.

Si inizia, quindi, a pompare olio nel sistema incrementando la pressione a step regolari e misurando gli spostamenti relativi dei punti di riferimento con l'ausilio del deformometro rimovibile.

PROVA DI SCORRIMENTO M1

PROVA DI SCORRIMENTO M2

PROVA DI SCORRIMENTO M3



5.16 – PROVE DI SCORRIMENTO

Risultati ottenuti:

L'elemento di muratura sottoposto a prova subisce uno spostamento orizzontale dovuto alla forza esercitata dal martinetto cilindrico; lo sforzo che causa lo scorrimento dell'elemento fornisce una misura della resistenza a taglio del giunto di malta interessato.

Di seguito sono riportate le tabelle con i dati acquisiti durante le prove ed i grafici corrispondenti:

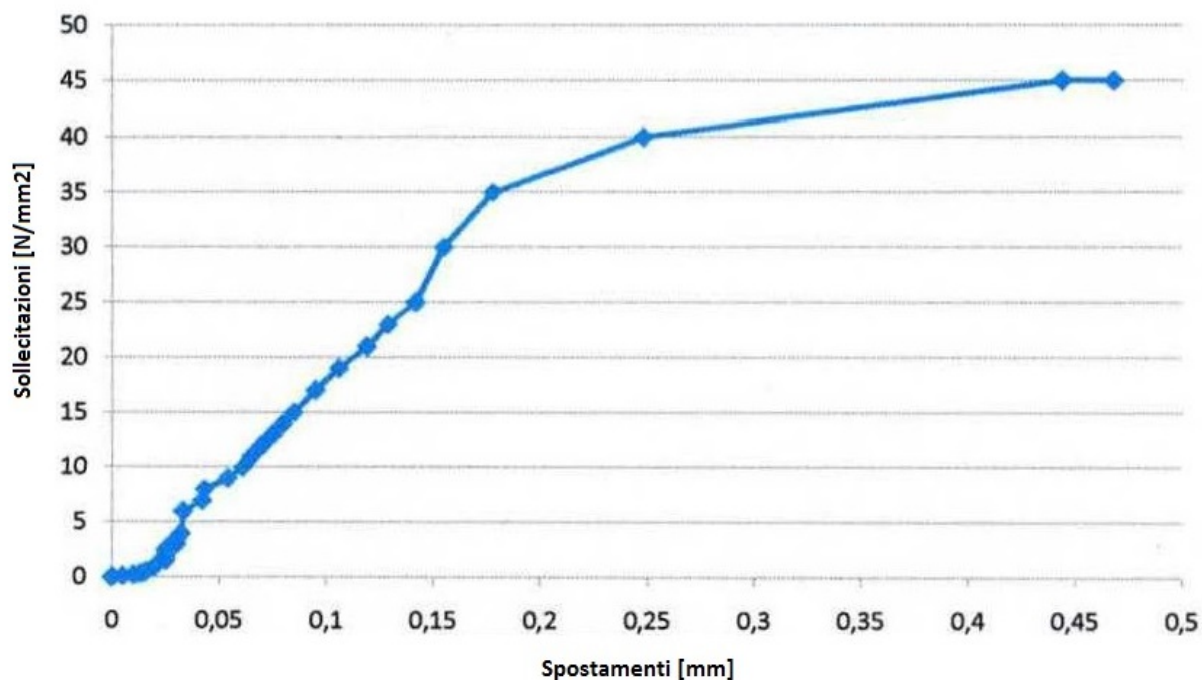
M1					
p	spost	p	spost	p	spost
[bar]	[mm]	[bar]	[mm]	[bar]	[mm]
0	0,000	40	0,032	150	0,085
1	0,005	50	0,033	170	0,095
3	0,013	60	0,033	190	0,106
4	0,015	70	0,042	210	0,119
5	0,016	80	0,043	230	0,129
10	0,020	90	0,054	250	0,142
15	0,025	100	0,061	300	0,155
20	0,025	110	0,065	350	0,178
25	0,025	120	0,070	400	0,248
30	0,030	130	0,075	450	0,444
35	0,030	140	0,080	450	0,468

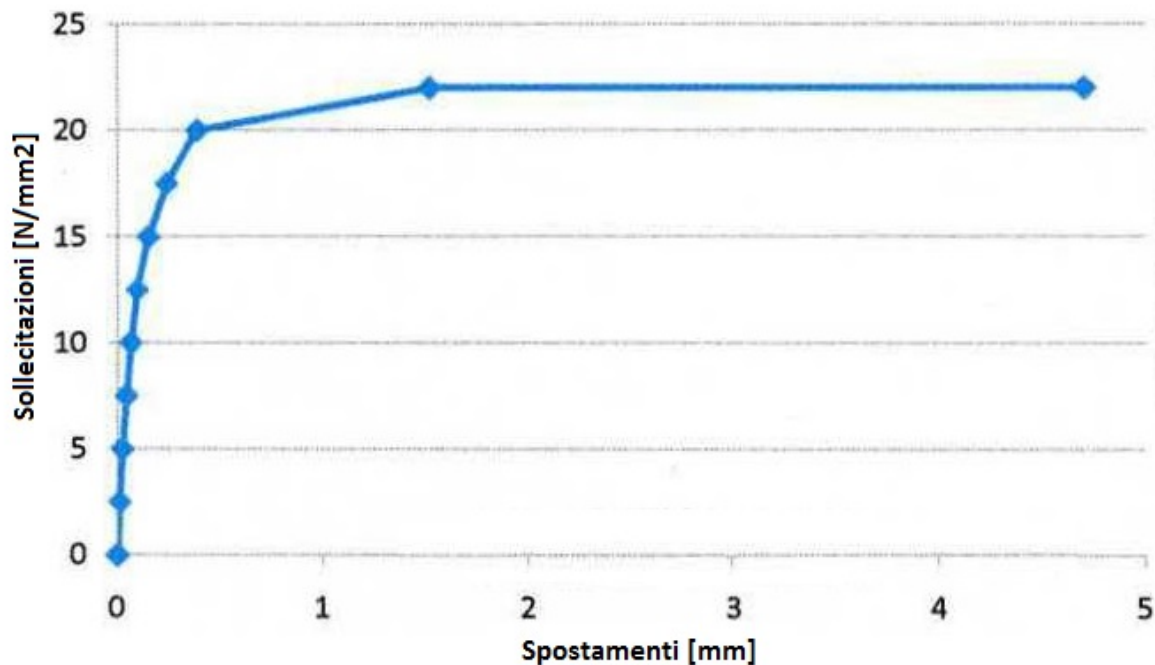
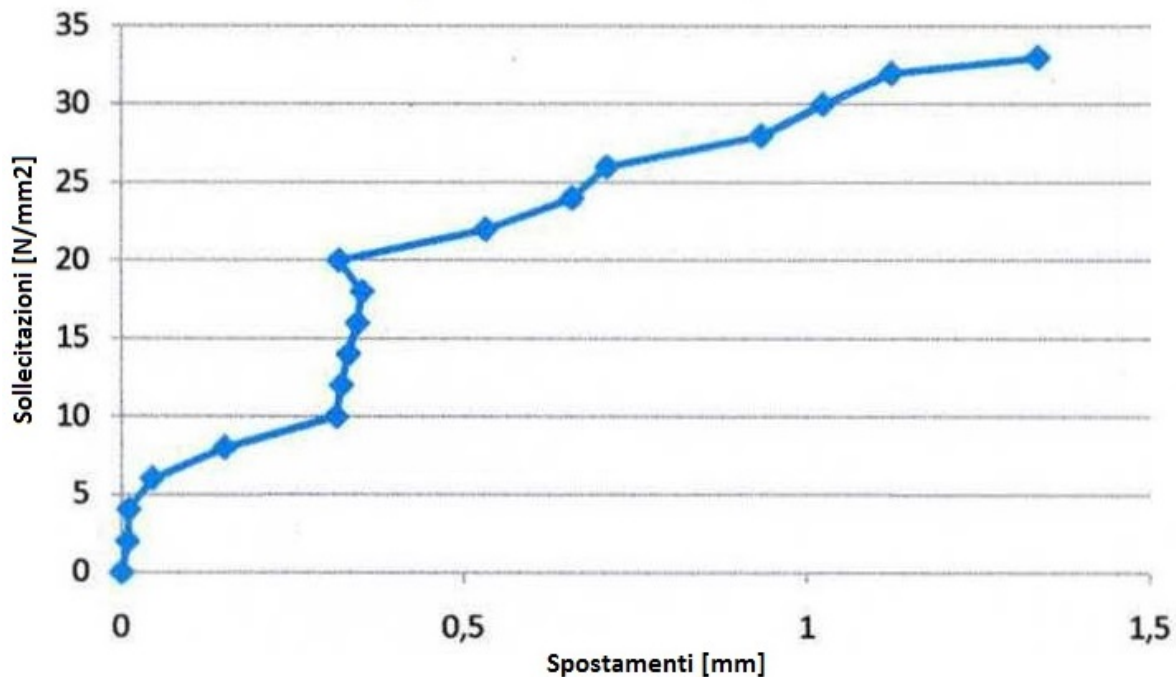
M2	
p	spost
[bar]	[mm]
0	0,000
25	0,010
50	0,020
75	0,041
100	0,063
125	0,096
150	0,149
175	0,237
200	0,386
220	1,513
220	4,696

M3			
p	spost	p	spost
[bar]	[mm]	[bar]	[mm]
0	0,000	220	0,531
20	0,008	240	0,657
40	0,010	260	0,708
60	0,044	280	0,931
80	0,150	300	1,021
100	0,313	320	1,121
120	0,321	330	0,335
140	0,331		
160	0,344		
180	0,351		
200	0,317		

Prova di scorrimento - Postazione M1 (Piano seminterrato - esterno)

Diagramma: Sollecitazioni - Spostamenti



Prova di scorrimento - Postazione M2 (Piano seminterrato - scannafosso)**Diagramma: Sollecitazioni - Spostamenti****Prova di scorrimento - Postazione M3 (Piano seminterrato - corridoio interno)****Diagramma: Sollecitazioni - Spostamenti**

Per completezza sono stati esposti i risultati delle prove sulle tre postazioni ma si rileva che i dati registrati alla postazione M3 risultano poco affidabili poiché, forse a causa di un errore di trascrizione, lo spostamento registrato alla pressione di 200 bar risulta inferiore alle quattro registrazioni precedenti.

Le prove conducono ai seguenti risultati:

	M1	M2	M3
τ [kg/cm ²]	9,14	9,10	6,82
τ_0 [kg/cm ²]	10,66	8,23	7,39

Dove:

$$\tau_0 = \tau - \mu \sigma_v$$

5.3.3 PROVE SULLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

5.3.3.1 PROVA SCLEROMETRICA

Strumentazione utilizzata:

- Sclerometro Original Schmidt modello N che permette di valutare le caratteristiche qualitative e di resistenza alla compressione del calcestruzzo con un range da 10 a 70 N/mm²

Normativa di riferimento:

- UNI EN 12504-2

Metodologia:

Lo scopo della prova sclerometrica è di determinare l'indice sclerometrico, o di rimbalzo, in una zona di calcestruzzo indurito, confezionato con aggregati ordinari. L'indagine sclerometrica viene eseguita *in situ* per valutare l'omogeneità del calcestruzzo.

La prova sclerometrica consente, quindi di individuare la resistenza del materiale corredandola, attraverso curve standard con l'entità del rimbalzo di una massa battente e quindi con la durezza superficiale del materiale. Poiché tale prova fornisce informazioni sullo strato superficiale del conglomerato, non superiore a 3 cm, i risultati che si ricavano sono influenzati dalle sue proprietà locali e possono quindi risultare inesatti qualora questo si presenti degradato. Particolare attenzione deve essere posta, inoltre, nella scelta del punto di battuta poiché, qualora lo

sclerometro batta direttamente su un inerte di grossa pezzatura, il valore di indice di rimbalzo risulterà più elevato del valore atteso. Le letture utili alla media sono 10 quindi se ne effettuano 12 onde scartare la massima e la minima.

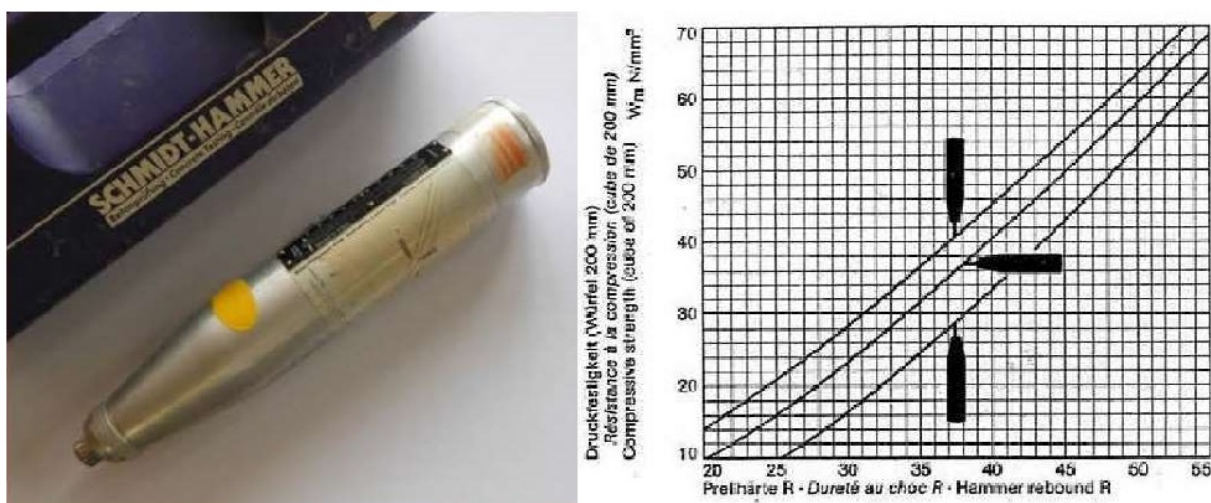
Lo strumento utilizzato consiste in un'asta che, premuta contro la superficie in esame, carica una molla sulla quale si sgancia una massa battente; conseguentemente al colpo tale massa rimbalza trascinando un indice che misura la durezza superficiale del materiale indicando un valore di riferimento nell'apposita scala.

Si individua una superficie di prova in modo che la parte di calcestruzzo da sottoporre all'analisi abbia uno spessore minimo di 150 mm e non presenti nidi di ghiaia, scalfitture, porosità elevata o tessitura superficiale grossolana e si procede, quindi, alla preparazione delle superfici di prova.

La circonferenza ideale che delimita la superficie di prova deve avere un diametro compreso tra 150 e 300 mm e, qualora la superficie sia intonacata, bisogna provvedere alla rimozione dell'intonaco; inoltre le eventuali superfici con tessitura grossolana devono essere pulite con pietra abrasiva.

Dopo essersi accertati dello stato di taratura dello sclerometro, lo sperimentatore posiziona lo strumento perpendicolarmente alla superficie di prova e aumenta gradualmente la pressione sul martello fino a produrre l'urto; si annota, quindi, l'indice di rimbalzo e si procede alle letture successive.

Una volta eseguite le 12 prove ed esclusa la lettura massima e quella minima, i valori di rimbalzo vengono letti da una scala grafica per calcolare successivamente la media. I valori di resistenza alla compressione si possono estrarre da una curva di correlazione.



5.17 – SCLEROMETRO E SCALA GRAFICA DI RIFERIMENTO

Risultati ottenuti:

Si riportano i valori delle battute sclerometriche eseguite sul pilastro al piano secondo della struttura (C1) e sul pilastro presente al piano terra nella sala accettazione del Padiglione (C2).

	Valori di rimbalzo										Valore medio
C1	38	34	36	40	34	39	34	34	42	34	36,50
C2	29	30	34	30	29	30	30	28	34	32	30,60

I valori di rimbalzo ottenuti dalla prova sclerometrica vengono combinati con i dati sulla velocità di attraversamento ultrasonica per determinare la resistenza del calcestruzzo.

5.3.3.2 PROVA ULTRASONICA

Strumentazione utilizzata:

- Ultrasuoni MATEST che comprende:
 - strumento in configurazione base (x-scale 400MHz, 64MB Flash Memory, 64 MB Ram);
 - 2 sonde piezometriche da 55kHz con cavi di collegamento;
 - cilindro di taratura, pasta di contatto;
 - alimentatore esterno 230V/24Ve caricabatteria

Normativa di riferimento:

- UNI EN 12504-4

Metodologia:

La cosiddetta prova ad ultrasuoni di “trasparenza” si esegue al fine di determinare le caratteristiche elastiche e meccaniche del materiale sul quale viene eseguita; la prova ultrasonica fornisce informazioni sull’omogeneità del calcestruzzo, sulle variazioni di proprietà del materiale dovute a degrado o sollecitazioni, sul modulo di elasticità dinamico e , se combinata con la prova sclerometrica, fornisce una stima della resistenza del calcestruzzo.

Il funzionamento dell’apparecchiatura si basa sugli effetti della propagazione degli impulsi vibrazionali applicati ad un mezzo solido e si fonda quindi sul principio che la velocità di propagazione degli impulsi è funzione delle caratteristiche elastiche e della densità del mezzo; tale velocità, inoltre, è alterata dalla presenza di disomogeneità che attenuano il modulo dell’onda di vibrazione.

L'impulso viene generato mediante un trasmettitore sonico elettrodinamico o da una semplice sollecitazione meccanica ed il segnale viene successivamente rilevato da un ricevitore costituito da una sonda di tipo piezoelettrico.

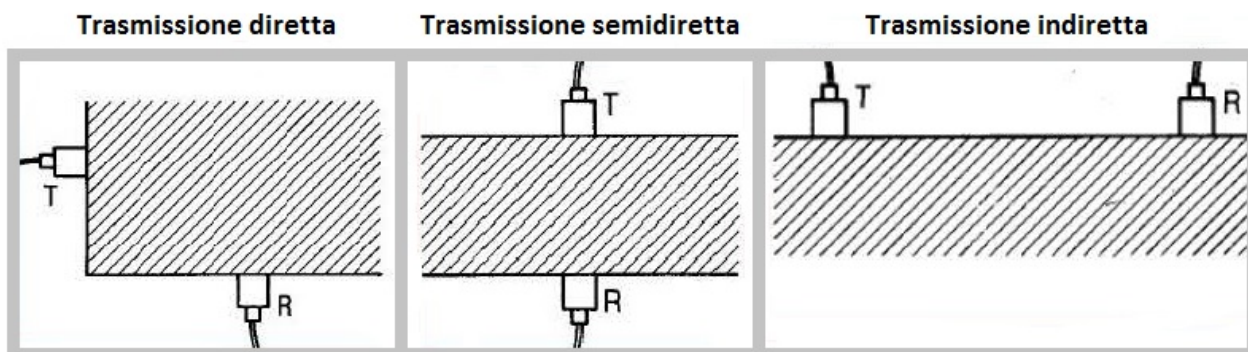
Una volta individuato l'elemento in calcestruzzo sul quale eseguire l'analisi ed una volta rimosso l'intonaco e preparata la superficie, la prova può essere effettuata secondo tre modalità:

- misura diretta: si posizionano trasmettitore e ricevitore in direzioni opposte con al centro il mezzo da indagare; il metodo si rivela particolarmente utile anche per la rilevazione di lesioni interne;
- misura semidiretta: si ottiene posizionando le sonde su due facce adiacenti; indicando con d la distanza tra le sonde, la velocità è definita come:

$$v \approx 1,05 \cdot \frac{d}{t_2 - t_1}$$

- misura indiretta: si posizionano parallelamente trasmettitore e ricevitore a distanze in scala (10, 20, 40...cm); tale metodo è maggiormente influenzato dallo strato superficiale del materiale da indagare. In questo caso la velocità è:

$$v \approx 1,15 \cdot \frac{d}{t_2 - t_1}$$



5.18 – MODALITÀ DI SVOLGIMENTO DELLA PROVA AD ULTRASUONI



5.19 – A DX: STRUMENTAZIONE UTILIZZATA NELLA PROVA AD ULTRASUONI; A SX: DETTAGLIO DELLO SVOLGIMENTO DELLA PROVA

La sonda ricevitrice trasmette il segnale al sistema di elaborazione della misura che visualizza i dati sul monitor del computer.

La risposta grafica dell'impulso ultrasonico consente, quindi, lo studio di tre parametri:

- il ritardo in ricezione dell'impulso onde determinare la velocità di propagazione del mezzo;
- la tipologia della forma d'onda di dove evidenziare la presenza di fratture nel mezzo
- l'ampiezza e frequenza delle onde longitudinali e trasversali.

Da un attento studio dei parametri appena elencati è possibile risalire alle caratteristiche elastiche e meccaniche del materiale ma, poiché i risultati hanno carattere sperimentale, questo metodo di indagine acquista carattere oggettivo solo se collegato alle informazione ricavate dalle battute sclerometriche, nel caso del calcestruzzo.

Nonostante ciò, le informazione ricavate dall'indagine ultrasonica consente di determinare il modulo dinamico ed il modulo elastico del materiale attraverso:

$$E_d = \frac{(1 + \delta) + (1 - 2\delta)}{1 - \delta} \cdot \gamma_{CLS} \cdot v^2$$

$$E_o = \frac{E_d}{1,062}$$

In cui:

- E_d modulo dinamico
- E_o modulo elastico
- δ modulo di Poisson
- γ_{CLS} peso specifico del calcestruzzo
- v = velocità di attraversamento ultrasonica

Risultati ottenuti:

La prova ad ultrasuoni ha fornito i valori di velocità nel materiale e da questi si sono determinati, secondo le formule appena esposte, i moduli dinamici ed i moduli elastici del calcestruzzo relativamente ai due pilastri esaminati (C1 – pilastro del piano secondo – e C2 – pilastro del piano terra).

	δ	γ_{cls} [kg/m ³]	v [m/s]	E_d [MPa]	E_o [MPa]
C1	0,2	2138,8	1500	4331	4078
C2	0,2	2138,8	1349,5	3506	3301

I valori di resistenza del materiale si ricavano dalla combinazione dei dati ricavati dalla prova ad ultrasuoni e dalla prova sclerometrica, tali risultati sono quindi esposti nel paragrafo successivo.

5.3.3.3 PROVA SONREB

Strumentazione utilizzata:

- Sclerometro Original Schmidt modello N che permette di valutare le caratteristiche qualitative e di resistenza alla compressione del calcestruzzo con un range da 10 a 70 N/mm²
- Ultrasuoni MATEST che comprende:
 - strumento in configurazione base (x-scale 400MHz, 64MB Flash Memory, 64 MB Ram);
 - 2 sonde piezometriche da 55kHz con cavi di collegamento;
 - cilindro di taratura, pasta di contatto;
 - alimentatore esterno 230V/24Ve caricabatteria

Normativa di riferimento:

- UNI EN 12504-2
- UNI EN 12504-4
- UNI EN 9524

Metodologia:

Lo scopo della prova combinata SonReb (Sonic and Rebound) è finalizzata alla determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo indurito; la prova combina, quindi, i risultati della prova sclerometrica, per la determinazione dell'indice sclerometrico, e della prova ultrasonica, che misura la velocità di propagazione di un impulso sonico trasmesso attraverso il calcestruzzo.

L'idea di combinare i risultati di queste due prove nasce dal fatto che l'indice sclerometrico è fortemente influenzato dallo strato superficiale, mentre la velocità di propagazione dell'ultrasuono è regolata dalla morfologia del materiale al suo interno.

In termini teorici sia il rimbalzo di una massa battente (sclerometrica) che la propagazione di un impulso all'interno del materiale (ultrasonica) sono funzione dell'energia di dissipazione. La resistenza del materiale è per natura funzione della stessa energia di dissipazione, pertanto correlando le due formulazioni sono state ricavate numerose formule sperimentali come:

$$R_{cls1} = \alpha_1 \cdot 7,695 \cdot 10^{-10} \cdot R_s^{1,450} \cdot v_1^{2,58} \quad (\text{RILEM 1993, NDT4});$$

$$R_{cls2} = \alpha_2 \cdot 6,693 \cdot 10^{-7} \cdot R_s^{1,246} \cdot v_1^{1,85} \quad (\text{J. Gasparik, 1992});$$

$$R_{cls3} = \alpha_3 \cdot 9,964 \cdot 10^{-9} \cdot R_s^{1,058} \cdot v_1^{2,446} \quad (\text{Di Leo, Pascale, 1994});$$

Tutte le formulazioni si rifanno alla formula generale:

$$R_{cls} = \alpha \cdot a \cdot R_s^\beta \cdot v_1^\gamma$$

Dove:

- R_{cls} resistenza cubica del calcestruzzo;
- R_s valore medio totale dell'indice di rimbalzo;
- v velocità di propagazione;
- α coefficiente di normalizzazione.

Il metodo, però, non fornisce in maniera univoca i valori della resistenza se non opportunamente tarato sul materiale di riferimento; tale processo di taratura può avvenire sulle carote estratte dagli elementi strutturali. Le carote estratte vengono sottoposte a schiacciamento determinando il valore della resistenza cilindrica che viene trasformato in resistenza cubica (R_{carota}). Combinando il valore della resistenza cubica ricavato dalla prova di schiacciamento con il valore medio dell'indice di rimbalzo (R_s) e la velocità di propagazione (v), ottenuti rispettivamente dalla prova sclerometrica e da quella ultrasonica eseguite sull'elemento strutturale da cui è stata prelevata la carota, si ricava il coefficiente di normalizzazione α secondo la:

$$\alpha = R_{carota} / (a \cdot R_{s\ carota}^\beta \cdot v_{carota}^\gamma)$$

Una volta calibrata la formula, cioè dopo aver determinato il valore del coefficiente di normalizzazione, si può ricavare il valore della resistenza cubica del calcestruzzo in ogni punto, senza effettuare ulteriori prove distruttive, noti solamente i valori di velocità e indice di rimbalzo.

Risultati ottenuti:

Sulla base delle prove, i coefficienti di normalizzazione medi risultano essere:

$$\alpha_1 = 0,664$$

$$\alpha_2 = 0,308$$

$$\alpha_3 = 0,530$$

Noti tali valori, si ricavano i valori della resistenza cubica del calcestruzzo secondo le tre formulazione sopra esposte. Eseguendo la media, si determina la resistenza cubica media del calcestruzzo.

	<i>Prova sclerometrica</i>	<i>Prova ad ultrasuoni</i>				<i>Resistenza cubica cls</i>			
	Indice di rimbalzo medio	d [cm]	ritardo [s ⁻⁶]	v1 [m/s]	Eo [MPa]	R _{cls1} [MPa]	R _{cls2} [MPa]	R _{cls3} [MPa]	R _{cls-medio} [MPa]
C1	36,50	30	200	1500	4078	14,71	13,68	13,94	14,11
C2	30,60	30	222,3	1349,5	3301	8,67	9,03	8,93	8,88
MEDIA					3690	11,69	11,36	11,44	11,49

La prova combinata SonReb determina, quindi, le seguenti caratteristiche del calcestruzzo:

$$E = 3690 \text{ MPa}$$

$$R_{ck} = 11,49 \text{ MPa}$$

5.3.3.4 PROVA DI CAROTAGGIO

Strumentazione utilizzata:

- Carotatrice HILTI, Modello DD200, con telaio DD HD-30, con sistema di raccolta acqua, capace di assicurare una profondità di perforazione massima senza prolunga pari a 500mm.

Normativa di riferimento:

- UNI EN 12504-1
- UNI EN 12390/3

Metodologia:

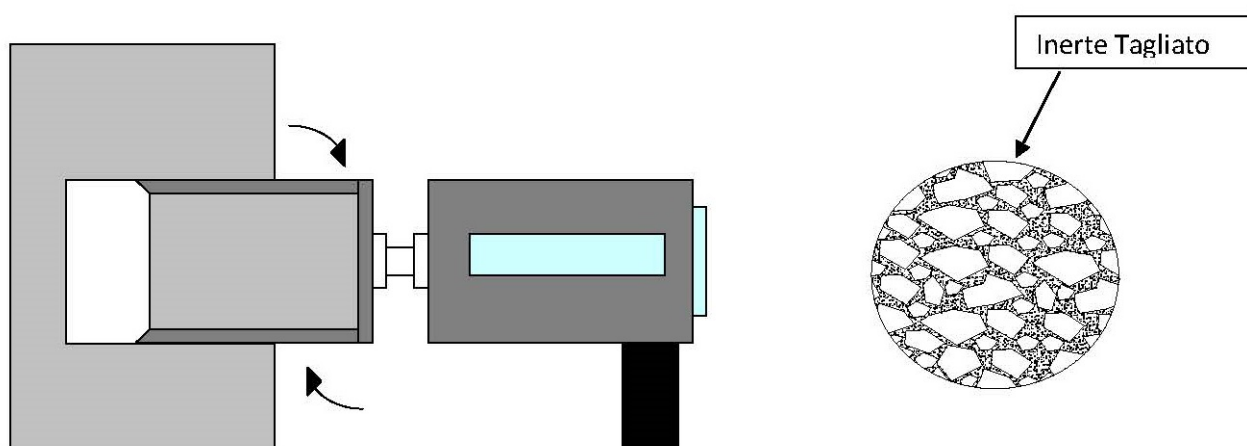
La presente prova è specifica nel prelievo di carote di calcestruzzo indurito e contempla l'esame, la preparazione e la determinazione della resistenza alla compressione del materiale.

Prima di effettuare il carotaggio occorre considerare qualsiasi implicazione strutturale derivante dal prelievo di una carota; il prelievo deve essere eseguito preferibilmente in punti lontani da giunti o bordi dell'elemento in calcestruzzo e in cui sia presente poca o nessuna armatura.

Il diametro della carota viene scelto in rapporto alla dimensione massima dell'aggregato presente nel calcestruzzo, poiché questo influenza significativamente la resistenza del campione, mentre la lunghezza viene stabilita in funzione del diametro della carota, del metodo di rettifica applicabile ed in base al confronto che deve essere effettuato – con la resistenza cubica o cilindrica.

Generalmente il carotaggio viene eseguito perpendicolarmente alla superficie dell'elemento da analizzare ed in modo da non danneggiare le carote prelevate, inoltre, occorre assicurarsi che le carote non contengano alcuna barra di armatura parallela al loro asse longitudinale.

Una volta eseguito il carotaggio si marca in modo chiaro ed indelebile ciascuna carota registrandone la posizione e l'orientamento, quindi si esegue un primo esame visivo per individuare eventuali anomalie, se ne misura il diametro e l'altezza e si controllano planarità, perpendicolarità e rettilineità.



5.19 – PROVA DI CAROTAGGIO E SEZIONE DELLA CAROTA

I risultati forniti dalle prove eseguite sulle carote prelevate non coincidono, generalmente, con i risultati che si otterrebbero con le prove condotte sui cubi confezionati durante il getto delle strutture; i danni prodotti dall'estrazione sul campione stesso da sottoporre a prova sono legati al valore della coppia torcente esercitata dal meccanismo di prelievo, alla direzione di perforazione, all'età di stagionatura ed alle dimensioni dell'inerte ed al numero di tagli che quest'ultimo subisce durante il prelievo.

Per la determinazione della resistenza cubica del calcestruzzo a partire da quella cilindrica, determinata dalle prove di compressione sulle carote prelevate dalla struttura, la letteratura tecnica invita ad adottare una delle seguenti relazioni:

$$Rck_1 = \frac{K_a \cdot \phi \cdot \psi}{1,5 + 1/n} f_{Carota}$$

$$Rck_2 = 1,10 \cdot \phi \cdot f_{Carota}$$

$$Rck_3 = \frac{2,5}{1,5 + 1/n} f_{Carota}$$

$$Rck_4 = 0,83 \cdot (f_{Carota})^{1,10}$$

$$Rck_5 = \frac{f_{Carota}}{0,83}$$

Un buon valore è dato dalla media dei cinque risultati.

