



SAPIENZA
UNIVERSITÀ DI ROMA

Facoltà di Ingegneria Civile e Industriale

Corso di laurea magistrale in Ingegneria Civile

Prova finale in:

Analisi dei dissesti e restauro strutturale

**Valutazione e riabilitazione strutturale di
un edificio scolastico in muratura**

Candidato:

Domenico Sciandra

matricola 1096811

Relatore:

Prof. Ing. Domenico Liberatore

Anno Accademico 2016/2017

INTRODUZIONE.....	i
1. LA SISMICITÁ	1
1.1. I terremoti	1
1.1.1. Le onde sismiche	2
1.1.2. Scale di misura.....	4
1.2. Il rischio sismico	7
1.2.1. Pericolosità.....	7
1.2.2. Vulnerabilità	12
1.2.3. Esposizione	12
1.3. Analisi della sismicità locale.....	13
1.3.1. La sismicità storica	14
1.3.2. Azioni sismiche di normativa	16
2. IL CASO DI STUDIO	19
2.1. La conoscenza dell'opera.....	19
2.1.1. La descrizione generale dell'edificio	21
2.1.2. Il terreno di fondazione e le fondazioni	26
2.1.3. Gli elementi resistenti verticali.....	28
2.1.4. Gli elementi resistenti orizzontali.....	28
2.1.5. La copertura.....	29
2.2. Le prove in situ.....	30
2.2.1. Martinetto piatto singolo	31
2.2.2. Martinetti piatti doppi	33
2.3. Il fattore di confidenza ed i parametri meccanici adottati.....	34

2.4.	Analisi dei carichi	36
2.4.1.	Carichi permanenti.....	36
2.4.2.	Carichi variabili	38
3.	MISURE DI VIBRAZIONI AMBIENTALI	39
3.1.	Le vibrazioni ambientali	39
3.2.	La tecnica HVSR.....	39
3.2.1.	Applicazioni in ambito geotecnico	39
3.2.2.	Applicazioni in ambito strutturale	42
3.3.	Affidabilità dei risultati	44
3.4.	La strumentazione.....	45
3.4.1.	Conduzione della prova	46
3.5.	I risultati sperimentali.....	49
3.5.1.	Tabelle riepilogative.....	60
4.	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	61
4.1.	Modello a telaio equivalente.	61
4.2.	Il macroelemento muratura.....	63
4.2.1.	Comportamento presso flessionale.....	65
4.2.2.	Comportamento a taglio.....	70
4.2.3.	Controllo dei drift.....	72
4.3.	I modelli impiegati	73
4.4.	Confronto tra le frequenze dell'analisi modale e quelle delle vibrazioni ambientali	78
5.	ANALISI GLOBALE.....	85

5.1.	Analisi statica non lineare.....	85
5.2.	Analisi svolte	90
5.3.	Analisi stato di fatto	91
5.3.1.	Modello 4L.....	91
5.3.2.	Modello 3L.....	94
5.3.3.	Confronto modelli 3L-4L	96
5.3.4.	Confronto con moduli di elasticità incrementati	97
5.4.	Analisi a seguito di interventi.	100
5.4.1.	Interventi ipotizzati.....	100
5.4.2.	Interventi proposti	102
6.	ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI.....	107
6.1.	I principi.....	108
6.2.	Analisi cinematica lineare.....	108
6.3.	Analisi cinematica non lineare	111
6.4.	Meccanismi locali analizzati.....	113
6.4.1.	Ribaltamento semplice di parete.....	115
6.4.2.	Flessione verticale	116
6.5.	Risultati	117
7.	INTERVENTI.....	125
7.1.	Riquadrature delle aperture	125
7.1.1.	Azioni sollecitanti i telai.	126
7.1.2.	Unione traverso-montante.....	129
7.1.3.	Unione del traverso in mezzeria.	133

7.1.4. Fasi esecutive dell'intervento.....	136
7.2. Consolidamento delle mura tramite iniezioni e riquadrature.....	141
7.3. Tiranti.....	145
7.3.1. Calcolo del tiro di progetto.....	145
7.3.2. Tipologia dei tiranti.....	147
7.3.3. Calcolo del collegamento capochiave-trave.....	148
8. Bibliografia.....	151
Riferimenti normativi	154

Ai miei nonni, le mie radici.

INTRODUZIONE

L'Italia è, per la quasi totalità del territorio, sottoposta a rischio sismico, derivante dalla presenza di numerose faglie attive e di alcuni vulcani. Questo rischio è noto a tutti i cittadini ed agli amministratori, a causa del susseguirsi di fenomeni sismici come quelli del centro Italia (Amatrice, Accumuli ecc.) dell'Emilia, de L'Aquila, di San Giuliano di Puglia, solo per citarne alcuni dei più recenti, che hanno avuto ampia eco per gli effetti tragici di perdite di vite umane e di danni alle cose.

Tutti questi eventi hanno accresciuto la percezione sociale del rischio sismico ed il Legislatore negli ultimi anni ha messo in atto sforzi indirizzati principalmente ad una migliore definizione delle azioni sismiche e dei metodi progettuali e di verifica. Ciò è avvenuto a partire dall'ordinanza 3274 del marzo 2003 per giungere alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/08, che sono in corso di aggiornamento.

Di recente si è assistito, con la legge di bilancio 2017, ad un primo tentativo di fare prevenzione, incentivando interventi finalizzati alla diminuzione della vulnerabilità sismica degli immobili. Sono state introdotte classi di rischio, di vulnerabilità sismica, dalla A+ alla G, in analogia con le classi di prestazione energetica, e detrazioni fiscali di cui i privati possono usufruire per lavori di miglioramento sismico di un proprio immobile, il cosiddetto Sismabonus.

La diminuzione della vulnerabilità del patrimonio edilizio è senz'altro un obiettivo da perseguire, sia per quanto riguarda gli edifici privati che per quelli pubblici, allo scopo di evitare che i futuri terremoti, che inevitabilmente torneranno a colpire l'Italia, comportino le tragiche conseguenze di quelli del passato.

Il patrimonio edilizio in Italia è composto di strutture in muratura portante per il 61% del totale degli edifici (secondo risultati del censimento 2001), dato

che mostra l'importanza di tale tipologia strutturale, anche considerando che la maggior parte degli edifici di pregio storico-artistico rientrano in questa tipologia.

L'idea di questa tesi nasce dalla curiosità di voler indagare la vulnerabilità sismica di un edificio dall'aspetto a me familiare, situato nel paese d'origine della mia famiglia, che per la sua imponenza non desta grandi preoccupazioni nella popolazione.

L'edificio oggetto di studio è la scuola elementare Michele Cima sita nel comune di Riccia (CB). Si tratta di una struttura in muratura portante realizzata a partire dal 1932 fino al 1936 e ad oggi regolarmente impiegata ad uso scolastico.

La tesi è composta da sette capitoli.

Il primo capitolo fornisce una panoramica introduttiva sui terremoti e rischio sismico e vengono analizzate la sismicità storica e le azioni sismiche di normativa del sito in cui sorge la scuola.

Nel secondo capitolo sono riportate le informazioni disponibili sul terreno di fondazione e sugli elementi strutturali. Inoltre è definito il livello di conoscenza e vengono scelti i parametri meccanici da impiegare nei modelli.

Nel terzo capitolo sono descritte le prove HVRS compiute sulla scuola.

Nel quarto capitolo vengono presentati i modelli di calcolo prodotti attraverso il software 3muri.

Nel quinto capitolo si analizza la sicurezza della struttura nei confronti dei meccanismi globali e nel successivo sesto capitolo nei confronti di quelli locali.

Nel capitolo conclusivo sono presentati gli interventi proposti per la riabilitazione della struttura.

1. LA SISMICITÀ

1.1. I terremoti

I terremoti sono fenomeni naturali che si manifestano sotto forma di rapidi scuotimenti della superficie terrestre. Essi sono diffusi su tutto il pianeta e si concentrano principalmente in alcune zone. Ciò accade in accordo con la teoria della deriva dei continenti, proposta nel 1912 dallo studioso tedesco Wegener. Secondo tale teoria 200 milioni di anni fa le terre emerse costituivano un unico grande continente “Pangea” da cui si sono distaccati gli attuali continenti. La litosfera, ovvero la parte solida più esterna del pianeta, risulta divisa in diverse placche che “galleggiano” sulla sottostante astenosfera e che vengono trascinate dai movimenti convettivi del mantello. A causa dei reciproci movimenti che avvengono ai bordi delle placche, lungo le faglie si concentrano deformazioni e sforzi che ciclicamente, superando la resistenza delle rocce costituenti la crosta, rilasciano l’energia che dà luogo ai terremoti (Fig. 1.1).

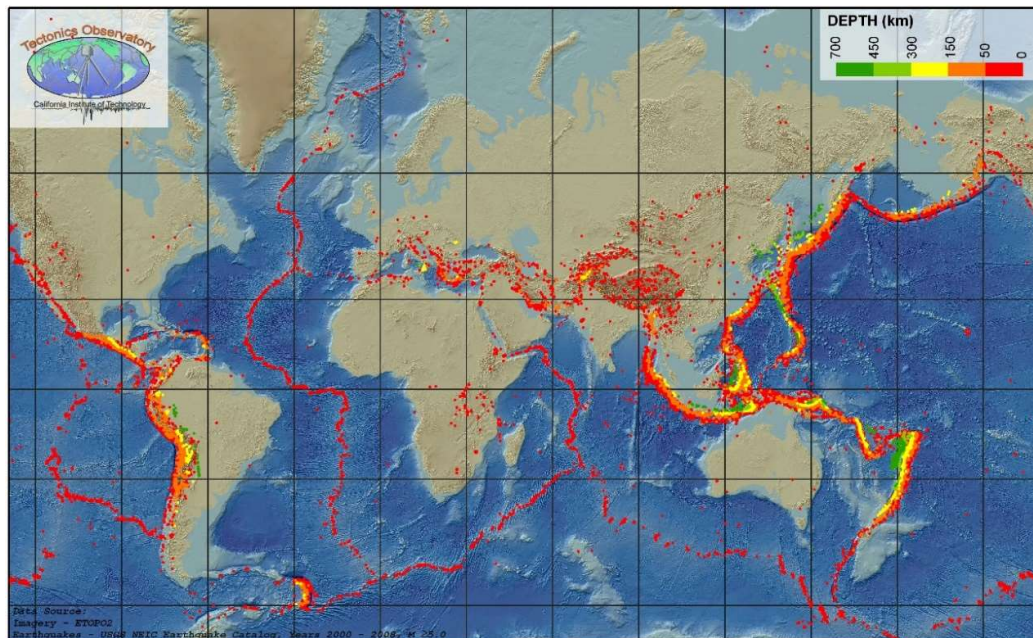


Fig. 1.1 Mappa dei terremoti di magnitudo maggiore di 5 dal 2000 al 2008 (fonte: National Science Foundation; https://www.nsf.gov/news/mmg/mmg_disp.jsp?med_id=64691)

Il territorio italiano è attraversato dal confine tra la placca continentale Africana e quella Euroasiatica. Questo confine parte dalla Sicilia, prosegue lungo tutta la dorsale appenninica e poi ruota lungo l'arco alpino proseguendo nella penisola balcanica. La placca africana si sposta di alcuni millimetri all'anno rispetto alla placca euroasiatica. Le velocità di questo spostamento sono maggiori nella parte centro meridionale dell'Italia e minori in quella settentrionale (Fig. 1.3) perciò si vengono a creare sforzi e deformazioni che periodicamente vengono dissipati. Sul territorio nazionale sono presenti una serie di faglie capaci di generare terremoti di notevole intensità (Fig. 1.2).

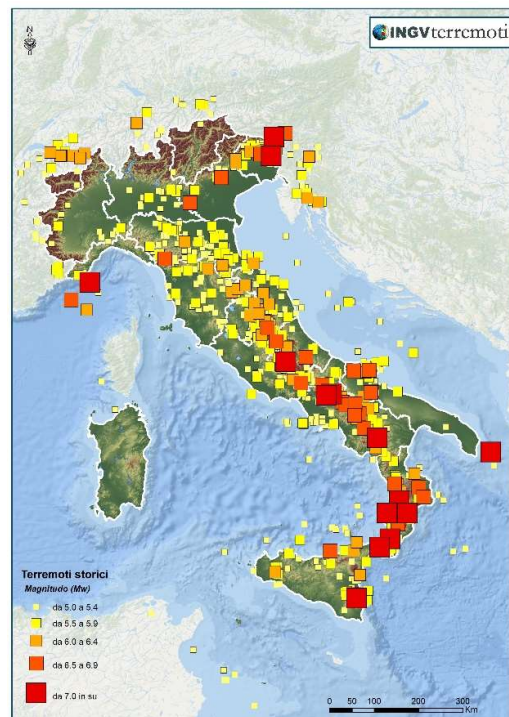


Fig. 1.2 Terremoti storici con Mw > 5 (fonte: INGV)



Fig. 1.3 Velocità GPS (fonte: INGV)

1.1.1. Le onde sismiche

Una parte dell'energia, scaturita dalla frattura delle rocce durante un terremoto, genera onde elastiche di diverso tipo che partono dall'ipocentro e si diramano in tutte le direzioni con diverse velocità e diverso contenuto energetico. Esse si dividono in onde di volume e di superficie.

Le onde di volume si propagano all'interno del volume terrestre e si suddividono in:

- Onde primarie (P), sono le più veloci tra quelle generate da un terremoto. Sono onde di compressione e possono attraversare solidi, liquidi e aria. La loro velocità è:

$$v_p \cong 1.1\sqrt{E/d} \quad (1.1)$$

dove:

- ◆ E è il modulo di elasticità normale,
- ◆ d è densità del mezzo attraversato.

Nelle rocce tipiche della crosta terrestre v_p è circa 5-6 km/s.

- Onde secondarie (S), che giungono dopo le onde P. Sono onde di taglio ed il movimento delle particelle del mezzo incontrato è perpendicolare alla direzione di propagazione dell'onda. Le onde S non possono attraversare i liquidi e la loro velocità si ricava da quella delle onde primarie dalla relazione:

$$v_s \cong \frac{v_p}{\sqrt{3}} \quad (1.2)$$

Le onde di superficie giungono dopo le onde di volume ma in genere posseggono un più alto contenuto energetico e per questo sono generalmente responsabili dei danni provocati dal sisma.

Si dividono in:

- Onde di Rayleigh che generano un moto delle particelle lungo un'ellisse sul piano verticale.
- Onde di Love che generano un moto trasversale sul piano orizzontale.

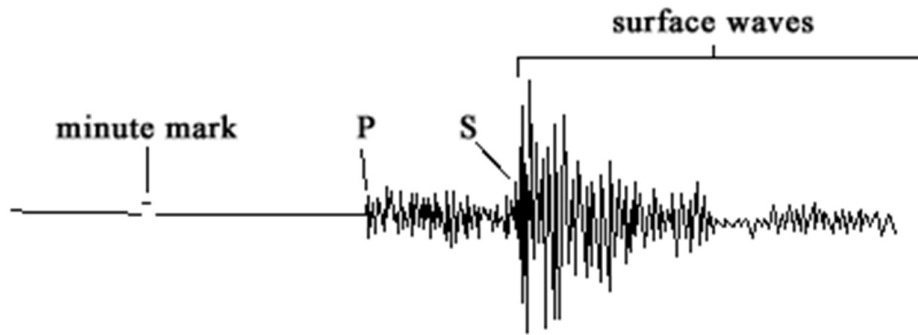


Fig.1.4. Sismogramma che mostra la sequenza di arrivo dei diversi tipi d'onda.

1.1.2. Scale di misura.

Le scale di misura di un terremoto si dividono in oggettive e soggettive (macrosismiche). Le prime danno una stima della severità del sisma in base a misure di parametri fisici; le seconde stimano la severità in base agli effetti su cose, animali, persone ed ambiente.

1. Misure oggettive.

Per effettuare misure oggettive dei terremoti si impiegano vari strumenti. Essi si distinguono in sismometri, velocimetri ed accelerometri e misurano rispettivamente: spostamenti, velocità ed accelerazioni. Gli strumenti in grado di registrare tali misure sono: sismografi, velocigrafi e accelerografi.

A partire dalle misurazioni strumentali sono state introdotte diverse scale di misura della forza di un sisma.

La prima introdotta nel 1935 da Richter definisce la magnitudo locale:

$$M_L = -\log_{10}(s_0), \quad (1.3)$$

dove s_0 è lo spostamento massimo, misurato in micron, a 100 km di distanza dall'epicentro, con sismografo di Wood-Anderson.

Secondo questa definizione la grandezza dell'evento sismico dipende dagli spostamenti generati e ciò comporta dei limiti.

Possono verificarsi due terremoti con stessa M_L che esprimono contenuti energetici differenti, difatti, al crescere dell'energia sprigionata dal sisma, l'ampiezza massima delle onde non cresce linearmente e tende a non superare certi valori. Si va perciò incontro alla cosiddetta "saturazione" della scala per M_L intorno a 7.

Per ovviare a questi problemi, sono state introdotte successivamente altre scale, tra cui la magnitudo momento (M_W) proposta da Hans e Kanamori nel 1977:

$$M_W = -10.7 - \log \frac{M_0}{1.5} \quad (1.4)$$

dove, $M_0 = \mu A D$ è il momento sismico, con μ la resistenza media del materiale lungo la faglia, A l'area della superficie di rottura e D lo scorrimento medio del piano di rottura.

2. Misure soggettive o macrosismiche.

Ne esistono diverse e si basano sull'osservazione dei danni rilevati in seguito ad un evento sismico. In Italia viene utilizzata la scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS). Essa deriva direttamente dalla scala Mercalli a XII gradi a cui Cancani fece corrispondere adeguati gradi di accelerazione e Sieberg migliorò ed incrementò le descrizioni degli effetti relativi ai vari gradi (Tab. 1.1).

Grado	Descrizione
I	Scossa impercettibile , avvertita solo dai sismografi
II	Scossa leggerissima , avvertita solo da persone a riposo e solo nei piani superiori delle case. Gli oggetti sospesi esilmente possono oscillare
III	Scossa leggera , percepita nelle case in orario diurno, soprattutto ai piani alti degli edifici. Vibrazioni come al passaggio di autocarri leggeri. Stime della durata. Talora non riconosciuto come terremoto.
IV	Scossa moderata , percepita da molte persone nelle case in orario diurno, e da qualche persona anche all'aperto. Di notte alcune persone vengono svegliate. Oggetti sospesi oscillano notevolmente. Vibrazioni come al passaggio di autocarri pesanti. Oscillazione di automezzi fermi. Tintinnio di vetri e di vasellame. Tra IV e V grado cominciano ad essere avvertiti scricchiolii di strutture in legno.
V	Scossa abbastanza forte , percepita praticamente da tutti. Di notte molte persone vengono svegliate. Oggetti instabili rovesciati. Rovesciamento di liquidi in recipienti. Oscillazioni di porte che si aprono e si chiudono. Movimento di imposte e quadri. Arresto, messa in moto, cambiamento del passo di orologi a pendolo. A volte scuotimento di alberi e crepe nei rivestimenti.
VI	Scossa forte , percepita da tutti con spavento e fuga all'esterno. Barcollare di persone. Rottura di vetrine, piatti, vetriere. Caduta dagli scaffali di soprammobili e libri e di quadri dalle pareti. Screpolature di intonaci deboli. Suono di campanelle, stormire di alberi e cespugli.
VII	Scossa molto forte . Difficile stare in piedi. Avvertita da conduttori di automezzi. Tremolio di oggetti sospesi. Danni ai mobili e alle murature composte da malte povere. Rottura di comignoli, caduta di tegole, cornicioni, parapetti e ornamenti architettonici. Formazione di onde sugli specchi d'acqua, intorbidimento di acque. Forte suono di campane. Piccoli smottamenti in depositi di sabbia e ghiaia.
VIII	Scossa rovinosa . Lievi danni anche a strutture antisismiche, danni parziali a costruzioni ordinarie, caduta di ciminiere, monumenti, colonne, ribaltamento di mobili pesanti, cambiamento di livello nei pozzi. Rottura di rami d'albero e di palizzate. Crepe nel terreno e su pendii ripidi.
IX	Scossa distruttiva . Danni anche a strutture antisismiche, perdita di verticalità di strutture portanti ben progettate. Edifici spostati rispetto alle fondazioni. Fessurazione del suolo e rottura di cavi e tubazioni sotterranei. Panico generale. Nelle aree alluvionali espulsione di sabbia e fango.
X	Scossa completamente distruttiva . Distruzione della maggior parte delle strutture in muratura. Notevole fessurazione del suolo; rotaie piegate; frane notevoli in argini fluviali o ripidi pendii. Distruzione di alcune robuste strutture in legname e ponti. Gravi danni a dighe, briglie e argini
XI	Scossa catastrofica . Poche strutture in muratura restano in piedi, distruzione di ponti, ampie fessure nel terreno, condutture sotterranee fuori uso. Sprofondamenti e slittamenti del terreno in suoli molli. Rotaie fortemente deviate.
XII	Scossa molto catastrofica . Distruzione pressoché totale, distruzione delle linee di vista e di livello, oggetti lanciati in aria, onde sulla superficie del suolo, spostamento di grandi masse rocciose.

Tab.1.1 Scala macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS)

1.2. Il rischio sismico

Per rischio sismico s'intende la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di presenza antropica. Dunque i fattori che compongono il rischio sono la pericolosità, la vulnerabilità e l'esposizione.

1.2.1. Pericolosità

Si tratta di una stima probabilistica, in quanto non è ancora possibile una previsione deterministica dei terremoti, delle entità delle azioni sismiche espresse in termini di un parametro fisico, come ad esempio la massima accelerazione del suolo a_g o PGA (Peak Ground Acceleration). Il compito di stabilire la pericolosità sismica del territorio italiano spetta all'Istituto Nazionale di Geologia e Vulcanologia ed il suo operato determina le azioni progettuali di normativa.

Al fine di ottenere una mappa della pericolosità sismica è stato impiegato il metodo di Cornell (1968) che si articola in 4 fasi:

1. Definizione della sismicità.

Il metodo presuppone la definizione di un catalogo sismico dei terremoti storici; l'ultimo elaborato dall'istituto è il CPTI 15 che è andato ad integrare il precedente con gli eventi sismici più recenti. Al suo interno vi sono 4584 terremoti in una finestra temporale che va dall'anno 1000 al 2014 ed hanno le intensità espresse in M_w . Sulla base del catalogo e delle conoscenze geologiche e geofisiche del territorio si definiscono delle zone sismogenetiche, omogenee per quanto riguarda il cinematismo atteso. In esse si possono generare sismi di diverse intensità, a causa delle diverse faglie presenti. Secondo il metodo ogni zona viene considerata omogenea, con la stessa probabilità che si verifichi un sisma in ogni punto. In Fig.1.5 e

Fig. 1.6 sono riportate la zonazione ZS4 con 80 zone sismogenetiche e il suo aggiornamento, la zonazione ZS9 con 36 zone sismogenetiche.

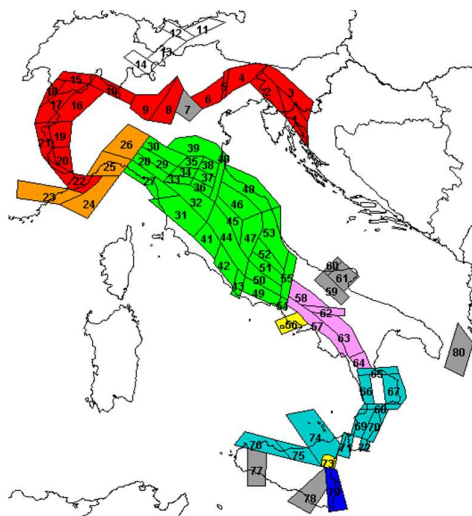


Fig. 1.5 zonazione sismogenetica ZS4 (1996)

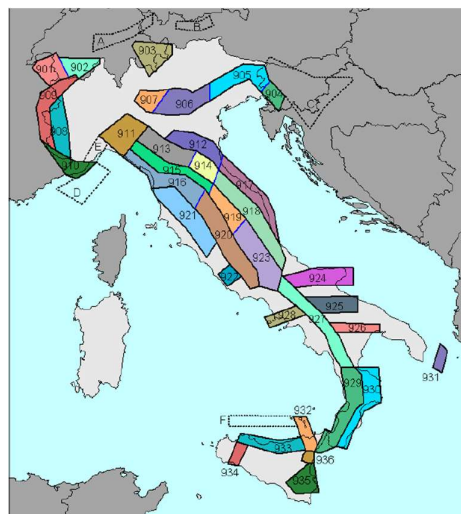


Fig. 1.6 zonazione sismogenetica ZS9 (2004)

2. Definizione di una legge di ricorrenza per ogni zona.

A partire dagli eventi sismici contenuti nel catalogo per ciascuna zona si definisce una relazione tra la frequenza annua di osservazione N (inverso del tempo di ritorno T_r) e la magnitudo M .

La relazione utilizzata è quella di Gutenberg-Richter:

$$\log N = a - bM \quad (1.5)$$

dove:

- ◆ a è la frequenza annua di ricorrenza di tutti i sismi di una zona,
- ◆ b è un parametro che ripartisce i sismi tra le varie magnitudo ed è anch'esso specifico della zona.

3. Definizione di una legge di attenuazione.

Le leggi di attenuazione valutano l'attenuarsi dell'intensità del sisma, espressa in termini macrosismici o di intensità, al crescere della distanza dall'epicentro. Tali leggi si possono esprimere in funzione della accelerazione massima al suolo:

$$\log(PGA) = a + bM + \log\sqrt{(d^2+h^2)} + eS \quad (1.6)$$

dove:

- ◆ M è la magnitudo del sisma;
- ◆ d è la distanza dall'epicentro;
- ◆ h è la profondità dell'epicentro;
- ◆ S è il parametro dipendente dalla natura del terreno.

4. Valutazione della pericolosità.

Per valutare la pericolosità sismica in un sito, bisogna prendere in considerazione tutte le zone sismogenetiche che influenzano il sito ed effettuare un'integrazione su tutti i possibili sismi, di diverse magnitudo, a tutte le varie distanze. Questa operazione viene svolta solitamente per via numerica e produce la curva di pericolosità del sito, che riporta la frequenza annuale di superamento (λ) del parametro considerato (ad esempio PGA) dei terremoti che si risentono nel sito (Fig. 1.7). L'INGV ha effettuato questa operazione su un reticolo composto di circa 16000 punti distanziati tra loro di meno di 0.05° in latitudine e longitudine a coprire l'intero territorio nazionale.

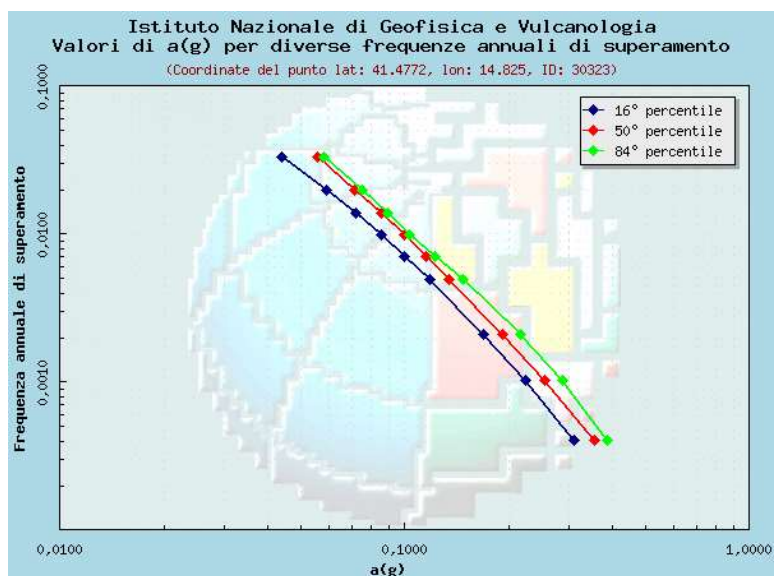


Fig. 1.7. Curva di pericolosità del punto del reticolo più vicino al comune di Riccia (ID 30324)

Nota la curva di pericolosità, ipotizzando l'indipendenza dei vari eventi sismici e che la frequenza di occorrenza di un evento in un intervallo di tempo di riferimento V_r sia esprimibile come $\lambda * V_r$; si impiega la distribuzione di Poisson per definire la pericolosità in termini di probabilità. Secondo tale distribuzione la probabilità che avvengano n terremoti di magnitudo M nel periodo di riferimento V_r è dato dalla seguente relazione:

$$P(N(M) = n) = \frac{(\lambda V_r)^n}{n!} e^{-\lambda V_r} \quad (1.7)$$

La probabilità che avvenga almeno un terremoto di magnitudo M è data da:

$$P(N(M) > 1) = 1 - e^{-\lambda V_r} \quad (1.8)$$

Attraverso la definizione probabilistica della pericolosità si possono stabilire i livelli di probabilità di superamento delle azioni sismiche, in un determinato periodo di riferimento, corrispondenti alle prestazioni richieste alle strutture, definite dagli stati limite di normativa (Tab.1.2).

Stati limite		P_{V_r} Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r
Stati limite	SLO	81%
d'esercizio	SLD	63%
Stati limite	SLV	10%
ultimi	SLC	5%

Tab.1.2 Probabilità di superamento P_{V_r} al variare dello stato limite (Tab.3.2.1 NTC08).

Per ogni punto del reticolo di riferimento sono stati calcolati i valori di pericolosità sismica e sono state costruite mappe di pericolosità sismica in termini di PGA ed in termini di valori spettrali (S_e) per frequenze di interesse ingegneristico. Tutti i dati attualmente sono pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

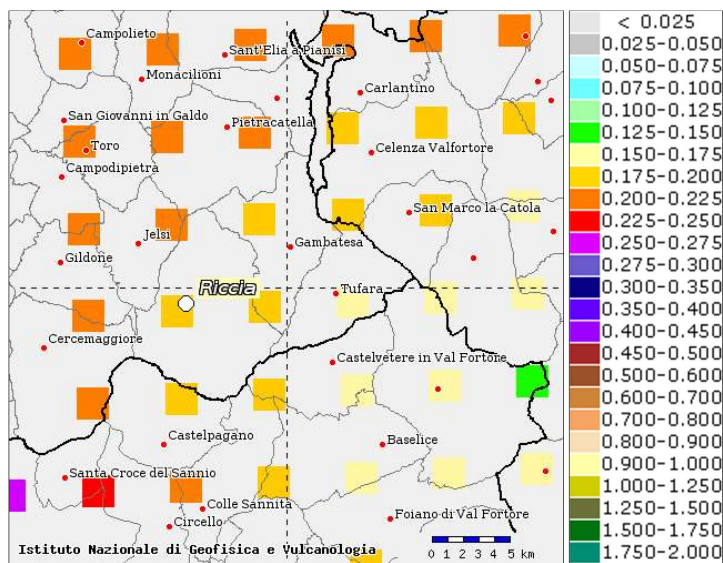


Fig.1.8 Mappa di pericolosità sismica con valori di a_g per probabilità di superamento 10% in 50 anni nei nodi del reticolo vicini al comune di Riccia.

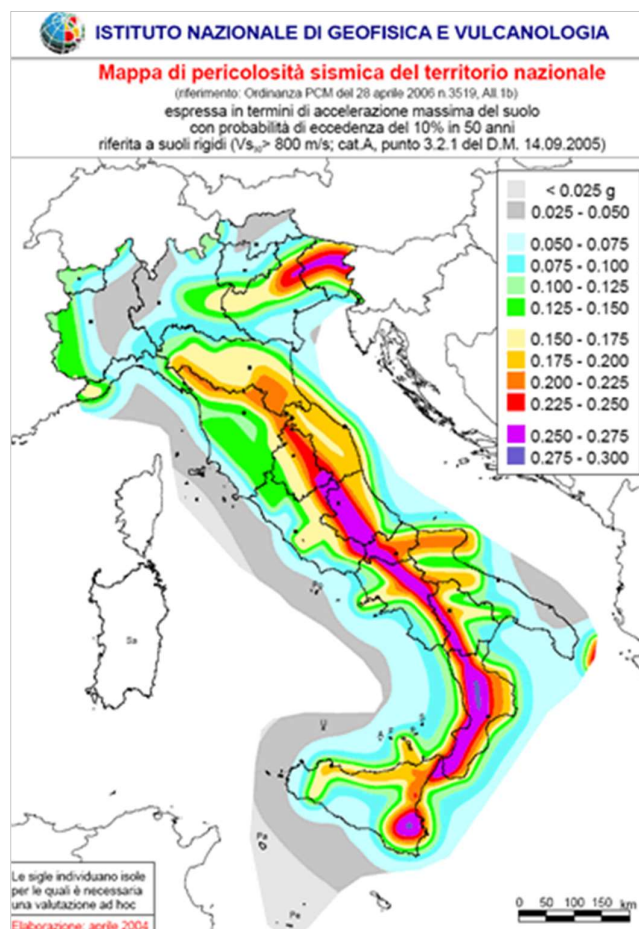


Fig. 1.9 Mappa di "pericolosità sismica di base" dell'Italia in termini di a_g con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

1.2.2. Vulnerabilità

La vulnerabilità è la predisposizione di una costruzione a subire danneggiamenti e crolli. Maggiore è la vulnerabilità di un edificio (per tipologia strutturale, cattiva progettazione, scarsa qualità di materiali, mancanza di manutenzione), maggiori saranno le conseguenze sulla struttura. Questo è l'aspetto sul quale si può intervenire più facilmente per attenuare il rischio (essendo la pericolosità un dato e l'esposizione di difficile modifica). Valutazioni di vulnerabilità possono essere effettuate con diversi gradi di approfondimento. Su larga scala valutazioni di tipo più qualitativo e statistico possono essere utili a stabilire priorità d'interventi. A tal fine per valutazioni sulla singola struttura si utilizzano metodi numerici quantitativi come viene fatto nel presente studio, dove viene effettuata un'analisi statica non lineare come esposto nel capitolo 5.

1.2.3. Esposizione

Rappresenta una misura dell'importanza dei beni esposti al rischio in relazione alle principali caratteristiche dell'ambiente costruito. Consiste nell'individuazione, sia come numero che come valore, degli elementi del territorio o della città che possono essere interessati dall'evento sismico. Quindi, in linea generale, avrà un'esposizione maggiore una città densamente popolata piuttosto che un territorio in cui sono presenti case sparse. Viene valutato un indice di esposizione per ogni edificio ed acquisiscono un'importanza rilevante tutte quelle strutture che sono destinate ad avere un compito in un'emergenza sismica, come centri di accoglienza, ospedali, caserme.

1.3. Analisi della sismicità locale

La pericolosità sismica, secondo le NTC08, come esposto nel § 1.2.1 è definita puntualmente nei nodi di un reticolo sul territorio nazionale. In precedenza il territorio era stato suddiviso in zone sismiche di diversa severità che seguivano i confini comunali. Attualmente le zone sismiche, modificate nel OPCM 3274 del 2003, continuano ad essere uno strumento utile per gli enti amministrativi territoriali. L'ordinanza OPCM 3274 ha reso tutto il territorio nazionale sismico introducendo una quarta zona, a fronte delle tre precedenti (Tab.1.3). Si riportano, per il Molise, le zone sismiche prima del 2003 (Fig.1.10) e dopo il 2003 (Fig. 1.11). La nuova zonazione, su base puntuale, consente di definire curve a pericolosità costante all'interno delle zone 1 e 2.

Zona sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni.
1	$a_g > 0.25$
2	$0.15 < a_g < 0.25$
3	$0.05 < a_g < 0.15$
4	$a_g < 0.05$

Il comune di Riccia rientra nella seconda zona con un'accelerazione al suolo per una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni) pari a 0.1914 g.

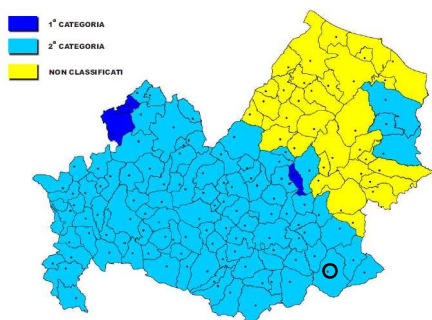


Fig.1.10 Zone sismiche del Molise ante 2003

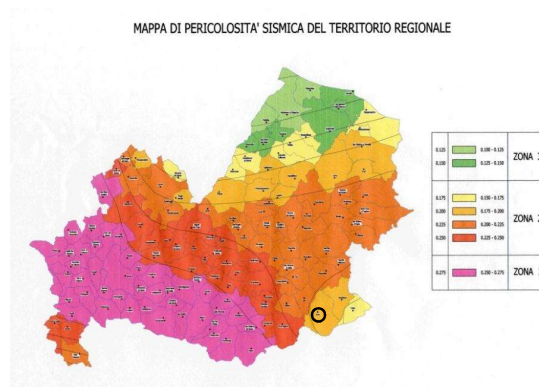


Fig.1.11 Zone sismiche del Molise post 2003

1.3.1. La sismicità storica

Sono 28 i terremoti risentiti nel territorio di Riccia presenti nel catalogo CPT15, elencati nella Tab.1.4 e riassunti dalla Fig. 1.12. Il catalogo riporta solo i terremoti di intensità elevate per gli anni più remoti perché sono quelli che si è stati in grado di ricostruire a partire dallo studio di documenti del passato (diari, cronache, documenti amministrativi). Ad esempio per il terremoto “di Sant’Anna” del 1805 si è considerata questa cronaca delle corrispondenze da Roma del 31 luglio e 7 agosto 1805, in Gazzetta di Mantova del 6 e 13 agosto 1805: *“Nella sera de’ 26 dello spirante una scossa di terremoto si è qui sentita, ed in molti de’ circonvicini paesi, cioè Frascati, Veletri, Tivoli ed altri: la stessa però non ci ha recato verun danno. Altrimenti accadde nella suddetta sera in Napoli, come ne avvisa una lettera da colà scritta nel di’ successivo. Otto furono le scosse di subsulto, che vennero seguite da ben 4 ondolatorie[.]La costernazione era generale, e somma:alcuni infelici vi hanno perduto la vita; e le case, ed i pubblici edifici hanno nella maggior parte sofferte le più grandi ruvine, contandosi fra i secondi lo stesso R. Palazzo di Caserta[...].Dai rapporti che finora sonosi ricevuti, appare, che il terremoto sia stato centrale nel contadi di Molise. Diffatti la città d’Isernia vi è rimasta pressochè interamente distrutta, ed hanno grandemente sofferto i circonvicini paesi[...].”*

Intensity	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	Io	Mw
8	1456 12 05	Appennino centro-meridionale	11	7.19
8	1688 06 05 15 30	Sannio	11	7.06
7	1805 07 26 21	Molise	10	6.68
NF	1892 06 06	Isole Tremiti	6	4.88
7	1913 10 04 18 26	Molise	7-8	5.35
4	1915 01 13 06 52 43.00	Marsica	11	7.08
6-7	1962 08 21 18 19	Irpinia	9	6.15
NF	1978 02 08 04 10 29.00	Irpinia	5-6	4.44
4	1980 11 23 18 34 52.00	Irpinia-Basilicata	10	6.81
5	1984 05 07 17 50	Monti della Meta	8	5.86
4-5	1984 05 11 10 41 49.27	Monti della Meta	7	5.47
NF	1989 03 11 21 05	Gargano	5	4.34
3	1990 05 05 07 21 29.61	Potentino		5.77

NF	1991 05 26 12 25 59.42	Potentino	7	5.08
NF	1996 04 03 13 04 34.98	Irpinia	6	4.9
NF	1996 11 10 23 23 10.77	Tavoliere delle Puglie	5-6	4.35
3-4	1997 03 19 23 10 50.02	Sannio-Matese	6	4.52
2-3	1997 04 22 03 12 03.61	Sannio-Matese	5	4.06
2-3	1997 11 24 19 04 55.64	Sannio-Matese	5	3.88
5	2002 11 01 15 09 01.92	Molise	7	5.72
5	2002 11 12 09 27 48.57	Molise	5-6	4.57
3-4	2003 04 28 20 12 36.29	Molise	4-5	3.64
4-5	2003 06 01 15 45 18.04	Molise	5	4.44
3-4	2003 12 30 05 31 38.26	Molise	4-5	4.53
3	2005 03 01 05 41 37.38	Molise	4	3.68
NF	2005 05 21 19 55 19.00	Area Nolana	5	4.07
NF	2006 05 29 02 20 06.26	Gargano		4.64
NF	2006 10 04 17 34 20.50	Adriatico centrale	4-5	4.3

Tab.1.4. Storia sismica di Riccia (fonte: <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15>)

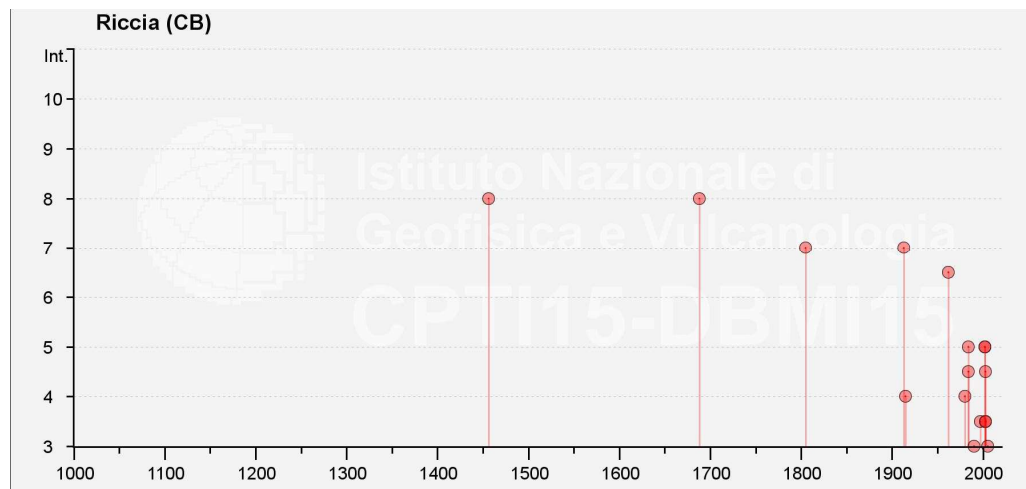


Fig.1.12 Eventi della storia sismica di Riccia con la loro intensità.

Il paese di Riccia negli anni precedenti alla progettazione e costruzione della struttura (1929-1936) risentì di due terremoti:

- Il terremoto molisano del 4/10/1913 con epicentro nei pressi di Gildone e magnitudo M_w pari a 5.35.
- Il terremoto del Fucino del 13/1/1915 con epicentro nella piana del Fucino e magnitudo M_w pari a 7.08.

Quest' ultimo fu un terremoto catastrofico con un numero di vittime, secondo stime di studi recenti, maggiore di 30000 e portò alla distruzione di Avezzano e diversi altri paesi nei pressi dell'epicentro e danni di varia entità in sei regioni tra cui anche il Molise.

Nel Regio Decreto del 27/12/37 è presente un elenco dei comuni italiani considerati all'epoca sismici ed il comune di Riccia non rientra in nessuna delle due zone sismiche allora esistenti. Per il Molise sono compresi nell'elenco allegato al decreto per lo più paesi ubicati a poca distanza dall'Abruzzo e che risentirono del sisma del Fucino. In quegli anni, infatti, i paesi considerati sismici ed inseriti in elenchi allegati ai Regi Decreti Legge erano quelli che avevano subito le conseguenze di forti sismi. Il primo elenco fu stilato a seguito del terremoto di Messina del 1908 e per tutti i paesi considerati sismici valevano speciali prescrizioni sulle modalità costruttive delle strutture.

Gli eventi sismici che hanno interessato direttamente l'edificio oggetto di studio sono diversi, tra i quali il terremoto dell'Irpinia 1980 di M_w pari a 6.81 e quello di San Giuliano di Puglia del 2002 di magnitudo M_w 5.72. Nessuno di questi terremoti risulta aver arrecato danni alla struttura.

1.3.2. Azioni sismiche di normativa

Il § 8.3 delle NTC08 stabilisce che: *“La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU [...]”* per questa ragione si riportano le azioni sismiche relative allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) per il caso di studio, espresse in termini di spettro elastico in accelerazione e spostamento. Gli spettri si riferiscono ad un periodo di riferimento (V_r) di 75 anni ed i parametri utilizzati sono riportati in Tab.1.5. L'azione a cui è soggetta ogni struttura

dipende dal periodo proprio T (asse delle ascisse degli spettri) e dallo smorzamento μ (pari ad 1 per gli spettri elastici).

