

Timbri

Committente

**COMUNE DI
DOZZA**

Provincia di Bologna

Oggetto

**Verifiche tecniche e di sicurezza sismica
sulla Scuola Materna
"Toschi-Cerchiari"
sita in Via Calanco n°12 a Dozza**Tecnico
Incaricato**Ing. Luca Turrini**Via Mazzini 9/2 - 40137 Bologna, Italia
tel +39 051 393024 - fax +39 051 302214
e.mail turrini.luca@libero.it**RELAZIONE di CALCOLO**

SCALA :

REVISIONE :

DEL : 06/12/2016

TAVOLA N° :

NOME FILE :

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	4
2.	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	8
3.	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	24
4.	INDICAZIONE DEI SONDAGGI ESEGUITI	26
	4.1 Sondaggi al piano seminterrato	26
	4.2 Sondaggi al piano rialzato	35
	4.3 Sondaggi al piano primo	42
	4.4 Sondaggio in copertura.....	46
5.	INDICAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE	51
6.	DESCRIZIONE DELLE PROCEDURE PER LA DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA	52
	6.1 Quadro Normativo.....	52
	6.2 Analisi dei risultati della campagna dei sondaggi e delle prove di laboratorio	52
	6.3 Analisi dei carichi	52
	6.4 Verifiche nei confronti dei carichi statici	54
	6.5 Accelerazioni al suolo	54
	6.6 Modellazione strutturale.....	58
	6.7 Analisi statica	58
	6.8 Analisi sismica con il metodo pushover.....	59
	6.9 Verifica a pressoflessione per azioni sismiche ortogonali alle pareti murarie.....	62
7.	LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	63

7.1	Geometria	63
7.2	Dettagli costruttivi	63
7.3	Proprietà dei materiali	64
7.4	Conclusioni	66
8.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI	67
8.1	Muratura esistente in mattoni semipieni e malta di calce	67
8.2	Muratura esistente in mattoni semipieni e malta di calce con muro a cassetta del piano seminterrato	68
8.3	Muratura esistente in mattoni semipieni e malta di calce con muro a cassetta del piano rialzato	70
8.4	Acciaio per profilati esistenti	71
8.5	Legno massiccio esistente	71
9.	ANALISI DEI CARICHI.....	73
10.	COEFFICIENTI PARZIALI DELLE AZIONI E DI COMBINAZIONE	75
10.1	Azioni non sismiche	75
10.2	Azioni sismiche.....	75
11.	ANALISI STATICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	77
11.1	Solaio del piano rialzato.....	77
11.2	Solaio del piano primo	77
11.3	Travetti in legno 12 x 10 h della copertura lato nord (S7)	78
11.4	Rompitratta in legno 12 x 18 h della copertura lato nord (S7)	79
11.5	Cantonale in legno 16 x 20 h della copertura lato nord (S7)	79
11.6	Colmo in legno 15 x 19 h della copertura lato nord (S7)	80
11.7	Traverso in legno 14 x 20 h della copertura lato nord (S7)	80
11.8	Travetti in legno 12 x 12 h della copertura lato sud	80
11.9	Cantonale in legno 16 x 20 h della copertura lato sud	81

12.	PRESSIONI SUL TERRENO DI FONDAZIONE	83
	12.1 Considerazioni generali sui terreni di fondazione	83
	12.2 Carichi su alcuni elementi di fondazione	83
	12.3 Pressioni sul terreno di alcuni elementi di fondazione	85
13.	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	87
14.	SINTESI DEI RISULTATI DELL'ANALISI STATICA	100
	14.1 Combinazioni di carico.....	100
	14.2 Verifica a pressoflessione complanare.....	102
	14.3 Verifica a taglio per scorrimento	102
	14.4 Verifica a taglio per fessurazione diagonale	103
	14.5 Verifica a pressoflessione ortogonale	104
15.	SINTESI DEI RISULTATI DELL'ANALISI SISMICA.....	106
	15.1 Risultati dell'analisi pushover	106
	15.2 Curve di capacità	107
	15.3 Modalità di crisi.....	115
16.	MECCANISMI LOCALI PER AZIONI SISMICHE ORTOGONALI	118
	16.1 Verifica a pressoflessione fuori piano del muro interno ad una testa al piano rialzato, zona anteriore	118
	16.2 Verifica delle murature esterne.....	120
17.	RIEPILOGO DEI RISULTATI DI VULNERABILITA' SISMICA	125
	17.1 Stato limite di salvaguardia vita SLV	125
18.	RELAZIONE PER IL COMMITTENTE	126
	18.1 Verifiche statiche	126
	18.2 Vulnerabilità sismiche non quantificabili	129
	18.3 Vulnerabilità sismiche riscontrate.....	130

1. INTRODUZIONE

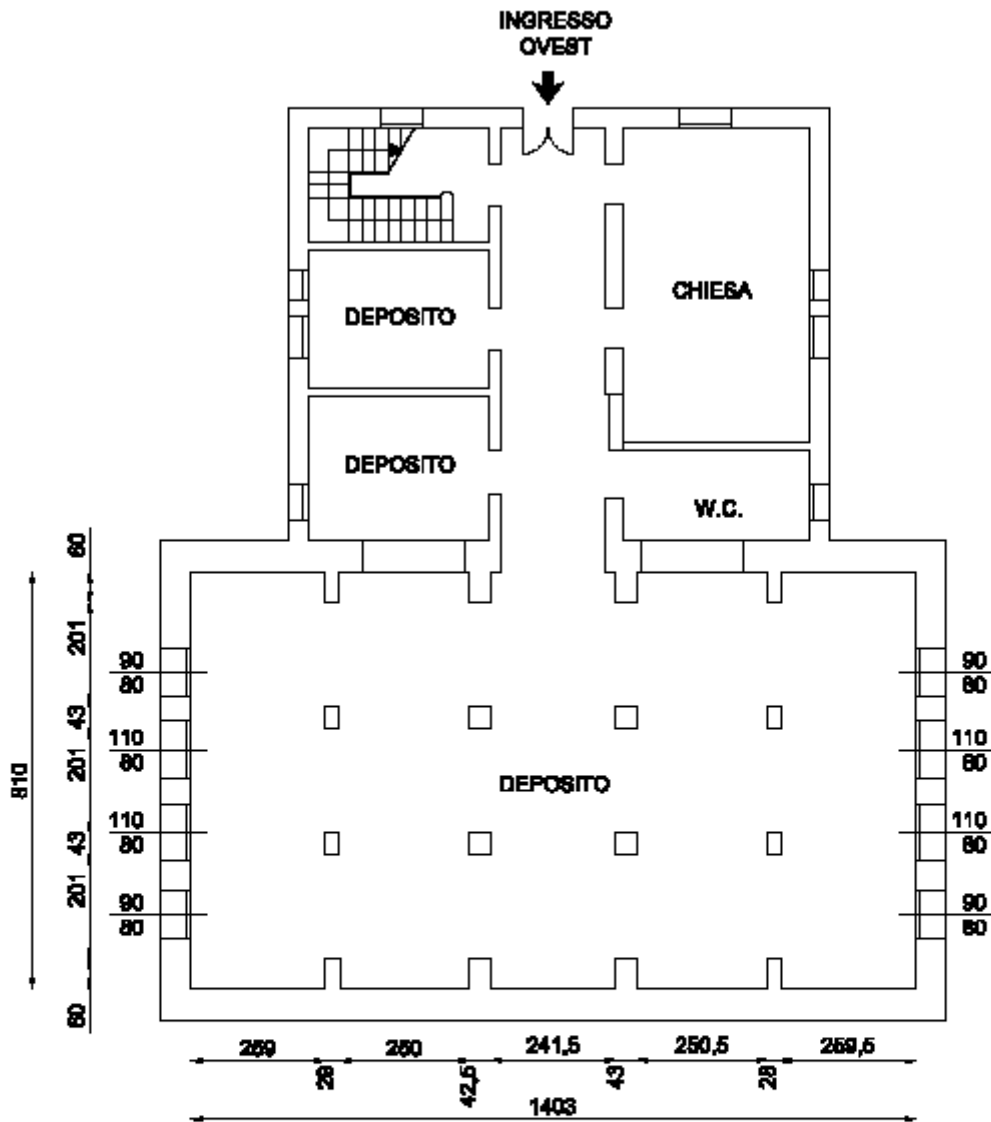
La presente relazione riguarda la Scuola Materna Toschi-Cerchiarì, sita nel Comune di Dozza (Bo) in Via Calanco 12, di proprietà del Comune di Imola.

L'edificio è costituito da un unico corpo, che forma una singola unità strutturale, ed è costituito da un piano seminterrato e da un solo piano fuori terra per la parte anteriore, da due piani fuori terra per la parte posteriore.

Da evidenziare che solo il piano rialzato dell'edificio ospita la scuola materna, mentre il piano seminterrato ed il piano primo della parte posteriore sono inutilizzati.

L'edificio è stato costruito attorno gli anni '40 del secolo scorso, e le piante architettoniche dell'edificio in oggetto, fornite dal Comune di Dozza, sono la sola documentazione trovata.

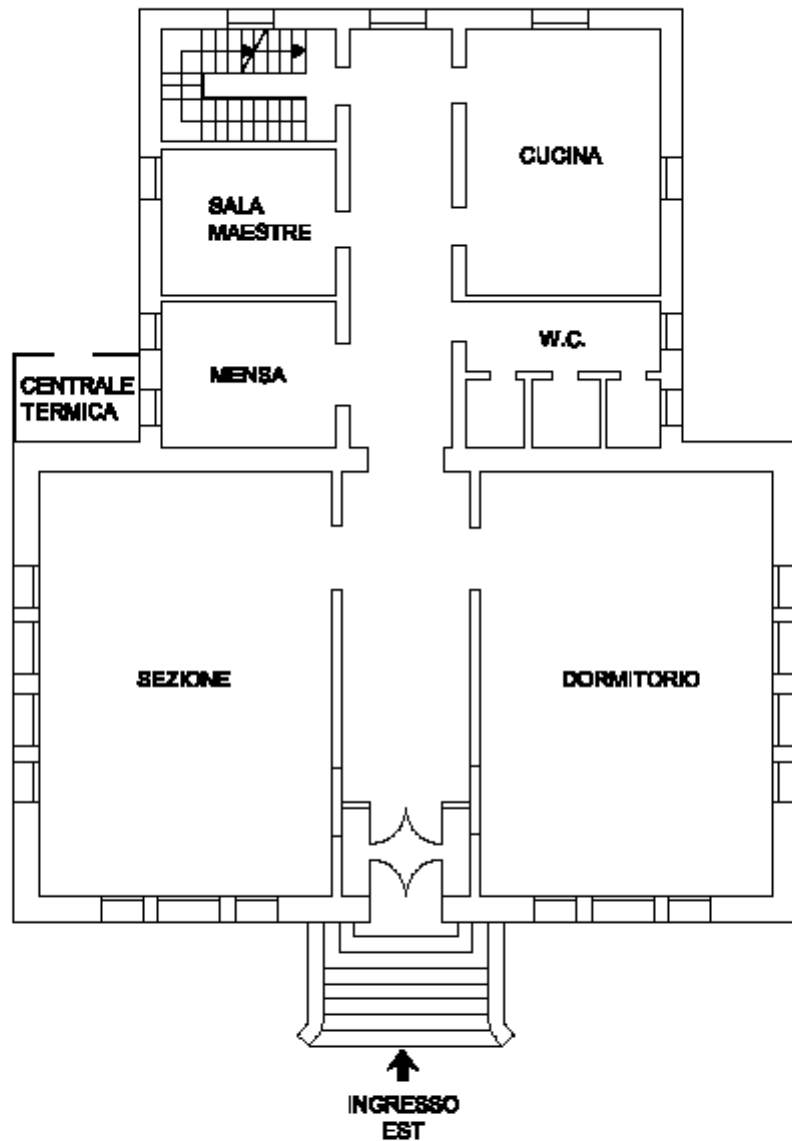
La posizione delle aperture interne dello stato di fatto non corrisponde a quanto riportato nelle piante fornite, che sono state quindi modificate in base a quanto rilevato sul posto in occasione dei diversi sopralluoghi effettuati.



PIANO NON UTILIZZATO
 varif SI/SV con USL
 H 266 cm

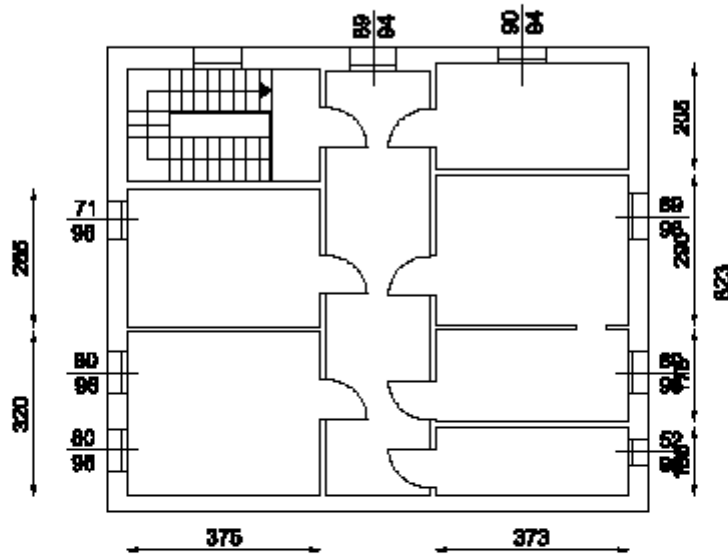
LIVELLO 0

Pianta Piano Terra e Seminterrato



LIVELLO 1

Pianta Piano Rialzato



PIANO NON UTILIZZATO
 verif SI/SV con USL
 balconi h 90 cm

LIVELLO 2

Pianta Piano Primo

2. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

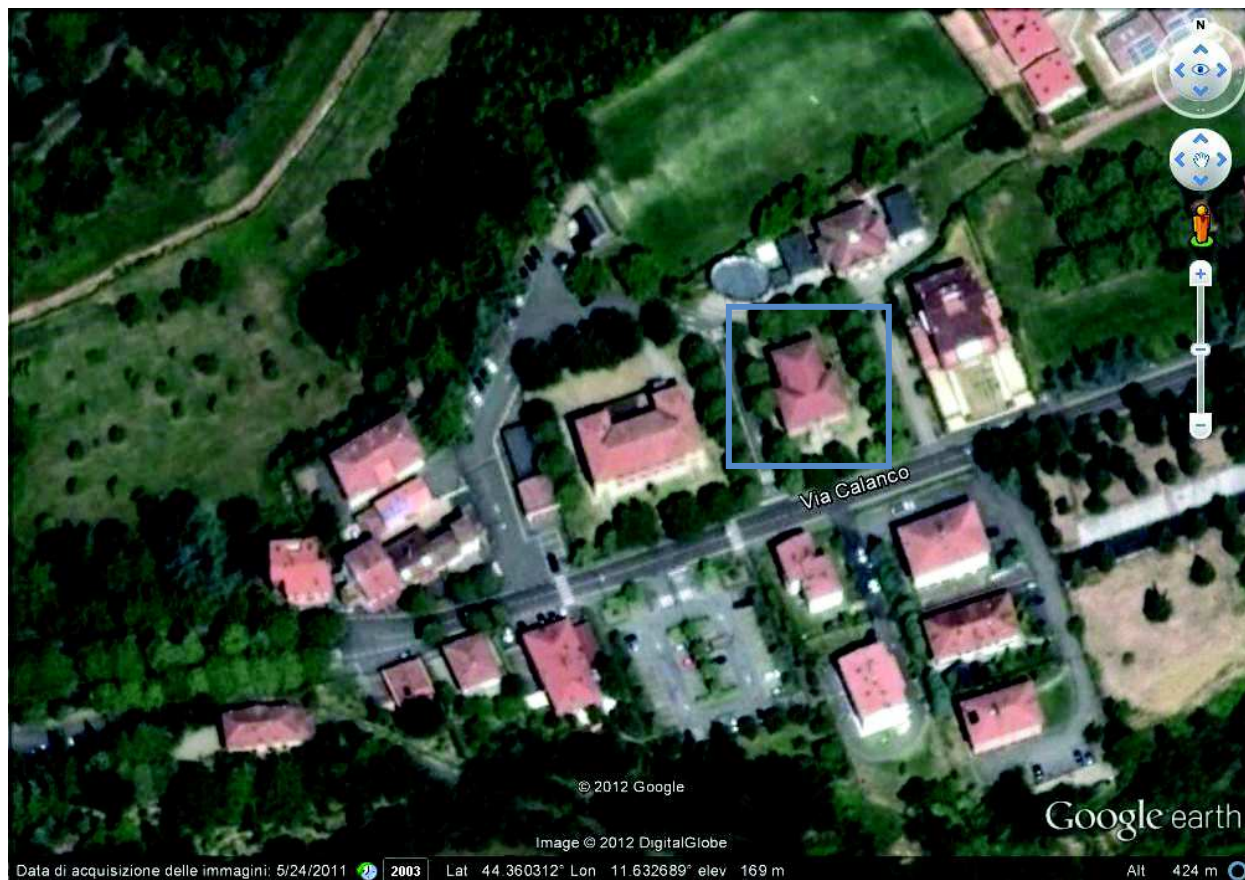


FOTO 01: veduta aerea dell'edificio

Di seguito si riportano alcune fotografie dell'edificio in esame, eseguite nel 2012.

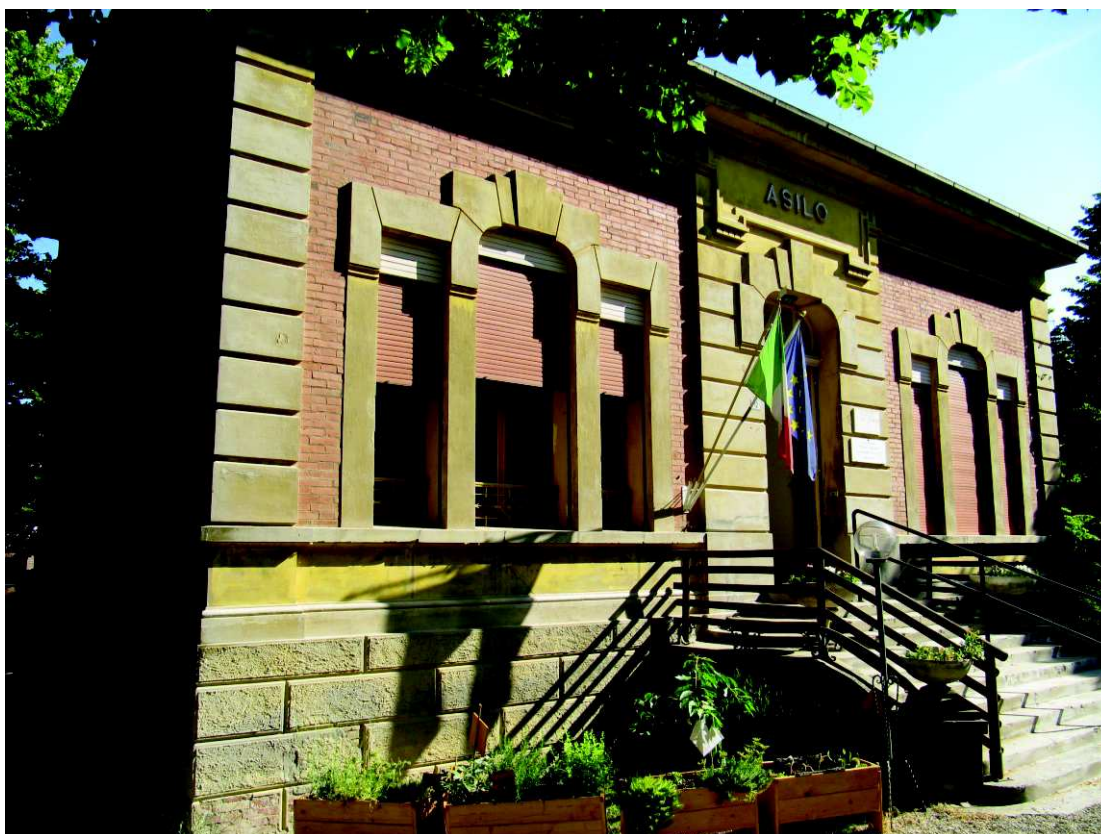


FOTO 02: prospetto sud

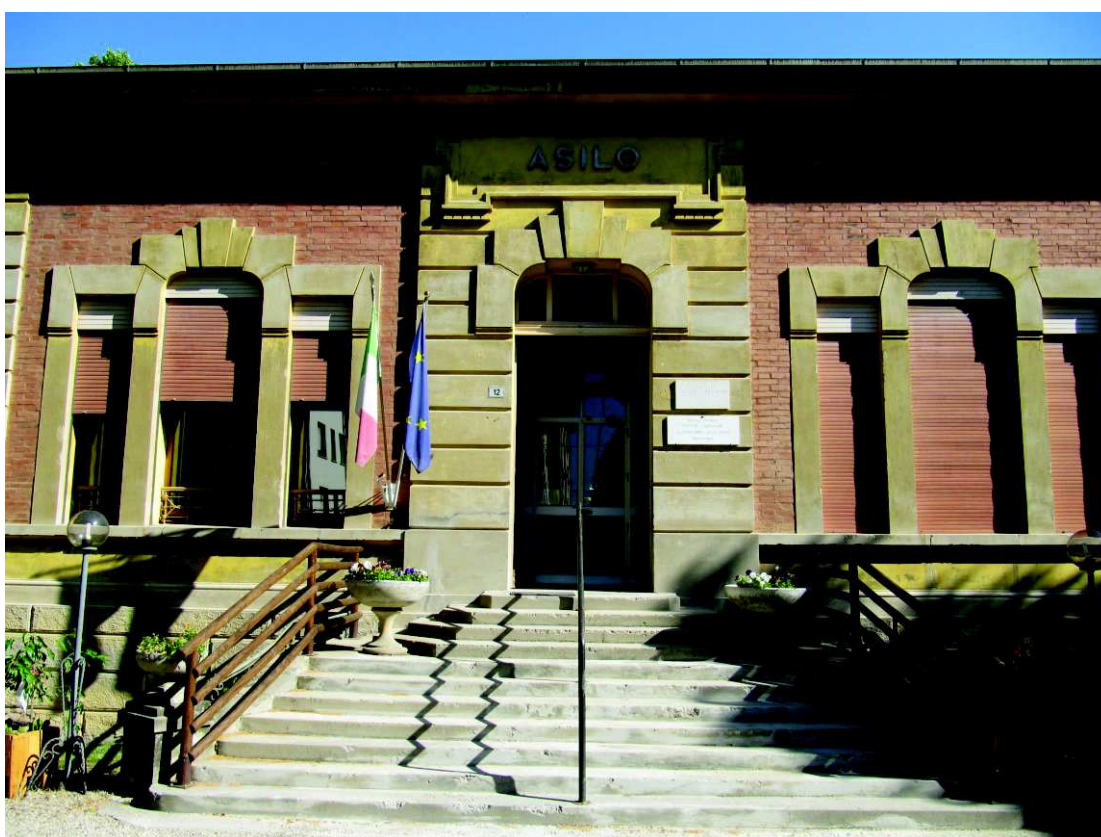


FOTO 03: prospetto sud



FOTO 04: prospetto est

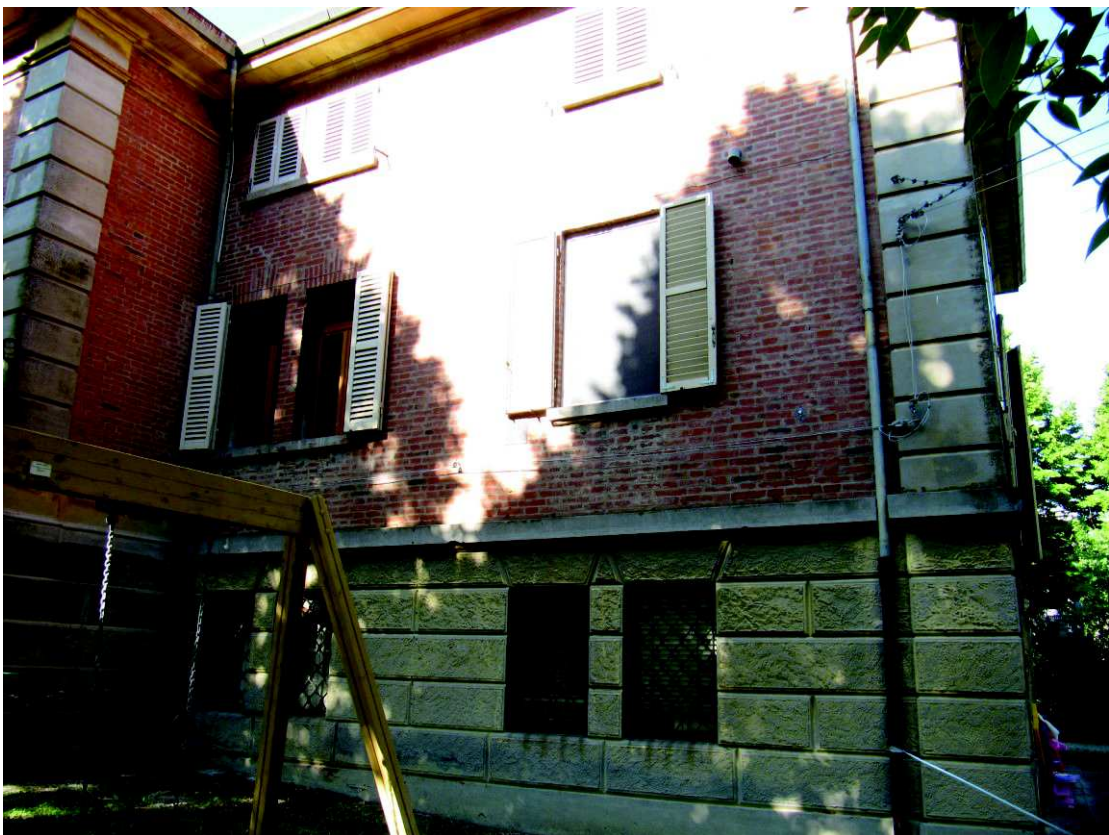


FOTO 05: prospetto est



FOTO 06: prospetto nord



FOTO 07: prospetto nord



FOTO 08: prospetto ovest



FOTO 09: prospetto ovest



FOTO 10: vista interna al piano seminterrato



FOTO 11: vista interna al piano seminterrato



FOTO 12: vista interna al piano rialzato



FOTO 13: vista interna al piano rialzato

Mentre le fotografie seguenti sono state eseguite nel mese di settembre 2016.