I simboli adoperati nelle relazioni appena esposte rappresentano

- K_a = coefficiente che tiene conto della direzione di perforazione:
 - $K_a = 2,00$ per perforazioni orizzontali
 - $K_a = 1,84$ per perforazioni verticali;
- Φ = coefficiente di passaggio dal valore cilindrico a quello cubico per effetto della forma, funzione della stessa resistenza:

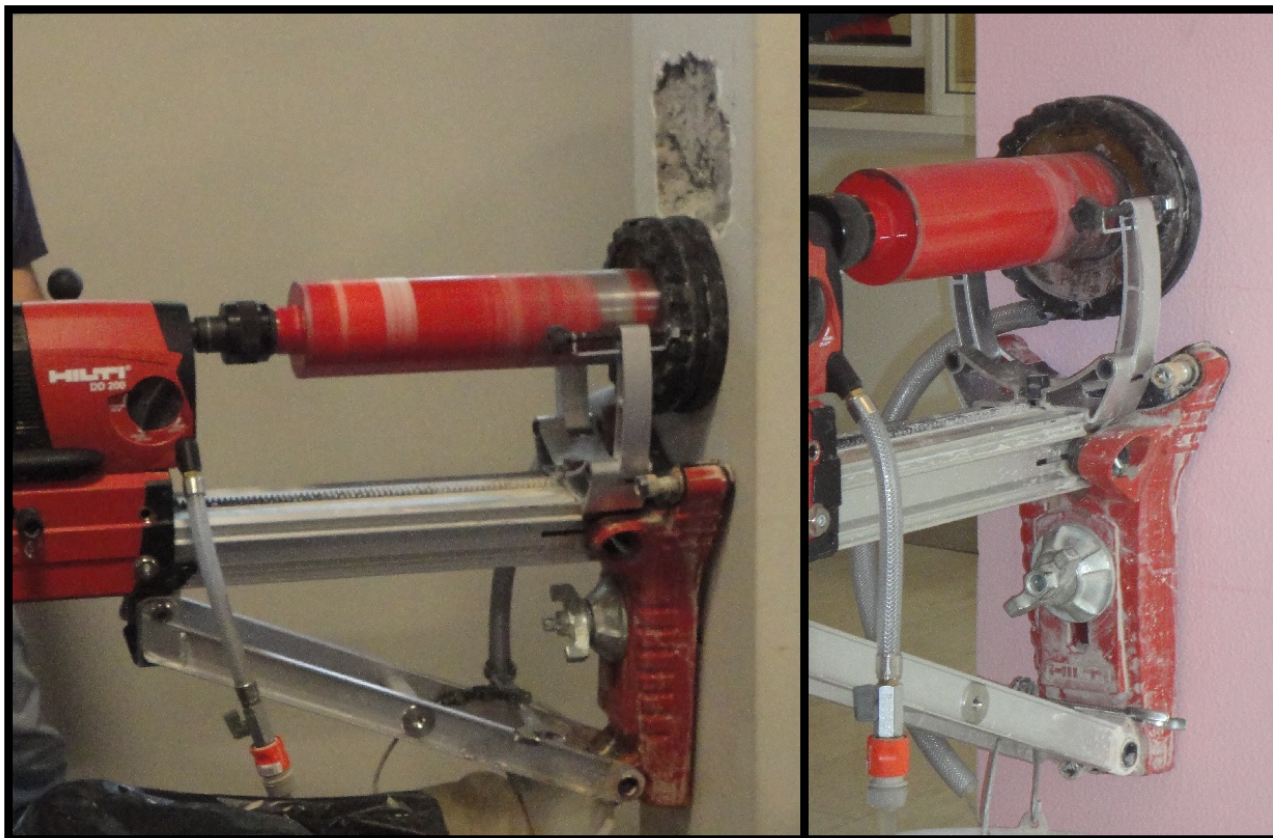
R'_{Carota}	ϕ
200	1,25
250	1,20
300	1,17
350	1,14
400	1,13

450	1,11
500	1,10

- ψ = coefficiente di compattazione del conglomerato posto uguale a 1,5;
- n = rapporto tra altezza e diametro del provino cilindrico.

Risultati ottenuti:

All'interno del Padiglione 26 sono state prelevate 2 carote, una dal pilastro al secondo piano all'interno dell'aula (provino C1) e l'altra dal pilastro al piano terra all'interno della sala accettazione (provino C2).



5.20 – CAROTAGGI ESEGUITI ALL'INTERNO DEL PADIGLIONE 26; A SX ESTRAZIONE CAROTA AL PIANO SECONDO (PROVINO C1), A DX ESTRAZIONE CAROTA AL PIANO TERRA (CAROTOAC2).

I risultati delle prove e la stima della resistenza cubica del calcestruzzo sono riportati nel paragrafo relativo alla prova di compressione.

5.3.3.5 PROVA DI CARBONATAZIONE

Strumentazione utilizzata:

- Vaporizzatore e Fenolftaleina.

Normativa di riferimento:

- UNI EN 9944

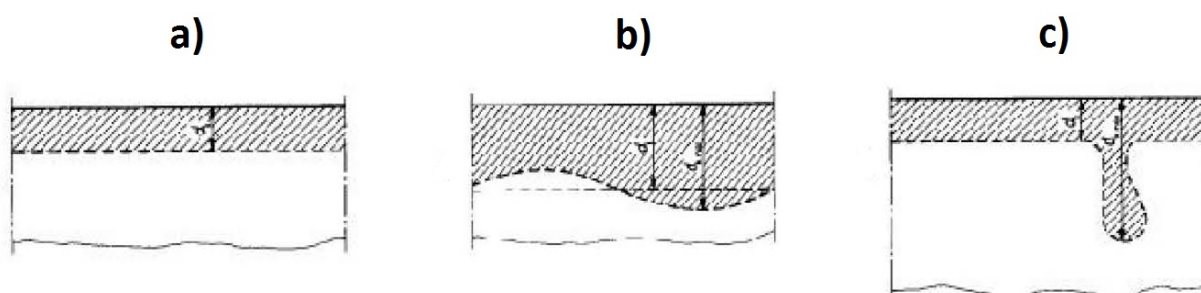
Metodologia:

La prova ha lo scopo di determinare la profondità di carbonatazione del calcestruzzo e lo stato di conservazione delle armature.

La determinazione della profondità di carbonatazione viene effettuata immediatamente dopo il prelievo della carota; la fenolftaleina vira al rosso a contatto con materiale il cui pH sia maggiore di 9,2 e rimane incolore per valori minori del pH. Qualora appaia solo una debole colorazione è opportuno ripetere il trattamento con la soluzione di fenolftaleina.

La profondità di carbonatazione viene definita con la precisione di 1mm; se il fronte di carbonatazione non corre parallelamente alla superficie, la profondità di carbonatazione viene determinata nel modo seguente:

- se il fronte di carbonatazione ha l'aspetto della figura 5.21 b), debbono essere registrate la media grafica ed il massimo;
- se, invece, il fronte di carbonatazione corre prevalentemente parallelo alla superficie salvo zone carbonatate più in profondità, come nella figura 5.21 c), la profondità massima di carbonatazione deve essere riportata insieme alla profondità normale. In tal caso non deve essere calcolato il valore medio.



5.21 – PROFONDITÀ DI CARBONATAZIONE.

Risultati ottenuti:

La prova di carbonatazione effettuata sulle carote prelevate all'interno del Padiglione 26 ha fornito i seguenti risultati:

	D	H	Carbonatazione
	[mm]	[mm]	[mm]
C1	94,40	122	40
C2	94,40	111	30

Campione C1



Campione C2



5.22 – PROFONDITÀ DI CARBONATAZIONE RILEVATA SUI CAMPIONI PRELEVATI.

5.3.3.6 PROVA DI COMPRESSIONE

Strumentazione utilizzata:

- Rettificatrice;
- Zolfo per cappatura;
- Calibro;
- Bilancia;
- Pressa Tecnotest da 300kN; matricola n°1620, taratura del 29/04/2013, certificato n°82/B/13.

Normativa di riferimento:

- UNI EN 12390-3

Metodologia:

La prova di compressione ha lo scopo di determinare il valore di rottura a compressione di provini di conglomerato cementizio indurito prelevati da edifici esistenti.

La prova viene eseguita su campioni cilindrici ricavati mediante operazioni di carotaggio da edifici esistenti; preliminarmente alla fase di schiacciamento i campioni sono sottoposti a rettifica e cappatura.

Risultati ottenuti:

5.22 – PROVA A COMPRESSIONE ESEGUITA SUI CAMPIONI PRELEVATI ALL'INTERNO DEL PADIGLIONE 26.

La prova di compressione effettuata sulle carote prelevate all'interno del Padiglione 26 ha fornito i seguenti risultati:

	D [cm]	H [cm]	Area di carico [cm ²]	Massa [kg]	Peso specifico [kg/m ³]	Carico di rottura [kN]	Tensione di rottura [N/mm ²]
C1	9,44	12,20	69,99	1,818	2129	59,00	8,43
C2	9,44	11,10	69,99	1,669	2148	69,00	9,86

Determinata la tensione di rottura, si può ricavare la resistenza a compressione del calcestruzzo utilizzando le relazioni illustrate nel paragrafo §5.3.3.4; si ottiene quindi:

	f_{Carota} [MPa]	$n=H/D$	ϕ	ψ	K	$R1$ [Mpa]	$R2$ [Mpa]	$R3$ [Mpa]	$R4$ [Mpa]	$R5$ [Mpa]	$R\ media$ [Mpa]
C1	8,43	1,29	1,10	1,25	2,00	10,20	10,20	9,27	8,66	10,16	9,70
C2	9,86	1,18	1,10	1,25	2,00	11,54	11,93	10,49	10,29	11,88	11,22

La resistenza media a compressione del calcestruzzo risulta pari a **10,46 N/mm²**.

5.3.4 CONCLUSIONI

5.3.4.1 STRUTTURE IN MURATURA

Di seguito sono sintetizzati i risultati ottenuti dalle prove eseguite:

- Martinetto singolo:
 - stato di tensione medio = 0,39 N/mm².
- Martinetto doppio:
 - modulo elastico medio = 4399 N/mm²;
 - modulo elastico secante = 2072 N/mm²;
 - resistenza media a compressione = 3,36 N/mm².
- Prova di scorrimento:
 - resistenza tangenziale media = 0,91 N/mm².

5.3.4.2 STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Di seguito sono sintetizzati i risultati ottenuti dalle prove eseguite:

- resistenza cubica media = 10,98 N/mm²;
- modulo elastico medio = 3690 N/mm².

5.4 SINTESI DELLA CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

5.4.1 STRUTTURE IN MURATURA

Il DM 08 organizza la qualità della conoscenza della struttura su tre possibili livelli, in funzione di un minore o maggiore approfondimento del manufatto. A ciascun livello di conoscenza è associato un fattore di confidenza, che consiste in un valore con cui dividere le resistenze dei materiali da utilizzare nelle verifiche.

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza secondo quanto segue:

- Il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$;
- Il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2$;
- Il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$.

Dall'analisi visive con georadar e martinetti emerge che la struttura portante dell'edificio è prevalentemente costituita da muratura di mattoni pieni e malta e che gli orizzontamenti e le coperture sono realizzate prevalentemente in laterocemento ad esclusione di alcuni solai realizzati in calcestruzzo armato.

Essendo il numero delle indagini effettuate sulle strutture portanti in muratura, non esaustivo, i parametri delle resistenze fornite possono essere impiegati solo indicativamente. Per effettuare i calcoli i valori delle resistenze meccaniche sono stati valutati attraverso la tabella C8A.2.1 dell'allegato A alle NTC (*valori dei parametri meccanici, minimi e massimi e peso specifico per le diverse tipologie di muratura*); per i moduli elastici si sono presi i valori medi degli intervalli nella tabella suddetta moltiplicati per il coefficiente migliorativo per malta di buone caratteristiche pari a 1,5.

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

Per la determinazione delle tipologie dei solai dell'edificio si sono sfruttati gli esiti delle prove con georadar; nelle zone in cui tali prove non sono state eseguite o dove la rilevazione non ha dato esito positivo, la tipologia del solaio è stata ipotizzata per analogia.

I parametri di resistenza meccanica per le murature utilizzati per i calcoli sono i seguenti:

- Peso specifico:

$$\gamma = 18000 \text{ N/m}^3;$$

- Resistenza media a compressione:

$$f_m = 3,6 \text{ N/mm}^2;$$

- Resistenza a taglio in assenza di compressione:

$$\tau_{0m} = 0,09 \text{ N/mm}^2;$$

- Modulo di Young:

$$E = 2250 \text{ N/mm}^2;$$

- Modulo di elasticità tangenziale:

$$G = 750 \text{ N/mm}^2;$$

I coefficienti di sicurezza per i materiali considerati sono:

- per i carichi verticali: $\gamma_m = 3;$
- per l'azione sismica: $\gamma_m = 2;$

Ricordando che, essendo in LC1, il fattore di confidenza utilizzato è $FC=1,35$ le resistenze di calcolo delle murature utilizzate sono:

- Resistenza di calcolo a compressione per carichi verticali:

$$f_{d(\gamma_m=3)} = 0,89 \text{ N/mm}^2;$$

- Resistenza di calcolo a compressione per l'azione sismica:

$$f_{d(\gamma_m=2)} = 1,33 \text{ N/mm}^2;$$

- Resistenza di calcolo a taglio in presenza di compressione:

$$\tau_{0d} = \frac{(\tau_{0m} + 0,4\sigma_n)}{FC \cdot \gamma_m} \text{ N/mm}^2$$

5.4.2 STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

La normativa vigente definisce tre livelli di conoscenza in funzione del grado di approfondimento raggiunto nello studio della costruzione in calcestruzzo armato:

- LC1: conoscenza limitata;
- LC2: conoscenza adeguata;
- LC3: conoscenza accurata.

Gli aspetti che definiscono tali livelli di conoscenza sono:

- geometria degli elementi strutturali;
- dettagli strutturali;
- proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi ed il Fattore di Confidenza da applicare alle proprietà dei materiali; la relazione tra livello di conoscenza, metodi di analisi e Fattore di Confidenza è illustrato nella tabella C8A.1.2 dell'allegato A delle NTC (*livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio*).

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Le indagini eseguite sugli elementi strutturali in calcestruzzo armato conducono alla definizione di un livello di conoscenza limitato (LC1) al quale corrisponde un Fattore di Confidenza (FC) pari a 1,35, tale Fattore di Confidenza viene utilizzato per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi.

Le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per il Fattore di Confidenza.

I parametri di resistenza meccanica degli elementi in calcestruzzo armato utilizzati per i calcoli sono i seguenti:

- Peso specifico:

$$\gamma = 25000 \text{ N/m}^3;$$

- Resistenza media a compressione:

$$f_{cm} = 12,68 \text{ N/mm}^2;$$

- Resistenza media a trazione:

$$f_{ctm} = 0,97 \text{ N/mm}^2;$$

- Modulo di Young:

$$E = 23622 \text{ N/mm}^2;$$

- Modulo di elasticità tangenziale:

$$G = 9843 \text{ N/mm}^2;$$

- Coefficiente di sicurezza:

$$\gamma_c = 1,50;$$

- Coefficiente di Poisson:

$$\nu = 0,2$$

Essendo in LC1, il Fattore di Confidenza utilizzato è pari a 1,35, quindi le resistenze di progetto risultano essere:

- Resistenza a compressione di progetto:

$$f_{cd} = 5,74 \text{ N/mm}^2;$$

- Resistenza a trazione di progetto:

$$f_{ctd} = 0,45 \text{ N/mm}^2;$$

6 LA PERICOLOSITA' SISMICA

Le mappe di pericolosità sismica comprese nelle normative italiane (D.M. 14/01/2008) consentono la identificazione, per il sito in esame, delle accelerazioni sismiche (orizzontali e verticali) corrispondenti a prefissate probabilità di superamento nell'arco temporale di riferimento.

Il complesso edilizio in esame (secondo quanto specificato all'interno del D.M. 14/01/2008 paragrafo 2.4.2) può essere classificato come costruzione di Tipo 2 (Opere ordinarie) e di Classe d'uso IV (Costruzioni con funzioni pubbliche).

Per gli edifici di Tipo 2 e Classe IV è possibile definire una vita nominale $V_N = 50$ anni, ed un coefficiente d'uso $C_U = 2$. A questi valori corrisponde un periodo di riferimento per l'azione sismica V_R (D.M. 14/01/2008 paragrafo 2.4.3) pari a:

$$V_R = V_N C_U = 50 * 2 = 100 \text{ anni}$$

Definiamo di seguito i parametri sismici che consentono di definire l'azione sismica di progetto per il sito in esame (T_R, a_g, F_0, T_C) per i diversi stati limiti previsti dalla normativa (SLO, SLD, SLV, SLC).

Il periodo di ritorno dell'azione sismica in funzione della probabilità di superamento:

$$T_r = \frac{-V_r}{\ln(1 - P_{vr})}$$

	P_{vr}	T_r (anni)
SLD	81%	60
SLO	63%	101
SLV	10%	949
SLC	5%	1950

Secondo quanto riportato nell'Allegato A del D.M. 14 Gennaio 2008, i parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto sono calcolati direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibile nel reticolo di riferimento (riportato nella tabella1 nell'Allegato B del D.M. 14 Gennaio 2008).

Sito di ubicazione dell'edificio:

longitudine: 11.360900398 latitudine: 44.49145426

Vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il sito:

	ID	lon	lat
1	16730	11,317	44,515
2	16731	11,388	44,516
3	16953	11,389	44,466
4	16952	11,319	44,465

ID è il numero identificativo di ogni nodo del reticolo, a cui fa riferimento la normativa.

Con l'interpolazione dei valori di a_g , F_0 , T_c dei 4 punti è possibile ottenere i parametri sismici, per i diversi T_R che definiscono l'azione sismica della struttura per il sito oggetto della verifica, per ogni stato limite.

Sant'Orsola	T_r [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0,073	2,477	0,275
SLD	101	0,090	2,469	0,285
SLV	949	0,211	2,396	0,315
SLC	1950	0,262	2,429	0,322

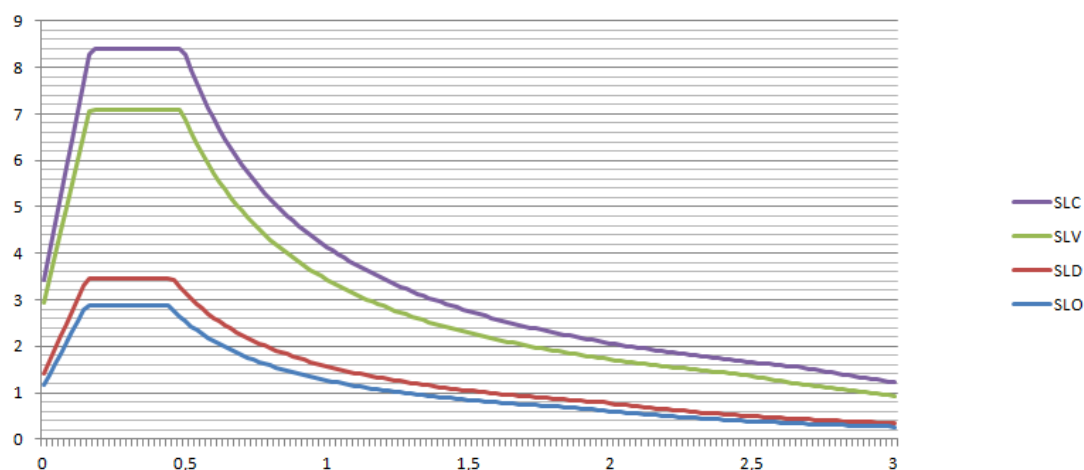
Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti

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

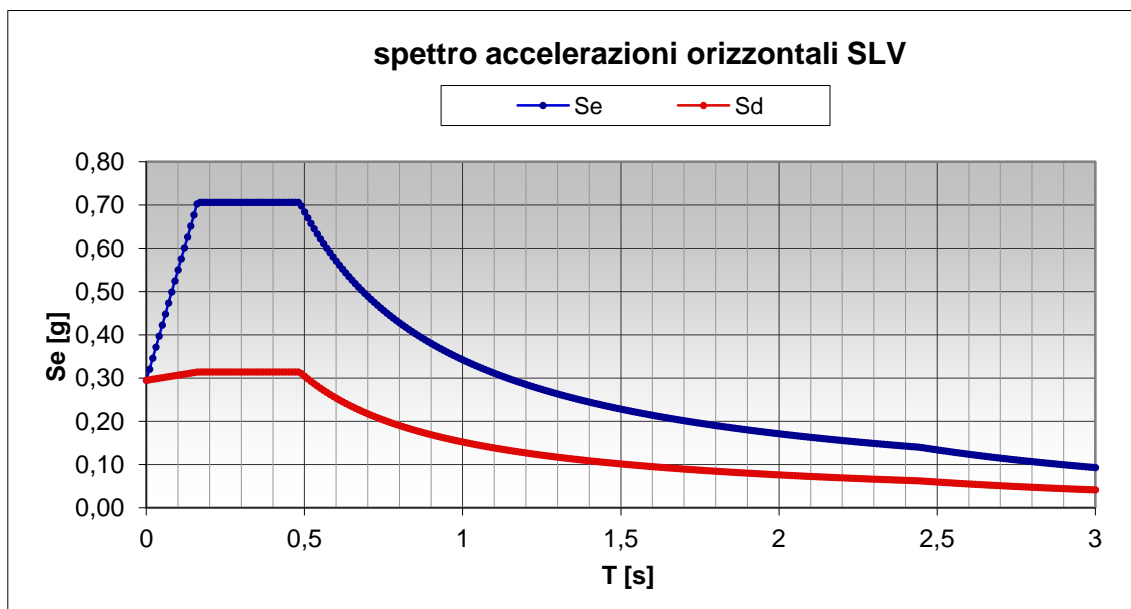
	SLO	SLD	SLV	SLC
S_s	1,50	1,50	1,40	1,32
C_c	1,61	1,59	1,54	1,52
S_T	1	1	1	1
S	1,50	1,50	1,40	1,32
T_c	0,442	0,452	0,484	0,492
T_b	0,147	0,151	0,161	0,164
T_d	1,890	1,957	2,443	2,650

In figura è riportato lo spettro di risposta elastico da Normativa (D.M.14/01/2008)

Spettro elastico da D.M. 14/01/2008



Per la risoluzione dei calcoli si fa riferimento allo Spettro di progetto S_d . Questo si ottiene riducendo le ordinate dello spettro di risposta elastico tramite il fattore di struttura "q", il quale dipende dalla duttilità disponibile della struttura.



Per un edificio esistente con struttura prevalentemente in muratura ordinaria non regolare in elevazione, come il Padiglione 26 del complesso ospedaliero Sant'Orsola di Bologna , viene adottato un fattore di struttura “q” pari a 2,25.

I valori di S_d [g] per i vari stati limite si possono ottenere dalla seguente formula:

$$S_d = \frac{(a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0)}{q}$$

7 ANALISI DEI CARICHI

Il calcolo delle sollecitazioni e la valutazione della vulnerabilità sismica del complesso di ospedaliero "Sant'Orsola - Malpighi" di Bologna vengono condotte con riferimento all'analisi dei carichi di seguito riportata.

In assenza di dati precisi riguardanti la morfologia dei solai, i carichi permanenti, strutturali e non strutturali, sono ipotizzati in funzione dello spessore totale rilevato del solaio stesso e dei rilievi eseguiti sulla struttura.

- CARICHI PERMANENTI

Copertura a falde

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Solaio in laterocemento	10	0,16	1,60	G1k	2,10
Soletta	25	0,02	0,50		
Massetto	18	0,02	0,36	G2k	0,86
Tegole + guaina	25	0,02	0,50		

Copertura piana

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Solaio in laterocemento	10	0,16	1,60	G1k	2,10
Soletta	25	0,02	0,50		
Massetto	18	0,07	1,26		
Intonaco	18	0,02	0,36	G2k	1,96
Isolamento	0,5	0,08	0,04		
Membrana bituminosa			0,30		

Solaio 3° piano

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Solaio in laterocemento	10	0,20	2,00	G1k	3,00
Soletta	25	0,04	1,00		
Massetto	18	0,03	0,54		
Pavimentazione gres	20	0,01	0,20	G2k	2,24
Tramezzi			1,00		
Controsoffittatura			0,50		

Copertura piana ali

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Solaio in laterocemento	10	0,20	2,00	G1k	3,00
Soletta	25	0,04	1,00		
Massetto	18	0,05	0,90		
Intonaco	18	0,01	0,18	G2k	1,42
Isolamento	0,5	0,08	0,04		
Membrana bituminosa			0,30		

Solaio 2° piano

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Solaio in laterocemento	10	0,20	2,00	G1k	3,00
Soletta	25	0,04	1,00		
Massetto	18	0,10	1,80		
Pavimentazione marmo	40	0,02	0,80	G2k	5,14
Isolamento	0,5	0,07	0,04		
Tramezzi			1,00		
Controsoffittatura			0,50		
Impianti			1,00		

Solaio sbalzo 2° piano

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Solaio in laterocemento	10	0,20	2,00	G1k	3,00
Soletta	25	0,04	1,00		
Massetto	18	0,10	1,80		
Intonaco	18	0,04	0,72	G2k	4,56
Isolamento	0,5	0,07	0,04		
Tramezzi			1,00		
Impianti			1,00		

Copertura veranda

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Solaio in laterocemento	10	0,16	1,60	G1k	2,10
Soletta	25	0,02	0,50		
Massetto	18	0,03	0,54		
Isolamento	0,5	0,03	0,02	G2k	1,04
Intonaco	18	0,01	0,18		
Membrana bituminosa			0,30		

Solaio 1° piano

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Solaio in laterocemento	10	0,20	2,00	G1k	3,00
Soletta	25	0,04	1,00		
Massetto	18	0,07	1,26		
Pavimentazione marmo	40	0,02	0,80		
Isolamento	0,5	0,04	0,02	G2k	3,58
Tramezzi			1,00		
Controsoffittatura			0,50		

Solaio veranda

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Soletta	25	0,20	5,00	G1k	5,00
Massetto	18	0,05	0,90		
Pavimentazione gres	20	0,02	0,40	G2k	1,66
Intonaco	18	0,02	0,36		

Copertura archivio

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Soletta	25	0,16	4,00	G1k	4,00
Massetto	18	0,03	0,54		
Isolamento	0,5	0,04	0,02	G2k	1,22
Intonaco	18	0,02	0,36		
Membrana bituminosa			0,30		

Copertura accettazione

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Solaio in laterocemento	10	0,20	2,00	G1k	3,00
Soletta	25	0,04	1,00		
Massetto	18	0,07	1,26		
Isolamento	0,5	0,08	0,04	G2k	1,78
Intonaco	18	0,01	0,18		
Membrana bituminosa			0,30		

Solaio piano terra

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Solaio in laterocemento	10	0,20	2,00	G1k	3,00
Soletta	25	0,04	1,00		
Massetto	18	0,05	0,90		
Pavimentazione marmo	40	0,02	0,80	G2k	3,22
Isolamento	0,5	0,03	0,02		
Tramezzi			1,00		
Controsoffittatura			0,50		

Solaio accettazione

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Solaio in laterocemento	10	0,20	2,00	G1k	3,00
Soletta	25	0,04	1,00		
Massetto	18	0,05	0,90		
Pavimentazione marmo	40	0,02	0,80	G2k	3,09
Isolamento	0,5	0,05	0,03		
Intonaco	18	0,02	0,36		
Tramezzi			1,00		

Solaio archivio

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Soletta	25	0,20	5,00	G1k	5,00
Massetto	18	0,06	1,08		
Pavimentazione marmo	40	0,02	0,80	G2k	2,24
Intonaco	18	0,02	0,36		

Scala - rampa

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Soletta	25	0,16	4,00	G1k	4,00
Massetto	18	0,03	0,54		
Sottofondo	11	0,09	0,99	G2k	2,69
Pavimentazione marmo	40	0,02	0,80		
Intonaco	18	0,02	0,36		

Scala - pianerottolo

	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [m]	Carico [kN/m ²]		Carico [kN/m ²]
Soletta	25	0,28	7,00	G1k	7,00
Massetto	18	0,04	0,72		
Pavimentazione marmo	40	0,02	0,80	G2k	1,88
Intonaco	18	0,02	0,36		

- CARICHI VARIABILI

	Categoria	Ambienti	Qk
	Cat. B	B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00
		B2 Uffici aperti al pubblico	3,00
<u>Solaio di interpiano</u>	Cat. C	C1 Ospedali	3,00
		C2 Balconi, scale e sale convegni	4,00
<u>Solaio di copertura</u>	Cat. E	E1 Archivi	6,00
		Neve	1,20

8 COMBINAZIONE DEI CARICHI

8.1 COMBINAZIONE STATICA AGLI SLE

Così come previsto al punto 2.5.3 del D.M. 14/01/2008, per valutare i fattori di sicurezza nei confronti dei carichi verticali statici, è stata considerata la combinazione “quasi permanente” agli stati limite di esercizio (SLE) di seguito riportata:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

dove:

G_1, G_2 rappresentano i pesi propri (permanenti) degli elementi strutturali e non strutturali;

Ψ_{2i} rappresenta il coefficiente di combinazione delle azioni variabili nella combinazione “quasi permanente”;

Q_{k1}, Q_{k2} rappresentano i carichi variabili (valore caratteristico).

Nel caso in oggetto si è assunto:

$\psi_2 = 0,3$ per gli ambienti di categoria B (uffici);

$\psi_2 = 0,6$ per gli ambienti di categoria C suscettibili di affollamento (ospedali);

$\psi_2 = 0,8$ per gli ambienti di categoria E (archivi);

$\psi_2 = 0$ per i solai di copertura (neve a quota < 1000 m s.l.m.)

8.2 COMBINAZIONE STATICA AGLI SLU

Così come previsto al punto 2.5.3 del D.M. 14/01/2008, per valutare i fattori di sicurezza nei confronti dei carichi verticali statici, è stata considerata la combinazione allo stato limite ultimo (SLU) di seguito riportata:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \dots$$

dove:

G_1, G_2 pesi propri (permanenti) degli elementi strutturali e non strutturali;

$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Q1}$ coefficienti parziali di combinazione;

Q_{k1}, Q_{k2} carichi variabili (valore caratteristico).

Nel caso in oggetto si è assunto:

$\gamma_{G1} = 1,3$ Coefficiente parziale per carichi permanenti strutturali;

$\gamma_{G2} = 1,5$ Coefficiente parziale per carichi permanenti non strutturali;

$\gamma_{Q1} = 1,5$ Coefficiente parziale per carichi variabili.

8.3 COMBINAZIONE PER LA VALUTAZIONE DELLE MASSE SISMICHE

Così come previsto al punto 3.2.4 del D.M 14/01/2008, le masse sismiche sono state valutate considerando la seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

G_1, G_2 pesi propri (permanent) degli elementi strutturali e non strutturali,

ψ_{2j} coefficiente di combinazione delle azioni variabili nella "Combinazione sismica";

Q_{k1}, Q_{k2} carichi variabili (valore caratteristico).

Nel caso in oggetto si è assunto:

$\psi_2 = 0,3$ per gli ambienti di categoria B (uffici);

$\psi_2 = 0,6$ per gli ambienti di categoria C suscettibili di affollamento (ospedali);

$\psi_2 = 0,8$ per gli ambienti di categoria E (archivi);

$\psi_2 = 0$ per i solai di copertura (neve a quota < 1000 m s.l.m.)

8.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON I CARICHI STATICI

Così come previsto al punto 2.5.3 del D.M 14/01/2008, le analisi sismiche sono state condotte considerando la seguente combinazione fra effetti dell'azione del sisma e carichi "statici":

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

dove:

G_1, G_2 pesi propri (permanenti) degli elementi strutturali e non strutturali;

E azione sismica per lo stato limite in esame;

Ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili (quasi permanente);

Q_{k1}, Q_{k2} carichi variabili (valore caratteristico).

Nel caso in oggetto si è assunto:

$\psi_2 = 0,3$ per gli ambienti di categoria B (uffici);

$\psi_2 = 0,6$ per gli ambienti di categoria C suscettibili di affollamento (ospedali);

$\psi_2 = 0,8$ per gli ambienti di categoria E (archivi);

$\psi_2 = 0$ per i solai di copertura (neve a quota < 1000 m s.l.m.)

PARTE 2 - DEFINIZIONE DEL METODO

9 MODELLAZIONI DELLA STRUTTURA

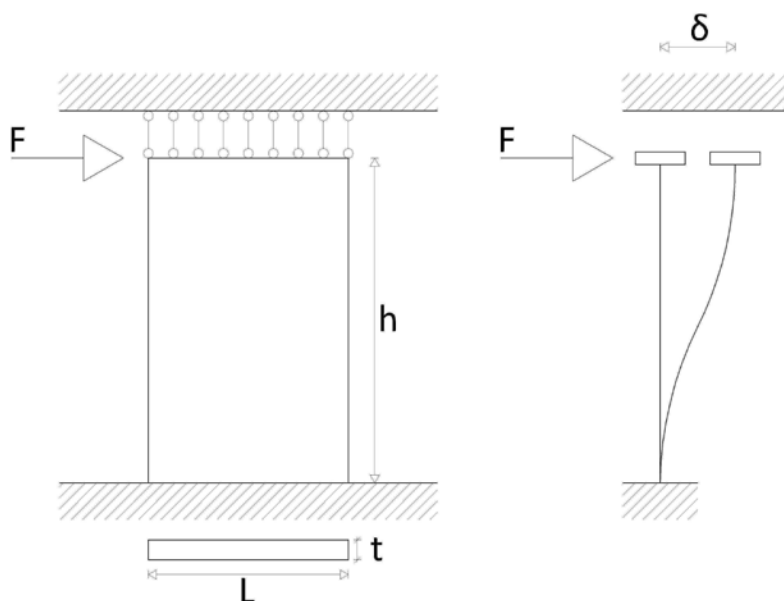
9.1 MODELLO MANUALE

Il modello assunto per l'analisi manuale della struttura tiene conto dell'affettiva distribuzione delle masse e delle rigidezze considerando, quando necessario, il contributo degli elementi non strutturali. Il modello è composto da elementi strutturali piani collegati ai piani da diaframmi rigidi.