Stato limite	SLV	St	1
ag	0.223 g	S	1
F_0	2.490	η	1
Tc^*	0.409	T_B	0.136 s
Ss	1	T_c	0.409s
Cc	1	T_d	2.492 s

Tab.1.5 Parametri degli spettri

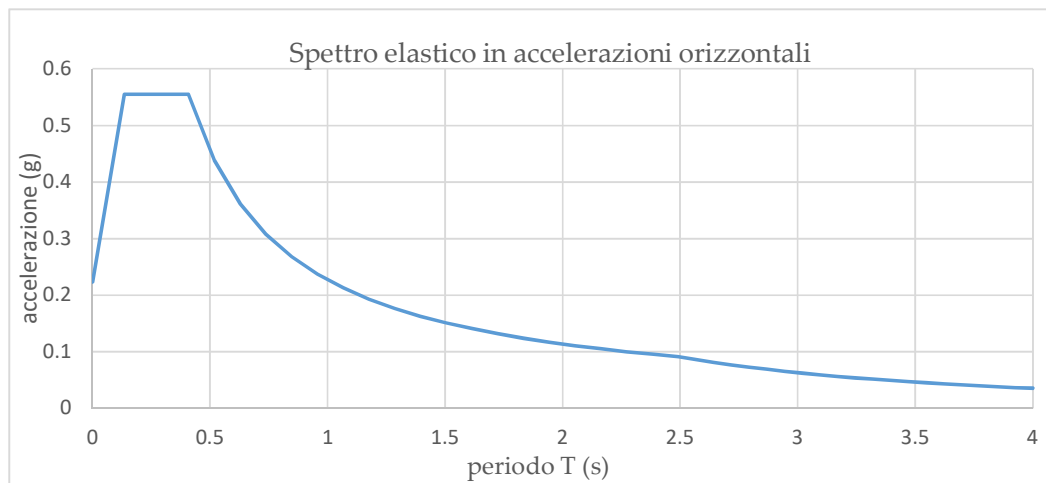


Fig. 1.13. Spettro elastico in accelerazioni (SLV) nel sito di Riccia per un V_r di 75 anni.

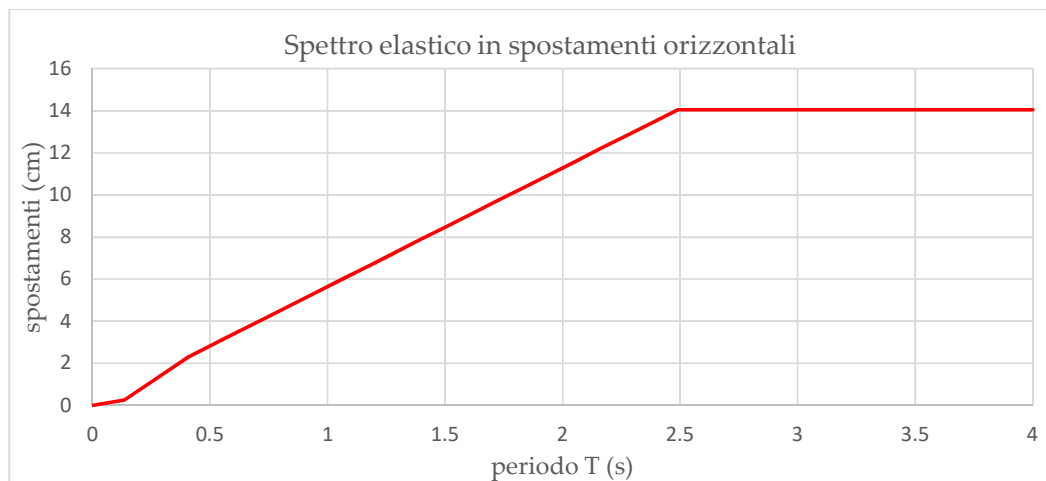


Fig. 1.14. Spettro elastico in spostamenti (SLV) nel sito di Riccia per un V_r di 75 anni.

I due spettri in accelerazione e spostamento possono essere riportati nello stesso grafico nel formato ADRS (Acceleration-Displacement Spectrum Ratio)

La relazione che lega le due grandezze è la seguente:

$$S_a = \omega^2 S_d \quad (1.9)$$

dove:

- ◆ S_a è la (pseudo)accelerazione elastica spettrale;
- ◆ S_d è lo spostamento elastico spettrale;
- ◆ $\omega = \frac{2\pi}{T}$

In questa formulazione il periodo proprio è rappresentato da ogni tangente:

$$\frac{S_a}{S_d} = \frac{4\pi^2}{T^2} \quad (1.10)$$

Al diminuire della tangente il periodo aumenta (verso destra nel grafico).

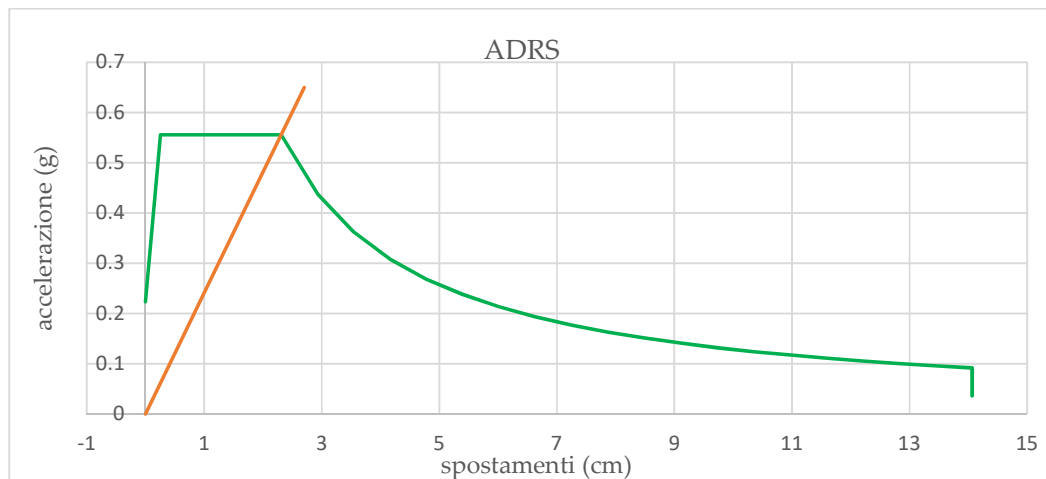


Fig.1.15 Spettro elastico nel formato Accelerazione-Spostamenti (SLV) nel sito di Riccia per un V_r di 75 anni (in verde). La retta rappresenta la tangente corrispondente al periodo T_c (in rosso).

2. IL CASO DI STUDIO

La struttura oggetto di studio è la scuola elementare M. Cima di Riccia(CB). Si tratta di un edificio in muratura portante risalente all'epoca fascista. La progettazione dell'opera risale al 1929 su committenza del podestà di Riccia. Il progetto venne approvato il 4/11/1930 dal Provveditore alle Opere Pubbliche de L'Aquila. I lavori di costruzione iniziarono il 27/11/1932 e proseguirono fino al 20/10/1936. Il collaudo avvenne in data 4/7/1938.

2.1. La conoscenza dell'opera.

La conoscenza di un'opera, riguardo all'analisi storica, al rilievo e alle indagini sperimentali, è di fondamentale importanza al fine di svolgere un'analisi quanto più accurata della stessa. Questo argomento è trattato nel § C8A delle Istruzioni alle NTC08.

In esso sono elencati i punti su cui si basa la conoscenza della struttura di una costruzione in muratura:

- Geometria: si effettua un rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, dei solai, delle scale, della copertura e si individua su quali elementi gravitano i carichi e la tipologia di fondazioni. Si individuano gli eventuali quadri fessurativi e deformativi presenti per indagarne l'origine e la possibile evoluzione
- Dettagli costruttivi da considerare sono:
 - Qualità del collegamento delle pareti.
 - Qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o altri dispositivi di collegamento.
 - Esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture.

- Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti.
- Presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità.
- Tipologia della muratura e sue caratteristiche costruttive.

Al fine di verificare i dettagli costruttivi si possono effettuare indagini in situ limitate, estese o esaustive e dal tipo di indagini realizzate dipende l'appartenenza ad un livello di conoscenza.

Si distinguono tre livelli di conoscenza L1, L2, L3 elencati in ordine crescente di accuratezza e ad ognuno di questi corrisponde un fattore di confidenza (FC) da tenere in conto (Tab.2.1).

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

			<p>-caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).</p>		
--	--	--	---	--	--

Tab.2.1. Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura (Tab.C8A.1.1 Istruzioni delle NTC08)

Le informazioni e la conoscenza della struttura che sono alla base del presente studio derivano principalmente dal materiale fornito dall'ufficio tecnico del comune di Riccia:

- Planimetrie e prospetti in formato digitale.
- Uno studio preliminare della struttura effettuato dall'Ing. Nicolino Iapalucci, per conto del comune di Riccia, in seguito del terremoto di San Giuliano di Puglia del 2002. Nella relazione di questo studio è scritto che l'ingegnere succitato si potè avvalere della consultazione di documentazione risalente alla costruzione dell'opera (libri contabili).

2.1.1. La descrizione generale dell'edificio

Il fabbricato si trova in piazza Umberto I, in posizione isolata da altri edifici (Fig. 2.1).

La sua planimetria è composta da quattro rettangoli:

- Due rettangoli hanno dimensioni 22.35 * 11.80 m, essi sono posti paralleli, a distanza tra loro di 27.75 m, con orientamento del lato lungo in direzione SE-NW.
- Un rettangolo, di dimensioni 12.05*27.75 m, è posto tra i primi due, allineato sul lato di monte (SE), a formare complessivamente una pianta a C.

- Il quarto rettangolo, di dimensioni 27.75 * 9.8 m, si pone nel lato di valle e va a rendere la planimetria complessiva rettangolare a meno di un rientro di 0.5 m in corrispondenza della palestra.

In questo ultimo rettangolo vi è un solo piano adibito a palestra. Il solaio sovrastante si trova a 5.7 m e funge da terrazzo del primo piano. Nel corpo a C sono presenti quattro livelli: il piano rialzato, ed il primo piano di altezza rispettivamente 4.25 e 4.35 m (occupati con aule, uffici, servizi), il sottotetto di altezza variabile tra 1.3 e 3.7 m (non utilizzato) ed il piano seminterrato dove, in una parte della pianta, sono presenti alcuni locali di altezza di 2.7m.

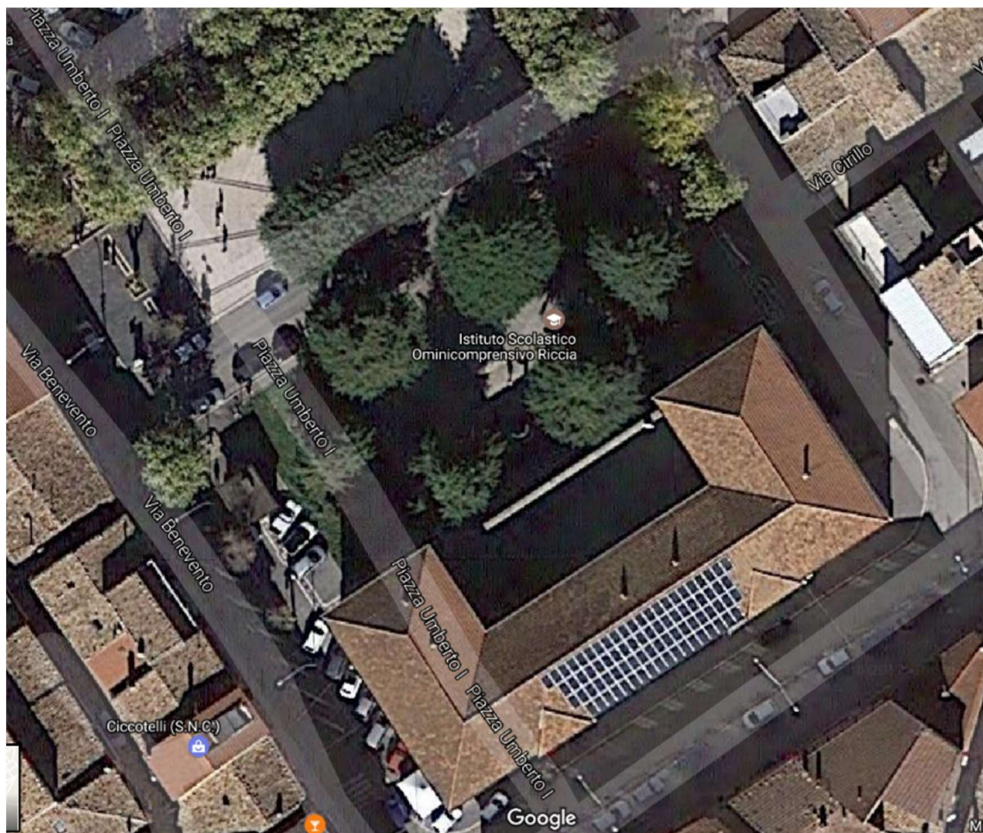


Fig. 2.1. Immagine aerea della scuola. (Fonte: Google Maps)



Fig. 2.2 Foto del prospetto di valle della scuola.

L'accesso alla struttura avviene tramite tre scale, due posizionate sul prospetto di monte ed una su quello di valle, dove è presente in posizione simmetrica anche l'ingresso diretto alla palestra. La scala del prospetto di valle consente di raggiungere il solo piano rialzato, le scale del prospetto di monte giungono entrambe al primo piano ed una fino al sottotetto.

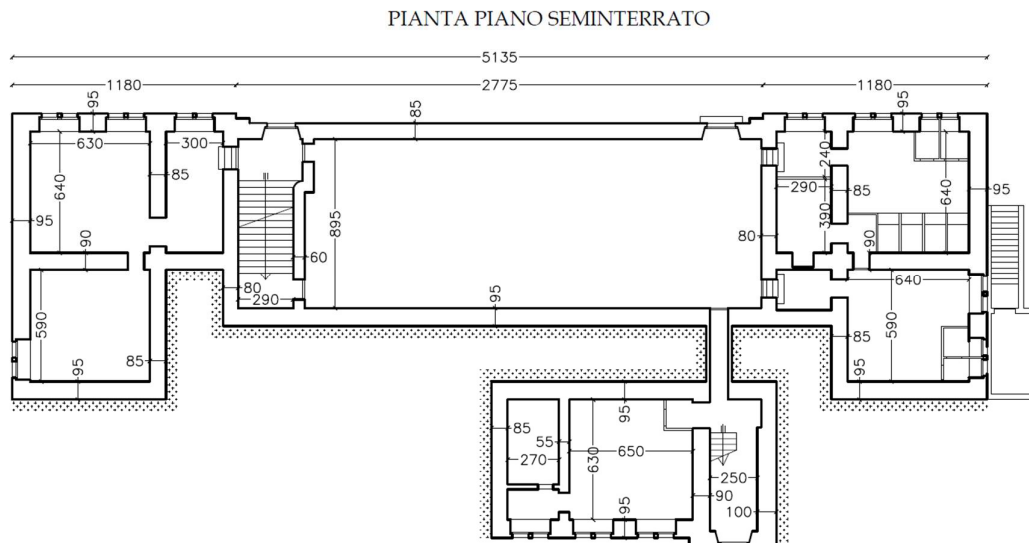


Fig. 2.3 Pianta della palestra e dei locali seminterrati.

PIANTA PIANO RIALZATO

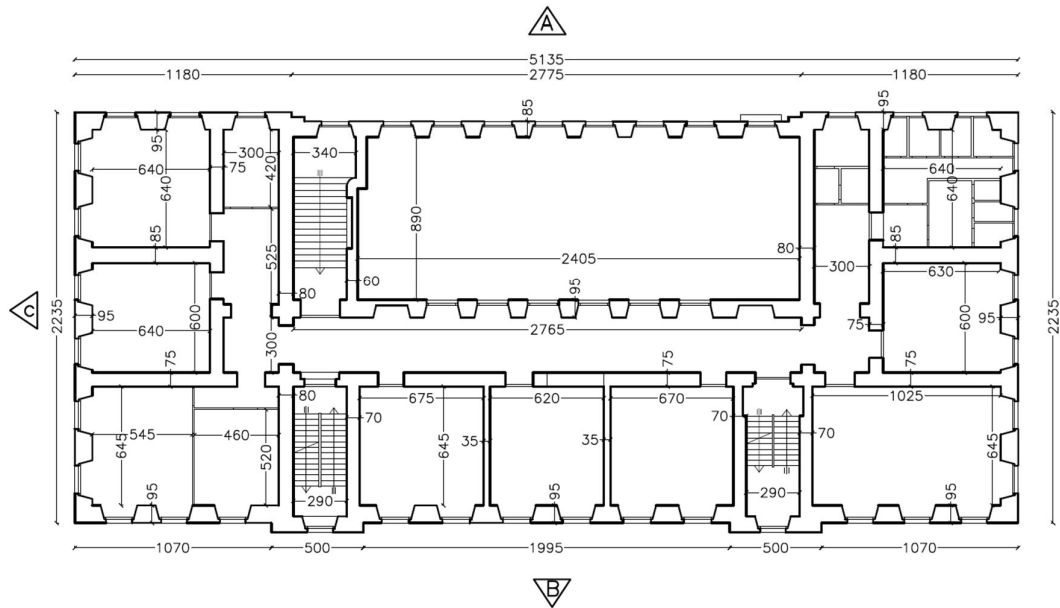


Fig. 2.4 Pianta piano rialzato.

PIANTA PRIMO PIANO

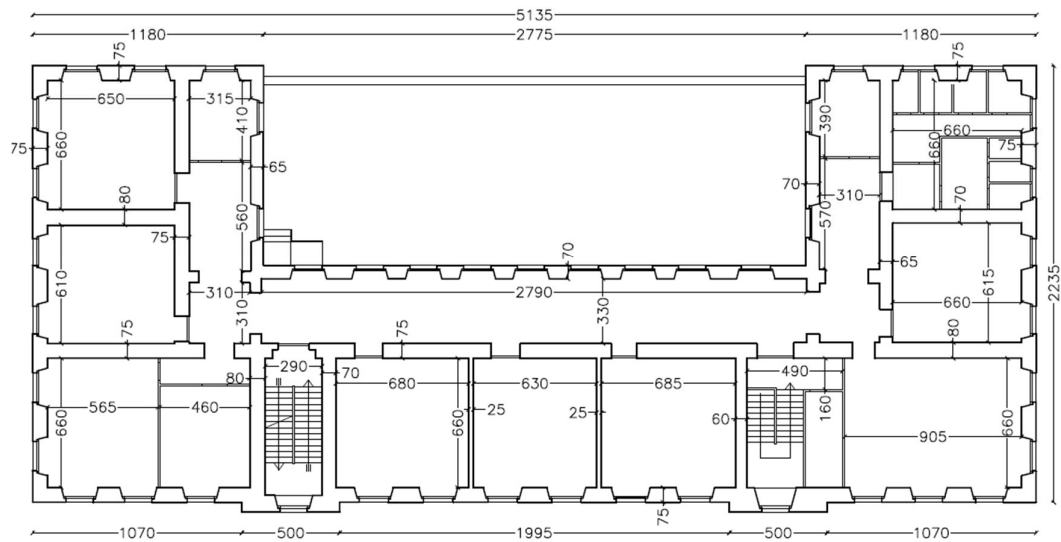


Fig. 2.5 Pianta primo piano.

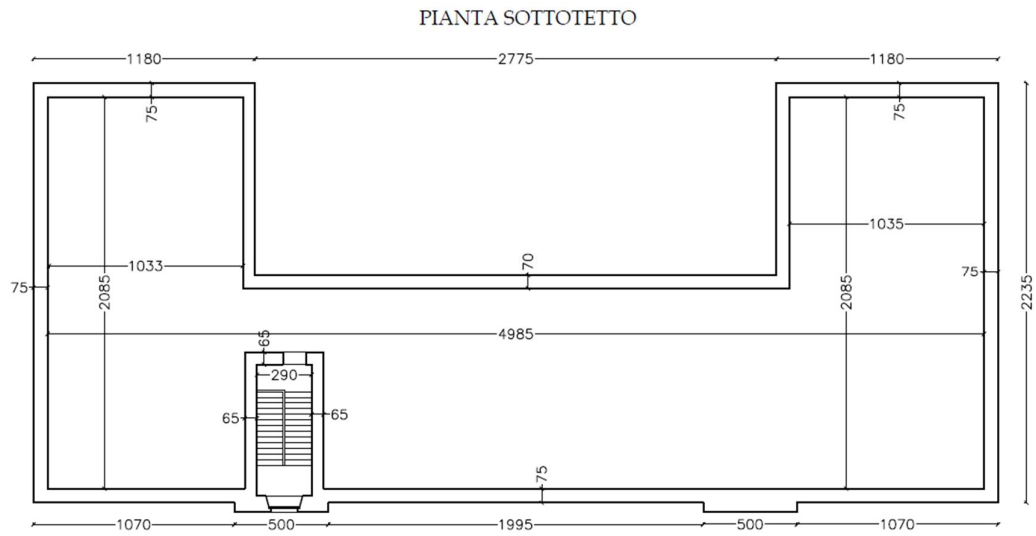


Fig. 2.6. Pianta sottotetto.

PROSPETTO A

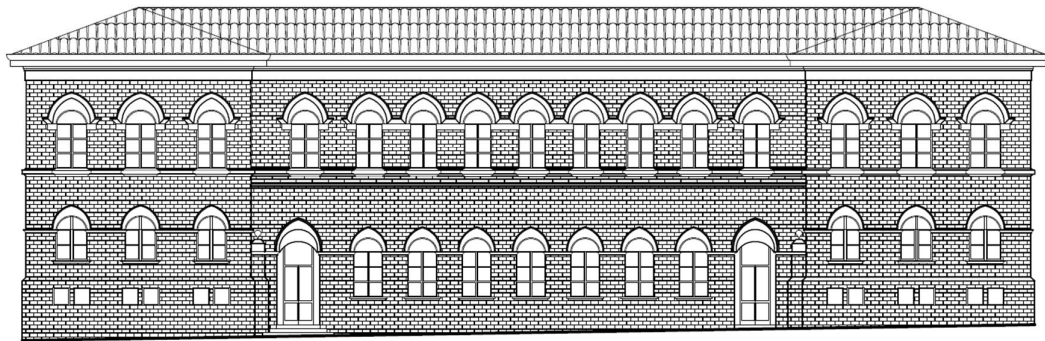


Fig. 2.7. Prospetto A (precedentemente definito Nord o di valle)

PROSPETTO B

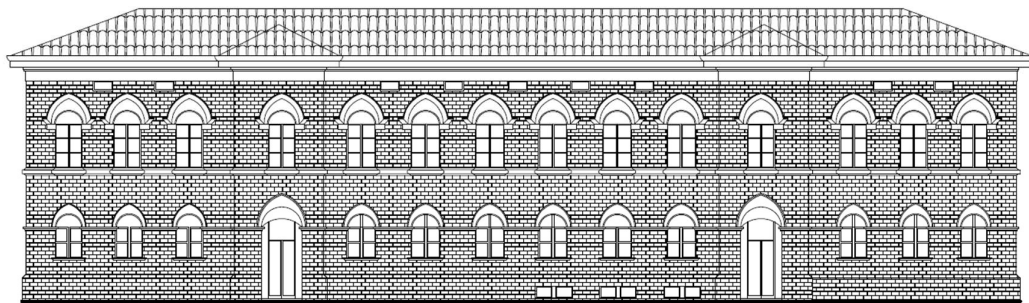


Fig. 2.8. Prospetto B (precedentemente definito Sud o di monte)

PROSPETTO C

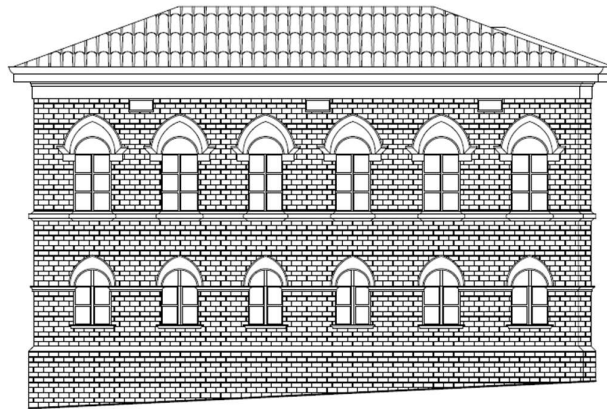


Fig. 2.9. Prospetto C (lato Ovest)

2.1.2. Il terreno di fondazione e le fondazioni

Il terreno di fondazione della scuola, dalla carta geologica del progetto regionale di microzonazione sismica del comune di Riccia (Fig. 2.10b), risulta appartenere all'unità geologica del Sannio SAN1b *"Intervallo argilloso-calcareo: Alternanze di livelli centimetrici e decimetrici di argilliti e marne rossastre o verdi, con livelli calcarei e calcareo-marnosi di spessore 2-15 cm, localmente silicifere, di colore rosato o scuri. Miocene inferiore."*. Appartiene all'unità SAN1b tutto lo sperone roccioso su cui è edificato la maggior parte del paese ed affiora con pendenze elevate sul lato Est. Nella relazione geologica allegata al progetto dell'ing. Iapalucci si rilevano la stabilità e la buona capacità portante di questo terreno, giudizio avvalorato da un carotaggio effettuato in prossimità dell'angolo SW della scuola e dall'osservazione di un pozzetto geognostico localizzato nello stesso punto. Dalla relazione e dalla mappa di microzonazione del comune di Riccia (Fig. 2.10b) si evince che non si verificano amplificazioni del moto sismico localmente e si può utilizzare come coefficiente di normativa $S=1$.

Il coefficiente di amplificazione come definito nel § 3.2.3 delle NTC08 è:

$$S = S_s S_T \quad (2.1)$$

dove:

- ◆ S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e assume il valore 1 per sottosuolo di categoria A “Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s”, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m”.
- ◆ S_T è il coefficiente di amplificazione topografica e assume il valore 1 per sottosuolo di categoria T1 “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”.

Nella stessa relazione geologica si legge: “Le osservazioni osservate sui fronti di scavo del pozzetto geognostico eseguito a ridosso del vertice SW della scuola hanno consentito di appurare le caratteristiche tipologiche e dimensionali del corpo fondazionale; quest'ultimo è costituito da pietrame squadrato con una modesta risega di circa 5 cm al di sotto dei primi 60 cm interrato, ed è attestato ad una profondità prossima ai 2.50 m dal piano del marciapiede; la struttura fondazionale appare integra e priva di tracce di lesioni.”

Le fondazioni sono costituite da ringrossi dei muri principali, di larghezza 1 m, intestate sulla formazione litoide e costituite da pietra locale squadrata a martello e scalpello in modo da avere almeno due facce piane nei piani di posa.

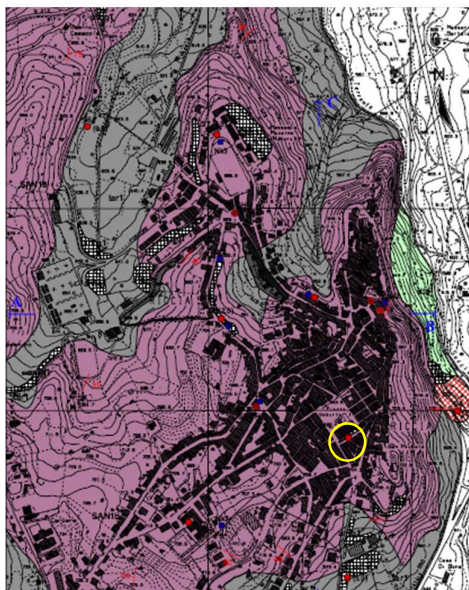


Fig. 2.10a. Mappa geologica (nel cerchietto la scuola)

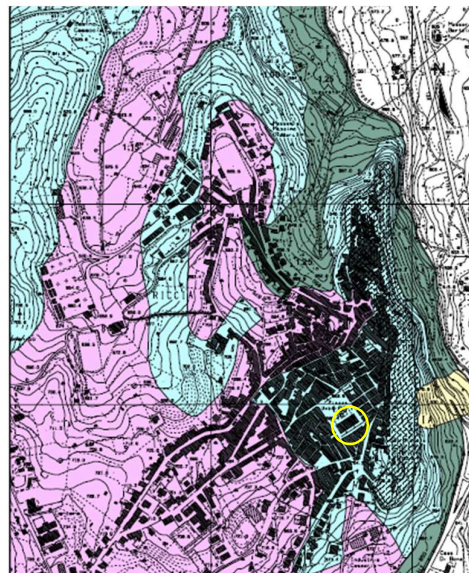


Fig.2.10b. Microzonazione sismica di Riccia.

2.1.3. Gli elementi resistenti verticali

Le mura portanti della struttura sono costituite da pietra squadrata posta sui lati esterni, legata con malta di calce, a formare i paramenti esterni e scaglie di pietrame e malta aerea come riempimento. Particolari costruttivi della muratura sono la presenza di pietre più grandi a comporre i cantonali e la presenza di letti continui di calce, ogni 90 cm, e di conci collocati di punta a legare i due paramenti, ogni due metri. La tipologia muraria differisce leggermente per quanto riguarda i muri perimetrali dove il paramento esterno è formato da pietra pregevolmente lavorata (Fig. 2.11) e la malta impiegata è malta di cemento. Lo spessore delle mura che al piano seminterrato è di 95 cm si riduce ai livelli superiori a 75 cm. Le mura perimetrali presentano aperture ai piani rialzati ed al primo piano ampie e regolari (Fig. 2.12).



Fig. 2.11 Paramento esterno, mura perimetrali.



Fig. 2.12 Interno di un'aula al primo piano.

2.1.4. Gli elementi resistenti orizzontali

I solai sono della tipologia ferro-laterizio. All'interno della struttura se ne individuano due tipi:

- Ad intradosso piano, costituiti da travi d'acciaio e da due tipi di tavelloni, posizionati l'uno a filo dell'ala inferiore e l'altro a filo dell'ala superiore, al di sopra del quale è presente una soletta in calcestruzzo semplice di 4-5 cm. Le travi d'acciaio sono a doppio T (NP) e sono disposte con interasse di 80 cm, esse hanno dimensioni variabili

dipendenti dalla luce dei solai (Fig.2.13). Il solaio del sottotetto presenta delle differenze: vi è un solo tipo di tavelloni, spessi 6 cm, appoggiati all'ala inferiore delle travi, al di sopra dei quali è presente un massetto composto di calcestruzzo alleggerito con argilla espansa.

- Ad intradosso con voltine, costituiti da travi d'acciaio (NP) e voltine in laterizio. Questa tipologia è stata riscontrata nella palestra ed a copertura dei locali seminterrati (Fig.2.14).



Fig. 2.13 Impronta di due travi sul solaio.

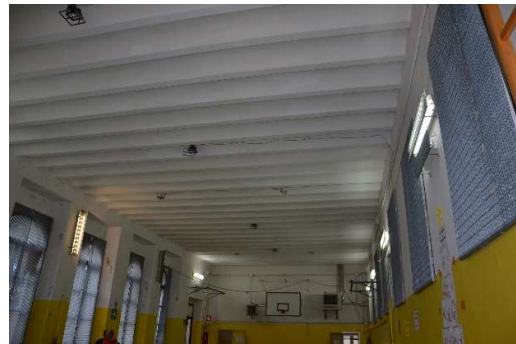


Fig. 2.14. Solaio con voltine nella palestra.

Le scale sono realizzate con la stessa tipologia dei solai: travi in acciaio e tavelloni con soletta e gradini in calcestruzzo.

2.1.5. La copertura

La copertura è realizzata in legno ed è di tipo non spingente. Essa è composta da capriate palladiane (con monaco e due saette) distanziate di circa 3.2 m l'una dall'altra e da due padiglioni all'incrocio tra i tre rettangoli della pianta. Queste strutture sorreggono travetti correnti, travicelli ed il tavolato che sorregge le tegole.



Fig. 2.15 Foto di un padiglione della copertura

2.2. Le prove in situ

Nel corso del presente studio, al fine di approfondire la conoscenza della struttura e nell'impossibilità di effettuare prove invasive, sono state effettuate prove di vibrazione ambientale che vengono trattate nel § 3.

Nell'ambito del progetto dell'ing. Iapalucci, al fine di determinare i parametri meccanici della muratura, furono effettuate una prova con il martinetto piatto singolo ed una con martinetto piatto doppio.

Il punto della muratura indagato si trova lungo il corridoio del piano rialzato ed è messo in evidenza dall'area campita di Fig. 2.16.

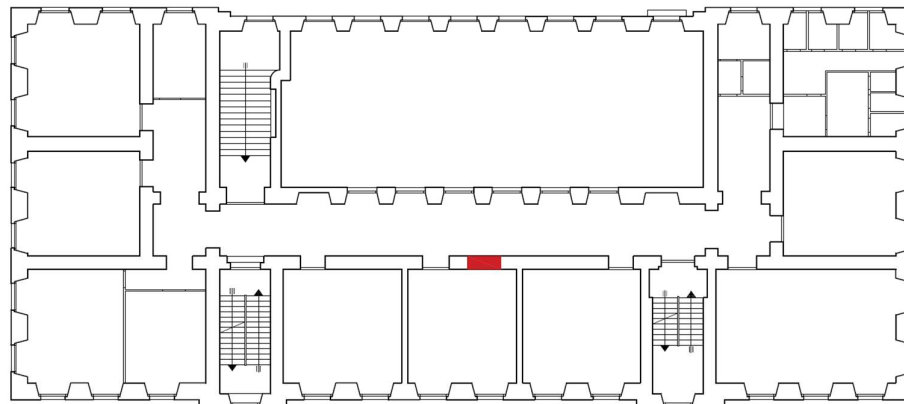


Fig. 2.16. Punto in cui sono state effettuate le prove con i martinetti piatti al piano rialzato.

Dal rapporto di prova si riporta la strumentazione impiegata ed i risultati ottenuti.

2.2.1. Martinetto piatto singolo

Lo scopo della prova è quello di determinare lo stato tensionale della muratura sottoposta a prova. Si tratta di una prova leggermente distruttiva e le fasi della stessa sono le seguenti:

- Prima di effettuare un taglio nella muratura, o su un giunto di malta della stessa, vengono posizionate le basi di misura per gli estensimetri nella zona di muratura soprastante e sottostante il taglio.
- Successivamente si effettua il taglio e si inserisce il martinetto idraulico.
- Infine tramite una pompa si aumenta la pressione all'interno del martinetto fino al valore che riporta i due lembi della fessura nella posizione originaria e quindi gli estensimetri alla misura precedente al taglio.

La strumentazione impiegata nella prova è la seguente:

- a) Martinetti Glotzl di dimensioni cm(40X20X0.4) pressione max 100bar
- b) Pompa idraulica manuale di precisione Lotzl con 2 manometri Wika f.s. 40 bar (sens. 0.2 bar) e 160 bar (sens. 2 bar).
- c) Deformometro rimovibile MAYES mod. Demec serie n5291 campo di misura 0.002 mm base di misura mm 200.
- d) Sega Comer E20 a catena a widia con sostegno verticale dotato di slitte.

I tecnici che hanno realizzato la prova hanno riscontrato nel punto indagato la seguente tipologia muraria:

“Muratura mista di mattoni pieni ed elementi calcarei a forma irregolare”.

Questa tipologia non è quella esposta nel § 2.1.3 ma comunque si ipotizza una variabilità locale dovuta a cause ignote e si mantiene per buona la composizione della muratura come descritta.

Il taglio effettuato nella muratura ha avuto dimensioni di 24x46 cm. I parametri correttivi impiegati sono stati i seguenti:

- costante di martinetto (K_m): 0.94
- costante di taglio (K_t): 0.72

La tensione di ripristino della muratura f_m tiene conto della taratura dello strumento espressa da K_m e dell'influenza del taglio tramite K_t :

$$f_m = K_t K_m P \quad (2.2)$$

dove P è la pressione applicata tramite la pompa idraulica.

La tensione di ripristino riscontrata dalla prova come si può vedere dalla Fig.2.17 è $f_m = 0.52$ MPa.

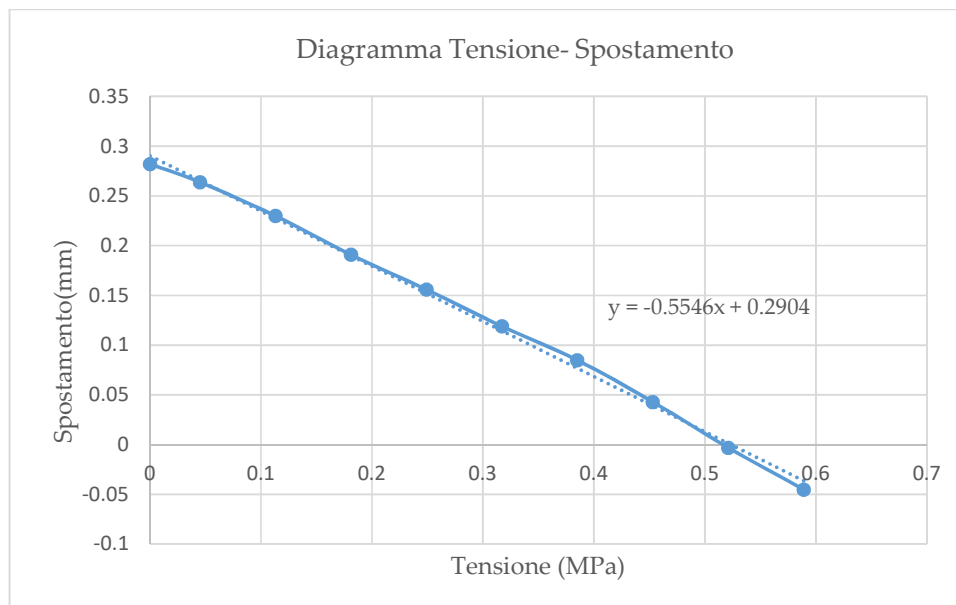


Fig. 2.17 Martinetto piatto, risultato della prova con tensione di ripristino.

2.2.2. Martinetti piatti doppi

Questa prova ha lo scopo di determinare modulo di elasticità E e la tensione di rottura della muratura. Si effettuano due tagli nella muratura ed al loro interno vengono poste almeno tre basi di misura. Si incrementa la pressione nei martinetti e si leggono gli spostamenti degli estensimetri e conseguentemente si ricava la deformazione del blocco di muratura posto tra i due martinetti. È possibile così ottenere la curva tensioni deformazioni(σ - ε) (Fig.2.18).

I risultati della prova effettuata sono i seguenti:

- Il modulo di elasticità E derivante dal primo ciclo di carico, che giunge ad un valore di tensione prossimo alla tensione di ripristino si ricava da:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (2.3)$$

Il valore riscontrato è $E = 975$ MPa.

- Il carico di rottura può assumersi maggiore di 0.73 MPa, valore per cui si sono rilevate le prime lesioni nei ricorsi di malta.

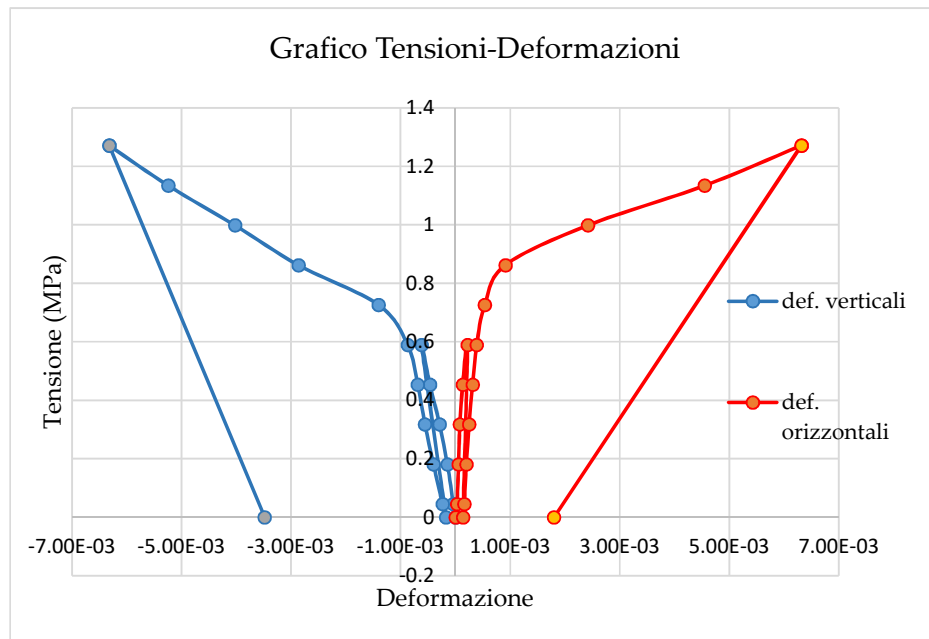


Fig. 2.18 Martinetti piatti doppi, risultato della prova.

2.3. Il fattore di confidenza ed i parametri meccanici adottati.

Nel corso del sopralluogo alla scuola non è stato possibile ricavare molte informazioni sulla muratura in quanto risulta interamente intonacata dal livello seminterrato fino al piano rialzato.

Solo nel sottotetto si è potuta verificare la presenza di pietre parzialmente a vista. Esse sono squadrate, di notevole dimensione e in buono stato di conservazione (Fig.2.19).

La conoscenza dell'opera quindi deriva per lo più dallo studio effettuato dall'ing. Iapalucci e si tratta di un livello di conoscenza LC1 con un FC =1.35 (Tab.2.1). Secondo tale livello di conoscenza si possono utilizzare i valori minimi delle resistenze a compressione (f_m) e a taglio (τ_0) e medi dei moduli elastici assiale (E) e tangenziale(G) di Tab.2.2. La muratura in esame rientra nella tipologia "Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno" e si assumono come parametri meccanici e moduli elastici:

$$f_m = 200 \text{ N/cm}^2$$

$$\tau_0 = 3.5 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1230 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 410 \text{ N/mm}^2$$



Fig.2.19 Particolare muratura nel piano sottotetto

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

Tab.2.2 Valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio per tipologie di diverse murature riferiti alle condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi, paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura a regola d'arte. (Tab.C8A.2.1 Istruzioni delle NTC08)

2.4. Analisi dei carichi

Di seguito si riportano i carichi considerati ed applicati al modello di calcolo.

2.4.1. Carichi permanenti

Solaio tipo ferro-laterizio H=35 cm				
Componenti	Caratteristiche		Descrizione	Carichi [daN/m ²]
IPN260	46.5	daN/m	Peso a metro	51.7
	0.9	m	Interasse	
Tavella sup. 10 cm	54	daN/m ²	Peso a m ²	54.0
	0.1	m	Spessore	
Tavella inf. da 3.5 cm	30	daN/m ²	Peso a m ²	30.0
	0.035	m	Spessore	
Massetto cls	2400	daN/m ³	Peso specifico	120.0
	0.05	m	Spessore	
Pavimento	2500	daN/m ²	Peso specifico	50.0
	0.02	m	Spessore	
Intonaco	20	daN/m ²	Peso specifico	20.0
	0.02	m	Spessore	
				Gtot [daN/m ²]
				325.7

Tab.2.3 Carichi permanenti del solaio tipo ferro-laterizio di altezza 35cm.

Solaio tipo ferro-laterizio H=31 cm				
Componenti	Caratteristiche		Descrizione	Carichi [daN/m ²]
IPN220	31.1	daN/m	Peso a metro	34.6
	0.9	m	Interasse	
Tavella sup. da 10 cm	54	daN/m ²	Peso a m ²	54.0
	0.1	m	Spessore	
Tavella inf. da 3.5 cm	30	daN/m ²	Peso a m ²	30.0
	0.035	m	Spessore	
Massetto cls	2400	daN/m ³	Peso specifico	120.0
	0.05	m	Spessore	
Pavimento	2500	daN/m ²	Peso specifico	50.0
	0.02	m	Spessore	
Intonaco	20	daN/m ²	Peso specifico	20.0
	0.02	m	Spessore	
				Gtot [daN/m ²]
				308.6

Tab.2.4 Carichi permanenti del solaio tipo ferro-laterizio di altezza 31cm.

Solaio tipo ferro-laterizio H=27 cm				
Componenti	Caratteristiche		Descrizione	Carichi [daN/m ²]
IPN180	25	daN/m	Peso a metro	27.8
	0.9	m	Interasse	
Tavella sup. da 10 cm	54	daN/m ²	Peso a m ²	54.0
	0.1	m	Spessore	
Tavella inf. da 3.5 cm	30	daN/m ²	Peso a m ²	30.0
	0.035	m	Spessore	
Massetto cls	2400	daN/m ³	Peso specifico	120.0
	0.05	m	Spessore	
Pavimento	2500	daN/m ²	Peso specifico	50.0
	0.02	m	Spessore	
Intonaco	20	daN/m ²	Peso specifico	20.0
	0.02	m	Spessore	
				Gtot [daN/m ²]
				301.8

Tab.2.5 Carichi permanenti del solaio tipo ferro-laterizio di altezza 27cm.

Solaio tipo ferro-laterizio sottotetto				
Componenti	Caratteristiche		Descrizione	Carichi [daN/m ²]
IPN160	17.9	daN/m	Peso a metro	19.9
	0.9	m	Interasse	
Malta alleggerita	1500	daN/m ³	Peso a m ²	150.0
	0.1	m	Spessore	
Tavella da 6 cm	40	daN/m ²	Peso a m ²	40.0
	0.06	m	Spessore	
Intonaco di malta di calce	20	daN/m ²	Peso specifico	20.0
	0.02	m	Spessore	
				Gtot [daN/m ²]
				229.9

Tab.2.6 Carichi permanenti del solaio tipo ferro-laterizio del sottotetto.