FOTO 14: parte del prospetto est



FOTO 15: fessura nell'architrave della finestra stuccata recentemente



FOTO 16: fessura nell'architrave della finestra



FOTO 17: fessura nell'architrave della finestra stuccata recentemente



FOTO 18: prospetto sud



FOTO 19: fessure nell'architrave della finestra

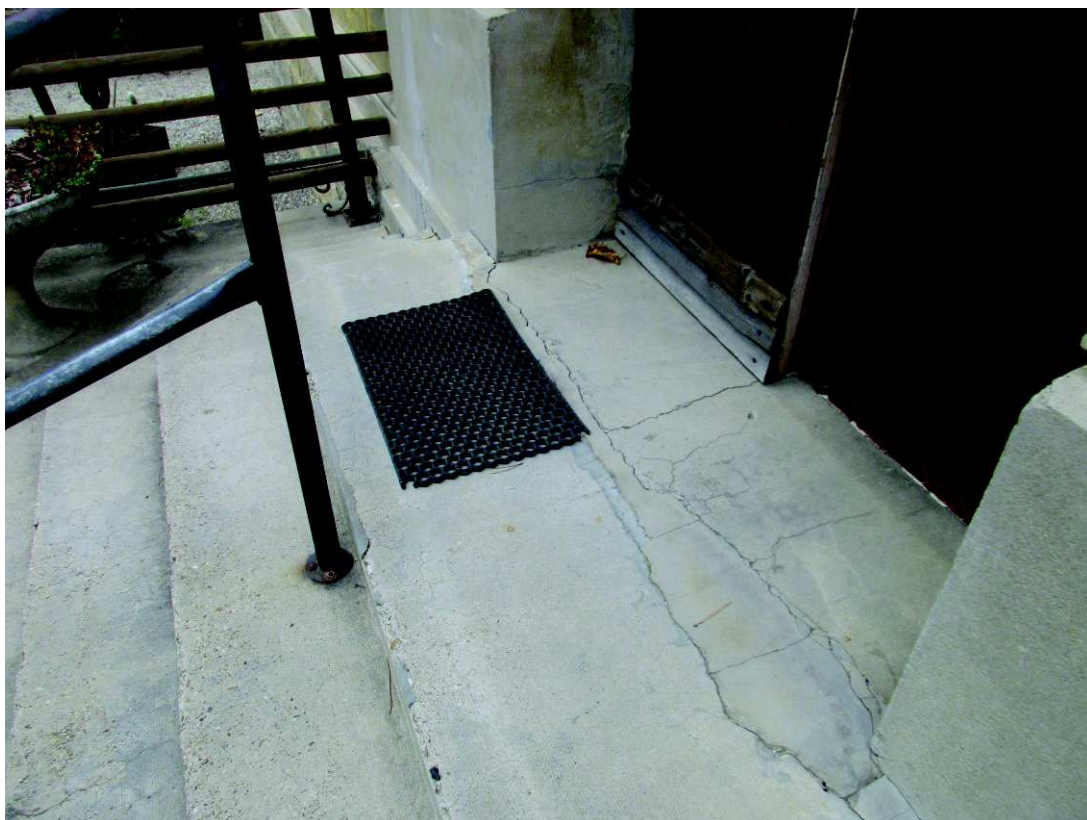


FOTO 20: lesione da distacco tra la scala esterna ed il corpo principale

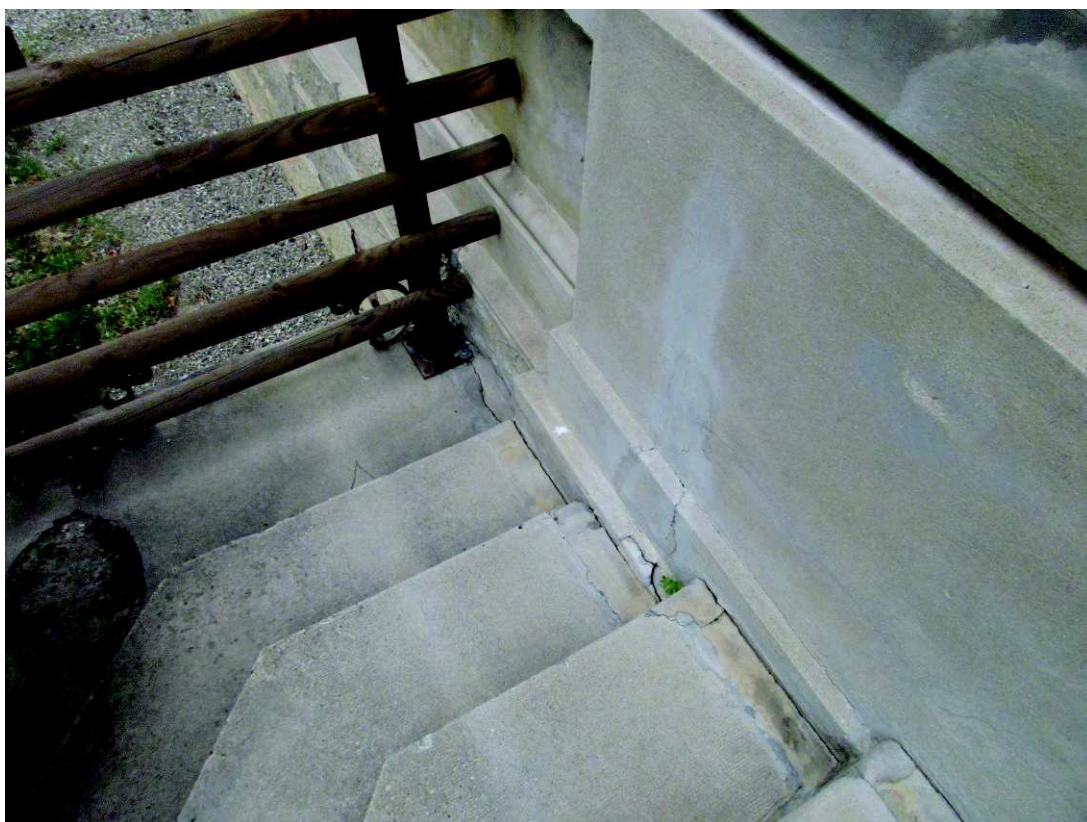


FOTO 21: lesione da distacco tra la scala esterna ed il corpo principale



FOTO 22: parte del prospetto sud

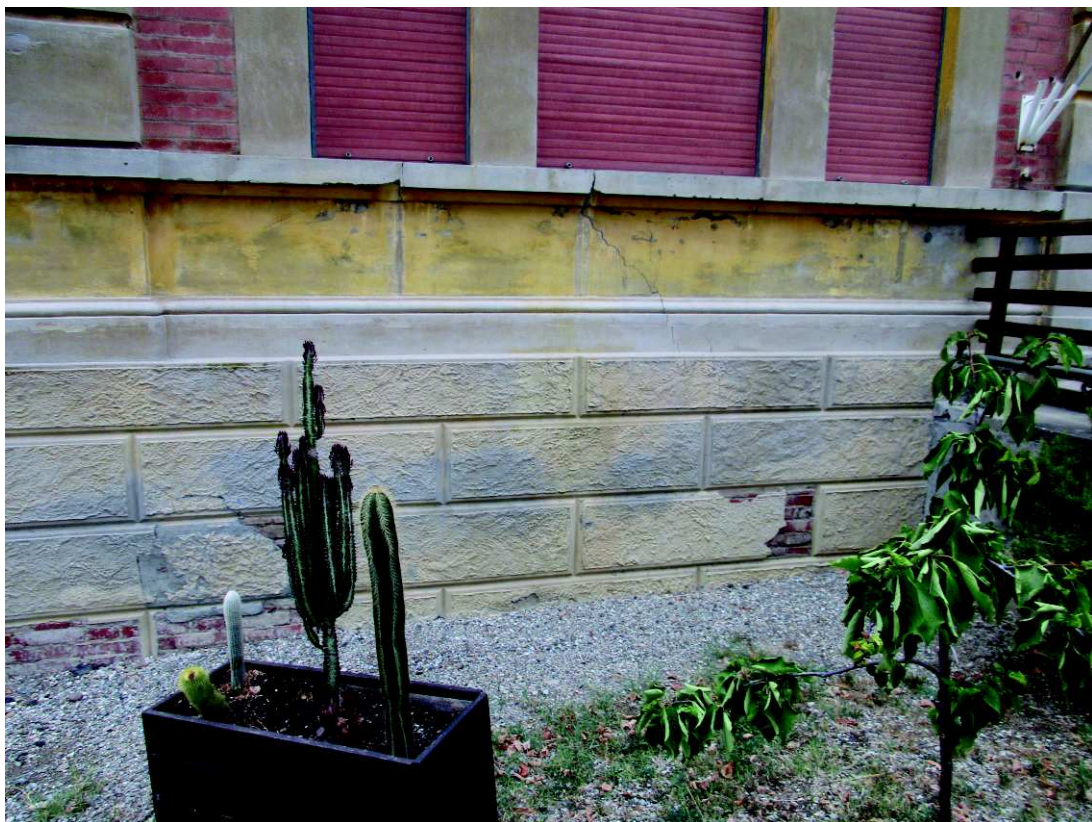


FOTO 23: fessura alla base della finestra



FOTO 24: parte del prospetto ovest



FOTO 25: fessure nell'architrave della finestra

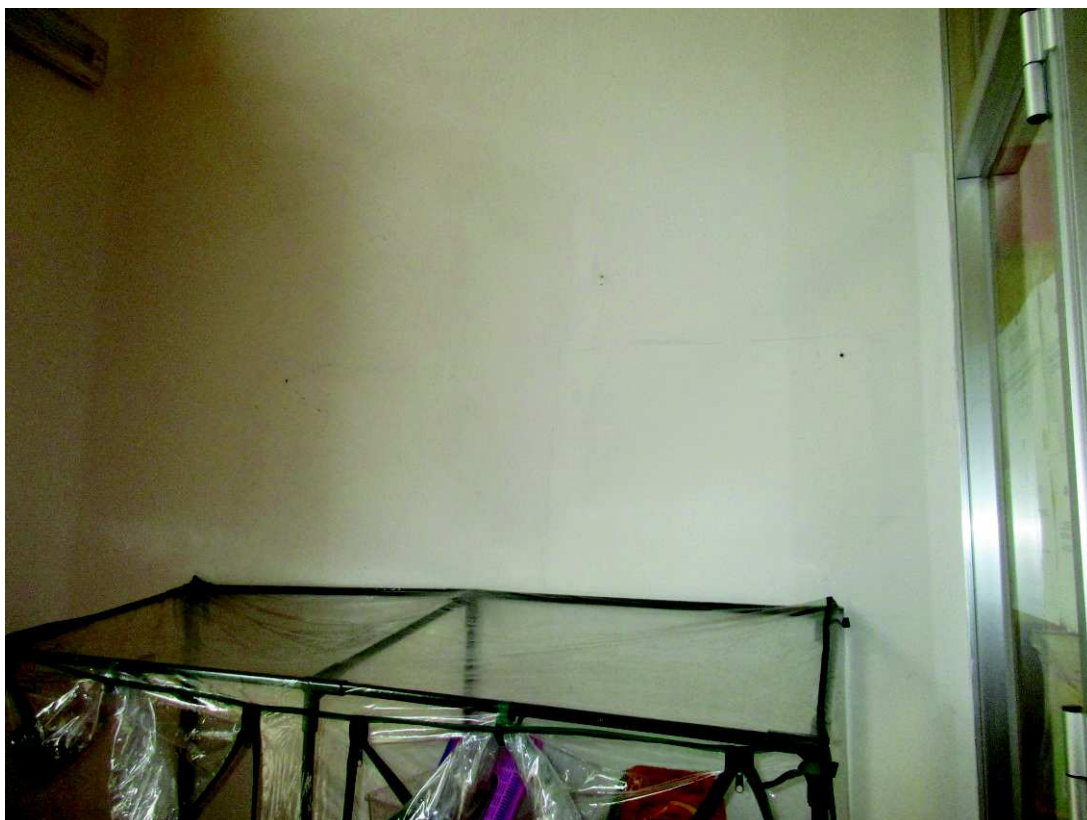


FOTO 28: all'ingresso piccola fessura verticale sulla parete portante interna lato ovest

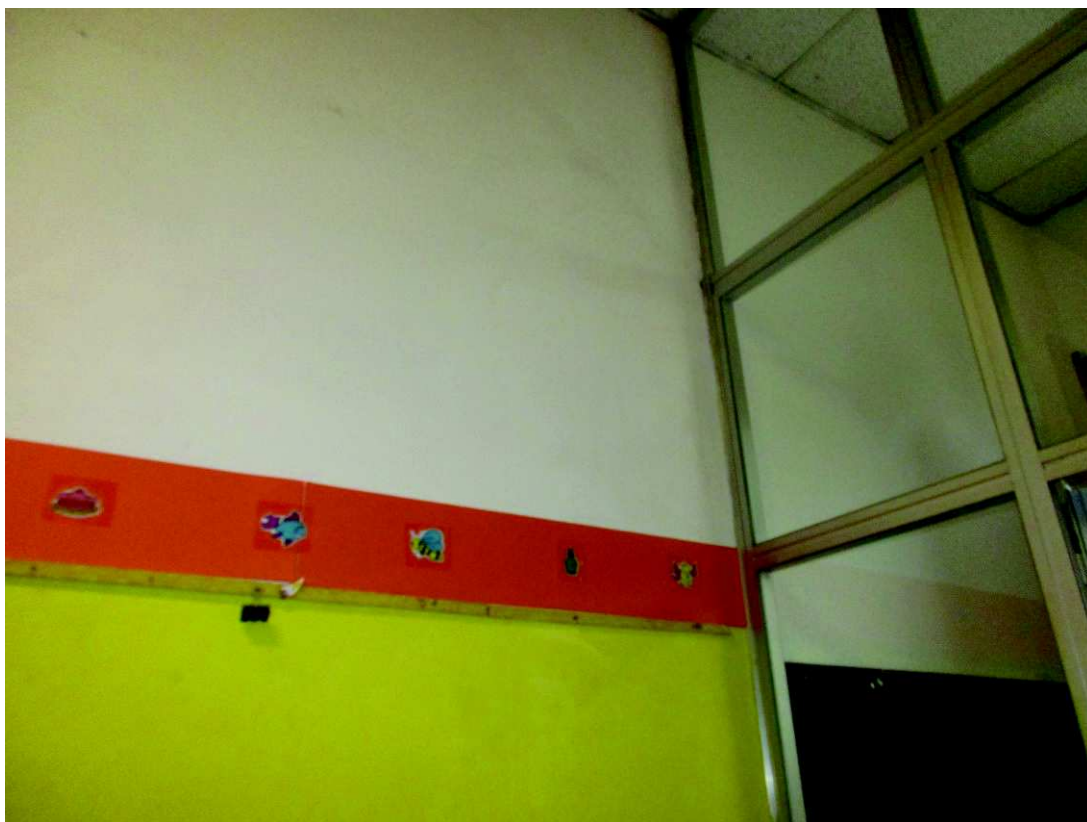


FOTO 29: all'ingresso piccola fessura verticale sulla parete portante interna lato est

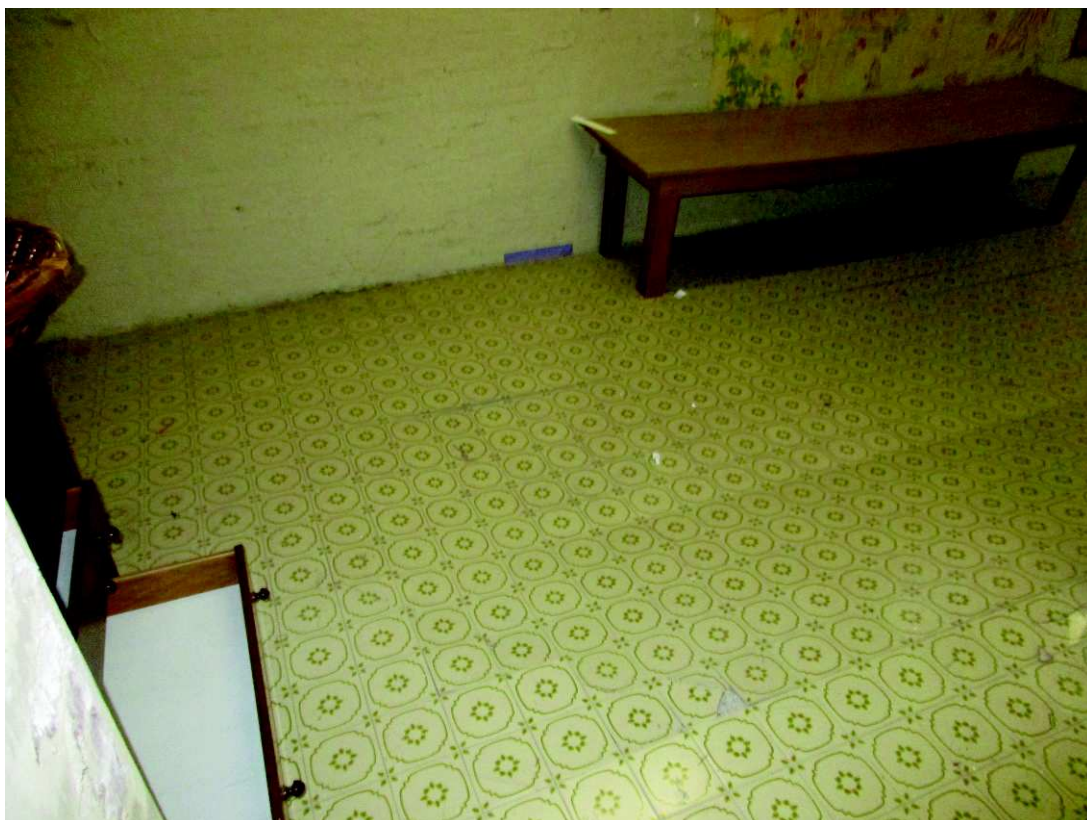


FOTO 30: cedimento del pavimento del piano interrato



FOTO 31: cedimento del pavimento del piano interrato



FOTO 32: infiltrazioni e/o umidità da risalita al piano interrato



FOTO 33: infiltrazioni e/o umidità da risalita al piano interrato

3. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il fabbricato in oggetto presenta un piano seminterrato, mentre in elevazione è sostanzialmente costituito da due zone; la parte anteriore, verso la strada principale, presenta un solo piano fuori terra, mentre la parte posteriore presenta due piani fuori terra.

Sono stati eseguiti diversi saggi sulla struttura, che hanno fornito i dati seguenti.

La struttura fondale delle pareti in muratura è costituita da un cordolo in calcestruzzo dello spessore di cm. 40 circa che poggia su una fondazione continua in muratura di larghezza variabile a seconda della zona indagata, mentre i pilastri interni in muratura presentano dei plinti in muratura collegati superficialmente da cordoli in calcestruzzo dello spessore di cm. 40 circa.

Dalle suddette fondazioni sono stati eretti le murature, di spessore variabile;

- al piano seminterrato le murature perimetrali del corpo anteriore sono formate da un muro esterno a due teste, da una intercapedine d'aria di circa cm. 14 e da una muratura interna ad una testa, collegate tra loro con lesene ogni circa cm. 100, mentre quelle del corpo posteriore presentano una muratura più semplice a 2 teste;
- sempre al piano seminterrato si riscontrano murature interne ad una o due teste e pilastri in muratura di dimensioni cm. 42 x 42 oppure cm. 28 x 42.

Sui pilastri interni in muratura sono impostati archi a due o tre teste, a seconda delle dimensioni del pilastro, che sorreggono il solaio del piano terra.

Tale solaio, omogeneo sia nella zona anteriore che posteriore, è costituito da travi in acciaio tipo INP 140, poste ad interasse di circa cm. 100, e volterrane in laterizio dello spessore di cm. 18, rasate con un getto di calcestruzzo probabilmente non armato.

Al piano rialzato le murature perimetrali del corpo anteriore sono formate da un muro esterno ad una testa, da una intercapedine d'aria di circa cm. 14 e da una muratura

interna ad una testa, collegate tra loro con lesene ogni circa cm. 100, mentre quelle del corpo posteriore presentano una muratura a 2 teste; mentre quelle portanti interne sono tutte ad una testa.

Pure al piano primo, presente solo nella zona posteriore, le murature esterne sono tutte a due teste, mentre quelle portanti interne sono tutte ad una testa.

Tutte le murature a cassetta presentano zone piene in corrispondenza degli incroci murari e delle colonne isolate.

Il solaio del piano primo è come quello del piano rialzato, con travi in acciaio tipo INP 140, poste ad interasse di circa cm. 100, e volterrane in laterizio dello spessore di cm. 18.

Sulla zona anteriore, con un interpiano molto elevato, è poi presente un controsoffitto moderno a quadrotti, appeso con fili in acciaio al controsoffitto originario, composto da travi e travetti in legno ed arelle; nella zona posteriore invece è presente direttamente il controsoffitto in travetti in legno ed arelle.

La copertura risulta composta da elementi principali in legno e da tavelle in laterizio, sulle quali sono presenti una rasatura con calce ed i coppi.

4. INDICAZIONE DEI SONDAGGI ESEGUITI

Nel mese di luglio 2012 sono stati compiuti alcuni sopralluoghi, nel corso dei quali sono stati eseguiti dagli operai cantonieri del Comune di Dozza diversi sondaggi, che nel seguito si riportano divisi per i vari piani.