Nell'ipotesi di diaframmi sufficientemente rigidi i gradi di libertà dell'edificio sono tre per piano: due traslazioni secondo gli assi di riferimento orizzontali ed una rotazione attorno all'asse verticale passante per il baricentro delle rigidezze. Masse e rigidezze sono concentrate nei rispettivi baricentri ad ogni piano.

La ripartizione delle azioni statiche nel modello manuale viene effettuata secondo il criterio delle aree di influenza, definito al paragrafo §10.1.1.

Nell'ipotesi di solai infinitamente rigidi, le azioni sismiche vengono ripartite in funzione della rigidezza delle pareti e della loro distribuzione in pianta; la rigidezza della singola parete è ottenuta prendendo in considerazione sia la deformabilità flessionale che quella tagliante seguendo uno schema strutturale del tipo incastro-incastro scorrevole con comportamento "alla Grinter" in cui le rotazioni alle estremità delle pareti risultano impedite.



9.1 – SCHEMA DI COMPORTAMENTO ALLA GRINTER.

La rigidezza della parete risulta quindi:

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{EJ} + \frac{1,2 h}{GA}}$$

dove:

- h altezza di interpiano;
- L lunghezza della parete;
- t spessore della parete;
- A area della sezione;
- J momento di inerzia della sezione;
- E, G moduli elastici della muratura.

Nelle struttura in muratura si può tenere conto degli effetti della fessurazione utilizzando, per gli elementi strutturali, una rigidezza flessionale ridotta.

Il modello assunto per l'analisi manuale della struttura utilizza le medesime ipotesi del "metodo POR". I maggiori limiti derivanti dall'utilizzo di tale modellazione semplificata risultano essere:

- Sovrastima della rigidezza
- Mancata considerazione del danneggiamento e/o collasso delle fasce di piano.

9.2 MODELLO FEM

Per la risoluzione del modello FEM è stata adottata un'analisi lineare dinamica la quale consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- della combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (vedi par 7.3.3 del DM 14/01/2008).

La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

Per la valutazione delle sollecitazioni agenti sulle pareti sono state realizzate delle "section cuts" alla base di ogni maschio murario.

9.2.1 PROBLEMATICHE GENERALI NELLA MODELLAZIONE FEM DI ELEMENTI IN MURATURA

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

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

Nella muratura gli elementi sono disposti per strati successivi, in genere ad andamento orizzontale; ciò determina la formazione di giunti principali continui e di giunti secondari, al contatto tra due elementi adiacenti, discontinui in quanto opportunamente sfalsati (ingranamento). L'orientamento dei giunti principali è in genere ortogonale alle sollecitazioni di compressione prevalenti, al fine di ottimizzare il comportamento della muratura sotto carichi di esercizio. Tuttavia, i giunti principali diventano potenziali piani di discontinuità, con conseguenze sulla resistenza del solido murario, in presenza di sollecitazioni di trazione e taglio dovute all'azione sismica. In questi casi l'attrito, generato sui giunti dalle tensioni normali di compressione associate alle forze inerziali, contribuisce alla resistenza ed alla dissipazione.

L'ingranamento nel piano della muratura influisce sul comportamento a taglio; in generale, esso è funzione del rapporto medio tra la base e l'altezza degli elementi e dei criteri di sfalsamento dei giunti secondari. La costituzione della muratura nella sezione influenza la resistenza a compressione e il comportamento fuori dal piano; nel caso di murature a due o più paramenti, è significativa la presenza di elementi passanti che creino una connessione tra i due paramenti esterni (diatoni).

La risposta sismica di una struttura in muratura non dipende unicamente dal materiale impiegato, ma anche da diversi aspetti tecnologici, ed in particolare dai collegamenti tra gli elementi strutturali. Le costruzioni storiche in muratura, infatti, sono generalmente costituite da sistemi più o meno complessi di pareti e orizzontamenti (solai lignei, volte).

Le pareti possono essere considerate come elementi strutturali bidimensionali, che per la scarsa resistenza a trazione della muratura presentano una risposta molto diversa ad azioni orizzontali nel piano e fuori dal piano.

La qualità della risposta globale è funzione sia del corretto dimensionamento delle pareti sia della capacità del sistema di trasferire le azioni tra tali elementi (connessione tra le pareti verticali; connessione dei solai alle pareti). L'efficacia dei collegamenti tra pareti verticali è principalmente legata all'ammorsamento nelle zone di connessione; inoltre, un contributo significativo può derivare dalla presenza di catene metalliche o di altri dispositivi puntuali. L'efficacia dei collegamenti tra le pareti e i solai è funzione del sistema di appoggio (dimensione della superficie d'appoggio, sagomatura della testa delle travi, connessioni metalliche).

La valutazione dell'efficacia degli orizzontamenti nel proprio piano in termini di rigidità e di capacità di collegamento delle pareti dell'edificio si presenta come una problematica caratterizzazione numerica, considerata la varietà delle situazioni riscontrabili e la difficile valutazione delle reali condizioni di connessione tra gli elementi costruttivi. Per quanto riguarda gli aspetti di rigidità nel piano sono riscontrabili due condizioni estreme:

- orizzontamenti indeformabili;
- orizzontamenti privi di rigidità.

Il primo caso, specifico della tipologia dei solai in c.a. è raramente presente nella edilizia storica, mentre è ricorrente nella edilizia recente. In questa eventualità sono applicabili le modellazioni a piano rigido e i metodi di analisi previsti dalle norme. Anche in assenza di indeformabilità dei piani la normativa prevede l'analisi globale dell'intero organismo. Tale analisi globale si può effettuare solo con una determinazione dell'effettivo valore di rigidità ai piani che di solito risulta incerta e poco affidabile. E' quindi giustificato, almeno in alcuni casi, riferirsi al secondo caso limite che porta ad una modellazione piana per pareti singole: quelle disposte nella direzione del sisma e soggette, ciascuna, ai carichi verticali e alle masse di competenza. Resta comunque possibile una modellazione tridimensionale a telaio spaziale equivalente, per la quale i nodi della singola parete sono rigidamente collegati tra loro piano per piano, mentre sono praticamente indipendenti rispetto ai nodi delle altre pareti. Con tale modellazione risulta in genere elevato il numero delle incognite spostamento e manca ogni ridistribuzione del taglio tra parete e parete; ciò delinea un possibile indirizzo di intervento consistente nell'introdurre, se possibile, artificialmente, croci di diagonali o solette di c.a., in modo da garantire una aliquota più o meno grande della mancata rigidità, nonché un effetto più o meno marcato di connessione alle pareti.

La modellazione e la verifica delle strutture storiche in muratura è quindi un problema complesso per la difficoltà di considerare adeguatamente la geometria, i materiali e le condizioni di vincolo interno.

La modellazione strutturale di una costruzione storica in muratura richiede sempre un'approfondita conoscenza (indagine storica, rilievo strutturale e tecnologico, indagini diagnostiche), al fine di scegliere:

- lo schema strutturale, che se possibile deve essere riconosciuto o verificato dalle vicende passate;
- il tipo di analisi, condizionato dallo schema strutturale ma anche dalle finalità dell'analisi stessa.

La complessità delle costruzioni in muratura, costituite da elementi bi e tridimensionali, suggerirebbe il ricorso al metodo degli elementi finiti, in quanto teoricamente in grado di modellare la risposta di geometrie complesse, in condizioni di massima generalità nei vincoli e nei carichi. Nel caso frequente di costruzioni costituite da pareti, volte, cupole, risulta spesso conveniente schematizzare la struttura come elementi bidimensionali (con comportamento a piastra o a membrana), in grado di simulare adeguatamente il comportamento nel piano e fuori dal piano. Il comportamento non lineare del materiale costituisce tuttavia un aspetto critico nella modellazione delle costruzioni in muratura.

L'analisi elastica ad elementi finiti può fornire indicazioni utili per una preliminare interpretazione del comportamento. L'analisi elastica presenta in genere zone nelle quali le tensioni principali di trazione sono superiori all'effettiva resistenza a trazione della muratura. Se queste zone sono di limitata ampiezza, la struttura reale probabilmente ivi presenterà una lieve fessurazione (lesioni fisiologiche) e la soluzione fornita dall'analisi elastica ad elementi finiti può essere ritenuta in una certa misura attendibile. L'analisi elastica ad elementi finiti è quindi utile per descrivere il comportamento strutturale in esercizio, nel caso di una costruzione non soggetta a dissesti significativi.

9.2.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MODELLI

Al fine di valutare le sollecitazioni sulla struttura in esame e la valutazione della vulnerabilità dell'edificio, è stato sviluppato un modello numerico tridimensionale agli elementi finiti del Padiglione 26 (Oncologia - Addarii) del complesso ospedaliero "Sant'Orsola – Malpighi" di Bologna.

Il modello della struttura è stato realizzato con il programma di calcolo: "SAP 2000", della ditta CSI Berkeley.

Per quanto possibile la geometria della struttura è stata riprodotta fedelmente in accordo con le risultanze date dai rilievi strutturali.

I paramenti murari sono stati modellati mediante elementi di guscio piani a 4 nodi "shell", tipicamente in vero spessore, così come da rilievi sperimentali.

Gli elementi di orizzontamento (sempre problematici, per quanto esposto nella sezione 9.2.1.) sono stati modellati come diaframmi conferendogli quindi indeformabilità.

Alla base del modello sono stati inseriti vincoli di incastro in modo da ottenere una stima a favore di sicurezza delle azioni sismiche che colpiscono l'edificio.

I materiali (moduli elastici) sono stati modellati con leggi costitutive di tipo elastico lineare, rispettando le caratteristiche dei materiali presenti (si veda il paragrafo 5.4).

I modelli del corpo in esame e i risultati delle analisi sono riportati nella Parte III dei risultati.

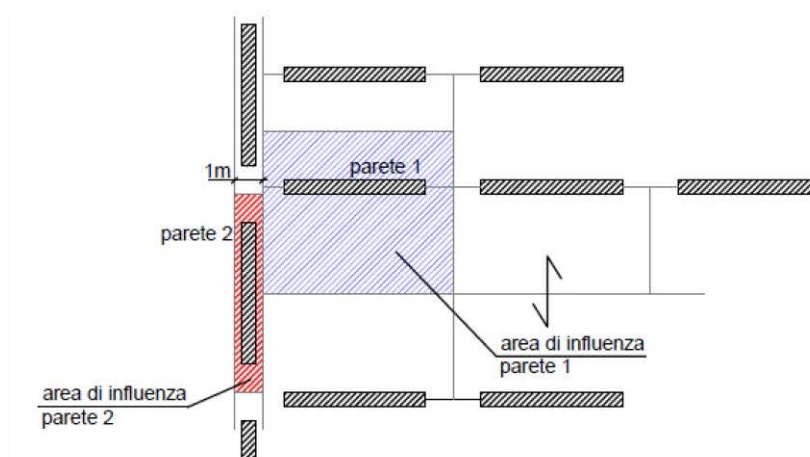
10 ANALISI E VERIFICHE STATICHE

10.1 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI PER CARICHI VERTICALI

10.1.1 MODELLO MANUALE

Per determinare le sollecitazioni dovute ai carichi verticali nel calcolo manuale è stato utilizzato il metodo delle aree di influenza, in questo modo ad ogni maschio murario è stata assegnato il peso dell'area di solaio che scarica su di esso. Le orditure dei solai sono state ricavate dalle prove eseguite sulla struttura.

Il peso totale agente alla base di ogni parete, utilizzato per le verifiche statiche, è dato dalla somma del peso proprio della parete, dal peso del solaio di competenza e dal peso trasmesso dalla parete sovrastante. Si è ipotizzato che le pareti disposte parallelamente all'orditura del solaio sorreggano un peso equivalente ad una striscia di un metro di solaio (Fig.: 10.1).



10.1 – AREE DI INFLUENZA.

10.1.2 MODELLO FEM

Nel modello FEM i solai sono stati modellati con shell none (shell dotate di massa e sezione nulla) alle quali sono stati assegnati i vari pesi agenti (peso permanente strutturale, permanente non strutturale e variabile). Si è avuta l'accortezza di dare ai solai così modellati l'effettiva orditura in modo che scaricassero lungo la direzione opportuna.

10.2 CRITERI DI VERIFICA STATICA

10.2.1 STRUTTURE IN MURATURA

Per valutare la sicurezza della struttura nei confronti dei carichi statici allo Stato Limite Ultimo (SLU) e delle resistenze ultime dei paramenti murari si è eseguita la verifica a pressoflessione fuori piano; è stato valutato, per ogni maschio murario, il coefficiente di sicurezza definito come:

$$FS = N_{Rd} / N_{Ed}$$

Con:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot f_d \cdot A$$

In cui:

- f_d è la resistenza a compressione della muratura per le verifiche statiche;
- A è l'area della sezione del maschio murario;
- N_{Ed} è lo sforzo normale sollecitante;
- Φ è il coefficiente di riduzione della resistenza che tiene conto della snellezza delle murature e dell'eccentricità dei carichi verticali.

Lo sforzo normale resistente (N_{Rd}), definito in accordo con le NTC 08, tiene conto dell'eccentricità e della snellezza della parete. Si introduce il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale ϕ , definito al paragrafo 4.5.6.2 della norma sopracitata, attraverso la Tabella 4.5.III "Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)" riportata di seguito.

Tabella 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	---	---

Calcolo del coefficiente di riduzione della resistenza

Il coefficiente di riduzione della resistenza si determina in funzione della *snellezza convenzionale* λ e del *coefficiente di eccentricità* m come indicato nella tabella sopra riportata; per i valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare.

Snellezza convenzionale λ

La snellezza convenzionale è definita dal rapporto:

$$\lambda = h_0/t$$

dove:

h_0 è la lunghezza libera di inflessione della parete

t è lo spessore della parete

La lunghezza libera di inflessione del muro h_0 è data dalla relazione:

$$h_0 = \rho \cdot h$$

In cui ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e h è l'altezza interna di piano.

Come lunghezza libera di inflessione si considera l'altezza interna di piano, si assume, cioè, il muro come isolato assumendo $\rho = 1$. Si trascurano quindi i vincoli offerti da eventuali muri trasversali, ipotesi a favore di sicurezza.

Coefficiente di eccentricità m

Il coefficiente di eccentricità m è definito dalla relazione:

$$m = 6 e/t$$

dove:

e è l'eccentricità totale;

t è lo spessore della parete

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura si considera composta da due eccentricità:

- Eccentricità totale dei carichi verticali;
- Eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione:

L'eccentricità totale dei carichi verticali (e_s) è definita come somma di due eccentricità (e_{s1} , e_{s2}):

$$e_{s1} = \frac{N_1 \cdot d_1}{N_1 + \sum N_2} \qquad e_{s2} = \frac{\sum N_2 \cdot d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

Dove:

- e_{s1} è l'eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;
- e_{s2} è l'eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai sovrastanti la sezione di verifica;
- N_1 è il carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;
- N_2 è la reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;
- d_1, d_2 sono le eccentricità, rispettivamente di N_1 e N_2 , rispetto al piano medio del muro da verificare;

Tali eccentricità possono essere positive o negative.

L'eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione (e_a) viene stimata come:

$$e_a = h/200$$

Con h altezza di interpiano.

Le eccentricità totale viene valutata come:

$$e = |e_s| + e_a \quad \wedge \quad e \leq 0,33 t$$

10.2.2 STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

La verifica per carichi statici sugli elementi in calcestruzzo armato è stata eseguita in maniera semplificata valutando il coefficiente di sicurezza come:

$$FS = N_{Rd} / N_{Ed}$$

Essendo ignote le caratteristiche geometriche e meccaniche delle armature ne è stato trascurato il contributo valutando, quindi, la resistenza a compressione:

$$N_{Rd} = A \cdot f_{cd}$$

In cui:

f_{cd} *è la resistenza a compressione di progetto;*

A *è l'area della sezione dell'elemento;*

N_{Ed} *è lo sforzo normale sollecitante.*

11 ANALISI E VERIFICHE SISMICHE

11.1 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI PER L'AZIONE SISMICA

Sul padiglione 26 sono state eseguite tre analisi sismiche:

1. Analisi sismica semplificata: fornisce un'indicazione sintetica ed immediata della capacità sismica della struttura;
2. Analisi dei cinematismi locali;
3. Analisi di tipo globale: considera la risposta dell'intera struttura all'azione sismica e ne evidenzia le criticità.

11.1.1 LV1: ANALISI SEMPLIFICATA

L'analisi sismica con modelli meccanici semplificati (LV1) consente di valutare la vulnerabilità sismica della struttura in maniera rapida e sintetica.

Tale analisi è finalizzata a confrontare, ad ogni piano, le tensioni tangenziali resistenti con quelle sollecitanti che si generano alla base delle pareti per effetto dell'accelerazione di riferimento.

Modello Manuale

Le forze di piano (F_i) da applicare alla struttura sono determinate come segue:

$$F_i = \lambda \cdot S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_j h_j}$$

Il taglio di piano (V_i) si determina quindi come:

$$V_i = \sum_i^N F_i$$

In cui:

- i i -esimo piano;
 W_i peso dell' i -esimo piano;
 h_i altezza dell' i -esimo piano.

La tensione tangenziale di piano sollecitante risulta quindi pari a:

$$\tau_{di} = \frac{V_i}{A_{mi}}$$

Dove:

A_{mi} è l'area totale resistente e a taglio dell' i -esimo piano.

Modello FEM

Il modello FEM utilizzato esegue un'analisi modale a spettro di risposta.

L'analisi sismica è stata condotta agli SLV considerando un fattore di struttura q pari a 2,25 (paragrafi 11.1.3.2 e 12.2)

11.1.2 LV2: MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

Il D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 e la relativa Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, al Punto C8.7.1.1 riguardante gli edifici esistenti, indicano che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso. *“Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico... In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali.”*

Per gli edifici esistenti le verifiche di danno e collasso per i meccanismi locali ritenuti significativi per la struttura sono condotte con l'analisi limite dell'equilibrio secondo la metodologia cinematica. Tale analisi limite si sviluppa in sintesi con la scelta del meccanismo di collasso e la determinazione dell'azione orizzontale in grado di innescare il cinematismo previsto.

La procedura si basa sulla suddivisione in blocchi del sistema murario considerato, caratterizzato dalle seguenti ipotesi:

- resistenza a trazione nulla della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

La resistenza nulla a trazione rappresenta un'ipotesi a favore di sicurezza e porta a sottostimare le capacità reali della struttura mentre l'ipotesi di infinita resistenza a compressione risulta a sfavore di sicurezza. Tuttavia l'analisi limite è eseguibile a condizione che si considerino le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione.

Il meccanismo prevede, quindi, la schematizzazione della muratura come uno o più blocchi rigidi collegati da cerniere in modo da formare una catena cinematica.

L'analisi cinematica lineare consente di valutare il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che attiva il previsto meccanismo.

Ai blocchi rigidi formanti la catena cinematica sono applicati i seguenti carichi:

- pesi propri dei blocchi applicati nei rispettivi baricentri;
- carichi verticali portati dai blocchi e dovuti ai carichi dei solai nonché i pesi di eventuali altri elementi murari non considerati nel modello;
- un insieme di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali considerati;
- forze esterne trasmesse dalle catene.

Assegnando una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , si possono determinare gli spostamenti delle forze applicate nelle corrispondenti direzioni in funzione della stessa rotazione virtuale θ_k e della geometria della struttura.

Il Principio dei Lavori Virtuali (PLV) in termini di spostamenti permette di determinare il moltiplicatore α_0 eguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_h$$

Dove:

- n numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica
- m numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- $P_i \delta_{x,i}$ generica forza peso e spostamento virtuale orizzontale del corrispondente punto di applicazione, positivo se concorde con l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$P_j, \delta_{x,j}$ generica forza peso non direttamente applicata ai blocchi la cui massa produce, a seguito dell'azione sismica, una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica in quanto non trasmessa ad altre parti dell'edificio e spostamento virtuale del relativo punto di applicazione, positivo se concorde con l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{y,i}$ spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;

F_h, δ_h generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco e spostamento virtuale del relativo punto di applicazione della forza, positivo se discorde con il verso della forza;

L_{fi} lavoro delle forze interne.

Poiché l'effetto sismico è un effetto dinamico, l'insieme di spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei pesi, associato al cinematismo, deve essere considerato come una forma modale di vibrazione. Il coefficiente di partecipazione g_m è dato da:

$$g_m = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

In cui:

$n+m$ numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

$\delta_{x,i}$ spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

La massa partecipante di tale forma modale risulta essere:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

tale massa partecipante risulta ovviamente minore della massa totale del sistema e tiene conto del fatto che, durante l'azione sismica, non tutta la massa si attiva dinamicamente su un singolo modo.

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo è definita dalla forza sismica orizzontale divisa per la massa partecipante e il fattore di confidenza FC (come indicato dalla Circolare n.617 e dalla Direttiva P.C.M. del 9 febbraio 2011):

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* FC}$$

In cui e^* è la frazione di massa partecipante al cinematismo ed il Fattore di Confidenza FC è determinato come propone la Direttiva P.C.M. in funzione di diversi fattori parziali di confidenza i cui valori sono associati alle quattro categorie di indagine (rilievo geometrico, rilievo storico, caratteristiche dei materiali, fondazioni) ed al livello di conoscenza da esse raggiunto:

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

Determinata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (a_0^*), si procede con le verifiche che si eseguono confrontando la capacità del sistema, rappresentata dall'accelerazione spettrale (a_0^*), con la domanda sismica.

Se la verifica che si esegue riguarda un elemento isolato o una porzione di costruzione comunque appoggiata a terra, l'accelerazione spettrale viene confrontata con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico per $T=0$; se, invece, il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener presente che l'accelerazione assoluta ad una quota Z, cui è applicata la risultante delle azioni sismiche, è in genere amplificata rispetto a quella valutata alla quota del suolo.

Con riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) la verifica risulta soddisfatta se:

$$a_0^* \geq a_g(P_{VR})S$$

Qualora il meccanismo locale interessi una porzione posta ad una certa quota, occorre verificare, in aggiunta alla precedente, anche la seguente disequaglianza:

$$a_0^* \geq S_e(T_1)\psi(Z)\gamma$$

In cui:

- a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento;
- S coefficiente legato al tipo di suolo;
- $S_e(T_1)$ spettro elastico, funzione della probabilità di superamento e del periodo di riferimento per il periodo T_1 del primo modo di vibrare della struttura nella direzione considerata;

- $\psi(Z)$ primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità della struttura e assunto, in via semplificata, uguale a Z/H , dove H l'altezza totale della struttura rispetto alla fondazione;
- γ coefficiente di partecipazione modale relativo al primo modo e assunto, in via semplificata pari a $3N/(2N+1)$ dove N è il numero di piani dell'edificio.

La verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) dei meccanismi locali è indispensabile per garantire la sicurezza nei riguardi del collasso.

Tale verifica si esegue utilizzando il fattore di struttura q e, se il meccanismo riguarda un elemento isolato o una porzione della costruzione appoggiata a terra, risulta positiva quando a_0^* di attivazione del meccanismo è maggiore o uguale all'accelerazione seguente:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q}$$

Qualora il meccanismo locale interessi una porzione posta ad una certa quota, occorre verificare, in aggiunta alla precedente, anche la seguente disequaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

Dove la simbologia è quella precedente ed il fattore di struttura q può essere assunto pari a 2,0.

Nel caso di meccanismo locali, lo Stato Limite di Danno coincide con la formazione di fessurazioni che interessano solo una parte della struttura e non la sua totalità, pertanto, nel caso di edifici esistenti la norma dichiara la non obbligatorietà di tale verifica pur auspicandone il soddisfacimento.

Al contrario, la verifica per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita dei meccanismi locali è obbligatoria ed indispensabile per garantire la sicurezza nei riguardi del collasso.

Nei paragrafi seguenti vengono illustrati i più comuni meccanismi locali che si sviluppano nelle strutture in muratura.

In particolare, quelle di seguito riportate sono le schede illustrative di ciascun meccanismo di collasso riportate nell'Allegato alle *"Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni"*, di RELIUS.

In particolare, nelle schede illustrative di seguito riportate, viene fatto riferimento ai simboli di seguito elencati:

- α è il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;
- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i-esimo o del macroelemento i-esimo;
- W_{Oi} è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i-esimo nelle pareti di controvento (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte su di esso agenti);
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- P_{Si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i-esimo;
- P_{SOi} è il peso del solaio agente sulla porzione di cuneo al piano i-esimo nelle pareti di controvento;
- P_{Vij} rappresenta l'i-esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento j-esimo;
- P è il carico trasmesso dalla trave di colmo oppure dal puntone del tetto a padiglione;
- N è il generico carico verticale agente in testa al macroelemento;
- H rappresenta il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete di controvento o dall'eventuale tirante alla spinta dell'effetto arco orizzontale nello spessore della facciata;
- P_H rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al macroelemento;
- P_{Hij} è l'i-esima componente di spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo j-esimo;
- T_i rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti in testa alla parete del piano i-esimo;
- s è lo spessore della parete al piano i-esimo;
- h_i è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio e/o dal tirante alla parete al piano i-esimo oppure è l'altezza del macroelemento i-esimo;
- h_{pi} è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio alla parete al piano i-esimo;

- L_i è la lunghezza del macroelemento i-esimo;
- x_{Gi} è il braccio orizzontale del peso proprio del corpo i-esimo;
- y_{Gi} è il braccio verticale del peso proprio del corpo i-esimo;
- x_{GOi} è il braccio orizzontale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i-esimo nelle pareti di controvento;
- y_{GOi} è il braccio verticale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i-esimo nelle pareti di controvento;
- d è il braccio orizzontale del generico carico verticale trasmesso in testa al macroelemento;
- d_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i-esimo;
- d_{ij} è il braccio orizzontale dell'i-esimo carico verticale applicato in testa al corpo j-esimo;
- d_{Oi} è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al cuneo di distacco nelle pareti di controvento;
- a_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i-esimo;
- h_{Vi} è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo;
- d_{Vi} è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo.

11.1.3 LV3: ANALISI GLOBALE

11.1.3.1 MODELLO MANUALE

L'analisi globale (LV3) ha lo scopo di determinare le forze esterne agenti sulle singole pareti al fine di poter eseguire verifiche puntuali queste ultime.

L'analisi della struttura viene eseguita attraverso un'analisi statica lineare ipotizzando solai infinitamente rigidi e masse concentrate al livello di questi.

L'entità delle forze agenti ai piani della struttura si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto relativa al periodo proprio di vibrazione della struttura.

Il periodo di vibrazione della struttura (T_1) si stima utilizzando la seguente formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Dove:

H altezza della struttura in metri;

C_1 coefficiente che per strutture in muratura vale 0,050.

Per la struttura oggetto di studio si ha:

$$H = 17,25 \text{ m} \quad T_1 = 0,42$$

Le capacità dissipative delle struttura possono essere tenute in conto tramite la riduzione delle forze elastiche. Lo spettro di progetto da utilizzare nella determinazione delle forze è lo spettro elastico relativo al periodo di riferimento considerato, preso con le ordinate ridotte tramite l'impiego del parametro q chiamato fattore di struttura. In particolare si sostituisce nelle formule analitiche, che definiscono lo spettro elastico, $1/q$ al posto di η .

Determinazione del coefficiente di struttura q

Il coefficiente di struttura q , per strutture esistenti in muratura, viene determinato seguendo le indicazioni presenti nella Circolare (§ C8.7.1.2), che riporta la seguente espressione, valida per edifici non regolari in elevazione:

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$$

Si assume il rapporto α_u / α_1 pari a 1,5 che restituisce:

$$q = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25$$

Determinazione delle forze sismiche di piano

Le forze da applicare a ciascuna massa della struttura sono date da:

$$F_i = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

con:

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

E in cui:

F_i forza da applicare alla massa i -esima;

W_i, W_j pesi della massa i -esima e j -esima;

z_i, z_j quote rispetto al piano di fondazione delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ ordinata dello spettro di risposta di progetto;

W peso complessivo della costruzione;

λ coefficiente pari a 0,85 per costruzioni con almeno tre orizzontamenti e $T_1 < 2T_C$;

g accelerazione di gravità.

Determinazione delle forze agenti sulle singole pareti

A partire dalle forze di piano, la forza orizzontale agente su ciascuna parete dipende dalla distribuzione in pianta di masse e rigidezze.

Si ipotizza che la forza di venga assorbita dalle pareti dirette parallelamente alla direzione di ingresso del sisma in funzione delle rispettive rigidezze.

La rigidezza del singolo pannello si valuta come esposto al paragrafo 9.1.

Il baricentro delle masse al generico piano si determina considerando i pesi W_i gravanti su ciascuna parete, concentrati nei rispettivi baricentri.

Indicando con N il numero complessivo delle pareti, si determinano come segue le coordinate del baricentro delle masse (x_G, y_G) al generico piano:

$$x_G = \frac{\sum_1^N W_i x_{Gi}}{\sum_1^N W_i} \quad y_G = \frac{\sum_1^N W_i y_{Gi}}{\sum_1^N W_i}$$

Le coordinate del baricentro delle rigidezze (x_R, y_R) al generico piano sono determinate da:

$$x_R = \frac{\sum_j K_{jy} x_{Gj}}{\sum_j K_{jy}} \quad y_R = \frac{\sum_i K_{ix} y_{Gi}}{\sum_i K_{ix}}$$

In cui:

i pareti disposte in direzione x ;

j pareti disposte in direzione y .

Al generico piano r l'eccentricità tra il baricentro delle rigidezze ed il baricentro delle masse risulta:

$$e'_x = x_G - x_R \quad e'_y = y_G - y_R$$

Per tener conto di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, si deve sommare l'eccentricità accidentale così definita:

$$e_{ax} = 0,05 \cdot L_x \quad e_{ay} = 0,05 \cdot L_y$$

Ottenendo, per il piano r -esimo:

$$e_x = e'_x \pm e_{ax} \quad e_y = e'_y \pm e_{ay}$$

in cui L_x e L_y sono le dimensioni massime dell'edificio misurate in direzione x e y .

Per effetto dell'eccentricità del baricentro delle masse rispetto a quello delle rigidezze, ad ogni piano si generano momenti torcenti:

- momento torcente per il sisma agente in direzione x $m_{xi} = F_i e_y$
- momento torcente per il sisma agente in direzione y $m_{yi} = F_i e_x$

Si introduce il momento di inerzia polare per il generico piano r :

$$I_{pr} = \sum_i K_{ix} d_{iy}^2 + \sum_j K_{jy} d_{jx}^2$$

In cui:

r generico piano;

d_i, d_j distanza della generica parete dal baricentro delle rigidezze.

Si definiscono, quindi, i coefficienti di ripartizione delle forze sismiche in direzione x ed y per le singole pareti a ciascun piano:

$$R_{ix} = \frac{K_{ix}}{\sum_i K_{ix}} + e_y \frac{d_{iy} K_{ix}}{I_{pr}}$$

$$R_{jy} = \frac{K_{jy}}{\sum_j K_{jy}} + e_x \frac{d_{jx} K_{jy}}{I_{pr}}$$

Si definisce ora la forza che compete, al piano r , alla generica parete i , disposta parallelamente alla direzione di ingresso del sisma, con riferimento al sisma agente in direzione x :

$$F_{ix} = F_r \cdot R_{ix}$$

Analogamente, per un sisma agente in direzione y , si definisce la forza che compete, al piano r , alla generica parete j , disposta parallelamente alla direzione di ingresso del sisma:

$$F_{jy} = F_r \cdot R_{jy}$$

Si definiscono, quindi, gli sforzi taglienti ed i momenti flettenti agenti sulle pareti:

$$\begin{aligned} V_{ix} &= F_{ix} & V_{jy} &= F_{jy} \\ M_{ix} &= V_{ix} \cdot \frac{h_i}{2} & M_{jy} &= V_{jy} \cdot \frac{h_j}{2} \end{aligned}$$

La normativa tecnica vigente prescrive (§ 7.8.1.5.2 – 3 delle NTC) che le verifiche delle pareti soggette ad azioni fuori piano possono essere svolte separatamente dalle altre analisi e possono essere adottate forze equivalenti indicate al § 7.2.3 delle NTC per gli elementi non strutturali.

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 ai muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Tale trasmissione si suppone realizzata in modo corretto e quindi, negli sviluppi successivi, tali forze orizzontali concentrate non vengono considerate.