Tetto				
Componenti	Caratteristiche		Descrizione	Carichi [daN/m ²]
Travi in legno capriata	800	daN/m ³	Peso specifico	40.0
	0.2 X 0.25	m	Sezione	
	3.2	m	Interasse	
Travetti correnti	800	daN/m ³	Peso specifico	24.4
	0.22 X 0.18	m	Sezione	
	1.3	m	Interasse	
Travicelli	600	daN/m ³	Peso specifico	8.0
	0.12 X 0.10	m	Sezione	
	0.9	m	Interasse	
Tavole in abete	600	daN/m ³	Peso specifico	15.0
	0.025	m	Spessore	
Manto di tegole				60.0
				Gtot [daN/m ²]
				147.4

Tab.2.3 Carichi permanenti del tetto.

2.4.2. Carichi variabili

I valori dei carichi variabili, trattandosi di un edificio suscettibile ad affollamento, sono:

- 300 daN/m² per tutti gli ambienti (classi, corridoi ecc);
- 400 daN/m² per il solaio del terrazzo;
- 100 daN/m² per il solaio del sottotetto non accessibile al pubblico.

3. MISURE DI VIBRAZIONI AMBIENTALI

3.1. Le vibrazioni ambientali

Quando si parla di vibrazioni ambientali o rumore sismico di fondo ci si riferisce alle piccole vibrazioni presenti in ogni luogo sulla superficie terrestre e che hanno ampiezze dell'ordine di grandezza è di 10^{-4} - 10^{-2} mm.

L'origine di queste vibrazioni può essere molteplice e si distinguono principalmente in vibrazioni di origine naturale e di origine antropica.

Le onde di origine naturale sono onde superficiali ed hanno di solito frequenze minori di 0.5 Hz, ad esempio rilevanti sono le onde oceaniche che emettono la maggior parte di energia ad una frequenza di 0.2 Hz. Le vibrazioni derivanti dalle attività antropiche hanno solitamente frequenze maggiori di 1 Hz e possono essere individuate grazie alla loro variabilità temporale (giorno/ notte, periodo lavorativo/periodo feriale). Nelle frequenze comprese tra 0.5 ed 1 Hz, a seconda delle caratteristiche del sottosuolo, sia sorgenti naturali che antropiche possono condizionare le vibrazioni ambientali.

3.2. La tecnica HVSR

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è basata sul calcolo del rapporto degli spettri di Fourier delle vibrazioni ambientali nel piano orizzontale (H) ed in quello verticale (V).

3.2.1. Applicazioni in ambito geotecnico

Questa tecnica fu introdotta in Giappone da Nogoshi e Igarashi(1971) e fu poi sviluppata e resa celebre da Nakamura (1989) per applicazioni in ambito geologico e geotecnico. La tecnica viene impiegata per caratterizzare alcuni

aspetti della risposta sismica locale e trova applicazione nei lavori di microzonazione sismica. In particolare risulta efficace nell'individuazione delle frequenze a cui si manifestano eventuali fenomeni di amplificazione locale dell'azione sismica. In Fig. 3.1 vi è un confronto sperimentale tra le frequenze fondamentali di sito stimate con la tecnica SSR (Standard Spectral Ratio, consistente nel rapporto dello spettro di Fourier tra un sito da caratterizzare ed uno di riferimento per la stessa componente del moto e per lo stesso evento sismico) e quelle stimate con il metodo HVSR che trova una corrispondenza tra le due tecniche. La stima del fattore di amplificazione (rapporto tra massima accelerazione sulla superficie e massima accelerazione del roccia di base $A_0 = a_{sMax} / a_{rMax}$) non risulta avere la stessa affidabilità come mostrato dal confronto tra le stesse tecniche in figura. 3.2.

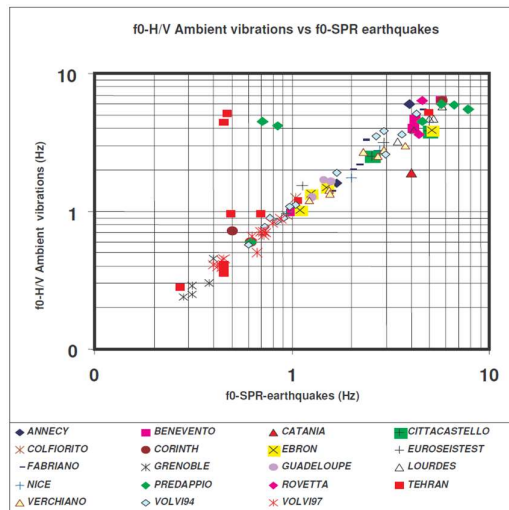


Fig. 3.1 confronto di frequenze SSR/HVRS (fonte: Progetto SESAME)

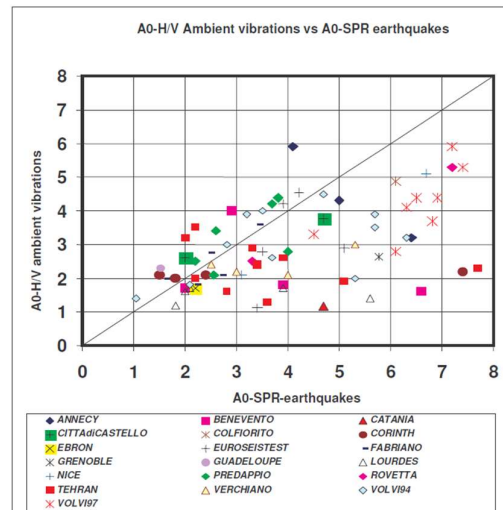


Fig. 3.2 confronto di amplificazione SSR/HVRS

La conoscenza della risposta sismica locale è molto importante per poter stimare correttamente le azioni a cui vengono sottoposte le strutture. Un esempio tristemente celebre è il terremoto che colpì Città del Messico il 19/9/85 e che ebbe effetti catastrofici a causa dell'amplificazione sismica dovuta allo strato di sedimenti su cui è costruita parte della città. In particolare

considerando un stratigrafia costituita da un singolo strato soffice posto al di sopra dello strato roccioso (bedrock) la frequenza fondamentale di risonanza delle onde S è data da:

$$f = \frac{V_s}{4H} \quad (3.1)$$

dove:

- V_s è la velocità delle onde secondarie nello strato superficiale
- H è l'altezza dello strato superficiale soffice.

In corrispondenza di questa frequenza si ha il picco del rapporto spettrale H/V. In Fig. 3.3 è mostrato un picco chiaro, per un caso in cui la stratigrafia è del semplice tipo enunciato. Si tratta di una valle alluvionale con uno strato roccioso di base composto di gneiss ubicato a 197 m di profondità ed una velocità media delle onde S di 570 m/s da cui secondo la (3.1) deriva una frequenza fondamentale di risonanza del terreno di 0.72 Hz come si legge direttamente dal rapporto spettrale H/V di Fig.3.3.

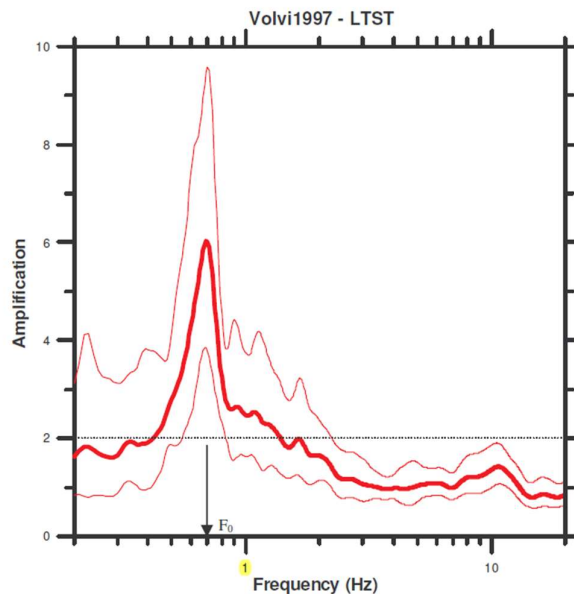


Fig. 3.3 Prova HVSR con evidente picco. (Fonte: Progetto SESAME)

3.2.2. Applicazioni in ambito strutturale

L'utilizzo di tale tecnica è stato esteso all'ambito delle strutture civili con diverse applicazioni, grazie ai pregi di essere una tecnica dal basso costo e che non necessita di una fonte di eccitazione esterna.

La tecnica HVSR consente la stima delle frequenze fondamentali di vibrazione di una struttura. Essa calcola il rapporto tra le ampiezze dello spettro di Fourier delle componenti, verticale ed orizzontale, provenienti da microtremori ed altre sorgenti. Quando la sorgente è costituita da un terremoto, anche di bassa intensità, si ottengono delle frequenze fondamentali leggermente inferiori a quelle che si ottengono dai microtremori. Ciò potrebbe essere dovuto ad una serie di fenomeni non lineari che avvengono, in caso di sisma, nel suolo e nella costruzione. La tecnica HVSR restituisce frequenze fondamentali che concordano con altre tecniche, come ad esempio la SSR (Gallipoli et al.).

Si annovera l'impiego di tecniche che sfruttano le vibrazioni ambientali in una serie di edifici storici e monumentali come le torri campanarie. Tipicamente, in questo tipo di strutture, una fonte di eccitazione molto superiore alle vibrazioni ambientali è costituita dall'oscillazione delle campane. Anche in questo caso, per un livello di eccitazione superiore, sono state riscontrate frequenze proprie di vibrare lievemente, ma chiaramente, inferiori.

Un altro fattore che possiede una sua influenza sulle frequenze è la temperatura. Accade che, al crescere della temperatura atmosferica, crescono le frequenze proprie di vibrazione. Questo comportamento può essere motivato dalla chiusura delle fessure dovute all'espansione termica del materiale ed anche al miglioramento del grado d'incastro per murature composte da conci a spigoli vivi. (Gentile et al.).

Sempre di carattere ambientale è un ulteriore fattore che influenza le frequenze: l'umidità. Ramos ed altri autori hanno riscontrato, nel corso di un monitoraggio continuo di una torre in Portogallo, un calo delle frequenze fondamentali di vibrazione della struttura a seguito a forti eventi di pioggia, che avevano comportato un notevole incremento dell'umidità relativa dell'aria. Questo comportamento potrebbe essere causato dall'imbibizione delle mura, responsabile di aumento della massa partecipante ai modi di vibrare.

La tecnica HVSR può essere impiegata per verificare l'efficacia di un intervento di riabilitazione strutturale, effettuando misurazioni prima e dopo l'intervento, negli stessi punti di misura. Si pensi ad esempio ad un intervento di consolidazione della muratura, tramite sostituzione della malta e riempimento dei vuoti; se la struttura mostra un incremento dei valori di vibrazione propri, rivela un aumento di rigidità connesso al miglioramento delle connessioni della muratura.

La misura di vibrazioni ambientali può essere impiegata in monitoraggi continui. Questi hanno lo scopo di tenere sotto controllo l'evoluzione nel tempo delle frequenze dei modi propri di una struttura per ottenerne un giudizio sullo stato di salute e sulla necessità di interventi.

Un altro impiego di questa tecnica, nell'ambito del patrimonio culturale e storico, consiste nell'indagare l'esistenza di eventuali meccanismi locali fuori dal piano. La presenza, in un determinato punto di misura, di un diverso rapporto spettrale, rispetto ad altri punti di misura della struttura può rivelarne l'esistenza. Presupposto fondamentale è che il meccanismo sia già attivato ed in più, che i diversi corpi rigidi che lo compongono, presentino notevoli differenze di rigidità fuori dal piano, anche per i bassi livelli di eccitazione, propri delle vibrazioni ambientali (Liberatore et al.).

3.3. Affidabilità dei risultati

Il progetto di ricerca SESAME (Site EffectS Assessment using AMBient Exitations) è stato un progetto europeo attivo dal 2001 al 2004 con lo scopo di approfondire la tecnica delle vibrazioni ambientali relativamente agli effetti di sito. Dal progetto sono nate delle linee guida relative alla modalità di condotta, all'interpretazione e all'affidabilità delle prove.

Le misure hanno carattere statistico e quindi sono stati messi appunto dei criteri di carattere statistico che garantiscano l'affidabilità della misura e la chiarezza dell'interpretazione e sono riassunti in Tab. 3.1.

<p>Criteria for a reliable H/V curve</p> <p>i) $f_0 > 10 / l_w$ and ii) $n_c(f_0) > 200$ and iii) $\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ or $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$</p>	<ul style="list-style-type: none"> · l_w = window length · n_w = number of windows selected for the average H/V curve · $n_c = l_w * n_w * f_0$ = number of significant cycles · f = current frequency · f_{sensor} = sensor cut-off frequency · f_0 = H/V peak frequency · σ_f = standard deviation of H/V peak frequency ($f_0 \pm \sigma_f$) · $\varepsilon(f_0)$ = threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ · A_0 = H/V peak amplitude at frequency f_0 · $A_{H/V}(f)$ = H/V curve amplitude at frequency f · f^- = frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$ · f^+ = frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$ · $\sigma_A(f)$ = "standard deviation" of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided · $\sigma_{\log H/V}(f)$ = standard deviation of the $\log A_{H/V}(f)$ curve, $\sigma_{\log H/V}(f)$ is an absolute value which should be added to or subtracted from the mean $\log A_{H/V}(f)$ curve · $\vartheta(f_0)$ = threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \vartheta(f_0)$ · $V_{s,av}$ = average S-wave velocity of the total deposits
<p><i>(at least 5 out of 6 criteria fulfilled)</i></p> <p>i) $\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$ ii) $\exists f^+ \in [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$ iii) $A_0 > 2$ iv) $f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$ v) $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ vi) $\sigma_A(f_0) < \vartheta(f_0)$</p>	

	<ul style="list-style-type: none"> · $V_{s,surf}$ = S-wave velocity of the surface layer · h = depth to bedrock · h_{min} = lower-bound estimate of h 				
Threshold Values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$					
Frequency range [Hz]	<0.2	0.2-0.5	0.5-1.0	1.0-2.0	>2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.20 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\vartheta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \vartheta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Tab.3.1 Criteri di affidabilità delle misure di vibrazione ambientale. (Fonte: Progetto SESAME)

3.4. La strumentazione

Lo strumento impiegato per le misure di vibrazione alla scuola di Riccia è il tromografo digitale Tromino prodotto dalla Micromed spa di Mogliano Veneto (TV).

Lo strumento ha in dotazione:

- tre canali velocimetrici per l'acquisizione del microtremore ambientale fino a circa $\pm 1.5\text{mm/s}$ disposti secondo una terna ortogonale;
- tre canali velocimetrici per l'acquisizione di vibrazioni forti fino a circa $\pm 5\text{ cm/s}$;
- un canale analogico;
- un ricevitore GPS integrato e antenna interna per localizzare e sincronizzare diverse unità;
- un modulo radio per la sincronizzazione di diverse unità e trasmissione di allarmi.

Il Tromino è un dispositivo portatile di dimensioni $10 \times 14 \times 8\text{ cm}$, dal peso di circa 1 kg e senza cavi. Il suo funzionamento è garantito da 2 batterie AA (1.5 V), ma può essere anche collegato alla rete elettrica per monitoraggi prolungati. Le registrazioni vengono memorizzate su una memoria interna e

poi trasferiti su PC attraverso porta USB. Le tracce vengono salvate ed elaborate dal software Grilla sviluppato appositamente e venduto unitamente allo strumento.



Fig. 3.4 Tromografo digitale Tromino utilizzato.

3.4.1. Conduzione della prova

Lo strumento viene gestito tramite quattro pulsanti presenti sul lato superiore che consentono di accedere alle voci dei menu visibili sullo schermo LCD. Si possono in questa maniera impostare tutti i parametri di controllo quali la traccia da impiegare, la frequenza di campionamento, la durata del campionamento. Il posizionamento corretto dello strumento si ottiene quando la livella sferica presente anch'essa sul lato superiore dello strumento si trova in bolla. Per mettere in bolla lo strumento si agisce sulle viti micrometriche dei piedini. Vi sono due tipi di piedini, i corti, adatti ai terreni rocciosi e agli interni degli edifici, ed i piedini lunghi che consentono l'infissione, adatti ai terreni sciolti ed a pavimentazioni soffici.

Le misure all'interno della scuola sono state condotte con una frequenza di campionamento di 128 Hz ed una durata delle registrazioni di 16'.00". Le misure sono state effettuate il giorno 29/12/16 approfittando dell'assenza delle attività didattiche nella scuola utile per evitare disturbi alle misurazioni. Lo

strumento in dotazione al dipartimento DISG dell'università è stato utilizzato per effettuare 21 registrazioni, 5 per ogni livello ed uno esterno alla scuola. I punti scelti per le registrazioni sono stati uno centrale e quattro agli angoli esterni e le misure sono state condotte sulla stessa verticale dal livello rialzato fino al sottotetto, mentre due punti nel piano seminterrato sono risultati spostati per l'assenza di locali in quel livello sulla stessa verticale. Attenzione è stata posta nel collocare lo strumento più possibile vicino alle mura per minimizzare, per minimizzare l'influenza dei solai, ed in bolla. L'orientazione dello strumento è stata mantenuta in tutti i punti con il Nord diretto verso il prospetto di valle della struttura. Per ogni punto è stato compilato un rapporto di prova secondo indicazioni SESAME indicante il numero identificativo, la tipologia della prova effettuata (lunghezza, frequenza di campionamento) e le condizioni ambientali.

Nelle seguenti figure sono rappresentati tutti i punti di misura sui vari livelli, compreso il punto di misura esterno(LFA) ed alcune foto dello strumento posizionato durante le misurazioni.

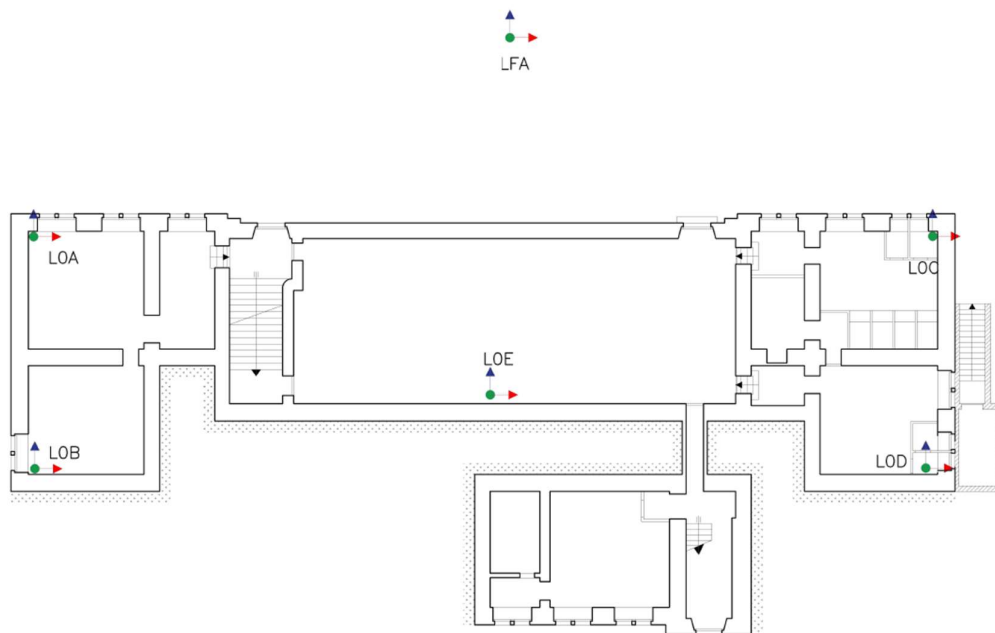


Fig. 3.5 Punti di misura del piano seminterrato, in palestra e al piano di campagna.

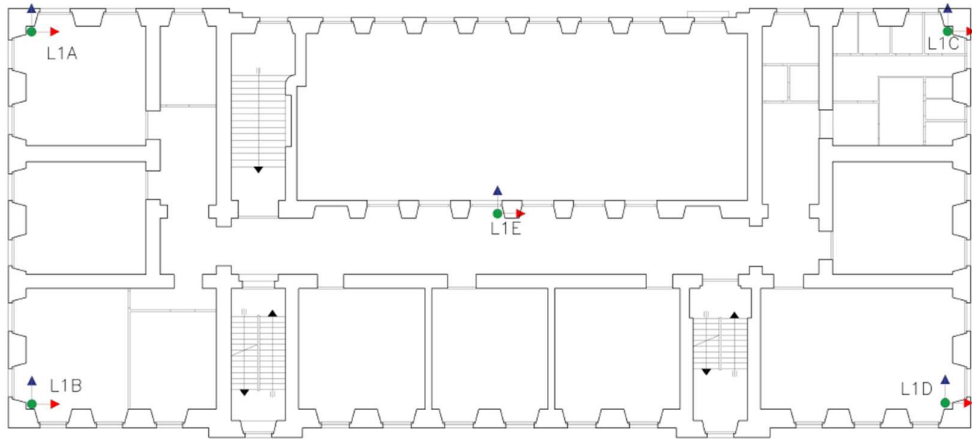


Fig. 3.6 Punti di misura del piano rialzato.

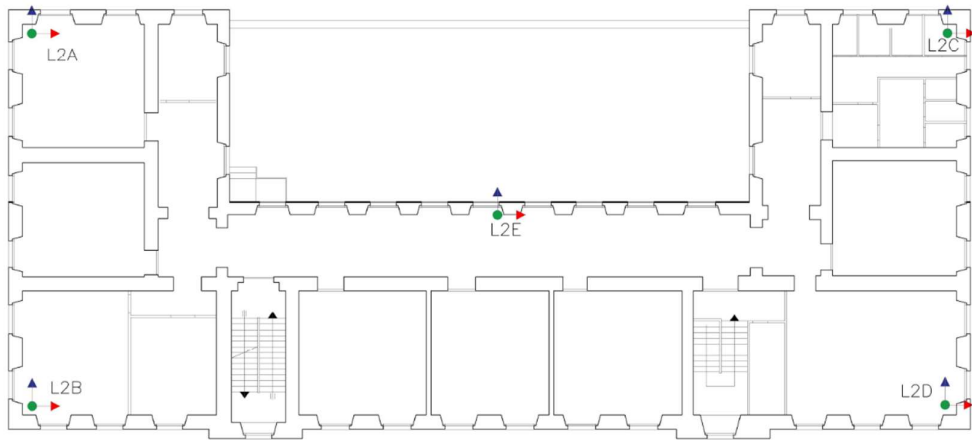


Fig. 3.7 Punti di misura del primo piano.

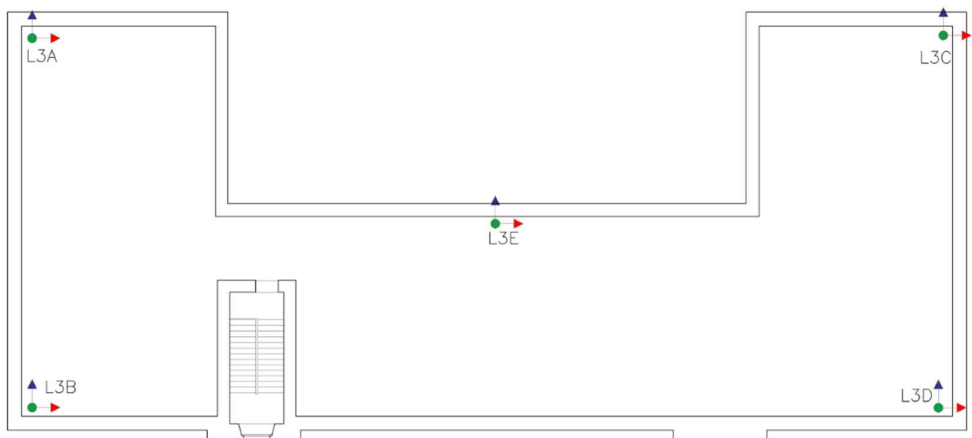


Fig. 3.8 Punti di misura del sottotetto.



Fig.3.9 Punto di misura L0A



Fig.3.10 Punto di misura L1B



Fig.3.11 Punto di misura L2E



Fig.3.12 Punto di misura L3A

3.5. I risultati sperimentali

La prova di vibrazioni ambientali è stata condotta con due scopi principali:

- individuare le frequenze proprie di vibrazione della struttura in maniera da poterle confrontare con quelle elaborate dal programma di calcolo, tramite un'analisi modale;
- associare eventuali frequenze presenti sono in determinati punti o verticali a comportamenti locali.

Non tutte le tracce registrate, una volta elaborate hanno restituito risultati utili, come ad esempio le tracce del piano seminterrato che sono state scartate. Le elaborazioni delle altre registrazioni hanno restituito picchi dei rapporti spettrali più significativi in quanto ai piani più alti aumentano gli spostamenti e le velocità registrate. Per ogni traccia, il software Grilla restituisce le velocità spettrali delle tre componenti Nord-Sud, Est-Ovest, e Verticale. Da esse può

essere ricavato il rapporto spettrale H_{medio}/V , dove H_{medio} è una media delle due componenti orizzontali, oppure due rapporti H/V , uno per ogni direzione. I picchi evidenziati su questi ultimi rappresentano le frequenze dei modi propri di vibrare della struttura, per ogni direzione. Alternativamente, si possono individuare le frequenze proprie della struttura direttamente dai picchi delle componenti di velocità spettrale, come è stato fatto in questo caso. Altri due grafici elaborati dal Grilla sono lo spettrogramma temporale, ovvero la rappresentazione della distribuzione spettrale di potenza in funzione del tempo e lo spettrogramma direzionale, rappresentazione della distribuzione spettrale di potenza in funzione della direzione. La misura esterna alla scuola è servita per verificare l'eventuale presenza di frequenze proprie di vibrazione del terreno prossime a quelle dell'edificio, circostanza che avrebbe comportato amplificazione dell'azione sismica, ma che è stata esclusa dalla misura effettuata. Di seguito si riportano i grafici delle velocità spettrali di tutti i punti significativi ed i valori delle frequenze dei picchi individuati (picchi di frequenza più bassa corrispondenti ai primi modi di vibrare della struttura). Per alcuni punti, come esempio, vengono riportati anche gli altri grafici elaborati.

Piano rialzato

- L1A

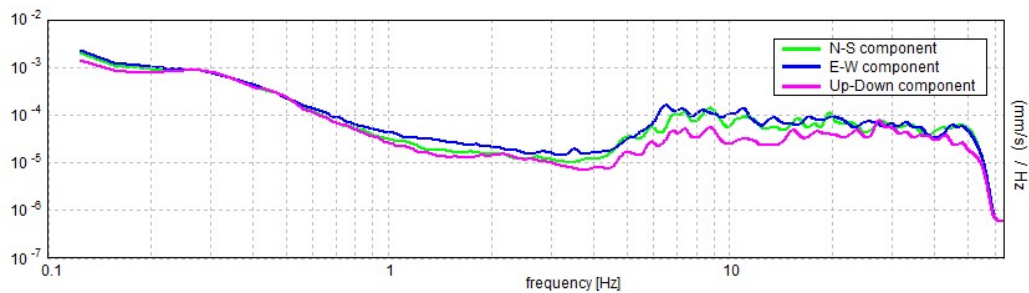


Fig 3.13a Punto L1A, velocità spettrali.

Il punto di misura si trova al primo piano, le curve delle velocità hanno un andamento molto frastagliato, senza picchi evidenti; l'unico considerato è quello a frequenza 6.3Hz per la componente E-O.

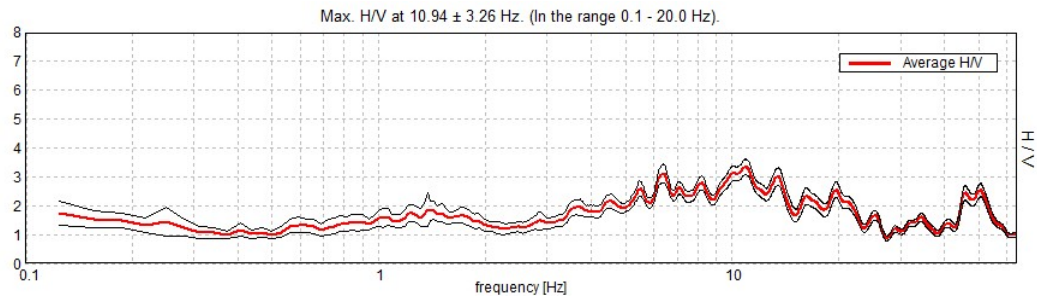


Fig 3.13b Punto L1A, rapporto H/V, le linee nere rappresentano l'errore del 95%

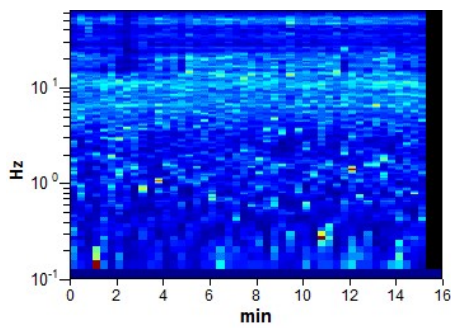


Fig 3.13c Punto L1A, spettrogramma temporale

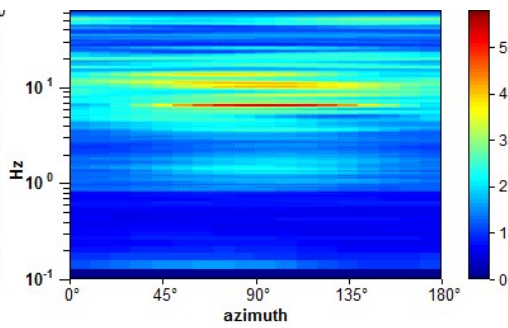


Fig 3.13d Punto L1A, spettrogramma direzionale

- L1B

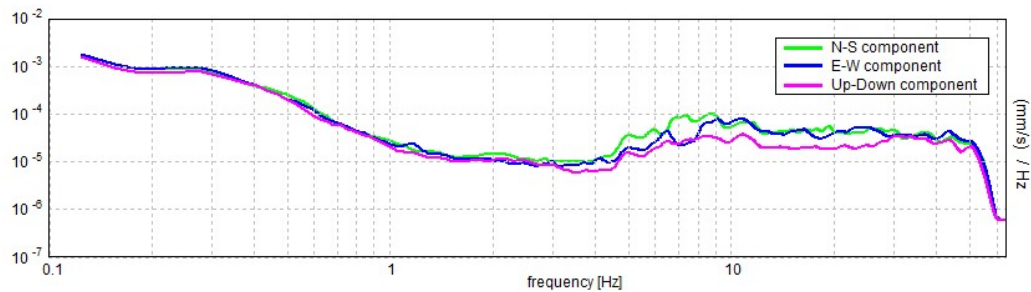


Fig 3.14 Punto L1B, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 6.3Hz, per la componente E-O;
- ◆ 5Hz, 6Hz, per la componente N-S.

• L1C

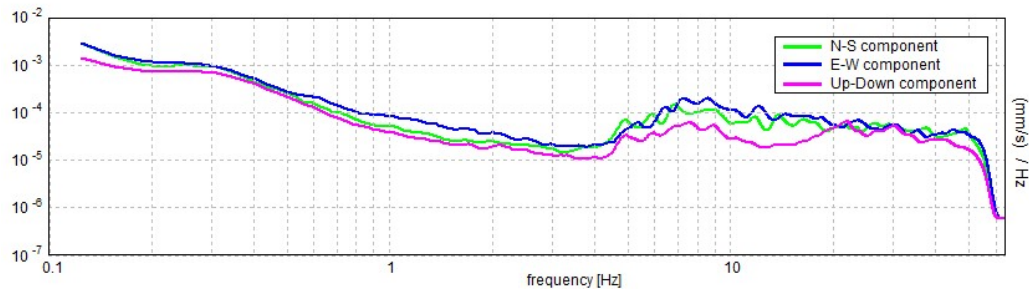


Fig 3.15 Punto L1C, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 5.3Hz, 6.3Hz, 7.1Hz, 8.3Hz, 11Hz per la componente E-O;
- ◆ 4.9 Hz, 5.9 Hz, 7 Hz, per la componente N-S.

• L1D

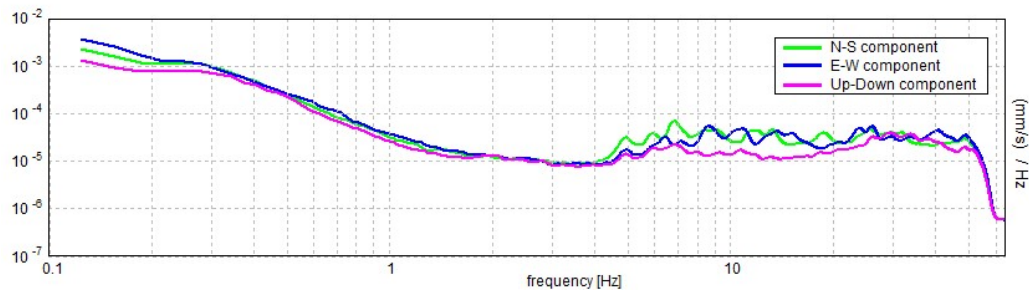


Fig 3.16 Punto L1D, velocità spettrali

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 6.3Hz, 8.3Hz, per la componente E-O;
- ◆ 4.9 Hz, 6 Hz, 6.9 Hz, per la componente N-S.

- L1E

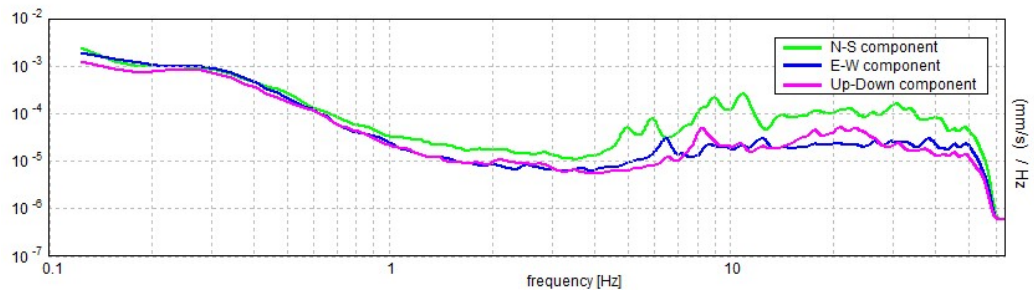


Fig 3.17 Punto L1E, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 6.3Hz, 10.05 Hz per la componente E-O;
- ◆ 4.9 Hz, 5.9 Hz, 9 Hz, 11Hz per la componente N-S.

Primo piano

- L2A

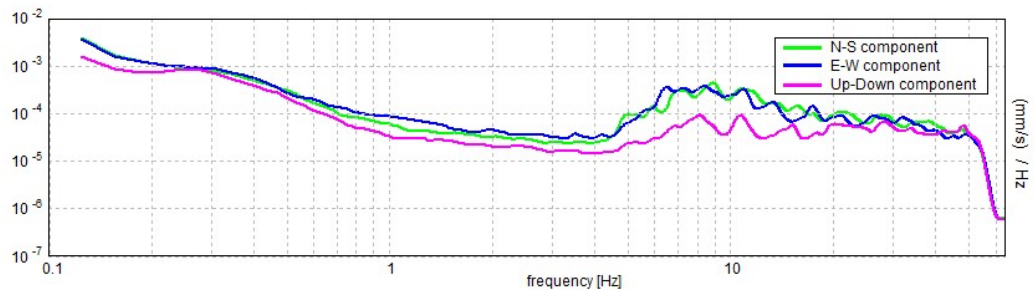


Fig 3.18 Punto L2A, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 6.3Hz, 11Hz per la componente E-O;
- ◆ 4.9 Hz, 5.9 Hz, 9 Hz, 11Hz per la componente N-S.

• L2B

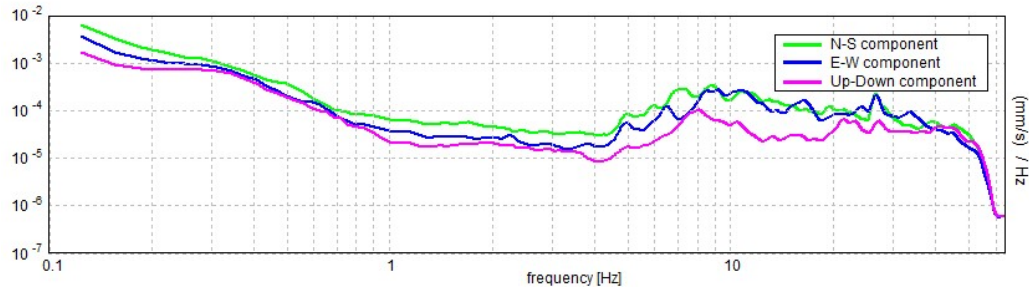


Fig 3.19 Punto L2B, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 4.9Hz, 6.2Hz, per la componente E-O;
- ◆ 4.9 Hz, 6 Hz, 7.1Hz,8.9 Hz per la componente N-S.

• L2C

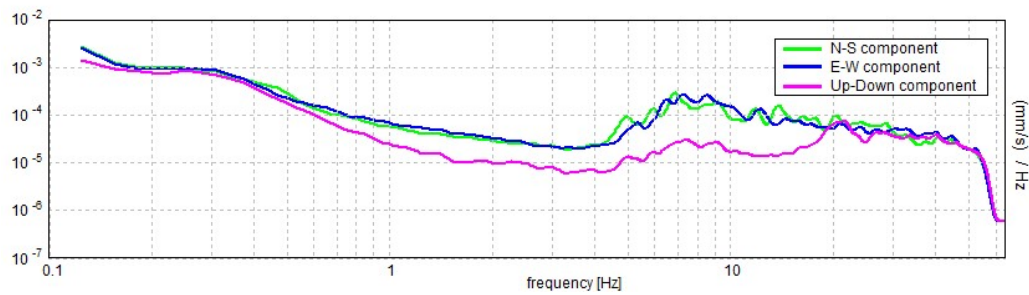


Fig 3.20 Punto L2C, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 5.2Hz, 6.3Hz, 7.2Hz, 8.3Hz, 11Hz, per la componente E-O;
- ◆ 4.9 Hz, 6 Hz, 6.9Hz, per la componente N-S.

• L2D

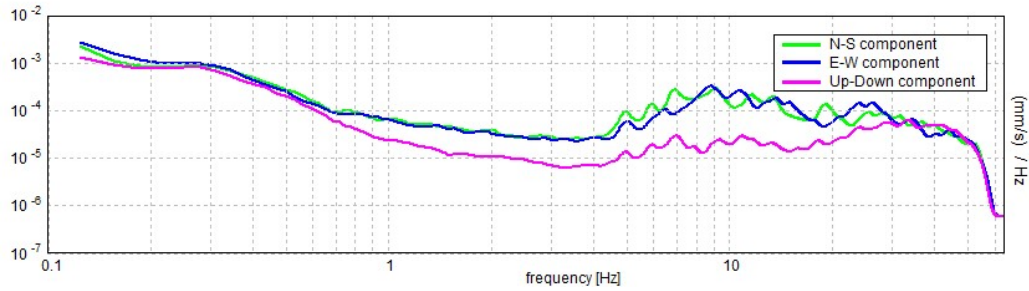


Fig 3.21 Punto L2D, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 5Hz, 6.3Hz, 8.9Hz, 10.05Hz ,per la componente E-O;
- ◆ 4.9 Hz, 5.9 Hz, 6.9Hz, 9Hz per la componente N-S.

• L2E

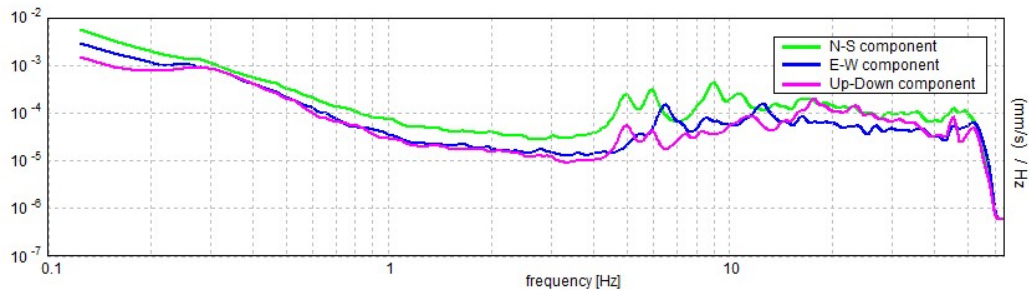


Fig 3.22 Punto L2D, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 6.3Hz, 12Hz ,per la componente E-O;
- ◆ 5Hz, 5.9 Hz, 9Hz, 10.05Hz per la componente N-S.

Sottotetto

- L3A

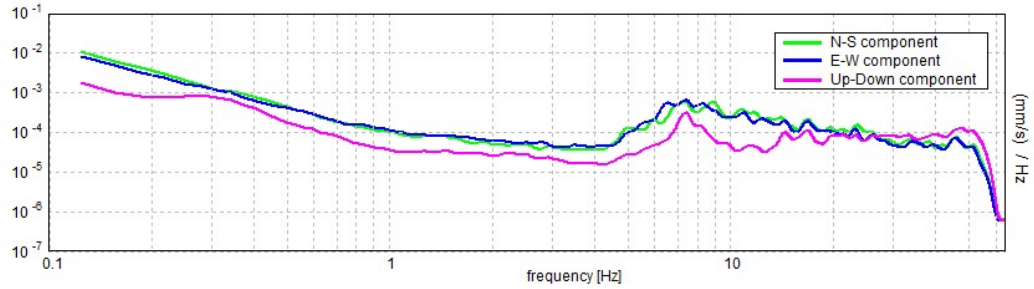


Fig 3.23 Punto L3A, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 6.3Hz, per la componente E-O;
- ◆ 9Hz, per la componente N-S;
- ◆ 7.3Hz, per la componente verticale.

- L3B

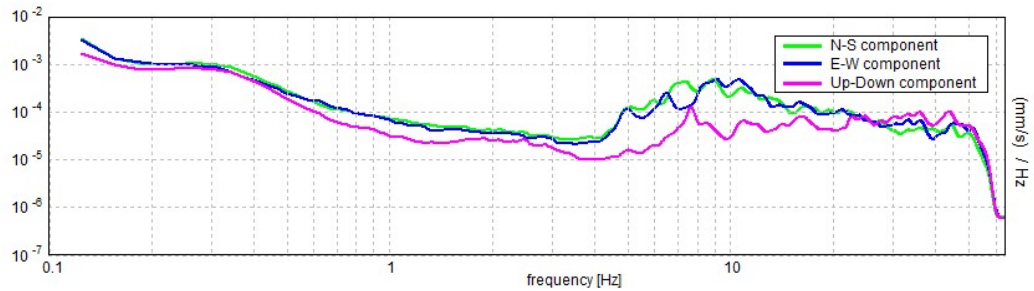


Fig 3.24a Punto L3B, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 5Hz, 6.3Hz, per la componente E-O;
- ◆ 6Hz, per la componente N-S;
- ◆ 7.4Hz, per la componente verticale.

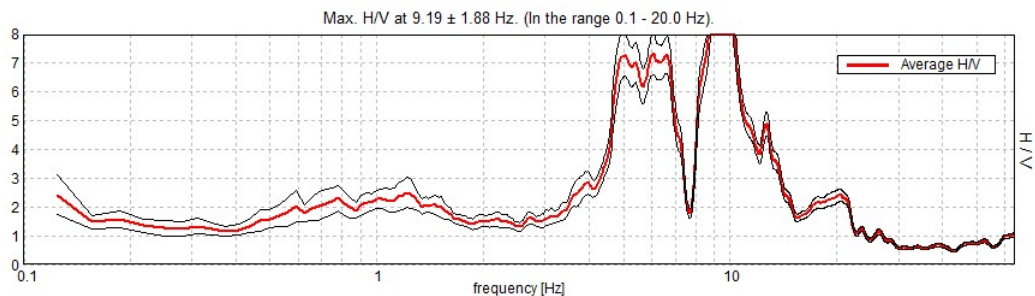


Fig 3.24b Punto L3B, rapporto H/V.