4.1 Sondaggi al piano seminterrato

Di seguito si riporta una pianta con la individuazione dei sondaggi eseguiti al piano seminterrato:

- F1: saggio in corrispondenza pilastro in muratura cm. 42 x 42, che poggia un cordolo in calcestruzzo dell'altezza di cm. 50 che collega tutti i pilastri delle stesse dimensioni; sotto ci sono magrone e mattoni a formare un plinto di dimensioni cm. 142 lungo la trave in calcestruzzo e cm. 66 ortogonalmente, con piano di posa a -1.40 m. dal pavimento del piano seminterrato;

- F2: saggio in corrispondenza pilastro in muratura cm. 42 x 28, che poggia un cordolo in calcestruzzo dell'altezza di cm. 40 che collega tutti i pilastri delle stesse dimensioni; sotto ci sono magrone e mattoni a formare un plinto di dimensioni cm. 122 lungo la trave in calcestruzzo e cm. 54 ortogonalmente, con piano di posa a -1.40 m. dal pavimento del piano seminterrato;

- F3: saggio in corrispondenza dell'angolo dei muri perimetrali, che poggiano su un cordolo in calcestruzzo dell'altezza di cm. 40; sotto ci sono mattoni che sporgono cm. 24 in corrispondenza del muro frontale e cm. 12 in corrispondenza del muro laterale; ipotizzando un cordolo simmetrico ottengo una impronta di larghezza cm. 104 per il muro frontale e cm. 80 per il muro laterale, con piano di posa a -1.50 m. dal pavimento del piano seminterrato;

- F4: saggio in corrispondenza del muro interno, che poggia su un cordolo in calcestruzzo dell'altezza di cm. 40; sotto ci sono magrone e mattoni che sporgono cm.

7; ipotizzando un cordolo simmetrico ottengo una impronta di larghezza cm. 42, con piano di posa a -1.50 m. dal pavimento del piano seminterrato;

- M1: incrocio murario in mattoni ammorsati;

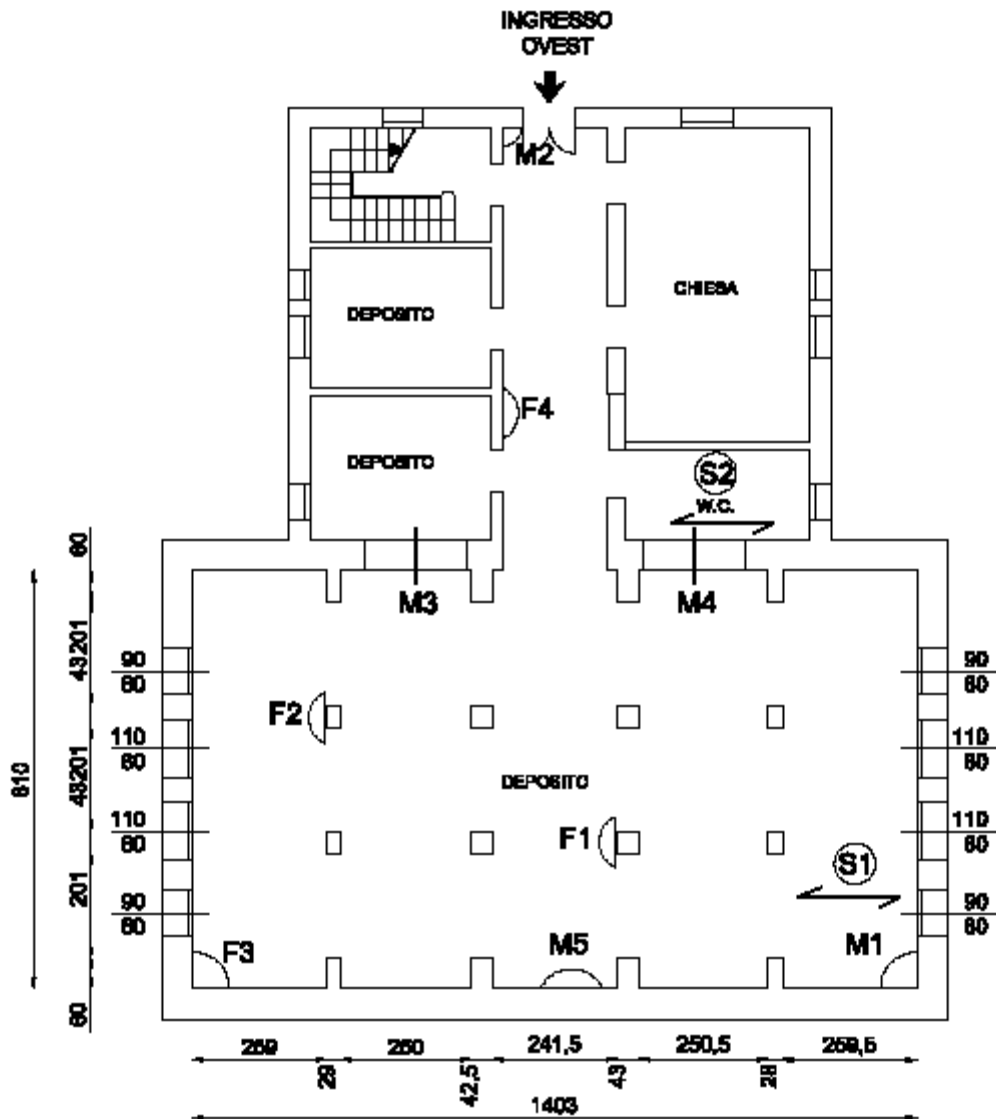
- M2: incrocio murario in mattoni ammorsati;

- M3: muro ad una testa + intercapedine d'aria + mattone in foglio a tamponare un arco;

- M4: muro ad una testa che tampona un arco pre-esistente;

- M5: le murature perimetrali del corpo anteriore sono formate da un muro esterno a due teste, da una intercapedine d'aria di circa cm. 15 e da una muratura interna ad una testa; le due pareti sono collegate tra loro con lesene ogni circa cm. 100;

- S1, S2: solaio costituito da travi in acciaio tipo INP 140, poste ad interasse di circa cm. 100, e volterranee in laterizio dello spessore di cm. 18, rasate con un getto di calcestruzzo probabilmente non armato.



PIANO NON UTILIZZATO
 verif. SIVSV con USL
 H 200 cm

LIVELLO 0

Pianta Piano Terra e Seminterrato



FOTO 01: sondaggio F1



FOTO 02: sondaggio F2



FOTO 03: sondaggio F3



FOTO 04: Sondaggio F4



FOTO 05: sondaggio M1



FOTO 06: sondaggio M2



FOTO 07: sondaggio M3



FOTO 08: Sondaggio M4



FOTO 09: sondaggio M5



FOTO 10: sondaggio S1

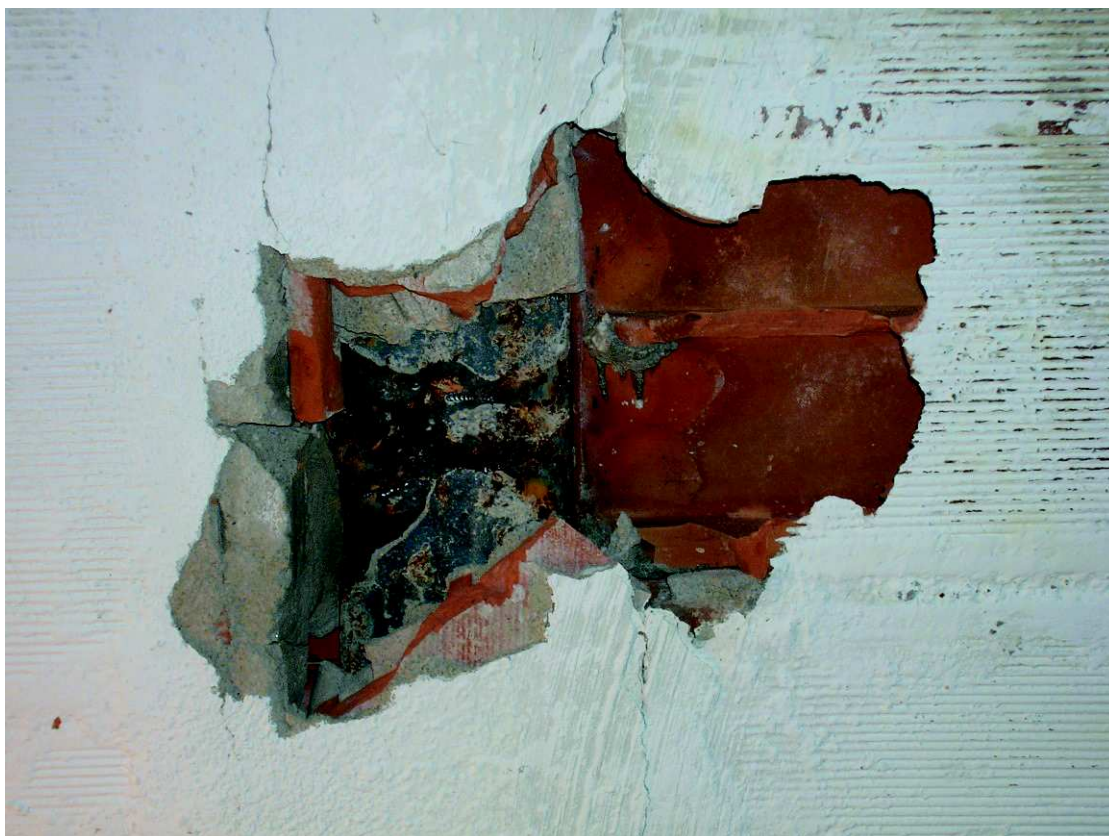
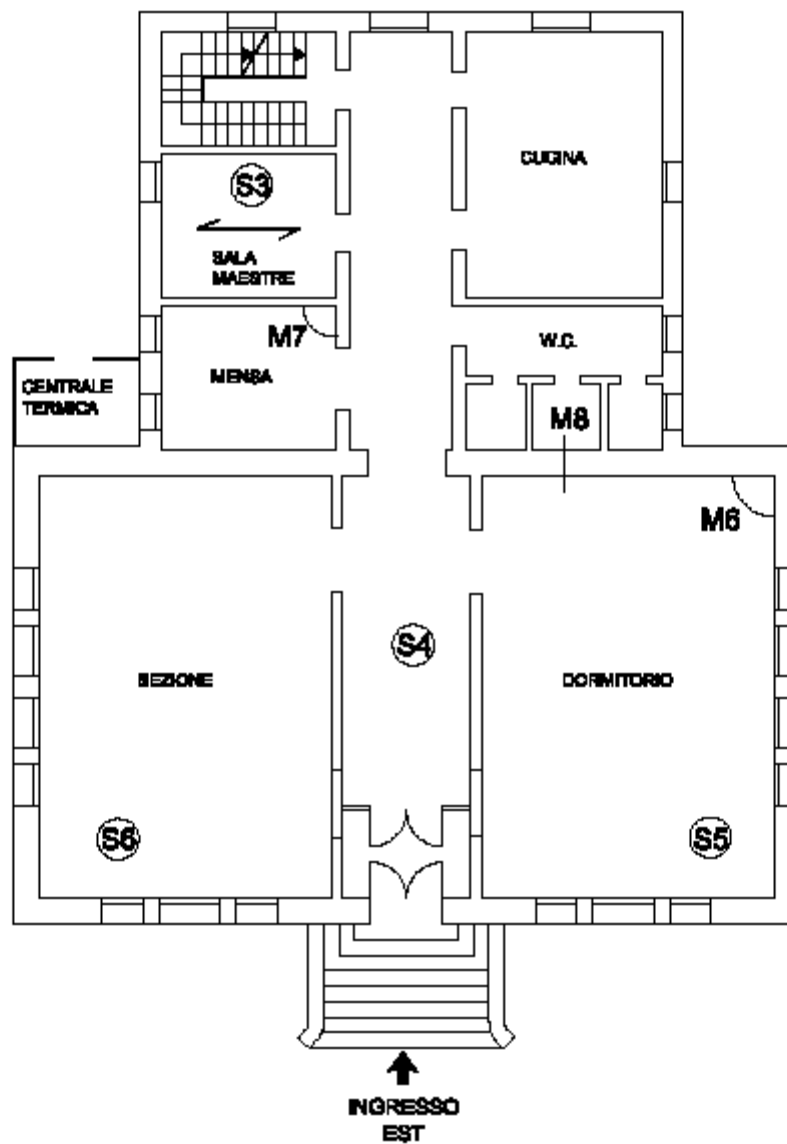


FOTO 11: sondaggio S2

4.2 Sondaggi al piano rialzato

Di seguito si riporta una pianta con la individuazione dei sondaggi eseguiti al piano rialzato:

- M6: muro interno ad una testa + intercapedine d'aria di spessore cm. 15 + muro esterno ad una testa, incrocio murario interno in mattoni poco ammorsati;
- M7: incrocio murario in mattoni ammorsati;
- M8: muratura interna a due teste, rilevata con un trapano;
- S3: solaio costituito da travi in acciaio tipo INP 140 e volterranee in laterizio;
- S4, S5: controsoffitto moderno a quadrotti, appeso con fili in acciaio al controsoffitto originario, composto da travi e travetti in legno ed arelle;
- S6: tetto in legno lato sud composto da incavallatura ortogonale alla facciata anteriore, cantonale di dimensioni cm. 20 x 20, travetti di dimensioni cm. 10 x 14 h e tavelle in laterizio.



LIVELLO 1

Pianta Piano Rialzato



FOTO 12: sondaggio M6



FOTO 13: sondaggio M6



FOTO 14: sondaggio S3



FOTO 15: Sondaggio S4

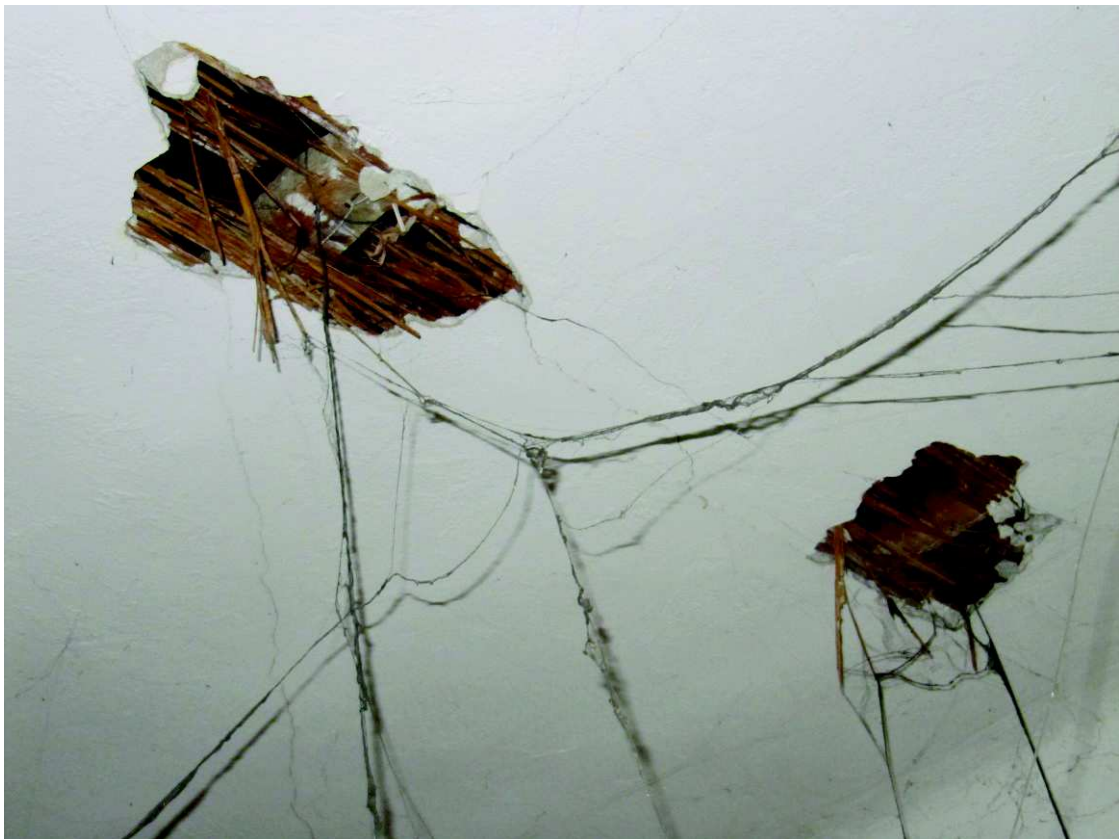


FOTO 16: sondaggio S4



FOTO 17: sondaggio S5



FOTO 18: sondaggio S5



FOTO 19: sondaggio S5



FOTO 20: sondaggio S6

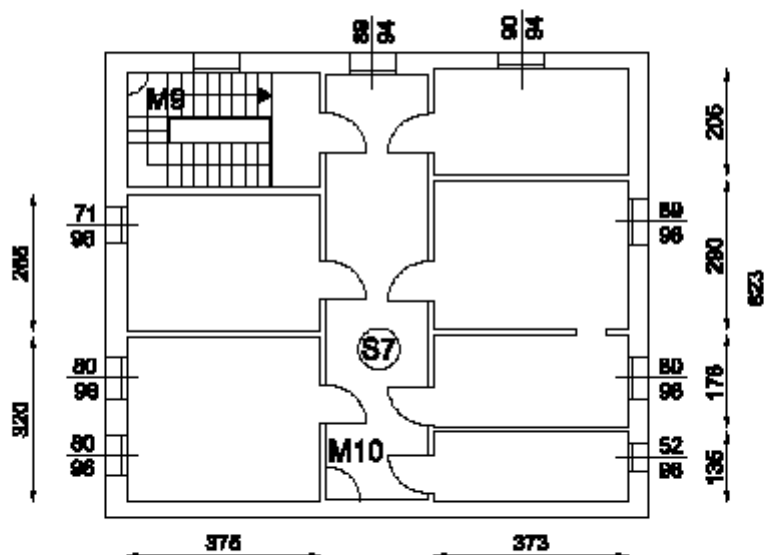


FOTO 21: sondaggio S6

4.3 Sondaggi al piano primo

Di seguito si riporta una pianta con la individuazione dei sondaggi eseguiti al piano rialzato:

- M9: incrocio murario in mattoni ammorsati;
- M10: incrocio murario in mattoni poco ammorsati;
- S7: tetto in legno lato nord composto da trave di colmo di dimensioni cm. 15 x 19 h, sorretto da travi di dimensioni cm. 14 x 20 h, con cantonali di dimensioni cm. 16 x 20 h, travetti di dimensioni cm. 12 x 10 h ad interasse di circa cm. 100 e tavelle in laterizio.



PIANO NON UTILIZZATO
verif SI/SV con LISL
bancala h 90 cm

LIVELLO 2 Pianta Piano Primo



FOTO 22: sondaggio M9



FOTO 23: sondaggio M10



FOTO 24: sondaggio S7



FOTO 25: Sondaggio S7

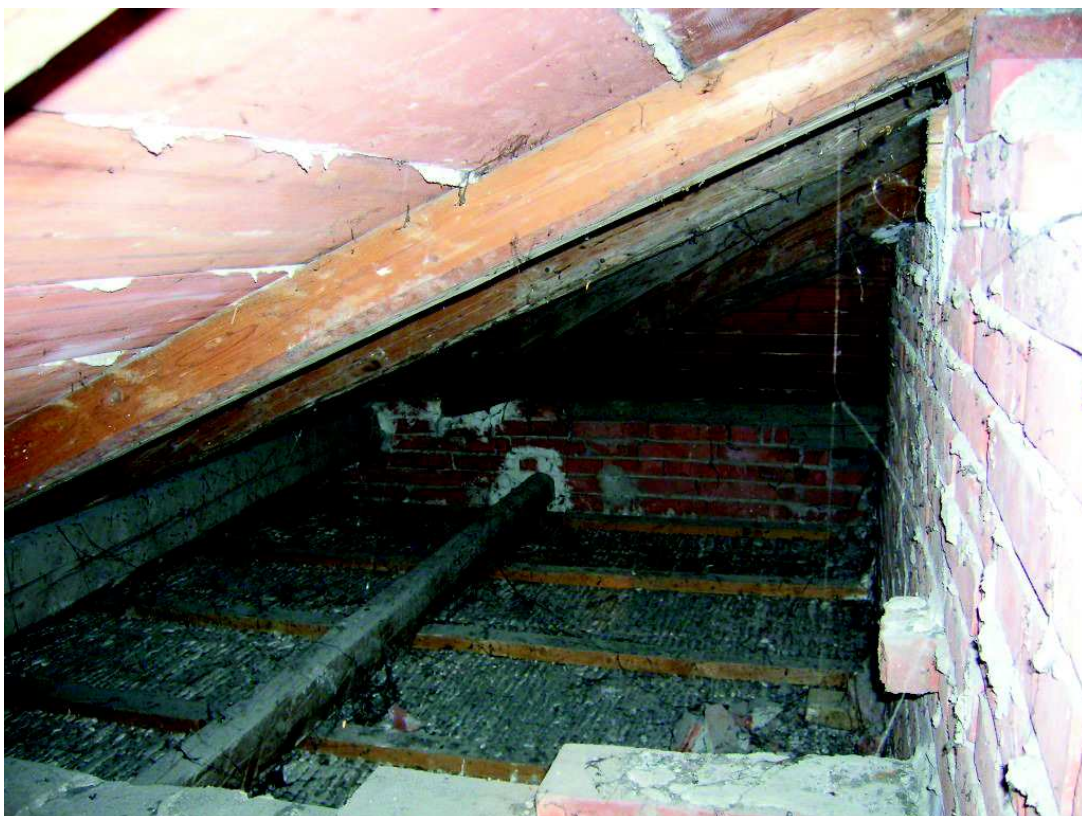


FOTO 26: sondaggio S7



FOTO 27: sondaggio S7

4.4 Sondaggio in copertura

Dal momento che la copertura anteriore risulta di fatto inaccessibile, oltre al foro nel controsoffitto eseguito nel 2012 con relativo saggio S6, in data 07/09/2016 è stato eseguito un foro nella copertura anteriore per poterne visionare lo stato in modo più ampio.

E' risultata confermata la presenza, anche nella zona est, di una incavallatura in legno ortogonale alla facciata anteriore; mentre risulta evidente anche una sorta di capriata rovesciata che sostiene il colmo.

Dal momento che il sottotetto in travetti ed arelle non risulta accessibile, sono state eseguite diverse fotografie e sono stati misurati alcuni elementi strutturali, i più vicini al foro eseguito; il cantonale risulta di dimensioni cm. 16 x 20, i travetti di dimensioni cm. 12 x 12 h ad interasse di 95 cm e le tavelle sono sempre in laterizio.



FOTO 28: autocarro con cestello



FOTO 29: foro ottenuto asportando di un tavellone



FOTO 30: incavallatura ortogonale alla facciata (appoggio vicino)



FOTO 31: incavallatura ortogonale alla facciata (zona centrale)



FOTO 32: incavallatura ortogonale alla facciata (appoggio lontano)



FOTO 33: cantonale e travetti



FOTO 34: capriata a sostegno del colmo



FOTO 35: base della capriata a sostegno del colmo

5. INDICAZIONE DELLE PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE

Gli esiti delle prove sono riportate nel certificato emessa in data 10 agosto 2012 dal laboratorio prove e materiali “elletipi s.r.l.”, con sede a Ferrara in Via Annibale Zucchini 69.

Di seguito si riporta l’elenco delle prove di laboratorio sulle murature del fabbricato per acquisire un livello di conoscenza sufficiente alla verifica della vulnerabilità dell’edificio:

- MATTONI: estrazione di campioni e/o muretti ed esecuzione della prova a schiacciamento di n° 3 tipologie di murature di mattoni pieni, uno per ogni piano del fabbricato;
- MALTA: prova a punzonamento di n° 3 tipologie di campioni estratti in corrispondenza dei giunti di malta.