La forza risultante F_{ai} per la i -esima parete, valutata nel baricentro della parete stessa, è definita come segue:

$$F_{ai} = \frac{W_{ai} \cdot S_{ai}}{q_{ai}}$$

Con:

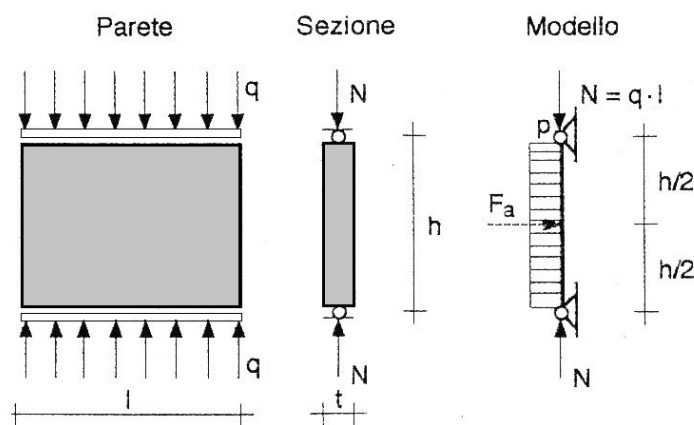
$$S_{ai} = \frac{a_g \cdot S}{g} \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z_i/H_i)}{1 + (1 - T_{ai}/T_1)^2} - 0,5 \right]$$

In cui:

- F_{ai} forza sismica orizzontale;
- S_{ai} accelerazione massima adimensionalizzata rispetto a quella di gravità che la parete subisce per effetto del sisma;
- W_{ai} peso della i -esima parete;
- q_a fattore di struttura assunto pari a 3;
- $a_g \cdot S$ accelerazione di progetto al suolo;

- Z_i altezza del baricentro della parete rispetto alla fondazione;
- H_i altezza della struttura;
- T_{ai} primo periodo di vibrazione della parete nella direzione considerata. Per le pareti resistenti al sisma che rispettano i limiti della Tab 7.8.II delle NTC, si può assumere che il periodo T_a sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata, T_a
- T_1 primo periodo di vibrazione della struttura, nella direzione considerata.

La parete viene modellata come una trave ad asse verticale, incernierata agli estremi e soggetta al proprio sforzo normale.



11.1 – MODELLAZIONE DELLA PARETE.

Si determina innanzitutto il periodo di vibrazione della parete T_{ai} come segue:

$$T_{ai} = \frac{2\pi}{\omega_{1i}}$$

Con:

$$\omega_{1i} = \frac{\pi^2}{h_i^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot J_i}{A_i \cdot \gamma} \cdot g \cdot \left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}}\right)}$$

In cui:

$$J_i = \frac{l_i t_i^3}{12}$$

$$N_{cri} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot J_i}{h_i^2}$$

Dove:

- ω_{1i} prima pulsazione della parete i -esima;
- E modulo di elasticità della muratura;
- J_i momento di inerzia della pareti i -esima;
- A_i area della sezione orizzontale della parete i -esima;
- γ peso specifico della muratura;
- h_i altezza della i -esima parete;

Noto il valore di T_{ai} si determinano i valori del coefficiente sismico S_{ai} e la forza orizzontale concentrata F_{ai} per la parete i -esima.

Il carico distribuito sulla parete risulta essere:

$$p_i = \frac{F_{ai}}{h_i}$$

Il momento flettente fuori piano di progetto risulta pari a:

$$M_{d,fp} = \frac{p_i \cdot l_i^2}{8}$$

11.1.3.2 MODELLO FEM

Il modello FEM utilizzato esegue un'analisi modale a spettro di risposta.

L'analisi sismica è stata condotta agli SLV considerando un fattore di struttura q pari a 2,25.

La sovrapposizione dei modi per il calcolo delle sollecitazioni è effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC); viene considerato un numero di modi tale da attivare l'85% della massa totale della costruzione.

Sono state utilizzate due combinazioni sismiche:

$$S_x + 0,3S_y \quad ; \quad 0,3S_x + S_y$$

In cui:

S_x sisma in direzione x ;

S_y sisma in direzione y .

Gli sforzi normali sulle pareti sono stati calcolati a partire dalla “combinazione sismica” (§ 8.3), trascurando le variazioni che questi subiscono per effetto del sisma.

11.2 CRITERI DI VERIFICA SISMICA

Indicando con R_d le resistenze degli elementi strutturali e con E_d le sollecitazioni di progetto, le verifiche risultano soddisfatte se si verifica la seguente condizione:

$$R_d \geq E_d$$

Si può quindi definire come segue il Fattore di Sicurezza per la generica verifica:

$$FS = \frac{R_d}{E_d}$$

La verifica risulta soddisfatta per FS maggiore o uguale a 1 e non soddisfatta per FS minore di 1.

11.2.1 LV1: VERIFICA DELL'AREA A TAGLIO

La verifica dell'area totale a taglio consiste nell'andare a valutare le tensioni tangenziali resistenti e confrontarle con quelle sollecitanti che si generano alla base delle pareti per effetto dell'accelerazione di riferimento. Il rapporto tra le due fornisce il fattore di sicurezza FS ; se maggiore di uno l'edificio è verificato per il taglio totale.

La tensione tangenziale resistente è valutata con la formula che tiene conto del beneficio dato dalla presenza di compressione nelle murature:

$$\tau_r = \frac{(\tau_{0m} + 0,4 \cdot \sigma_n)}{FC \cdot \gamma_m}$$

In cui:

τ_{0m} resistenza a taglio in assenza di compressione;

σ_n sforzo di compressione presente;

FC Fattore di Confidenza

γ_m coefficiente di sicurezza dei materiali per l'azione sismica.

Come esposto al paragrafo 11.1.1, a causa di un'accelerazione di riferimento S_d ($= 0,314g$) nelle pareti in muratura si sviluppa una tensione tangenziale (τ_d) pari a:

$$\tau_d = V/A_m$$

In cui:

V è il taglio alla base;

A_m è l'area totale resistente a taglio

Il fattore di sicurezza risulta essere:

$$FS = \tau_r/\tau_d$$

11.2.2 LV2: VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI

11.2.2.1 RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano.

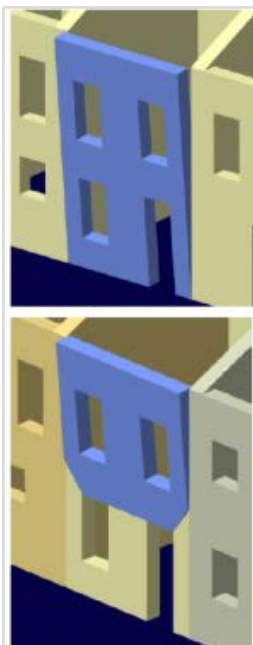


Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009

Foto da: MEDEA - Papa e Zuccaro, 2001



Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Assenza di collegamento alle pareti ortogonali.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- Intersezioni murarie di cattiva qualità;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati.

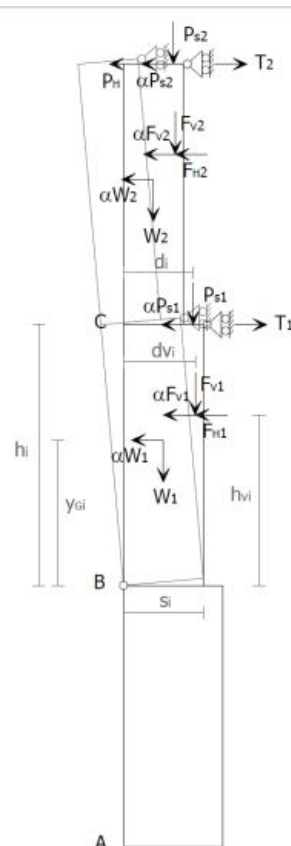
Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari);
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Differenti varianti del meccanismo

Il ribaltamento può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria (a sacco, carenza di diatoni);
- diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture.



Momento stabilizzante:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot h_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{vi} + P_H \cdot h_i$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{vi} \cdot h_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

11.2.2.2 RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA –PARTE ALTA

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$


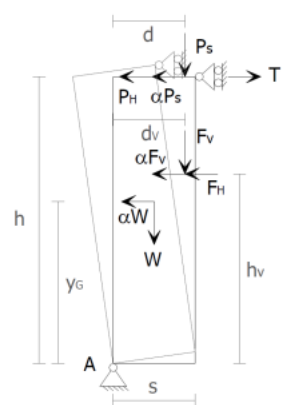


Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del.
Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



11.2.2.3 RIBALTAMENTO COMPOSTO DI PARETE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinamento di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento.



Foto da: MEDEA - Papa e Zuccaro, 2001



Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Efficace connessione con le murature ortogonali.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Bucature localizzate in prossimità delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari);
- Muratura con ridotte proprietà meccaniche.

Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni diagonali sulle pareti di controvento;
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Differenti varianti del meccanismo

Il ribaltamento composto può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- diverse geometrie del macroelemento, in relazione alla qualità della muratura della parete di controvento ed alla presenza di aperture nella stessa, nonché alla tipologia degli orizzontamenti sovrastanti (se rigidi si possono definire cunei di distacco a doppia diagonale).

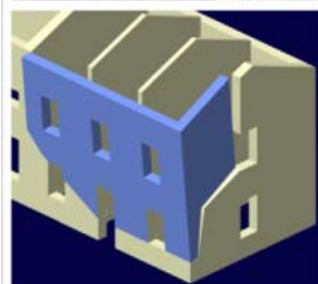
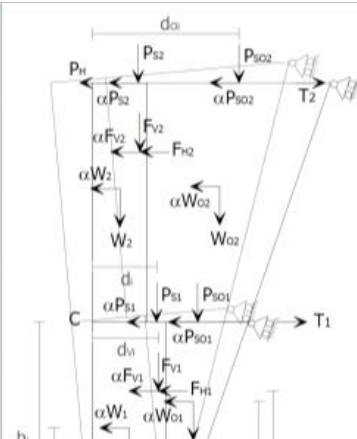


Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



Momento stabilizzante:

$$M_S = \sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \left[\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i \right] + \sum_i F_{Hi} h_{Vi} + P_H h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_i W_i \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} h_{Vi} - P_H h_i}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i}$$

RESPONSABILE scientifico

prof. ing. Pier Paolo Diotalle

11.2.2.4 RIBALTAMENTO DEL CANTONALE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolature libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso. Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali dovute in particolar modo ai carichi trasmessi dai puntoni dei tetti a padiglione. Si suppone che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta del puntone e che il cinematismo sia definito dalla rotazione del macroelemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di 45° con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta (A).

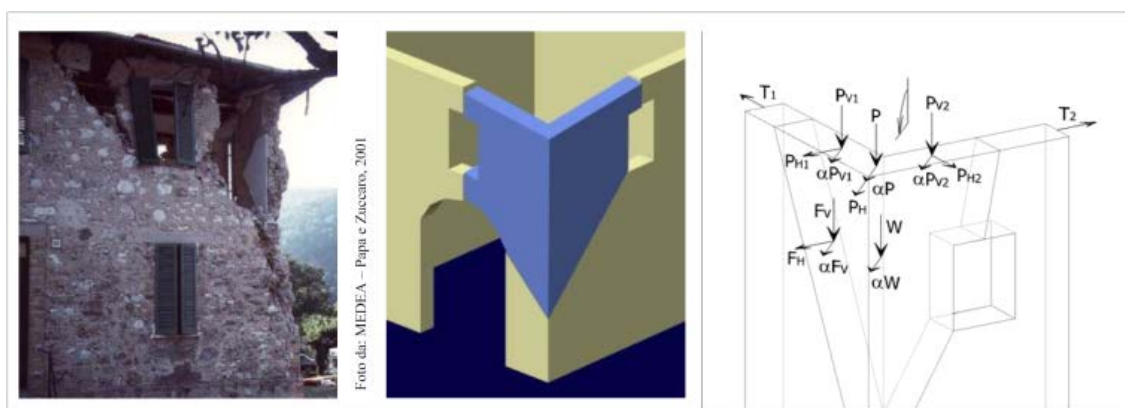




Foto: Arch. Fot.
Vice Comm. Del.
Beni Culturali -
Sisma Abruzzo 2009

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W x_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_1 + P_{V2} d_2 + (T'_1 + T'_2) h$$

Momento ribaltante:

$$M_{R(A)} = \alpha [W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h] + F'_H h_V + (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) h$$

Moltiplicatore di collasso:

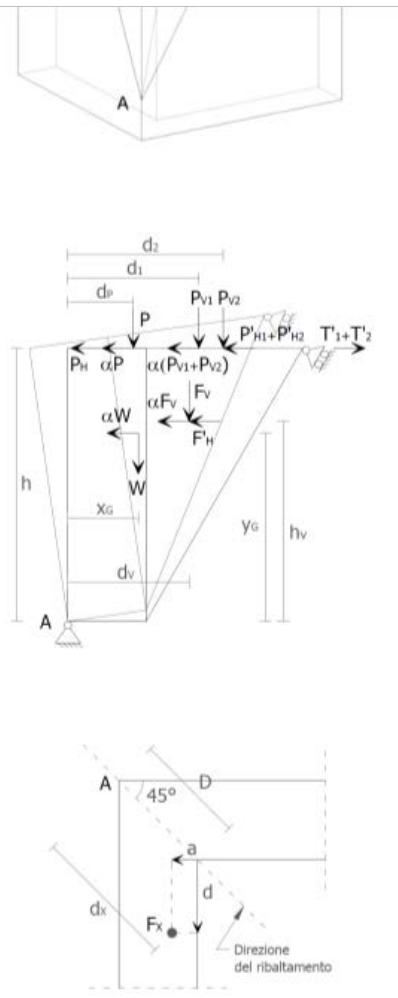
$$\alpha = \frac{E}{W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h}$$

Il termine E indica la seguente espressione:

$$E = W x_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_1 + P_{V2} d_2 + (T'_1 + T'_2) h + F'_H h_V - (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) h$$

Le grandezze contraddistinte dall'apice rappresentano le proiezioni nella direzione del ribaltamento delle rispettive componenti di azioni considerate. Il braccio orizzontale d_x del generico carico verticale F_x applicato, rispetto alla cerniera in A, può essere valutato secondo la relazione:

$$d_x = D + \sqrt{2}/2 (d - a)$$



11.2.2.5 SFONDAMENTO DELLA PARETE DEL TIMPANO

Il meccanismo si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete del timpano e col distacco di corpi cuneiformi definiti da sezioni di frattura oblique e verticali per azioni fuori dal piano. Il cinematismo è in genere provocato dall'azione ciclica di martellamento della trave di colmo della copertura. In fase sismica la presenza di travi di colmo di notevoli dimensioni causa il trasferimento di una elevata spinta alla parete del timpano e può determinare il distacco di macroelementi cuneiformi e l'instaurarsi delle condizioni di instabilità che si manifestano attraverso la rotazione degli stessi attorno a cerniere oblique. Il cinematismo è analizzato considerando il problema simmetrico rispetto alla verticale passante per il colmo della parete del timpano ed ipotizzando che i due macroelementi possano ruotare ciascuno attorno ad una delle cerniere cilindriche oblique e reciprocamente entrambe rispetto ad un punto di contatto (punto C); nel contempo si ammette che essi subiscano scorrimenti verso l'alto lungo le suddette





Foto da: MEDEA - Papa e Zuccaro, 2001







Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



Equazione dei lavori virtuali:

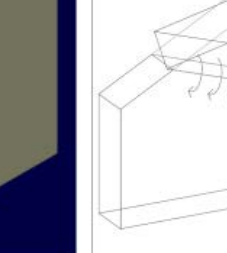

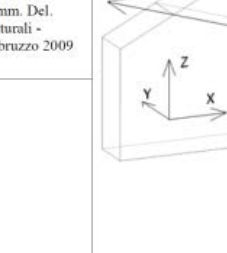
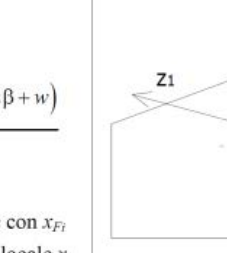
$$\alpha \left[W_1 \delta_{1Y} + W_2 \delta_{2Y} + P \delta_{PY} + \sum_{i,j} P_{vij} \delta_{pvijY} \right] =$$

$$= W_1 \delta_{1Z} + W_2 \delta_{2Z} + P \delta_{PZ} + \sum_{i,j} P_{vij} \delta_{pvijZ}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{(W_1 + W_2) \left(\frac{s}{2} \cos \beta + w \right) + P (d_p \cos \beta + w) + \sum_{i,j} P_{vij} (d_{ij} \cos \beta + w)}{W_1 x_{G1} + W_2 x_{G2} + P x_P + \sum_{i,j} P_{vij} x_{pvij}}$$

Nella precedente $w = s \tan \beta \sin \beta$; inoltre le grandezze indicate con x_{Fi} (x_{G1} , x_P e x_{pvij}) rappresentano le distanze, misurate lungo l'asse locale x_i , dei punti di applicazione di ciascuna delle forze F_i considerate rispetto all'origine del relativo sistema di riferimento (punto A di figura).

11.2.2.6 FLESSIONE VERTICALE DI PARETE

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.

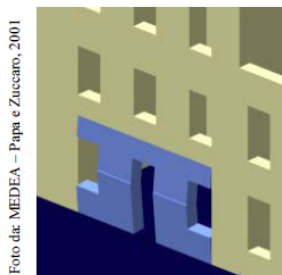
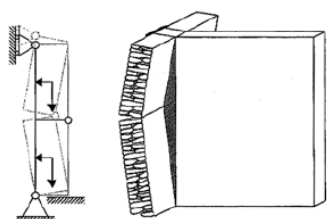


Foto da: MEDEA - Papa e Zuccaro, 2001

Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Trattenimento efficace in testa alla parete;
- Carenza di collegamento alle pareti ortogonali.

Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Snellezza eccessiva delle pareti;
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati;
- Spinte orizzontali localizzate (archi, volte);
- Orizzontamenti intermedi mal collegati.

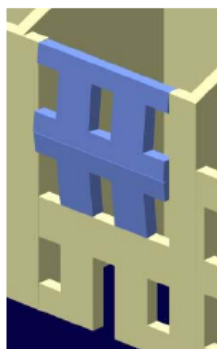
Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Spancamenti e fuori piombo della parete;
- Lesioni orizzontali e verticali;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.

Differenti varianti del meccanismo

La flessione verticale può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria;
- diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture e spinte localizzate sulla parete.

Figura in alto: Bollettino
Ufficiale Regione Marche, 2000Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del.
Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009

Equazione dei lavori virtuali:

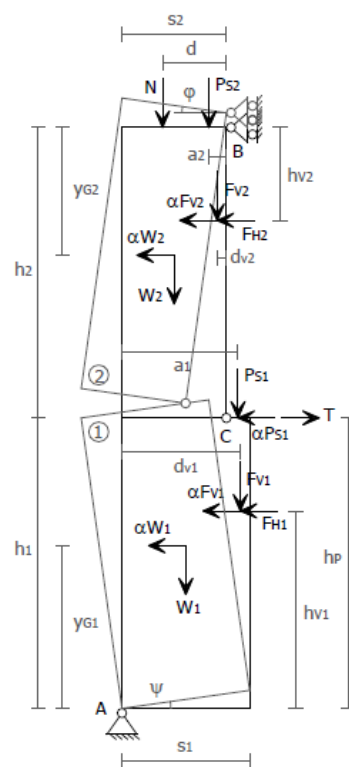
$$\alpha [W_1 \delta_{1x} + W_2 \delta_{2x} + F_{V1} \delta_{V1x} + F_{V2} \delta_{V2x} + P_{S1} \delta_{P1x}] + F_{H1} \delta_{V1x} + F_{H2} \delta_{V2x} = \\ = W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + F_{V1} \delta_{V1y} + F_{V2} \delta_{V2y} + N \delta_{Ny} + P_{S1} \delta_{P1y} + P_{S2} \delta_{P2y} + T \delta_{P1x}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_P + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

Il termine E indica la seguente espressione:

$$E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{V1} d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) s_2 + \\ + \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{W_2}{2} s_2 + P_{S2} a_2 + N d + F_{V2} d_{V2} - F_{H2} h_{V2} \right) + P_{S1} a_1 - F_{H1} h_{V1} + T h_P$$



11.2.3 LV3: VERIFICHE A PARTIRE DAL MODELLO GLOBALE

Di seguito vengono illustrati i criteri di verifica sismica adottati per i maschi murari individuati nella struttura oggetto di studio. Le verifiche sismiche sono state condotte andando a valutare, per la generica membratura, il Fattore di Sicurezza FS mediante il rapporto tra le resistenze (Capacità) e la corrispondente sollecitazione indotta dalla accelerazione di riferimento (Domanda) per:

- taglio per scorrimento;
- taglio per fessurazione diagonale;
- pressoflessione nel piano;
- pressoflessione fuori da piano.

Il Fattore di Sicurezza indica se il maschio murario preso in considerazione sia in grado o meno di superare l'accelerazione presa come riferimento per il meccanismo di rottura considerato.

I meccanismi di collasso della struttura in muratura a pareti portanti possono essere causati dalla pressoflessione nel piano, dal taglio e dalla pressoflessione fuori dal piano (per quanto riguarda il meccanismo di rottura per collasso delle pareti fuori dal piano tale analisi è integrata dall'analisi dei meccanismi locali di collasso della struttura riportata nel paragrafo 11.2.2).

Per ogni verifica effettuata si valuta l'accelerazione di collasso; calcolata come il prodotto tra il FS più basso ottenuto e l'accelerazione di riferimento; da questa è poi possibile risalire al relativo periodo di riferimento T_r . Si sono identificate tre accelerazioni di collasso:

- l'accelerazione di collasso per rottura a pressoflessione nel piano,
- l'accelerazione di collasso per rottura a taglio (per scorrimento e fessurazione diagonale);
- l'accelerazione di collasso per meccanismo di rottura fuori dal piano.

Al fine di individuare i FS corrispondenti ai tre meccanismi, sono state calcolate le "domande" che l'azione sismica di riferimento viene ad indurre sull'edificio in esame. A tal proposito vengono così definiti le seguenti quantità:

- i momenti nel piano M_d (dove con "d" si specifica che è la domanda richiesta alla struttura dal sisma scalato);

- i tagli nel piano V_d (dove con “d” si specifica che è la domanda richiesta alla struttura dal sisma);
- le eccentricità delle azioni fuori dal piano e_d (dove con “d” si specifica che è la domanda richiesta alla struttura dal sisma).

Si fa presente come, per quanto riguarda la valutazione di sicurezza delle costruzioni per effetto dei momenti fuori dal piano, si è utilizzato come parametro identificativo della sollecitazione il valore della eccentricità richiesta alla parete e_d . Tale eccentricità viene valutata come il rapporto tra il valore del momento fuori dal piano indotto dall'azione sismica di progetto $M_{d,fp}$ e il valore dello sforzo normale presente nella parete (considerato costante per ogni parete):

$$e_d = M_{d,fp} / N$$

Con riferimento ai meccanismi di collasso sopra definiti, sono state definite, per ciascun maschio murario, le seguenti capacità:

- Resistenza a pressoflessione nel piano (di seguito indicato come: “Momento Ultimo a pressoflessione”, M_u);
- Resistenza a taglio nel piano (di seguito indicato come: “Taglio Ultimo”, V_u);
- Resistenza a pressoflessione fuori dal piano (di seguito indicato come: “Eccentricità fuori dal piano”, e_u oppure come “Momento Ultimo fuori dal piano”, $M_{u,fp}$).

Nei paragrafi seguenti saranno descritte le modalità di valutazione delle capacità dei maschi murari.

11.2.3.1 PRESSOFLESSIONE NEL PIANO DELLA PARETE: - MOMENTO ULTIMO

Il momento ultimo viene valutato considerando la muratura non reagente a trazione ed assumendo una distribuzione non lineare delle compressioni. Tuttavia, in analogia a quanto si considera per il c.a., la distribuzione non lineare delle compressioni può essere sostituita da una distribuzione uniforme delle compressioni agente su un'area opportunamente ridotta rispetto all'area di muratura compressa.

Il momento ultimo resistente della sezione rettangolare può essere valutato come:

$$M_u = \left(l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right)$$

Con:

$$\sigma_0 = N / (l \cdot t)$$

Dove:

- M_u momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- l lunghezza complessiva della parete, comprensiva della zona tesa;
- t spessore della parete;
- σ_0 tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;
- f_d resistenza a compressione media di calcolo della muratura (§ 5.4.1)

Per la verifica a pressoflessione nel piano il Fattore di Sicurezza FS calcolato per ogni maschio murario è:

$$FS = \frac{M_u}{M_d}$$

dove:

- M_u momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- M_d momento sollecitante indotto dall'accelerazione sismica nel piano parallelo all'asse del muro.

11.2.3.2 TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE

La resistenza a taglio per scorrimento viene valutata nel seguente modo:

$$V_R = l' \cdot t \cdot \frac{\tau_{0m} + 0,4 \cdot \sigma_n}{FC \cdot \gamma_m}$$

In cui:

- l' lunghezza della parte compressa della parete;
- t spessore della parete;
- τ_{0m} resistenza a taglio in assenza di compressione;
- σ_n tensione di compressione;

FC Fattore di Confidenza;

γ_m coefficiente di sicurezza dei materiali per l'azione sismica.

La resistenza a taglio per fessurazione diagonale viene valutata nel seguente modo:

$$V_R = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

Con:

$$f_{td} = \frac{b \cdot \tau_{0m}}{FC \cdot \gamma_m}$$

In cui:

l lunghezza complessiva della parete;

t spessore della parete;

σ_0 tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (§11.2.3.1);

h altezza della parete;

f_{td} valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale;

b coefficiente correttivo che vale:

$b = 1$ per pannelli tozzi $h/l \leq 1$

$b = 1,5$ per pannelli snelli $h/l \geq 1$.

Per entrambe le verifiche a taglio, il valore di FS per ciascun maschio murario è:

$$FS = \frac{V_R}{V_d}$$

dove:

V_R resistenza a taglio della sezione del pannello;

V_d taglio sollecitante indotto dall'accelerazione sismica.

11.2.3.3 PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO PARETE: MOMENTO ULTIMO, ECCENTRICITÀ ULTIMA

Il meccanismo di rottura per collasso fuori dal piano può essere considerato come un meccanismo locale di collasso, tuttavia, per completezza, si riporta questo meccanismo anche come azione globale.

Per quanto riguarda la valutazione di sicurezza delle costruzioni per effetto dei momenti fuori dal piano, si è utilizzata l'eccentricità e_u come parametro identificativo della capacità dei maschi murari. In particolare, sono stati considerati i seguenti valori delle eccentricità ultime:

eccentricità di inizio danneggiamento:	$e_{u1} = t/6$
eccentricità di collasso per instabilità:	$e_{u2} = t/2$
eccentricità di crisi per schiacciamento della muratura:	$e_{u3} = M_{u,fp}/N$

in cui il momento ultimo resistente fuori dal piano è definito come segue:

$$M_{u,fp} = \frac{\sigma_0}{2} \cdot t^2 \cdot l \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_{td}}\right)$$

dove:

l	lunghezza totale della parete;
t	spessore della parete;
σ_0	tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;
f_d	resistenza a compressione media di calcolo della muratura.

Per le verifiche a pressoflessione fuori da piano sono calcolati tre Fattori di Sicurezza FS_i per ciascun maschio murario:

$$FS_i = \frac{e_{ui}}{e_d}$$

In cui:

e_u	eccentricità ultima del meccanismo di crisi considerato;
-------	--

e_d eccentricità delle azioni di progetto fuori piano dato dal rapporto tra momento sollecitante fuori piano e sforzo normale applicato alla parete:

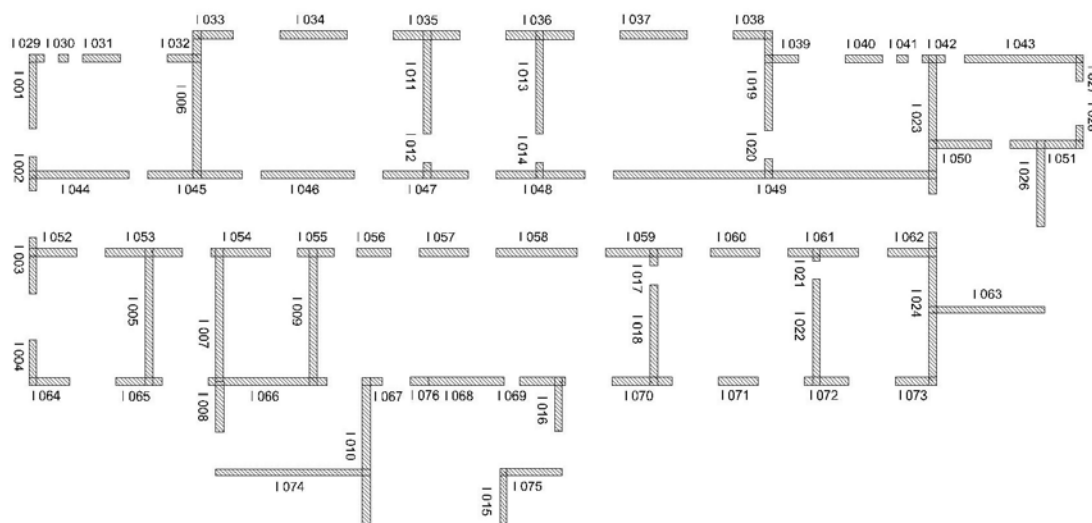
$$e_d = \frac{M_d}{N}$$

PARTE 3 - I RISULTATI

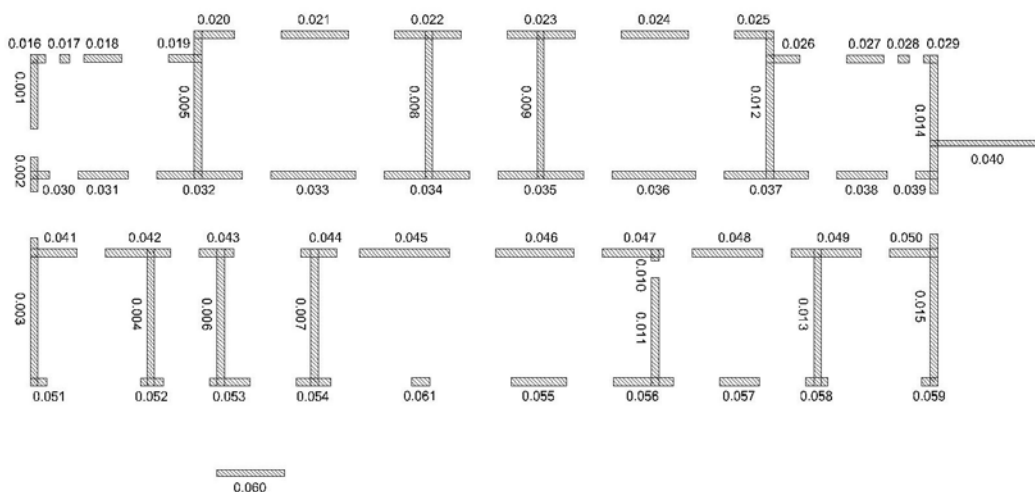
12 DEFINIZIONE DEI MODELLI

12.1 MODELLO MANUALE E NUMERAZIONE DELLE PARETI

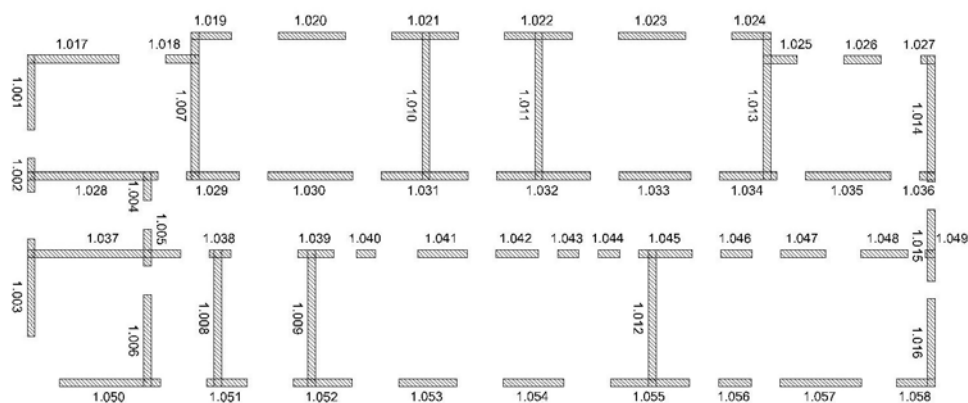
A ciascun maschio murario individuato è stato associato un nome del tipo: "n.m.". Il primo numero indica il piano di appartenenza del maschio murario (I per il piano seminterrato, 0 per piano terra, 1 per piano primo, 2 per piano secondo, etc.), il secondo numero identifica il maschio murario nel piano. A titolo esemplificativo il maschio murario 0.1 è il primo maschio murario del piano terra.