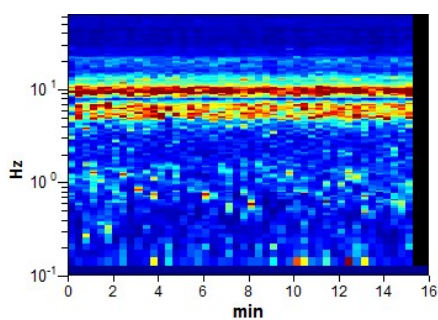


Fig 3.24c Punto L3BA, spettrogramma temporale

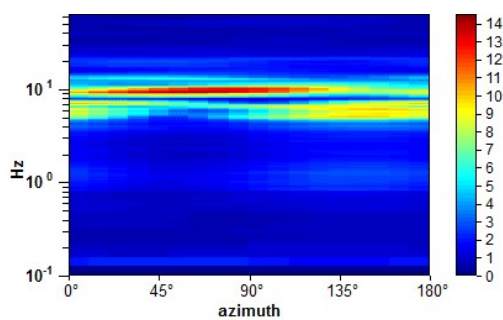


Fig 3.24d Punto L3B, spettrogramma direzionale

• L3C

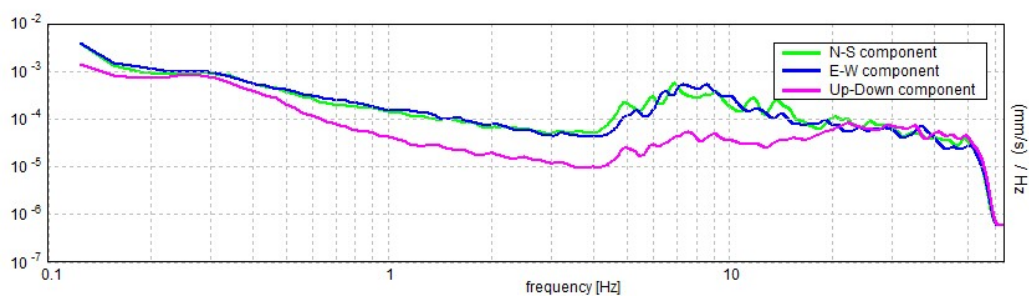


Fig 3.25 Punto L3C, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 6.3Hz, 8.3Hz ,per la componente E-O;
- ◆ 4.9Hz, 5.9Hz, 6.9 Hzper la componente N-S.

• L3D

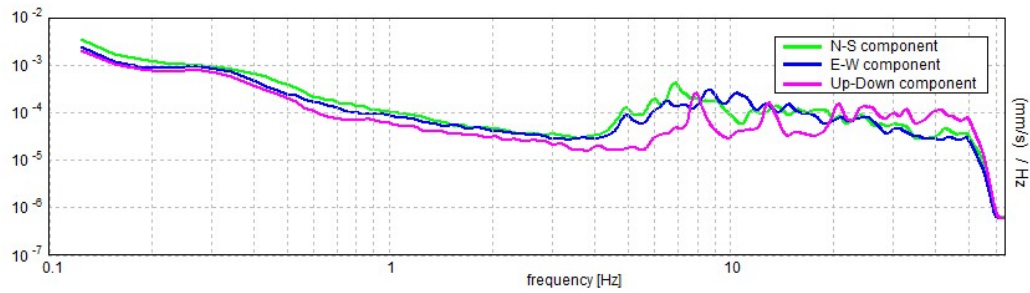


Fig 3.26 Punto L3D, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 4.9Hz, 6.3Hz ,8.3Hz, 10.05Hz per la componente E-O;
- ◆ 4.9Hz, 5.9 Hz, 6.9Hz per la componente N-S,
- ◆ 7.9Hz per la componente verticale.

• L3E

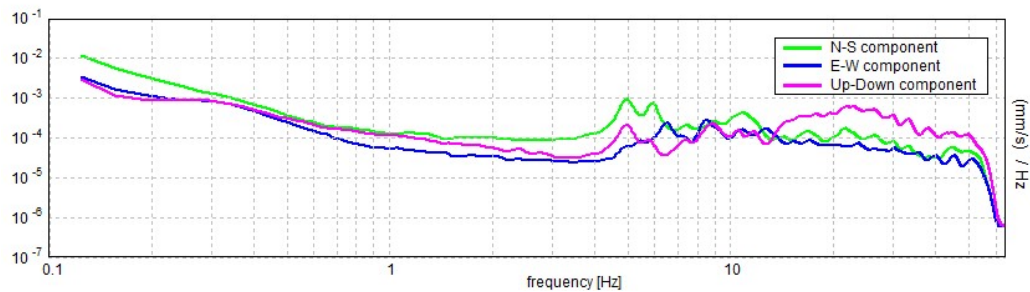


Fig 3.27 Punto L3E, velocità spettrali.

I picchi individuati hanno frequenze:

- ◆ 6.3Hz, 8.3Hz ,per la componente E-O;
- ◆ 5Hz, 6Hz, 11Hz, per la componente N-S.

Misura free field

- LFA

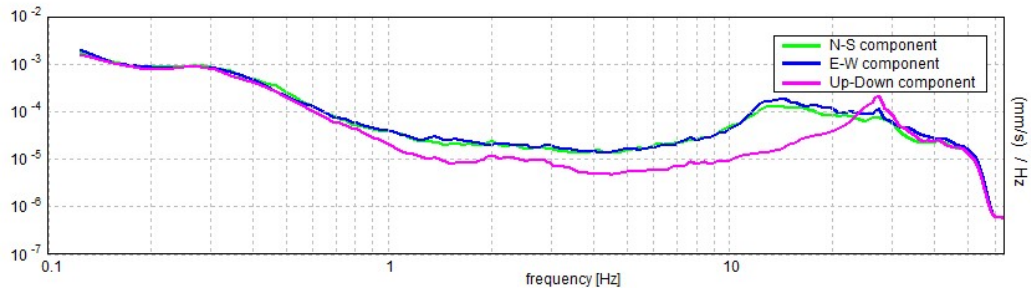


Fig 3.28a Punto LFA, velocità spettrali.

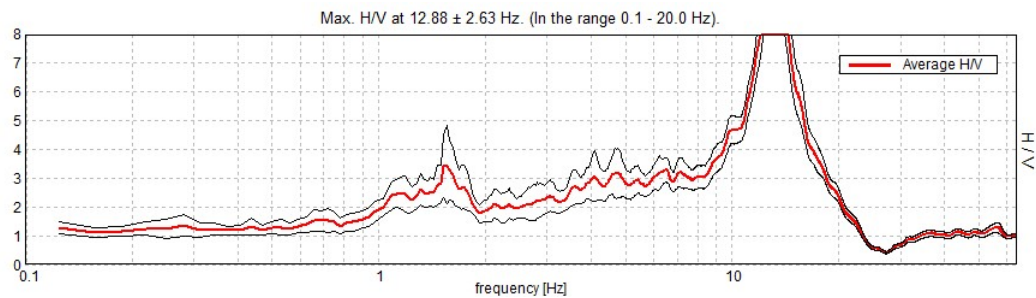


Fig 3.28b Punto LFA, rapporto H/V.

Il punto di misura esterno mostra un picco ad una frequenza di 12.8Hz, la struttura in frequenze prossime a questo valore possiede modi di vibrare superiori che interessano piccole percentuali di massa partecipante, per questa ragione vengono esclusi fenomeni di risonanza terreno-struttura. La risonanza era già stata esclusa in considerazione della tipologia del terreno roccioso di fondazione nella definizione dell'azione sismica (§2.1.2).

Il valore di picco secondo la formula 3.1 può mostrare la presenza di uno strato di riporto di scarsa compattezza di pochi metri nel punto dove è stata effettuata la prova. Dato che NTC08 cataloga come riporto terreni con $V_s < 180$ m/s, se nel caso in esame ipotizzassimo $V_s = 130$ m/s ne risulterebbe uno strato di riporto di 2.5m, spessore analogo a quello riscontrato lato di monte della scuola.

3.5.1. Tabelle riepilogative

Nelle seguenti tabelle sono riassunti le frequenze risultanti dalle prove.

Est-Ovest (X /longitudinale)						
Punto di misura	Frequenza(Hz)					
L1_A		6.3				
L1_B		6.3				
L1_C	5.3	6.3	7.1	8.3		11
L1_D		6.3		8.3		
L1_E		6.3				12
L2_A		6.3				
L2_B	4.9	6.2				
L2_C	5.2	6.3	7.2	8.3		11
L2_D	5	6.3			8.9	10.5
L2_E		6.3				12
L3_A		6.3				
L3_B	5	6.3				
L3_C		6.3		8.3		
L3_D	4.9	6.3		8.3		10.5
L3_E		6.3		8.3		12

Tab. 3.2 Vibrazioni ambientali, frequenze dei picchi individuati in direzione X.

Nord-Sud (Y/ trasversale)					
Punto di misura	Frequenza(Hz)				
L1_A					
L1_B	5	6			
L1_C	4.9	5.9	7		
L1_D	4.9	6	6.9		
L1_E	4.9	5.9		9	10.5
L2_A	4.9	5.9		8.9	11
L2_B	4.9	6	7.1	8.9	
L2_C	4.9	6	6.9		
L2_D	4.9	5.9	6.9	9	
L2_E	5	5.9		9	10.5
L3_A					
L3_B		6			
L3_C	4.9	5.9	6.9		
L3_D	4.9	5.9	6.9		
L3_E	5	6			11

Tab. 3.3 Vibrazioni ambientali, frequenze dei picchi individuati in direzione Y.

4. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura è stata modellizzata con il software 3muri v10.9 della S.T.A. Data di Torino. Il software adotta il metodo FME (Frame by Macro Elements) che si basa sul metodo a telaio equivalente con macroelementi.

4.1. Modello a telaio equivalente.

La struttura viene analizzata tramite un modello a telaio equivalente in cui ogni parete viene modellizzata in un telaio composto da diversi macroelementi che si distinguono in:

- maschi murari, sono le zone di muratura affiancate alle aperture;
- fasce di piano, sono le zone di muratura che si trovano in posizione sovrastante e sottostante le aperture.

Le zone di muratura comprese tra i maschi e le fasce murarie sono schematizzate come nodi rigidi perché interamente confinati; per quanto riguarda i nodi di estremità delle pareti, essendo meno confinati di quelli interni, hanno dimensioni inferiori rispetto ad essi.

Il programma crea automaticamente telai equivalenti ed inserisce, ai fini del calcolo, travi rigide in presenza di maschi murari "ciechi" (senza aperture) e bielle laddove usualmente sarebbe creata una fascia di piano, ma per qualche motivo, ad esempio la presenza di un'apertura a tutta altezza, non può essere creata.

L'effettiva rigidezza dei solai del modello viene assegnata scegliendo, da una libreria di solai di diversa tipologia, il solaio corrispondente al caso in esame ed assegnandone le opportune dimensioni e caratteristiche meccaniche.

Possono essere inseriti tutti gli elementi di diverso materiale eventualmente presenti, quali ad esempio travi in legno, pareti in calcestruzzo, tiranti in acciaio ecc.

L'interconnessione tra le diverse pareti è garantita da nodi tridimensionali e dai solai, in modo tale da creare un telaio tridimensionale.

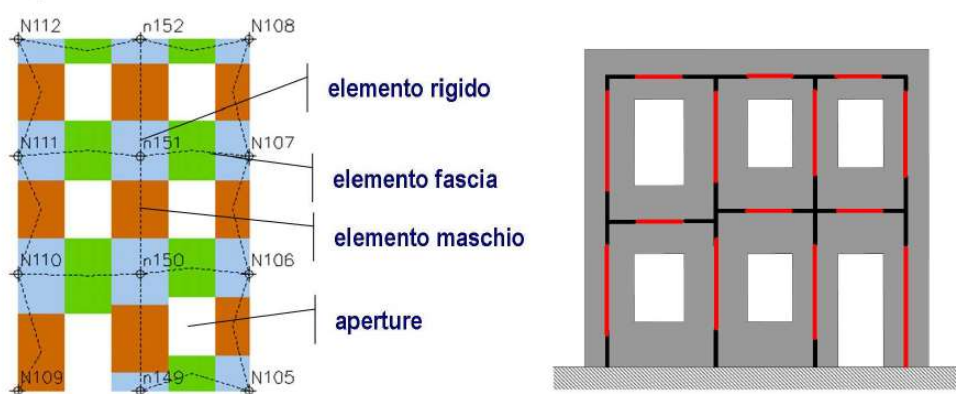


Fig. 4.1 Modello a telaio equivalente

Il telaio equivalente risulta una modellazione più rispondente alla realtà quando è rappresentazione di una parete con aperture regolari in quanto si individuano in maniera univoca i componenti. Di seguito si riportano alcune immagini della schematizzazione della struttura della scuola in esame.

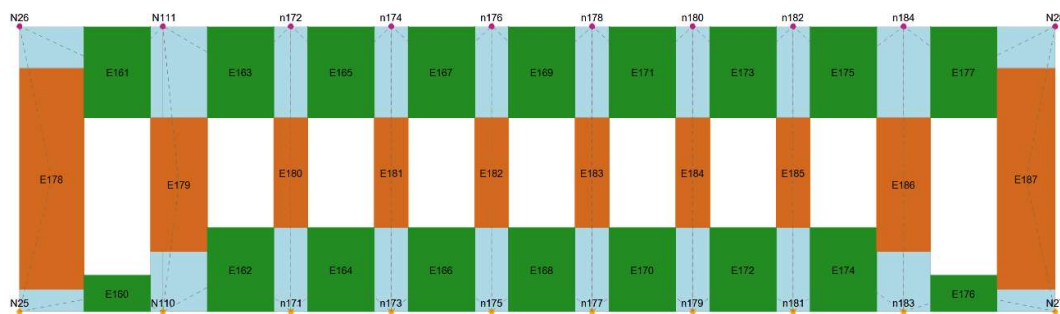


Fig. 4.2 Parete schematizzata a telaio equivalente: maschi (in marroncino), fasce (in verde), nodi (in celeste).

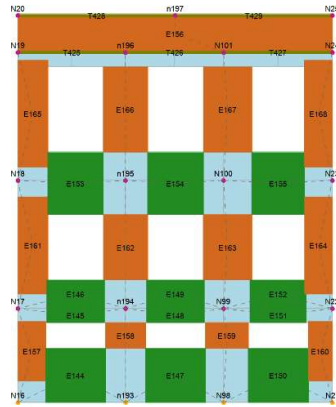


Fig. 4.3 Parete con aperture regolari

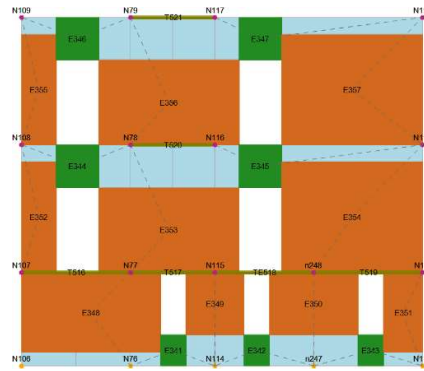


Fig. 4.4 Parete con aperture non regolari

4.2. Il macroelemento muratura

L'idea del metodo del telaio equivalente è quella di rappresentare il comportamento spaziale della struttura attraverso l'unione delle varie pareti, che forniscono il loro contributo nel piano di appartenenza, mentre se ne trascura il contributo al di fuori del piano. In questo modo è possibile definire un macroelemento bidimensionale che deve possedere le seguenti caratteristiche:

- rappresentare adeguatamente il comportamento elastico del pannello;
- valutare propriamente la resistenza laterale associata ai principali meccanismi di collasso (taglio e presso-flessione);
- fornire una risposta ciclica coerente con il reale comportamento, quando sottoposto a carico laterale.

Il macroelemento impiegato nel software è un elemento non lineare a due nodi, che può essere idealmente diviso in tre parti:

- un corpo centrale, definito indeformabile assialmente e flessionalmente, dove possono verificarsi solo scorrimenti dovuti al taglio;

- due interfacce che possono avere deformazioni assiali e rotazioni relative alle estremità del corpo centrale (Fig. 4.5).Le interfacce dove sono posti i gradi di libertà esterni devono la loro deformabilità assiale ad un sistema di molle di spessore trascurabile e per la loro dimensione risultano indeformabili a taglio.

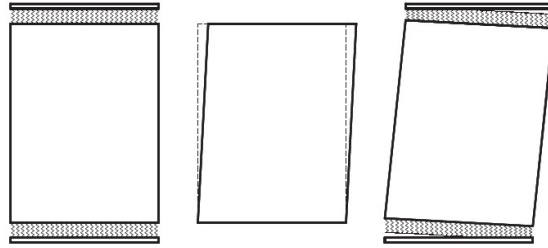


Fig. 4.5 Deformazioni consentite alle parti del macroelemento.

Definendo con w gli spostamenti assiali, u quelli trasversali e φ le rotazioni, con riferimento alla Fig. 4.6, dalle ipotesi fatte ne consegue:

$$w_1 = w_2 = \delta \quad (4.1a)$$

$$\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi \quad (4.1b)$$

$$u_1 = u_i; u_2 = u_j \quad (4.1c)$$

Ne deriva che le componenti sufficienti a descrivere il problema cinematico sono 8: le terne di spostamenti nei nodi i e j ed i due spostamenti del corpo centrale δ e φ , raggruppati in un vettore $u^{et} = (u_i, w_i, \varphi_i, u_j, w_j, \varphi_j, \delta, \varphi)$.

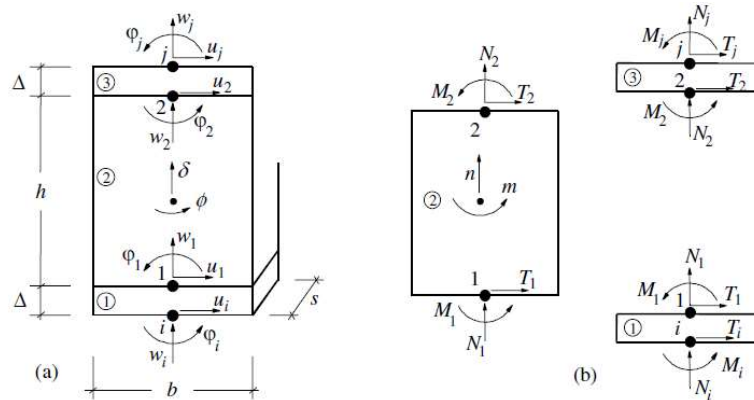


Fig. 4.6 Modello cinematico

Ulteriori assunzioni valide per questo macroelemento sono:

- mancanza di forze trasversali distribuite lungo l'elemento con la conseguenza che il taglio rimane costante ($V_i=V_j=V$);
- il contributo di resistenza a trazione della muratura viene trascurato.

4.2.1. Comportamento presso flessionale

Il comportamento assiale e flessionale dell'elemento è concentrato nelle interfacce e le grandezze statiche associate a quelle cinematiche nei nodi **i** e **j** dell'elemento sono N ed M . Queste forze nodali, quando la sezione è completamente compressa, possono essere espresse attraverso il legame costitutivo come:

$$N = k l s w \quad (4.2)$$

$$M = \frac{k}{12} s l^3 \varphi' \quad (4.3)$$

dove:

- $k=2E/h$ è la rigidità assiale per unità di superficie, con E modulo di Young della muratura ed h altezza della stessa;
- s è lo spessore dell'elemento;
- l è la larghezza dell'elemento;
- w è lo spostamento assiale relativo, per il nodo **i** $w=w_i-\delta$ e per il nodo **j** $w=\delta-w_j$;
- φ' è la rotazione relativa, per il nodo **i** $\varphi'=\varphi_i-\varphi$ e per il nodo **j** $\varphi'=\varphi-\varphi_j$;

La condizione in cui la sezione si fessura (non risulta essere più interamente compressa) si verifica quando la forza assiale non è più compressa nel nocciolo centrale d'inerzia, e per le sezioni rettangolari ciò avviene per:

$$\frac{M}{N} \geq \frac{l}{6} \quad (4.4)$$

e sostituendo nella formula le (4.2) e (4.3) ne deriva:

$$|\varphi'| \geq \frac{2w}{l} \quad (4.5)$$

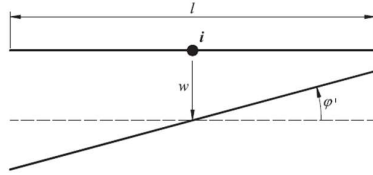


Fig. 4.7 Sezione completamente reagente

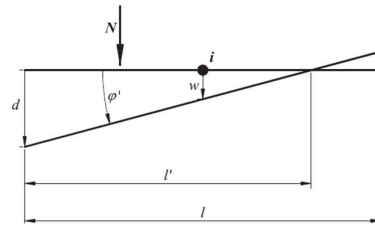


Fig. 4.8 Sezione parzializzata

Quando la sezione si parzializza le espressioni di N ed M presentano entrambi gli spostamenti relativi w e φ'

Nell' ipotesi dei piccoli spostamenti, con riferimento alla Fig.4.8, w si può esprimere:

$$|w| = \left(l' - \frac{l}{2}\right) |\varphi'| \quad (4.6)$$

Invertendo la formula (4.6) ed esprimendola in funzione di l' , si va a sostituire in (4.2) e (4.3) la nuova lunghezza reagente l' alla lunghezza dell'elemento (l) ottenendo N ed M per sezioni parzializzate, che si possono esprimere come somma di una parte elastica ed un correttivo anelastico dovuto alla fessurazione:

$$N = k l s w - \frac{k t}{8|\varphi'|} (|\varphi'|l + 2w)^2 H\left(|\varphi'| + \frac{2w}{l}\right) \quad (4.7)$$

$$M = \frac{k}{12} s l^3 \varphi' - \frac{k t - (|\varphi'|l - w)}{24\varphi'|\varphi'|} (|\varphi'|l + 2w)^2 H\left(|\varphi'| + \frac{2w}{l}\right) \quad (4.8)$$

dove H è la funzione gradino di Heaviside che attiva il contributo inelastico, con la sezione fessurata.

Essendo quindi accoppiati M ed N , nella condizione di sezione fessurata, si può esprimere w in funzione di φ' per un valore di forza assiale N costante. La Fig.4.9 mostra l'interazione tra w da φ' per curve con diversi valori di N .

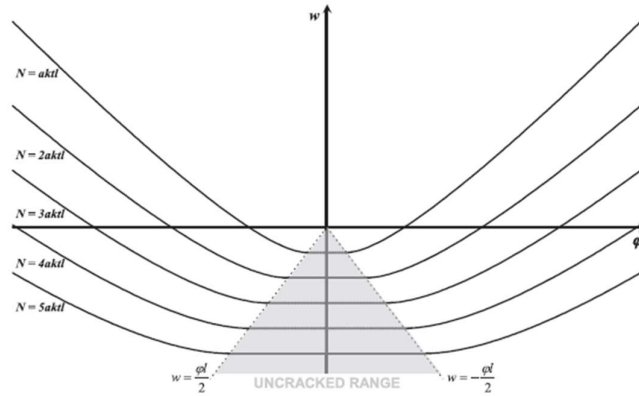


Fig. 4.9 Interazione tra w e φ' con sforzo assiale costante

L'elemento prende in considerazione il fenomeno di schiacciamento al piede dovuto alla pressoflessione nel piano del pannello e le sue conseguenze:

- diminuzione del momento ultimo resistente del pannello;
- degrado della rigidezza nei successivi cicli di carico e scarico;

A tal fine per ogni molla d'interfaccia è imposta una soglia di spostamento δ_y , oltre la quale il valore della forza resta costante e pari ad f_m .

Attraverso lo spostamento massimo raggiunto dalla molla nei cicli di carico precedenti δ_{max} si definisce una duttilità locale:

$$\mu_f = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (4.9a)$$

e tramite la duttilità si aggiorna la rigidezza della molla:

$$k^* = \frac{k}{\mu_f} \quad (4.9b)$$

In Fig. 4.10 si coglie il significato della rigidezza aggiornata che è rappresentata dalla pendenza delle rette che congiungono l'origine degli assi con il punto di massimo spostamento raggiunto nei cicli precedenti δ_{max} , questo ramo è quello che viene seguito in un successivo ciclo di carico.

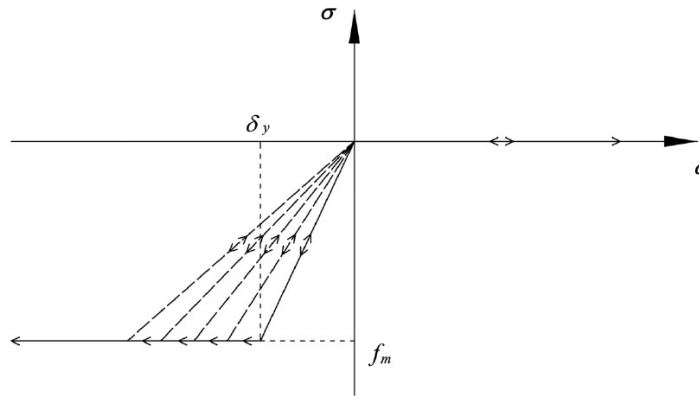


Fig.4.10 Modello costitutivo della molla d'interfaccia senza resistenza a trazione e con aggiornamento della rigidezza.

Vengono introdotte due variabili di danno con riferimento alla Fig.4.11:

- la domanda di duttilità nella molla più esterna compressa:

$$\mu_c = \frac{d_{max}}{\delta_y} \quad (4.10)$$

- il rapporto tra la zona che ha superato il limite elastico δ_y e la lunghezza della sezione:

$$\zeta = \frac{(\mu_c - 1)\delta_y}{\varphi l} \quad (4.11)$$

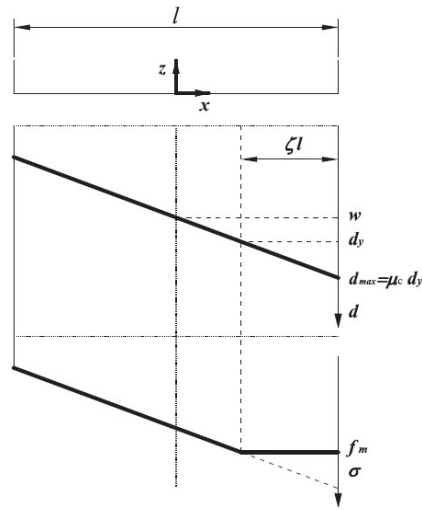


Fig. 4.11 Spostamenti e compressione per comportamento non lineare della sezione.

In funzione di queste variabili di danno si possono esprimere i correttivi da sommare algebricamente alle forze elastiche M ed N.

$$N = N_{el} + N^{**} \quad (4.12)$$

$$M = M_{el} + M^{**} \quad (4.13)$$

I correttivi N^{**} ed M^{**} sono così definiti:

$$N^{**} = -k \frac{\mu_c - 1}{2\mu_c} \zeta l s \left(-w + \varphi' \frac{l}{2} \right) \quad (4.14)$$

$$M^{**} = - \left(\frac{\zeta}{3} - \frac{1}{2} \right) l N^{**} \quad (4.15)$$

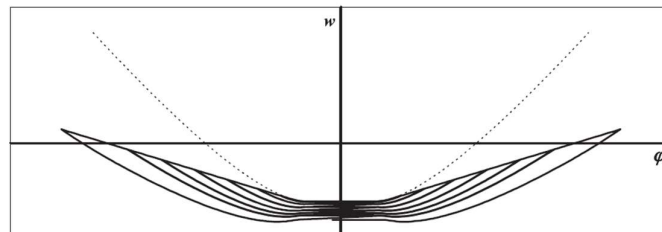


Fig. 4.12 Interazione tra w e φ' con sforzo assiale costante. Accoppiamento dovuto al comportamento con (linea continua) e senza (linea puntinata) danneggiamento al piede.

La Fig. 4.13 mostra l'andamento della curva momento-rotazione e l'asintoto a cui tende la curva è rappresentato dal valore M_u con $\alpha=1$:

$$M_u = \frac{N}{2} \left(1 - \frac{N}{\alpha f_m s} \right) \quad (4.16)$$

Questa formulazione è equivalente al momento ultimo di normativa espresso in termini di tensione e con $\alpha=0.85$:

$$M_u = \frac{1}{2} l^2 s \sigma_0 \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right) \quad (4.17)$$

dove f_d è la resistenza a compressione di progetto che può essere posta per l'analisi statica non lineare pari a $f_d = \frac{f_m}{FC}$.

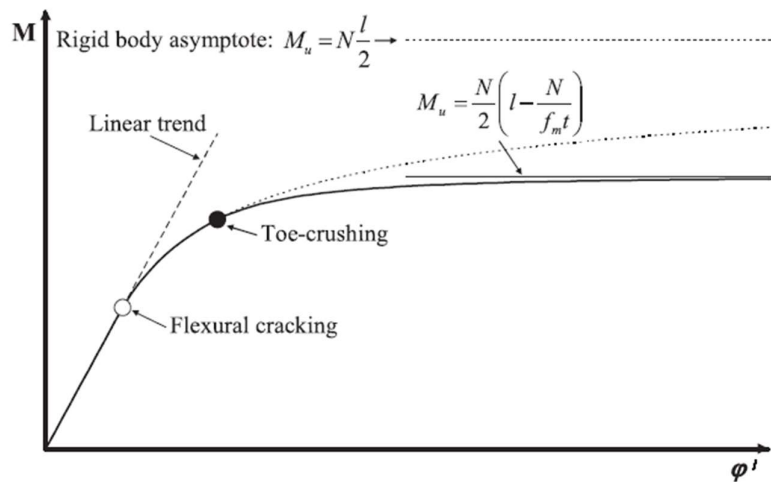


Fig. 4.13 Curva momento-rotazione per l'interfaccia del macroelemento.

4.2.2. Comportamento a taglio

La parte centrale del macroelemento è quella interessata dall'azione tagliante, considerata costante lungo l'elemento. Sono due i contributi che compongono la resistenza a taglio dell'elemento: l'attrito (V_f) e la coesione (V_c)

$$V = V_f + V_c \quad (4.18)$$

La cinematica è descritta dallo spostamento laterale relativo u che si compone di una parte elastica (u_{el}) ed una parte dovuta allo scorrimento plastico (s):

$$u = u_{el} + s \quad (4.19)$$

Il legame costitutivo in campo elastico lega il taglio V allo spostamento tramite il modulo di elasticità a taglio G secondo la seguente formula:

$$V = \frac{G l s}{k} u \quad (4.20)$$

Lo scorrimento plastico avviene al superamento della resistenza dovuta all'attrito:

$$|V| > V_f \quad (4.21a)$$

$$|V| > -\mu N \quad (4.21b)$$

dove μ è il coefficiente d'attrito equivalente.

In campo plastico si introduce una variabile di danno α che assume valori crescenti: 0, quando non si è attivato ancora lo scorrimento, 1 quando si raggiunge il picco del taglio e valori maggiori di 1 nel ramo decrescente (Fig. 4.14). Questa variabile viene aggiornata nel corso delle iterazioni di calcolo per tener conto del livello di danno raggiunto

La forza coesiva dipende dallo spostamento plastico tramite un parametro di rigidità $k(\alpha)$:

$$V_c = k(\alpha) s \quad (4.22a)$$

$$k(\alpha) = \frac{l s}{h \alpha c_t} \quad (4.22b)$$

dove c_t è un parametro di deformabilità a taglio non lineare.

Dalle (4.22) si può esprimere lo scorrimento plastico come:

$$s = \frac{h \alpha c_t}{l s} (V - V_f) \quad (4.23)$$

Il taglio totale dell'elemento può essere visto come la somma di una componente elastica ed una plastica:

$$V = V^{el} - V^* = \frac{Glt}{h} (u - s) = \frac{Glt}{h} (u_i - u_j + \varphi h) - \frac{Glt}{h} s \quad (4.24)$$

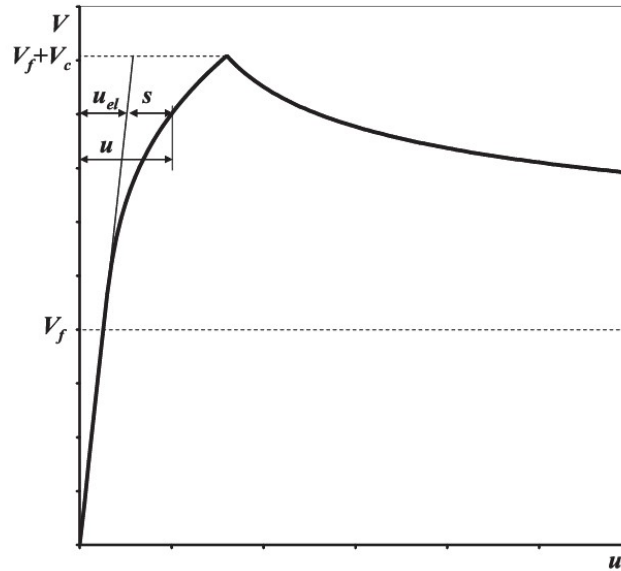


Fig.4.14 Curva taglio scorrimento

4.2.3. Controllo dei drift

Il macroelemento consente il controllo degli spostamenti ultimi consentiti, prima di perdere la propria capacità resistente.

In particolare vengono controllati gli spostamenti relativi tra le due estremità dell'elemento dovuti a taglio (δ_s) e presso flessione (δ_r):

$$\left| \frac{u_j - u_i}{h} + \varphi \right| \leq \delta_s \quad (4.25a)$$

$$\left| \frac{\varphi_j + \varphi_i}{2} + \varphi \right| \leq \delta_r \quad (4.25b)$$

Per la muratura esistente i limiti imposti da normativa sono:

- $\delta_s = 0.4\%$ per la rottura a taglio;
- $\delta_r = 0.6\%$ per la rottura a pressoflessione.

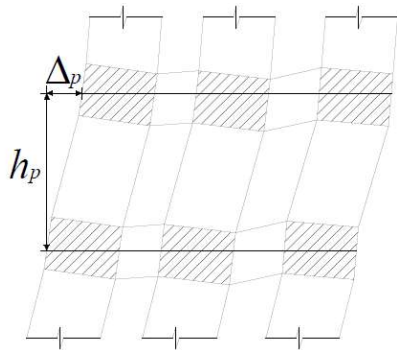


Fig.4.15a Drift di piano reali.

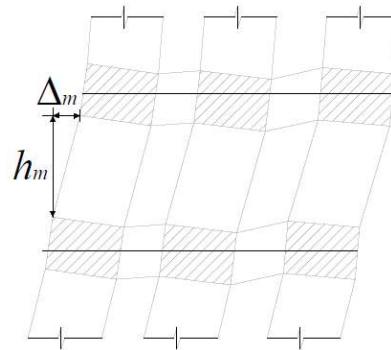


Fig.4.15b Drift di piano del modello.

Una volta che l'elemento raggiunge tali valori di spostamento non viene più considerato in grado di resistere alle azioni orizzontali, ma solo a quelle normali e le azioni agenti prima della rottura vengono redistribuite agli altri elementi della struttura ancora in grado di sopportarle.

4.3. I modelli impiegati

La geometria della scuola è stata modellizzata in maniera quanto più possibile rispondente alla realtà. Il primo passo è consistito nell'importazione nel programma dalle planimetrie in formato DXF per ogni livello creato:

1. Livello 1, piano seminterrato, da quota 0m a quota 3.3m;
2. Livello 2, piano rialzato, da quota 3.3m a quota 7.8m;
3. Livello 3, primo piano, da quota 7.8m a quota 12.3m;

4. Livello 4, sottotetto, da quota 12.3m a quota 13.6m.

Sono stati tracciati gli assi delle pareti ed inseriti per ognuna di esse gli spessori, il materiale (§2.3) e le aperture per ogni livello. Successivamente sono state scelte nella libreria le giuste tipologie di solaio, inseriti i valori dei carichi permanenti e variabili ed infine è stato inserito il carico della copertura (§2.4).

È stato possibile allineare i le murature lungo il lato esterno grazie ad uno specifico comando. Infine sono stati creati in automatico i macroelementi del modello a telaio.

Nella creazione del modello alcune approssimazioni sono state tuttavia necessarie:

- non è stato possibile inserire nel modello i solai inclinati costituiti dalle scale;
- le aperture dei corridoi ad arco sono state semplificate in aperture rettangolari;
- la palestra ha un'altezza doppia, quasi coincidente con due livelli (piano seminterrato e piano rialzato). Nella creazione della mesh di calcolo ciò ha comportato la creazione di vincoli (bielle non presenti nella realtà), nelle aperture ricadenti a cavallo dei due livelli. Questi vincoli risultano evidenti nell'analisi statica non lineare (Fig. 4.16) in quanto dividono i maschi murari in due parti, che presentano uno stato di danneggiamento differente.
- il tetto non essendo spingente lo si è potuto considerare esclusivamente come carico lineare applicato alle murature sommitali;

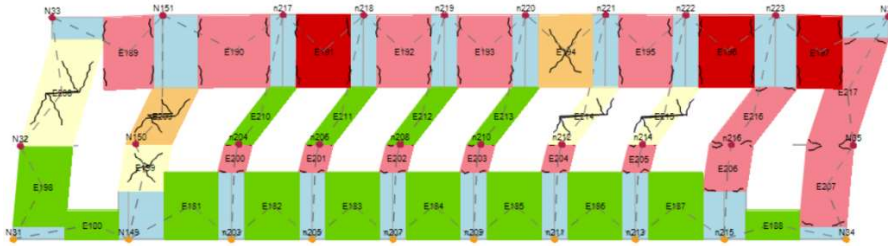


Fig. 4.16 I maschi murari della palestra risultano divisi a causa della presenza di bielle create automaticamente dal programma.

Per eliminare i vincoli nelle aperture della palestra, non esistenti nella realtà, è stato creato un nuovo modello (3L) con un livello che incorporasse i primi due livelli. In questo nuovo primo livello di altezza $3.3\text{m}+4.5\text{m}=7.8\text{m}$ si sono potuti inserire i solai sovrapposti alle due quote di 3.3m e 7.8m , ma non è stato possibile inserire aperture sovrapposte, perciò sono state trascurate le aperture più piccole per inserire quelle più grandi. Inoltre la presenza di un piano doppio di 7.8m ha comportato la creazione, nella mesh automatica di calcolo, di zone nodali di grandezza molto superiore al modello 4L come si può notare su una stessa parete dei due modelli (Fig.4.17a e 4.17b) ed anche in Fig. 4.19b.

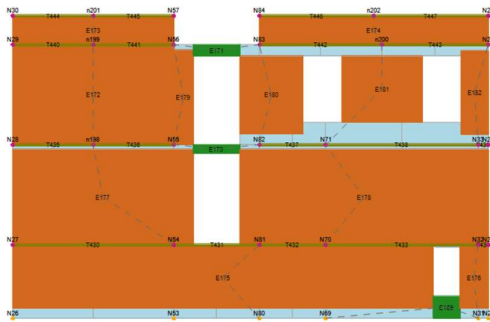


Fig.4.17a Parete 6 modello 4L.

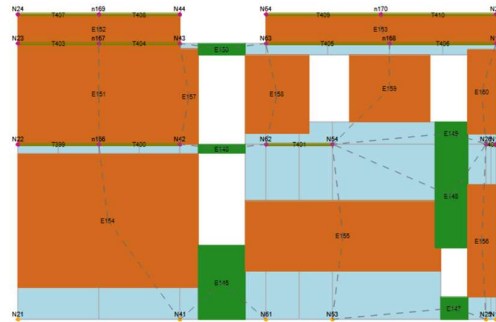


Fig. 4.17b Parete 6 modello 3L

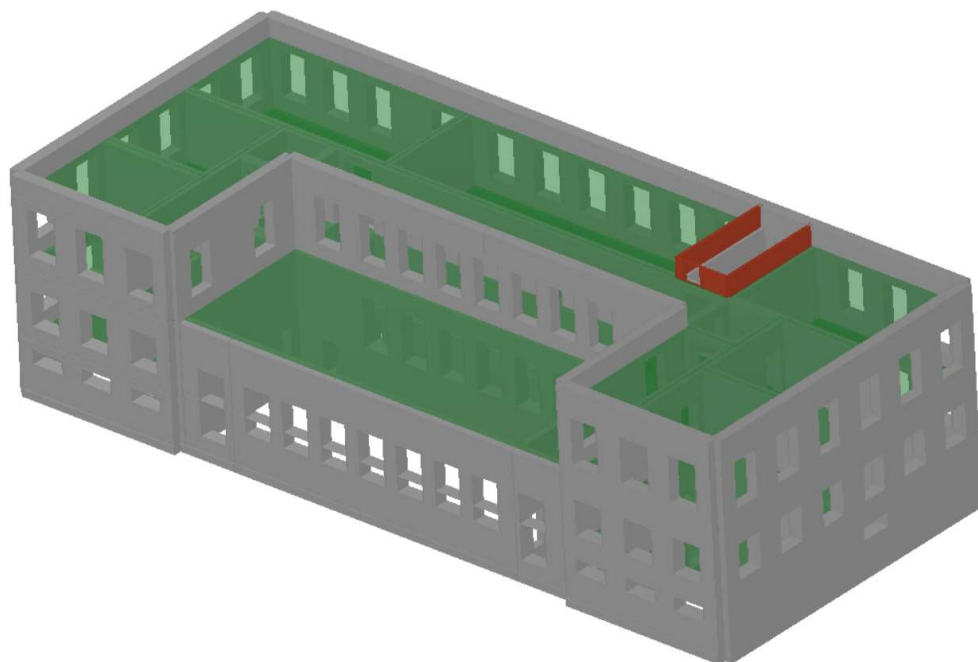


Fig. 4.18a Modello 3D a 4 livelli (4L).

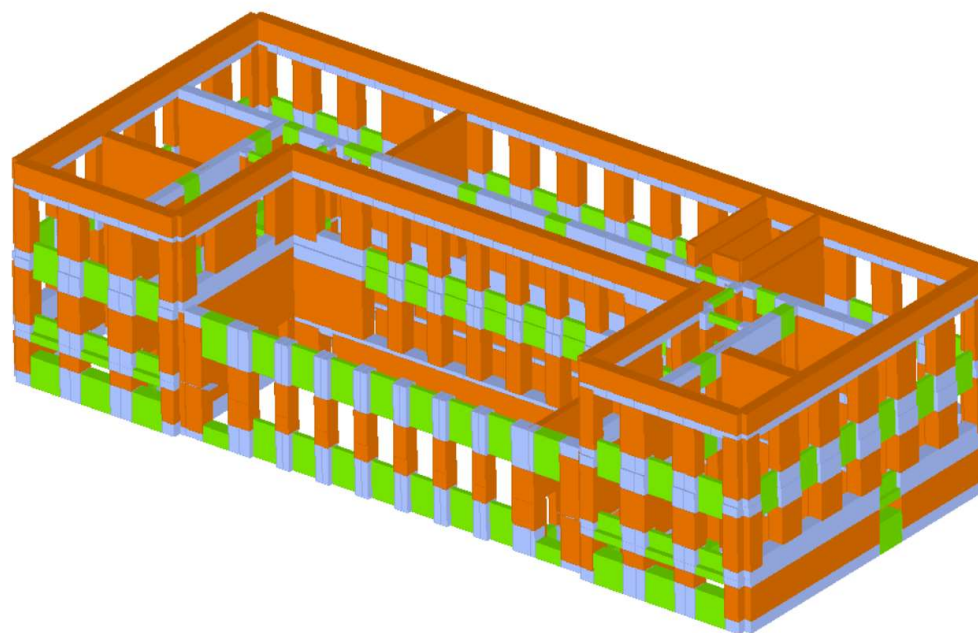


Fig. 4.18b Telaio 3D del modello a 4 livelli (4L).

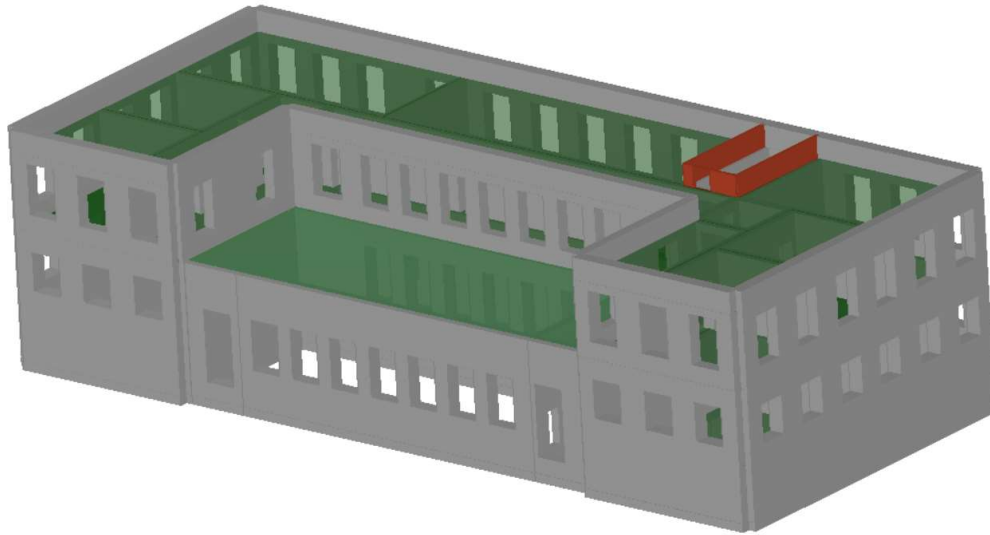


Fig. 4.19a Modello 3D a 3 livelli (3L).