6. DESCRIZIONE DELLE PROCEDURE PER LA DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA

Di seguito si riporterà la procedura che si seguirà per la verifica di vulnerabilità dell'edificio oggetto della presente relazione.

6.1 Quadro Normativo

- *Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12.10.2007*

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni.

- *Decreto del Ministro delle Infrastrutture del 14.01.2008*

Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

- *Circolare n. 617 del 02.02.2009*

Istruzione per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. del 14 gennaio 2008.

6.2 Analisi dei risultati della campagna dei sondaggi e delle prove di laboratorio

Sulla scorta delle prove sperimentali e di laboratorio eseguite saranno attribuire nella Relazione di Calcolo le proprietà meccaniche dei materiali strutturali dell'edificio.

6.3 Analisi dei carichi

Si eseguirà un'analisi dei carichi agenti, secondo quanto previsto dalle normative riportate in precedenza.

Si riportano nel seguito alcune considerazioni in merito all'applicazione delle "NTC08" che hanno comportato il richiamo ad altre norme specifiche.

Il D.M. 14 gennaio 2008, nella tabella 3.1.II, riporta i valori nominali e/o caratteristici dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici; per quanto riguarda le scuole indica, quale carico verticale uniformemente distribuito, il valore $q_k = 300$ daN/mq (Ambienti suscettibili di affollamento - Cat. C1).

Il penultimo capoverso del punto 3.1.4, tuttavia, precisa che i valori riportati sono riferiti a condizioni di uso corrente delle rispettive categorie e che altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

A tale riguardo si ricorda che il D.M. 18 dicembre 1975 "Norme tecniche aggiornate relative all'edilizia scolastica, ivi compresi gli indici minimi di funzionalità didattica, edilizia ed urbanistica da osservarsi nella esecuzione di opere di edilizia scolastica", forniva prescrizioni in merito ai carichi variabili da adottare, per le aule scolastiche pari a $q = 350$ daN/mq. La successiva Legge 11 gennaio 1996, n.23 "Norme per l'edilizia scolastica", al 5° comma dell'art.12, prescrive che "A decorrere dalla data di entrata in vigore della presente legge non si applica, salvo quanto previsto al comma 3 dell'articolo 53, il D.M.18 dicembre 1975 ...".

Alla data odierna la Regione Emilia Romagna non ha approvato le norme regionali di cui al comma 2, ma nelle esemplificazioni riportate nel sito web approntato per fornire chiarimenti ai professionisti incaricati per l'esecuzione delle verifiche di vulnerabilità (http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/pagine/sismica_download.htm), ritiene che, sotto l'aspetto tecnico, per quanto riguarda le aule scolastiche, il sovraccarico di riferimento sia quello definito nelle "NTC08".

Si concorda con tale impostazione, anche considerando che il valore del sovraccarico delle aule scolastiche raccomandato dall'EC1 è pari a 300 daN/mq, ed è quindi coincidente con quello definito dalle "NTC08".

6.4 Verifiche nei confronti dei carichi statici

I principali elementi resistenti orizzontali, come solai e travi in acciaio o legno, e le pareti in muratura saranno verificate secondo quanto previsto dalle normative riportate in precedenza.

6.5 Accelerazioni al suolo

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

In base alle coordinate geografiche, al periodo di riferimento per la costruzione V_r ed al periodo di ritorno dell'azione sismica, si ottengono i parametri su sito di riferimento rigido orizzontale; la risposta sismica locale viene poi definita dalla categoria di sottosuolo e dalla categoria topografica.

VITA NOMINALE: $V_N = 50$ anni (opere ordinarie)

CLASSE D'USO: III (costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi, nella Circolare si citano espressamente al punto C2.4.2 le scuole)

CATEGORIA DEL SUOLO: B – Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s (NSPT > 50, $c_u > 250$ kPa).

La categoria di sottosuolo è stata desunta dalla Relazione Geologica e Geotecnica redatta nell'ottobre 2012 dal Dott. Geol. Maurizio Castellari.

COEFF. TOPOGRAFICO: T1, avendo il pendio una pendenza media $i \leq 15^\circ$
quindi $S_T = 1,00$

LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA: Via Calanco 12, Comune di Dozza

COORDINATE GEOGRAFICHE: nel sistema ED50 utilizzato da INGV
latitudine: $44,361367^\circ$
longitudine: $11,634202^\circ$

Parametri di Calcolo

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | Modale | Muratura (1) | Muratura (2) | Pushover (1) | Pushover (2) | Pushover (3) | Mur. Armata | C.a.

Determinazione dell'Azione Sismica [§3.2]

1. Pericolosità sismica:
 Coordinate geografiche del sito (nel sistema ED50, utilizzato da INGV per il reticolo), in gradi decimali:
 Longitudine = Latitudine =

Tipo di interpolazione:
 Media ponderata: [3], §All.A
 Superficie rigata [§CA]

 Tab.2, All.B:

TR (anni)	a.g (g)	F.o	TC* (sec)
30	0.066	2.413	0.260
50	0.084	2.398	0.270
72	0.099	2.390	0.270
101	0.115	2.408	0.280
140	0.131	2.428	0.280
201	0.151	2.436	0.280
475	0.204	2.455	0.300
975	0.256	2.501	0.310
2475	0.332	2.591	0.325

2. P.V.R %: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V.R per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.1):

Stati limite	P.V.R (%)
SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	5

V.R (anni) = 75
 $T.R = V.R / h(1 - P.V.R)$

3. Valori dei parametri a.g, F.o, TC* per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite, e: S,S, C,C, S, TB, TC, TD, F.v [§3.2.3]:

Stati	Limite	TR (anni)	a.g (g)	F.o	TC* (sec)	S,S	C,C	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F.v
SLE	SLO	45	0.080	2.401	0.268	1.200	1.431	1.200	0.128	0.384	1.920	0.917
SLE	SLD	75	0.101	2.392	0.271	1.200	1.428	1.200	0.129	0.387	2.004	1.026
SLU	SLV	712	0.232	2.481	0.306	1.170	1.394	1.170	0.142	0.427	2.528	1.613
SLU	SLC	1462	0.287	2.540	0.316	1.108	1.385	1.108	0.146	0.438	2.748	1.837

Categoria di sottosuolo: h/H (h= quota sito, H=altezza rilievo topografico) ($0 < h/H < 1$) = [§3.2.3.2.1: ST=1.00] S,S da micro-zonazione sismica
 Categoria topografica: Coefficiente di amplificazione topografica S.T = Definizione di PGA
 acc. su roccia (come a.g)
 a.g*S (S=S,S * S,T)

- Componente orizzontale:
SLE: Smorzamento viscoso: ξ (%) = $\rightarrow \eta =$
SLU: $\alpha, \nu/\alpha, 1:$ (secondo §C8.7.1.2: 1.50) $\rightarrow q,0 =$ Regolarità in altezza $\rightarrow q =$ $\rightarrow \eta =$
 S,S = S = T (sec): TB = TC = TD =

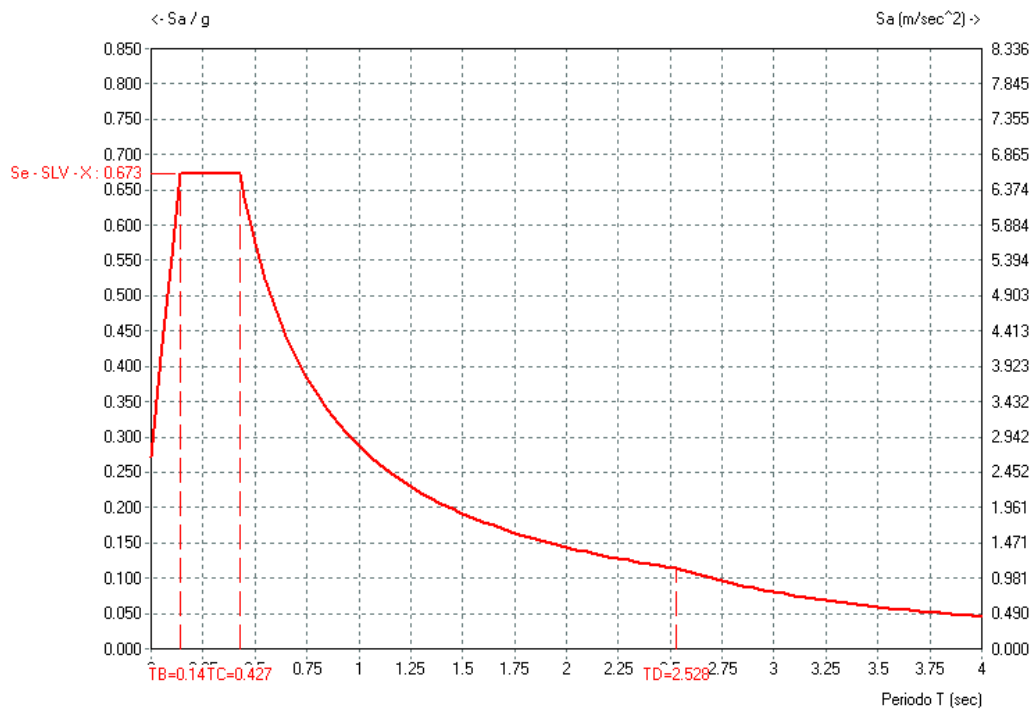
- Componente verticale:
SLE: ξ (%) = $\rightarrow \eta =$ **SLU:** q = $\rightarrow \eta =$

In Analisi Statica Non Lineare (Pushover) è stato calcolato: q = 5.000
 Secondo Normativa: q = k*(au/a1). Si ha: k = 1.5, e quindi: q = 2.100

Reimpostazione parametri dipendenti Tab.3. Reimpostazione automatica Tab.3

Legenda Parametri (modifiche: in confronto ai valori definiti dai criteri del DM 14.1.2008):
 indipendenti modificati modificabili, ma non modificati non modificabili

Spettri di risposta Elastico (Se) e di Progetto (Sd)



6.6 Modellazione strutturale

Come esposto più dettagliatamente nella Relazione di Calcolo, si eseguirà una modellazione strutturale dell'edificio con programmi software di modellazione e verifica strutturale specializzati per la verifica delle pareti murarie.

In particolare verrà utilizzato **PC.E Programma per il Calcolo strutturale ad Elementi finiti** (c) 1997-2009 AEDES Software, che presenta le seguenti funzionalità:

- Risoluzione agli elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D).
- Particolari funzionalità studiate per 'telai equivalenti' rappresentativi di elementi parete (ad esempio, telai 2D o 3D che modellano edifici in muratura). Analisi Statica e Sismica, in accordo con la nuova Normativa Sismica (D.M.14.1.2008) Analisi sismiche implementate: statica lineare (dinamica semplificata, o statica equivalente), dinamica modale; statica non lineare specifica per edifici in muratura (analisi pushover).

Il modello utilizzerà le proprietà dei materiali ed i carichi tratti dalle analisi elencate precedentemente.

6.7 Analisi statica

Si eseguirà una analisi statica utilizzando un modello della muratura a telaio equivalente; in particolare si eseguiranno per ogni maschio murario le seguenti verifiche:

- verifica a pressoflessione nel piano;
- verifica a taglio per scorrimento;
- verifica a taglio per fessurazione diagonale;
- verifica a pressoflessione ortogonale.

6.8 Analisi sismica con il metodo pushover

Si eseguirà una analisi sismica con il metodo Pushover utilizzando un modello della muratura a telaio equivalente, in cui pannelli murari saranno caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico.

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche possa essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi Pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura.

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove la matrice di rigidezza della struttura viene continuamente aggiornata, per tener conto della riduzione di rigidezza degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio, generalmente il punto in copertura.

Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a 1 grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante il rapporto fra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale.

L'analisi statica non lineare viene eseguita con le seguenti distribuzioni di forze.

Gruppo 1 (distribuzioni principali)

FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:

(A) (triangolare) Forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

(C) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(D) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

ADATTIVE: la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidezza, previa riesecuzione dell'analisi modale:

(F) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(G) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(H) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata

corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

Le distribuzioni (A)(B)(C) del Gruppo 1 e (E)(F)(G) del Gruppo 2 sono espressamente citate nelle NTC08 al punto §7.3.4.1. Le distribuzioni (D)(H) possono essere considerate distribuzioni multi-modali, alternative o complementari alle (C)(G).

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (NTC08 al punto §7.8.1.5.4); (C) solo se il periodo fondamentale è superiore a T_C .

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (NTC08 al punto §C8.7.1.4).

Ad ogni passo di calcolo se uno o più elementi collassano, occorre costruire una nuova curva di capacità dell'analisi corrente che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidità degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati.

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al punto §C7.3.4.1 della Circolare, viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica, equivalente allo spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta, del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), lo **Stato Limite di Danno SLD** è identificato con il punto caratterizzato dallo spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede i valori riportati nelle NTC08 al punto §7.3.7.2 (per muratura ordinaria: 3 per mille dell'altezza di piano); lo **Stato Limite Ultimo SLV** coincide con il punto caratterizzato dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo, NTC08 al punto §C7.8.1.5.4.

Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un **Coefficiente di Sicurezza**, dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1 , e quindi la struttura è in grado di sostenere lo spostamento richiesto dall'evento sismico.

Per gli edifici in muratura, generalmente molto rigidi, la verifica di resistenza, stato limite ultimo, è più impegnativa rispetto alla verifica di deformabilità, stato limite di danno; per tale motivo, in generale la verifica allo stato limite ultimo fornisce coefficienti di sicurezza minori rispetto allo stato limite di danno

6.9 Verifica a pressoflessione per azioni sismiche ortogonali alle pareti murarie

Si eseguirà una analisi sismica dinamica modale utilizzando un modello della muratura a telaio equivalente e si eseguiranno per ogni maschio murario le relative verifiche a pressoflessione ortogonale.

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

7. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Di seguito si valuterà livello di conoscenza raggiungibile a seguito dell'analisi della documentazione disponibile, dei saggi, delle indagini in situ e delle prove di laboratorio descritte ai punti precedenti.

Tale valutazione avverrà ai sensi della Circolare n° 617 del 02 febbraio 2009 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008, capitolo C8A (appendice al capitolo 8).

7.1 Geometria

Dal momento che non è stata reperita alcuna documentazione storica reperita, che consiste, in base al rilievo visivo eseguito nel corso dei diversi sopralluoghi ed alla campagna di saggi eseguita si ritiene soddisfatta la conoscenza della geometria strutturale dell'edificio.

7.2 Dettagli costruttivi

La Circolare precedentemente citata distingue per la parte in muratura tra:

- Verifiche in-situ limitate: sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.

- Verifiche in-situ estese ed esaustive: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

La Circolare precedentemente citata distingue per la parte in cemento armato tra:

- Progetto simulato: serve, in mancanza dei disegni esecutivi originali, a definire la quantità e la disposizione delle armature in tutti gli elementi con funzione strutturale o le caratteristiche dei collegamenti. E' eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore all'epoca della costruzione e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione.

- Verifiche in-situ limitate: servono per verificare la corrispondenza delle armature o le caratteristiche dei collegamenti effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato.

- Verifiche in-situ estese: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali come alternativa al progetto simulato seguito da verifiche limitate oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti.

In base alla documentazione storica reperita, si ritiene che la conoscenza dei dettagli costruttivi dell'edificio possa essere soddisfatta tramite la campagna di saggi eseguita, che corrisponde ad una "verifica in situ estesa".

7.3 Proprietà dei materiali

La Circolare precedentemente citata distingue per la parte in muratura tra:

- Indagini in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (in Tabella C8A.2.1 sono riportate alcune

tipologie più ricorrenti). Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

- Indagini in-situ estese: le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura (si veda la Tabella C8A.2.1 per le tipologie più ricorrenti). È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

La Circolare precedentemente citata distingue per la parte in cemento armato tra:

- Prove in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi, o da certificati originali di prova.

- Prove in-situ estese: servono ad ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificato originali di prova, oppure quando i valori ottenute dalle prove limitate risultano inferiori a quelle riportate nei disegni o nei certificati originali.

In base alla documentazione storica reperita, si ritiene che la conoscenza delle proprietà dei materiali possa essere soddisfatta tramite la campagna di prove eseguita, che corrisponde a "indagini in situ estese".

7.4 Conclusioni

Alla luce di quanto sopra esposto si ritiene che il *livello di conoscenza* che si raggiungerà, sarà del tipo *LC2*, quindi con un *fattore di confidenza FC=1,20*.

8. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI

Sulla scorta delle prove sperimentali e di laboratorio eseguite da “elletipi s.r.l.” sono di seguito attribuite le proprietà meccaniche dei materiali strutturali dell’edificio.

Si ricorda che il livello di conoscenza corrispondente ai rilievi effettuati, ai saggi ed alle prove eseguite risulta pari a LC2, per cui il fattore di confidenza relativo risulta $FC = 1,20$.

8.1 Muratura esistente in mattoni semipieni e malta di calce

Dalle prove della “elletipi” ottengo:

Resistenza a compressione dei mattoni:

prova 1 $f_b = 352 \text{ daN/ cm}^2$

prova 2 $f_b = 359 \text{ daN/ cm}^2$

prova 3 $f_b = 422 \text{ daN/ cm}^2$

Resistenza a compressione della malta:

prova 1 $f_m = 13,20 \text{ daN/ cm}^2$

prova 2 $f_m = 8,90 \text{ daN/ cm}^2$

prova 3 $f_m = 21,70 \text{ daN/ cm}^2$

Conoscendo tali valori, non si riesce a determinare la resistenza a compressione della muratura tramite la tabella 11.10.V riportata al capitolo 11.10 dell NTC 08, relativo alla muratura portante di nuova costruzione, in quanto il limite inferiore della resistenza della malta è pari a $f_m = 25,00 \text{ daN/ cm}^2$ per una malta M2.5.

Invece si riesce a determinare la resistenza della muratura tramite la formula dell’Eurocodice 6:

$$f_k = 0,55 \times f_b^{0,65} \times f_m^{0,25} = 49,2 \text{ daN/ cm}^2$$

prova 1 $f_k = 59,60 \text{ daN/ cm}^2$

prova 2 $f_k = 54,70 \text{ daN/ cm}^2$

prova 3

$$f_k = 76,00 \text{ daN/ cm}^2$$

Il valore medio della resistenza della muratura quindi vale:

$$f_{k\text{medio}} = 63,40 \text{ daN/ cm}^2$$

Essendo il livello di conoscenza pari a LC2, considero il valore medio della resistenza media a compressione della muratura nell'intervallo della tabella C8A.2.1 della Circolare per la muratura in mattoni pieni e malta di calce esistente, pari a:

$$f_m = (24,0 + 40,0)/2 = 32,0 \text{ daN/ cm}^2$$

Applico poi i coefficienti indicati dalla stessa Circolare con riferimento alla malta di buone caratteristiche ed alla presenza di connessioni trasversali, quindi:

$$f_m = 32 \times 1,5 \times 1,3 = 62,40 \text{ daN/ cm}^2$$

Quindi la resistenza di calcolo si ottiene dividendo per il fattore di confidenza $FC = 1,20$ e vale:

$$f_d = 62,40/1,20 = 52,00 \text{ daN/ cm}^2$$

Analogamente discendono gli altri parametri meccanici:

$$\tau_m = (0,60 + 0,92) \times 1,5 \times 1,3 = 1,48 \text{ daN/ cm}^2$$

$$\tau_0 = 1,48/1,20 = 1,23 \text{ daN/ cm}^2$$

$$E = (12.000 + 18.000)/2 \times 1,5 = 22.500 \text{ daN/cm}^2$$

$$G = (4.000 + 6.000)/2 \times 1,5 = 7.500 \text{ daN/cm}^2$$

8.2 Muratura esistente in mattoni semipieni e malta di calce con muro a cassetta del piano seminterrato

Come risulta dai saggi eseguiti, i muri perimetrali della zona anteriore ad un solo piano fuori terra sono costituiti da muri a cassetta.

In particolare i muri del piano seminterrato sono composti da una muratura a due teste esterna e da una muratura ad una testa interna; lo spessore dell'intercapedine d'aria è di circa cm. 14.

Dal momento che sono presenti zone piene in corrispondenza degli incroci murari e delle colonne isolate, si considera che al piano interrato il muro perimetrale della zona anteriore sia a tre teste.

Nel modello PCE le murature del piano interrato sono state modellate a tre teste; rispetto al punto 8.1 le resistenze meccaniche non saranno moltiplicate per il coefficiente amplificativo dovuto alla presenza di connessioni trasversali.

Il valore medio della resistenza della muratura dalle prove della “elletipi” vale:

$$f_{k\text{medio}} = 63,40 \text{ daN/ cm}^2$$

Essendo il livello di conoscenza pari a LC2, considero il valore medio della resistenza media a compressione della muratura nell'intervallo della tabella C8A.2.1 della Circolare per la muratura in mattoni pieni e malta di calce esistente, pari a:

$$f_m = (24,0 + 40,0)/2 = 32,0 \text{ daN/ cm}^2$$

Applico poi il coefficiente indicato dalla stessa Circolare con riferimento solo alla malta di buone caratteristiche, quindi:

$$f_m = 32 \times 1,5 = 48,00 \text{ daN/ cm}^2$$

Quindi la resistenza di calcolo si ottiene dividendo per il fattore di confidenza $FC = 1,20$ e vale:

$$f_d = 48,00/1,20 = 40,00 \text{ daN/ cm}^2$$

Analogamente discendono gli altri parametri meccanici:

$$\tau_m = (0,60 + 0,92) \times 1,5 = 1,14 \text{ daN/ cm}^2$$

$$\tau_0 = 1,14/1,20 = 0,95 \text{ daN/ cm}^2$$

$$E = (12.000 + 18.000)/2 \times 1,5 = 22.500 \text{ daN/cm}^2$$

$$G = (4.000 + 6.000)/2 \times 1,5 = 7.500 \text{ daN/cm}^2$$

8.3 Muratura esistente in mattoni semipieni e malta di calce con muro a cassetta del piano rialzato

Come risulta dai saggi eseguiti, i muri perimetrali della zona anteriore ad un solo piano fuori terra sono costituiti da muri a cassetta.

In particolare i muri del piano rialzato sono composti da una muratura ad una testa esterna ed interna; lo spessore dell'intercapedine d'aria è di circa cm. 14.

Dal momento che sono presenti zone piene in corrispondenza degli incroci murari e delle colonne isolate, si considera che al piano rialzato il muro perimetrale della zona anteriore sia a due teste.

Nel modello PCE le murature del piano rialzato sono state modellate a tre teste; rispetto al punto 8.1 le resistenze meccaniche non saranno moltiplicate per il coefficiente amplificativo dovuto alla presenza di connessioni trasversali, inoltre saranno penalizzate di un coefficiente riduttivo pari a $28/42 = 0.67$, approssimato a 0.70 per tener conto, sempre comunque a favore di sicurezza, delle zone piene.

Il valore medio della resistenza della muratura dalle prove della "elletip" vale:

$$f_{k\text{medio}} = 63,40 \text{ daN/ cm}^2$$

Essendo il livello di conoscenza pari a LC2, considero il valore medio della resistenza media a compressione della muratura nell'intervallo della tabella C8A.2.1 della Circolare per la muratura in mattoni pieni e malta di calce esistente, pari a:

$$f_m = (24,0 + 40,0)/2 = 32,0 \text{ daN/ cm}^2$$

Applico poi il coefficiente indicato dalla stessa Circolare con riferimento solo alla malta di buone caratteristiche, ed il coefficiente di riduzione per lo spessore, quindi:

$$f_m = 32 \times 1,5 \times 0,7 = 33,60 \text{ daN/ cm}^2$$

Quindi la resistenza di calcolo si ottiene dividendo per il fattore di confidenza $FC = 1,20$ e vale:

$$f_d = 33,60/1,20 = 28,00 \text{ daN/ cm}^2$$

Analogamente discendono gli altri parametri meccanici:

$$\tau_m = (0,60 + 0,92) \times 1,5 \times 0,7 = 0,80 \text{ daN/ cm}^2$$

$$\tau_0 = 0,80/1,20 = 0,66 \text{ daN/ cm}^2$$

$$E = (12.000 + 18.000)/2 \times 1,5 \times 0,7 = 15.750 \text{ daN/cm}^2$$

$$G = (4.000 + 6.000)/2 \times 1,5 \times 0,7 = 5.250 \text{ daN/cm}^2$$

8.4 Acciaio per profilati esistenti

Ci si riferisce alle travi in acciaio INP 140 che sorreggono i solai con volterranee in laterizio del piano rialzato e del piano primo.