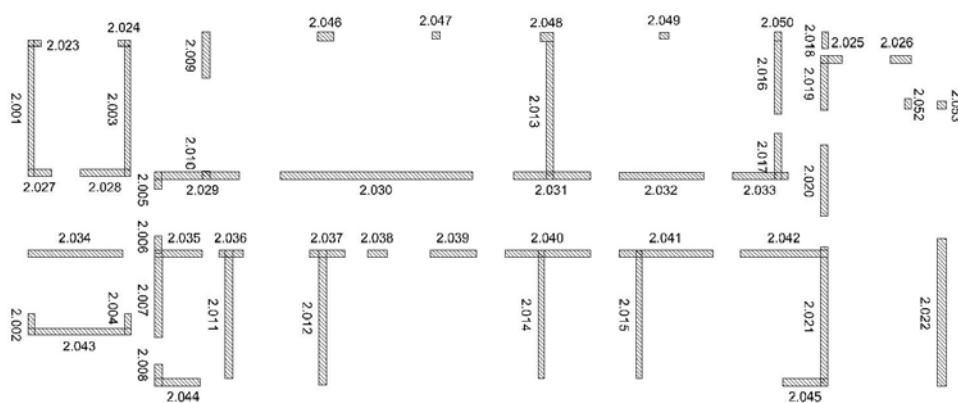
12.1 – MASCHI MURARI PIANO SEMINTERRATO.



12.2 – MASCHI MURARI PIANO TERRA.



12.3 – MASCHI MURARI PIANO PRIMO.



12.4 – MASCHI MURARI PIANO SECONDO.

E stata eseguita l'analisi statica lineare al fine di determinare inizialmente le forze di piano e successivamente le forze agenti sulle singole pareti.

Il periodo di vibrare principale risulta essere:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,05 \cdot 17,25^{3/4} = 0,42 \text{ s}$$

SLV

Si definisce il taglio alla base della struttura:

$$F_h = \lambda \cdot S_a(T_1) \cdot W/g = 0,85 \cdot 0,314 \cdot 37632 = 10038 \text{ kN}$$

Le forze ed i tagli di piano risultano:

$$F_i = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

Impalcato	z_i (m)	W_i (kN)	F_i (kN)	V_i (kN)
4	14,28	7337	3342	3342
3	10,78	10220	3514	6856
2	6,88	9588	2104	8961
1	3,34	10114	1078	10038

SLD

Si definisce il taglio alla base della struttura:

$$F_h = \lambda \cdot S_d(T_1) \cdot W/g = 0,85 \cdot 0,333 \cdot 37632 = 10662 \text{ kN}$$

Le forze ed i tagli di piano risultano:

$$F_i = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

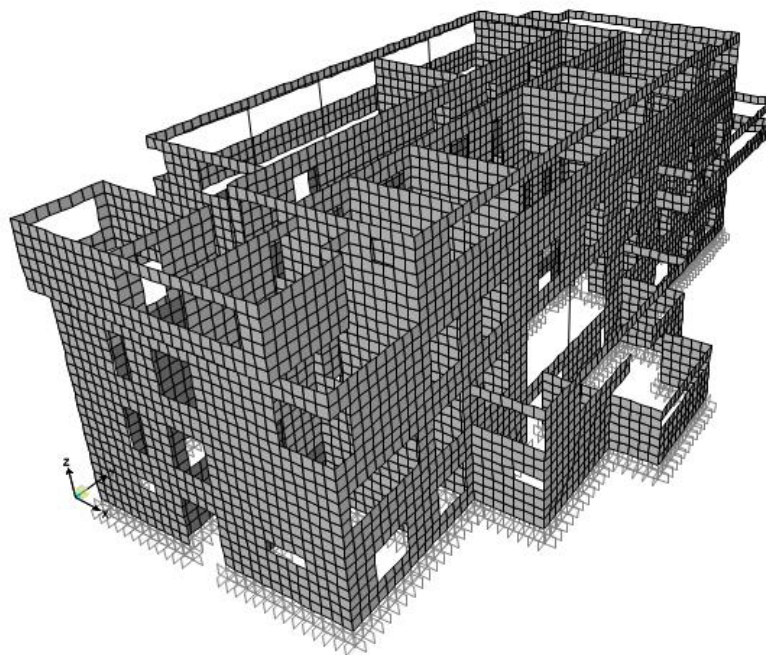
Impalcato	z_i (m)	W_i (kN)	F_i (kN)	V_i (kN)
4	14,28	7337	3550	3550
3	10,78	10220	3733	7282
2	6,88	9588	2235	9517
1	3,34	10114	1144	10662

12.2 MODELLO FEM

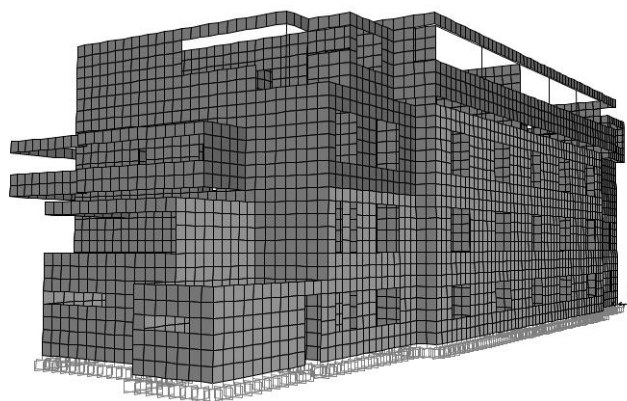
La modellazione della struttura è stata eseguita con l'impiego del software di calcolo strutturale SAP 2000.

Per facilitare il confronto tra i risultati del calcolo manuale e FEM si è tenuta la stessa numerazione delle pareti.

Come precedentemente esposto, i paramenti murari sono stati modellati come elementi di guscio a 4 nodi "shell thick" con dimensioni 50x50 cm a cui sono stati assegnati le reali caratteristiche e spessori del materiale. Sono inoltre presenti, in alcuni punti, travi e pilastri che modellati come elementi frame a cui sono stati assegnati i relativi materiali e le diverse sezioni. Tutti gli orizzontamenti sono stati vincolati internamente con diaframmi in modo da simulare il comportamento di un piano rigido. Alla base del modello sono stati inseriti vincolo di incastro.



12.5 – MODELLO FEM IN SAP 2000 – VISTA 1.



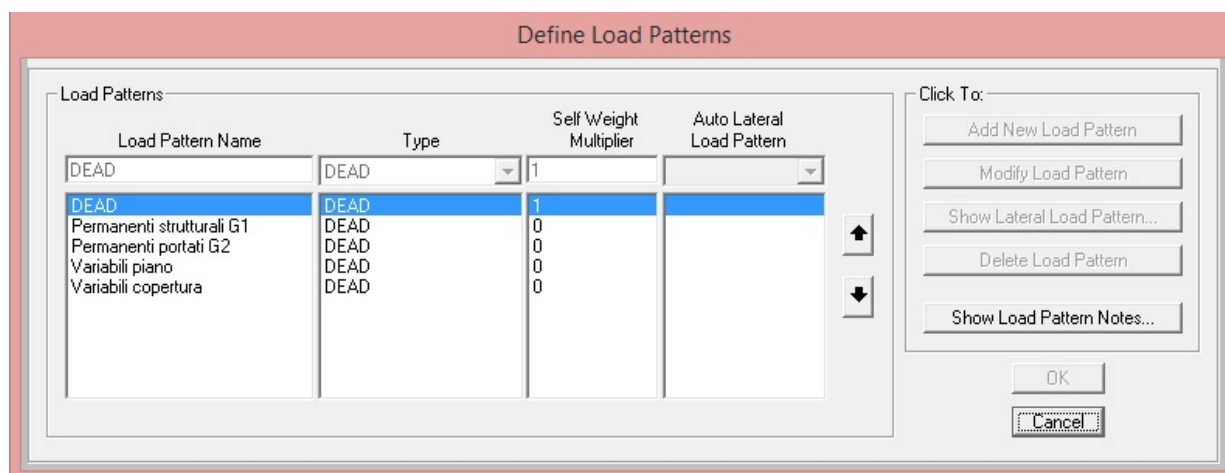
12.6 – MODELLO FEM IN SAP 2000 – VISTA 2.

Combinazione di calcolo

Sono stati definiti i diversi tipi di carichi attraverso il menù *Define Load Patterns*:

- | | |
|---------------------------|--|
| DEAD | carichi dovuti ai pesi propri degli elementi, con coefficiente pari a 1; |
| Permanenti strutturali G1 | carichi dovuti ad elementi strutturali portati, con coefficiente pari a 0; |

Permanententi portanti G2	carichi dovuti ad elementi portanti non strutturali, con coefficiente pari a 0;
Variabili di piano	carichi variabili con coefficiente pari a 0;
Variabili di copertura	carico di neve, con coefficiente pari a 0.



12.2 – TABELLA DI DEFINIZIONE DEI CARICHI DI SAP 2000.

Occorre inoltre definire la sorgente di massa dal menù *Define mass source*, indicando il moltiplicatore da assegnare ai diversi carichi nel calcolo sismico; sono stati definiti i seguenti moltiplicatori, corrispondenti ai coefficienti ψ_{2j} previsti dalla norma:

DEAD	$\psi_{2j} = 1;$
Permanententi strutturali G1	$\psi_{2j} = 1;$
Permanententi portati G2	$\psi_{2j} = 1;$
Variabili di piano	$\psi_{2j} = 0,6;$
Variabili di copertura	$\psi_{2j} = 0.$

Define Mass Source

Mass Definition

☐ From Element and Additional Masses
☒ From Loads
☐ From Element and Additional Masses and Loads

Define Mass Multiplier for Loads

Load	Multiplier
DEAD	1.
DEAD	1.
Permanenti strutturali	1.
Permanenti portati G2	1.
Variabili piano	0,6

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

12.7 – TABELLA DI DEFINIZIONE DELLA SORGENTE DI MASSA SISMICA.

Si definiscono, quindi, lo spettro di risposta relativo al sito in esame dal menù *Define response spectrum functions*, inserendo i dati ed i valori necessari alla determinazione dello spettro di sito, i casi di carico, tra i quali l'analisi modale con spettro di risposta, e le combinazioni di carico.

Analisi modale

Si riportano di seguito i dati relativi ai primi dieci modi di vibrare della struttura.

Periodi, frequenze e percentuali di massa attivata

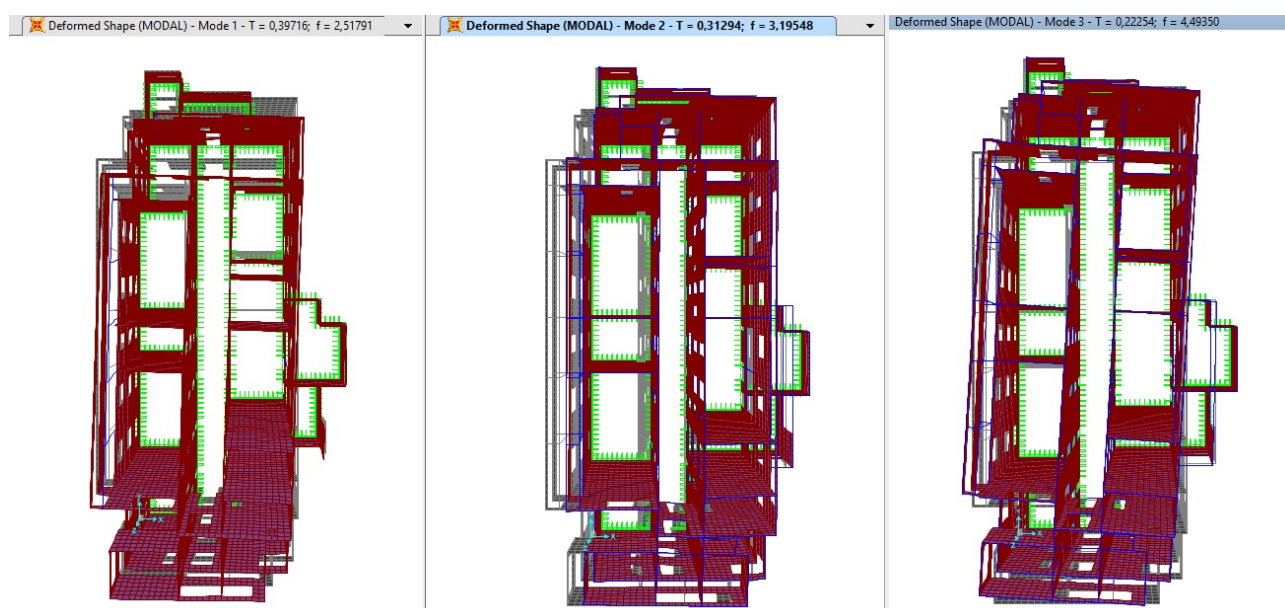
Output Case	Step Num	Periodo	Frequenza	Circ Freq	UX	UY	UZ
		Sec	Cyc/sec	rad/sec	percentuale di massa attivata	percentuale di massa attivata	percentuale di massa attivata
MODAL	1	0,397155	2,5179	15,82	0,000911	0,24	5,739E-08
MODAL	2	0,312942	3,1955	20,078	0,7	0,0002054	0,00001298
MODAL	3	0,222543	4,4935	28,234	0,0004772	0,08793	0,00006313

MODAL	4	0,118091	8,4681	53,206	0,007664	0,46	0,001408
MODAL	5	0,112856	8,8608	55,674	0,13	0,03176	0,0001193
MODAL	6	0,098483	10,154	63,799	0,0008377	0,007724	0,52
MODAL	7	0,081981	12,198	76,642	0,03924	0,01459	0,1
MODAL	8	0,071893	13,91	87,397	0,03223	0,01662	0,1
MODAL	9	0,048313	20,698	130,05	0,03738	0,007539	0,08071
MODAL	10	0,044309	22,569	141,8	0,02549	0,03019	0,06942

Per le direzioni x e y la massa totale attivata risulta essere:

Output Case	Item Type	Item	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	97,2332
MODAL	Acceleration	UY	100	90,4227

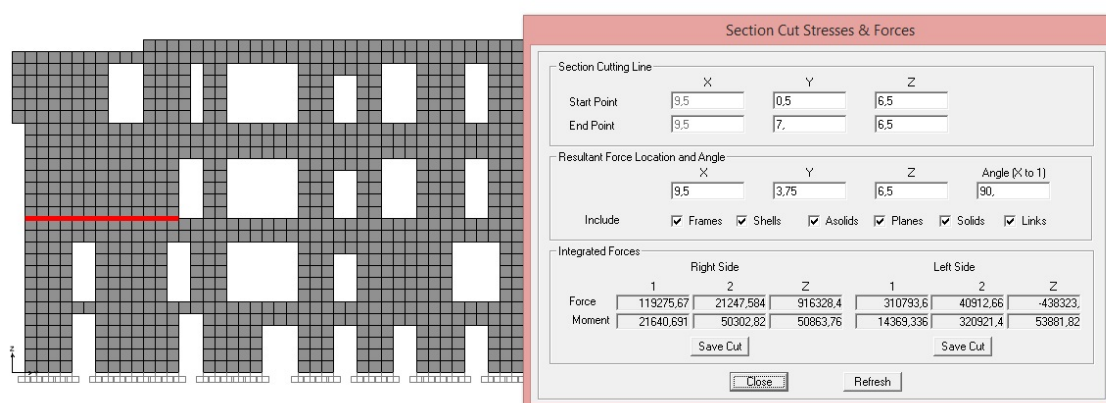
Modi di vibrare



12.8 – PRIMI TRE MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA.

Individuazione delle sollecitazioni

Per individuare le sollecitazioni presenti sui maschi murari vengono definite delle *section cuts* alla base delle pareti.



12.9 – ESEMPIO DI SECTION CUT ALLA BASE DI UN MASCHIO MURARIO.

13 VERIFICHE DI SICUREZZA

13.1 VERIFICHE STATICHE

Le verifiche statiche sono eseguite a partire dalle sollecitazioni determinate tramite il modello manuale ed il modello agli elementi finiti.

Con riferimento a quanto descritto nel Capitolo 10, si riportano i risultati ottenuti dalle verifiche statiche sui singoli maschi murari valutando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione fondamentale allo Stati Limite Ultimo (SLU).

13.1.1 MODELLO MANUALE

I risultati derivanti dal modello manuale vengono riassunti nella seguente tabella:

Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	11	24%	34	76%
Primo piano	35	60%	23	40%
Piano terra	43	72%	17	28%
Seminterrato	43	58%	31	42%
TOTALE	132	56%	105	44%

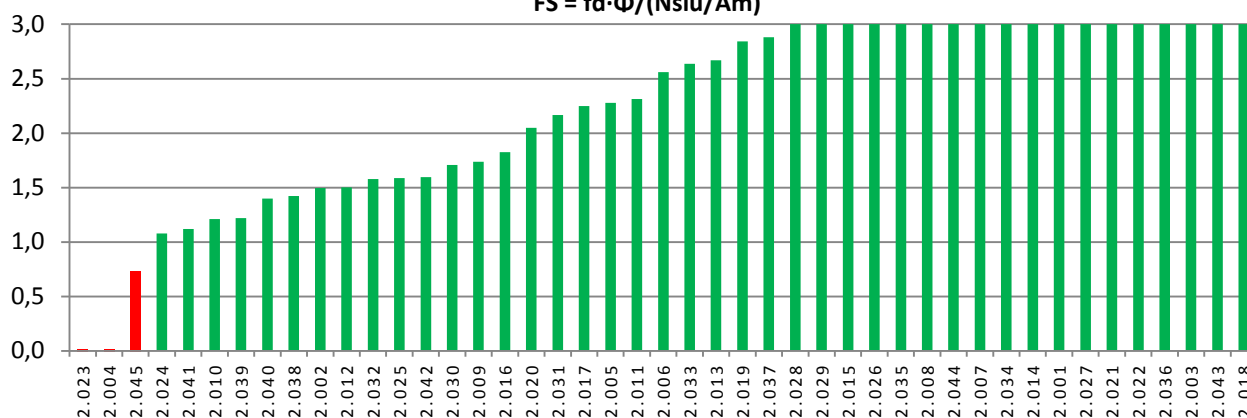
13.1.2 MODELLO FEM

Si riportano, per ciascun piano e per ogni maschio murario, i valori del Fattore di Sicurezza FS relativo alle verifiche statiche eseguite valutando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione fondamentale allo Stato Limite Ultimo (SLU).

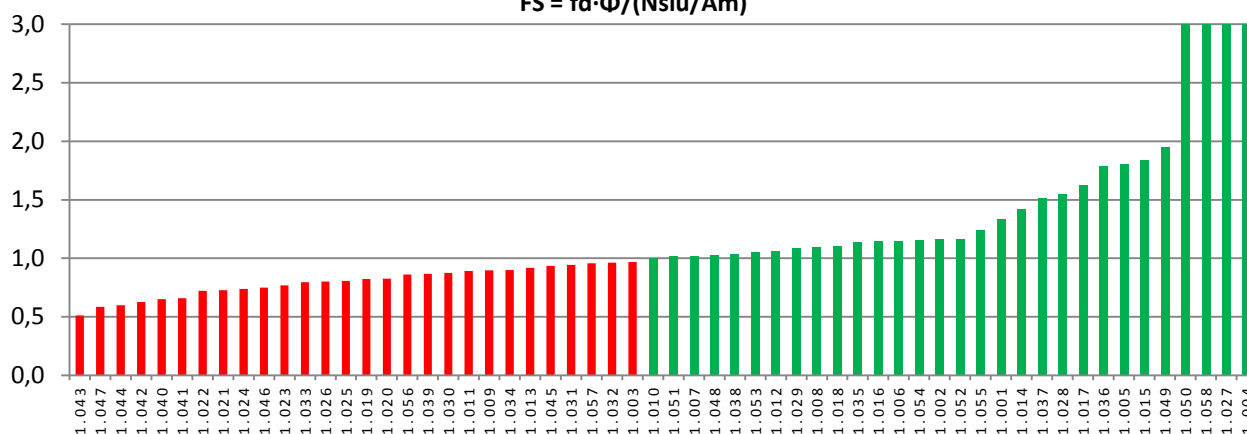
Negli istogrammi con il colore verde si identificano le pareti verificate ($FS > 1$), mentre in rosso le pareti non verificate ($FS < 1$).

I corretti valori dei fattori di sicurezza superiori a 3, approssimati con tale valore, non sono visualizzabili negli istogrammi per ragioni grafiche.

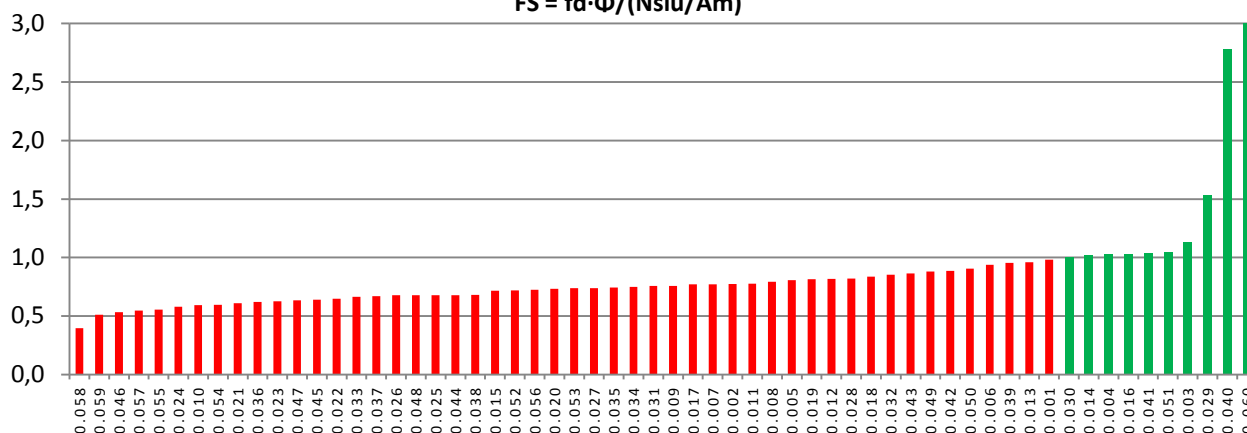
**VERIFICA STATICA SLU
PARETI PIANO SECONDO
 $FS = fd \cdot \Phi / (Nslu / Am)$**



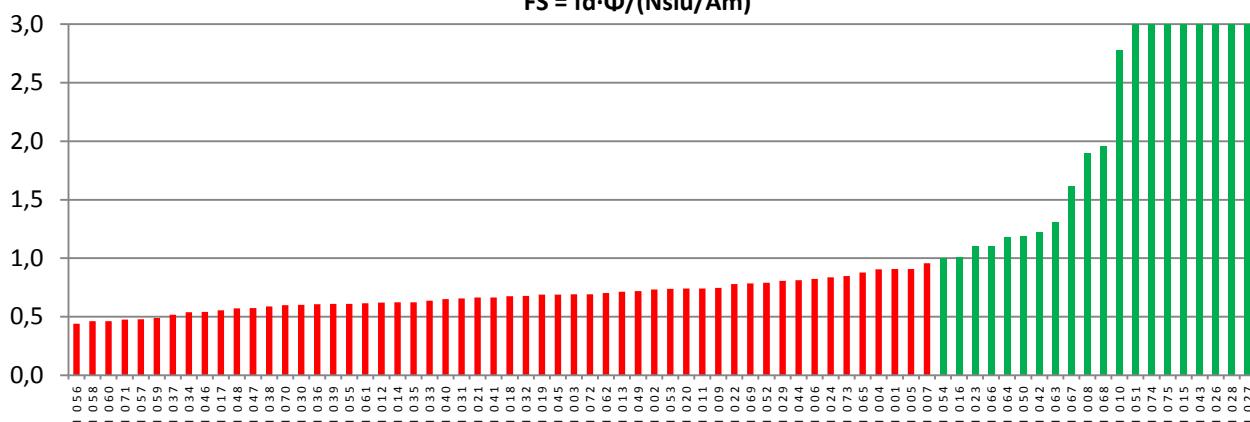
**VERIFICA STATICA SLU
PARETI PIANO PRIMO
 $FS = fd \cdot \Phi / (Nslu / Am)$**



**VERIFICA STATICA SLU
PARETI PIANO TERRA
 $FS = fd \cdot \Phi / (Nslu / Am)$**



**VERIFICA STATICA SLU
PARETI SEMINTERRATO
 $FS = fd \cdot \Phi / (Nslu / Am)$**

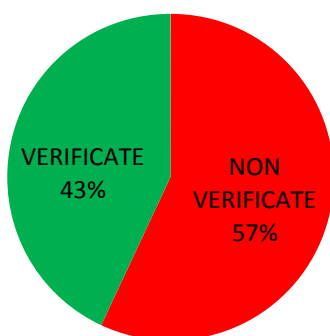


Si sintetizzano i risultati nella seguente tabella:

Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	3	7%	42	93%
Primo piano	28	48%	30	52%
Piano terra	50	83%	10	17%
Seminterrato	54	73%	20	27%
TOTALE	135	57%	102	43%

Di seguito si riporta il diagramma a torta con le percentuali di maschi murari verificati e non verificati per l'intera struttura:

**VERIFICA STATICA SLU
modello FEM**



13.2 VERIFICHE SISMICHE

13.2.1 VERIFICA DELL'AREA A TAGLIO (LV1)

Con riferimento ai paragrafi 11.1.1 e 11.2.1, si riportano i fattori di sicurezza FS relativi alla verifica LV1 e determinati, per ciascun impalcato della struttura, come il rapporto tra la tensione tangenziale resistente, tenendo conto del beneficio dato dalla presenza di compressione, e la tensione tangenziale di progetto che si sviluppa nelle pareti a causa di un'accelerazione di riferimento S_d .

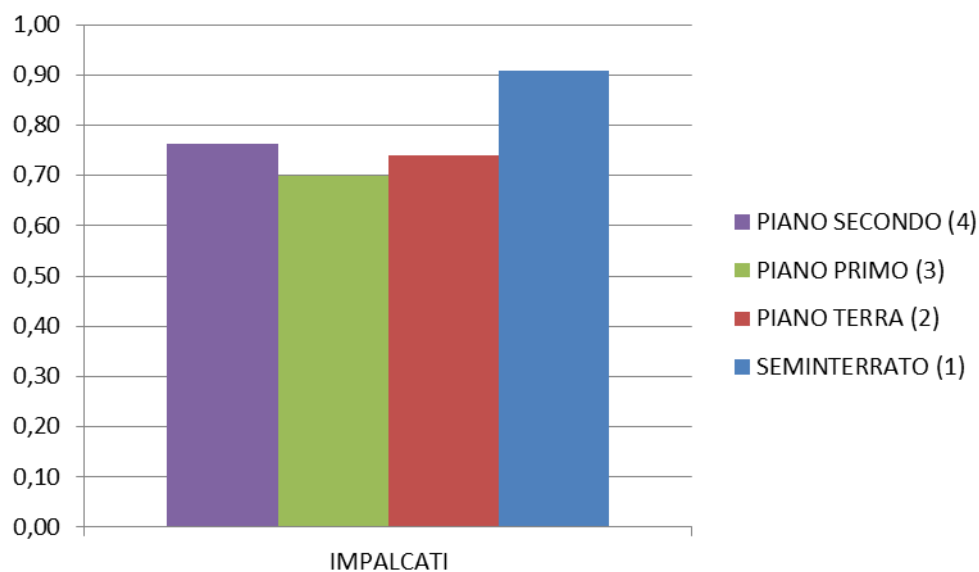
$$FS = \frac{\tau_r}{V_i/A_{mi}}$$

13.2.1.1 MODELLO MANUALE

Impalcato	V_i [kN]	A_{mi} [m ²]	W_i [kN]	τ_{ri} [kN/m ²]	FS
4	3342	41,15	8351	63,39	0,78
3	6856	56,03	18083	81,14	0,66
2	8961	56,75	27157	104,23	0,66
1	10038	73,09	36993	108,32	0,79

13.2.1.2 MODELLO FEM

Impalcato	V_i [kN]	A_{mi} [m ²]	W_i [kN]	τ_{ri} [kN/m ²]	FS
4	3567	41,56	9031	65,53	0,76
3	6942	55,75	20223	87,08	0,70
2	8525	56,07	29956	112,48	0,74
1	9184	71,31	40216	116,89	0,91

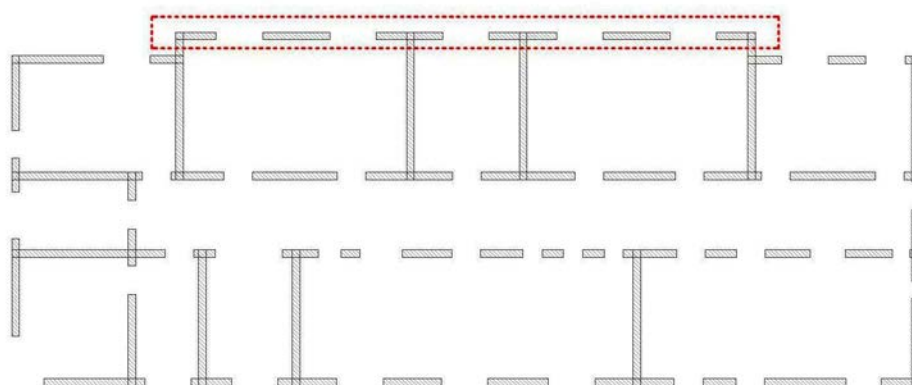


La verifica semplificata (LV1) restituisce esito negativo per tutti gli impalcati in entrambe le modellazioni.

13.2.2 VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI (LV2)

Le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori piano, eseguite mediante l'analisi cinematica lineare, sono svolte mediante l'utilizzo dell'applicativo C.I.N.E. (*Condizioni d'instabilità negli edifici*) prodotto da RELUIS (versione 1.0.4, Settembre 2009).

In figura è individuata la facciata sulla quale sono state eseguite le verifiche LV2 dei meccanismi locali di collasso.



13.1 – INDIVIDUAZIONE PARETE SCELTA PER LE VERIFICHE LV2.

13.2.2.1

VERIFICA A RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIA (*)				Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]	
		Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]			Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]
	1	0,98	2,55	24,69	14,79	24,69	18,0	
	2	0,85	2,76	24,69	14,79	24,69	18,0	
	3	0,96	2,87	24,69	14,79	24,69	18,0	
	4	1,53	2,97	26,66	0,00	26,66	18,0	
	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
	1	0,33	3,34	0,22			1,65	
2	0,32	3,54	0,21			1,76		
3	0,32	3,90	0,21			1,96		
4	0,31	3,50	0,21			1,40		
AZIONI SUI MACROELEMENTI								
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]	
1	397,5		573,7					
2	394,5		596,1					
3	445,7		1045,0					
4	306,5		0,0					
DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI							
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]			
	4 - 3 - 2 - 1	247,5	475,8	0,0	0,0			
	4 - 3 - 2	181,9	349,5	0,0	0,0			
	4 - 3	118,8	222,6	0,0	0,0			
	4	47,5	0,0	0,0	0,0			
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI							
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]		
	4 - 3 - 2 - 1	10339,5	17282,2	0,0	0,0	0,0		
	4 - 3 - 2	5854,5	9884,9	0,0	0,0	0,0		
4 - 3	2497,3	4075,5	0,0	0,0	0,0			
4	429,2	0,0	0,0	0,0	0,0			

RESPONSABILE scientifico

prof. ing. Pier Paolo Diotallevi

MOLTIPLI- CATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	4 - 3 - 2 - 1	0,026	1,35	314,008	0,819	0,232
	4 - 3 - 2	0,034		242,899	0,855	0,287
	4 - 3	0,052		167,996	0,917	0,412
	4	0,111		31,239	1,000	0,804

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008					
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q				2,25
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T				1,00
	Categoria suolo di fondazione				C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]				0,211
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0				2,396
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]				0,315
	Fattore di smorzamento η				1,000
	Altezza della struttura H [m]				17,25
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S				1,397
	Coefficiente C_C				1,537
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S				1,397
	Numero di piani dell'edificio N				4
	Coefficiente di partecipazione modale γ				1,333
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]				0,423
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1			0,038	
	4 - 3 - 2	3,34	0,194	0,047	2,502
	4 - 3	6,88	0,399	0,068	1,741
	4	10,78	0,625	0,132	2,172

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,038
	4 - 3 - 2	0,047
	4 - 3	0,053
	4	0,066

Le accelerazioni di attivazione dei meccanismi risultano:

$a_{g,SLV} = 0,038$ (ribaltamento pareti 4 - 3 - 2 - 1) \rightarrow $FS = 0,18$ NON VERIFICATO;

$a_{g,SLV} = 0,047$ (ribaltamento pareti 4 - 3 - 2) \rightarrow $FS = 0,22$ NON VERIFICATO;

$a_{g,SLV} = 0,053$ (ribaltamento pareti 4 - 3) \rightarrow $FS = 0,25$ NON VERIFICATO;

$a_{g,SLV} = 0,066$ (ribaltamento parete 4) \rightarrow $FS = 0,31$ NON VERIFICATO.