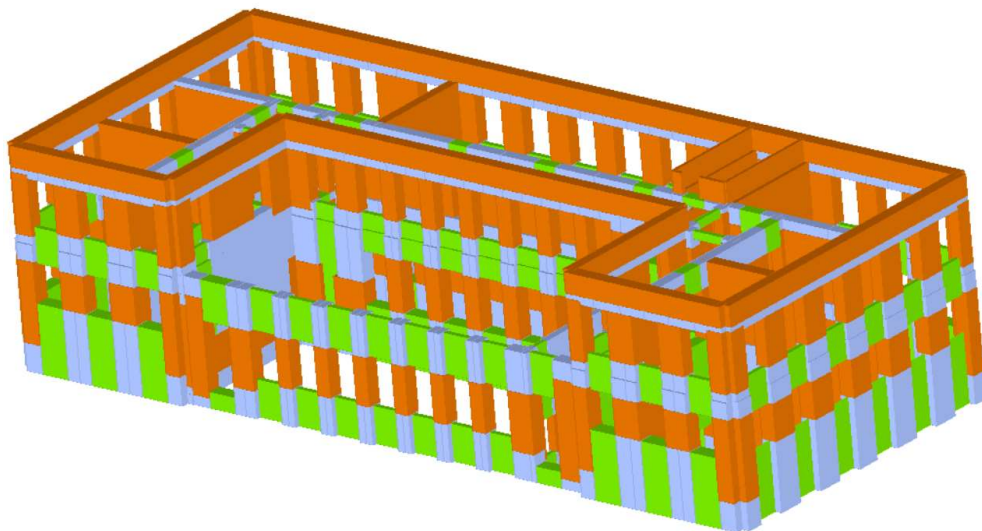


Fig. 4.19b Telaio 3D a 3 livelli (3L).

4.4. Confronto tra le frequenze dell'analisi modale e quelle delle vibrazioni ambientali

Grazie all'analisi modale che svolge il software è possibile ricavare le forme modali ed i corrispondenti periodi propri dei modelli sviluppati. Tra i due modelli è stato scelto di confrontare quello a tre livelli che mostra frequenze proprie lievemente più alte e quindi più prossime a quelle rilevate ed inoltre non presenta vincoli nelle aperture della palestra.

Si riportano i valori delle frequenze proprie desunte dalla prova di vibrazioni ambientali (Tab.4.1). Da notare la presenza di alcune frequenze ricorrenti e tra queste in particolar modo 6.3Hz lungo X.

Punto	X (longitudinale)						Y (trasversale)				
	Frequenza(Hz)										
L1_A		6.3									
L1_B		6.3					5	6			
L1_C	5.3	6.3	7.1	8.3		11	4.9	5.9	7		
L1_D		6.3		8.3			4.9	6	6.9		
L1_E		6.3				12	4.9	5.9		9	11
L2_A		6.3				11	4.9	5.9		9	11
L2_B	4.9	6.3					4.9	6	7.1	8.9	
L2_C	5.2	6.3	7.2	8.3		11	4.9	6	6.9		
L2_D	5	6.3			8.9	10.5	4.9	5.9	6.9	9	
L2_E		6.3				12	5	5.9		9	10.5
L3_A		6.3								9	
L3_B	5	6.3						6			
L3_C		6.3		8.3			4.9	5.9	6.9		
L3_D	4.9	6.3		8.3		10.5	4.9	5.9	6.9		
L3_E		6.3		8.3		12	5	6			11

Tab 4.1 Frequenze proprie desunte dalla prova di vibrazioni ambientali.

Le caratteristiche meccaniche della muratura del modello a 3livelli sono quelle di §2.3, in particolar modo i moduli elastici normale e tangenziale valgono:

- $E = 1230 \text{ Mpa}$
- $G = 410 \text{ Mpa}$

Questi valori non devono essere ridotti per tener conto della fessurazione, in quanto si tratta di un'analisi in campo elastico.

Si riportano i valori delle frequenze e della massa partecipante ottenuti dall'analisi modale per i primi modi di vibrare:

Modo	f (Hz)	UX	UY	UZ
1	4.30	0.1214	0.0947	0
2	4.46	0.0241	0.8127	0
3	4.87	0.764	0.0015	0
4	6.76	0.0012	0.0007	0
5	8.59	0.0146	0.0014	0
6	9.90	0.0173	0	0
7	10.19	0.0001	0.0571	0
8	10.55	0.0019	0.013	0

Tab. 4.2 Modi di vibrare, frequenze e masse partecipanti

Si riportano le deformate di piano dei primi 8 modi di vibrare:

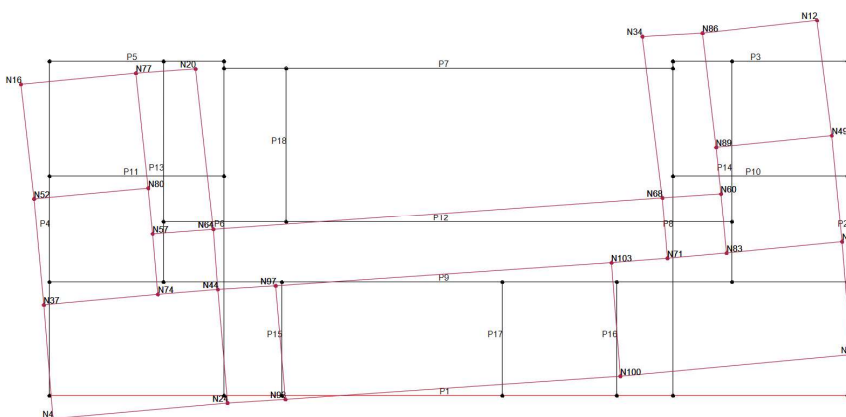


Fig.4.20 a Deformata del 1° modo di vibrare.

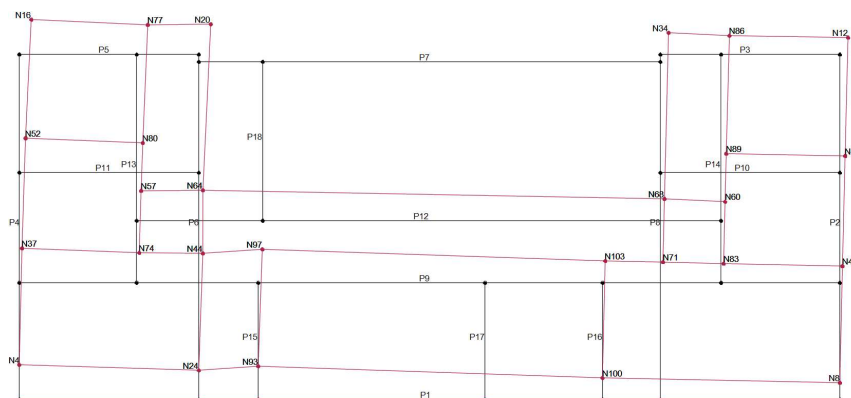


Fig.4.20b Deformata del 2° modo di vibrare.

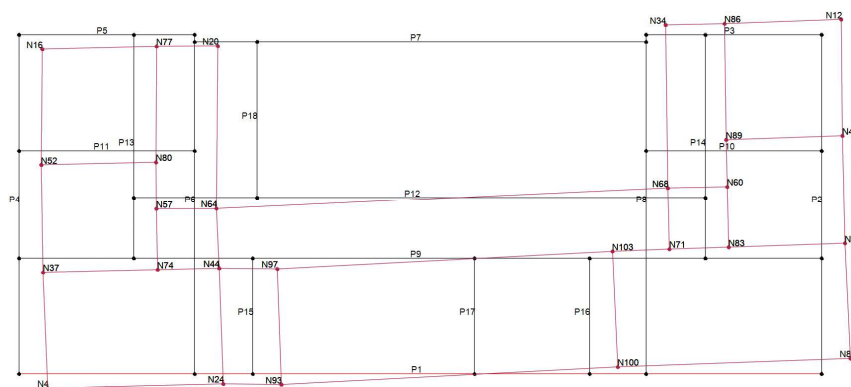


Fig.4.20c Deformata del 3° modo di vibrare.

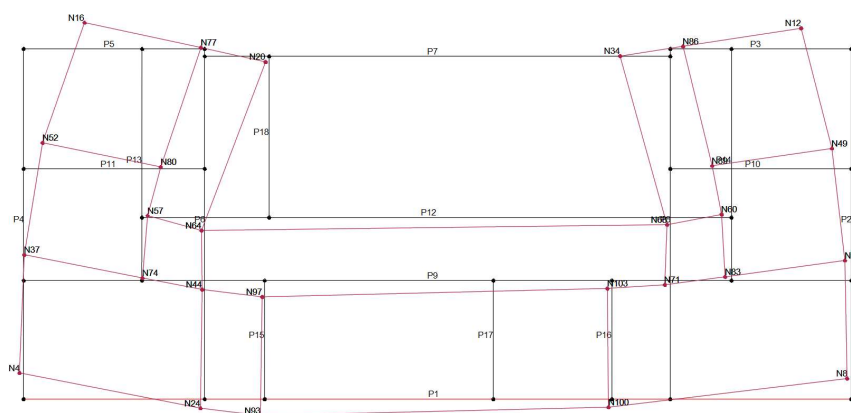


Fig. 4. 20d Deformata del 4° modo di vibrare.

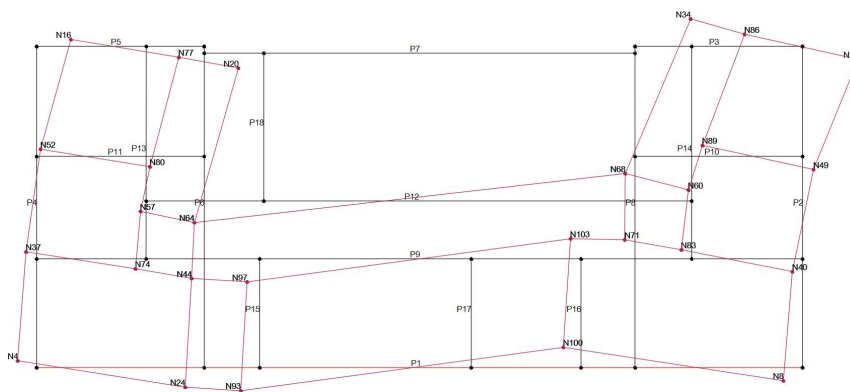


Fig.4.20e Deformata del 5° modo di vibrare.

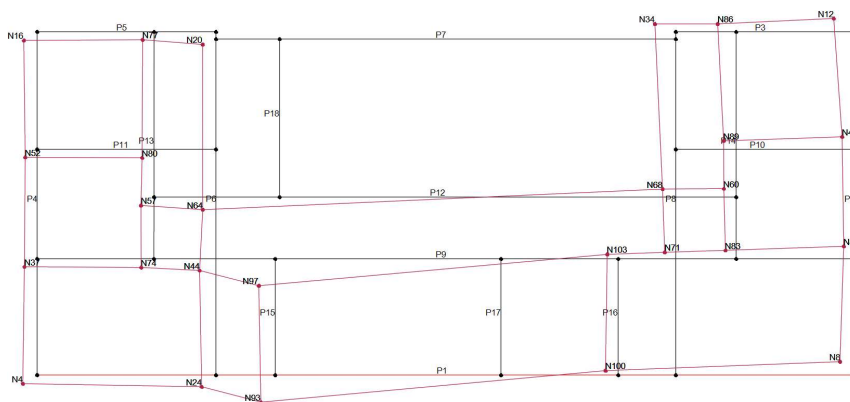


Fig.4.20f Deformata del 6° modo di vibrare.

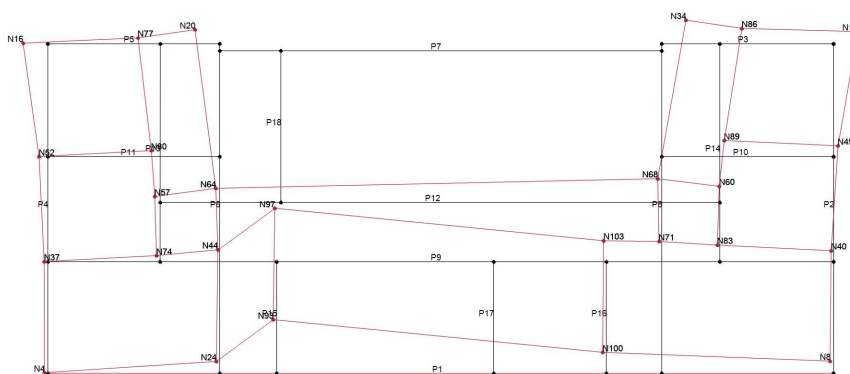


Fig.4.20g Deformata del 7° modo di vibrare.

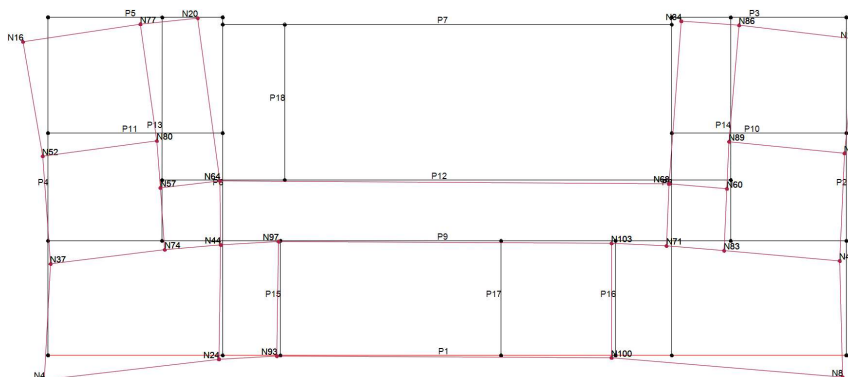


Fig.4.20h Deformata dell' 8° modo di vibrare.

Osservando la deformata del 1° modo e la massa partecipante intorno al 10% sia lungo X che lungo Y, si desume che il primo modo sia principalmente rotazionale ed associabile alle frequenze misurate nella prova di vibrazioni ambientali che si trovano nell'intorno di 4.9 Hz.

Il 2° modo possiede una deformata traslazionale lungo Y con una massa partecipante in quella direzione dell'81%. Questo modo è associabile ai valori di frequenza misurati 5.9-6Hz.

Il 3° modo possiede una deformata traslazionale lungo X con una massa partecipante in quella direzione del 76%. Questo modo è associabile ai valori di frequenza misurati 6.3Hz.

Questi due modi di vibrare appaiono come i più chiari dalle misurazioni effettuate, mentre non per tutti i successivi modi accade lo stesso, ma il tentativo di associazione viene comunque effettuato.

Il 4° modo viene considerato rotazionale e vengono attribuite ad esso le misure lungo X ed Y intorno a 7.1Hz.

Il 5° modo non è associato a nessun valore misurato.

Il 6° modo risulta abbastanza chiaramente traslazionale lungo X e gli viene attribuito il valore misurato di 8.3Hz.

Il 7° modo appare traslazionale lungo Y e la frequenza misurata attribuitagli è 9Hz.

L'8° modo viene considerato rotazionale e la frequenza misurata attribuitagli è 11Hz.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva contenente le frequenze misurate, quelle del modello e ed il loro rapporto. Si riportano anche le frequenze del modello risultanti da una calibrazione dei moduli elastici effettuata andando a minimizzare le differenze tra le frequenze del 2° e del il 3° modo con i valori misurati.

Modo	frequenze vibrazioni ambientali(Hz)	Frequenze analisi modale(Hz)	rapporto	frequenze moduli calibrati(Hz)	rapporto
1	4.95	4.30	1.15	5.62	0.88
2	5.95	4.47	1.33	5.83	1.02
3	6.3	4.87	1.29	6.36	0.99
4	7.1	6.76	1.05	7.70	0.92
5		8.59		9.68	
6	8.3	9.90	0.84	12.60	0.66
7	9	10.19	0.88	12.78	0.70
8	11	10.55	1.04	13.05	0.84

Tab. 4.3 Confronto tra le frequenze misurate con la prova di vibrazioni ambientali e quelle derivanti dall'analisi modale del modello in 3muri.

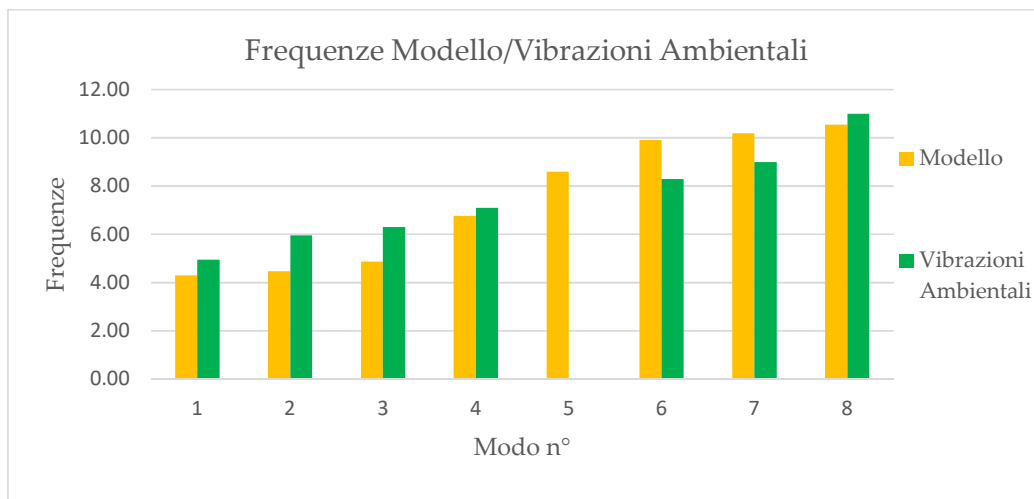


Fig. 4.21 Confronto tra le frequenze misurate con le vibrazioni ambientali e quelle restituite dall'analisi modale.

Per ottenere la corrispondenza tra le frequenze dei due modi giudicati maggiormente significativi (i primi due traslazionali) sono stati modificati i valori dei moduli elastici incrementandoli del 74%, tali valori diventano:

- $E = 2140 \text{ MPa}$
- $G = 713 \text{ MPa}$

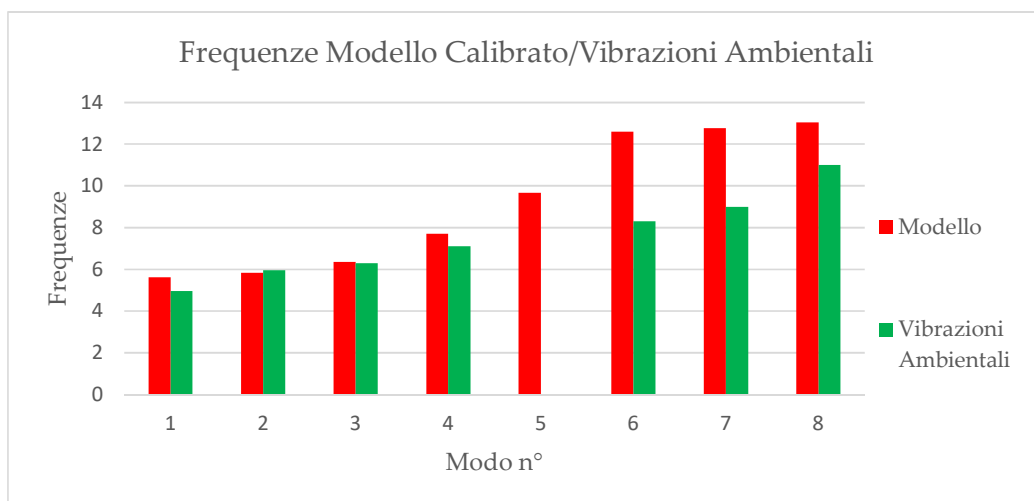


Fig. 4.22 Confronto tra le frequenze misurate con le vibrazioni ambientali e quelle restituite dall'analisi modale con i moduli di elasticità modificati.

5. ANALISI GLOBALE

L'analisi globale della struttura sottoposta ad azione sismica viene effettuata con il metodo dell'analisi statica non lineare.

I carichi dell'analisi sismica sono applicati con i coefficienti della combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots \quad (5.1)$$

dove:

- ◆ E è l'azione sismica;
- ◆ G_1 sono i carichi permanenti strutturali;
- ◆ G_2 sono i carichi permanenti portati;
- ◆ P sono azioni di pretensione o precompressione;
- ◆ Q_{ki} sono i carichi variabili.

5.1. Analisi statica non lineare

L'analisi statica lineare o pushover consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e l'azione sismica come un sistema di forze orizzontali applicate staticamente. Le forze sono fatte crescere monotonamente fino al collasso della struttura. Il procedimento restituisce un diagramma, chiamato curva di capacità, i cui assi riportano:

- forza di taglio alla base (F_b);
- spostamento di un punto di controllo in sommità (d_c)

Secondo le NTC08 si devono utilizzare due distribuzioni differenti di forze d'inerzia, una appartenente al gruppo 1, distribuzioni principali ed una al gruppo 2, distribuzioni secondarie.

Nel caso in esame le due distribuzioni sono:

- distribuzione proporzionale al 1° modo di vibrare,
- distribuzione proporzionale alle masse della struttura.

Il procedimento prevede che alla struttura sia associato un sistema equivalente ad un solo grado di libertà. Alla curva di capacità della struttura reale viene sostituita quella del sistema equivalente tramite le seguenti relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma \quad (5.2)$$

$$d^* = d_c / \Gamma \quad (5.3)$$

Γ è il fattore di partecipazione modale che controlla la trasformazione da un sistema a molti gradi di libertà ad un sistema ad un solo grado di libertà ed è definito come:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad (5.4)$$

dove:

- ◆ φ è il vettore del modo di vibrare fondamentale, normalizzato ponendo $d_c=1$;
- ◆ M è la matrice di massa del sistema reale;
- ◆ τ è il vettore di trascinamento per la direzione considerata del sistema.

Alla curva di capacità del sistema equivalente viene sostituita una curva bilineare con un tratto elastico ed uno perfettamente plastico (Fig. 5.1).

Vengono definiti come F^*_{bu} il valore massimo della curva di capacità e d^*_u lo spostamento ultimo del sistema corrispondente ad un valore di F^* pari all'85% di F^*_{bu} . La curva bilineare viene individuata imponendo il passaggio del ramo

elastico nel punto della curva di capacità in cui $F^* = 0.6 F_{bu}^*$ e ricavando F_y^* tale che le aree sottese alla bilineare ed alla curva di capacità siano uguali.

Il periodo elastico della bilineare è dato da:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (5.5)$$

dove:

- ◆ dove $m^* = \varphi^T M \varphi$ è la massa equivalente del sistema ad 1 g.d.l.;
- ◆ k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare

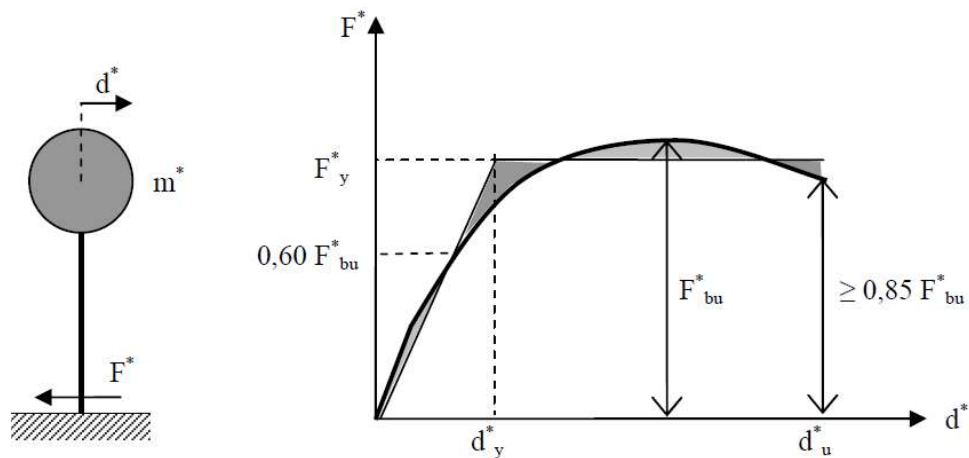


Fig. 5.1 Curva di capacità del sistema ad un g.d.l. equivalente al sistema reale e curva bilineare.

La domanda in spostamento a cui la struttura viene sottoposta dal sisma dipende da T^* .

Nel caso in cui $T^* > T_c$ (dove T_c è il periodo corrispondente alla fine del tratto ad accelerazione costante, dello spettro in accelerazioni (Fig. 1.13)) la domanda

in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo.

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad (5.6)$$

Nel caso in cui $T^* < T_c$ la domanda in spostamento del sistema anelastico è assunta maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo secondo la seguente relazione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (5.7)$$

dove $q^* = S_e(T^*)m^*/F_y^*$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (esprimibile anche come fattore di riduzione $R_{\mu} = S_{ae}/S_{ay}$). Questo valore deve risultare sempre inferiore a 3 perché la verifica di sicurezza risulti soddisfatta (NTC §7.8.1.4).

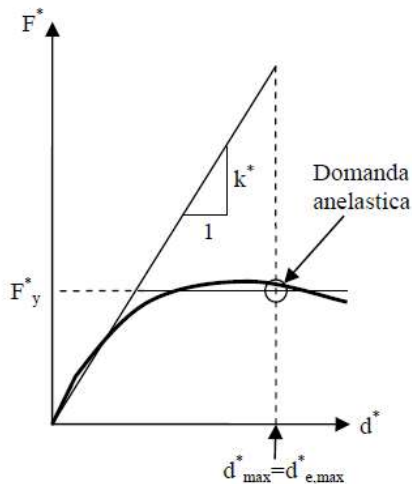


Fig. 5.2a Domanda in spostamento $T^* > T_c$

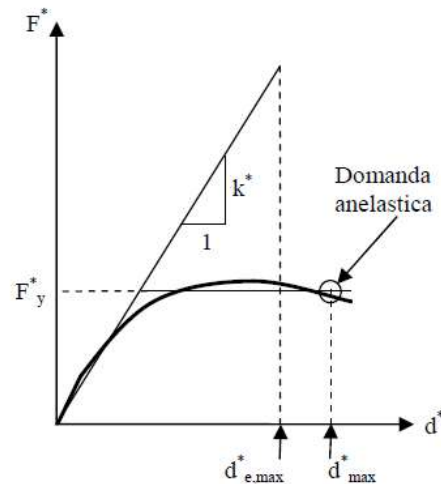


Fig. 5.2b Domanda in spostamento $T^* < T_c$

Trovata la domanda in spostamento (d_{max}^*) si deve verificare che questa sia inferiore alla capacità in spostamento (d_u^*) affinché la verifica di sicurezza sia soddisfatta.

Le NTC08 propongono per l'analisi statica non lineare il metodo N2 (Fajfar 2000) come esposto in precedenza. Esso rappresenta una variante del Capacity Spectrum Method, in cui lo spettro impiegato è uno spettro inelastico. Il metodo consente anche una verifica in forma grafica (Fig. 5.3). A questo scopo la domanda sismica viene espressa in forma di spettro ADRS inelastico (opportunamente ridotto) e la capacità della struttura viene rappresentata sullo stesso grafico dalla bilineare della curva di capacità (a^*-s^*), derivata dalla bilineare (F^*-d^*) per mezzo della massa equivalente m^* . Se la bilineare si estende oltre lo spettro inelastico significa che la struttura resiste al sima.

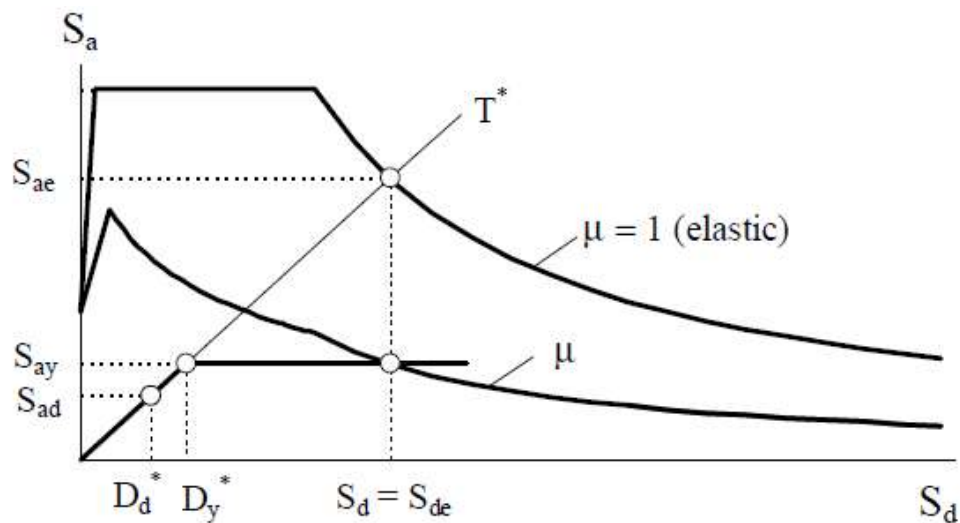


Fig. 5.3 Esempio di verifica attraverso il metodo grafico. Vi sono lo spettro elastico ($\mu=1$), lo spettro inelastico (μ), la bilineare. La domanda elastica è rappresentata dal punto S_{ae} , in termini di accelerazione, dal punto S_{de} in termini di spostamento; il punto S_{ay} rappresenta sia la domanda che la capacità, in termini di accelerazioni; del sistema inelastico; la domanda di spostamento inelastico, in questo caso con $T^* > T_c$, è $S_a = S_{ae}$. La bilineare si estende oltre lo spettro quindi la struttura resiste all'azione sismica.

Questo metodo, come ogni metodo approssimato, pone limitazioni che riguardano, per come è stato costruito, l'analisi statica non lineare e lo spettro inelastico.

5.2. Analisi svolte

Le analisi sono state condotte su entrambi i modelli sviluppati (3L e 4L).

Tra i parametri del software è stata inserita la normativa di riferimento (NTC08) in modo che le verifiche fossero svolte secondo quanto esposto nel precedente paragrafo. Il giudizio è espresso sotto forma di indici di sicurezza α , definiti per ogni stato limite. Per lo stato limite di salvaguardia della vita l'indice di sicurezza (o vulnerabilità) si definisce:

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_C}{PGA_D} \quad (5.8)$$

dove:

- ◆ PGA_C è l'accelerazione al suolo massima a cui la struttura è capace di resistere;
- ◆ PGA_D è l'accelerazione ad suolo di progetto.

Il valore $\alpha=1$ segna il confine tra le verifiche non superate ($\alpha < 1$) e quelle superate ($\alpha > 1$).

Le analisi pushover effettuate sono 24, derivanti dalle combinazioni dei seguenti fattori:

- distribuzione di forze (proporzionale al 1° modo o alle masse);
- direzione del sisma (X o Y);
- verso del sisma (positivo o negativo)
- eccentricità accidentale (positiva, negativa o assente) (definita come il 5% della massima dimensione ortogonale a quella di analisi).

Secondo i risultati ottenuti, la capacità di spostamento che la struttura è in grado di fornire si differenzia nelle due direzioni.

Nella direzione longitudinale (X, lato lungo dell'edificio) la struttura mostra di possedere sufficiente capacità di spostamento da opporre all'azione sismica.

Nella direzione trasversale (Y, lato corto dell'edificio) la struttura non risulta in grado di offrire lo spostamento richiesto dall'azione sismica.

5.3. Analisi stato di fatto

5.3.1. Modello 4L

Per ognuna delle analisi 3muri calcola la curva di capacità e restituisce ad ogni passo i risultati di spostamenti nodali, forze nodali e sollecitazione degli elementi. Con una scala di colori si visualizza l'evoluzione del danno negli elementi delle diverse pareti.

A titolo d'esempio si riportano alcuni risultati dell'analisi numero 22, che si riferisce ad azioni orizzontali proporzionali alle masse, in direzione $-Y$ e con eccentricità -252 cm:

- la curva di capacità e la bilineare calcolate dal programma (Fig. 5.4);
- il danneggiamento della parete 4 (esterna, lato corto) per il passo 13 (Fig. 5.5a), corrispondente ai valori di taglio/spostamento evidenziati dalla line blu della Fig. 5.4;
- la legenda dello stato degli elementi (Fig. 5.5b);
- il dettaglio delle verifiche (Fig. 5.6).



Fig. 5.4. Curva di capacità (taglio alla base-spostamento in sommità) dell'analisi 22, modello 4L

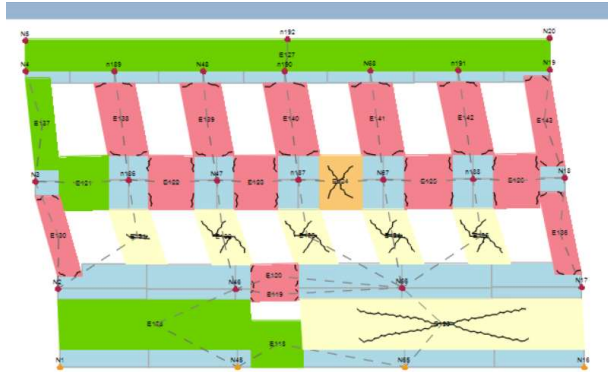


Fig. 5.5a Danneggiamento parete 4, modello 4L, analisi 22.



Fig. 5.5b Legenda danneggiamento.

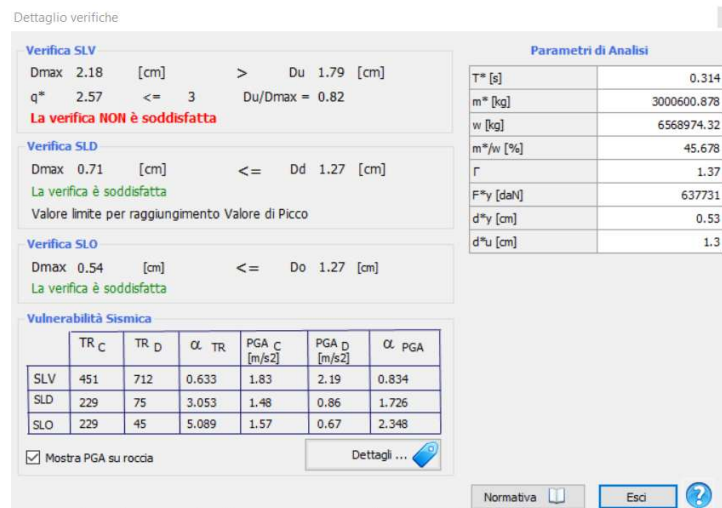


Fig. 5.6. Dettaglio delle verifiche.

Si riportano nelle successive figure le 24 curve di capacità raggruppate per direzione (Fig. 5.7a e 5.7b). Si nota come nella direzione X gli spostamenti ultimi della struttura siano maggiori di quelli in direzione Y. Inoltre appare evidente la suddivisione delle curve in due gruppi:

- il gruppo con valori maggiori di taglio alla base è quello in cui il carico orizzontale è proporzionale alle masse;
- il gruppo con valori di taglio alla base più bassi è quello in cui il carico orizzontale è proporzionale al 1° modo proprio direzionale.

Questo comportamento rivela come la distribuzione proporzionale alle masse sfrutta maggiormente la capacità dei pannelli dei livelli inferiori.

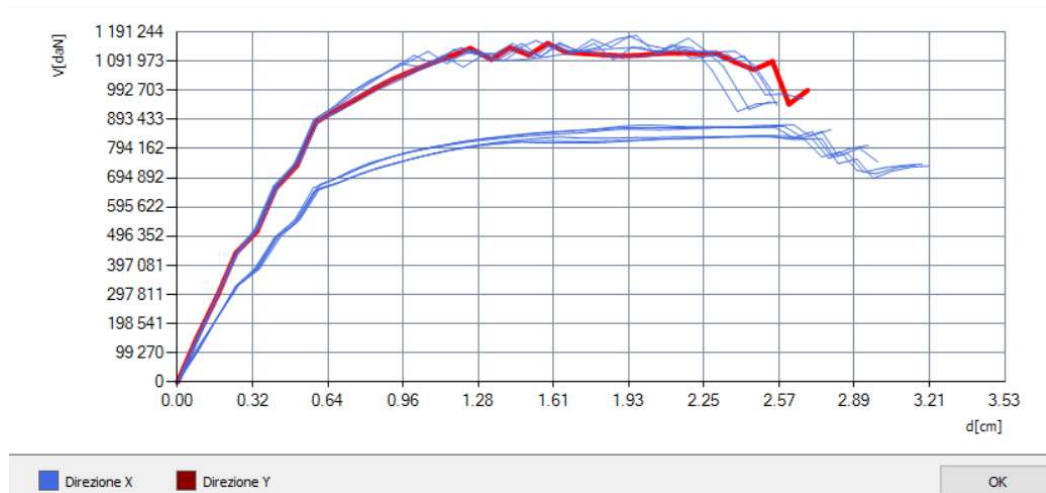


Fig. 5.7a. Curve di capacità nella direzione X.

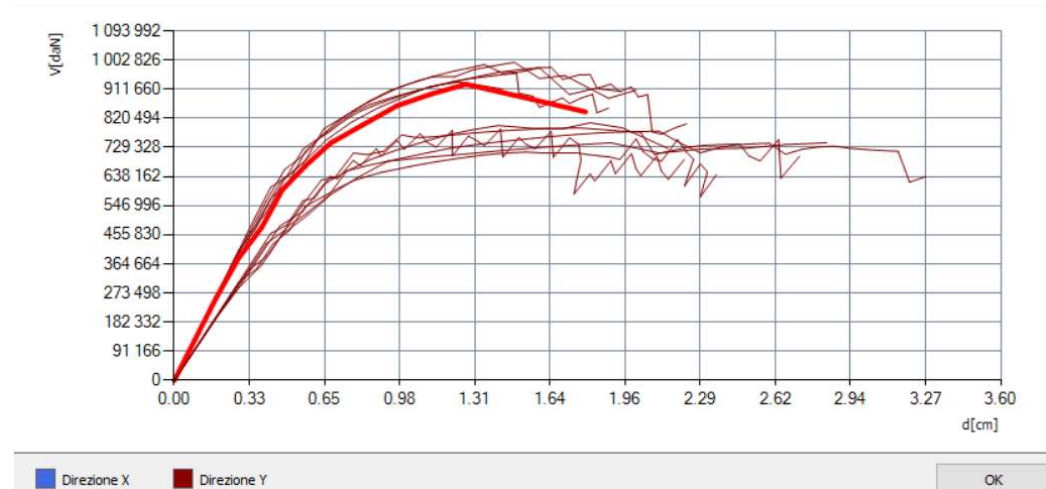


Fig. 5.7b. Curve di capacità nella direzione Y, evidenziata in rosso la curva n°22.

Infine si riporta la schermata dei risultati di 3Muri dove in rosso sono evidenziate le verifiche non superate (Fig. 5.8).

L'indice di vulnerabilità minimo si ottiene per la verifica 18 e vale 0.709, si può notare come tutte le verifiche non soddisfatte si riferiscono all'azione del sisma in direzione Y e si tratta di ben 10 su 12.

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0.00	1.80	2.69	2.00	0.56	1.58	0.43	1.58	1.422	2.541	3.457
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0.00	2.31	3.18	2.73	0.77	2.47	0.56	2.31	1.098	2.881	3.917
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0.00	1.78	2.53	1.97	0.55	1.93	0.43	1.93	1.357	3.079	4.221
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0.00	2.27	2.99	2.61	0.75	2.59	0.56	2.19	1.148	3.010	3.912
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0.00	2.07	1.94	2.41	0.67	1.35	0.51	1.35	0.943	1.925	2.607
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0.00	2.51	2.72	2.99	0.85	1.76	0.60	1.76	1.003	2.070	2.950
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0.00	2.17	2.01	2.37	0.71	1.48	0.54	1.48	0.936	1.999	2.728
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0.00	2.69	3.27	3.05	0.90	2.11	0.63	2.11	0.985	2.356	3.357
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	107.00	1.82	2.56	1.98	0.57	1.53	0.44	1.53	1.344	2.440	3.310
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-107.00	1.78	2.67	2.01	0.55	1.63	0.43	1.63	1.422	2.634	3.590
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	107.00	2.33	3.21	2.72	0.78	2.52	0.57	2.44	1.103	2.892	3.963
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-107.00	2.28	3.15	2.74	0.76	2.51	0.56	2.27	1.095	2.872	3.870
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	107.00	1.81	2.56	1.99	0.57	1.96	0.44	1.96	1.352	3.082	4.227
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-107.00	1.76	2.54	1.97	0.55	1.98	0.42	1.98	1.373	3.169	4.348
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	107.00	2.30	2.79	2.58	0.76	2.63	0.56	2.31	1.161	3.045	4.092
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-107.00	2.25	2.95	2.63	0.74	2.55	0.55	2.14	1.142	2.996	3.868
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	252.00	2.06	1.89	2.50	0.66	1.49	0.50	1.49	0.925	2.135	2.910
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-252.00	2.10	1.43	2.54	0.67	1.24	0.52	1.24	0.709	1.756	2.372
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	252.00	2.48	2.22	3.16	0.84	1.42	0.59	1.42	0.898	1.690	2.408
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-252.00	2.58	2.15	2.91	0.87	1.81	0.61	1.81	0.841	2.082	2.967
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	252.00	2.11	2.23	2.46	0.68	1.64	0.52	1.64	1.054	2.276	3.109
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-252.00	2.18	1.79	2.57	0.71	1.27	0.54	1.27	0.834	1.726	2.348
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	252.00	2.59	2.36	3.25	0.87	2.01	0.61	2.01	0.916	2.306	3.287
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-252.00	2.68	2.84	3.12	0.89	2.84	0.63	2.84	0.962	2.699	3.846

Legenda colori
 Verificato Non verificato Non converge a p.p. Analisi più gravosa

Visualizza dettagli
 Inserisci tutto in relazione
 Cancella analisi
 Piano-Sol
 Esci

Fig. 5.8 Risultati analisi statica non lineare, modello 4L.

5.3.2. Modello 3L

Per il modello 3L si riportano le curve di capacità raggruppate per direzione (Fig. 5.9a e 5.9b) e la schermata dei risultati (Fig. 5.10).

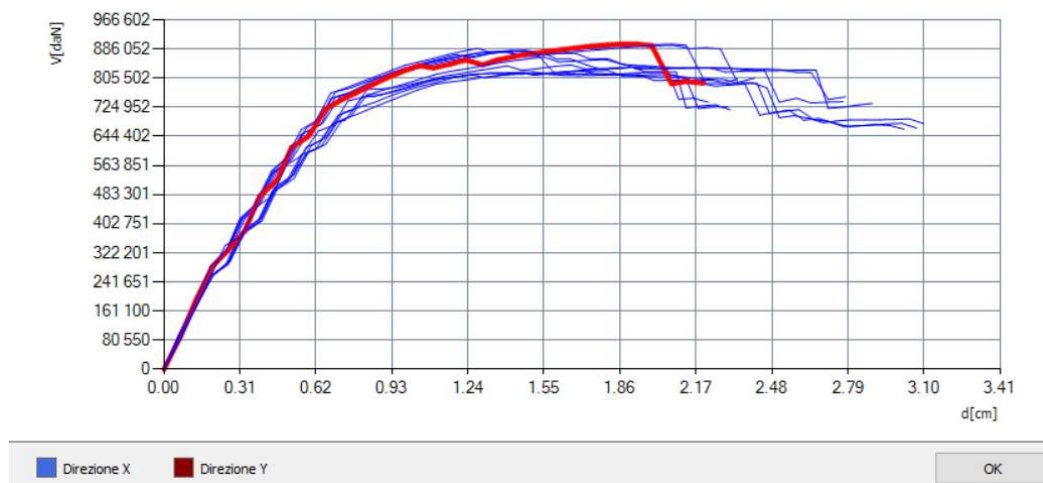


Fig. 5.9a. Curve di capacità nella direzione X.

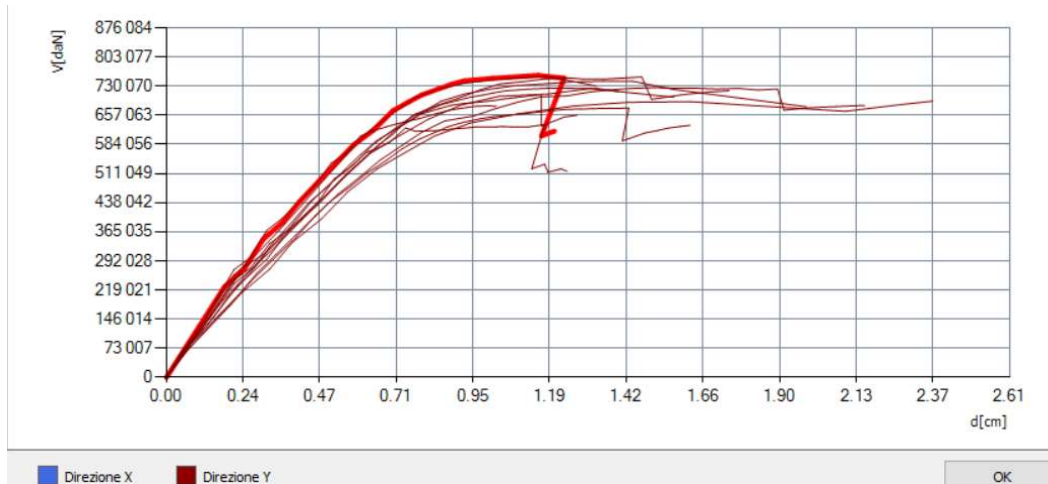


Fig. 5.9b. Curve di capacità nella direzione Y.