Considero che le travi siano composte con acciaio Fe360, di caratteristiche meccaniche simili ad un moderno S235:

$$\text{Resistenza a snervamento:} \quad f_y > 2350 \text{ daN/ cm}^2$$

$$\text{Resistenza a rottura:} \quad f_t > 3400 \text{ daN/ cm}^2$$

Al fine di determinare valore di calcolo per la verifica considero il fattore di confidenza

FC = 1,20 ottenendo:

$$f_{yd} = 2350/1,20 = 1958 \text{ daN/ cm}^2$$

8.5 Legno massiccio esistente

Per la copertura esistente in legno si considera a favore di sicurezza che sia stato usato un legno massiccio di caratteristiche scarse, equivalente all'odierno **abete del Nord Italia classe di resistenza S3**, il legname con le caratteristiche meccaniche peggiori tra tutte le specie legnose di provenienza italiana secondo la norma UNI 11035-2:

$$\text{tensione caratteristica a flessione} \quad f_{m,k} = 170 \text{ daN/ cm}^2$$

$$\text{tensione caratteristica di trazione parallela} \quad f_{t,0,k} = 100 \text{ daN/ cm}^2$$

$$\text{tensione caratteristica di compressione} \quad f_{c,0,k} = 180 \text{ daN/ cm}^2$$

$$\text{tensione caratteristica a taglio} \quad f_{v,k} = 19 \text{ daN/ cm}^2$$

modulo di elasticità medio

$$E = 95.000 \text{ daN/ cm}^2$$

La resistenza di progetto a flessione del legno si ottiene moltiplicando per il coefficiente $k_{\text{mod}} = 0,90$, essendo la neve un carico di breve durata, e dividendo per il fattore di confidenza $FC = 1,20$ ottenendo:

$$f_{m,d} = 170 \times 0,90 / 1,20 = 127,5 \text{ daN/ cm}^2$$

9. ANALISI DEI CARICHI

Le strutture esistenti sono soggette ai seguenti carichi e sovraccarichi.

- Solaio di copertura in legno:

Carichi permanenti

peso proprio travetti e tavelle	60	kg/mq
coppi	70	kg/mq
Carichi della neve	120	kg/mq
<hr/>		
Totale	250	kg/mq

- Controsoffitto zona anteriore:

Carichi permanenti

peso proprio travetti in legno	30	kg/mq
esistente in arelle	30	kg/mq
nuovo a quadrotti	30	kg/mq
<hr/>		
Totale	90	kg/mq

- Solaio del piano primo in travi in acciaio e volterrane (non utilizzato dalla scuola):

Carichi permanenti

peso proprio	160	kg/mq
sovraccarichi	90	kg/mq
tramezzi (ove presenti)	120	kg/mq
Carichi accidentali	200	kg/mq
<hr/>		
Totale	570	kg/mq

- Solaio del piano terra in travi in acciaio e volterrane (utilizzato dalla scuola):

Carichi permanenti		
peso proprio	160	kg/mq
sovraccarichi	90	kg/mq
Carichi accidentali	300	kg/mq
	<hr/>	
Totale	550	kg/mq

10. COEFFICIENTI PARZIALI DELLE AZIONI E DI COMBINAZIONE

10.1 Azioni non sismiche

Si riportano nel seguito i coefficienti parziali delle azioni ed i coefficienti di combinazioni adottati per le verifiche strutturali:

- Coefficienti parziali delle azioni:

Carichi permanenti strutturali (es. peso proprio) $\gamma_{G1} = 1,30$

Carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti (es. intonaco, massetto e pavimento) $\gamma_{G1} = 1,30$

Carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti (es. tramezzi) $\gamma_{G2} = 1,50$

Carichi variabili $\gamma_Q = 1,50$

- Coefficienti di combinazione per i carichi variabili:

Categoria C (ambienti suscettibili di affollamento) $\psi_0 = 0,7$

Neve $\psi_0 = 0,5$

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

10.2 Azioni sismiche

Si riportano nel seguito i coefficienti parziali delle azioni adottati per le verifiche strutturali:

- Coefficienti parziali delle azioni:

Carichi permanenti e permanenti non strutturali : $\gamma_{G1} = 1,00$

Carichi variabili:

Categoria C (ambienti suscettibili di affollamento) $\psi_2 = 0,6$

Neve

$$\psi_2 = 0,0$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica

(SLV):

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

11. ANALISI STATICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

11.1 Solaio del piano rialzato

Si verifica il solaio dove sono stati eseguiti i saggi S1 ed S2 all'intradosso; dai saggi sono state rilevate le seguenti caratteristiche:

- solaio costituito da travi in acciaio tipo INP140, poste ad interasse di circa cm. 100, e volterranee in laterizio dello spessore di cm. 18, rasate con un getto di calcestruzzo probabilmente non armato.

Carico del solaio: $q = 160 \times 1,30 + 90 \times 1,30 + 300 \times 1,50 = 775 \text{ daN/m}^2$

Carico distribuito: $q = 775 \times 1,00 = 775 \text{ daN/m}$

Luce netta: $L = 375 \text{ cm}$

Caratteristiche meccaniche: INP 140 $W = 81,8 \text{ cm}^3$

$J = 572 \text{ cm}^4$

- $M_{ed} = 775 \times 3,75^2/8 = 1362 \text{ daNm}$
 $\sigma_f = 1362 \times 100/81,8 = 1665 \text{ daN/cm}^2 < f_{yd} = 1958 \text{ daN/cm}^2$
- freccia massima $f = 1,66 \text{ cm} = l/226$

11.2 Solaio del piano primo

Si verifica il solaio dove è stato eseguito il saggio S3 all'intradosso; dai saggi sono state rilevate le seguenti caratteristiche:

- solaio costituito da travi in acciaio tipo INP140, poste ad interasse di circa cm. 100, e volterranee in laterizio dello spessore di cm. 18, rasate con un getto di calcestruzzo probabilmente non armato.

Carico del solaio: $q = 160 \times 1,30 + 90 \times 1,30 + 120 \times 1,5 + 200 \times 1,50 = 805 \text{ daN/m}^2$

Carico distribuito: $q = 805 \times 1,00 = 805 \text{ daN/m}$

Luce netta: $L = 375 \text{ cm}$

Caratteristiche meccaniche: INP 140 $W = 81,8 \text{ cm}^3$

$$J = 572 \text{ cm}^4$$

- $M_{ed} = 805 \times 3,75^2/8 = 1415 \text{ daNm}$

$$\sigma_f = 1415 \times 100/81,8 = 1730 \text{ daN/cm}^2 < f_{yd} = 1958 \text{ daN/cm}^2$$

- freccia massima $f = 1,73 \text{ cm} = l/217$

11.3 Travetti in legno 12 x 10 h della copertura lato nord (S7)

Modulo di resistenza: $W = 200,0 \text{ cm}^3$

Momento di inerzia: $J = 1.000 \text{ cm}^4$

Si verifica la tratta con lunghezza maggiore.

Luce di calcolo: $L = 240 \text{ cm}$

Interasse travetti: $i = 100 \text{ cm}$

Carico del solaio: $q = 60 \times 1,30 + 70 \times 1,30 + 120 \times 1,50 = 350 \text{ daN/m}^2$

Carico distribuito: $q = 350 \times 1,00 = 350 \text{ daN/m}$

- Verifica di resistenza agli SLU

$$M_{ed} = 350 \times 2,35^2/8 = 2242 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{m,d} = 2242 \times 100/200,0 = 1121 \text{ daN/cm}^2 < f_{m,d} = 127,5 \text{ daN/cm}^2$$

- Verifica di deformabilità agli SLE

Considero come stato limite di esercizio SLE la combinazione rara:

carico permanente: $q_{perm} = 130 \text{ daN/m}$

$$f_{perm,ist} = (5 q L^4)/(384 E J) = 0,54 \text{ cm}$$

carico accidentale: $q_{acc} = 120 \text{ daN/m}$

$$f_{acc,ist} = (5 q L^4)/(384 E J) = 0,50 \text{ cm}$$

Assumendo per la classe di servizio 2 $k_{def} = 0,80$ ed il coefficiente parziale sulle azioni accidentali $\psi_2 = 0,0$ per la neve in copertura, la freccia a lungo termine vale:

$$f_{fin} = 0,54 \times (1,00 + 0,80) + 0,50 \times (1,00 + 0,0 \times 0,80) = 1,47 \text{ cm} = L/160$$

Il travetto è quindi abbastanza deformabile ma, essendo un elemento esistente, si può ritenere abbia una freccia comunque accettabile.

11.4 Rompitratta in legno 12 x 18 h della copertura lato nord (S7)

Modulo di resistenza: $W = 648 \text{ cm}^3$

Momento di inerzia: $J = 5.832 \text{ cm}^4$

Luce di calcolo: $L = 300 \text{ cm}$

Carico uniforme (peso proprio): $q = 20 \times 1,30 = 30 \text{ daN/m}$

Carico del solaio: $q = 60 \times 1,30 + 70 \times 1,30 + 120 \times 1,50 = 350 \text{ daN/m}^2$

Carico distribuito: $q_{\max} = 30 + 350 \times 3,60/2 = 660 \text{ daN/m}$

- Verifica di resistenza agli SLU

$$M_{ed} = 660 \times 3,00^2/8 = 750 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{m,d} = 750 \times 100/648 = 116 \text{ daN/cm}^2 < f_{m,d} = 127,5 \text{ daN/cm}^2$$

11.5 Cantonale in legno 16 x 20 h della copertura lato nord (S7)

Modulo di resistenza: $W = 1067,7 \text{ cm}^3$

Momento di inerzia: $J = 10.667 \text{ cm}^4$

Luce di calcolo: $L = 340 \text{ cm}$

Carico uniforme (peso proprio): $q = 20 \times 1,30 = 30 \text{ daN/m}$

Carico del solaio: $q = 60 \times 1,30 + 70 \times 1,30 + 120 \times 1,50 = 350 \text{ daN/m}^2$

Carico triangolare: $q_{\max} = 350 \times 2,40 = 840 \text{ daN/m}$

- Verifica di resistenza agli SLU

$$M_{ed} = 30 \times 3,40^2/8 + 0.06415 \times 840 \times 3,40^2 = 670 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{m,d} = 670 \times 100/1067,7 = 63 \text{ daN/cm}^2 < f_{m,d} = 127,5 \text{ daN/cm}^2$$

11.6 Colmo in legno 15 x 19 h della copertura lato nord (S7)

Modulo di resistenza: $W = 902,5 \text{ cm}^3$

Momento di inerzia: $J = 8.574 \text{ cm}^4$

Luce di calcolo: $L = 340 \text{ cm}$

Carico uniforme (peso proprio): $q = 20 \times 1,30 = 30 \text{ daN/m}$

Carico del solaio: $q = 60 \times 1,30 + 70 \times 1,30 + 120 \times 1,50 = 350 \text{ daN/m}^2$

Carico distribuito: $q_{\max} = 350 \times 2,20/2 = 390 \text{ daN/m}$

- Verifica di resistenza agli SLU

$$M_{ed} = (30 + 390) \times 3,40^2/8 = 610 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{m,d} = 610 \times 100/902,5 = 68 \text{ daN/cm}^2 < f_{m,d} = 127,5 \text{ daN/cm}^2$$

11.7 Traverso in legno 14 x 20 h della copertura lato nord (S7)

Modulo di resistenza: $W = 933,3 \text{ cm}^3$

Momento di inerzia: $J = 9.333 \text{ cm}^4$

Luce di calcolo: $L = 220 \text{ cm}$

Carico uniforme (peso proprio): $q = 20 \times 1,30 = 30 \text{ daN/m}$

Carico del solaio: $q = 60 \times 1,30 + 70 \times 1,30 + 120 \times 1,50 = 350 \text{ daN/m}^2$

Carico concentrato dal colmo: $P_1 = 420 \times 3,40/2 = 720 \text{ daN}$

Carico concentrato dai cantonali: $P_2 = (30 + 350) \times 2,20 \times 2 = 1680 \text{ daN}$

- Verifica di resistenza agli SLU

$$M_{ed} = 30 \times 2,20^2/8 + 1680 \times 2,20/4 = 1000 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{m,d} = 1000 \times 100/933,3 = 107 \text{ daN/cm}^2 < f_{m,d} = 127,5 \text{ daN/cm}^2$$

11.8 Travetti in legno 12 x 12 h della copertura lato sud

Modulo di resistenza: $W = 288 \text{ cm}^3$

Momento di inerzia: $J = 1.728 \text{ cm}^4$

Si verifica la tratta con lunghezza maggiore.

Luce di calcolo: $L = 240 \text{ cm}$

Interasse travetti: $i = 100 \text{ cm}$

Carico del solaio: $q = 60 \times 1,30 + 70 \times 1,30 + 120 \times 1,50 = 350 \text{ daN/m}^2$

Carico distribuito: $q = 350 \times 1,00 = 350 \text{ daN/m}$

- Verifica di resistenza agli SLU

$$M_{ed} = 350 \times 2,40^2/8 = 252 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{m,d} = 252 \times 100/288 = 88 \text{ daN/cm}^2 < f_{m,d} = 127,5 \text{ daN/cm}^2$$

- Verifica di deformabilità agli SLE

Considero come stato limite di esercizio SLE la combinazione rara:

carico permanente: $q_{perm} = 130 \text{ daN/m}$

$$f_{perm,ist} = (5 q L^4)/(384 E J) = 0,34 \text{ cm}$$

carico accidentale: $q_{acc} = 120 \text{ daN/m}$

$$f_{acc,ist} = (5 q L^4)/(384 E J) = 0,32 \text{ cm}$$

Assumendo per la classe di servizio 2 $k_{def} = 0,80$ ed il coefficiente parziale sulle azioni accidentali $\psi_2 = 0,0$ per la neve in copertura, la freccia a lungo termine vale:

$$f_{fin} = 0,34 \times (1,00 + 0,80) + 0,32 \times (1,00 + 0,0 \times 0,80) = 0,94 \text{ cm} = L/255$$

11.9 Cantonale in legno 16 x 20 h della copertura lato sud

Modulo di resistenza: $W = 1066,6 \text{ cm}^3$

Momento di inerzia: $J = 10.666 \text{ cm}^4$

Luce di calcolo: $L = 340 \text{ cm}$

Carico uniforme (peso proprio): $q = 20 \times 1,30 = 30 \text{ daN/m}$

Carico del solaio: $q = 60 \times 1,30 + 70 \times 1,30 + 120 \times 1,50 = 350 \text{ daN/m}^2$

Carico triangolare: $q_{max} = 350 \times 2,40 = 840 \text{ daN/m}$

- Verifica di resistenza agli SLU

$$M_{ed} = 30 \times 3,40^2/8 + 0.06415 \times 840 \times 3,40^2 = 670 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{m,d} = 670 \times 100/1066,6 = 63 \text{ daN/cm}^2 < f_{m,d} = 127,5 \text{ daN/cm}^2$$

12. PRESSIONI SUL TERRENO DI FONDAZIONE

12.1 Considerazioni generali sui terreni di fondazione

Come si evince dalla relazione geologica e geotecnica del 12 ottobre 2012 a firma del Dott. Geol. Maurizio Castellari, i terreni su cui si impostano le fondazioni esistenti sono costituiti da limi sabbiosi ed argillosi.

La relazione geologico e geotecnica indica per il terreno di fondazione il seguente valore della resistenza di progetto:

$$q_d = 5,00 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica SLU di tipo geotecnico (GEO) delle pressioni sul terreno è stata condotta dal geologo secondo l'approccio 2 (A1 + M1 + R3) delle NTC 08, dove i coefficienti moltiplicativi dei carichi sono quelli soliti utilizzati per le verifiche strutturali, i coefficienti per i parametri geotecnici del terreno hanno valore unitario ed il coefficiente di sicurezza per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali vale $\gamma_r = 2,3$.

12.2 Carichi su alcuni elementi di fondazione

I carichi trasmessi dall'elevazione valgono:

- copertura	$q = 60 \times 1,3 + 70 \times 1,3 + 120 \times 1,5$	= 280 daN/m ²
- controsoffitto	$q = 90 \times 1,3$	= 120 daN/m ²
- P. 1°	$q = 250 \times 1,3 + 120 \times 1,5 + 200 \times 1,5$	= 810 daN/m ²
- P. T°	$q = 250 \times 1,3 + 300 \times 1,5$	= 780 daN/m ²
- Muratura 1 testa	$q = 1800 \times 0,17 \times 1,3$	= 400 daN/m ²
- Muratura 2 teste	$q = 1800 \times 0,30 \times 1,3$	= 710 daN/m ²
- Muratura 3 teste	$q = 1800 \times 0,45 \times 1,3$	= 1060 daN/m ²

Si calcolano ora i carichi per metro lineare, relativi alle fondazioni, come somma dei pesi trasmessi dai solai e dai pesi propri di muratura e fondazione stessa.

Muro esterno lato sud

fondazione in mur.	1800 x 1,04 x 1,00 x 1,3	2440	daN/m
fondazione in c.a.	2500 x 0,80 x 0,40 x 1,3	1040	daN/m
muratura P. Int.	1060 x 1,00 x 2,90	3080	“
muratura P.T.	710 x 0,80 x 6,80	3870	“
solaio P.1°	1050 x 8.00 /2	4200	“
solai intermedi	(780 + 120) x 1.00	900	“
solaio copertura	280 x (1.00 + 0,80)	510	“

Totale 16040 daN/m

Muro esterno lato ovest

fondazione in mur.	1800 x 0,80 x 1,00 x 1,3	1880	daN/m
fondazione in c.a.	2500 x 0,56 x 0,40 x 1,3	730	daN/m
muratura P. Int.	1060 x 1,00 x 2,90	3080	“
muratura P.T.	710 x 0,80 x 6,80	3870	“
solai intermedi	(780 + 120) x 6.00/2	2700	“
solaio copertura	280 x (6.00/2 + 0,80)	1070	“

Totale 13330 daN/m

Muro interno

fondazione in mur.	1800 x 0,50 x 1,00 x 1,3	1170	daN/m
fondazione in c.a.	2500 x 0,28 x 0,40 x 1,3	370	daN/m
muratura P. Int.	400 x 0,80 x 2,90	930	“
muratura P.T.	400 x 0,80 x 3,40	1090	“
muratura P.T.	400 x 0,80 x (3,40 + 1,50)	1570	“
solai intermedi	(780 + 810) x 5.90/2	4690	“

solaio copertura	280 x 5.90/2	830	“
Totale		10650 daN/m	

Pilastro interno 42 x 42

plinto in muratura	1800 x 1,42 x 0,66 x 0,30 x 1,3	660	daN
plinto in c.a.	2500 x 1,42 x 0,66 x 0,60 x 1,3	1830	daN
trave in c.a.	2500 x 1,42 x 0,42 x 0,40 x 1,3	780	daN
muratura P. Int.	1060 x 0,30 x 2,90 x 4,90/2	2260	“
muratura P.T.	400 x 0,80 x (6,80+0,70) x 4,90/2	5880	“
solai intermedi	(780 + 120) x 5.80/2	2610	“
solaio copertura	280 x 5.80/2	820	“
Totale		14840 daN	

Pilastro interno 28 x 42

plinto in muratura	1800 x 1,22 x 0,54 x 0,30 x 1,3	470	daN
plinto in c.a.	2500 x 1,22 x 0,54 x 0,50 x 1,3	1070	daN
trave in c.a.	2500 x 1,22 x 0,28 x 0,50 x 1,3	560	daN
muratura P. Int.	710 x 0,30 x 2,90 x 4,90/2	1520	“
solaio P.T.	780 x 5.80/2	2270	“
Totale		5890 daN	

12.3 Pressioni sul terreno di alcuni elementi di fondazione

Al fine di determinare il livello di sollecitazione massimo cui risulta soggetto il terreno, già consolidato dal carico del fabbricato esistente, si riporta nel seguito il valore fornito

dai diversi elementi di fondazioni analizzati, scelti in corrispondenza dei saggi eseguiti in fondazione.

Muro esterno lato sud

$$\sigma_{t,max} = 16040 / 104 \times 100 = 1,54 \text{ daN/cm}^2$$

Muro esterno lato ovest

$$\sigma_{t,max} = 13330 / 80 \times 100 = 1,67 \text{ daN/cm}^2$$

Muro interno

$$\sigma_{t,max} = 10650 / 50 \times 100 = 2,13 \text{ daN/cm}^2$$

Pilastro interno 42 x 42

$$\sigma_{t,max} = 14840 / (142 \times 66) = 1,58 \text{ daN/cm}^2$$

Pilastro interno 28 x 42

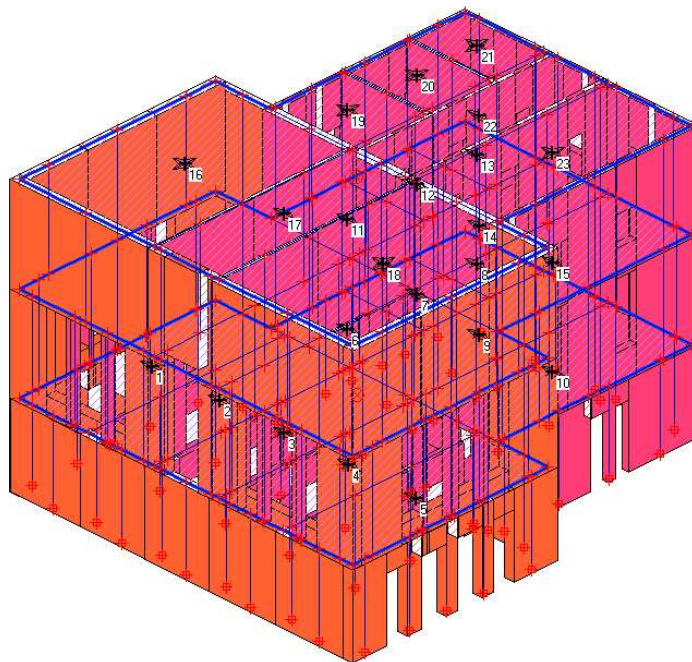
$$\sigma_{t,max} = 5890 / (122 \times 54) = 0,89 \text{ daN/cm}^2$$

Tutti i valori sono inferiori alla resistenza di progetto del terreno.

13. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

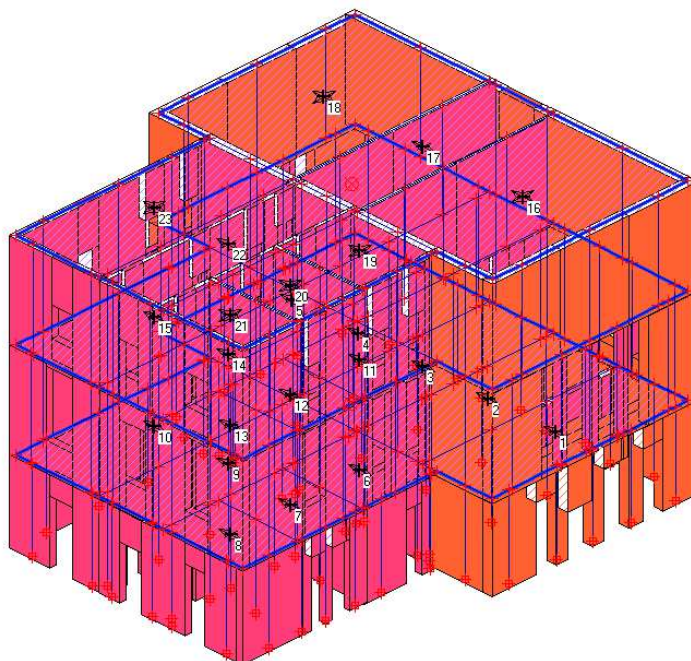
La figure seguenti mostrano il rendering tridimensionale del modello strutturale.