13.2.2.2 VERIFICA A FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
	Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_V [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_V [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
	0,32	3,90	0,16			0,11
	AZIONI SUI MACROELEMENTI					
DATI DI CALCOLO	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_S [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
	18,0	22,5	42,3	56,5		
DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_V$			
	2,243	2,42	N.C.			
MULTIPLICATORE α_0	Valore minimo assunto da α_0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	2,243	2,42	1,35	2,290	1,000	16,302

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,25	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		C	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,211	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O		2,396	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,315	
	Fattore di smorzamento η		1,000	
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		6,880	
	Altezza della struttura H [m]		17,25	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s		1,397	
	Coefficiente C_C		1,537	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,397	
	Numero di piani dell'edificio N		4	
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,423	
	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g^{(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
8,830	0,512	2,677	53,741	

RESPONSABILE scientifico

prof. ing. Pier Paolo Diotallevi

PGA-SLV	$a_{g(SLV)}$ $\min(C8A.4.9;$ $C8A.4.10)$
	1,637

L'accelerazione di attivazione del meccanismo risultano:

$$a_{g, SLV} = 1,637 \text{ (ribaltamento pareti 4 - 3 - 2 - 1)} \rightarrow FS = 7,76 \quad \text{VERIFICATO.}$$

13.2.3 VERIFICHE A PARTIRE DAL MODELLO GLOBALE (LV3)**13.2.3.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO DELLA PARETE**

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche a pressoflessione nel piano eseguite, secondo quanto esposto ai paragrafi 11.1.3 e 11.2.3.1, su ciascun maschio murario attraverso il rapporto tra momento ultimo e momento sollecitante:

$$FS = \frac{M_u}{M_d}$$

13.2.3.1.1 MODELLO MANUALE

I risultati derivanti dal modello manuale vengono riassunti nella seguente tabella:

Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	18	55%	15	45%
Primo piano	30	59%	21	41%
Piano terra	43	88%	6	12%
Seminterrato	44	70%	19	30%
TOTALE	135	69%	61	31%

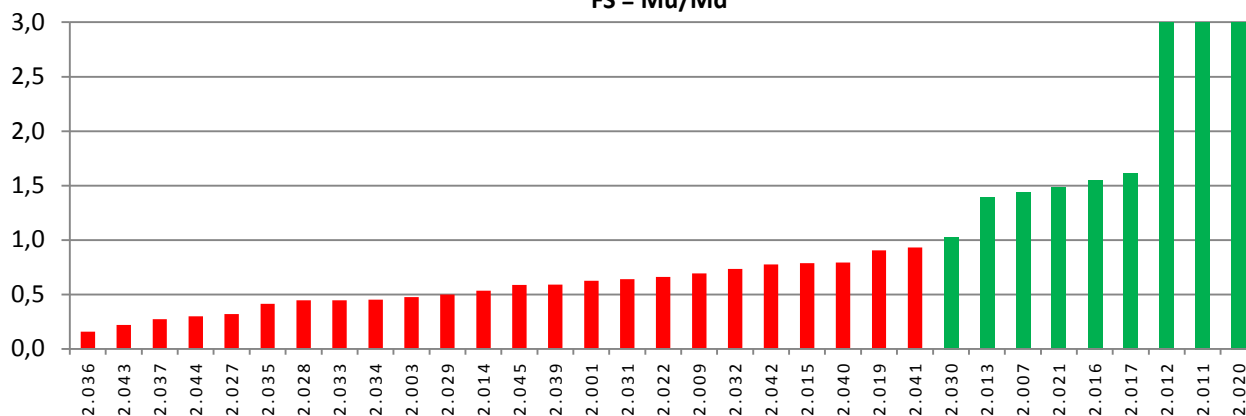
13.2.3.1.2 MODELLO FEM

Di seguito si riportano, per ciascun piano e per ogni maschio murario, i valori del Fattore di Sicurezza *FS* determinato dalla verifica.

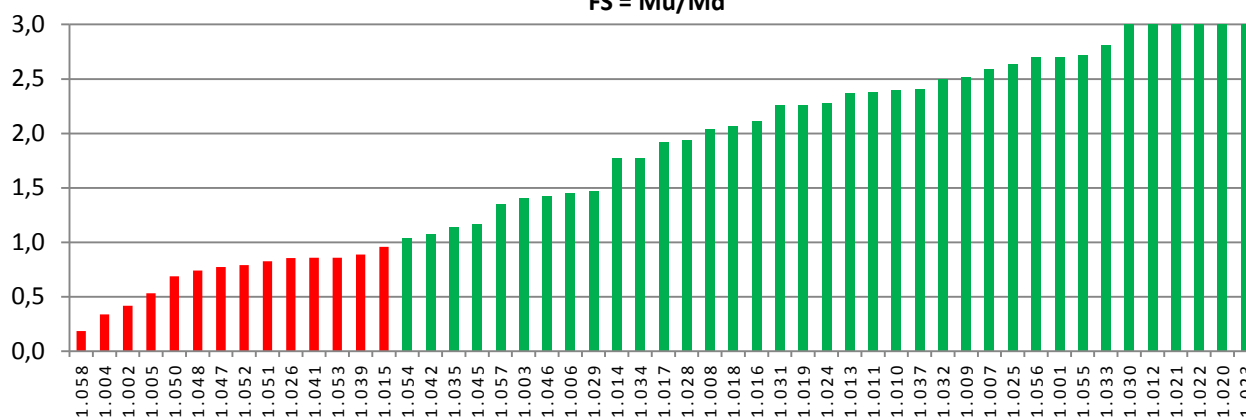
Negli istogrammi con il colore verde si identificano le pareti verificate ($FS > 1$), mentre in rosso le pareti non verificate ($FS < 1$).

I corretti valori dei fattori di sicurezza superiori a 3, approssimati con tale valore, non sono visualizzabili negli istogrammi per ragioni grafiche.

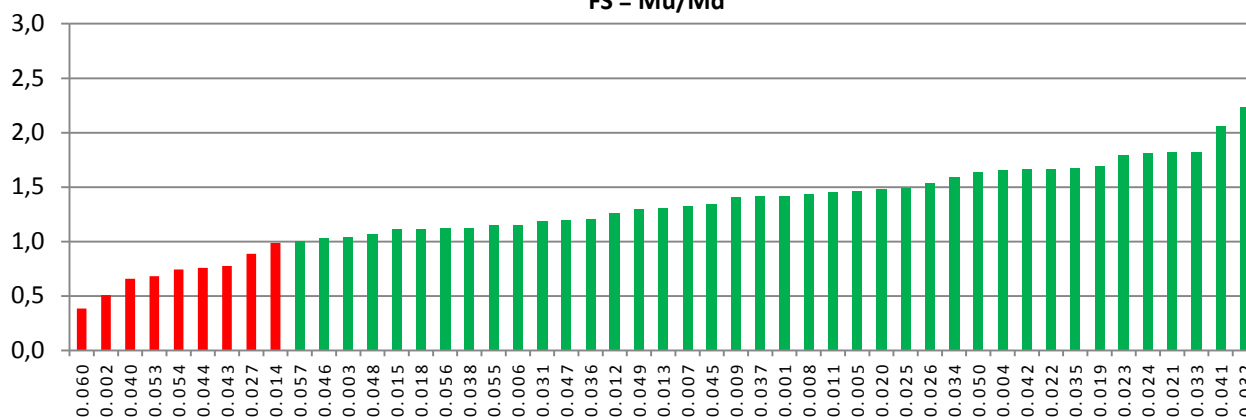
**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO
PARETI PIANO SECONDO
FS = Mu/Md**



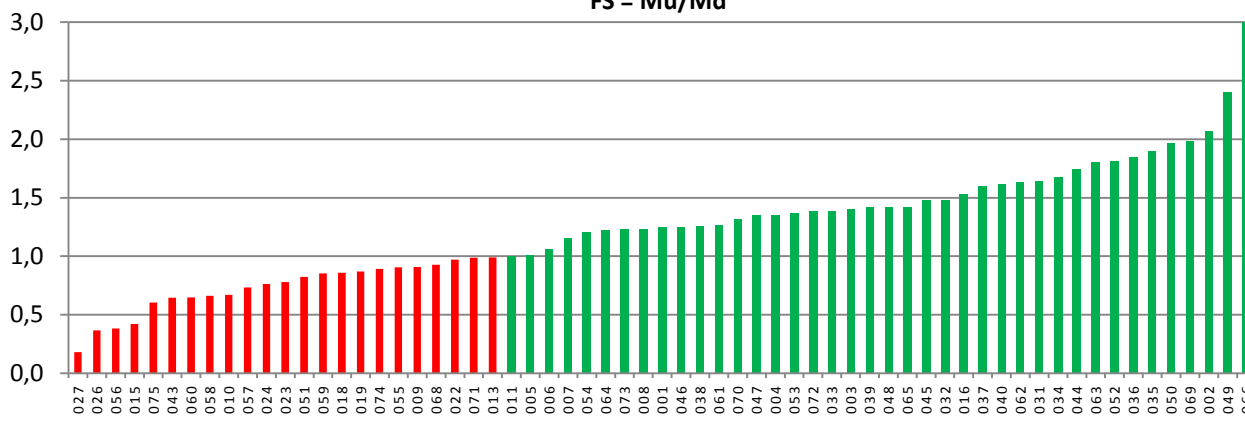
**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO
PARETI PIANO PRIMO
FS = Mu/Md**



**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO
PARETI PIANO TERRA
FS = Mu/Md**



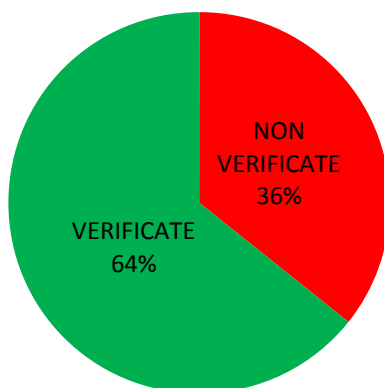
VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO
PARETI SEMINTERRATO
FS = Mu/Md



Si riassumono i risultati nella seguente tabella e nel grafico a torta che riporta le percentuali di elementi verificati e non verificati per l'intera struttura:

Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	24	73%	9	27%
Primo piano	14	27%	37	73%
Piano terra	9	18%	40	82%
Seminterrato	23	37%	40	63%
TOTALE	70	36%	126	64%

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO



13.2.3.2 VERIFICA A TAGLIO DELLA PARETE

Con riferimento a quanto esposto ai paragrafi 11.1.3 e 11.2.3.2, si riportano di seguito i risultati delle verifiche a taglio eseguite su ogni maschio murario ottenuti valutando il Fattore di Sicurezza FS attraverso il rapporto tra taglio resistente e taglio sollecitante:

$$FS = \frac{V_R}{V_d}$$

Per ciascuna parete è stata valutata la resistenza a taglio per scorrimento e per fessurazione diagonale.

13.2.3.2.1 VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO

13.2.3.2.1.1 MODELLO MANUALE

I risultati derivanti dal modello manuale vengono riassunti nella seguente tabella:

Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	31	94%	2	6%
Primo piano	49	96%	2	4%
Piano terra	49	100%	0	0%
Seminterrato	58	92%	5	8%
TOTALE	187	95	9	5%

13.2.3.2.1.2 MODELLO FEM

Di seguito si riportano, per ciascun piano e per ogni maschio murario, i valori del Fattore di Sicurezza FS determinato dalla verifica.

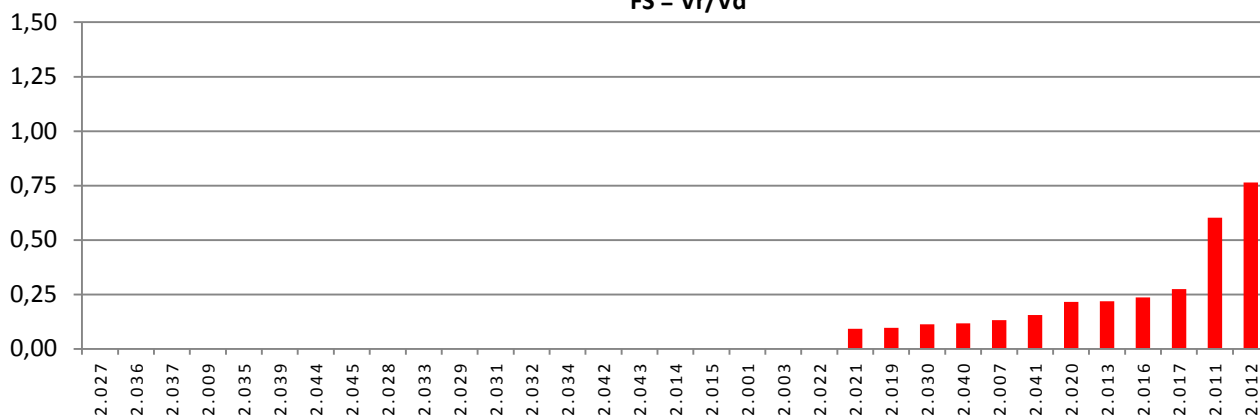
Negli istogrammi con il colore verde si identificano le pareti verificate ($FS > 1$), mentre in rosso le pareti non verificate ($FS < 1$).

Alcune verifiche hanno restituito valori negativi del Fattore di Sicurezza, tali valori segnalano che la risultante cade fuori dalla sezione della parete, non rendendo possibile una determinazione del Fattore di Sicurezza, assunto quindi nullo; negli istogrammi che seguono sono quindi presenti dei valori nulli.

VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO

PARETI PIANO SECONDO

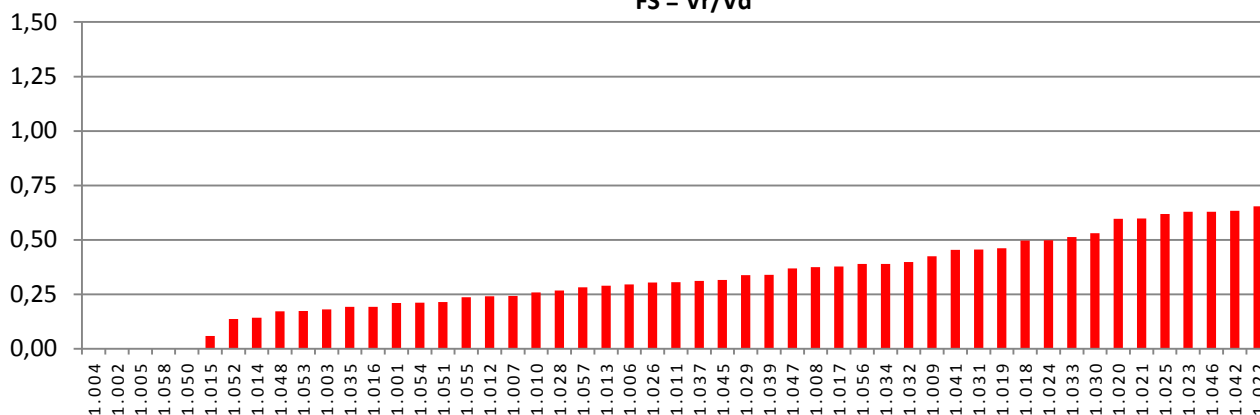
$$FS = V_r/V_d$$



VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO

PARETI PIANO PRIMO

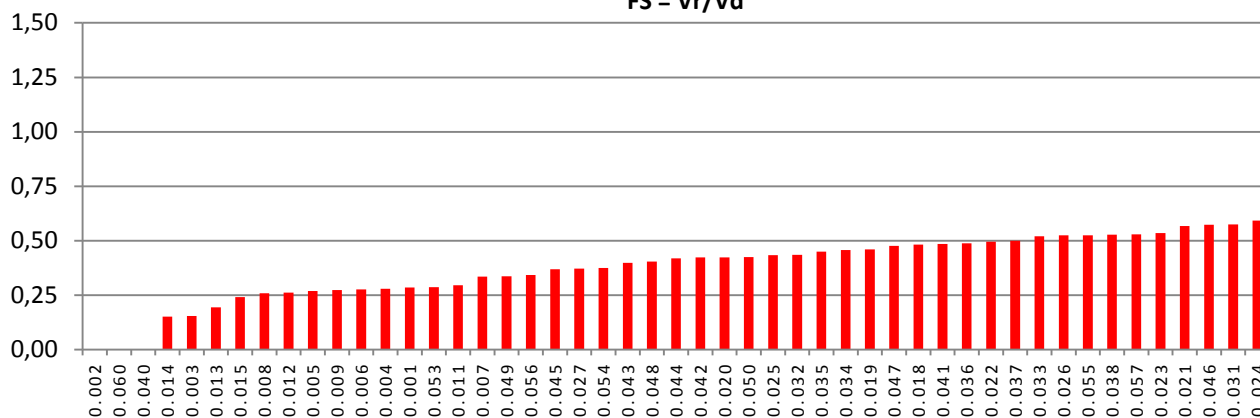
$$FS = V_r/V_d$$



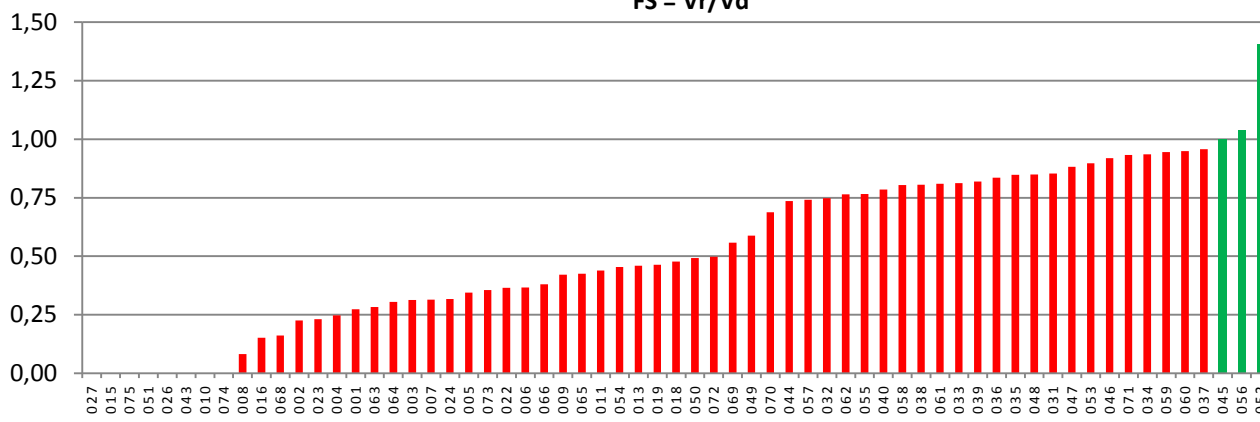
VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO

PARETI PIANO TERRA

$$FS = V_r/V_d$$



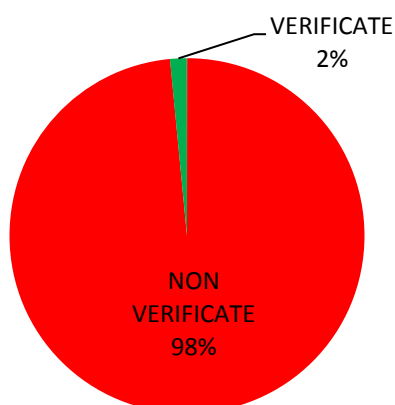
**VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO
PARETI SEMINTERRATO
 $FS = V_r/V_d$**



Si riassumono i risultati nella seguente tabella e nel grafico a torta che riporta le percentuali di elementi verificati e non verificati per l'intera struttura:

Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	33	100%	0	0%
Primo piano	51	100%	0	0%
Piano terra	49	100%	0	0%
Seminterrato	60	95%	3	5%
TOTALE	193	98%	3	2%

VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO



13.2.3.2.2 VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

13.2.3.2.2.1 MODELLO MANUALE

I risultati derivanti dal modello manuale vengono riassunti nella seguente tabella:

Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	31	94%	2	6%
Primo piano	50	98%	1	2%
Piano terra	49	100%	0	0%
Seminterrato	61	97%	2	3%
TOTALE	191	97%	5	3%

13.2.3.2.2.2 MODELLO FEM

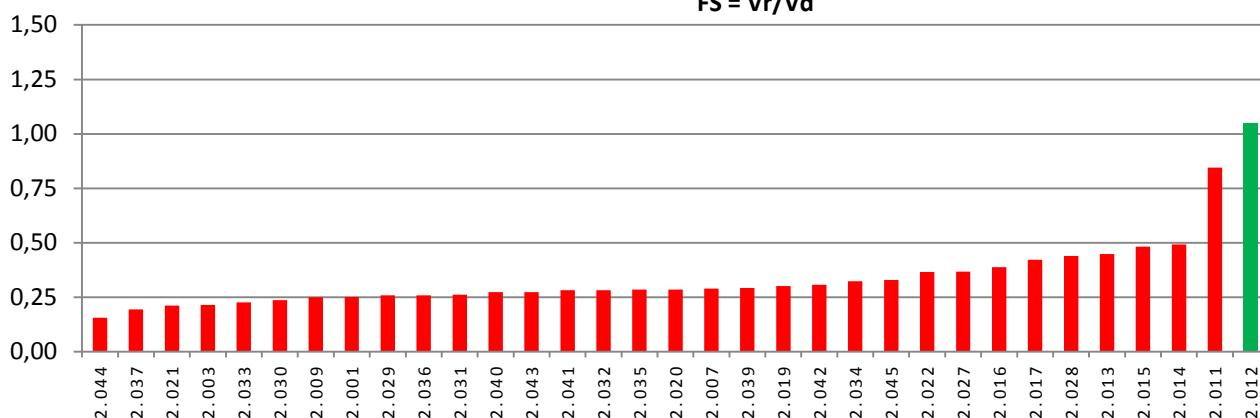
Di seguito si riportano, per ciascun piano e per ogni maschio murario, i valori del Fattore di Sicurezza FS determinato dalla verifica.

Negli istogrammi con il colore verde si identificano le pareti verificate ($FS > 1$), mentre in rosso le pareti non verificate ($FS < 1$).

VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

PARETI PIANO SECONDO

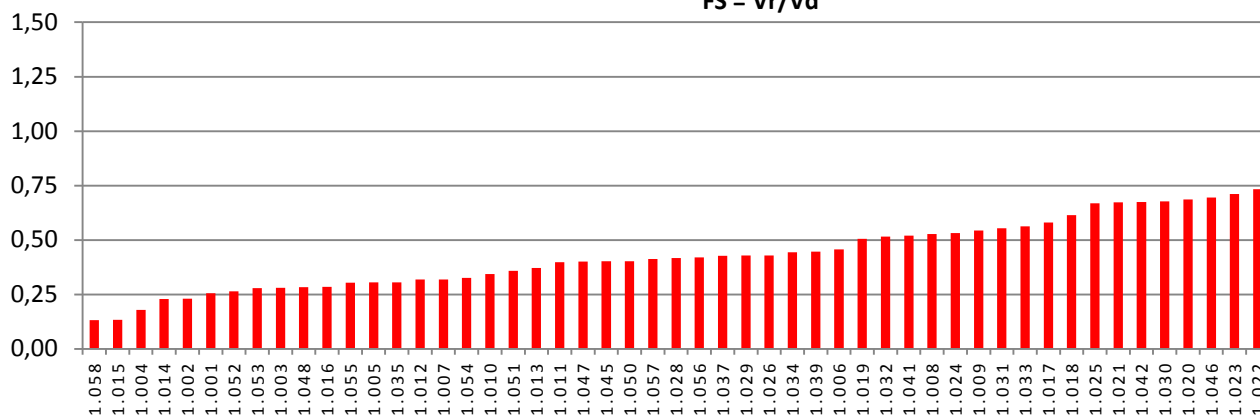
$$FS = V_r/V_d$$



VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

PARETI PIANO PRIMO

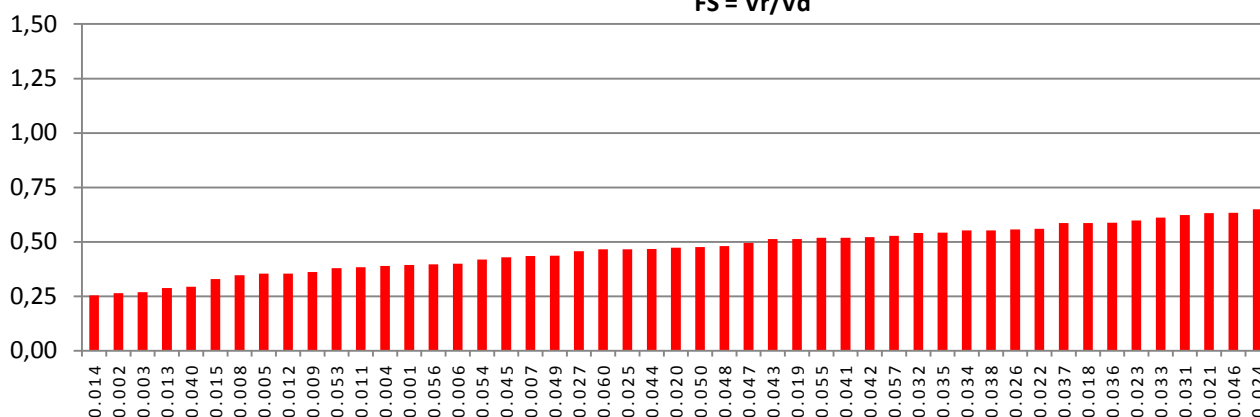
$$FS = V_r/V_d$$



VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

PARETI PIANO TERRA

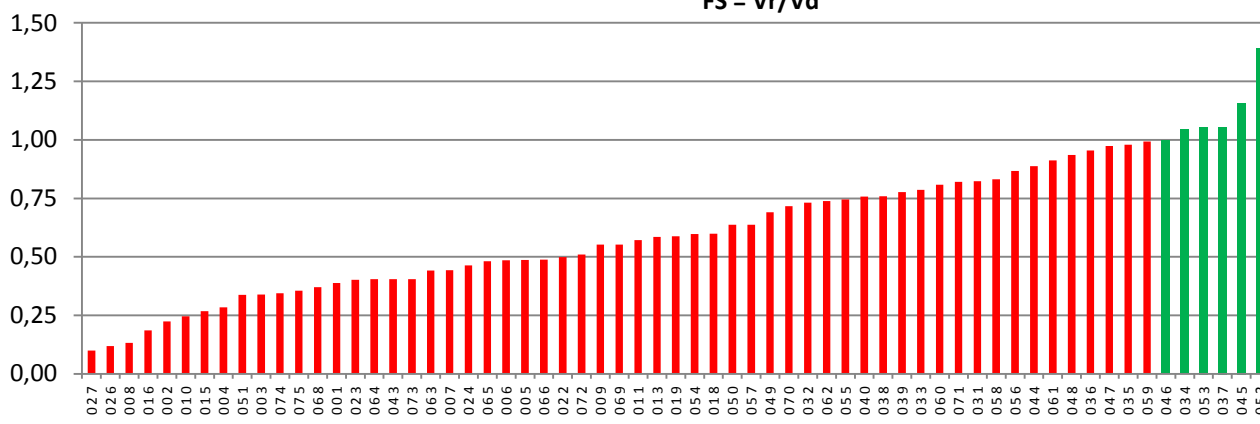
$$FS = V_r/V_d$$



VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

PARETI SEMINTERRATO

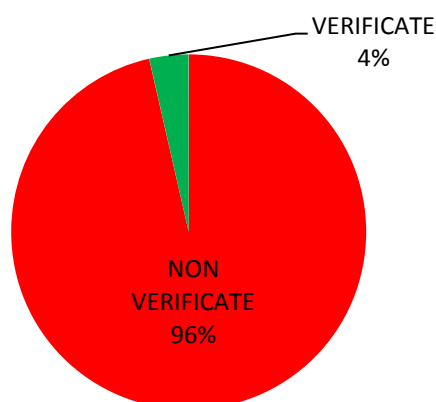
$$FS = V_r/V_d$$



Si riassumono i risultati nella seguente tabella e nel grafico a torta che riporta le percentuali di elementi verificati e non verificati per l'intera struttura:

Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	32	97%	1	3%
Primo piano	51	100%	0	0%
Piano terra	49	100%	0	0%
Seminterrato	57	90%	6	10%
TOTALE	189	96%	7	4%

VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE



13.2.3.3 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO

Con riferimento a quanto esposto ai paragrafi 11.1.3 e 11.2.3.3, per la valutazione della sicurezza delle costruzioni per effetto dei momenti fuori dal piano, si è utilizzata l'eccentricità e_u come parametro identificativo della capacità dei maschi murari. In particolare, sono stati considerati i seguenti valori di eccentricità ultima:

eccentricità di inizio danneggiamento: $e_{u1} = t/6$;

eccentricità di collasso per instabilità: $e_{u2} = t/2$;

eccentricità di collasso per schiacciamento: $e_{u3} = M_u/N_d$

I coefficienti di sicurezza relativi risultano quindi essere definiti come segue:

inizio danneggiamento: $FS_1 = e_{u1}/e_d;$

collasso per instabilità: $FS_2 = e_{u2}/e_d;$

collasso per schiacciamento: $FS_3 = e_{u3}/e_d;$

13.2.3.3.1 INIZIO FESSURAZIONE (FS_1)

13.2.3.3.1.1 MODELLO MANUALE

I risultati derivanti dal modello manuale vengono riassunti nella seguente tabella:

Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	15	45%	18	55%
Primo piano	8	16%	43	84%
Piano terra	9	18%	40	82%
Seminterrato	6	10%	57	90%
TOTALE	38	19%	158	81%

13.2.3.3.1.2 MODELLO FEM

Di seguito si riportano, per ciascun piano e per ogni maschio murario, i valori del Fattore di Sicurezza FS determinato dalla verifica.

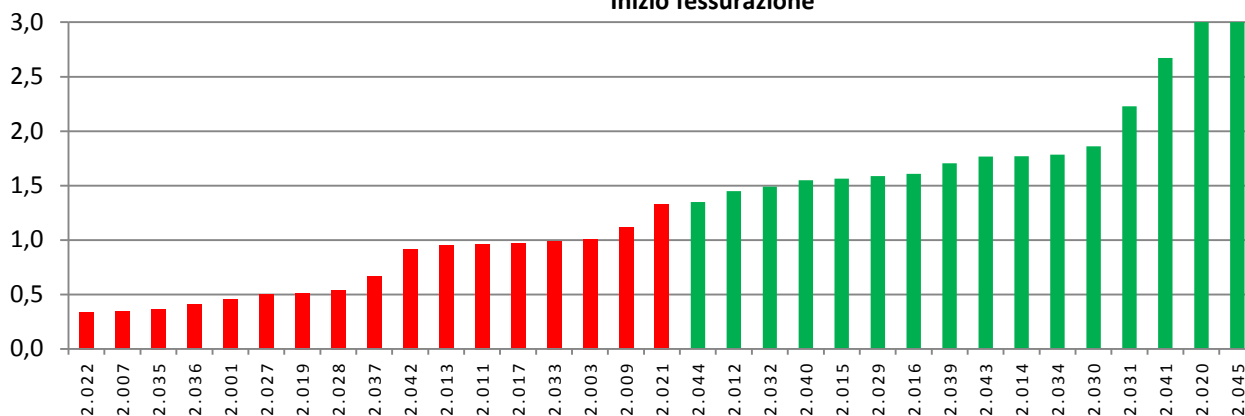
Negli istogrammi con il colore verde si identificano le pareti verificate ($FS > 1$), mentre in rosso le pareti non verificate ($FS < 1$).

I valori dei fattori di sicurezza superiori a 3, approssimati con tale valore, non sono visualizzabili negli istogrammi per ragioni grafiche.