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carica sismica proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0.00	2.15	2.31	2.53	0.71	1.42	0.53	1.42	1.066	1.940	2.663
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0.00	2.31	3.07	2.73	0.78	1.51	0.56	1.51	1.099	1.907	2.689
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0.00	2.12	2.34	2.44	0.70	2.07	0.53	2.07	1.096	2.830	3.915
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0.00	2.27	2.78	2.57	0.77	1.66	0.55	1.66	1.167	2.129	2.989
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0.00	2.30	1.20	2.80	0.78	1.15	0.55	1.15	0.549	1.471	2.078
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0.00	2.48	1.40	2.91	0.84	1.19	0.59	1.19	0.583	1.428	2.035
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0.00	2.46	1.74	2.87	0.83	1.47	0.58	1.47	0.719	1.770	2.522
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0.00	2.63	2.16	2.99	0.87	1.51	0.61	1.51	0.823	1.724	2.457
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	107.00	2.18	2.30	2.55	0.72	1.40	0.54	1.40	1.050	1.890	2.607
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-107.00	2.12	2.22	2.50	0.69	1.39	0.53	1.39	1.041	1.925	2.627
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	107.00	2.35	3.10	2.73	0.80	1.81	0.57	1.81	1.099	2.250	3.191
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-107.00	2.28	3.02	2.73	0.77	1.34	0.55	1.34	1.098	1.724	2.414
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	107.00	2.16	2.20	2.47	0.71	1.93	0.54	1.93	1.017	2.603	3.611
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-107.00	2.09	2.41	2.43	0.68	2.08	0.52	2.08	1.139	2.887	3.981
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	107.00	2.31	2.77	2.62	0.78	1.96	0.56	1.96	1.146	2.471	3.492
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-107.00	2.27	2.89	2.55	0.77	1.55	0.56	1.55	1.176	1.988	2.790
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	252.00	2.27	1.02	3.10	0.76	0.99	0.55	0.99	0.478	1.292	1.810
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-252.00	2.31	1.33	2.81	0.79	1.18	0.56	1.18	0.600	1.493	2.118
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	252.00	2.44	1.24	3.39	0.82	1.17	0.58	1.17	0.528	1.424	2.029
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-252.00	2.50	1.98	2.90	0.84	1.44	0.59	1.44	0.799	1.711	2.439
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	252.00	2.42	1.27	3.07	0.82	1.16	0.57	1.16	0.546	1.422	2.027
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-252.00	2.50	1.57	2.98	0.84	1.31	0.59	1.31	0.642	1.559	2.221
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	252.00	2.62	1.62	3.23	0.87	1.43	0.61	1.43	0.628	1.643	2.341
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-252.00	2.67	2.37	3.11	0.88	2.37	0.62	2.37	0.888	2.680	3.820

Legenda colori
■ Verificato ■ Non verificato ■ Non converge a p.p. ■ Analisi più gravosa

Fig. 5.10 Risultati analisi statica non lineare, modello 3L.

Anche per questo modello le curve di capacità mostrano spostamenti ultimi maggiori in direzione X rispetto alla direzione Y e la schermata dei risultati evidenzia come tutte le verifiche che prevedono l'azione del sisma in direzione Y non risultano soddisfatte. L'indice di vulnerabilità minimo si ottiene per la verifica 17 e vale 0.478.

5.3.3. Confronto modelli 3L-4L

Un confronto visivo immediato può essere effettuato grazie ai grafici radar restituiti dal programma e divisi per combinazioni proporzionali alle masse (Fig. 5.11) e per combinazioni proporzionali al 1° modo di vibrare (Fig.5.12). Sui grafici sono riportati gli indici di vulnerabilità (α_{SLV}) per le diverse direzioni ed eccentricità dei due modelli 3L e 4 L. Per ciascun modello i valori di α_{SLV} sono congiunti da segmenti che creano una superficie piana; quella del modello 3L è campita in azzurro e quella del modello 4L in verde. In entrambi i grafici si evidenzia come le superficie del modello 4L siano più ampie e quindi abbiano valori di α_{SLV} generalmente maggiori. Si ritiene che il modello 3L sia troppo sfavorevole in quanto la mesh automatica crea, per alcune pareti, zone nodali troppo estese, ciò nonostante si utilizza il modello 3L per confronto.

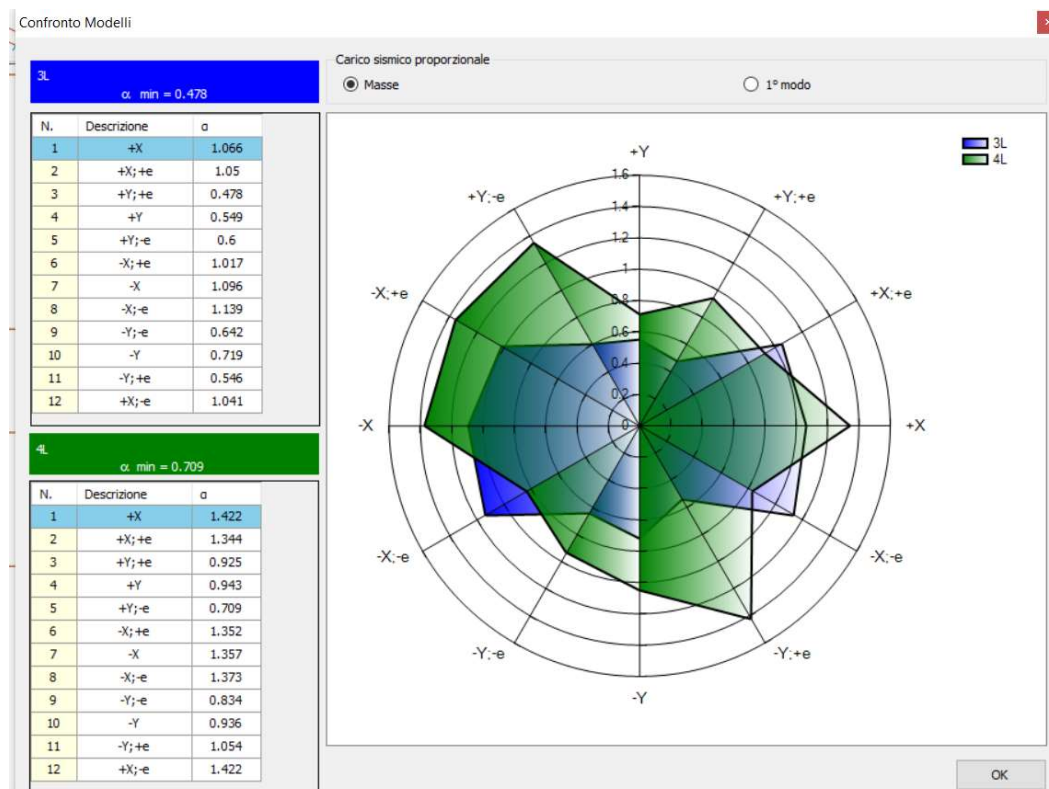


Fig. 5.11 Confronto degli indici di vulnerabilità di 3L e 4L per i carichi orizzontali proporzionali alle masse.

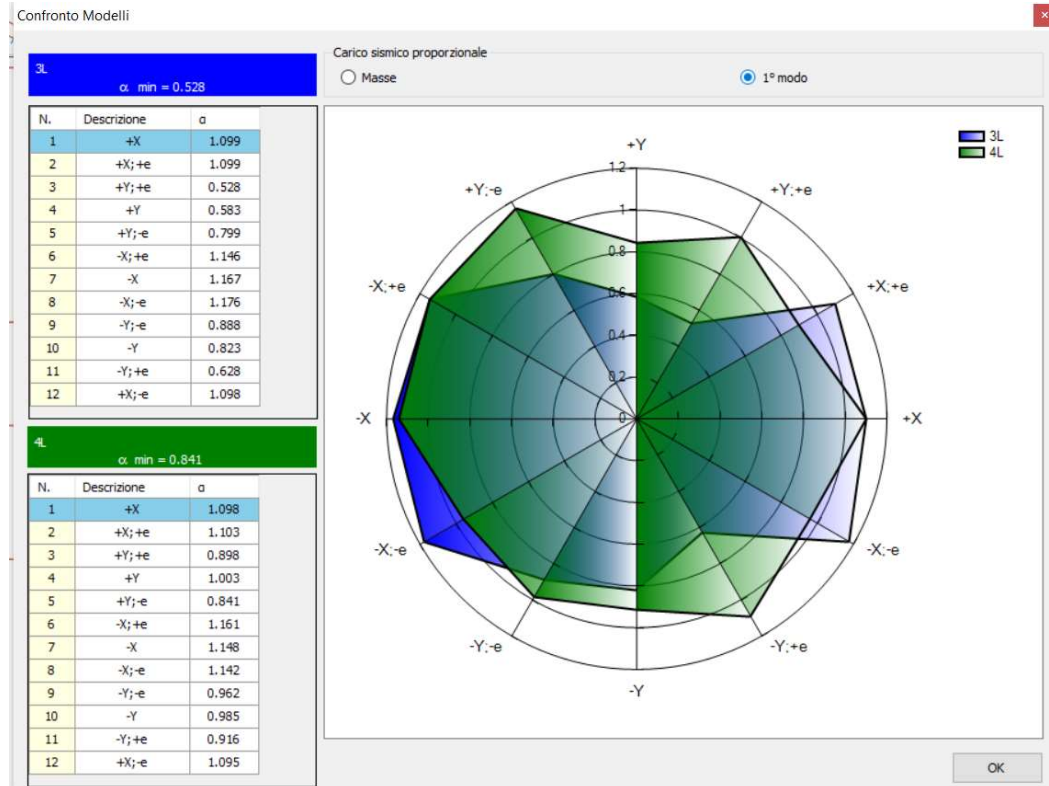


Fig. 5.12 Confronto degli indici di vulnerabilità di 3L e 4L per i carichi orizzontali proporzionali al 1° modo di vibrare.

5.3.4. Confronto con moduli di elasticità incrementati

Un altro confronto effettuato è stato tra gli stessi modelli 3L e 4L modificando i moduli di elasticità secondo quanto visto nel § 4.4.

$$E = 1230 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E = 2140 \text{ MPa}$$

$$G = 410 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad G = 713 \text{ MPa}$$

I risultati dell'indice di vulnerabilità sono riassunti in grafici a barre che presentano due valori per ogni analisi. La barra di sinistra ha un colore più chiaro e riporta il valore α_{SLV} con i moduli elastici originari. La barra di destra viceversa riporta il valore α_{SLV} con i moduli elastici incrementati. Le barre di tonalità azzurra rappresentano le verifiche superate, quelle di tonalità rossa le verifiche non superate.

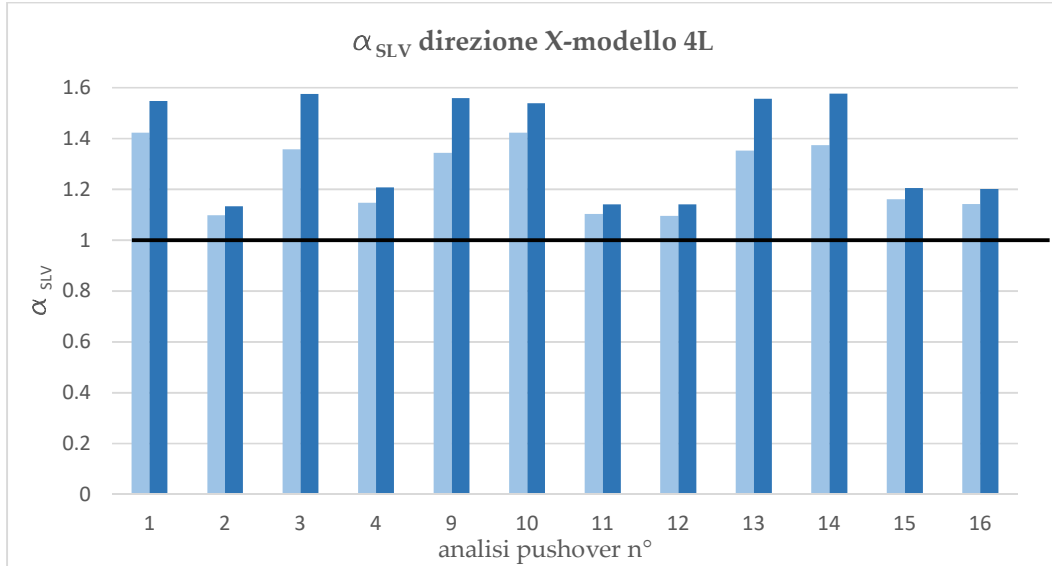


Fig.5.13 Confronto tra α_{SLV} del modello 4L in direzione X originale e quello con moduli di elasticità incrementati.

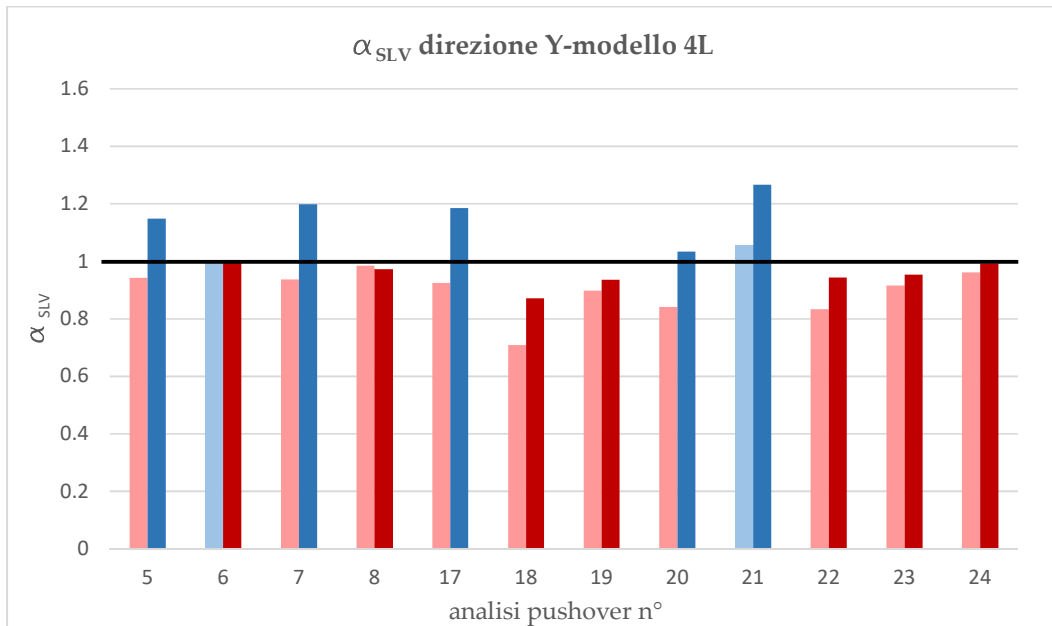


Fig.5.14 Confronto tra α_{SLV} del modello 4L in direzione Y originale e quello con moduli di elasticità incrementati.

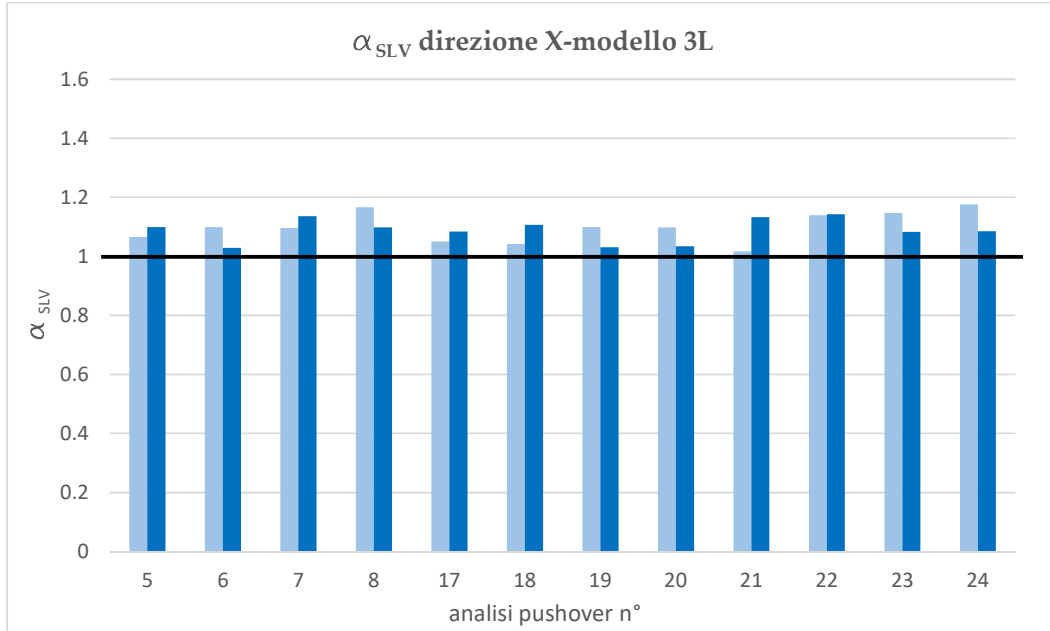


Fig.5.15 Confronto tra α_{SLV} del modello 3L in direzione X originale e quello con moduli di elasticità incrementati.

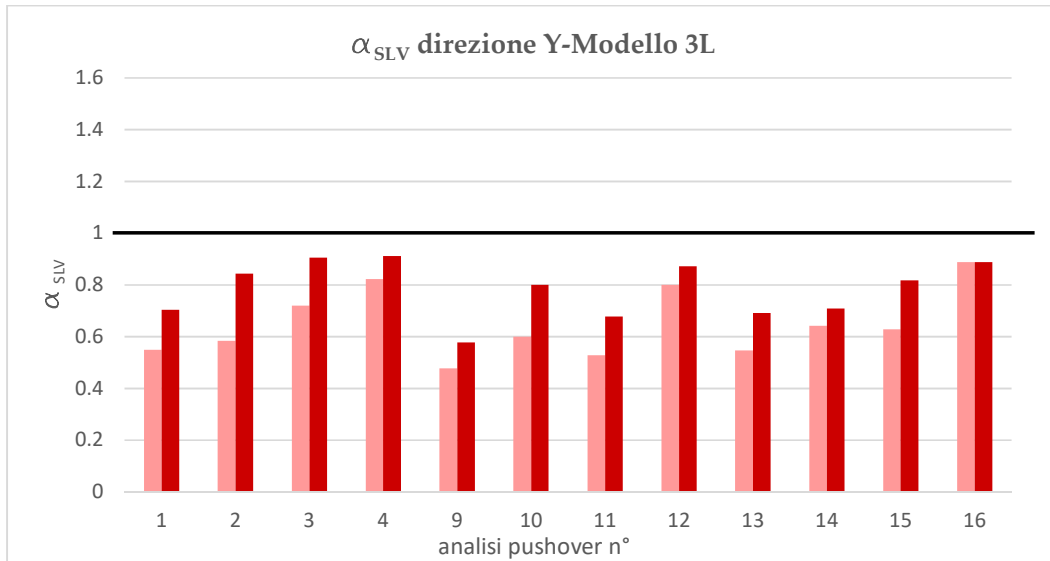


Fig.5.16 Confronto tra α_{SLV} del modello 3L in direzione Y originale e quello con moduli di elasticità incrementati.

I grafici mostrano come i moduli di elasticità incrementati influenzino l'indice di vulnerabilità, generalmente incrementandolo, ma ciò non è sufficiente per 7 analisi nella direzione Y del modello 4L e per tutte le analisi in direzione Y del modello 3L che risultano comunque non verificate.

5.4. Analisi a seguito di interventi.

Dalle analisi è emersa una direzione più debole per la scuola, per la quale le verifiche sismiche sono in parte non verificare(Y) ed una direzione che si rivela già adeguata alle azioni di normativa(X). Ciò avviene per un duplice motivo:

- La disposizione della muratura resistente disposta maggiormente lungo il lato lungo come stanno a testimoniare i rapporti muratura /area lorda di Tab.5.1
- La maggiore eccentricità delle combinazioni in direzione Y (0.05 l) perpendicolare al lato lungo.

Livello	A lorda (m ²)	Area muratura/Area lorda %					
		Totale		X		Y	
		A mura (m ²)	A _m /A _l %	A mura (m ²)	A _m /A _l %	A mura(m ²)	A _m /A _l %
Piano rialzato	1139.1	180.2	15.82	110.5	9.70	97.7	8.58
Primo piano	863.2	141.2	16.35	88.2	10.21	68.7	7.96

Tab. 5.1 Percentuale in pianta di muratura su area lorda.

5.4.1. Interventi ipotizzati.

Una prima tipologia di interventi ipotizzati consiste nel rafforzamento della muratura. Essa può avvenire attraverso iniezioni di malta o anche grazie all'apposizione di intonaco armato, che per risultare efficace va predisposto sui due lati della stessa parete. Nel caso della scuola per preservare le facciate di pregio, quest'ultimo intervento può essere effettuato solo sulle pareti interne. Un'altra tipologia di interventi prevede di rafforzare le murature con l'inserimento di elementi di altro materiale. Si è ipotizzata la riquadratura delle aperture del lato corto attraverso telai di acciaio.

Questi interventi possono essere riportati nei modelli.

Per il consolidamento della muratura, la normativa dispone di incrementare il valore dei parametri meccanici e dei moduli elastici. Per la tipologia di muratura in esame, tali valori vanno moltiplicati per 1.7, nel caso di iniezioni

di miscele leganti, e 2, nel caso di intonaco armato. Le riquadrature d'acciaio possono essere inserite direttamente nel modello, come si può vedere da Fig.5.17, dove in azzurro sono rappresentati i telai posti nelle aperture.

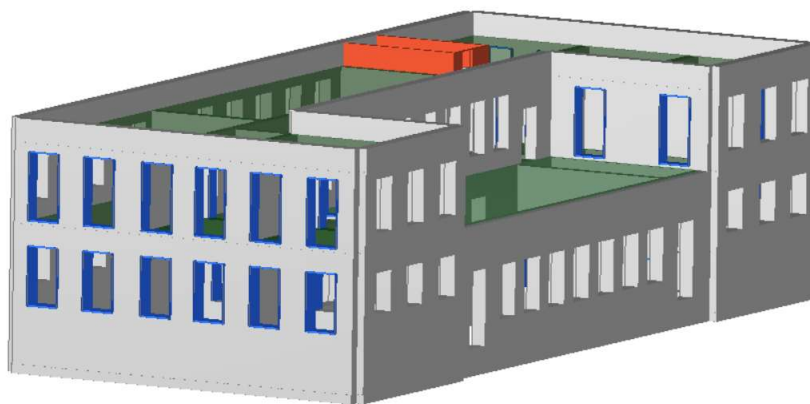


Fig. 5.17 Vista del modello 3L modificato con l'inserimento di riquadrature nelle aperture di direzione Y.

I valori dell'indice di rischio, restituiti da modelli 4L modificati, per rappresentare gli interventi ipotizzati vengono confrontati nelle successive tabelle 5.2a e 5.2b.

Indice di rischio del modello 4L									
Analisi n°	Direzione	α_{SLV}				Differenza %			
		Stato attuale	A	B	C	A	B	C	
			Iniezioni malta	Intonaco armato	Riquadrature				
1	X	1.42	1.83	1.57	1.46	29.0	10.1	2.6	
2		1.10	1.42	1.52	1.12	29.1	38.4	1.8	
3		1.36	1.92	1.70	1.41	41.8	25.1	3.5	
4		1.15	1.50	1.54	1.15	30.6	34.2	0.3	
9		1.34	1.84	1.54	1.46	37.1	14.5	8.8	
10		1.42	1.76	1.55	1.45	23.7	8.8	2.0	
11		1.10	1.41	1.53	1.12	27.8	38.8	1.8	
12		1.10	1.41	1.51	1.11	28.6	38.3	1.5	
13		1.35	1.89	1.56	1.37	40.0	15.6	1.6	
14		1.37	1.88	1.72	1.40	37.0	25.6	1.8	
15		1.16	1.49	1.55	1.16	28.5	33.7	-0.1	
16		1.14	1.50	1.51	1.15	31.5	32.5	0.5	
Valore medio			1.25	1.66	1.57	1.28	32.0	26.3	2.2

Tab.5.2a Confronto tra indice di rischio allo stato attuale ed a seguito di interventi per la direzione X.

Indice di rischio del modello 4L									
Analisi n°	Direzione	α_{SLV}				Differenza %			
		Stato attuale	A	B	C	A	B	C	
			Iniezioni malta	Intonaco armato	Riquadrature				
5	Y	0.94	1.38	1.41	1.51	46.4	49.9	59.7	
6		1.00	1.26	1.21	1.04	25.7	20.7	3.3	
7		0.94	1.61	1.40	1.44	72.3	49.7	54.1	
8		0.99	1.22	1.17	1.19	24.0	18.4	21.1	
17		0.93	1.22	1.19	1.42	32.0	28.9	53.4	
18		0.71	0.91	1.14	1.03	27.9	60.6	45.1	
19		0.90	1.05	0.85	1.18	16.9	-5.0	31.2	
20		0.84	1.28	1.23	1.17	51.8	45.7	39.2	
21		1.05	1.61	1.76	1.39	53.1	66.7	32.0	
22		0.83	1.46	0.97	1.23	74.9	16.7	47.1	
23		0.92	1.18	0.96	1.12	28.9	5.1	21.8	
24		0.96	1.21	1.32	1.04	26.1	36.7	7.6	
Valor medio		0.92	1.28	1.22	1.23	40.0	32.8	34.6	
		α_{SLVmin}				Incremento %			
		0.71	0.91	0.85	1.03	27.9	20.3	45.1	

Tab.5.2b Confronto tra indice di rischio allo stato attuale ed a seguito di interventi per la direzione Y.

5.4.2. Interventi proposti

I risultati di Tab.5.2b mostrano come la strategia di rafforzare la muratura non consenta di ottenere un adeguamento sismico ma soltanto un miglioramento, a differenza delle riquadrature. Sono due le ipotesi prese in considerazione per ottenere l'adeguamento sismico:

1. l'impiego esclusivo di riquadrature in tutte le aperture delle direzione Y. Le riquadrature in questo caso sono composte da coppie affiancate di telai di HEA200 in acciaio S275.
2. Il rafforzamento della muratura tramite iniezioni di malta e congiuntamente l'impiego di 24 riquadrature. Esse vengono installate nelle sole finestre delle pareti esterne, in direzione Y, del piano rialzato e del primo piano. In questo caso le riquadrature sono composte da coppie affiancate di telai di HEA160 in acciaio S235.

1) Inserimento di riquadrature in tutte le aperture di direzione Y.

L' intervento di riquadratura interessa tutte le aperture in direzione Y e viene effettuato con una coppia di telai affiancati composti da profilati HEA200. Le verifiche delle analisi statiche non lineari risultano soddisfatte per entrambi i modelli (Fig.5.18, 5.19). In Tab. 5.3 sono riportati tutti i valori dell'indice di rischio per i due modelli prima e dopo l'intervento di riquadratura. Appare evidente il miglioramento nella sola direzione trasversale Y. La mancanza di incrementi significativi dell'indice di rischio, dunque della capacità della struttura in direzione X, è dovuta ad un'ipotesi di fondo di questo tipo di analisi che mantiene inalterata la forma modale degli spostamenti. Essa a seguito di rotture di elementi, potrebbe invece modificarsi, coinvolgendo in maniera maggiore nella risposta sismica le pareti rafforzate (nel caso di croci murarie integre) della direzione trasversale (Y). Quindi è lecito pensare che questo intervento in qualche misura giovi al comportamento anche nell'altra direzione della struttura.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0.00	1.76	2.72	1.99	0.55	1.71	0.42	1.71	1.459	2.770	3.782
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0.00	2.25	3.11	2.68	0.75	2.41	0.55	2.33	1.118	2.932	3.971
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0.00	1.74	2.58	1.94	0.55	2.27	0.42	2.03	1.405	3.634	4.504
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0.00	2.22	2.97	2.60	0.73	2.59	0.55	2.12	1.152	3.023	3.880
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0.00	1.94	3.08	1.99	0.62	2.24	0.48	1.78	1.506	3.265	3.580
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0.00	2.35	2.44	2.30	0.80	2.00	0.58	1.84	1.036	2.452	3.169
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0.00	1.93	3.16	2.08	0.61	1.53	0.47	1.53	1.442	2.313	3.138
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0.00	2.34	2.82	2.45	0.79	2.40	0.57	2.21	1.193	2.978	3.849
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	107.00	1.77	2.73	1.98	0.55	1.72	0.43	1.72	1.462	2.785	3.802
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-107.00	1.76	2.70	2.01	0.55	1.61	0.42	1.61	1.450	2.623	3.574
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	107.00	2.25	3.13	2.67	0.75	2.52	0.55	2.36	1.123	2.946	3.994
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-107.00	2.25	3.09	2.70	0.75	2.47	0.55	2.23	1.111	2.913	3.940
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	107.00	1.74	2.52	1.92	0.55	2.21	0.42	2.13	1.374	3.544	4.708
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-107.00	1.74	2.56	1.96	0.54	2.33	0.42	1.85	1.398	3.733	4.136
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	107.00	2.22	3.00	2.59	0.74	2.62	0.55	2.23	1.160	3.042	4.070
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-107.00	2.21	2.95	2.61	0.73	2.57	0.55	2.09	1.148	3.011	3.836
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	252.00	1.95	3.43	2.11	0.62	2.05	0.48	2.05	1.419	3.002	4.122
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-252.00	1.99	2.06	2.14	0.64	1.95	0.49	1.61	1.029	2.814	3.194
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	252.00	2.45	3.40	2.55	0.84	1.93	0.59	1.93	1.178	2.294	3.258
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-252.00	2.41	3.58	2.56	0.82	1.76	0.59	1.66	1.171	2.128	2.827
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	252.00	1.92	3.60	2.16	0.60	1.77	0.46	1.77	1.391	2.666	3.646
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-252.00	2.03	9.76	2.44	0.64	2.33	0.49	2.02	1.227	3.218	3.966
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	252.00	2.44	3.88	2.69	0.83	2.18	0.59	2.18	1.116	2.611	3.701
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-252.00	2.36	2.45	2.55	0.79	2.09	0.58	1.98	1.035	2.582	3.430

Legenda colori
 Verificato Non verificato Non converge a p.p. Analisi più gravosa

Fig.5.18 Tabella riepilogativa delle analisi non lineari del modello 4L modificato con le riquadrature.

Indice di rischio dei due modelli allo stato di fatto e dopo l'intervento di riquadratura								
analisi n°	direzione	modello 4L			modello 3L			
		α_{SLV}		differenza %	α_{SLV}		differenza %	
		ante	post		ante	post		
1	X longitudinale	1.42	1.46	2.6	1.07	1.03	-3.0	
2		1.10	1.12	1.8	1.10	1.12	2.3	
3		1.36	1.41	3.5	1.10	1.09	-0.3	
4		1.15	1.15	0.3	1.17	1.18	1.0	
9		1.34	1.46	8.8	1.05	1.04	-1.1	
10		1.42	1.45	2.0	1.04	1.03	-1.2	
11		1.10	1.12	1.8	1.10	1.12	2.1	
12		1.10	1.11	1.5	1.10	1.12	2.0	
13		1.35	1.37	1.6	1.02	1.13	10.9	
14		1.37	1.40	1.8	1.14	1.17	3.0	
15		1.16	1.16	-0.1	1.15	1.15	0.6	
16		1.14	1.15	0.5	1.18	1.18	-0.1	
5		Y trasversale	0.94	1.51	59.7	0.55	1.33	141.5
6			1.00	1.04	3.3	0.58	1.38	136.4
7			0.94	1.44	54.1	0.72	1.26	74.8
8			0.99	1.19	21.1	0.82	1.50	82.3
17	0.93		1.42	53.4	0.48	1.40	193.5	
18	0.71		1.03	45.1	0.60	1.36	126.3	
19	0.90		1.18	31.2	0.53	1.41	167.8	
20	0.84		1.17	39.2	0.80	1.36	70.1	
21	1.05		1.39	32.0	0.55	1.37	150.4	
22	0.83		1.23	47.1	0.64	1.31	104.2	
23	0.92		1.12	21.8	0.63	1.39	120.7	
24	0.96		1.04	7.6	0.89	1.31	47.2	

Tab. 5.3 Indice di vulnerabilità dei modelli 4L e 3L, prima e dopo l'intervento di riquadratura delle aperture, e differenze percentuali.

Per meglio evidenziare i miglioramenti dovuti all'intervento nella direzione Y, per entrambi i modelli sono riportati due grafici a barre dei valori dell'indice di rischio, prima dell'inserimento delle riquadrature (in rosso) e l'incremento successivo (in blu) (Fig. 5.19 e 5.20). I risultati mostrano come in entrambi i casi si abbia un notevole aumento dei valori di α_{SLV} nella direzione Y, pari in media al 34.5% per 4L, al 118% per 3L.

Il valore così elevato per 3L porta a considerare, come accennato in §5.3.3, questo modello sostanzialmente non affidabile per quanto riguarda le analisi pushover, a causa della mesh di calcolo, contenente nodi di dimensioni estremamente estese. Per quanto riguarda l'analisi modale, invece, 3L viene considerato valido perché si ritiene che modelli in maniera sufficientemente corretta le masse e le rigidezze della struttura.

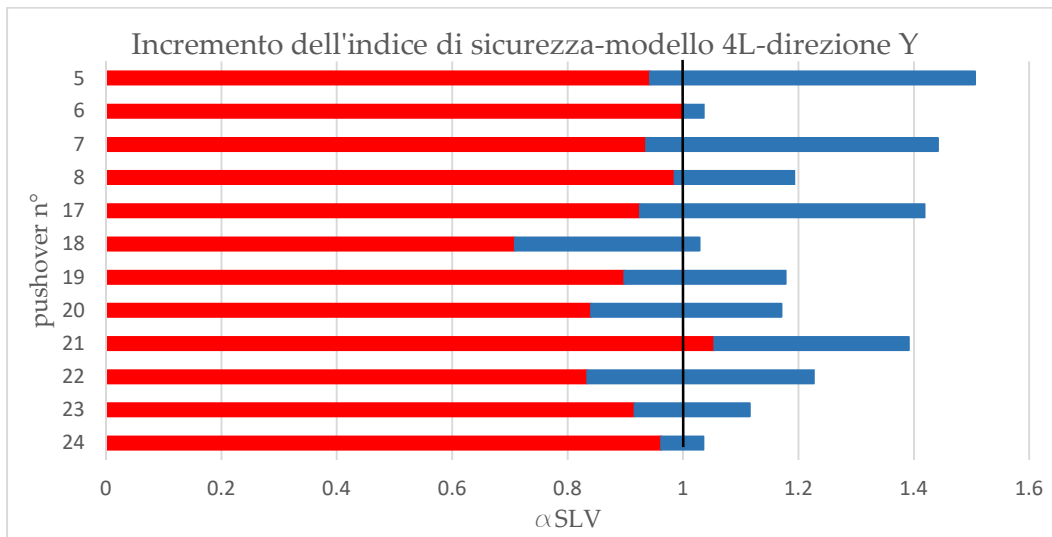


Fig.5.19 Valori di α_{SLV} per il modello 4L senza interventi (barre in rosso) ed incremento di α_{SLV} con la riquadratura (barre in blu).

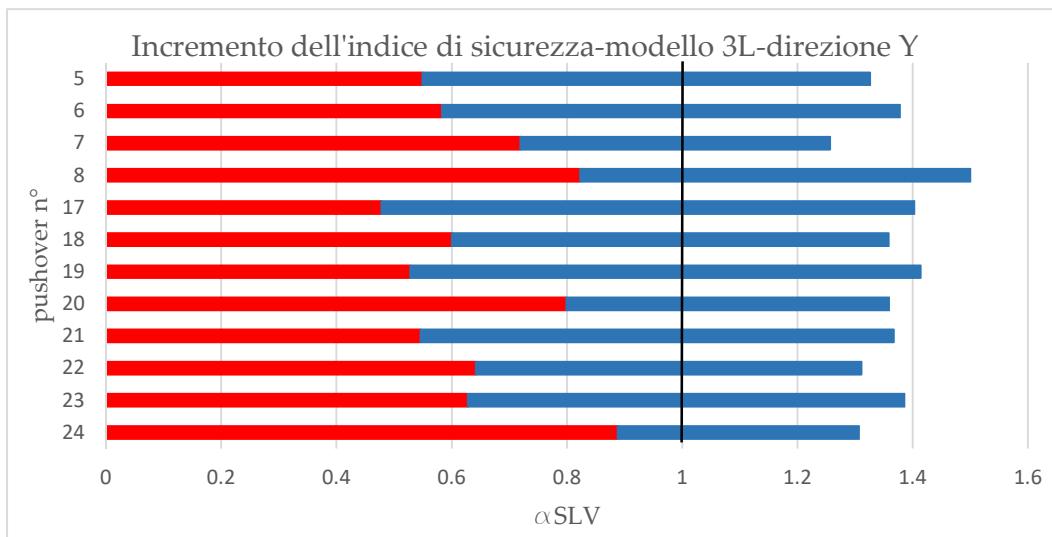


Fig.5.20 Valori di α_{SLV} per il modello 3L senza interventi (barre in rosso) ed incremento di α_{SLV} con la riquadratura (barre in blu).

2) Rafforzamento della muratura ed inserimento di riquadrature nelle finestre più esterne della direzione Y.

Anche la seconda ipotesi di intervento consente di ottenere valori di calcolo che sanciscono l'adeguamento della struttura alle azioni sismiche. È riportata la schermata riassuntiva dei risultati di 3muri in Fig.5.21 dove si legge il valore minimo dell'indice di rischio pari a 1.067.

L'incremento di sicurezza (stimato con α_{SLV}) rispetto alla situazione precedente agli interventi risulta del 50%.

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q ^o SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	α_{SLV}	α_{SLD}	α_{SLO}
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	1,15	2,61	1,56	0,33	1,74	0,26	1,74	1,889	3,893	5,337
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	1,67	3,01	2,10	0,50	1,67	0,38	1,67	1,430	2,863	3,924
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	1,19	2,50	1,50	0,36	1,60	0,27	1,60	1,774	3,518	4,794
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	1,65	3,06	2,01	0,49	2,18	0,38	2,18	1,496	3,678	5,077
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	1,33	1,94	1,67	0,39	1,17	0,30	1,17	1,350	2,531	3,410
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	1,71	2,43	2,02	0,52	1,68	0,40	1,68	1,355	2,819	3,854
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	1,36	2,33	1,67	0,41	1,67	0,31	1,67	1,539	3,345	4,570
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	1,76	3,88	2,15	0,54	3,17	0,41	3,17	1,397	3,664	4,761
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	107,00	1,17	2,63	1,56	0,34	1,53	0,26	1,53	1,877	3,455	4,713
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-107,00	1,20	2,59	1,56	0,36	1,86	0,27	1,86	1,816	3,993	5,478
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	107,00	1,59	3,12	2,12	0,46	1,88	0,35	1,88	1,413	3,325	4,583
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-107,00	1,66	3,06	2,12	0,49	1,78	0,38	1,78	1,417	3,061	4,206
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	107,00	1,22	2,74	1,54	0,36	1,38	0,28	1,38	1,891	3,086	4,184
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-107,00	1,17	2,54	1,50	0,35	1,40	0,27	1,40	1,813	3,184	4,317
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	107,00	1,66	3,02	2,01	0,50	1,65	0,39	1,65	1,496	2,840	3,883
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-107,00	1,63	3,11	2,00	0,49	2,14	0,38	2,14	1,499	3,633	5,013
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	252,00	1,27	2,16	1,71	0,37	1,35	0,28	1,35	1,520	2,956	4,020
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-252,00	1,38	1,81	1,82	0,40	1,00	0,31	1,00	1,240	2,170	2,911
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	252,00	1,67	3,68	2,26	0,49	1,41	0,38	1,41	1,325	2,462	3,364
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-252,00	1,75	1,88	2,04	0,54	1,57	0,41	1,57	1,067	2,598	3,541
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	252,00	1,32	2,66	1,68	0,39	1,50	0,30	1,50	1,767	3,133	4,268
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-252,00	1,37	1,99	1,80	0,40	1,26	0,31	1,26	1,347	2,639	3,578
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	252,00	1,80	4,65	2,40	0,54	1,73	0,41	1,73	1,251	2,785	3,832
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-252,00	1,80	3,32	2,21	0,55	2,23	0,42	2,23	1,359	3,513	4,632

Visualizza dettagli

Inserisci tutto in relazione

Cancela analisi

Piano-Soll

Esc

Legenda colori

- Verificato
- Non verificato
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Fig.5.21 Tabella riepilogativa delle analisi non lineari del modello 4L modificato con il rafforzamento della muratura, con iniezioni di malta, e telai localizzati alle finestre delle pareti esterne in direzione Y.

6. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI

L'impiego di un modello globale per valutare la risposta all'azione sismica di un edificio, come effettuato nel §5 è corretto e giustificato quando la tipologia strutturale e la qualità esecutiva della stessa danno indicazioni di un comportamento unitario della struttura. Nel caso di determinate tipologie strutturali, come le chiese storiche, vari fattori, tra cui le grandi dimensioni dell'aula, l'assenza di una copertura che possa agire da impalcato rigido, la presenza di cappelle laterali, sagrestie ecc, rendono l'edificio un insieme di parti che rispondono indipendentemente le une dalle altre all'azione del sisma e pertanto devono essere analizzati attraverso meccanismi locali.

Analogamente un edificio ordinario in cui le murature non siano ben collegate tra loro attraverso le croci murarie, i solai non ben ammortati alle murature, le catene o altri elementi di collegamento assenti, può presentare, a seguito di un sisma, danni dovuti a meccanismi che si sviluppano su una porzione della struttura perché non si riesce a garantire un comportamento globale che possa attingere a tutta la capacità di resistenza e duttilità della struttura.

Il presupposto perché si verifichino i meccanismi locali è che la muratura sia di qualità tale da garantire una certa monoliticità, se così non fosse il sisma provocherebbe la disgregazione della muratura non consentendo né un comportamento locale né tantomeno globale.

Nel caso della scuola in esame, non avendo conoscenza certa della presenza di cordoli, capaci di tenere efficacemente insieme le pareti della struttura, si indaga il comportamento di eventuali meccanismi locali, ipotizzando l'assenza di tali elementi strutturali.

6.1. I principi

Il metodo utilizzato per l'analisi dei meccanismi locali è l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico (trattato nel § C8A delle istruzioni alle NTC08). Questo approccio schematizza la parte strutturale oggetto di studio in uno o più blocchi rigidi che possono dar luogo a meccanismi di collasso, scelti i quali si valutano le azioni orizzontali in grado di attivarli. La scelta del tipo di meccanismo può avvenire sulla base del comportamento noto di strutture analoghe o anche sulla base di indicazioni provenienti dal rilievo dell'opera quali i quadri fessurativi e la presenza di elementi atti a favorire o impedire determinati meccanismi.

Le ipotesi generalmente impiegate nell'applicazione del metodo di analisi sono:

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

Per considerazioni più accurate possono essere rimosse le ipotesi di resistenza infinita a compressione ed assenza di scorrimento tra blocchi ed inoltre vanno considerate le catene eventualmente presenti e le connessioni tra le pareti.

La capacità sismica nei confronti di un meccanismo locale si può esprimere in termini di resistenza, se si effettua un'analisi cinematica lineare, o in termini di spostamento, nell'analisi cinematica non lineare.

6.2. Analisi cinematica lineare

Per l'analisi cinematica lineare si effettuano i seguenti passi:

- scelta di tutti i meccanismi che si ritengono significativi;

- per ogni meccanismo da verificare si trasforma la parte della struttura oggetto di studio in un sistema labile (catena cinematica);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi (α_0), che comporta l'attivazione del meccanismo, ed è definito come il rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti;
- valutazione dell'accelerazione spettrale dell'oscillatore semplice equivalente che attiva il meccanismo a_0^* .

Il moltiplicatore α_0 si valuta attraverso il Principio dei Lavori Virtuali eguagliando il lavoro virtuale delle forze esterne a quello delle forze interne:

$$L_{ve} = L_{vi} \quad (6.1)$$

con la seguente formula riportata in normativa:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{i=1}^n F_h \delta_h = L_{vi} \quad (6.2)$$

dove:

- P_i è la forza peso del singolo blocco applicata nel proprio baricentro;
- P_j è la generica forza peso, non applicata direttamente sui blocchi, che per effetto del sisma genera una forza orizzontale;
- F_h è la generica forza esterna applicata sui blocchi;
- $\delta_{x,i}$, $\delta_{x,j}$, δ_{iesi} , δ_{hi} , sono gli spostamenti virtuali;
- L_{vi} è il lavoro virtuale delle forze interne che nel caso di assenza di scorrimenti tra i blocchi è nullo.

Allo stesso risultato del Principio dei Lavori Virtuali si può giungere attraverso una verifica al ribaltamento per azioni orizzontali crescenti.