Materiali



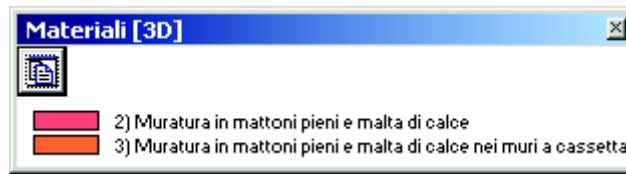
modello 3D

Materiali



modello 3D

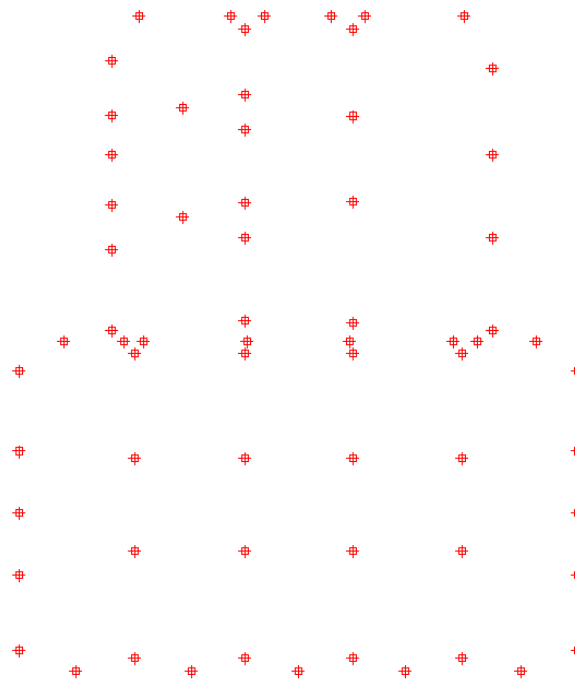
I diversi colori si riferiscono alle diverse tipologie di elementi, secondo la seguente legenda:



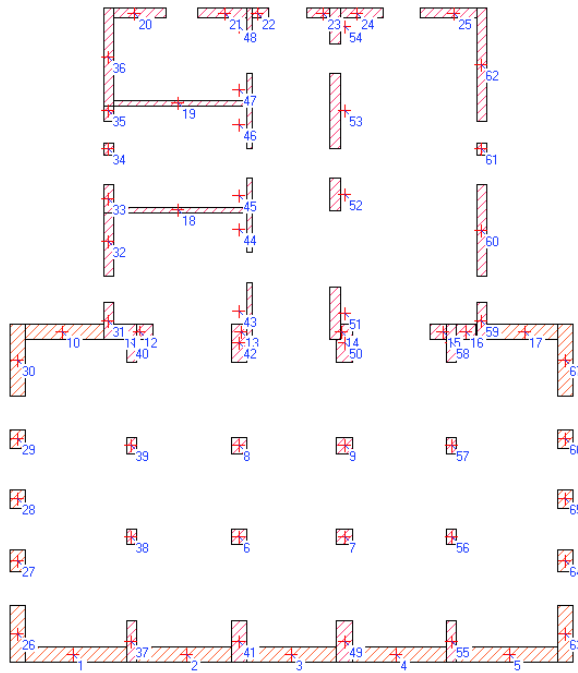
Nelle due figure seguenti sono riportati il piano di fondazione ed il solaio sul piano primo, con le indicazioni della orditura dei solai e la numerazione degli elementi.

La direzione X è parallela alla base delle piante.

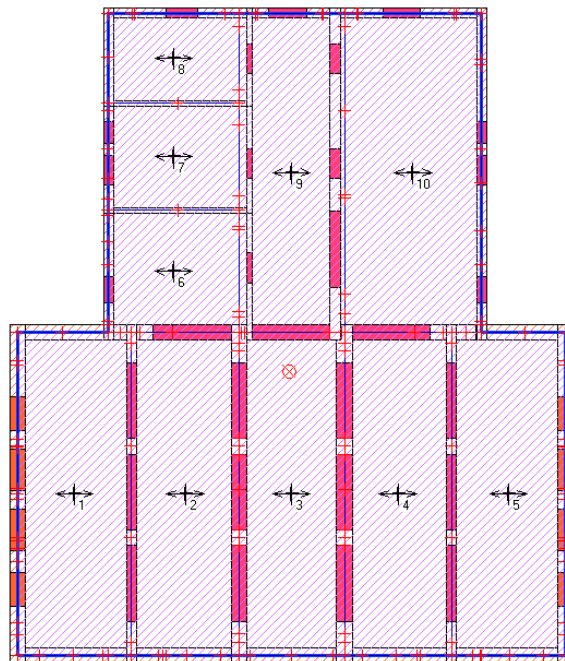
Materiali



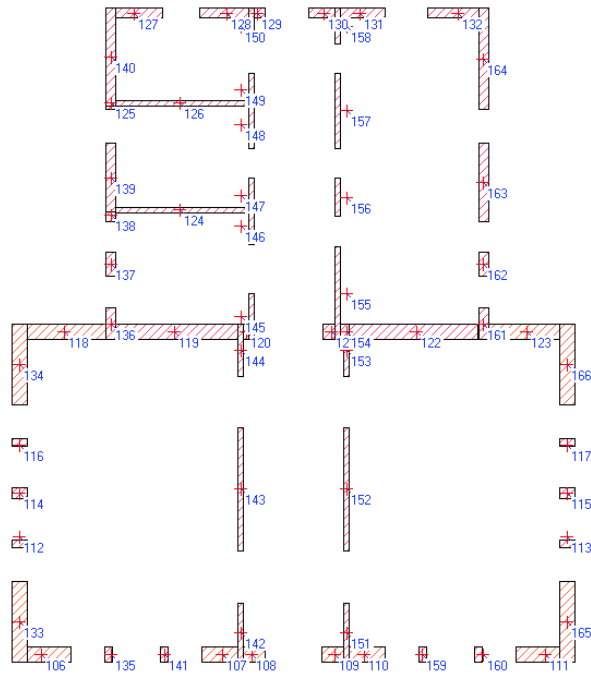
Piano di fondazione, Z = 0.00 m



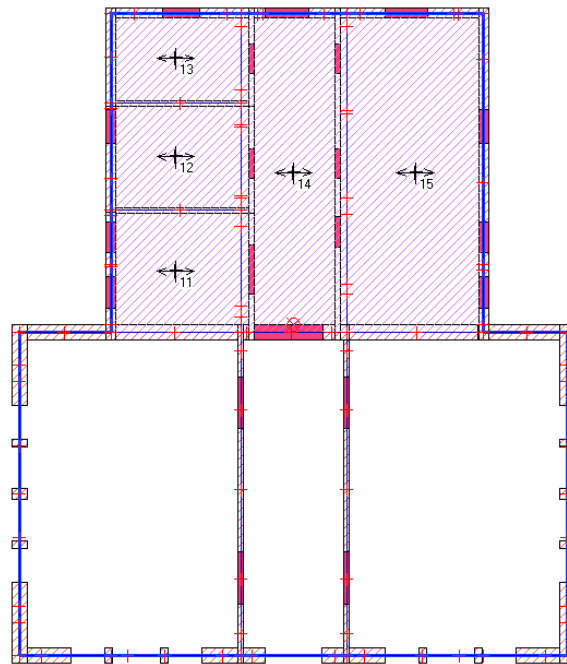
Muri del piano seminterrato



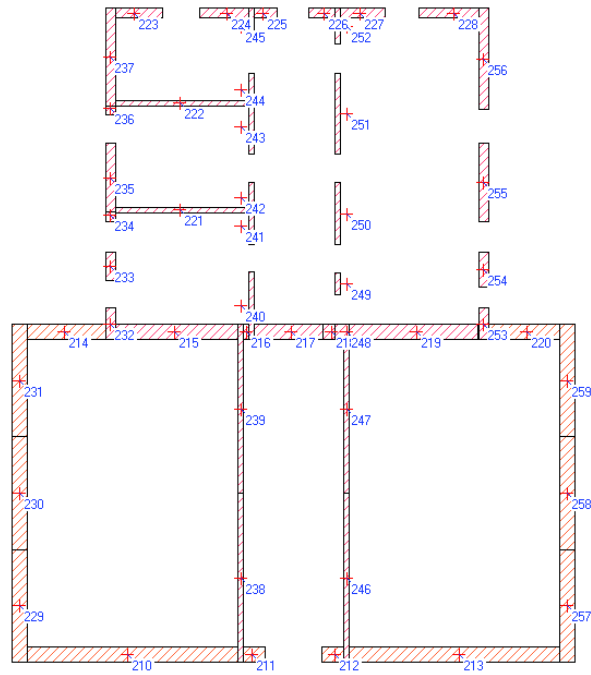
Solaio del piano rialzato, Z = 2.90 m



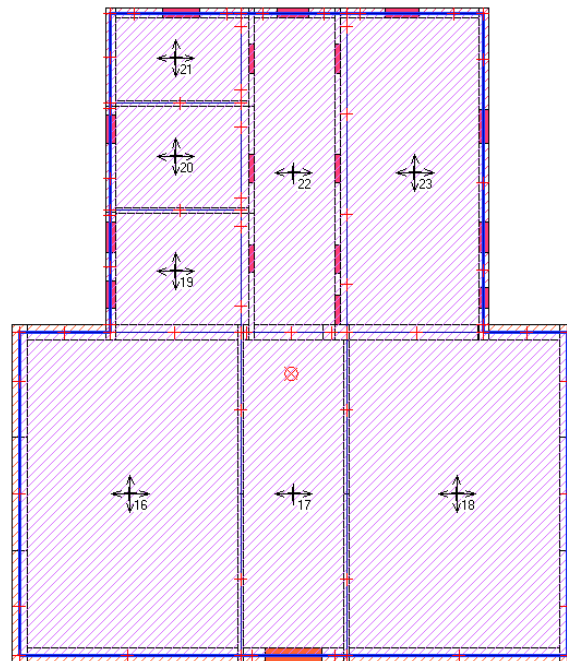
Muri del piano rialzato



Solaio del piano primo, Z = 6.30 m



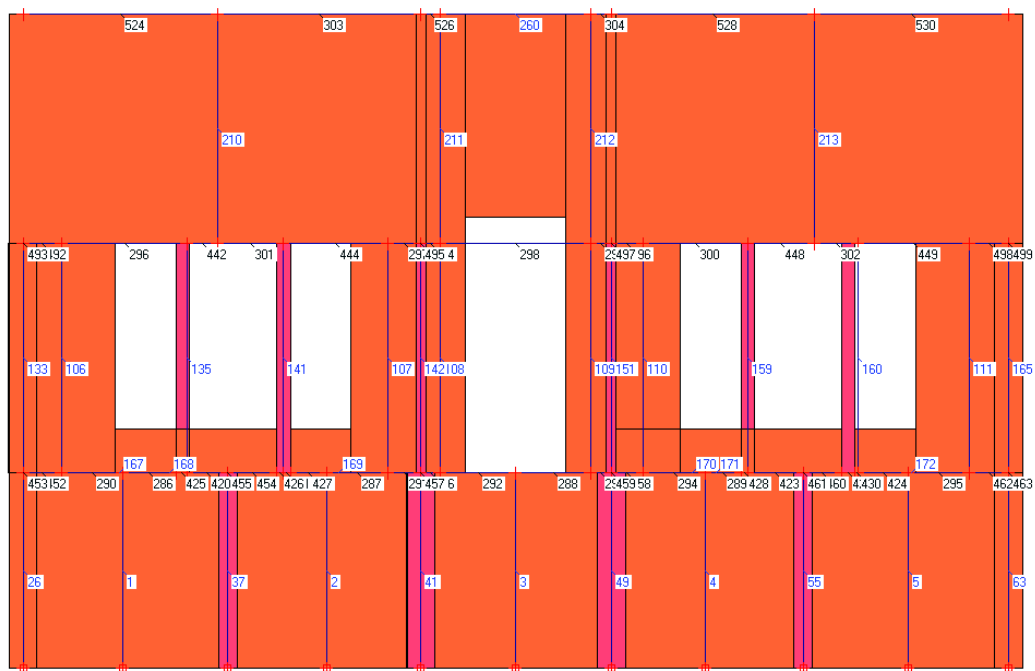
Muri del piano primo



Solaio di copertura, Z = 6.30 m

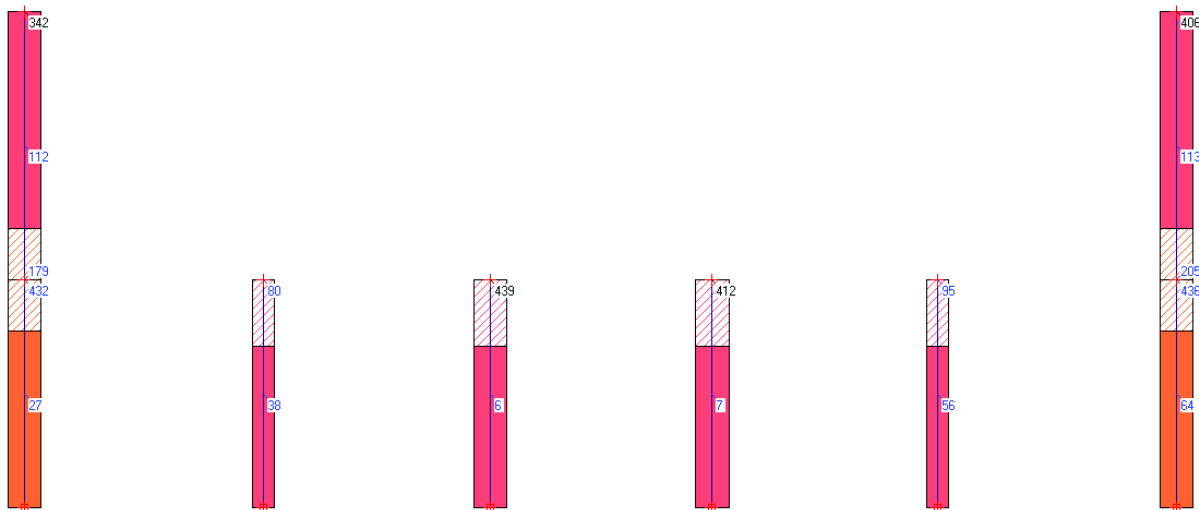
Nelle figure seguenti sono invece riportati le sezioni XZ ed YZ, con la numerazione degli elementi.