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

PARETI PIANO SECONDO

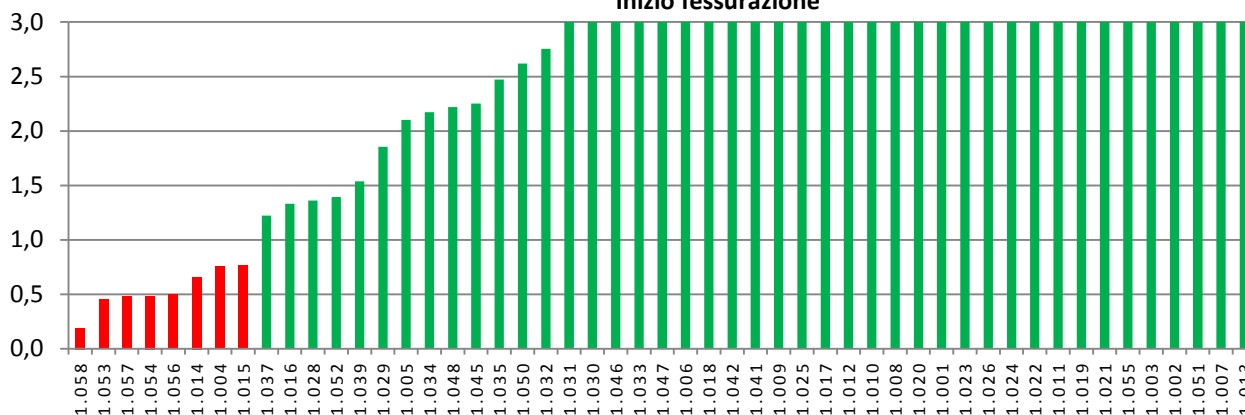
Inizio fessurazione



VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

PARETI PIANO PRIMO

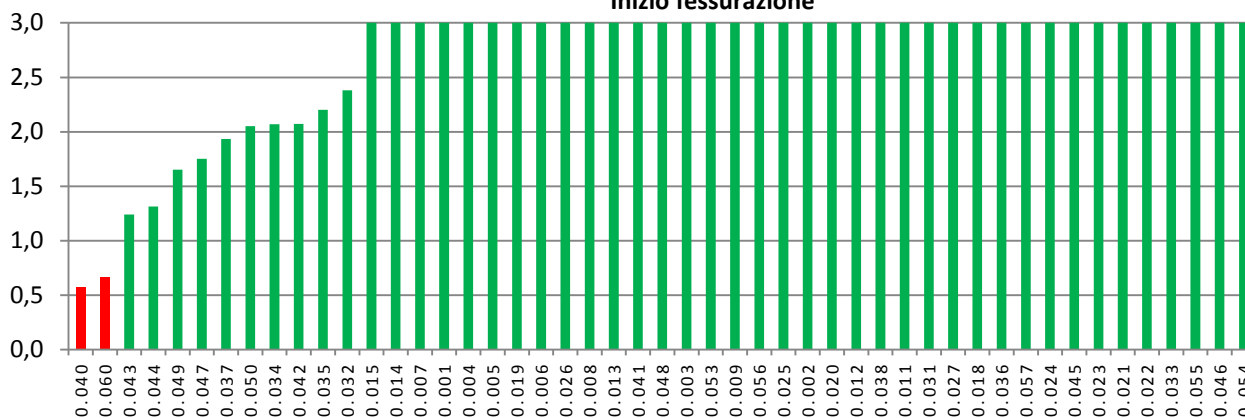
Inizio fessurazione



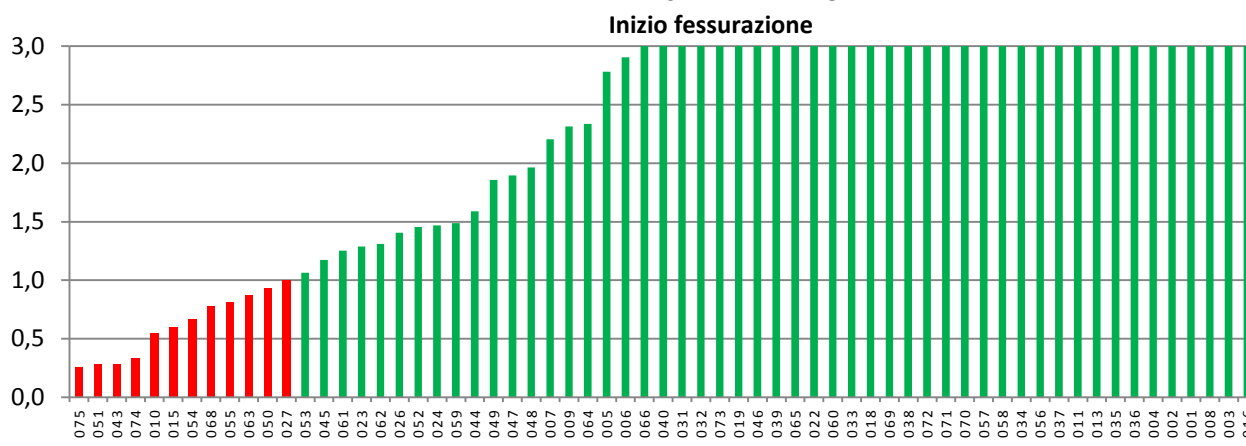
VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

PARETI PIANO TERRA

Inizio fessurazione



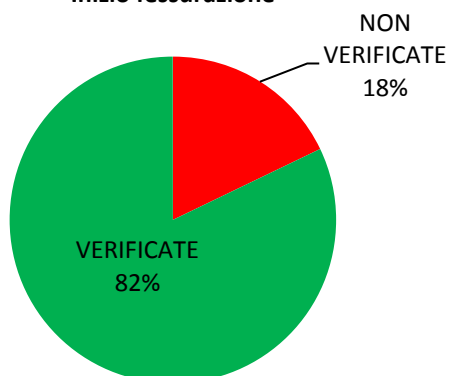
**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO
PARETI SEMINTERRATO**



Si riassumono i risultati nella seguente tabella e nel grafico a torta che riporta le percentuali di elementi verificati e non verificati per l'intera struttura:

Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	14	42%	19	58%
Primo piano	8	16%	43	84%
Piano terra	2	4%	47	96%
Seminterrato	11	17%	52	83%
TOTALE	35	18%	161	82%

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO
Inizio fessurazione**



13.2.3.3.2 COLLASSO PER INSTABILITÀ (FS_2)

13.2.3.3.2.1 MODELLO MANUALE

I risultati derivanti dal modello manuale vengono riassunti nella seguente tabella:

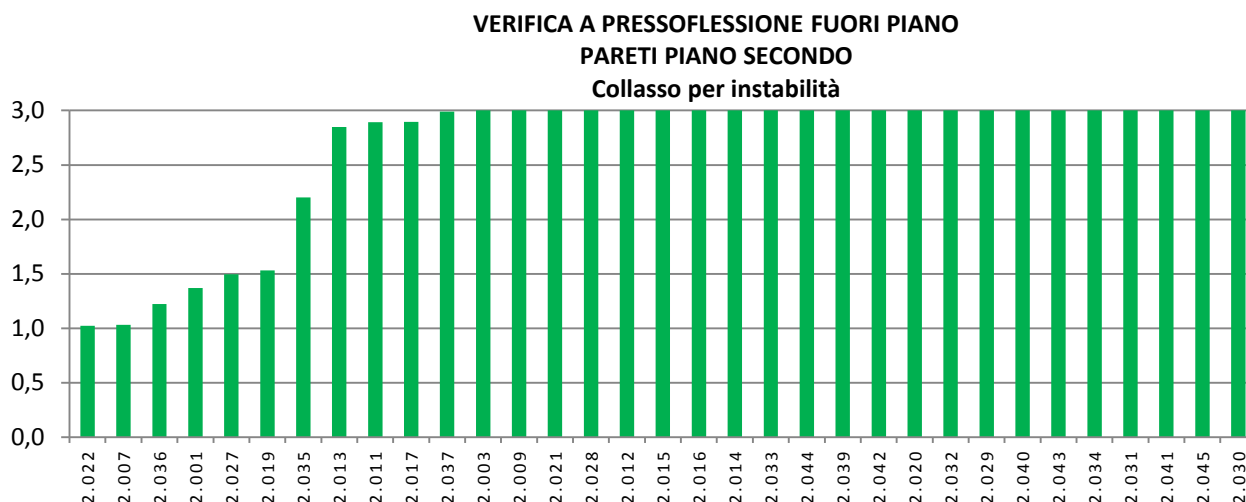
Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	6	18%	27	82%
Primo piano	2	4%	49	96%
Piano terra	2	4%	47	96%
Seminterrato	0	0%	63	100%
TOTALE	10	5%	186	95%

13.2.3.3.2.2 MODELLO FEM

Di seguito si riportano, per ciascun piano e per ogni maschio murario, i valori del Fattore di Sicurezza FS determinato dalla verifica.

Negli istogrammi con il colore verde si identificano le pareti verificate ($FS > 1$), mentre in rosso le pareti non verificate ($FS < 1$).

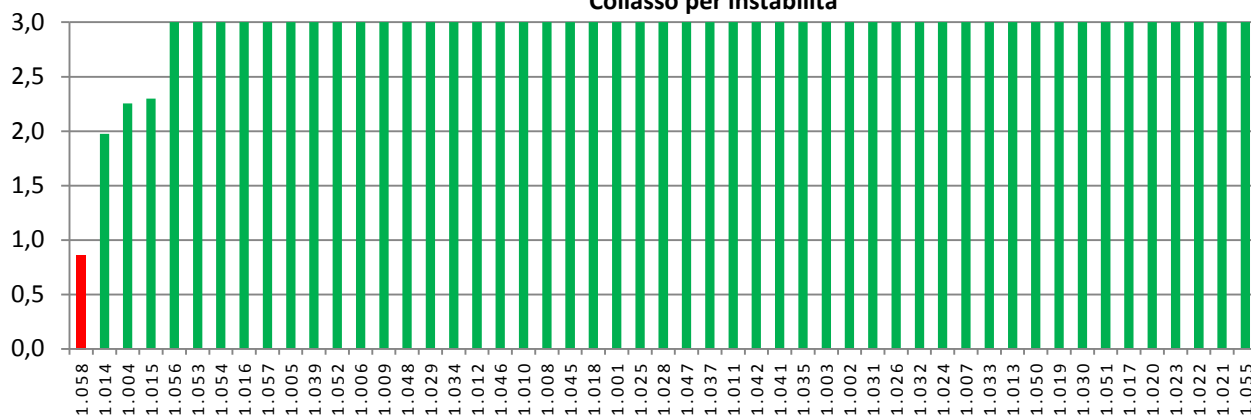
I valori dei fattori di sicurezza superiori a 3, approssimati con tale valore, non sono visualizzabili negli istogrammi per ragioni grafiche.



VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

PARETI PIANO PRIMO

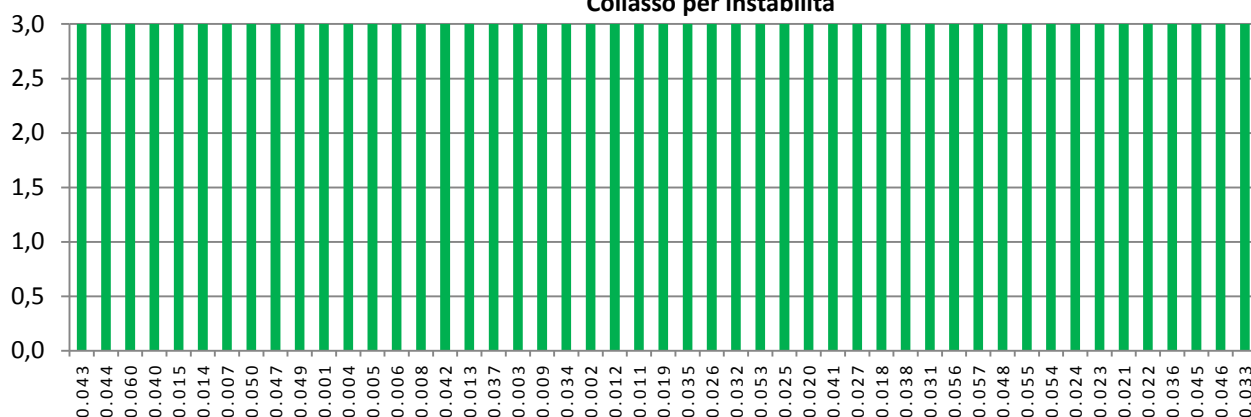
Collasso per instabilità



VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

PARETI PIANO TERRA

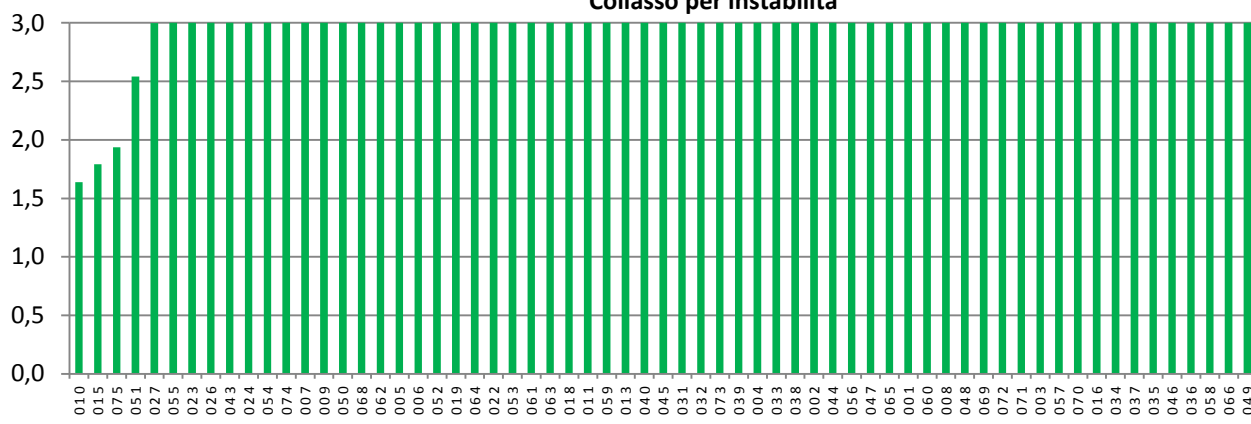
Collasso per instabilità



VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

PARETI SEMINTERRATO

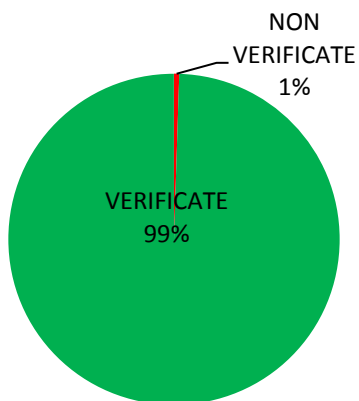
Collasso per instabilità



Si riassumono i risultati nella seguente tabella e nel grafico a torta che riporta le percentuali di elementi verificati e non verificati per l'intera struttura:

Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	0	0%	33	100%
Primo piano	1	2%	50	98%
Piano terra	0	0%	49	100%
Seminterrato	0	0%	63	100%
TOTALE	1	1%	195	99%

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO
Collasso per instabilità



13.2.3.3.3 COLLASSO PER SCHIACCIAMENTO (FS_3)

13.2.3.3.3.1 MODELLO MANUALE

I risultati derivanti dal modello manuale vengono riassunti nella seguente tabella:

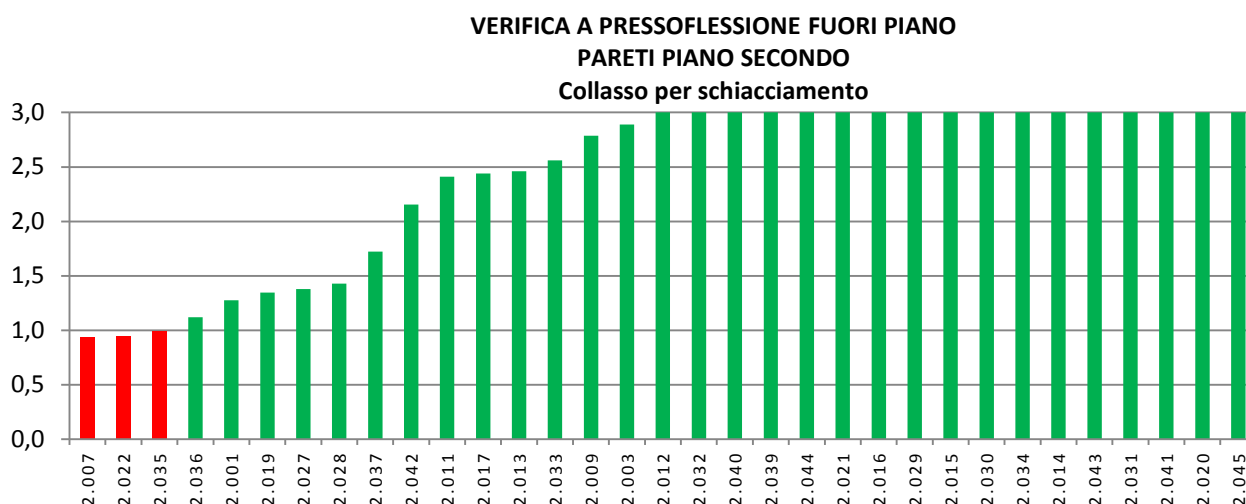
Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	8	24%	25	76%
Primo piano	4	8%	47	92%
Piano terra	2	4%	47	96%
Seminterrato	3	5%	60	95%
TOTALE	17	9%	179	91%

13.2.3.3.3.2 MODELLO FEM

Di seguito si riportano, per ciascun piano e per ogni maschio murario, i valori del Fattore di Sicurezza FS determinato dalla verifica.

Negli istogrammi con il colore verde si identificano le pareti verificate ($FS > 1$), mentre in rosso le pareti non verificate ($FS < 1$).

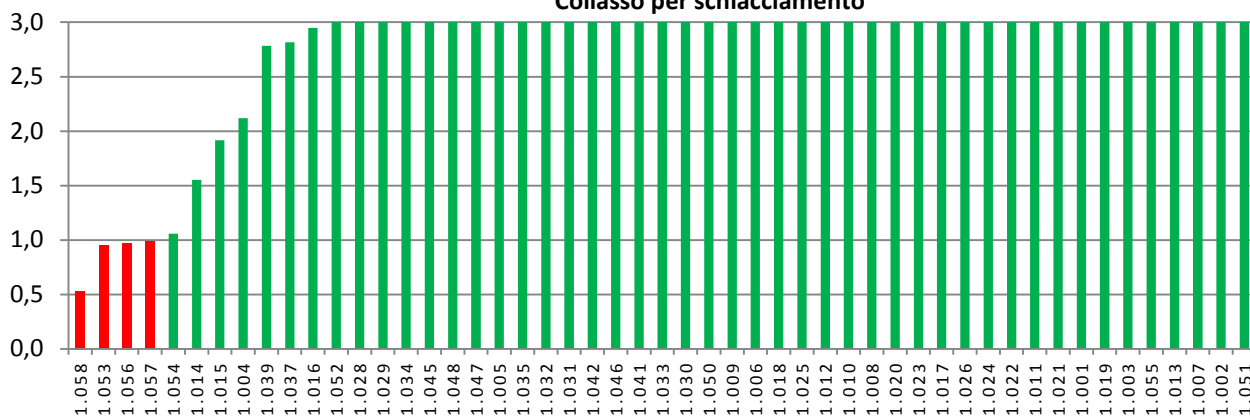
I valori dei fattori di sicurezza superiori a 3, approssimati con tale valore, non sono visualizzabili negli istogrammi per ragioni grafiche.



VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

PARETI PIANO PRIMO

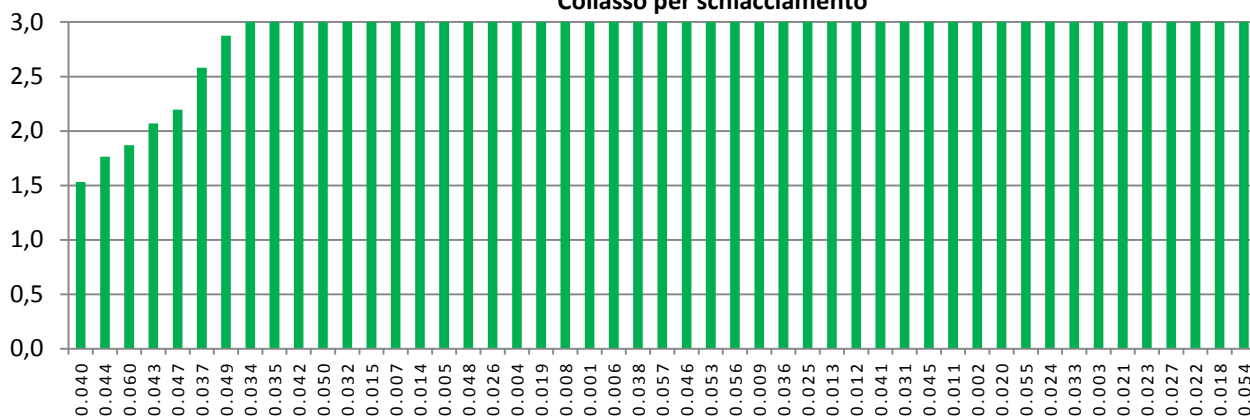
Collasso per schiacciamento



VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

PARETI PIANO TERRA

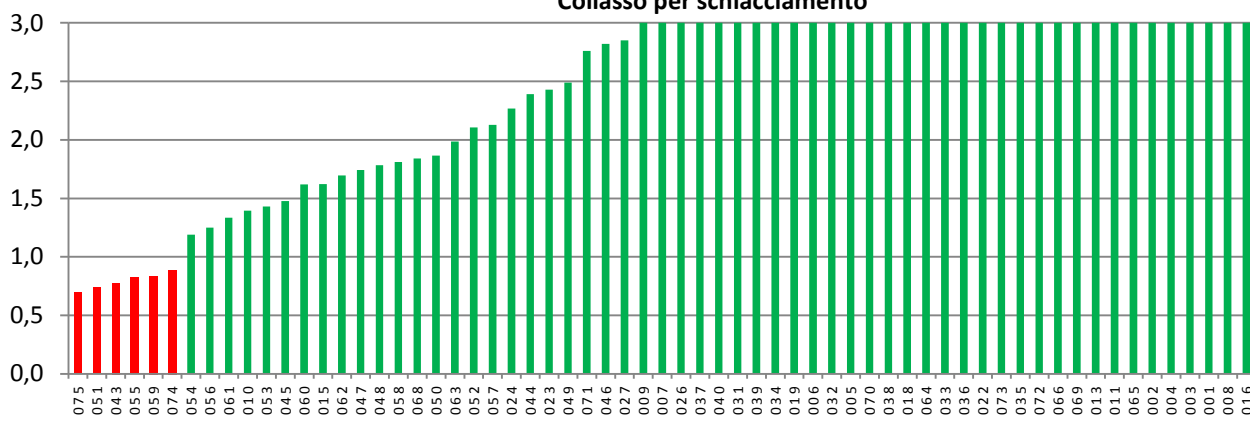
Collasso per schiacciamento



VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

PARETI SEMINTERRATO

Collasso per schiacciamento

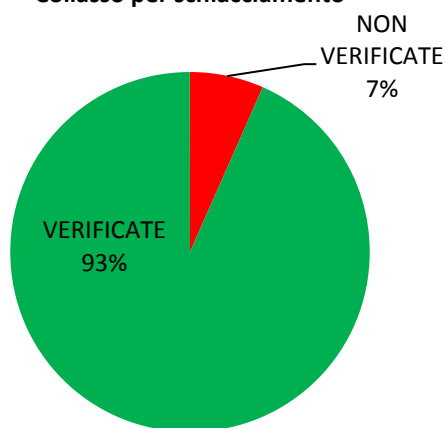


Si riassumono i risultati nella seguente tabella e nel grafico a torta che riporta le percentuali di elementi verificati e non verificati per l'intera struttura:

Piano	Pareti NON verificate		Pareti verificate	
	Numero	Percentuale	Numero	Percentuale
Secondo piano	3	9%	30	91%
Primo piano	4	8%	47	92%
Piano terra	0	0%	49	100%
Seminterrato	6	10%	57	90%
TOTALE	13	7%	183	93%

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

Collasso per schiacciamento



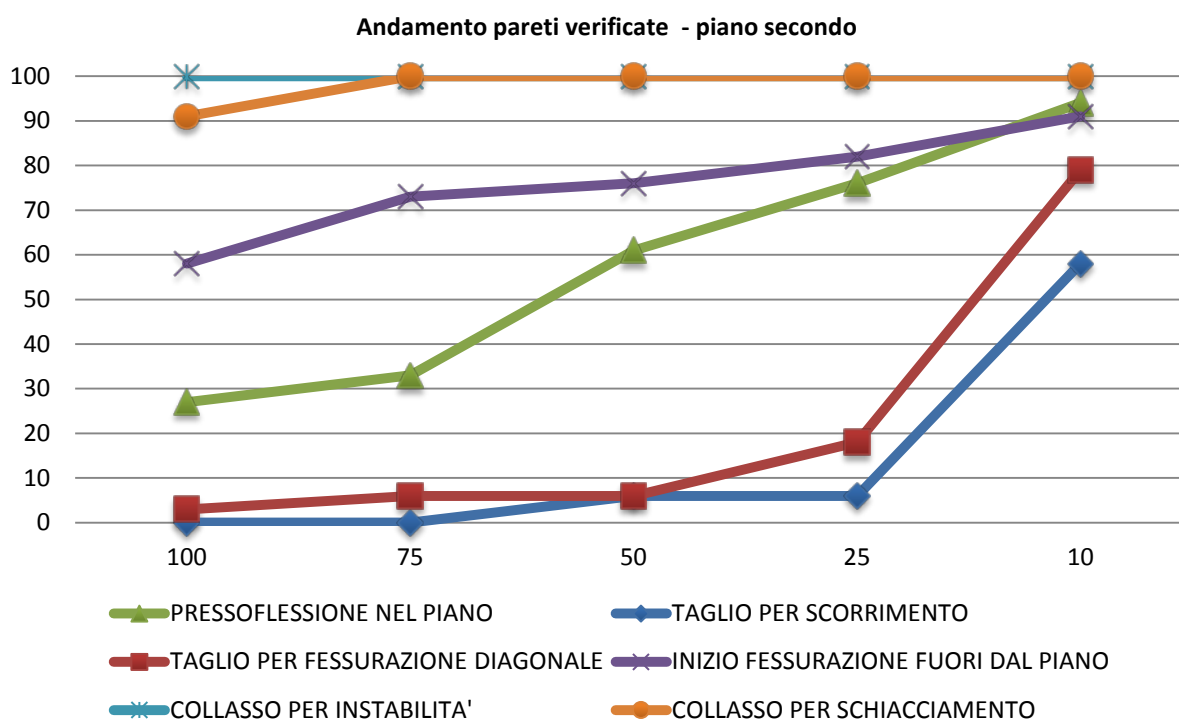
13.2.3.4

RISPOSTA DELLA STRUTTURA A SPETTRI DI PROGETTO RIDOTTI

Per una maggiore comprensione del comportamento sismico della struttura in esame sono stati assegnati spettri di progetto ridotti al modello FEM realizzato con il software SAP 2000. Sono state quindi eseguite nuovamente le verifiche a pressoflessione nel piano, a taglio e pressoflessione fuori piano per azioni orizzontali corrispondenti al 75%, 50%, 25% e 10% dell'accelerazione di sito.

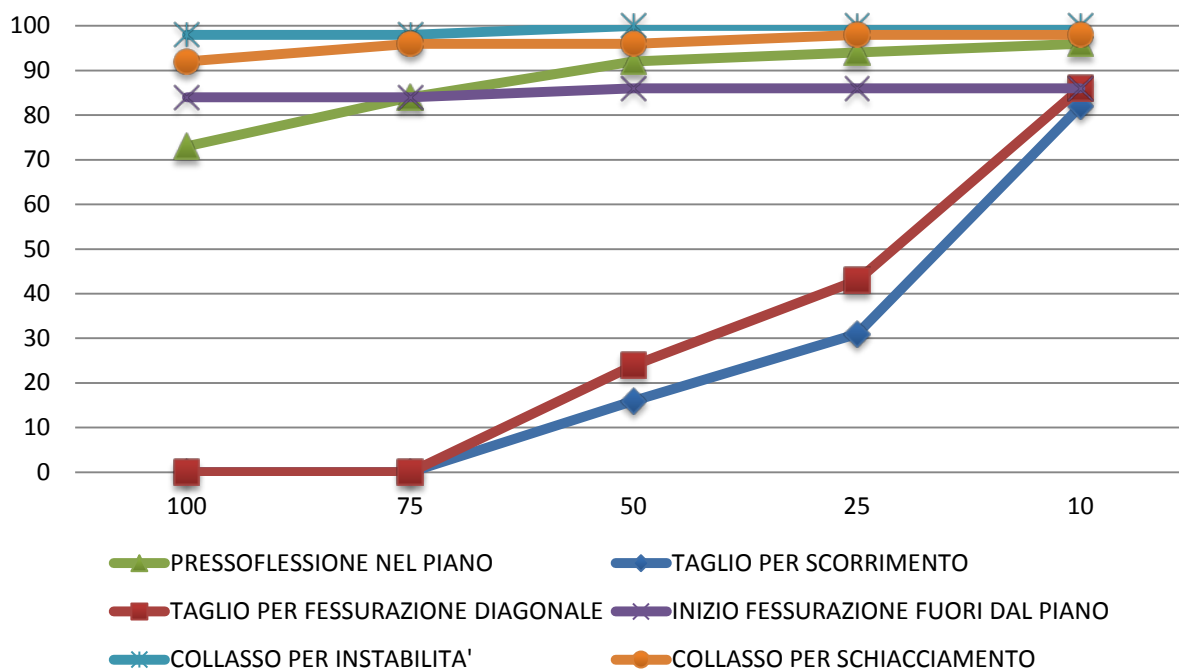
A seguire si riportano i grafici che rappresentano l'andamento della percentuale di elementi verificati a ciascun piano per le differenti verifiche eseguite.

Si individuano in ascissa la percentuale di spettro di progetto considerato ed in ordinata la percentuale di maschi murari verificati.