Si considera il meccanismo come una forma modale e si passa dal moltiplicatore delle azioni orizzontali α_0 all'accelerazione spettrale di

attivazione del meccanismo a_0^* attraverso la massa partecipante al cinematismo M^* :

$$M^* = \frac{(\sum_i P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_i P_i \cdot \delta_{x,i}^2} \quad (6.3)$$

secondo la formula seguente:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \quad (6.4)$$

dove:

- ◆ FC è il fattore di confidenza (va utilizzato sempre quello del LC1);
- ◆ e^* è la frazione di massa partecipante $e^* = \frac{M^*}{\sum_i M_i'}$

L'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il cinematismo deve essere confrontata con l'accelerazione attesa in base allo stato limite considerato.

Le verifiche da effettuare per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) sono espresse dalle due seguenti espressioni:

a) nel caso di macroelemento poggiato a terra,

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} \quad (6.5)$$

b) nel caso di macroelemento posizionato ad una quota Z sull'altezza complessiva H

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad (6.6)$$

dove:

- ◆ $a_g(P_{VR})$ è la massima accelerazione al suolo per lo stato limite ed il periodo di riferimento considerati;
- ◆ S è il coefficiente che tiene in considerazione topografia e stratigrafia, già trattato in § 2.1.2;

- ◆ q è il fattore di struttura e può essere assunto pari a 2;
- ◆ $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico delle NTC riferito al periodo del primo modo di vibrare della struttura;
- ◆ $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrare nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità dell'edificio, in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z) = \frac{Z}{H}$;
- ◆ γ è il coefficiente di partecipazione modale corrispondente al modo di vibrare (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = \frac{3N}{(2N+1)}$, con N numero di piani dell'edificio).
- ◆ T_1 può essere calcolato in via approssimata con la formula $T_1 = C_1 H^{3/4}$ e dove C_1 assume il valore di 0.050.

6.3. Analisi cinematica non lineare

Per l'applicazione dell'analisi cinematica non lineare, che definisce il confronto tra domanda e capacità in termini di spostamento, è necessario costruire una curva di capacità. Sfruttando il Principio dei Lavori Virtuali si valuta il moltiplicatore dei carichi orizzontali α , oltre che per l'attivazione del cinematismo (α_0), in successive configurazioni variate della catena cinematica e lo si rappresenta in funzione dello spostamento orizzontale di un punto di controllo d_k . Se le forze ed i volumi in campo rimangono costanti la curva risulta lineare (il moltiplicatore α diminuisce linearmente all'aumentare dello spostamento del punto di riferimento d_k). In corrispondenza di $\alpha=0$ (sistema incapace di sopportare forze sismiche) si ottiene il massimo spostamento orizzontale del punto di controllo denominato con $d_{k,0}$.

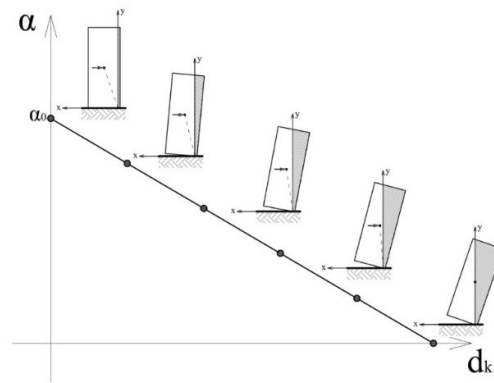


Fig.6.1 Curva di capacità per il meccanismo ribaltante un blocco monolitico

Il passo successivo è la trasformazione della curva di capacità moltiplicatore-spostamento $(\alpha-d_k)$ nella curva di capacità dell'oscillatore elementare equivalente che riporta in ascisse lo spostamento spettrale d^* ed in ordinate l'accelerazione spettrale a^* . A tale scopo vengono utilizzate la (6.4) e le seguenti relazioni:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}} \quad (6.7)$$

$$a^* = a_0^* \left(1 - \frac{d^*}{d_0^*}\right) \quad (6.8)$$

La curva di capacità spettrale costruita serve per le verifiche. Si assume come spostamento ultimo d_u^* il 40% di quello che comporta l'annullamento della capacità (d_0^*). Viene poi definita una rigidità secante convenzionale per un valore d_s^* pari al 40% di d_u^* come mostrato in Fig.6.2.

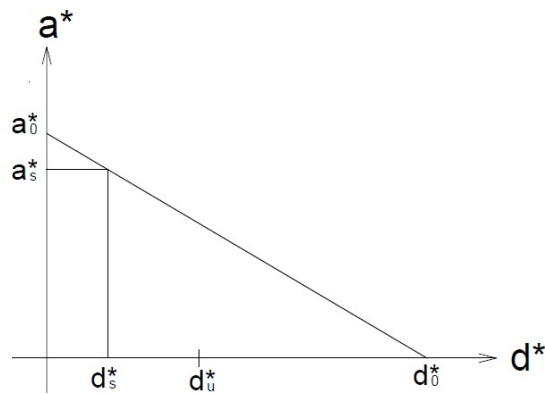


Fig. 6.2 Curva di capacità spettrale

Il periodo secante T_s assume il valore:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} \quad (6.9)$$

La verifica consiste nel controllare che la capacità in spostamento d_u^* sia maggiore della richiesta di spostamento secondo le seguenti espressioni:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) \quad (6.10)$$

$$d_u^* \geq \frac{S_{De}(T_s) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \cdot \frac{T_s}{T_1}}} \quad (6.11)$$

dove S_{De} è il valore di spostamento dello spettro elastico (Fig.1.14) per il periodo T_s e gli altri simboli sono già stati definiti in precedenza nel capitolo.

La (6.10) vale per un macroelemento poggiato al suolo, mentre per uno posizionato alla quota Z è necessario verificare anche la (6.11).

6.4. Meccanismi locali analizzati

Per la scuola si ipotizza la possibilità che si verifichino meccanismi di ribaltamento semplice di parete e flessione verticale. La simmetria rispetto all'asse centrale del lato lungo della scuola consente di trascurare la verifica su

alcune pareti che sono uguali. Le pareti considerate sono quelle campite nelle figure successive. Le verifiche effettuate per ogni parete sono quelle dell'analisi cinematica lineare con le formule (6.5), (6.6). Sono stati impiegati il programma 3muri, che possiede un modulo di calcolo dedicato, ed il foglio di calcolo CINE_1.0.4 sviluppato appositamente da ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica).







PARETE 1	
PARETE 2	
PARETE 3	
PARETE 4	
PARETE 5	
PARETE 6	

Fig.6.3. Leggenda numerazione pareti.

PROSPETTO C

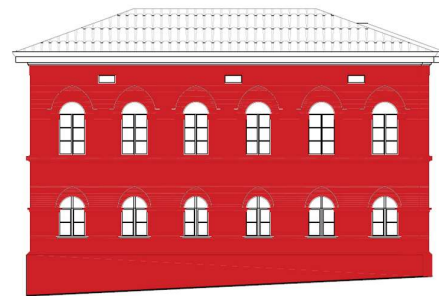


Fig. 6.4 Prospetto C coincidente con la parete 4.

PROSPETTO A

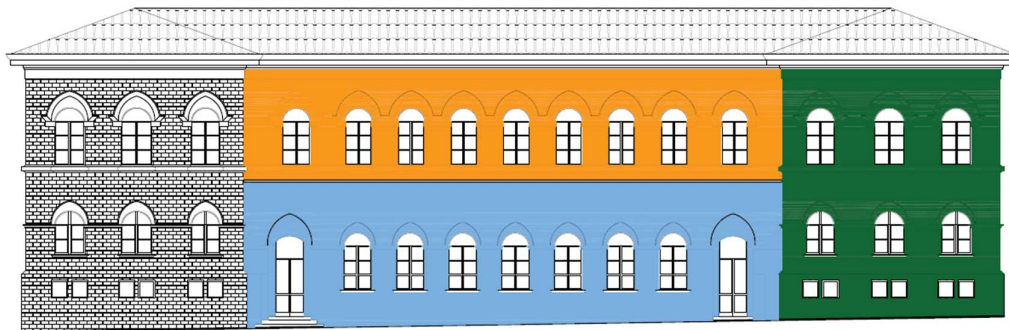


Fig. 6.5 Pareti considerate nel prospetto A.

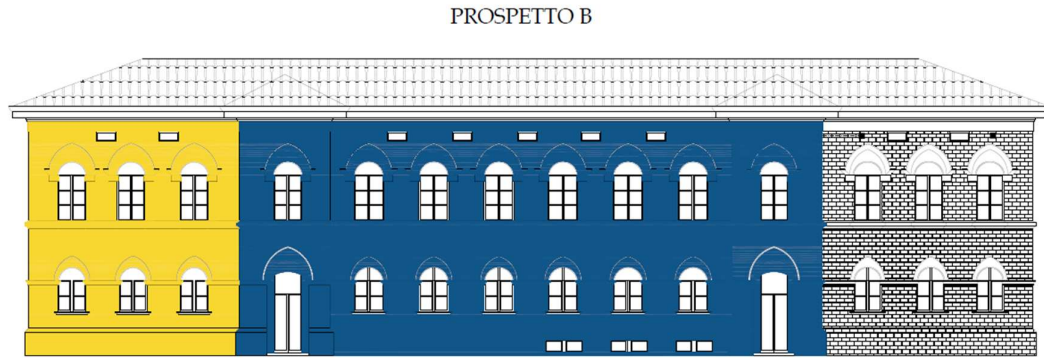


Fig. 6.6 Pareti considerate nel prospetto B.

6.4.1. Ribaltamento semplice di parete

Il meccanismo consiste in una rotazione rigida di una facciata rispetto ad una cerniera cilindrica posta alla base della parete.

Le condizioni che favoriscono il meccanismo sono:

- assenza di vincolo in sommità;
- cattiva qualità del collegamento con le pareti ortogonali;
- assenza di cordoli di piano e catene;
- orizzontamenti flessibili e mal collegati.

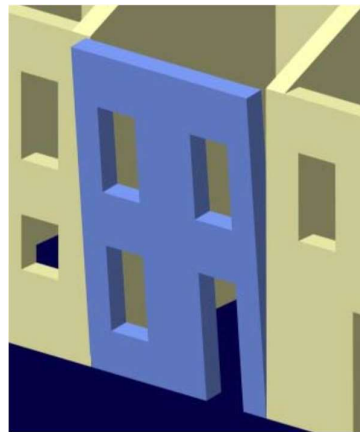


Fig.6.7a Schema di ribaltamento



Fig.6.7b Ribaltamento di parete

Un classico rimedio alla rotazione della facciata è l'apposizione di catene, su uno o più livelli, atte a bloccare il meccanismo tramite un'azione di trattenimento.

6.4.2. Flessione verticale

Il meccanismo consiste nella rotazione di due blocchi della parete attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale.

Le condizioni che favoriscono il meccanismo sono:

- trattenimento efficace in testa alla parete;
- carenza di collegamento alle pareti trasversali;
- orizzontamenti intermedi mal collegati.

Viene ipotizzato questo meccanismo in seguito all'impiego di catene al livello dell'ultimo impalcato della parete.

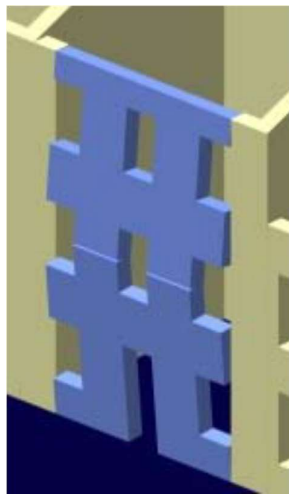


Fig.6.8a Schema di flessione verticale



Fig.6.8b Flessione verticale di parete

6.5. Risultati

Il foglio Excel CINE 1.0.4. provvede ad effettuare l'equilibrio tra le forze che attivano il cinematismo e quelle che lo impediscono, calcolando il moltiplicatore α_0 e trasformandolo poi nel valore di accelerazione spettrale a_0^* .

Per far ciò in fase input vanno inseriti:

- dati sulla geometria della parete considerata;
- i carichi agenti;
- il valore dell'arretramento della cerniera.

L'arretramento delle cerniere t , dovuto allo schiacciamento per rottura a compressione della muratura è calcolato con la seguente formula:

$$t = \frac{\sum_i W_i}{3 \sigma_r l} \quad (6.12)$$

dove:

- ♦ W_i sono tutti i carichi applicati alla parete calcolati utilizzando i coefficienti della combinazione sismica (coefficienti dei carichi permanenti unitari e coefficiente ψ_2 dei carichi antropici pari a 0.6);
- ♦ l è la distanza della cerniera dal bordo della muratura;
- ♦ σ_r è la tensione di rottura della muratura ed è calcolata dividendo la resistenza a compressione media per il fattore di confidenza ed il coefficiente γ_m che si pone pari a 2 per le analisi sismiche:

$$\sigma_r = \frac{f_m}{FC \gamma_m} \quad (6.13)$$

Per il caso di studio $\sigma_r=0.74$ Mpa e l'arretramento risultante per ogni parete è riassunto nella seguente tabella.

Parete n°	1	2	3	4	5	6
Arretramento (cm)	10.52	6.70	14.41	15.96	15.80	15.07

Tab. 6.1 Valori di arretramento della cerniera.

Il software 3Muri ricava direttamente la geometria e le caratteristiche meccaniche della parete dal modello impiegato per l'analisi globale. È necessario invece applicare i carichi agenti sulla parete che possono essere puntuali o distribuiti. La parte della struttura interessata dal meccanismo viene scelta dall'utente selezionandola grazie all'aiuto di strumenti CAD, vanno inseriti poi i vincoli di cerniera esterna, cerniera interna o appoggio a seconda dei casi ed i carichi. Infine il programma procede a calcolando il valore di accelerazione spettrale a_0^* del meccanismo.

Le verifiche effettuate con i due strumenti, pur non generando valori identici, come atteso, hanno restituito risultati concordi per le verifiche sia nel caso del ribaltamento monolitico che di flessione verticale.

Tutte le pareti mostrano uno stesso comportamento:

- il meccanismo di ribaltamento si attiva per l'azione sismica di progetto;
- vincolando la parete al livello dell'ultimo solaio si previene sia il meccanismo di ribaltamento che il meccanismo di flessione verticale.

Di seguito si riportano i risultati per tutte le pareti considerate attraverso tabelle in cui sono riportati i valori di accelerazione spettrale a_0^* che rappresentano la domanda e la capacità nei riguardi dei meccanismi di ribaltamento e flessione verticale. Nelle stesse tabelle sono riportati il numero di catene, ed il tiro di ognuna, necessarie ad impedire il ribaltamento. A titolo d'esempio per le pareti 1 e 6 sono riportati dettagli da 3muri e da CINE.

Il dimensionamento delle catene è riportato nel §7.2

Parete 1

Ribaltamento monolitico di parete.

Le figura 6.9a mostra la parete con la cerniera cilindrica alla base (linea verde spessa) ed il carico distribuito proveniente dal solaio (linea verde più sottile).

La figura 6.9b mostra la finestra d’inserimento del carico.

Le figure 6.9c e 6.9d mostrano rispettivamente i parametri del calcolo ed i risultati della verifica.

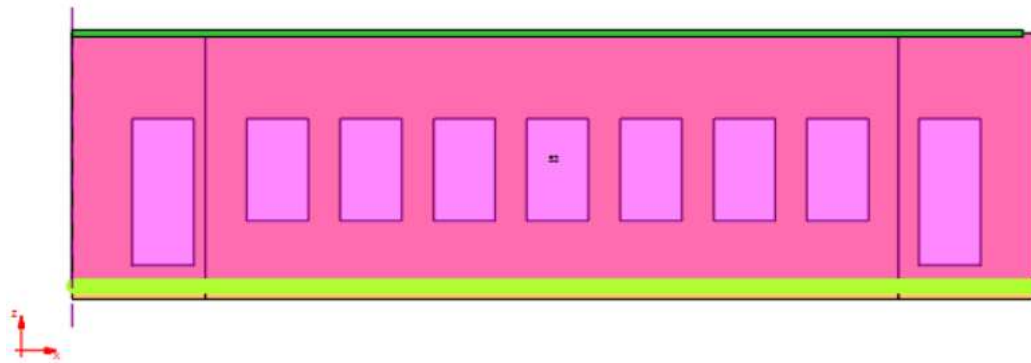


Fig. 6.9a Parete 1, meccanismo di ribaltamento, la linea in basso rappresenta la cerniera cilindrica, quella in alto i carichi.

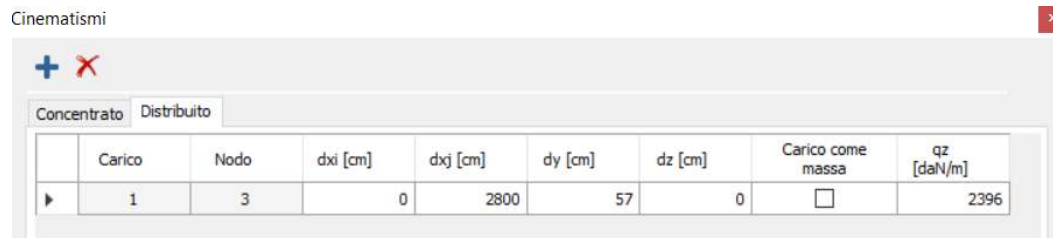


Fig. 6.9.b Carico della parete

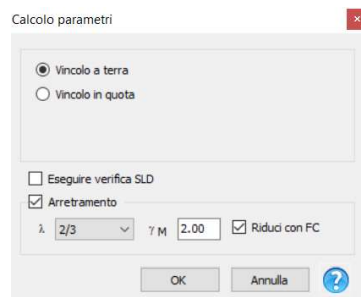


Fig. 6.9.c Parametri del calcolo

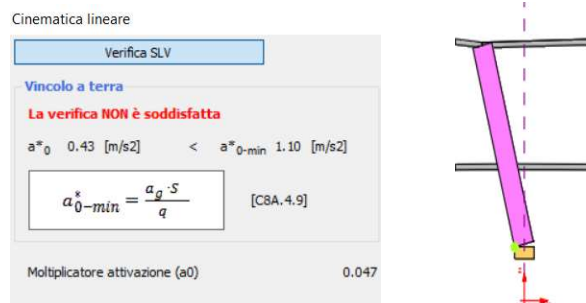


Fig. 6.9.d Risultato della verifica, la parete ribalta

Flessione verticale

La figura 6.10 mostra in basso la linea della cerniera cilindrica, in mezzo alla parete la linea che rappresenta la cerniera interna ed in sommità la linea gialla che rappresenta un vincolo d'appoggio e quella verde il carico distribuito applicato. La figura 9.11 mostr i risultati della verifica.

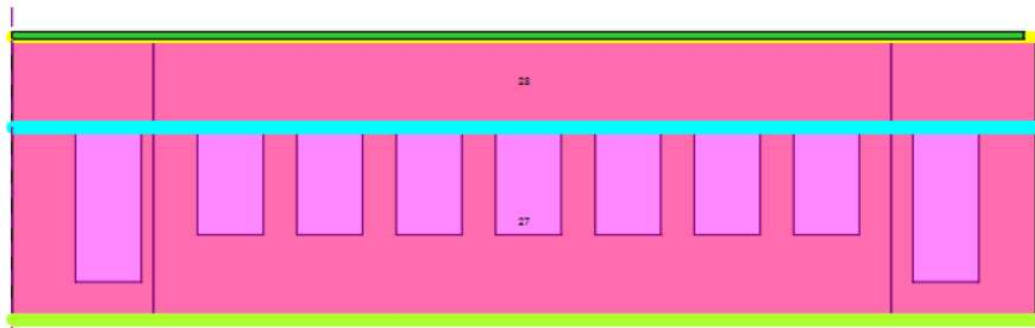


Fig. 6.10a Parete 1, flessione verticale,

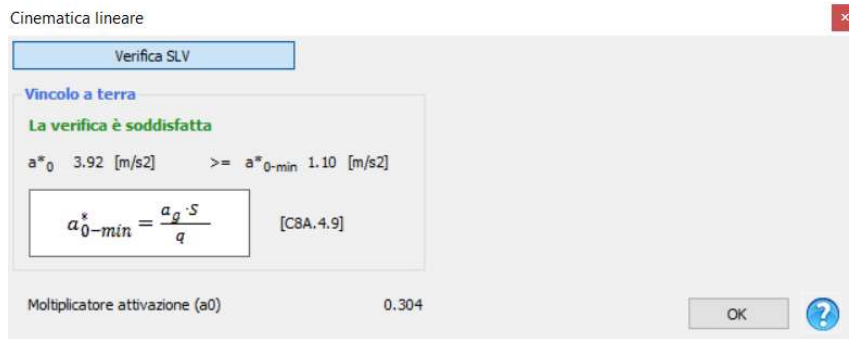


Fig. 6.10b Parete 1, flessione verticale, risultati della verifica

Parete 1					
Meccanismi	<i>Domanda</i>	<i>Capacità</i>			
	$a^*_{0min} (m/s^2)$	$a^*_0 (m/s^2)$			
		Stato di fatto		Con catene	
				n°	4
		CINE	3muri	CINE	3muri
Ribaltamento	1.1	0.55	0.43	1.20	
Flessione verticale	1.1			2.81	3.92

Tab. 6.2 Riepilogo delle verifiche per la parete 1(in verde le verifiche superate)

Parete 2

Parete 2					
Meccanismi	<i>Domanda</i>	<i>Capacità</i>			
	$a^*_{0min} (m/s^2)$	$a^*_0 (m/s^2)$			
		Stato di fatto		Con catene	
				n°	4
				tiro(kN)	45
		CINE	3muri	CINE	3muri
Ribaltamento	1.62	0.81	0.57	2.	
Flessione verticale	1.62			2.5	2.84

Tab. 6.3 Riepilogo delle verifiche per la parete 2(in verde le verifiche superate)

Parete 3

Parete 3					
Meccanismi	<i>Domanda</i>	<i>Capacità</i>			
	$a^*_{0min} (m/s^2)$	$a^*_0 (m/s^2)$			
		Stato di fatto		Con catene	
				n°	2
				tiro(kN)	40
		CINE	3muri	CINE	3muri
Ribaltamento	1.1	0.52	0.58	1.26	
Flessione verticale	1.1			1.48	1.1

Tab. 6.4 Riepilogo delle verifiche per la parete 3(in verde le verifiche superate)

Parete 4

Parete 4					
Meccanismi	<i>Domanda</i>	<i>Capacità</i>			
	$a^*_{0min} (m/s^2)$	$a^*_0 (m/s^2)$			
		Stato di fatto		Con catene	
				n°	3
				tiro(kN)	45
		CINE	3muri	CINE	3muri
Ribaltamento	1.1	0.50	0.35	1.24	
Flessione verticale	1.1			1.58	1.1

Tab. 6.5 Riepilogo delle verifiche per la parete 4(in verde le verifiche superate)

Parete 5

Parete 5					
Meccanismi	Domanda	Capacità			
	a^*_{0min} (m/s ²)	a^*_0 (m/s ²)			
		Stato di fatto		Con catene	
				n°	2
				tiro(kN)	40
		CINE	3muri	CINE	3muri
Ribaltamento	1.1	0.5	0.76	1.16	
Flessione verticale	1.1			1.51	1.6

Tab. 6.6 Riepilogo delle verifiche per la parete 5(in verde le verifiche superate)

Parete 6

Le tabelle seguenti sono del ribaltamento monolitico di parete senza tiranti.

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					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	0.25	1.15	29.00	25.40	29.00	20.0	0.151
2	1.00	4.00	29.00	12.20	29.00	20.0	0.151
3	1.00	4.50	29.00	12.20	29.00	20.0	0.151
4	1.30	1.30	29.00	29.00	29.00	20.0	0.151
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	0.95	1.40	0.63			0.70	
2	0.95	4.50	0.63			2.09	
3	0.75	4.50	0.50			1.84	
4	0.75	1.30	0.50			0.65	

Tab. 6.7 Geometria parete CINE.

I dati geometrici sono stati inseriti con riferimento alla Fig.6.9.

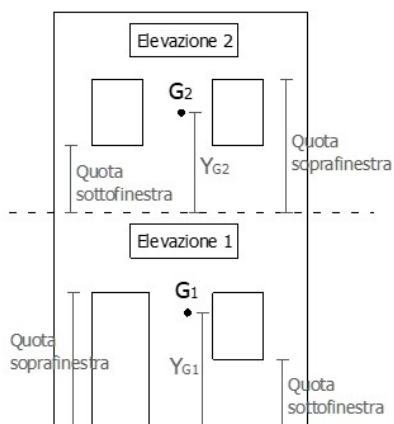


Fig. 6.9 Grandezze geometriche CINE.

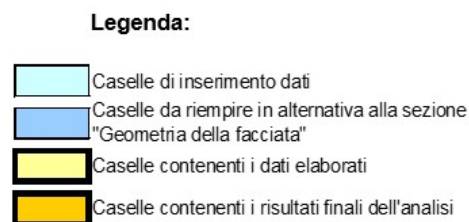


Fig 6.10 Leggenda dei colori CINE.

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 PS_i [kN]	Spinta statica della copertura PH [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo FVi [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo FHi [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo Ti [kN]
1	709.8						
2	1521.9		495.0				
3	1075.5		294.0				
4	565.5		239.0				

Tab. 6.8 Azioni parete CINE.

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	1117.8	432.0	0.0	0.0
4 - 3 - 2	882.8	432.0	0.0	0.0
4 - 3	379.1	189.7	0.0	0.0
	130.6	85.1	0.0	0.0

Tab. 6.9 Momento delle azioni stabilizzanti CINE.

Nel caso di presenza di catene esse contribuiscono alle azioni stabilizzanti con un contributo nell'ultima colonna della tabella 6.9.

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	20385.5	8774.4	0.0	0.0	0.0
4 - 3 - 2	15460.6	7335.2	0.0	0.0	0.0
4 - 3	4891.2	2709.2	0.0	0.0	0.0
4	367.6	310.7	0.0	0.0	0.0

Tab. 6.10 Momento delle azioni ribaltanti CINE.

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha 0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a0* [m/sec2]
4 - 3 - 2 - 1	0.053	1.35	370.195	0.741	0.510
4 - 3 - 2	0.058		327.490	0.767	0.535
4 - 3	0.075		180.446	0.814	0.651
4	0.318		72.953	0.890	2.533

Tab. 6.11 Risultati ribaltamento semplice CINE

Parete 6					
Meccanismi	Domanda	Capacità			
	a* _{0min} (m/s ²)	a* ₀ (m/s ²)			
		Stato di fatto		Con catene	
				n°	4
		tiro(kN)	45		
		CINE	3muri	CINE	3muri
Ribaltamento	1.1	0.51	0.74	1.18	
Flessione verticale	1.1			1.61	1.71

Tab. 6.12 Riepilogo delle verifiche per la parete 1(in verde le verifiche superate)

7. INTERVENTI

Gli interventi proposti mirano ad adeguare la struttura alle azioni sismiche, previste dalla normativa vigente (NTC08), sia per quanto riguarda il comportamento globale, sia per prevenire i meccanismi locali. Gli interventi proposti per ottenere l'adeguamento a livello globale (cfr. §5.4.2) possono essere la riquadrature di tutte le aperture in direzione Y o l'iniezione di malta nelle murature unita al posizionamento di alcune riquadrature lungo Y. L'intervento per ottenere l'adeguamento nei riguardi dei meccanismi locale è l'inserimento di catene al livello dell'ultimo solaio.

7.1. Riquadrature delle aperture

La riquadratura delle aperture risulta necessaria nel solo lato corto della struttura. Si propone di effettuare tale intervento con una coppia di telai affiancati, costituiti da profilati HEA 200 in acciaio S275 e collegati tra di loro attraverso barre filettate ad intervallo regolare lungo l'anima. L'intervento deve avvenire sulle finestre del piano rialzato e del primo piano; esse internamente si presentano ampie e rettangolari, non seguendo la forma ad arco che hanno nel paramento esterno (Fig. 7.1)



Fig. 7.1 Finestre in un aula d'angolo al piano rialzato.

La forma svasata dei maschi murari rende necessari dei tagli per poter inserire al meglio le riquadrature. La presenza di un traverso del telaio al livello del piano di calpestio, si ritiene che non debba causare particolari problemi, non essendo zone di transito quelle interessate.

Lo stesso intervento va effettuato, nella stessa direzione, anche nelle aperture costituite dalle porte e dai passaggi dei corridoi. Per esse l'ingombro del corrente inferiore risulterebbe molto problematico risultando causa d'inciampo, per questo motivo inferiormente viene prevista una piastra di collegamento che funga da tirante e puntone da alloggiare nello spessore del pavimento, o eventualmente in quello del massetto.

In entrambi i casi l'unione ai muri adiacenti viene ipotizzata attraverso l'impiego di tasselli chimici o ad espansione, ubicati a varie altezze e bullonati alle ali esterne delle colonne. La stessa metodologia è stata pensata per collegare i telai anche superiormente ed inferiormente. Per quanto riguarda le finestre che si trovano perfettamente sovrapposte si è considerata la possibilità di unire i telai dei due livelli attraverso barre passanti (Fig. 7.13).

I profilati HEA 200 hanno un peso unitario di 42.3 kg/m. Al fine di agevolarne il trasporto ed il montaggio, i telai vengono divisi in due parti, costituite da un montante e due tronconi dei traversi saldati al montante. L'unione viene effettuata in mezzera dove per carichi orizzontali sismici il momento risulta nullo.

7.1.1. Azioni sollecitanti i telai.

Il profilato di cui sono costituiti i telai è HE 200 A in acciaio S275e le cui dimensioni della sezione sono riportate in Fig. 7.2.

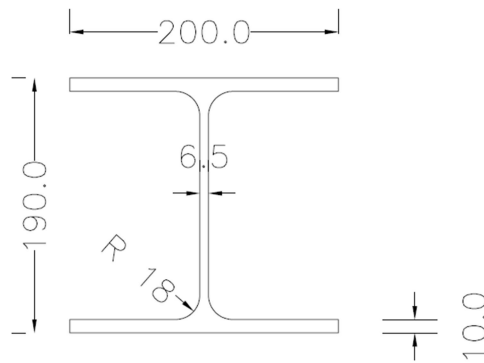


Fig.7.2 Dimensioni del profilato HE 200 A

Questi profilati rientrano nella Classe 2. dell' EC3. Il rapporto massimo larghezza-spessore per elementi compressi di questa classe, con riferimento alla Fig.7.3, deve essere:

$$\frac{c}{t_f} \leq 11 \epsilon \quad (7.1)$$

dove $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$, con $f_y=275$ MPa, $\epsilon = 0.92$ e la disuguaglianza risulta $10 < 10.12$

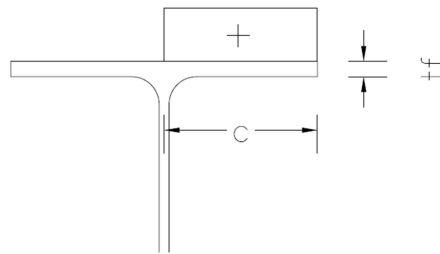


Fig.7.3 Tensioni di compressione nell'ala.

Per sezioni di classe 2 si può attingere alle risorse plastiche del materiale ed il momento resistente risulta quello plastico espresso da:

$$M_{rd} = \frac{W_p f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (7.2)$$

dove:

- ◆ W_p è il modulo resistente plastico della sezione, paria a 429.5 cm³;
- ◆ f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica, pari a 275 MPa;

- ◆ γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio, pari a 1.1 secondo EC3.

Risulta un momento resistente $M_{rd}=107.3$ kN.

Si dimensionano le unioni in riferimento ai telai delle finestre, che risultano i più grandi tra quelli da realizzare.

Lo schema di calcolo delle sollecitazioni dovute al sisma è riportato nella Fig. 7.4. Si immagina il telaio vincolato isostaticamente ed una forza orizzontale capace di sollecitare le aste fino al loro momento resistente M_{rd} . Il valore del taglio considerato è quello in equilibrio con M_{rd} e vale $T_{ed}=84.7$ kN.

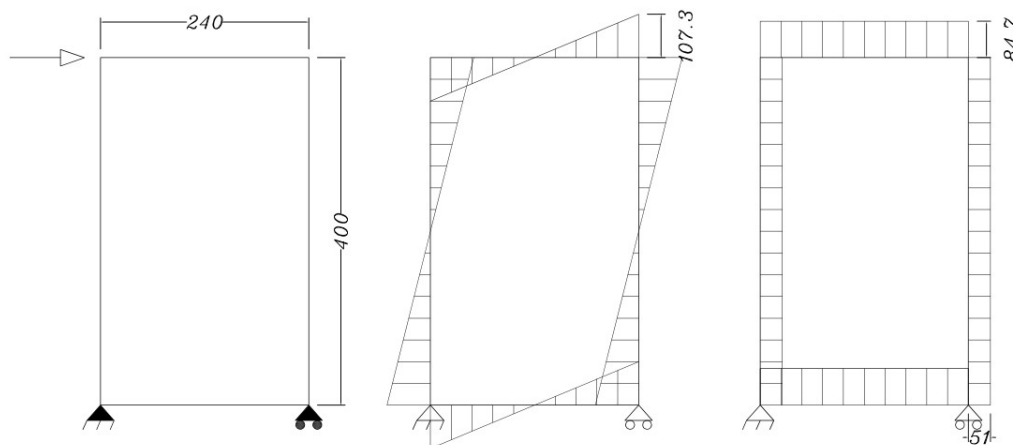


Fig. 7.4 Schema di calcolo delle azioni dovute al sisma e sollecitazioni M e T.

Dallo schema di Fig. 7.4 si vede come la sezione di mezzzeria dei traversi abbia momento nullo; viene comunque prevista una sollecitazione flettente dovuta ai carichi del solaio soprastante, nel caso che agiscano su uno solo dei due telai.

Il valore di questo carico uniformemente distribuito si ricava applicando i coefficienti della combinazione fondamentale ai carichi di § 2.4. L'area d'influenza si estende per 3.5 m. Il carico unitario risulta $q_{slu}=(1.3*3.1+1.5*3)$ kN/m² *3.5m= 27.7 kNm. Il momento massimo agente in mezzzeria vale $M_{EDslu}=13.4$ kNm come riportato in Fig.7.5.

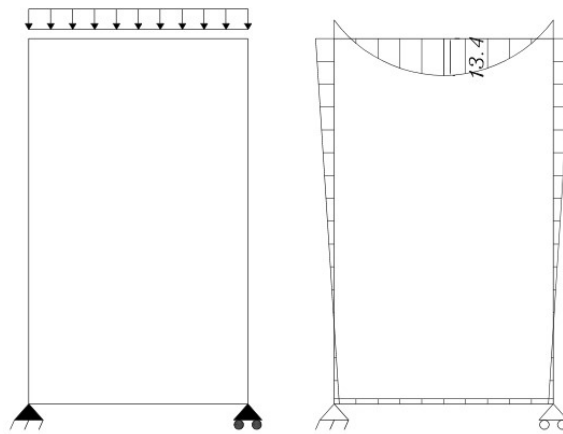


Fig.7.5.Schema di calcolo delle azioni dovute al solaio soprastante e sollecitazioni M.

7.1.2. Unione trasverso-montante

L'unione trasverso montante del telaio viene realizzata in officina tramite saldature a cordone d'angolo. Le dimensioni dei cordoni sono riportate nella vista di Fig.7.6. Le dimensioni delle corrispondenti sezioni di gola (a), impiegate per le verifiche, si ricavano da quelle di Fig. 7.6 dividendole per $\sqrt{2}$. a causa della geometria del cordone(Fig. 7.7).

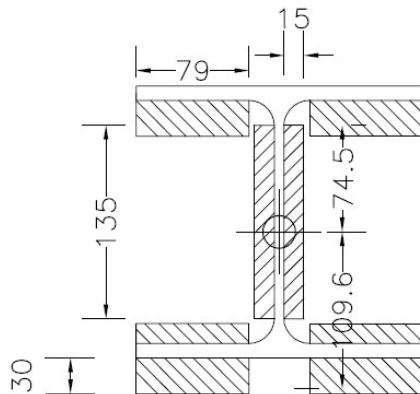


Fig.7.6 Dimensione dei cordoni di saldatura

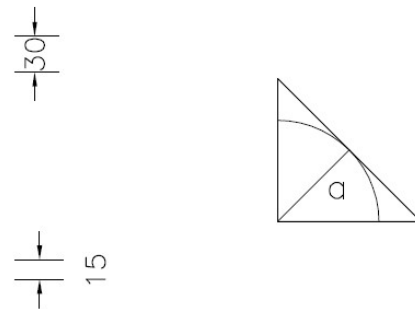


Fig.7.7 Sezione tipo del cordone.

Dopo aver individuato il baricentro delle saldature, che si trova ad 88.4 mm dal lembo inferiore della sezione, si calcola il momento d'inerzia delle saldature per poter calcolare la tensione agente nei punti A e B (Fig.7.8).

Il taglio sollecitante $T_{ed}= 84.7$ kN è trasmesso interamente dai cordoni di saldatura dell'anima della trave. Il momento sollecitante $M_{ed}=107.3$ kNm è trasmesso per la maggior parte dai cordoni adiacenti le ali, ma danno un contributo anche i due cordoni adiacenti l'anima.

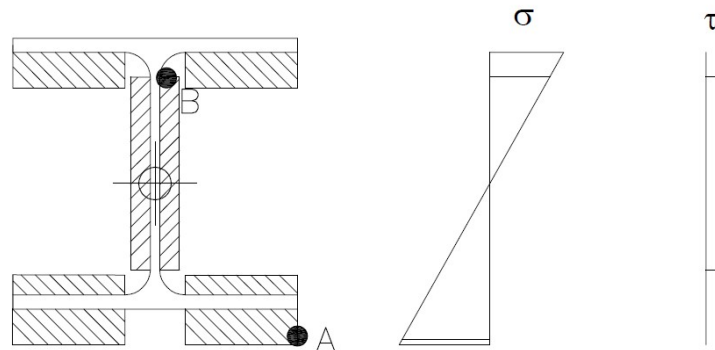


Fig. 7.8 Punti di massima sollecitazione e distribuzione delle tensioni nei cordoni di saldatura.

Il valore massimo di tensione normale alla sezione di gola ribaltata (σ) lo si trova nel punto A, che presenta la massima distanza dal baricentro delle saldature, pari a $d_A=109.6$ mm. La σ si calcola tramite la seguente formula:

$$\sigma = \frac{M_{ed} d}{I_x} \quad (7.3)$$

dove il momento d'inerzia delle saldature è $I_x=6375.2$ cm⁴.

Il valore della tensione risulta $\sigma_A=184.5$ MPa.

La formula di verifica è la seguente:

$$\sqrt{\sigma^2} < \beta_1 f_{yk} \quad (7.4)$$

dove:

- ◆ β_1 è pari a 0.7 per acciaio S275;
- ◆ f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento, pari a 275 MPa.

La (7.4) assume i seguenti valori numerici $184.5 < 192.5$ MPa risultando verificata.

Il punto B è soggetto a tensione tangenziale τ parallela al cordone e contemporaneamente a sollecitazione normale σ_B .

La τ si trova dividendo T_{ed} per l'area dei cordoni dell'anima ($A_\tau = 2863 \text{ mm}^2$), ne risulta $\tau = 29.6 \text{ MPa}$; tramite la (7.2) si trova $\sigma_B = 125.4 \text{ MPa}$

La verifica è espressa dalla seguente formula:

$$\sqrt{\sigma^2 + \tau^2} < \beta_1 f_{yk} \quad (7.5)$$

La (7.5) assume i seguenti valori numerici $128.8 < 192.5 \text{ MPa}$ risultando verificata.

Per quanto riguarda il montante sono previsti piatti di continuità dello stesso spessore delle ali delle travi e si controlla l'eventuale necessità di un irrigidimento del nodo per taglio.

La resistenza dell'anima a taglio è data da:

$$V_{wrd} = \frac{0.9 f_{yw} A_{VC}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (7.6)$$

dove:

- ◆ f_{yw} è la tensione di snervamento dell'anima della colonna (275 MPa);
- ◆ A_{VC} è area resistente al taglio data da $A_{VC} = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f$ con i significati dei simboli: A, area della sezione; b, larghezza dell'ala; t_f spessore dell'ala; t_w spessore dell'anima; r, raggio del raccordo ala-anima. Essa assume il valore $A_{VC} = 18.05 \text{ cm}^2$;
- ◆ γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio, pari a 1.1 secondo EC3

Tale resistenza assume il valore $V_{wrd} = 234.5 \text{ kN}$

La resistenza a taglio non è sufficiente perché, in riferimento alla Fig.7.9, l'azione tagliante derivante dal momento di progetto è data da:

$$T = C = \frac{M_{ED}}{(h - t_f)} \quad (7.7)$$

Tale azione vale $T=C=596.1$ kN.

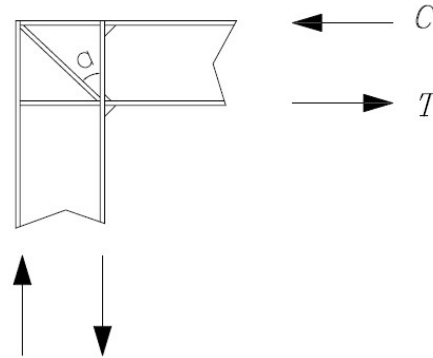


Fig. 7.9. Nodo con irrigidimento ed azioni di trazione(T) e compressione(C) agenti nelle ali.

La differenza tra la resistenza e l'azione risulta essere $\Delta N=361.6$ kN e deve essere assorbita dall'irrigidimento diagonale, trascurando a favore di sicurezza il contributo dei piatti di continuità. L'irrigidimento viene realizzato con lo stesso tipo di acciaio degli HEA e deve avere uno spessore minimo dato da:

$$s = \frac{\Delta N \gamma_{M0}}{b_{eff} f_{yk} \text{sen} \alpha} \quad (7.8)$$

dove: _

- ◆ b_{eff} è la larghezza dell'irrigidimento, influenzata dall'anima della colonna e vale 193.5 mm.
- ◆ α è l'angolo di inclinazione dell'irrigidimento rispetto alla verticale ed è di 45° .

Lo spessore minimo risulta essere $s_{min}=10.6$ mm e si sceglie uno spessore di 12 mm.

7.1.3. Unione del traverso in mezzeria.

In mezzeria viene realizzata l'unione attraverso coprighiunti d'anima e coprighiunti d'ala posizionati soltanto nella parte interna dei profilati.

Le dimensioni dell'unione sono riportate in Fig7.10, i coprighiunti in acciaio S275 hanno 1 cm di spessore ed i bulloni sono M14 di classe 8.8.

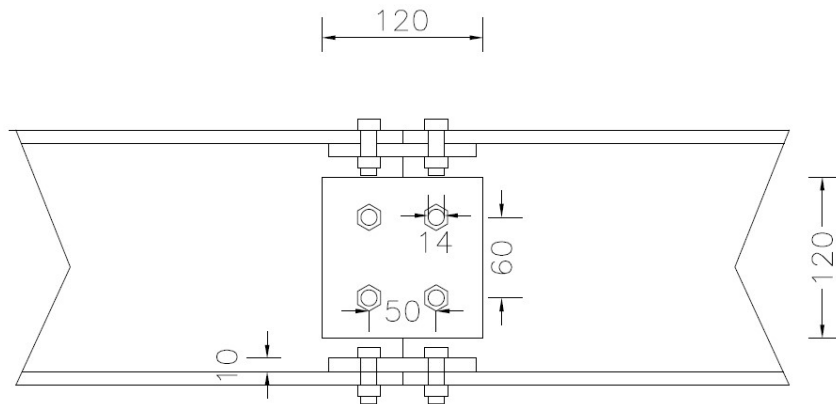


Fig. 7.10 Giunto di mezzeria delle travi dei telai.

Le sollecitazioni per cui viene verificata l'unione sono $T_{ed}=84.7$ kN ed $M_{ed}=13.4$ kNm (cfr. §7.1.1) e per il calcolo si ipotizza che i coprighiunti d'anima trasmettano per intero il taglio ed i coprighiunti delle ali, trasmettano interamente in momento flettente.

Rottura dei bulloni d'anima.

Si controlla che non si verifichi la rottura del gambo dei bulloni, trovando la massima azione tangenziale a cui sono sottoposti come:

$$T_B = \sqrt{V^2 + H^2} \quad (7.9)$$

dove la componente verticale è data dall'equa ripartizione tra i bulloni del taglio T_{ed} ($V = T_{ed}/n_b$) e la componente orizzontale è presente per bilanciare il momento dovuto all'eccentricità della bullonatura rispetto alla

mezzeria.(Fig.7.11). I valori delle componenti risultano, $V=84.7/2=42.3$ kN,
 $H=(84.7*0.025/0.06)= 35.3$ kN e globalmente $T_B=55.1$ kN

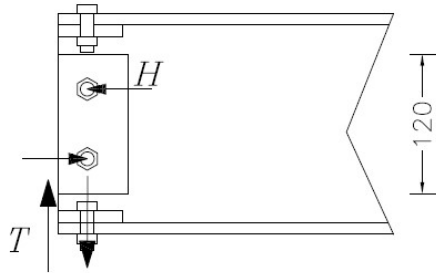


Fig. 7.11 Schema di calcolo della componente H di taglio del bullone.