Materiali



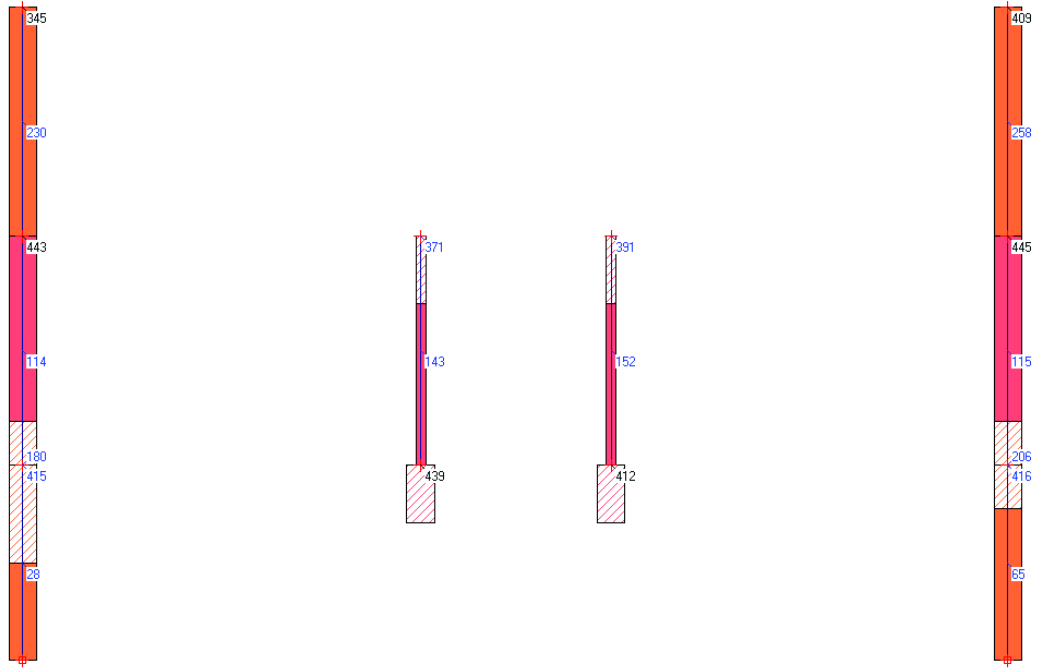
Sezione XZ, Y = 7.707 m

Materiali



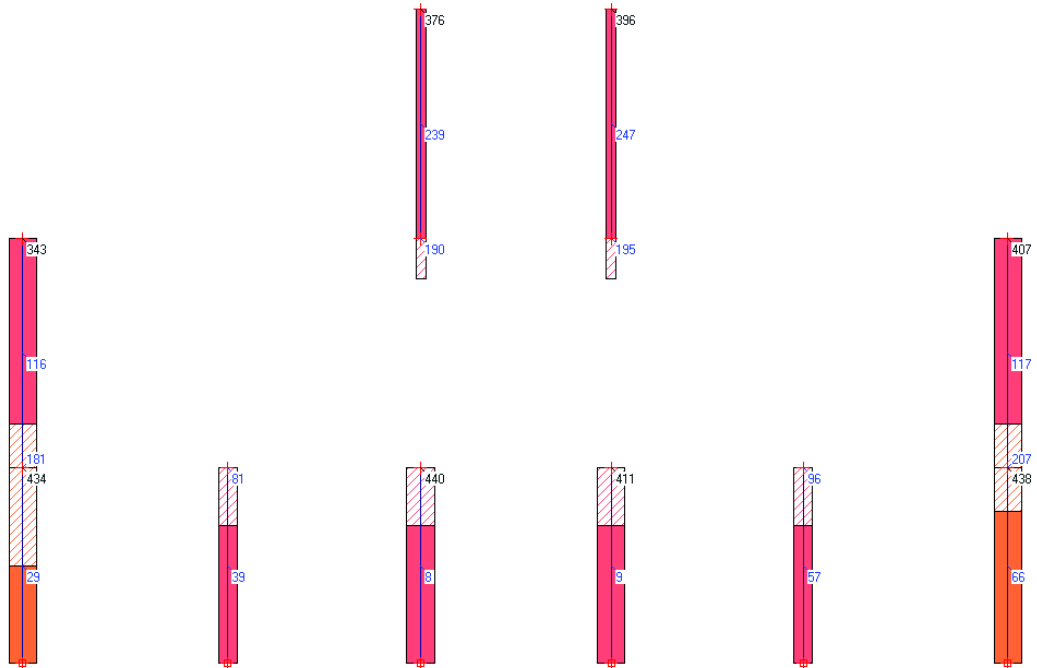
Sezione XZ, Y = 10.852 m

Materiali



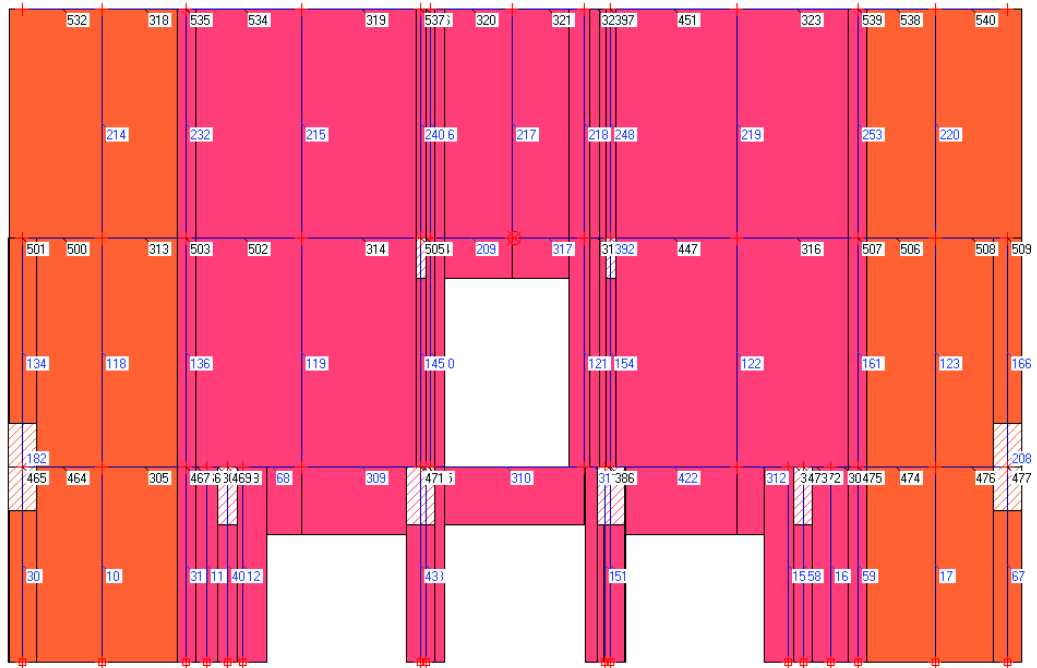
Sezione XZ, Y = 12.017 cm

Materiali



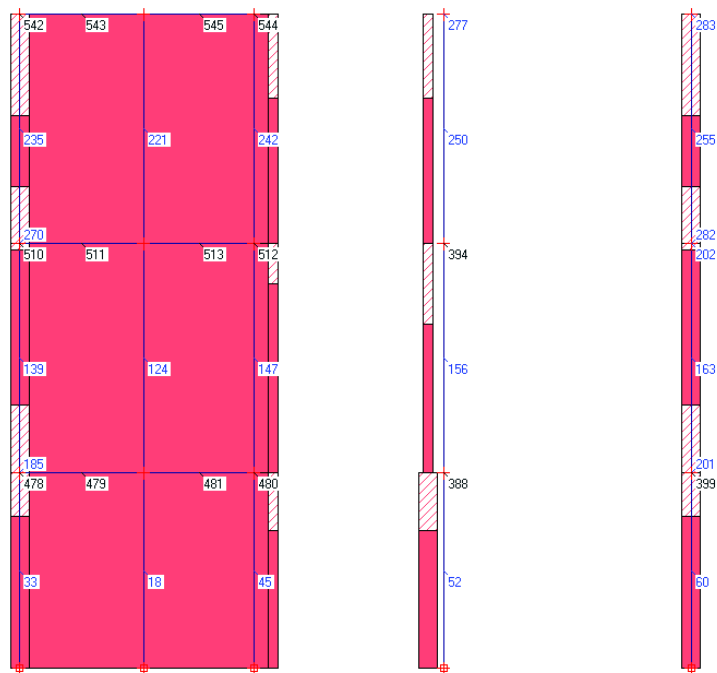
Sezione XZ, Y = 13.292 m

Materiali



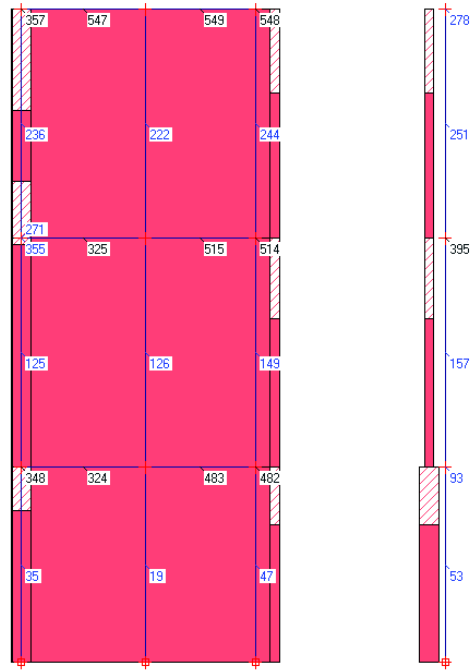
Sezione XZ, Y = 16.327 m

Materiali



Sezione XZ, Y = 19.592 cm

Materiali



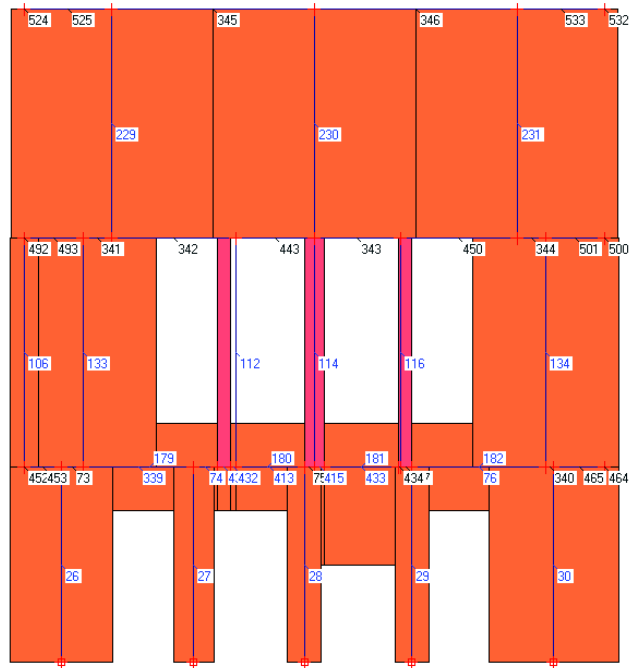
Sezione XZ, Y = 22.442 m

Materiali



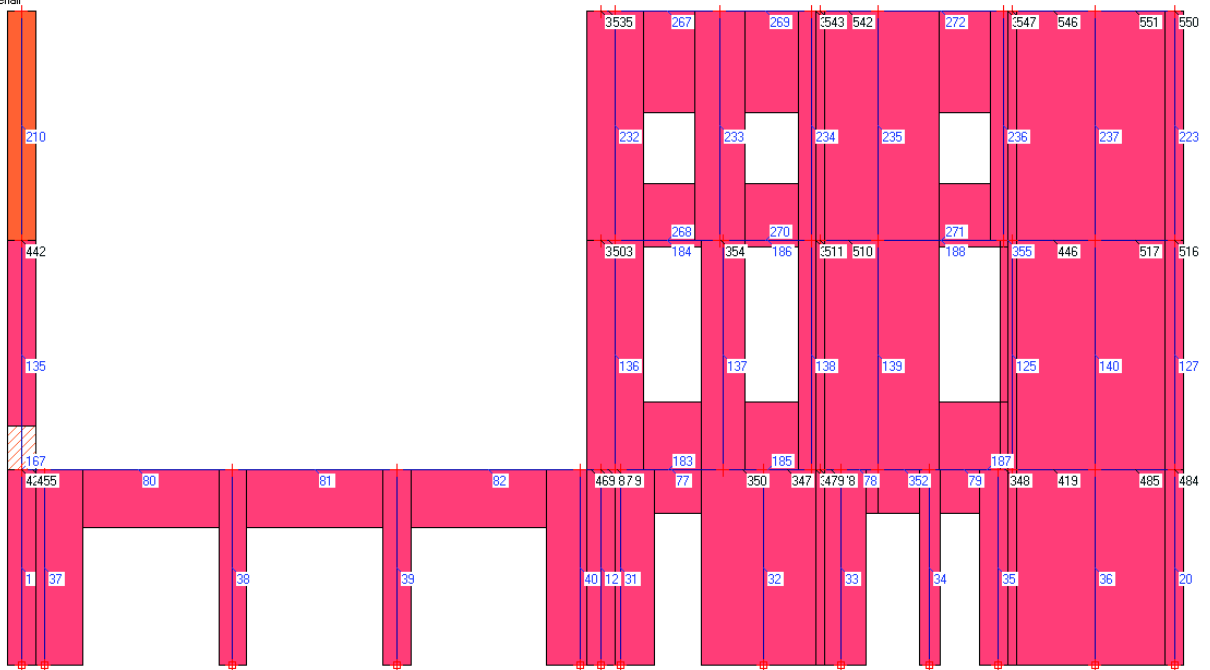
Sezione XZ, Y = 24.857 m

Materiali

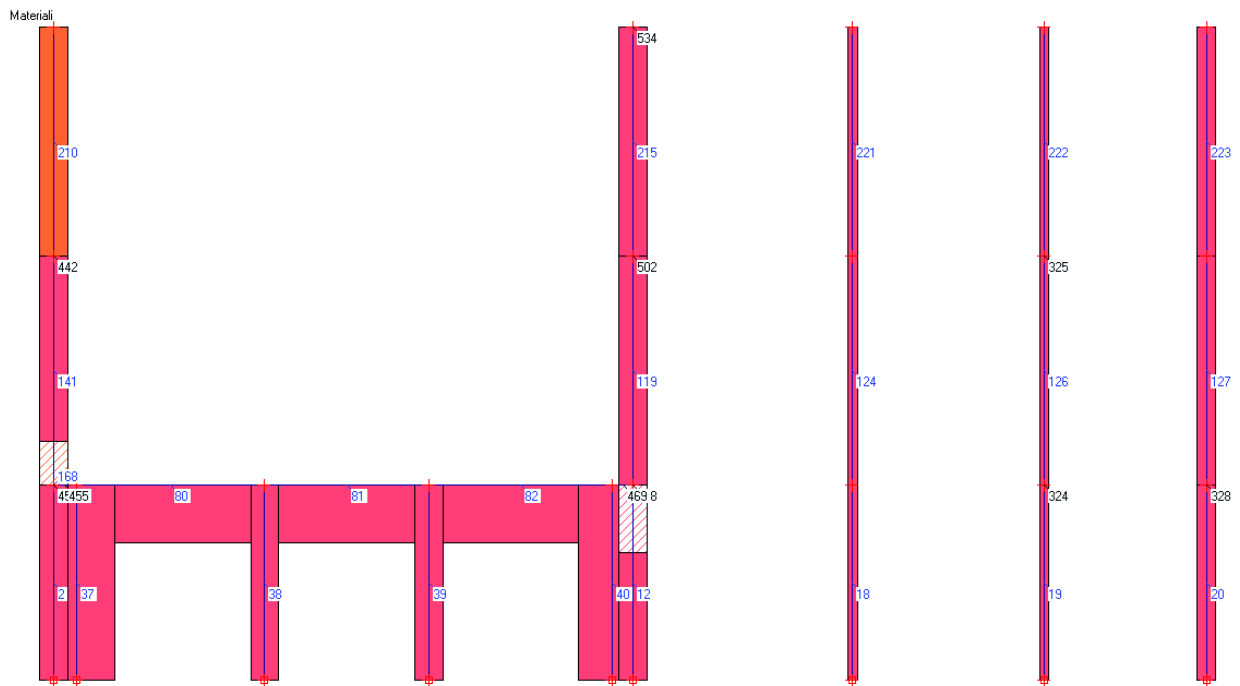


Sezione YZ, X = 8.395 m

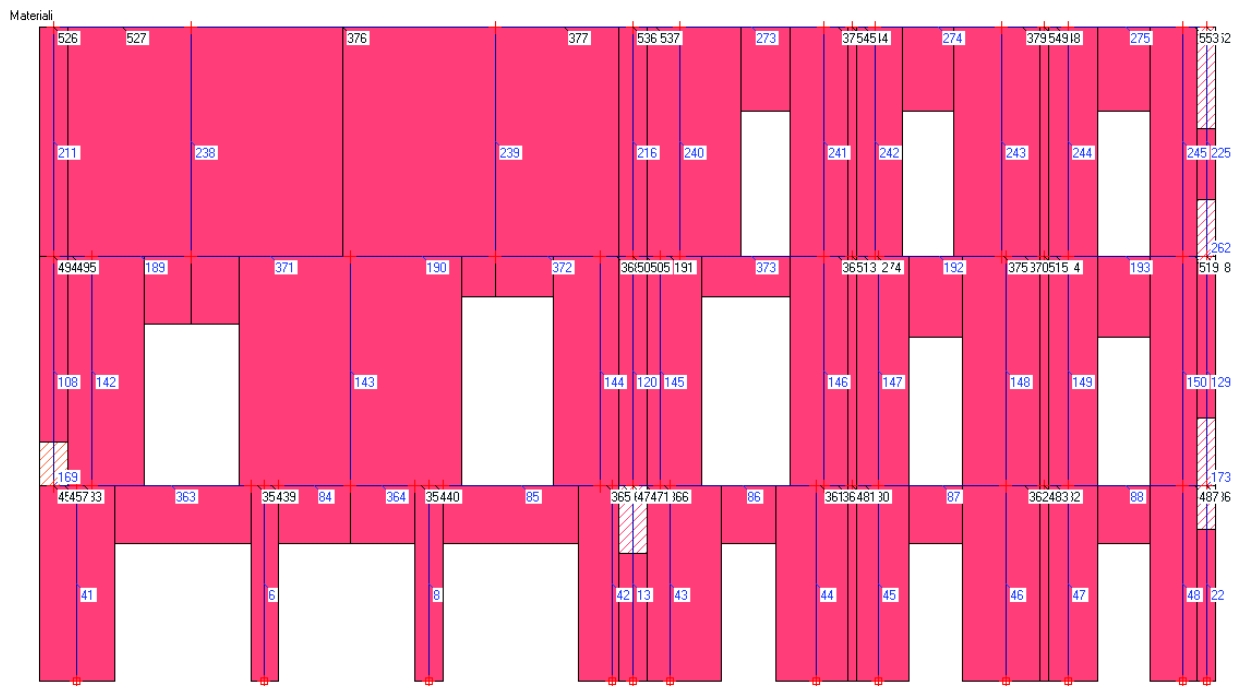
Materiali



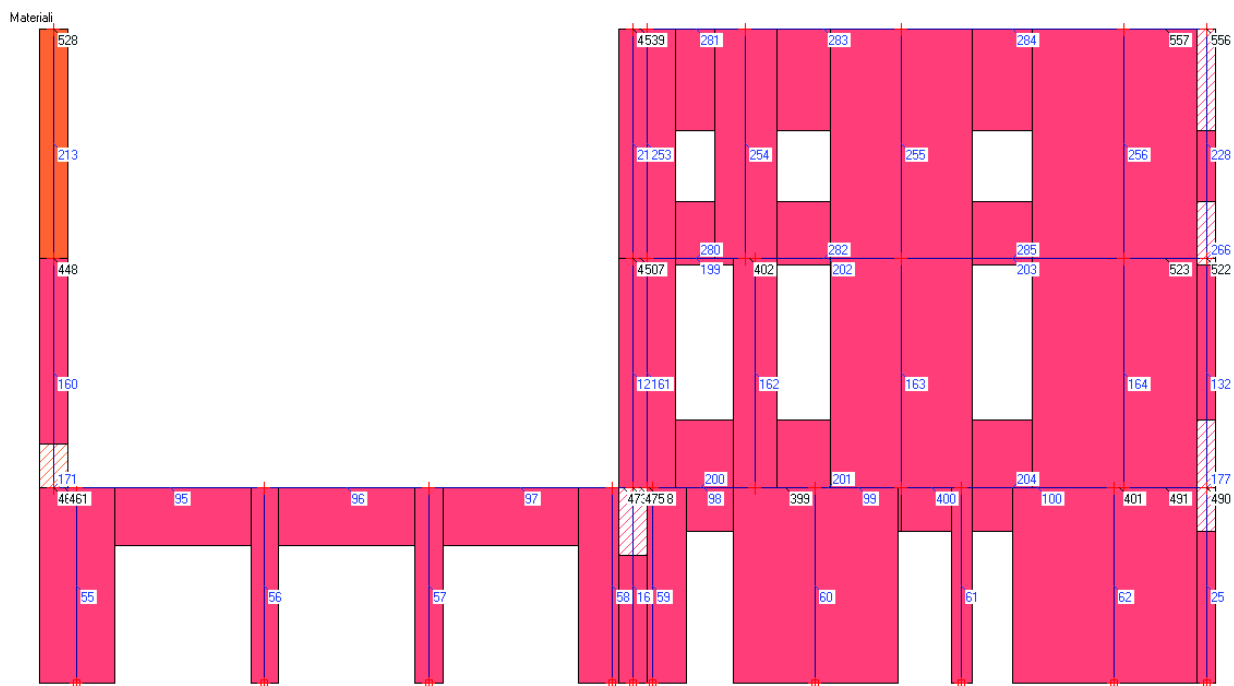
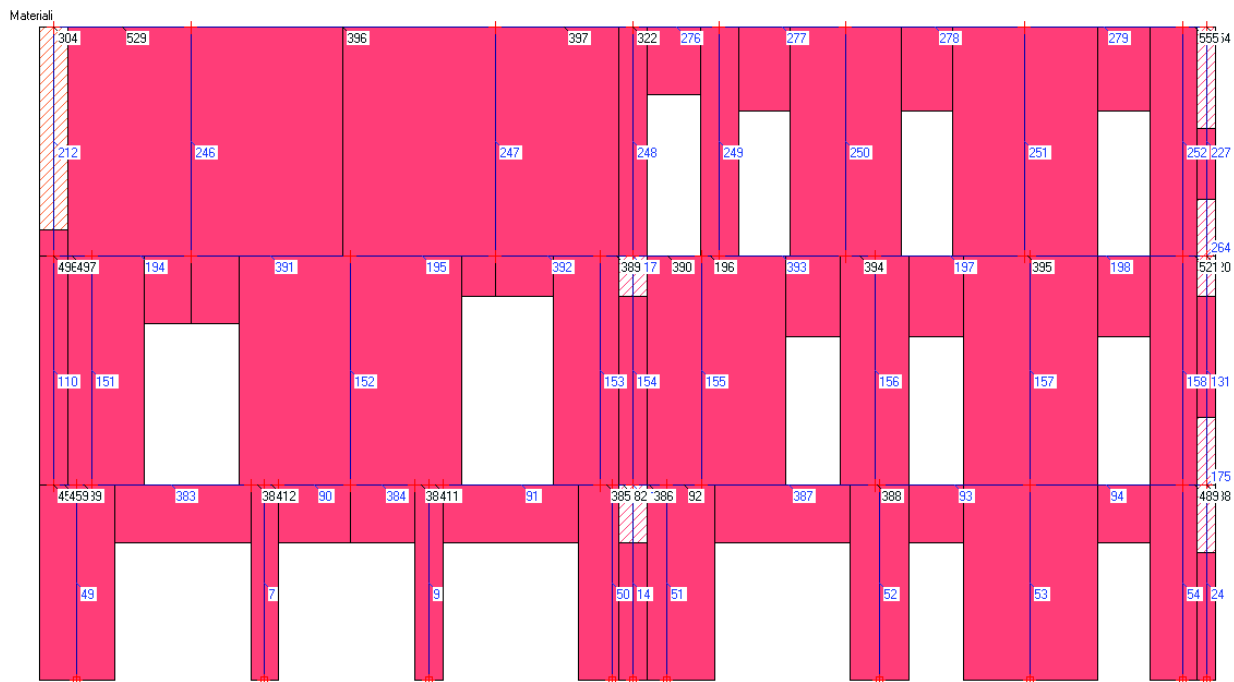
Sezione YZ, X = 10.830 m

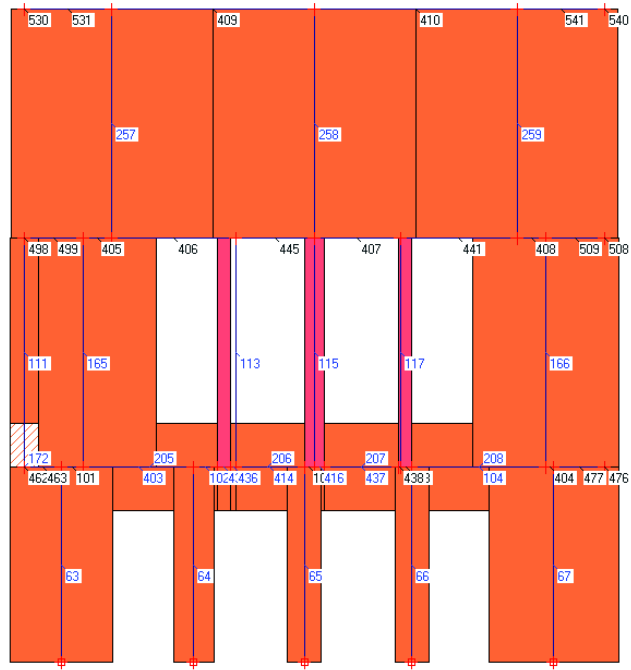


Sezione XZ, Y = 12.270 cm



Sezione XZ, Y = 14.315 m





Sezione XZ, Y = 23.045 cm

14. SINTESI DEI RISULTATI DELL'ANALISI STATICA

14.1 Combinazioni di carico

Le verifiche di resistenza sono state eseguite per le seguenti combinazioni di carico, secondo il metodo agli stati limite ultimi:

CCC 1: Car.vert.max con vento +X, dominante: affollamento
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.50*(3) + 0.75*(4) + 0.90*(5) + 1.30*(9)$

CCC 2: Car.vert.max con vento +Y, dominante: affollamento
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.50*(3) + 0.75*(4) + 0.90*(6) + 1.30*(9)$

CCC 3: Car.vert.max con vento -X, dominante: affollamento
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.50*(3) + 0.75*(4) + 0.90*(7) + 1.30*(9)$

CCC 4: Car.vert.max con vento -Y, dominante: affollamento
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.50*(3) + 0.75*(4) + 0.90*(8) + 1.30*(9)$

CCC 5: Car.vert.max, dominante: affollamento
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.50*(3) + 0.75*(4) + 1.30*(9)$

CCC 6: Car.vert.max, dominante: vento +X
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.05*(3) + 0.75*(4) + 1.50*(5) + 1.30*(9)$

CCC 7: Car.vert.max, dominante: vento +Y
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.05*(3) + 0.75*(4) + 1.50*(6) + 1.30*(9)$

CCC 8: Car.vert.max, dominante: vento -X
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.05*(3) + 0.75*(4) + 1.50*(7) + 1.30*(9)$

CCC 9: Car.vert.max, dominante: vento -Y
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.05*(3) + 0.75*(4) + 1.50*(8) + 1.30*(9)$

CCC 10: Car.vert.max con vento +X, dominante: neve <=1000m
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.05*(3) + 1.50*(4) + 0.90*(5) + 1.30*(9)$

CCC 11: Car.vert.max con vento +Y, dominante: neve <=1000m
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.05*(3) + 1.50*(4) + 0.90*(6) + 1.30*(9)$

CCC 12: Car.vert.max con vento -X, dominante: neve <=1000m
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.05*(3) + 1.50*(4) + 0.90*(7) + 1.30*(9)$

CCC 13: Car.vert.max con vento -Y, dominante: neve <=1000m
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.05*(3) + 1.50*(4) + 0.90*(8) + 1.30*(9)$

CCC 14: Car.vert.max, dominante: neve <=1000m
 $1.30*(1) + 1.50*(2) + 1.05*(3) + 1.50*(4) + 1.30*(9)$

CCC 15: Ecc.max, con vento +X
 $1.00*(1) + 1.50*(5) + 1.00*(9)$

CCC 16: Ecc.max, con vento +Y
 $1.00*(1) + 1.50*(6) + 1.00*(9)$

CCC 17: Ecc.max, con vento -X
 $1.00*(1) + 1.50*(7) + 1.00*(9)$

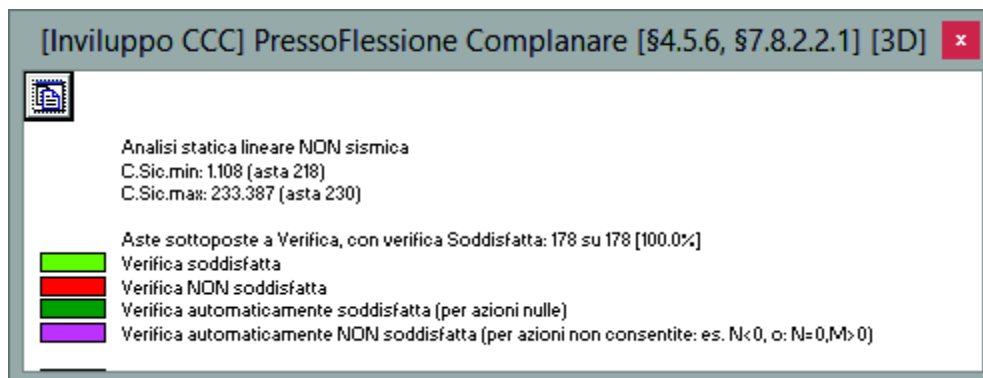
CCC 18: Ecc.max, con vento -Y
 $1.00*(1) + 1.50*(8) + 1.00*(9)$

D.M. 14.1.2008: Coefficienti di sicurezza...		
Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]		
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura		
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)		
Verifiche di Resistenza		
[§4.5.5]	Inviluppo CCC	
PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	1.108	100%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]	1.276	100%
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	1.446	100%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	1.193	100%

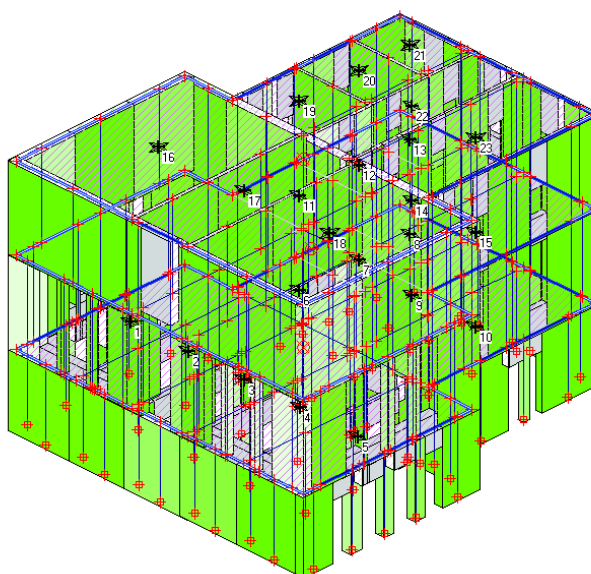
14.2 Verifica a pressoflessione complanare

Nella figura seguente sono riportate le verifiche eseguite per le diverse pareti, e con codice colore le pareti in funzione del loro coefficiente di sicurezza.

Il codice colore ha il seguente significato:



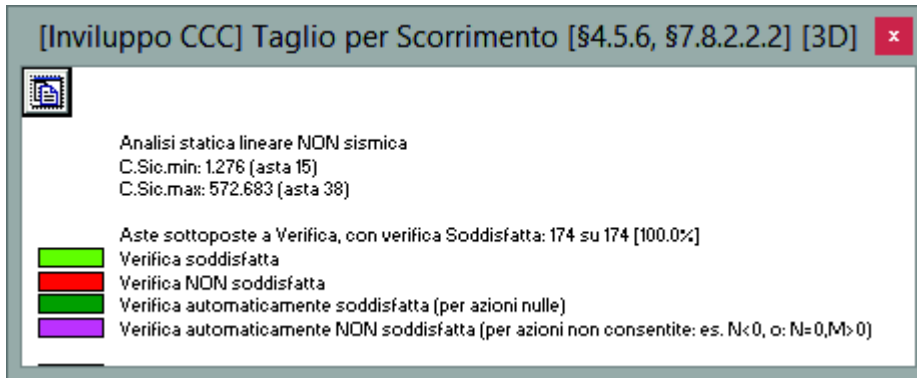
PressoFlessione Complanare [§4.5.6, §7.8.2.2.1]
Inviluppo CCC



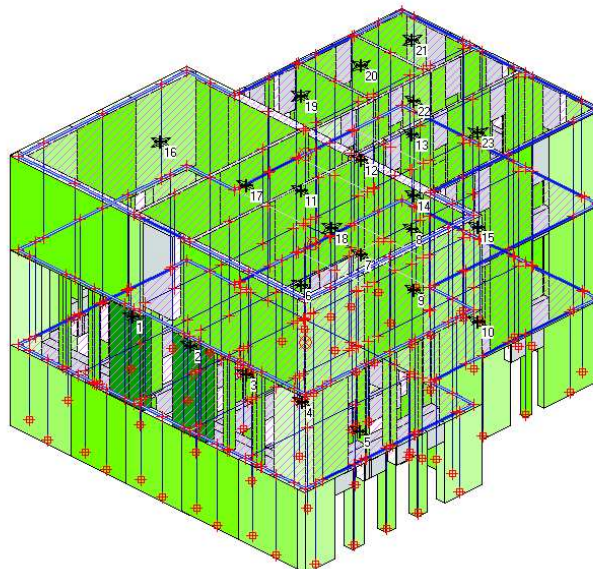
14.3 Verifica a taglio per scorrimento

Nella figura seguente sono riportate le verifiche eseguite per le diverse pareti, e con codice colore le pareti in funzione del loro coefficiente di sicurezza.