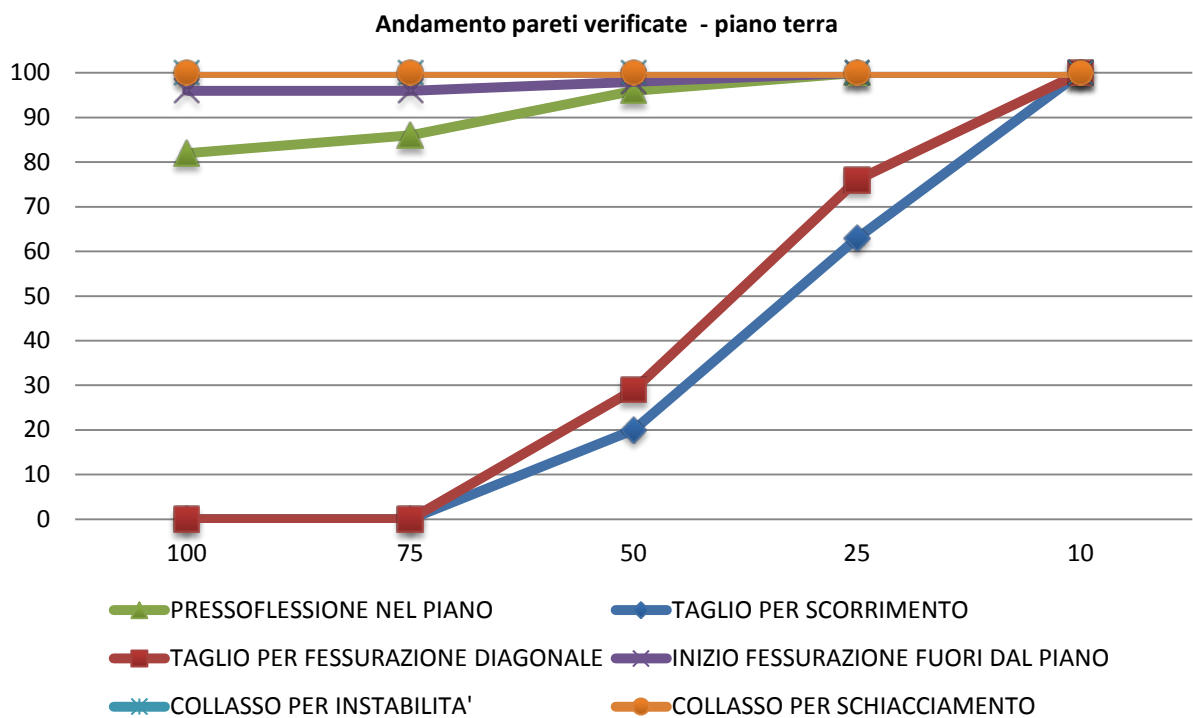


		100%	75%	50%	25%	10%
Pressoflessione nel piano		27%	33%	61%	76%	94%
Taglio per scorrimento		0%	0%	6%	6%	58%
Taglio per fessurazione diagonale		3%	6%	6%	18%	79%
Pressoflessione fuori piano	Inizio fessurazione	58%	73%	76%	82%	91%
	Coll. per instabilità	100%	100%	100%	100%	100%
	Coll. per schiacciamento	91%	100%	100%	100%	100%

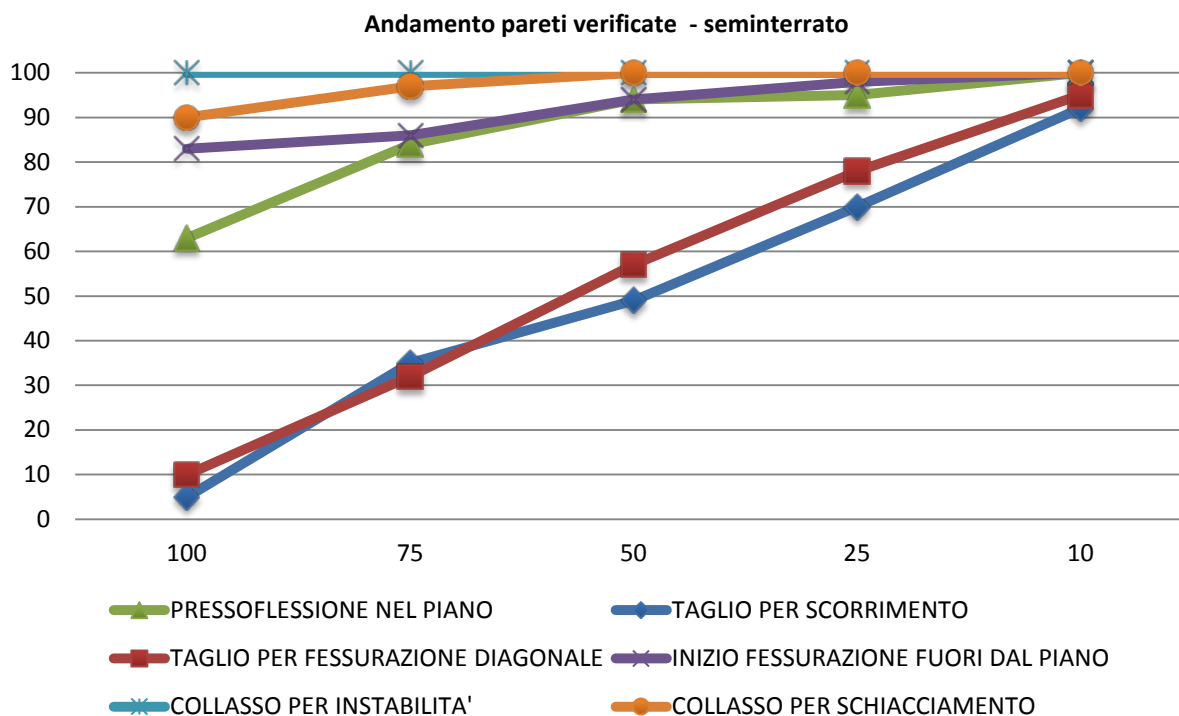
Andamento pareti verificate - piano primo



		100%	75%	50%	25%	10%
Pressoflessione nel piano		73%	84%	92%	94%	96%
Taglio per scorrimento		0%	0%	16%	31%	82%
Taglio per fessurazione diagonale		0%	0%	24%	43%	86%
Pressoflessione fuori piano	Inizio fessurazione	84%	84%	86%	86%	86%
	Coll. per instabilità	98%	98%	100%	100%	100%
	Coll. per schiacciamento	92%	96%	96%	98%	98%

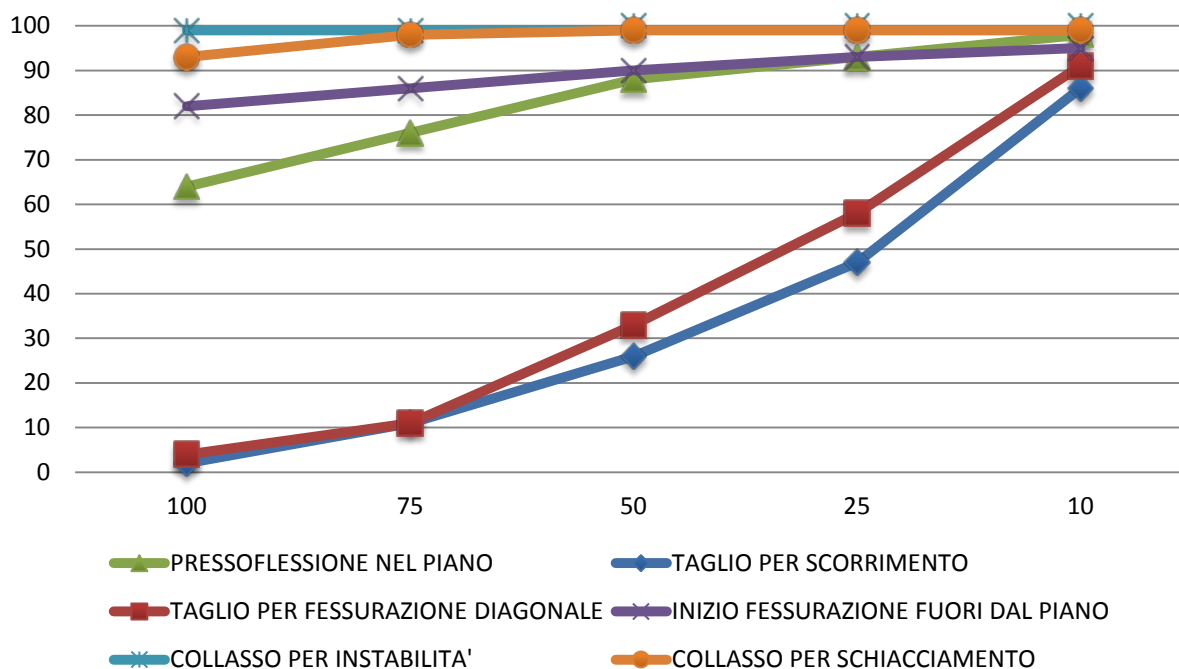


		100%	75%	50%	25%	10%
Pressoflessione nel piano		82%	86%	96%	100%	100%
Taglio per scorrimento		0%	0%	20%	63%	100%
Taglio per fessurazione diagonale		0%	0%	29%	76%	100%
Pressoflessione fuori piano	Inizio fessurazione	96%	96%	98%	100%	100%
	Coll. per instabilità	100%	100%	100%	100%	100%
	Coll. per schiacciamento	100%	100%	100%	100%	100%



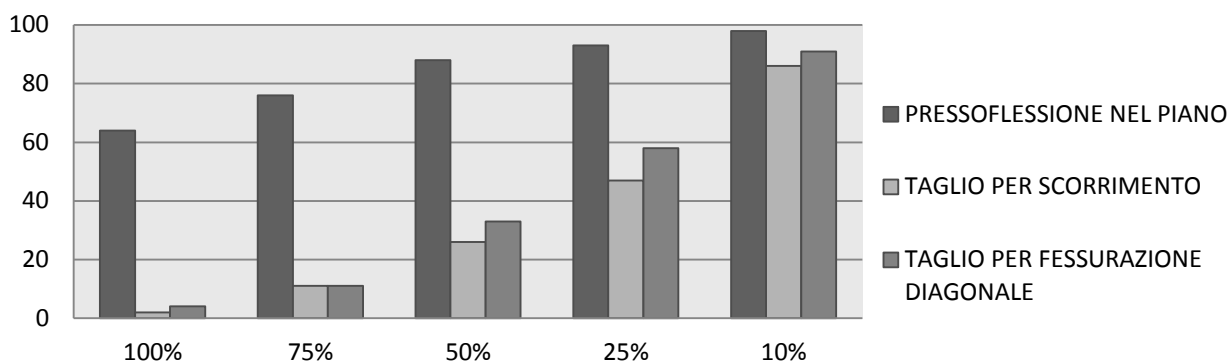
	100%	75%	50%	25%	10%
Pressoflessione nel piano	63%	84%	94%	95%	100%
Taglio per scorrimento	5%	35%	49%	70%	92%
Taglio per fessurazione diagonale	10%	32%	57%	78%	95%
Inizio fessurazione	83%	86%	94%	98%	100%
Coll. per instabilità	100%	100%	100%	100%	100%
Coll. per schiacciamento	90%	97%	100%	100%	100%

Andamento pareti verificate - globale



		100%	75%	50%	25%	10%
Pressoflessione nel piano		64%	76%	88%	93%	98%
Taglio per scorrimento		2%	11%	26%	47%	86%
Taglio per fessurazione diagonale		4%	11%	33%	58%	91%
Pressoflessione fuori piano	Inizio fessurazione	82%	86%	90%	93%	95%
	Coll. per instabilità	99%	99%	100%	100%	100%
	Coll. per schiacciamento	93%	98%	99%	99%	99%

Andamento percentuale pareti verificate



14 ACCELERAZIONI DI COLLASSO

Al fine di valutare l'accelerazione massima sopportabile dalla struttura si è preso, per ogni verifica eseguita allo stato limite di salvaguardia della vita, il valore più basso del Fattore di Sicurezza FS ottenuto. Non sono stati presi in considerazione i maschi murari con dimensioni ridotte e che attivano basse percentuali di taglio.

Moltiplicando questi fattori per l'accelerazione di sito a_g utilizzata nelle analisi, si ottiene, per ciascuna verifica, il valore massimo di accelerazione sopportabile dalla struttura.

Determinato tale valore di accelerazione massima è possibile risalire al periodo di ritorno T_R nel sito attraverso la seguente formula:

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

	Accelerazione di collasso $a_{g,i}$	Periodo di ritorno T_R
Pressoflessione nel piano	0,046	< 30 anni
Taglio per scorrimento	–	< 30 anni
Taglio per fessurazione	0,025	< 30 anni
Pressoflessione fuori piano	0,055	30 anni
Deformazione ultima nel piano – SLV	0,261	1920 anni
Deformazione ultima nel piano – SLD	0,200	814 anni

Si sono ottenuti in questo modo dei periodi di ritorno T_R molto bassi, specialmente per le verifiche a taglio, ottenendo T_R inferiori a 30 anni.

Questo lascia presupporre la necessità di realizzare presidi di intervento di miglioramento e adeguamento sismico sull'edificio.

15 VULNERABILITÀ LOCALE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (TRAMEZZI, CONTROSOFFITTI, IMPIANTI)

Le vulnerabilità riscontrate a livello locale sono di seguito sinteticamente riassunte:

- tramezzi: le pareti di tamponamento interne ed esterne tipiche (realizzate in mattoni forati tipo poroton) sono in condizioni di sicurezza relativamente a un cinematismo di rottura interna, mentre è possibile l'attivazione di un meccanismo di ribaltamento;
- controsoffitti: è possibile la fuoriuscita delle lastre quadrate o delle doghe dei controsoffitti dalla sede di appoggio (intelaiatura dei controsoffitti) a seguito di evento sismico;
- impianti: la mancanza dei giunti in corrispondenza della separazione dei vari corpi potrebbe causare la rottura delle tubazioni ed una eventuale fuoriuscita di gas (tale situazione potrebbe precludere la funzionalità dell'ospedale in caso di evento sismico).

15.1 TRAMEZZATURE INTERNE ED ESTERNE

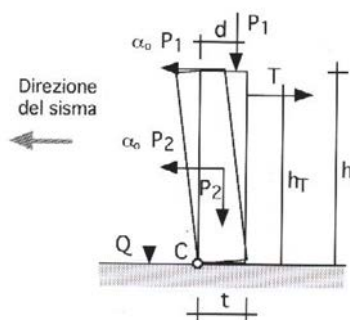
Si effettua la verifica al ribaltamento (SLD e SLV) di una tramezzatura interna monopiano di tipologia comune presente all'interno del Padiglione e avente le seguenti caratteristiche geometriche:

$l = 100cm$ lunghezza parete, $t = 12cm$ spessore parete,

$h = 330cm$ altezza parete

15.1.1 RIBALTAMENTO DI PARETE DI TAMPONAMENTO MONOPIANO

La figura seguente rappresenta il meccanismo di collasso locale a ribaltamento:



15.1 – MECCANISMO DI RIBALTAMENTO.

In cui:

- θ rotazione della parete considerata come blocco rigido attorno alla cerniera di base;
- P_1 carico sulla sommità della parete applicato alla distanza d dallo spigolo;
- P_2 peso proprio della parete applicato nel baricentro.

Il possibile ribaltamento della parete avviene con rotazione θ attorno alla cerniera C situata sul suo spigolo esterno.

Applicando il PLV in termini di spostamenti si ottiene:

$$\begin{aligned} L_{ve} &= (\alpha_0 P_1) \cdot \delta_{x1} + (\alpha_0 P_2) \cdot \delta_{x2} + P_1 \cdot \delta_{y1} + P_2 \cdot \delta_{y2} = \\ &= \alpha_0 P_1 \cdot \theta \cdot h + \alpha_0 P_2 \cdot \theta \cdot \frac{h}{2} + P_1 \cdot (-\theta \cdot d) + P_2 \cdot \left(-\theta \cdot \frac{t}{2}\right) \\ L_{vi} &= M_C \cdot \theta = 0 \quad \wedge \quad L_{ve} = L_{vi} = 0 \end{aligned}$$

quindi:

$$\alpha_0 P_1 \cdot h + \alpha_0 P_2 \cdot \frac{h}{2} - P_1 \cdot d - P_2 \cdot \frac{t}{2} = 0$$

Il moltiplicatore dei carichi orizzontali α_0 risulta essere:

$$\alpha_0 = \frac{P_1 \cdot d + P_2 \cdot t/2}{P_1 \cdot h + P_2 \cdot h/2}$$

Considerando che la verifica viene effettuata per una parete di tamponamento, il carico verticale risulta essere nullo ($P_1 = 0$), mentre il peso della parete (poroton con $\gamma = 800 \text{ daN/m}^3$) vale:

$$P_2 = 800 \cdot 0,12 \cdot 1 \cdot 3,3 = 317 \text{ daN}$$

Sostituendo i valori nella equazione del PLV si ottiene il valore del moltiplicatore di collasso della parete in assenza di tirante:

$$\alpha_0 = \frac{P_1 \cdot d + P_2 \cdot t/2}{P_1 \cdot h + P_2 \cdot h/2} = \frac{t}{h} = 0,036$$

Ciò significa che la parete non raggiunge il meccanismo di collasso per ribaltamento fuori dal piano (cioè è verificata) fintantoché i carichi orizzontali sono minori di:

$$\alpha_0 \cdot (P_1 + P_2) = 0,036 \cdot 317 = 11,53 \text{ daN}$$

Considerando quanto riportato nel DM08 (capitolo 7.2.3) che prescrive la verifica degli elementi non strutturali, la forza sismica orizzontale da applicare al baricentro del pannello vale:

$$S_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

La verifica viene effettuata per quattro pareti:

- Parete 1 parete al piano seminterrato con quota del baricentro della parete a +1,50 m ($Z_1 = 1,50$ m) dal piano della fondazione;
- Parete 2 parete al piano terra con quota del baricentro della parete a +4,90 m ($Z_2 = 4,90$ m) dal piano della fondazione;
- Parete 3 parete al piano primo con quota del baricentro della parete a +8,50 m ($Z_3 = 8,50$ m) dal piano della fondazione;
- Parete 4 parete al piano secondo con quota del baricentro della parete a +12,40 m ($Z_4 = 12,40$ m) dal piano della fondazione.

Considerando un'altezza totale della struttura pari a $H = 14,00$ ($W_a = 317$ daN)

$$S_{a1,SLV} = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z_1}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] = \frac{0,211g}{g} \cdot 1,397 \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{1,5}{14,0}\right)}{1 + (1 - 1)^2} - 0,5 \right] = 0,832$$

$$S_{a2,SLV} = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z_2}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] = \frac{0,211g}{g} \cdot 1,397 \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{4,90}{14,0}\right)}{1 + (1 - 1)^2} - 0,5 \right] = 1,046$$

$$S_{a3,SLV} = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z_3}{H}\right)}{1 \cdot \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] = \frac{0,211g}{g} \cdot 1,397 \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{8,50}{14,0}\right)}{1 \cdot (1 - 1)^2} - 0,5 \right] = 1,276$$

$$S_{a4,SLV} = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z_4}{H}\right)}{1 \cdot \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] = \frac{0,211g}{g} \cdot 1,397 \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{12,4}{14,0}\right)}{1 \cdot (1 - 1)^2} - 0,5 \right] = 1,520$$

Considerando a favore di sicurezza $T_a = T_1$ (rigidamente connesso) e $q_a = 2,0$ risulta:

$$F_{a1} = \frac{S_{a1} \cdot W_a}{q_a} = \frac{0,832 \cdot 317}{2} = 131,9 \text{ daN}$$

$$F_{a2} = \frac{S_{a2} \cdot W_a}{q_a} = \frac{1,046 \cdot 317}{2} = 165,8 \text{ daN}$$

$$F_{a3} = \frac{S_{a3} \cdot W_a}{q_a} = \frac{1,276 \cdot 317}{2} = 202,3 \text{ daN}$$

$$F_{a4} = \frac{S_{a3} \cdot W_a}{q_a} = \frac{1,520 \cdot 317}{2} = 240,9 \text{ daN}$$

In entrambi i casi la forza sismica è maggiore del carico orizzontale di attivazione del meccanismo di ribaltamento:

$$\alpha_o \cdot (P_1 + P_2) = 0,036 \cdot 317 = 11,53 \text{ daN}$$

Si riporta nel seguito la verifica SLD e SLU in termini di accelerazione α_o^* di attivazione del meccanismo.

$$\alpha_o^* = \alpha_o \cdot g \cdot \left(\frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}{P^*} \right) = \alpha_o \cdot \left(\frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} \right)$$

Con:

$M^* = P^* / g$ massa partecipante alla forma modale di vibrazione associata al meccanismo di collasso considerato (porzione di massa totale che risponde al terremoto secondo il modo considerato).

$$M^* = \frac{1}{g} \cdot \frac{(P_1 \cdot h + P_2 \cdot h/2)^2}{P_1 \cdot h^2 + P_2 \cdot (h/2)^2} = \frac{P_2}{g} = \frac{317 \text{ daN}}{g}$$

L'accelerazione di attivazione del meccanismo considerato vale quindi:

$$\alpha_o^* = \alpha_o \cdot \left(\frac{P_1 + P_2}{M^*} \right) = 0,036g$$

15.1.1.1 VERIFICA SLD - FESSURAZIONI

La verifica allo SLD della Parete 1 porge:

$$a_o^* = 0,036g < a_{g-SLD} \cdot S = 0,090g \cdot 1,500 = 0,135g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano seminterrato a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,036g$, qualora la parete si ribalti.

La verifica allo SLD della Parete 2 porge:

$$a_o^* = 0,036g < S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_2}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} = 0,33 \cdot \frac{4,90}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} = 0,154g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano terra a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,036g$, qualora la parete si ribalti.

La verifica allo SLD della Parete 3 porge:

$$a_o^* = 0,036g < S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} = 0,33 \cdot \frac{8,50}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} = 0,267g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano primo a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,036g$, qualora la parete si ribalti.

La verifica allo SLD della Parete 4 porge:

$$a_o^* = 0,036g < S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} = 0,33 \cdot \frac{12,40}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} = 0,390g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano secondo a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,036g$, qualora la parete si ribalti.

15.1.1.2 VERIFICA SLV – MECCANISMO DI COLLASSO

La verifica allo SLV della Parete 1 porge:

$$a_o^* = 0,036g < \frac{a_{g-SLV} \cdot S}{q} = \frac{0,211g \cdot 1,397}{2} = 0,147g$$

($q = 2$ Appendice alla CM617 capitolo C8A.4.2.3 e tabella 7.2.I del capitolo 7.2.3 del DM08)

La verifica a collasso della parete di tamponamento a piano seminterrato non è soddisfatta, ovvero l'azione sismica fornisce una accelerazione di progetto allo SLV superiore al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso.

La verifica allo SLV della Parete 2 porge:

$$a_o^* = 0,036g < \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_2}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{1}{q} = 0,706 \cdot \frac{4,90}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} \cdot \frac{1}{2} = 0,165g$$

La verifica a collasso della parete di tamponamento a piano terra non è soddisfatta, ovvero l'azione sismica fornisce una accelerazione di progetto allo SLV superiore al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso.

La verifica allo SLV della Parete 3 porge:

$$a_o^* = 0,036g < \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{1}{q} = 0,706 \cdot \frac{8,50}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} \cdot \frac{1}{2} = 0,286g$$

La verifica a collasso della parete di tamponamento a piano primo non è soddisfatta, ovvero l'azione sismica fornisce una accelerazione di progetto allo SLV superiore al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso.

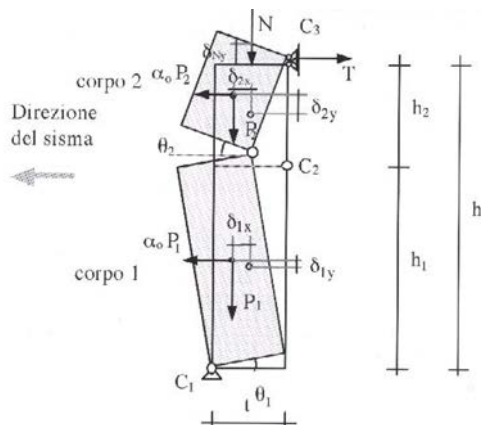
La verifica allo SLV della Parete 4 porge:

$$a_o^* = 0,036g < \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{1}{q} = 0,706 \cdot \frac{12,40}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} \cdot \frac{1}{2} = 0,417g$$

La verifica a collasso della parete di tamponamento a piano secondo non è soddisfatta, ovvero l'azione sismica fornisce una accelerazione di progetto allo SLV superiore al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso.

15.1.2 CINEMATISMO PER ROTTURA INTERNA DI PARETE DI TAMPONAMENTO MONOPIANO

Di seguito si riporta la verifica di sicurezza relativa al cinematismo per rottura interna della parete di tamponamento con formazione di una cerniera ad altezza h_1 , incognita rispetto alla sezione di base.



La parete risulta suddivisa in due corpi di altezza h_1 e h_2 , collegati dalla cerniera C_2 .

h_1 parametro incognito della posizione della cerniera C_2 ;

$$h_2 = h - h_1$$

ϑ_1 rotazione virtuale del corpo 1 (inferiore);

ϑ_2 rotazione virtuale del corpo 2 (superiore).

Si consideri che la cerniera si formi a metà altezza.

$$h_1 = h / z \quad z = 2 \quad h_1 = 3,30 / 2 = 1,65 \text{ m}$$

Il moltiplicatore dei carichi vale:

$$\alpha_o = \frac{t}{h} \cdot \left[2 \cdot z + 2 \cdot \frac{N}{P} \cdot z + \frac{N}{P} \cdot \frac{z}{z-1} \right] = \frac{0,1}{5,0} \cdot [2 \cdot 2] = 0,145$$

Si procede ora al calcolo dell'accelerazione che è in grado di attivare questo cinematismo, calcolando la massa partecipante tramite l'identificazione della forma modale corrispondente al meccanismo di collasso:

$$M^* = \frac{1}{g} \cdot \frac{(P_1 \cdot \delta_{x1} + P_2 \cdot \delta_{x2})^2}{P_1 \cdot \delta_{x1}^2 + P_2 \cdot \delta_{x2}^2} = \frac{1}{g} \cdot \frac{(P_1 + P_2)^2}{P_1 + P_2} = \frac{1}{g} \cdot \frac{(P_1 + P_2)}{1} = \frac{317 \text{ daN}}{g}$$

L'accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso risulta quindi:

$$a_0^* = \alpha_0 \cdot \frac{P}{M^*} = \alpha_0 = 0,145g$$

15.1.2.1 VERIFICA SLD - FESSURAZIONI

La verifica allo SLD della Parete 1 porge:

$$a_o^* = 0,145g > a_{g-SLD} \cdot S = 0,090g \cdot 1,500 = 0,135g$$

la verifica è soddisfatta, non è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nel caso di formazione di cerniera a metà dell'altezza della parete di tamponamento a piano seminterrato.

La verifica allo SLD della Parete 2 porge:

$$a_o^* = 0,145g < S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_2}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} = 0,33 \cdot \frac{4,90}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} = 0,154g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano terra a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,145g$, nel caso di formazione di cerniera plastica a metà altezza della parete.

La verifica allo SLD della Parete 3 porge:

$$a_o^* = 0,145g < S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} = 0,33 \cdot \frac{8,50}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} = 0,267g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano primo a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,145g$, nel caso di formazione di cerniera plastica a metà altezza della parete.

La verifica allo SLD della Parete 4 porge:

$$a_o^* = 0,145g < S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} = 0,33 \cdot \frac{12,40}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} = 0,390g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano secondo a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,145g$, nel caso di formazione di cerniera plastica a metà altezza della parete.

15.1.2.2 VERIFICA SLV – MECCANISMO DI COLLASSO

La verifica allo SLV della Parete 1 porge:

$$a_o^* = 0,145g < \frac{a_{g-SLV} \cdot S}{q} = \frac{0,211g \cdot 1,397}{2} = 0,147g$$

($q = 2$ Appendice alla CM617 capitolo C8A.4.2.3 e tabella 7.2.I del capitolo 7.2.3 del DM08)

la verifica non è soddisfatta e la parete di tamponamento a piano seminterrato non è in condizioni di sicurezza relativamente a un cinematismo di rottura interna.

La verifica allo SLV della Parete 2 porge:

$$a_o^* = 0,145g < \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_2}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{1}{q} = 0,706 \cdot \frac{4,90}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} \cdot \frac{1}{2} = 0,165g$$

la verifica non è soddisfatta e la parete di tamponamento a piano terra non è in condizioni di sicurezza relativamente a un cinematismo di rottura interna.

La verifica allo SLV della Parete 3 porge:

$$a_o^* = 0,145g < \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{1}{q} = 0,706 \cdot \frac{8,50}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} \cdot \frac{1}{2} = 0,286g$$

La verifica a collasso della parete di tamponamento a piano primo non è soddisfatta, ovvero l'azione sismica fornisce una accelerazione di progetto allo SLV superiore al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso.

La verifica allo SLV della Parete 4 porge:

$$a_o^* = 0,145g < \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{1}{q} = 0,706 \cdot \frac{12,40}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} \cdot \frac{1}{2} = 0,417g$$

La verifica a collasso della parete di tamponamento a piano secondo non è soddisfatta, ovvero l'azione sismica fornisce una accelerazione di progetto allo SLV superiore al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso.

15.2 CONTROSOFFITTI

I pendini utilizzati per l'aggancio al solaio dei controsoffitti a quadri sono pendolari. Tale condizione implica che possono oscillare liberamente in caso di fenomeni ondulatori. Per quanto riguarda gli spostamenti laterali, considerando che:

- lo spostamento di interpiano del Padiglione (ricavato in condizione di Stato Limite di Danno) è sempre inferiore allo 0,3% imposto dalla normativa, che per una altezza di piano pari a 4,0m comporterebbe uno spostamento laterale di piano pari a 1,2cm;
- l'appoggio delle lastre quadrate ai profili metallici dell'intelaiatura di supporto dei controsoffitti è circa pari a 1cm/1,5cm,

l'unica vulnerabilità riscontrabile risiede nella possibile fuoriuscita delle lastre quadrate o delle doghe dalla sede di appoggio (intelaiatura dei controsoffitti).

Si evidenzia, inoltre, la non casualità dello stesso ordine di grandezza tra l'appoggio delle lastre di controsoffitto all'intelaiatura di supporto e lo spostamento limite di interpiano consentito dalla normativa (D.M. 14/01/2008) in condizioni di SLD in quanto, per le nuove costruzioni, essendo rispettate le prescrizioni della norma, viene automaticamente scongiurata la vulnerabilità legata alla perdita di appoggio dei controsoffitti.

Per quanto riguarda eventuali fenomeni sussultori, considerando che

- la sezione minima dei pendini utilizzati è pari a un filo in acciaio di diametro $\Phi 4mm$;
- i pendini che reggono la struttura del controsoffitto sono disposti a passo pari a circa 120cm;
- si adotta un coefficiente dinamico di amplificazione pari a 2 del massimo carico verticale stimato a favore di sicurezza in $q = 50 daN/m^2$.

la verifica di resistenza è soddisfatta in quanto:

$$N_u = f_{yd} \cdot A_s = \left(\frac{2350}{1,15} \right) \cdot 0,125 = 255 daN > N_d = 2 \cdot 50 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 150 daN$$

15.3 GIUNTI ED IMPIANTI

I pendini utilizzati per l'aggancio al solaio delle tubazioni degli impianti sono pendolari. Tale condizione implica che possono oscillare liberamente in caso di fenomeni ondulatori.

Come prescritto nel D.M. 14/01/2008 al capitolo 7.2.4, al fine di limitare il rischio di fuoriuscite incontrollate di gas, particolarmente in prossimità di utenze elettriche e materiali infiammabili, si possono utilizzare anche dispositivi di interruzione automatica della distribuzione del gas.

Nel presente caso non sono presenti giunti strutturali che dividono il fabbricato in blocchi, pertanto non si ritiene necessario l'introduzione di giunti negli impianti.

Per quanto riguarda eventuali fenomeni sussultori, considerando che:

- la sezione minima dei pendini utilizzati è pari a un cavo in acciaio di diametro $\Phi 8mm$;
- i pendini che reggono le tubazioni sono disposti a passo pari a circa 60cm;
- si adotta un coefficiente dinamico di amplificazione pari a 2 del massimo carico verticale stimato a favore di sicurezza in $q = 30 daN/m^2$.

la verifica di resistenza è ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_u = f_{yd} \cdot A_s = \left(\frac{2350}{1,15} \right) \cdot 0,5 = 1000 daN > N_d = 2 \cdot 50 \cdot 0,6 \cdot 0,6 = 20 daN$$

16 CONCLUSIONI

Le analisi eseguite sul **Padiglione 26 - 'Oncologia Addarii'** del complesso ospedaliero S. Orsola – Malpighi hanno evidenziato come la struttura risulti carente sia nei riguardi delle azioni sismiche, sia relativamente alla capacità resistente nei confronti delle sollecitazioni statiche.

Per quanto riguarda le sollecitazioni indotte sulla struttura allo stato limite ultimo (SLU), le analisi statiche rivelano una scarsa capacità resistente delle murature particolarmente evidente al piano seminterrato ed al pian terreno. Il secondo piano, corrispondente alla sopraelevazione realizzata successivamente alla realizzazione della struttura originale, offre una buona risposta alle sollecitazioni indotte dai carichi statici mentre il piano primo non offre una risposta ottimale. Si può quindi supporre che la sopraelevazione eseguita (piano secondo) influisca negativamente sulla resistenza delle murature sottostanti sulle quali agiscono sforzi normali via via crescenti ma gli spessori delle pareti rimangono per lo più invariati.

Relativamente alle sollecitazioni sismiche indotte allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) dalle accelerazioni sismiche di sito, l'edificio si mostra particolarmente vulnerabile.

Per quanto riguarda le verifiche nel piano quelle più gravose risultano essere quelle a taglio , sia per scorrimento che per fessurazione diagonale, per le quali la struttura presenta una percentuale irrisoria di elementi resistenti mentre la verifica a pressoflessione nel piano, pur non essendo soddisfacente, presenta una percentuale maggiore di maschi murari verificati.

La struttura offre invece una buona resistenza alle sollecitazioni fuori piano infatti, le percentuali di elementi verificati risultano essere elevate sia per quanto riguarda il collasso per instabilità che per schiacciamento ma lievemente inferiori nel caso di inizio danneggiamento.

La risposta globale risulta quindi nel suo complesso insoddisfacente anche alla luce dell'analisi eseguita con spettri di progetto ridotti per i quali la struttura inizia ad avere una buona risposta per azioni orizzontali corrispondenti al 25% dell'accelerazione di sito prevista dalla normativa vigente.

Particolarmente evidente risulta la presenza di bucatore non allineate e non ben distribuite, soprattutto nei muri di spina interni, che certamente influisce negativamente sulla risposta globale della struttura; un'ulteriore elemento critico risulta essere la presenza di una apertura angolare al piano primo e l'esistenza di pareti in falso all'interno dell'edificio.

Si sottolinea però che, non essendo disponibili informazioni sull'effettiva composizione dei solai e sulla tipologia di armature all'interno degli stessi, non è stato possibile eseguire le verifiche statiche dei solai. Inoltre i carichi permanenti dovuti agli orizzontamenti sono stati calcolati

ipoteticamente in relazione allo spessore fornito dal rilievo architettonico e in funzione della tipologia individuata dal rilievo georadar.

In ultima analisi, la struttura presenta una criticità diffusa e lo studio fa emergere la necessità di eseguire una serie di interventi ed opere volti ad incrementare la capacità resistente complessiva.

16.1 INDICAZIONE QUALITATIVA DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI NECESSARI PER UN EVENTUALE MIGLIORAMENTO SISMICO

Si indicano in questo paragrafo una serie di previsioni di massima di possibili interventi di miglioramento: la criticità maggiore è concentrata nelle pareti in muratura sulle quali è prevedibile un aumento di resistenza, in particolare, considerando il fatto che più del 90% delle pareti non ha resistenza sufficiente per sopportare il sisma di progetto allo SLV ($T_{RIT} = 949$ anni, $a_g = 0,211g$), in particolare nei confronti dei meccanismi a taglio nel piano, gli interventi di miglioramento sismico suggeriti a livello qualitativo possono essere:

- placcaggio delle murature con intonaco armato;
- placcaggio delle murature con tessuti in materiale fibrorinforzato.

17 ALLEGATI

Allegato 1: Modalità di collasso della pareti

Allegato 2: Scheda della Regione Emilia Romagna

BIBLIOGRAFIA

Boscotrecase L., Piccarreta F., "Edifici in muratura in zona sismica – nuove costruzioni, consolidamento dell'esistente, la teoria e la tecnica". Palermo, Dario Flaccovio Editore, 2009.

Bernabeo R. A., "Il Sant'Orsola di Bologna: 1592-1992". Bologna, Nuova Alfa Editoriale, 1992.

Provincia di Bologna, Assessorato alla Sanità "La storia della sanità moderna a Bologna: dalle congregazioni di carità alle Aziende USL". Bologna, 2010.

Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, "Norme tecniche per le costruzioni".

Circolare 2 Febbraio 2009, n.617, C.S.LL.PP

Direttiva P.C.M. 9 Febbraio 2011, "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 Gennaio 2008. G.U. n.47 del 26 Febbraio 2011, Supplemento Ordinario n.54.