La verifica si ottiene confrontando il taglio agente con quello resistente che si calcola tramite:

$$F_{vrd} = \frac{0.6 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad (7.10)$$

dove:

- ◆ f_{tb} è la tensione di rottura, pari a 800 MPa;
- ◆ A_{res} è l'area resistente, pari a 115 mm².
- ◆ γ_{M2} è il coefficiente parziale del materiale e vale 1.25 .

La 7.10 si riferisce ad ogni sezione del bullone sollecitata ed in questo caso ve ne sono 2, risulta dunque $F_{vrd}=88.3 > 55.1$ kN.

Rifollamento dell'anima della trave.

Avendo scelto come spessore dei coprigiunti $s=1$ cm il fenomeno del rifollamento potrebbe accadere nell'anima della trave che ha uno spessore $t_w=6.5$ mm. La resistenza al fenomeno è data da:

$$F_{brd} = \frac{k \alpha f_{tk} d t}{\gamma_{M2}} \quad (7.11)$$

dove:

- ◆ k ed α sono coefficienti di normativa dipendenti dalla geometria e dal materiale dell'unione ed in questo caso valgono a 2.5 ed 1;
- ◆ d è il diametro del bullone, pari a 14mm;
- ◆ t è lo spessore dell'anima della trave, pari a 6.5 mm;
- ◆ f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra, in questo caso, trattandosi di acciaio S275, è pari a 430 MPa.

Ne deriva $F_{brd}=78.2 > 55.1$ kN.

Rottura dei bulloni delle ali.

I bulloni delle ali sono gli stessi di quelli dell'anima ma con una sola sezione resistente, risulta quindi $F_{vrd}=44.1$ kN.

L'azione a cui sono sottoposti si ricava dalla (7.7) e per ogni bullone è pari a 37.2 kN, i bulloni dunque non si rompono.

Rottura della lamiera a trazione.

Va controllato che non si rompa a trazione la lamiera di spessore inferiore tra coprigiunto ed ala della trave, in questo caso hanno entrambe spessore 10 mm e quindi va controllato il coprigiunto che ha una larghezza inferiore rispetto all'ala. L'azione a cui è sottoposto ogni coprigiunto è 37.2 kN. La resistenza a trazione è data da:

$$F_{trd} = \frac{0.9 A_{net} f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (7.12)$$

dove A_{net} è l'area della lamiera avendone sottratto l'area dei fori.

Risulta $F_{trd}=185.7$ kN. Il coprigiunto non subisce rottura per trazione.

Un particolare del collegamento attraverso barre filettate tra due telai sovrapposti è riportato in Fig.7.13.

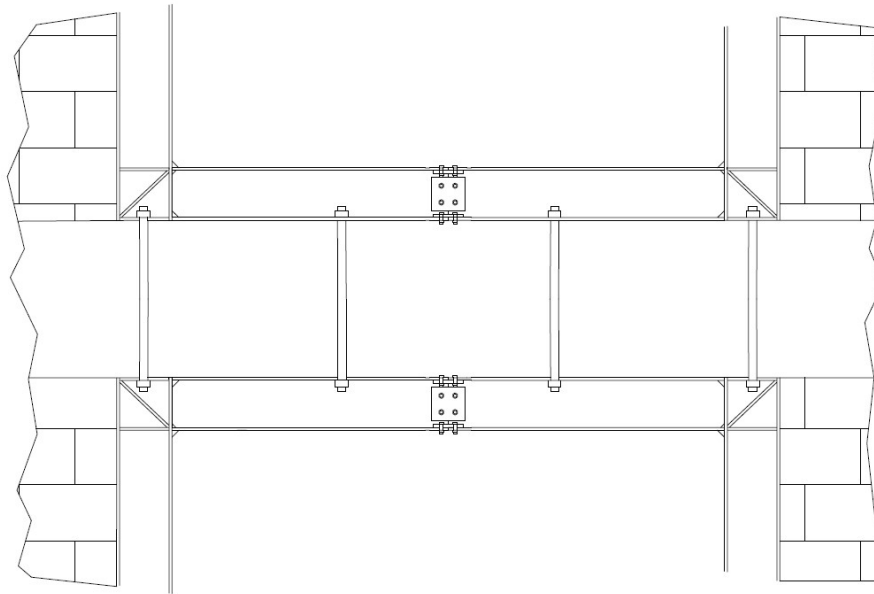


Fig. 7.13 Particolare, collegamento di telai sovrapposti.

7.1.4. Fasi esecutive dell'intervento.

L'intervento di riquadratura di ogni singola finestra prevede 4 fasi che sono riportate in seguito:

1. nella prima fase va puntellato il solaio nei pressi della zona dell'intervento (Fig. 7.14);
2. nella seconda fase va tagliato il muro, che si presenta svasato (tramite sega diamantata) in maniera da creare l'alloggiamento dove inserire i telai. Particolare cura va posta nel compiere l'operazione avvicinandosi al paramento esterno di rivestimento per non danneggiarlo. (Fig. 7.15);
3. nella terza fase si effettuano i fori nella muratura e nei solai per l'ancoraggio dei telai (Fig.7.16);
4. nella quarta fase, per ogni telaio, si posizionano le due metà dei telai, si ancorano ai muri ed ai solai, soprastante e sottostante, e si collegano tra loro attraverso l'unione bullonata in mezzzeria delle travi. Si rimuovono infine i puntelli. (Fig. 7.17)

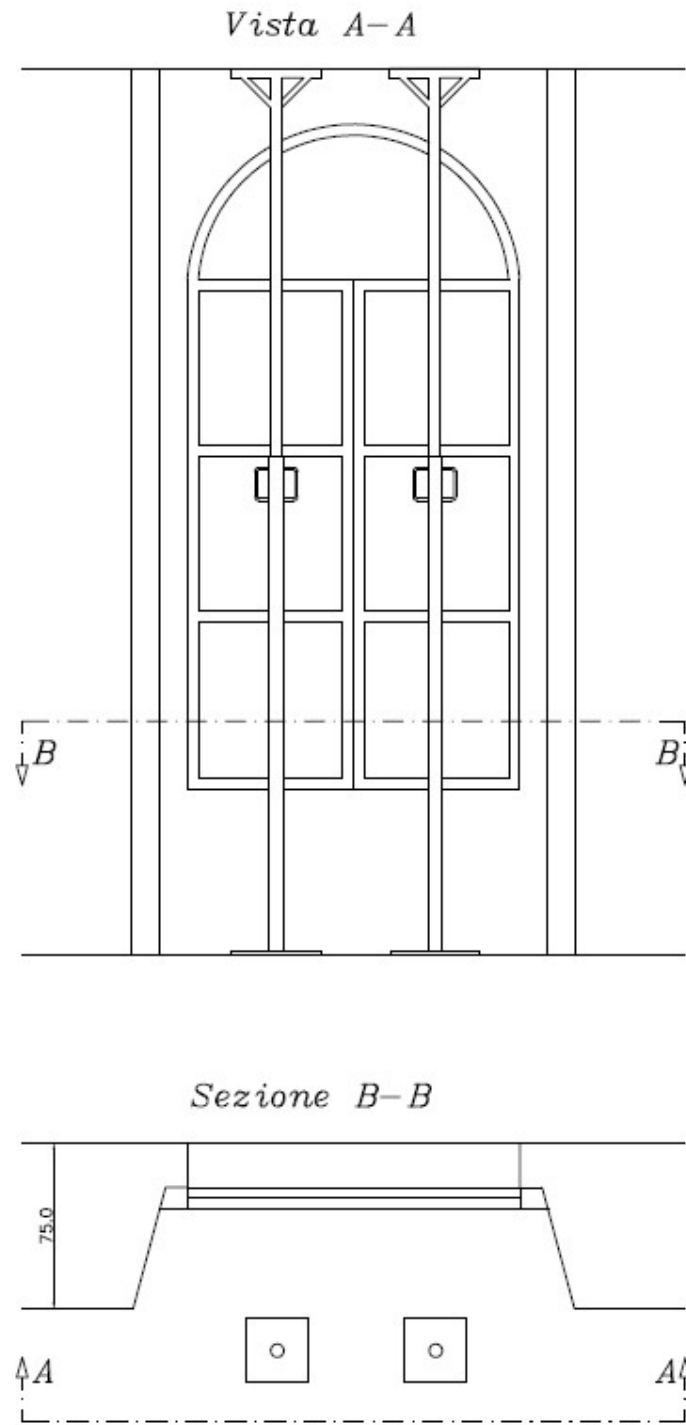


Fig.7.14 Fase1: posizionamento puntelli.

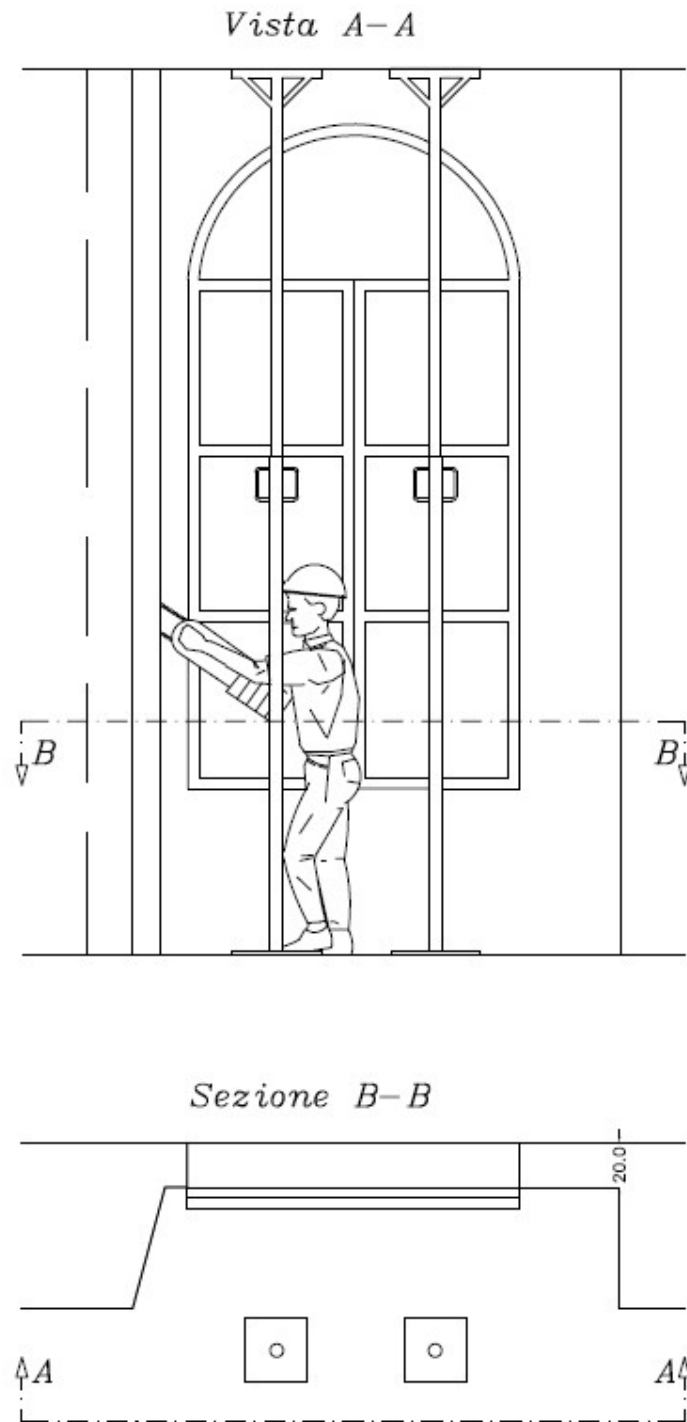


Fig.7.15 Fase 2: taglio dei muri

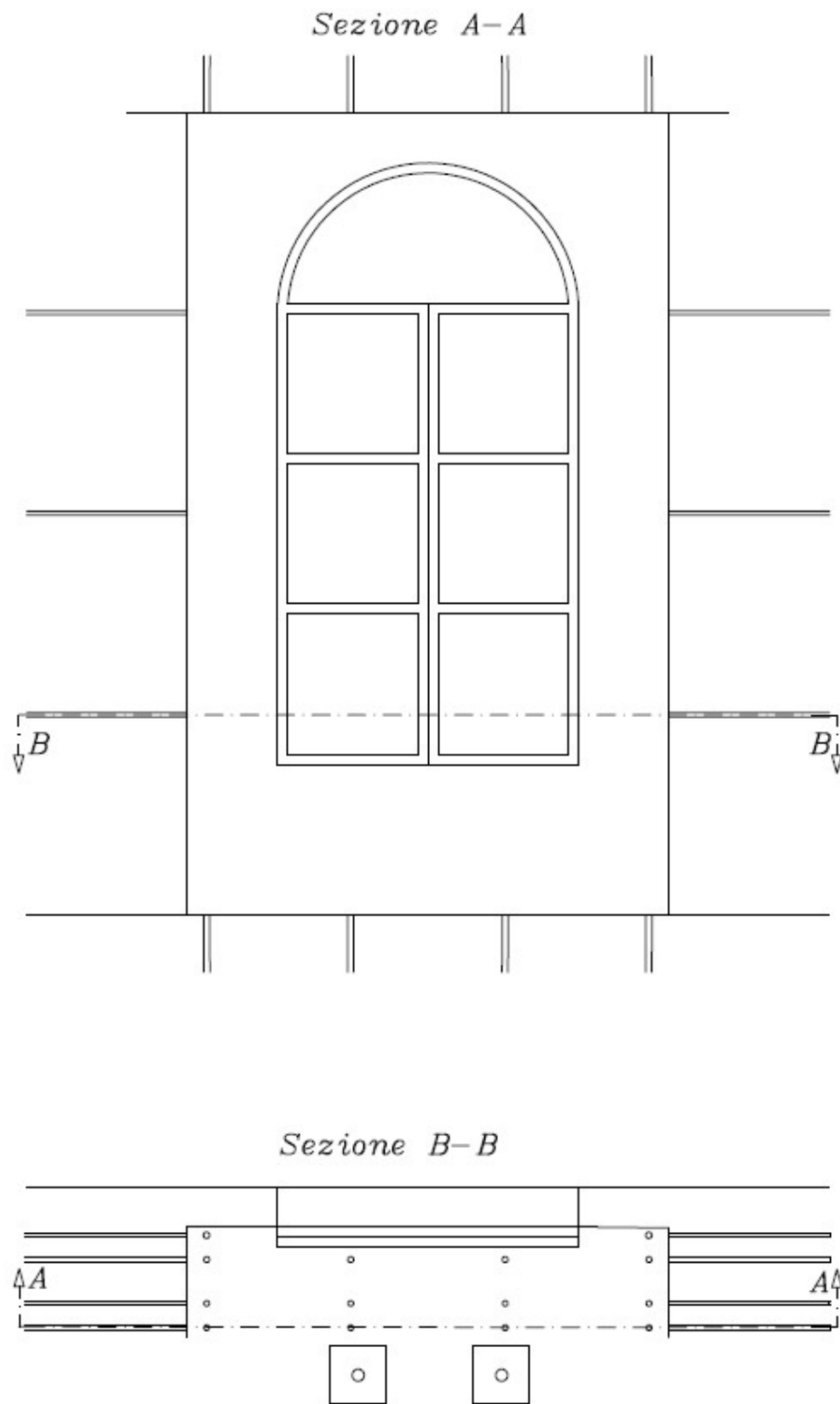


Fig.7.16 Fase3: effettuazione fori.

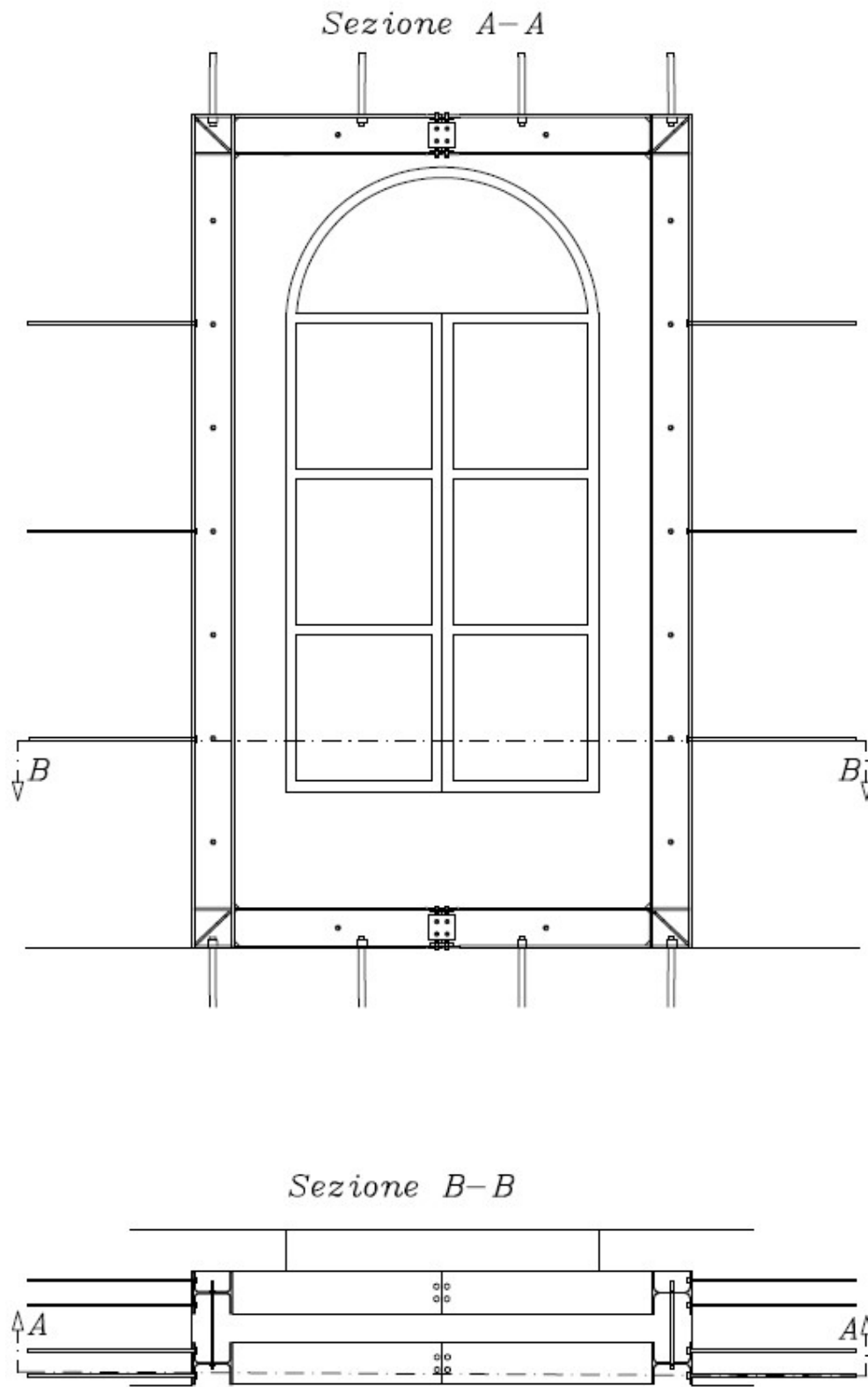


Fig.7.17 Fase 4: montaggio dei telai

7.2. Consolidamento delle mura tramite iniezioni e riquadrature.

L'intervento di consolidamento tramite iniezioni viene utilizzato in murature che presentino percentuali elevate di vuoti interni, caso che può essere quello di studio per la presenza del nucleo interno.

Le operazioni da effettuare per mettere in atto l'intervento sono:

1) Pulitura della parete.

La parete viene liberata dall'intonaco e pulita per mezzo di una delle tecniche usuali (ad.es getti d'acqua, getti di vapore, sabbiatura, tramite spazzole ecc.).

2) Stilatura dei giunti e sigillatura delle fessure.

Serve per evitare fuoriuscite della miscela iniettata da giunti deteriorati o fratture.

3) Ubicazione dei fori.

Va decisa la distanza a cui realizzare i fori, dipendente dalla distanza che la miscela riesce a raggiungere a partire da un foro.

4) Realizzazione dei fori.

Vanno realizzati i fori a distanza prestabilita, e con inclinazione dall'alto verso il basso.

5) Posizionamento dei tubi di rabbocco.

Nei fori realizzati vengono inseriti i tubi da cui verrà iniettata la miscela legante. Essi vanno sigillati alla parete con malta a presa rapida per evitare la loro espulsione in fase di iniezione.

6) Lavaggio della parete.

Attraverso i tubi di rabbocco viene effettuato il lavaggio dei detriti provocati dall'apertura dei fori ed inoltre si controlla che non esistano vie di fuga per l'acqua.

7) Esecuzione delle iniezioni.

Si effettua l'iniezione della miscela legante prescelta. L'operazione può essere fatta a gravità o sotto pressione.

Riquadrature

Per le riquadrature vale tutto quanto esposto in §7.1. In questo caso, i profilati impiegati sono HEA160 di acciaio S235, il cui peso unitario è 30.4 kg/m e le cui dimensioni della sezione sono riportate in Fig. 7.18.

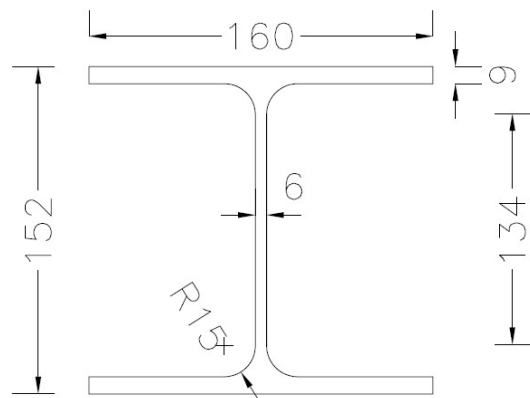


Fig.7.18 Dimensioni del profilato HE 160 A

Tramite la (7.1) si trova che la sezione è di classe 1 e si può fare affidamento alle sue risorse plastiche, ne deriva dalla (7.2) $M_{rd}=52.36$ kNm.

Dallo schema di figura 7.4 si trova il taglio in equilibrio con il momento plastico $T_{ed}=42$ kN. Il carico dovuto al solaio è lo stesso del §7.1 ed il momento in mezzera del telaio vale $M_{ed}=13.4$ kNm (Fig.7.5).

Unioni saldate.

Per quanto riguarda le unioni saldate trave-colonna si ripercorrono i passi di §7.1.2 Le misure dei cordoni di saldatura sono riportate in Fig. 7.19, le sezioni

di gola utilizzate per le verifiche si ottengono da quelle misure dividendole per $\sqrt{2}$.

Si ipotizza che il taglio sia assorbito dai cordoni paralleli all'anima. Si controlla il punto A per tensione normale con la (7.4) dove β_1 vale 0.85 per S235. Le tensioni risultano ammissibili, $174 < 200$ MPa.

Il punto B ha una tensione tangenziale $\tau=18.3$ MPa ed una tensione normale $\sigma=117$ MPa. Dalla (7.4) le tensioni risultano ammissibili $118.5 < 200$ MPa.

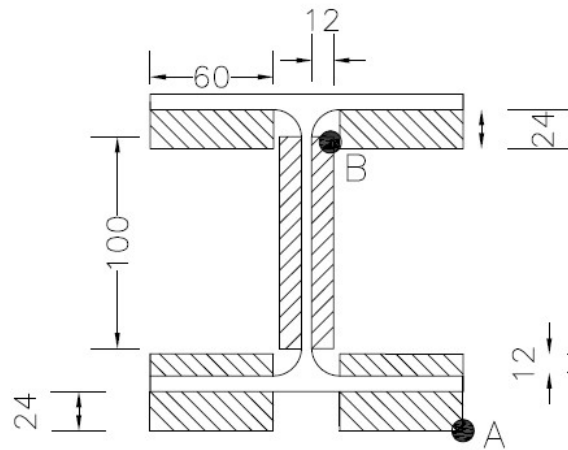


Fig.7.19 Dimensioni dei cordoni di saldatura.

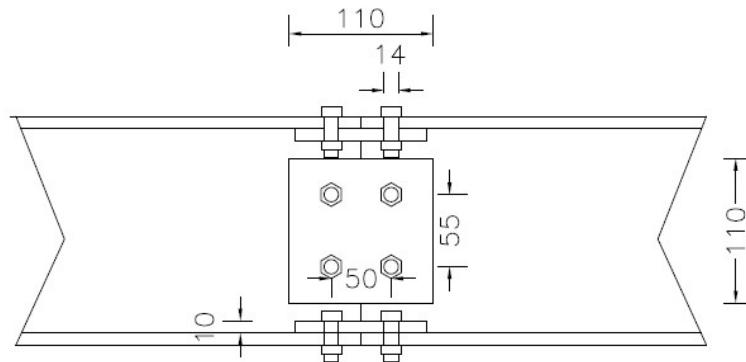
Nel montante sono previsti piatti di continuità dello stesso spessore delle ali delle travi e si controlla la necessità di un irrigidimento del nodo per taglio con la (7.5). La resistenza al taglio dell'anima risulta $V_{wrd} = 147$ kN valore minore dell'azione ricavata dalla (7.7) e pari $V_{ed} = 350$ kN.

C'è bisogno di un irrigidimento diagonale. Attraverso la (7.8) si ottiene lo spessore minimo, pari a 10.8 mm da cui si sceglie lo spessore dell'irrigidimento pari a 12 mm.

Unioni bullonate

Per quanto riguarda l'unione di mezzeria delle travi si ripercorrono i passi di §7.1.3.

Le dimensioni dell'unione sono riportate in Fig7.20, i coprigiunti in acciaio S235 hanno 1 cm di spessore ed i bulloni sono M1 di classe 8.8.



7.20. Dimensione dell'unione bullonata con coprigiunti posti solo internamente.

Il taglio massimo agente sul singolo bullone dell'anima è dato dalla (7.9) e risulta $T_{ED} = 23 \text{ kN}$; per il tipo di bulloni impiegati, dalla (7.10) risulta, il taglio resistente risulta, $T_{RD} = 44.1 \text{ kN}$, (per ogni sezione resistente) non avviene dunque la rottura del gambo.

Dalla (7.11) si ricava la resistenza al rifollamento dell'anima risulta $F_{brd} = 60.5 > 23 \text{ kN}$. Non avviene rifollamento dell'anima.

Dalla (7.7) si ricava il taglio massimo a cui sono sottoposti i bulloni delle ali e quest'ultimo risulta $T_{ED} = 43 \text{ kN} < 44.1 \text{ kN}$. Non avviene la recisione del gambo dei bulloni delle ali.

7.3. Tiranti

Nel §6.5 è stata evidenziata la necessità di inserire elementi capaci di contrastare il meccanismo di ribaltamento, che altrimenti si verificherebbe, su tutte le pareti.

7.3.1. Calcolo del tiro di progetto.

Si è proceduto determinando il tiro necessario per impedire tale ribaltamento e conseguentemente sono stati dimensionati i tiranti, i capochiave ed il numero degli stessi, eseguendo le verifiche per i tre possibili meccanismi di rottura:

1. meccanismo di rottura per snervamento dei tiranti;
2. meccanismo di rottura per punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio;
3. meccanismo di rottura per schiacciamento a causa di un valore eccessivo di pressione di contatto nell'ancoraggio.

Effettuata la procedura sulla prima parete e scelti il diametro del tirante e l'area del capochiave da impiegare, nelle successive pareti si è utilizzato le stesse dimensioni scegliendo l'opportuno numero di tiranti.

Il tiro da prevedersi in ogni tirante è quello per cui non si verifica nessuno dei tre meccanismi di rottura precedenti:

$$T = \min(T_1, T_2, T_3) \quad (7.13)$$

Meccanismo di rottura per snervamento dei tiranti.

Il tiro massimo esplicabile dal tirante è:

$$T_1 = f_d A_s \quad (7.14)$$

dove:

- ◆ f_d è la tensione di snervamento dei tiranti, pari a 235 MPa in questo caso;

- ◆ A_s è l'area del tirante, pari a 314.2 mm^2 per il prescelto diametro $\varphi 20$.

Meccanismo di rottura per punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio.

Il tiro massimo che non provochi punzonamento della muratura si stabilisce con riferimento alla Fig. 7.21 attraverso:

$$T_2 = f_{vd} [2(b + t \tan\beta) + 2(a + t \tan\beta)]t \quad (7.15)$$

dove:

- ◆ a e b sono le dimensioni del capochiave, scelte ambedue pari a 40 cm;
- ◆ t è spessore della parete su cui è ancorato il capochiave;
- ◆ β è l'angolo di attrito della muratura, pari a 45° ;
- ◆ f_{vd} è la resistenza a taglio di progetto della muratura data da:

$$f_v = \frac{\tau_0}{FC \gamma_M} \quad (7.16)$$

con FC fattore di confidenza pari a 1.35, il coefficiente parziale di sicurezza della muratura γ_M pari a 2 per analisi sismiche e τ_0 pari a 3.5 N/cm^2 per la muratura in esame.

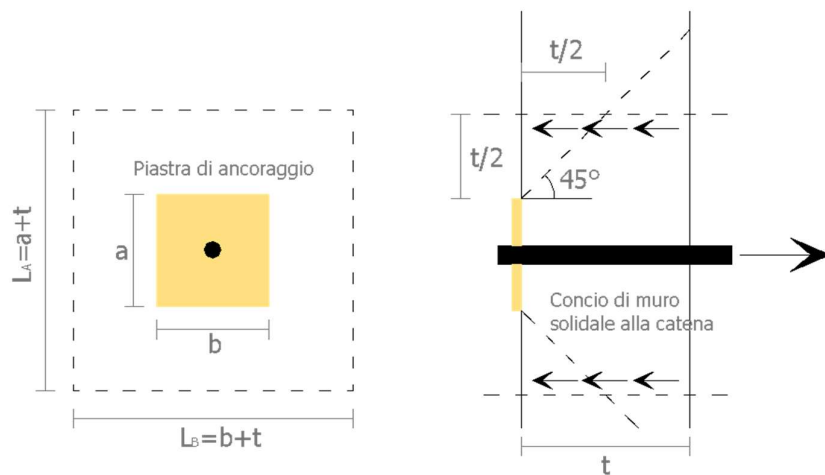


Fig. 7.21 Schema di calcolo per i meccanismi di rottura della muratura.

Meccanismo di rottura per schiacciamento a causa di un valore eccessivo di pressione di contatto nell'ancoraggio.

Il tiro massimo che non provochi schiacciamento della muratura si ricava da:

$$T_3 = \sigma_{rd} a b \sqrt{A_2/A_1} \quad (7.17)$$

dove:

- ◆ A_1 è l'area di contatto della piastra.
- ◆ A_2 è l'area di ripartizione delle azioni di compressione posta a distanza $t/2$ dalla superficie.
- ◆ σ_{rd} è la resistenza di progetto a compressione data da $\sigma_{rd} = \frac{f_m}{\gamma_M}$, con f_m pari a 200 N/cm².

Per i valori riportati risulta:

$$T = \min(73.8, 45, 130.4) \text{ kN}$$

Il tiro di progetto è dunque $T=45$ kN.

7.3.2. Tipologia dei tiranti

Il totale di tiranti necessari risulta essere di 14 al livello dell'ultimo solaio e di 4 al livello del solaio della palestra.

Per la realizzazione dei tiranti necessari si è deciso di sfruttare dove possibile le stesse travi che compongono i solai. Questa possibilità si presenta laddove le travi mantengono lo stesso orientamento nei diversi campi di solaio e ciò accade per 10 dei 18 tiranti. La parte terminale del capochiave (Fig. 7.22) è costituita da una piastra d'ancoraggio a cui è collegato un tondino d'acciaio $\varphi 20$ S235. Questa configurazione va bene sia per le catene che per i tiranti composti dalle travi del solaio. Per queste ultime vanno realizzate apposite piastre di collegamento sia tra le travi di campi di solaio adiacente, per garantirne la continuità, che per collegarle con il capochiave (Fig. 7.23).

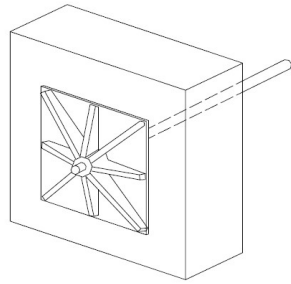


Fig.7.22 Schema di capochiave.

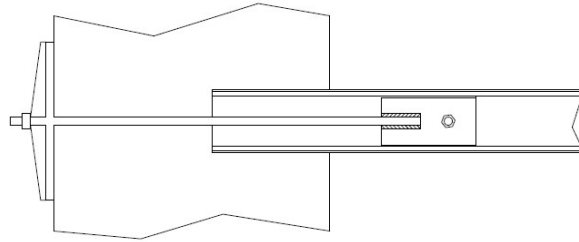


Fig.7.23 Unione tra trave del solaio e capochiave.

7.3.3. Calcolo del collegamento capochiave-trave.

La piastra di collegamento è costituita di acciaio S235, ha le misure indicate in Fig. 7.24 ed uno spessore di 10 mm. L'unione tra il tirante ancorato al capochiave e la piastra è realizzata tramite due cordoni di saldatura aventi una gola di 7 mm mentre l'unione tra la piastra e la trave è garantita da un bullone di 20mm di diametro.

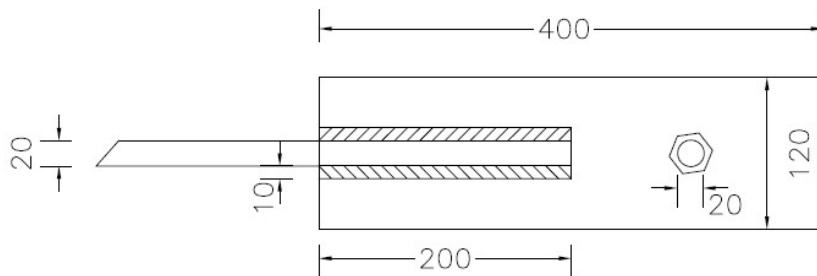


Fig.7.24 Misure della piastra di collegamento trave-capochiave.

Si è verificato che il collegamento resiste all'azione di progetto, costituita dal tiro di progetto, nei confronti di:

1. rottura a taglio del gambo del bullone;
2. rifollamento dell'anima della trave;
3. rottura dei cordoni di saldatura.

Il bullone scelto è un M20 Classe 8.8 e la sua resistenza a taglio è data da (7.10).

la tensione di rottura f_{tb} è pari ad 800 MPa; l'area resistente A_{res} è, pari a 245 mm².

Ne deriva $F_{vrd}=188$ kN., valore maggiore di $T=45$ kN ed anche di $T=113$ kN valore per cui ha rottura del tirante.

L'eventuale rifollamento viene controllato sull'anima della trave IPN 160 dell'ultimo solaio, che ha uno spessore di 6.3 mm (inferiore di quello della piastra) ed una resistenza ipotizzata pari a quella di un acciaio S235.

La resistenza al rifollamento è data dalla (7.11) in cui k ed α valgono rispettivamente 2.5 ed 1; $d=20$ mm; $t=6.3$ mm ; f_{tk} è pari a 360 MPa.

Ne deriva $F_{brd}=113$ kN., valore maggiore di $T=45$ kN.

La tensione a cui sono sottoposti i cordoni di saldatura è di tipo tangenziale e parallela alla direzione degli stessi, il valore massimo sopportabile considerando la sezione di gola ribaltata è dato da:

$$\sqrt{\tau_p^2} < \beta_1 f_{yk} \quad (7.18)$$

dove:

- ◆ τ_p è la sollecitazione tangenziale parallela alla direzione dei cordoni ed è data dalla forza di tiro diviso l'area efficace dei cordoni $\tau = \frac{T}{al}$ e pari a 95 Mpa (per il tiro di rottura del tirante);
- ◆ β_1 è pari a 0.85 per acciaio S235;
- ◆ f_{yk} è a tensione caratteristica di snervamento, pari a 235 MPa.

La (7.18) assume i seguenti valori, $47.5 < 199$ MPa risultando verificata.

Si riportano tre prospetti evidenziando il posizionamento dei capochiave, la posizione sugli altri prospetti si desume dai tre riportati. La colorazione blu

definisce i capochiave dei tiranti costituiti dalle travi del solaio, viceversa la colorazione rossa indica i capochiave dei tiranti costituiti da catene.

PROSPETTO A

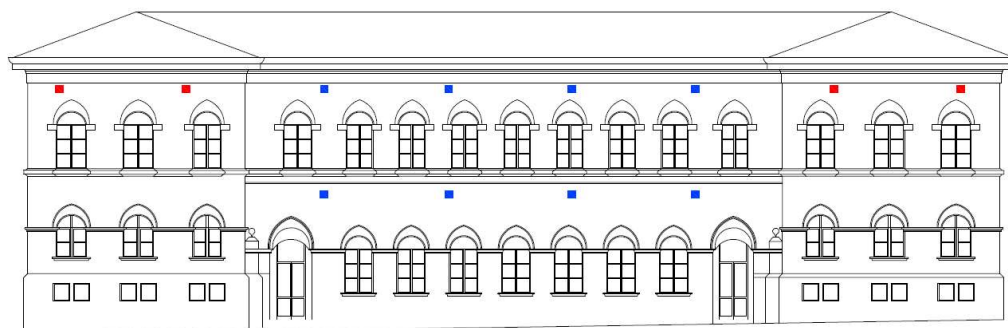


Fig. 7.25 Prospetto di valle della scuola, sono evidenziati i capochiave dei tiranti distinti per colore (blu-travi, rosso-catene)

PROSPETTO B

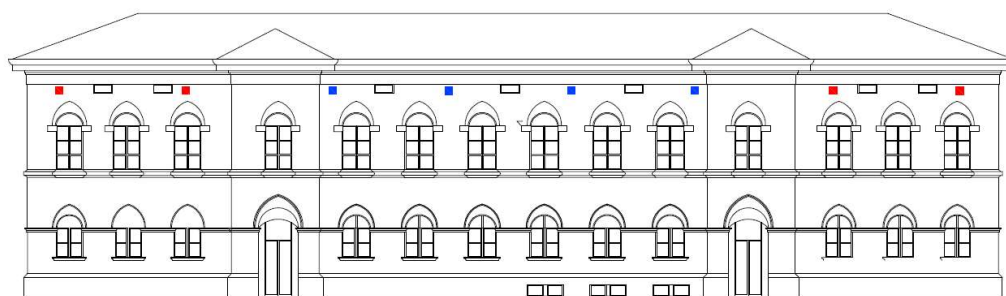


Fig. 7.26 Prospetto di monte della scuola, sono evidenziati i capochiave dei tiranti distinti per colore (blu-travi, rosso-catene).

PROSPETTO C

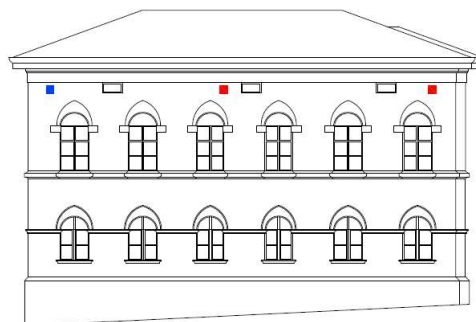


Fig. 7.27 Prospetto Ovest della scuola, sono evidenziati i capochiave dei tiranti distinti per colore (blu-travi, rosso-catene).

8. Bibliografia

Lenza P., Gherzi A, Calderoni B, "Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica", D. Flaccovio Editore, Palermo 2011.

Gherzi A.; Lenza P., "Edifici antisismici in cemento armato", D. Flaccovio Editore, Palermo 2009.

Boscolo Bielo M., "Costruzioni antisismiche in muratura, ordinaria e armata", Legislazione Tecnica, Milano 2011.

SESAME European research project, "Guidelines for the implementation of the H/V Spectral Ratio Technique on ambient vibration", 2004.

Konno K., Ohmachi T., "Ground-Motion Characteristics Estimated from Spectral Ratio between Horizontal and Vertical Components of Microtremor", Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 88, No I, pp228-241, Feb.1998.

Gallipoli M.R., Mucciarelli M., Vona M., "Empirical estimate of fundamental frequencies and damping for Italian buildings", Earthquake Engineering & Structural Dynamics 2009, 38:973-988.

Gentile C., Saisi A., Cabboi A., "Dynamic monitoring of a masonry tower" Structural Analysis of Historical Constructions, Jerzy Jasienko (ed), Wroclaw, Polonia, 2012.

Gentile C., Saisi A., "On site investigation and dynamic monitoring for the post- earthquake assessment of a masonry tower", SAHC 2014, 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, F. Peña & M. Chávez (eds.), Mexico City, Mexico, 14-17 October 2014.

Ramos L.F., Marques L., Laurenço P.B., De Roeck G., Campos-Costa A., Roque J., "Monitoring masonry structures with operational modal analysis: Two case studies", *Mechanical Systems and Signal Processing* 24, (2010) pp 1291-1305.

Lourenço P. B., Ramos L. F., "Recent developments in vibration analysis of historic and masonry structures: damage detection and wireless sensor networks", *EVANCES 2011- Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures*.

Liberatore D., Mucciarelli M., Gallipoli M.R., Masini N., "Two applications of the HVSR Technique to Cultural Heritage and Historical Masonry", *Increasing Seismic Safety by Combining Engineering Technologies and Seismological Data*", Springer.

Masini N., Liberatore D., Gizzi F., Leuzzi G., Quarta G., Persico R., "Analysis of damage and diagnostic investigations on Tricarico Cathedral" *Structural Analysis of Historical Constructions*, Jezy Jasienko (ed), 2012, Wroclaw, Polonia.

Ragone A., Liberatore D., Ippolito A., Sorrentino L., "Emerging Technologies for the Seismic Assessment of Historical Churches: The case of the Bell Tower of the Cathedral of Matera, Southern Italy", *Handbook of Research on Emerging Technologies for Architectural and Archeological Heritage*, IGI Global, 2016.

Gizzi F.T., Masini N., Sileo M., Zotta C., Scavone M., Liberatore D., Sorrentino L., Bruno M., "Building features and safeguard of church towers in Basilicata", *Science, Technology and Cultural Heritage*, CRC Press, 2014.

Pesci A., Teza G., Casula G., Bonali E., Tarabusi G., "Esperienza di misura mediante lo strumento Tromino per lo studio delle vibrazioni e delle

sollecitazioni naturali e antropiche”, Rapporti tecnici INGV, anno 2011, numero 203.

3Muri, Manuale d’uso, versione 10.9.0., S.T.A. Data srl, Torino.

Penna A., Lagomarsino S., Galasco A, “A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry building”, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 2014; 43:159–179.

Fajfar P.; “A nonlinear analysis method for performance based seismic design”, Earthquake Spectra, Vol.16, No3, pp573-592, August 2000.

Milano M., Mannela A., Morisi C., Martinelli A., “Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi”, allegato a “Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni” ReLUIS: http://www.reluis.it/doc/pdf/Linee_guida1.pdf.

Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia: <http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>.

Iapalucci N. ing., “Studio preliminare della struttura, Scuola Elementare piazza Umberto I”, Campobasso 2004.

Riferimenti normativi

Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/1/2008 (NTC08).

Circolare 2/2/2009 n°617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
“Istruzioni per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»
di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”. (Istruzioni delle NTC08)

O.P.C.M. 3274 “Primi elementi in materia di criteri generali per la
classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le
costruzioni in zona sismica.

Eurocodice 3, Progettazione delle strutture di acciaio.

Parte 1-1. Regole generali e regole per gli edifici.

Parte 1-8. Progetto di collegamenti.

CNR 10011/97 Costruzioni di acciaio. Bollettino Ufficiale Consiglio delle
Ricerche.

RINGRAZIAMENTI

È doveroso, a questo punto, ringraziare tutti coloro che hanno reso possibile il raggiungimento di questo traguardo universitario, compreso il presente lavoro che ne rappresenta l'atto finale.

Ringrazio il professor Liberatore, che mi ha dato la possibilità di affrontare un tema molto interessante e mi ha dispensato sempre preziose indicazioni.

Ringrazio il comune di Riccia, nella persona dell'ing. Alfonsino Moffa, che mi ha fornito la documentazione necessaria, ed i dipendenti della scuola per la disponibilità durante il sopralluogo.

Ringrazio la società S.T.A. data di Torino, che mi ha concesso l'utilizzo gratuito del software 3Muri.

Un ringraziamento va a tutti i compagni d'università, amici e colleghi, con cui ho condiviso gioie e dolori di questo percorso universitario ed il cui contributo è stato fondamentale per il raggiungimento di questo risultato.

Grazie agli amici di sempre di CB, in particolare a Daniele, anche per l'aiuto alla tesi, ed a Jon Jon "c'ha avut u criatur".

Grazie a Villa Nazareth, ed agli amici villini che sono stati la costante di questi miei anni romani. Grazie al Vicins sempre, anche da lontano.

Grazie alla mia famiglia tutta, ai cugini, a mia sorella e Bil, a mamma e papà, per il costante supporto.

Grazie a Chiara, per ogni attimo insieme