Il codice colore ha il seguente significato:



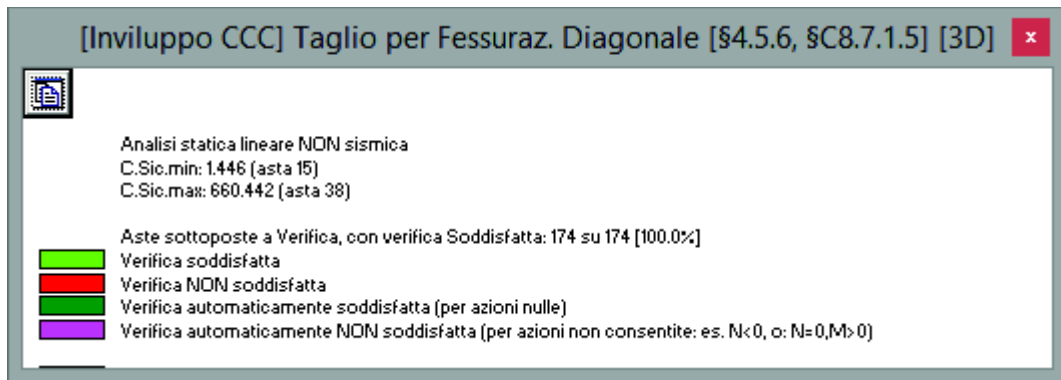
Taglio per Scorrimento [§4.5.6, §7.8.2.2.2]
 Involuppo CCC



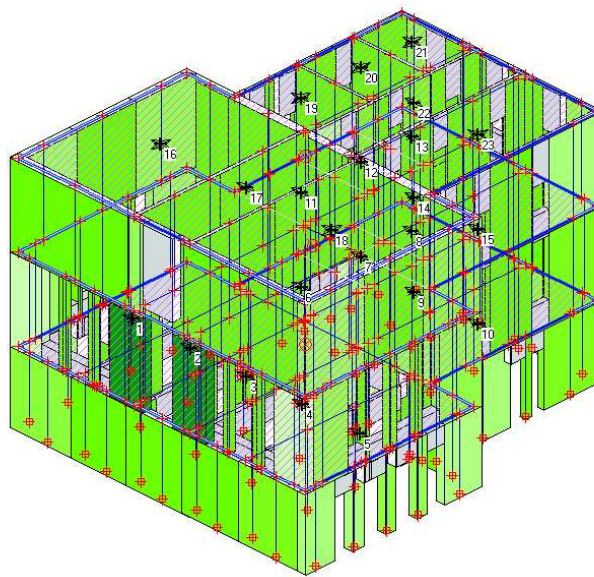
14.4 Verifica a taglio per fessurazione diagonale

Nella figura seguente sono riportate le verifiche eseguite per le diverse pareti, e con codice colore le pareti in funzione del loro coefficiente di sicurezza.

Il codice colore ha il seguente significato:



Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6, §C8.7.1.5]
 Involuppo CCC



14.5 Verifica a pressoflessione ortogonale

Nella figura seguente sono riportate le verifiche eseguite per le diverse pareti, e con codice colore le pareti in funzione del loro coefficiente di sicurezza.

Il codice colore ha il seguente significato:

[Involuppo CCC] PressoFlessione Ortogonale (azioni di calcolo) [3D]

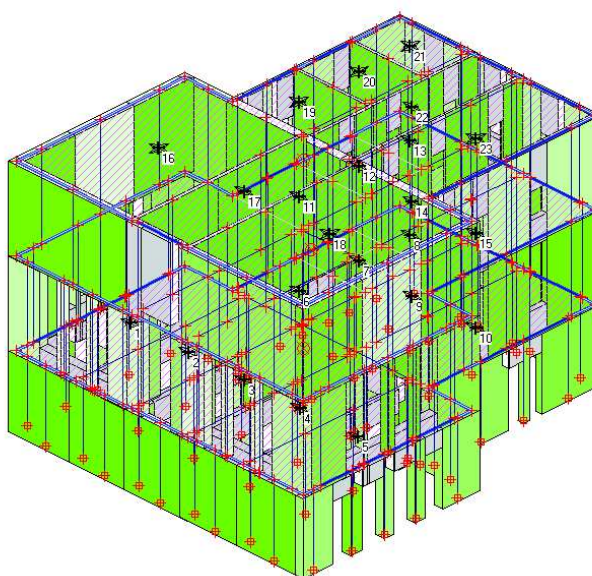


Analisi statica lineare NON sismica
C.Sic.min: 1.193 (asta 135)
C.Sic.max: 29.933 (asta 247)

Aste sottoposte a Verifica, con verifica Soddisfatta: 176 su 176 [100.0%]

- Verifica soddisfatta
- Verifica NON soddisfatta
- Verifica automaticamente soddisfatta (per azioni nulle)
- Verifica automaticamente NON soddisfatta (per azioni non consentite: es. $N < 0$, $\alpha: N=0, M > 0$)

PressoFlessione Ortogonale (azioni di calcolo)
Involuppo CCC



15. SINTESI DEI RISULTATI DELL'ANALISI SISMICA

L'analisi pushover è stata eseguita con una sola distribuzione di forze, essendo l'edificio ad un solo piano:

- distribuzione A "triangolare": distribuzione fissa di forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare;
- distribuzione B "uni-modale": distribuzione fissa di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al modo principale di vibrazione;
- distribuzione E "uniforme": distribuzione fissa di forze proporzionali alle masse;
- distribuzione G "uni-modale": distribuzione adattiva di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al modo principale di vibrazione.

15.1 Risultati dell'analisi pushover

Sono state elaborate 32 curve di capacità.

I Coefficienti di Sicurezza (definibili anche come Indicatori di rischio) sono dati dal rapporto tra la Capacità e la Domanda in termini di PGA (=a,g)

Dati in input (Domanda):

SLV: PGA,DLV = 0.232 g - TR,DLV = 712 anni

SLD: PGA,DLD = 0.101 g - TR,DLD = 75 anni

Fra le curve elaborate, si indicano i valori minimi degli Indicatori di rischio:

- SLV: per le curve 1,2: (alfa),V = $PGA,CLV / PGA,DLV = 0.362$

SLV non soddisfatto

essendo i valori di Capacità: PGA,CLV = 0.084 g - TR,CLV = 51 anni

I risultati delle curve esaminate sono i seguenti:

PGA[g]·TR[anni]·PVR[%] Dati in input: SLV) PGA,DLV = 0.232 g, TR,DLV = 712 - SLD) PGA,DLD = 0.101 g, TR,DLD = 75
 (alfa)V = (PGA,CLV / PGA,DLV) [1] = 0.362 - (alfa)D = (PGA,CLD / PGA,DLD) [1] = 0.842

N°curva	Distr.	Direz.	Mt	FW	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	A	+X	+	0.175	3.359	5.000	0.084	51	77.256	0.362	0.072	0.085	50	77.426	0.842	0.667
2	A	+X	-	0.175	3.359	5.000	0.084	51	77.256	0.362	0.072	0.085	50	77.426	0.842	0.667
3	A	-X	+	0.188	3.135	3.572	0.092	60	71.367	0.397	0.084	0.091	60	71.210	0.901	0.800
4	A	-X	-	0.188	3.135	3.572	0.092	60	71.367	0.397	0.084	0.091	60	71.210	0.901	0.800
5	A	+Y	+	0.402	1.290	4.698	0.239	790	9.053	1.030	1.110	0.239	789	9.065	2.366	10.520
6	A	+Y	-	0.402	1.290	4.698	0.239	790	9.053	1.030	1.110	0.239	789	9.065	2.366	10.520
7	A	-Y	+	0.348	1.497	3.869	0.183	345	19.537	0.789	0.485	0.183	345	19.533	1.812	4.600
8	A	-Y	-	0.348	1.499	3.869	0.183	345	19.537	0.789	0.485	0.183	345	19.533	1.812	4.600
9	B	+X	+	0.201	2.790	5.000	0.138	159	37.691	0.595	0.223	0.113	98	53.535	1.119	1.307
10	B	+X	-	0.201	2.790	5.000	0.138	159	37.691	0.595	0.223	0.113	98	53.535	1.119	1.307
11	B	-X	+	0.211	2.643	4.374	0.145	180	34.098	0.625	0.253	0.121	113	48.481	1.198	1.507
12	B	-X	-	0.211	2.643	4.374	0.145	180	34.098	0.625	0.253	0.120	112	48.837	1.188	1.493
13	B	+Y	+	0.213	2.351	4.318	0.216	573	12.273	0.931	0.805	0.125	126	44.863	1.238	1.680
14	B	+Y	-	0.213	2.351	4.318	0.216	573	12.273	0.931	0.805	0.125	126	44.863	1.238	1.680
15	B	-Y	+	0.211	2.388	3.216	0.184	357	18.948	0.793	0.501	0.124	124	45.482	1.228	1.653
16	B	-Y	-	0.211	2.388	3.216	0.185	361	18.759	0.797	0.507	0.124	124	45.482	1.228	1.653
17	E	+X	+	0.276	2.652	2.717	0.112	95	54.742	0.483	0.133	0.112	94	54.843	1.109	1.253
18	E	+X	-	0.276	2.649	3.272	0.112	95	54.742	0.483	0.133	0.112	94	54.843	1.109	1.253
19	E	-X	+	0.264	2.721	5.000	0.103	80	60.862	0.444	0.112	0.103	79	61.254	1.020	1.053
20	E	-X	-	0.264	2.720	5.000	0.103	80	60.862	0.444	0.112	0.103	79	61.254	1.020	1.053
21	E	+Y	+	0.496	1.452	5.000	0.220	607	11.615	0.948	0.853	0.221	608	11.612	2.188	8.107
22	E	+Y	-	0.485	1.515	4.991	0.229	690	10.299	0.987	0.969	0.212	533	13.135	2.099	7.107
23	E	-Y	+	0.487	1.475	5.000	0.219	590	11.935	0.944	0.829	0.218	590	11.936	2.158	7.867
24	E	-Y	-	0.497	1.437	4.792	0.232	718	9.918	1.000	1.008	0.232	719	9.906	2.297	9.587
25	F	+X	+	0.263	1.792	5.000	0.157	226	28.191	0.677	0.317	0.157	227	28.161	1.554	3.027
26	F	+X	-	0.263	1.870	5.000	0.157	222	28.617	0.677	0.312	0.156	222	28.661	1.545	2.960
27	F	-X	+	0.335	1.671	5.000	0.246	854	8.407	1.060	1.199	0.246	854	8.410	2.436	11.387
28	F	-X	-	0.335	1.691	4.051	0.248	887	8.110	1.069	1.246	0.248	888	8.102	2.455	11.840
29	F	+Y	+	0.275	1.838	5.000	0.279	1319	5.528	1.203	1.853	0.186	367	18.466	1.842	4.893
30	F	+Y	-	0.275	1.838	5.000	0.278	1314	5.549	1.198	1.846	0.186	367	18.466	1.842	4.893
31	F	-Y	+	0.211	2.391	3.216	0.234	739	9.655	1.009	1.038	0.144	180	34.094	1.426	2.400
32	F	-Y	-	0.211	2.391	3.216	0.234	739	9.655	1.009	1.038	0.144	180	34.094	1.426	2.400

15.2 Curve di capacità

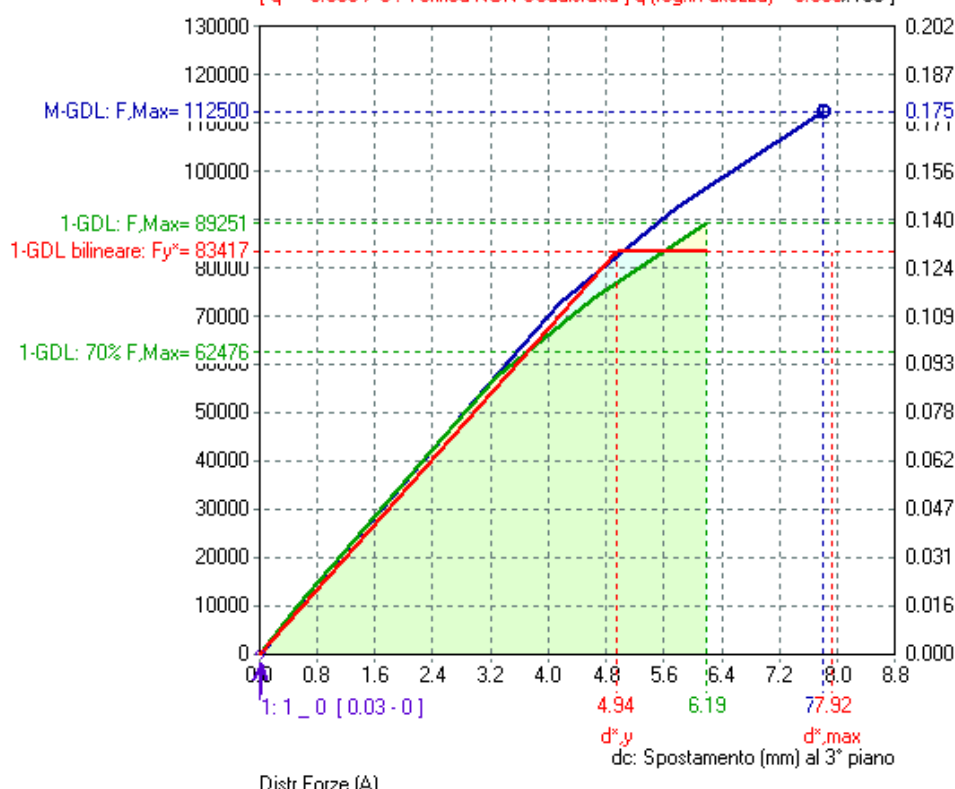
Si riportano nel seguito le curve critiche di capacità globale nelle due direzioni considerate X e Y, che rappresentano il taglio alla base (in kgf) in funzione dello spostamento del punto di controllo (in mm).

SLE e SLU - Distr.Forze (A) - Direzione: +X-Mt

<- Vb: Taglio totale alla base (kgf)

Taglio totale alla base / Carico verticale totale ->

[$q^* = 3.359 > 3$: Verifica NON Soddisfatta] q (reg.in altezza) = 5.000.135]



SLV: (C/D)Spost.=7.80/26.14=0.298 - PGA,CLV/PGA,DLV=0.362 - TR,CLV/TR,DLV=0.071
 (dati: VR=75 anni, TR=712 anni, PGA=0.232 g, PVR=10%; risultati (CLV): TR=51 anni - PGA=0.084 g - PVR=77.3%)

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +X+MT

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kgf/m) = 19095840
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kgf) = 112500
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kgf) = 112500

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.03
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 7.80, di cui dovuto alle forze orizzontali = 7.78

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

- è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
- per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano m_i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali ϕ_i secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 31 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 30.9% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (kgf/m * sec^2)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	28432	69.12		0.298
2		21608	196.24		0.845
3		15695	232.10	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \Sigma(m, i \cdot \phi, i)$ (kgf/m * sec^2) = 42431
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \Sigma(m, i \cdot \phi, i) / \Sigma(m, i \cdot \phi, i^2) = 1.260$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = 89251
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = 89251
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 6.19

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kgf) = 62476
 Rigidezza elastica: k^* (kgf/m) = 16894330 (=88.471% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.315
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 4.94
 forza Fy^* (kgf) = 83416

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10\%$
 Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)
 attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.232	2.481	0.306	1.170	1.394	1.170	0.142	0.427	2.528	1.613

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.673$ g
 - in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*)$ (mm) = 16.59
 - forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^*$ (kgf) = 280224
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kgf) = 83416
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 3.359$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risultato: $q^* > 3$: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 20.73

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 26.14

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 26.14
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 7.80

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.298: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.084 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 51 anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 77.256 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	712	0.232	10.0
Risultati	51	0.084	77.3

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.084/0.232 = 0.362$
- secondo TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 51/712 = 0.071$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.084/0.232 = 0.362$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 51; TR,DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
 - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 12500
 90% del Taglio massimo (kgf) = 101250
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, l$ calcolato = 8.100
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, l$ effettivo = 2.500
 Edificio regolare in altezza: q = 5.000

SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (A) - Direzione: +X+Mt

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kgf) = 112500

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.03
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 7.80, di cui dovuto alle forze orizzontali = 7.78

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %
 Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)
 attraverso la relazione: $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.101	2.392	0.271	1.200	1.428	1.200	0.129	0.387	2.004	1.026

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.290 g$
- in spostamento: $d^*, e, \max = S, De(T^*)$ (mm) = 7.14
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 120634
- (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kgf) = 83416
- (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.446$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, \max (mm) = 7.92

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max$ (mm) = 9.99

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 9.99

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 7.80

Rapporto: Capacità / Domanda = 0.781: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.085 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 50.39063

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 77.426 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.101	63.0
Risultati	50	0.085	77.4

Indicatore di rischio:

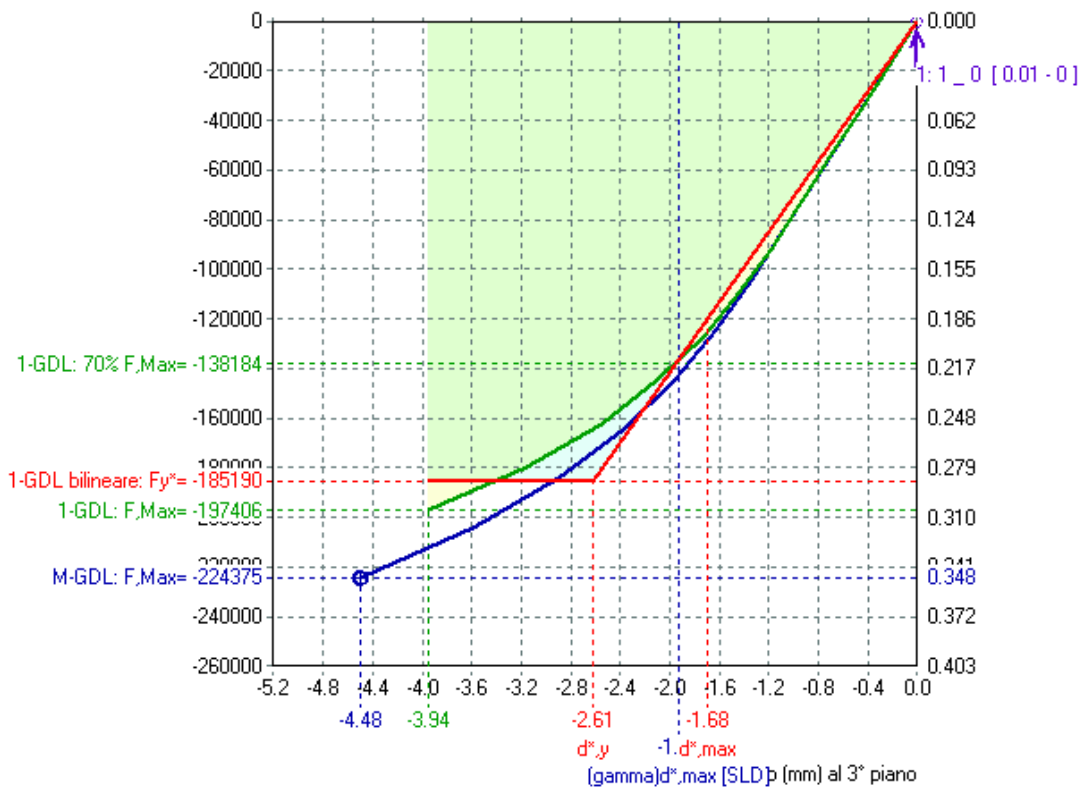
- secondo PGA: $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.085/0.101 = 0.842$
 - secondo TR: $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 50/75 = 0.672$
-

SLE e SLU - Distr.Forze (A) - Direzione: -Y+Mt

<- Vb: Taglio totale alla base (kgf)

Taglio totale alla base / Carico verticale totale ->

[q* = 1.497] q (reg.in altezza) = 3.869 [F.Stat. / W: §7.3.3.2 = 0.135]



Distr.Forze (A)

SLV: (C/D)Spost. = -4.48 / -7.09 = 0.633 - PGA,CLV/PGA,DLV = 0.789 - TR,CLV/TR,DLV = 0.485
 (dati: VR=75 anni, TR=712 anni, PGA=0.232 g, PVR=10%; risultati (CLV): TR=345 anni - PGA=0.183 g - PVR=19.5%)

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -Y+MT

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kgf/m) = 77891350
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kgf) = -224375
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kgf) = -224375

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.01
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -4.48, di cui dovuto alle forze orizzontali = -4.50

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§7.3.4.1):

- è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
- per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano m_i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali φ_i secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 33 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 20.6% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K_{elast} dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K_{elast} < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K_{elast}=100% per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano

e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (kgf/m * sec^2)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	28432	27.92		0.189
2		21608	142.79		0.967
3		15695	147.63	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum (m_i \phi_i)$ (kgf/m * sec^2) = 41973

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum (m_i \phi_i) / \sum (m_i \phi_i^2) = 1.137$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = -197406

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kgf) = -197406

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -3.94

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kgf) = -138184

Rigidezza elastica: k^* (kgf/m) = 70931390 (=91.065% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2\pi \sqrt{(m^*/k^*)}$ (sec) = 0.153

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -2.61

forza Fy^* (kgf) = -185190

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10 \%$

Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$ [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.232	2.481	0.306	1.170	1.394	1.170	0.142	0.427	2.528	1.613

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.673$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*)$ (mm) = -3.91

- forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^*$ (kgf) = 277199

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kgf) = -185190

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.497$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -6.23

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -7.09

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -7.09

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -4.48

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.633: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.183 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR = 345$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 19.537 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	712	0.232	10.0
Risultati	345	0.183	19.5

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.183/0.232 = 0.789$
- secondo TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 345/712 = 0.485$

Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.183/0.232 = 0.789$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 345; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
 - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = -104375
90% del Taglio massimo (kgf) = -201938
Rapporto $\alpha, u/\alpha, l = 1.935$
Edificio regolare in altezza: $q = 3.869$

SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (A) - Direzione: -Y+Mt

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F, SLD, M-GDL$ (kgf) = -224375

Punto di controllo ubicato al 3° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.01
- al limite di danno: $dc, SLD, M-GDL = -4.48$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -4.50

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 63 \%$
Da PVR e V, R , per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A)
attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
SS = coefficiente di sottosuolo;
CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
TB, TC, TD = periodi di spettro;
Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.101	2.392	0.271	1.200	1.428	1.200	0.129	0.387	2.004	1.026

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.290 g$
- in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = -1.68
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kgf) = 119331
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kgf) = -185190

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.644$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*, max = d^*, e, max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -1.68

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = -1.91

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -1.91

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -4.48

Rapporto: Capacità / Domanda = 2.344: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.183 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 345.1172
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 19.533 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.101	63.0
Risultati	345	0.183	19.5

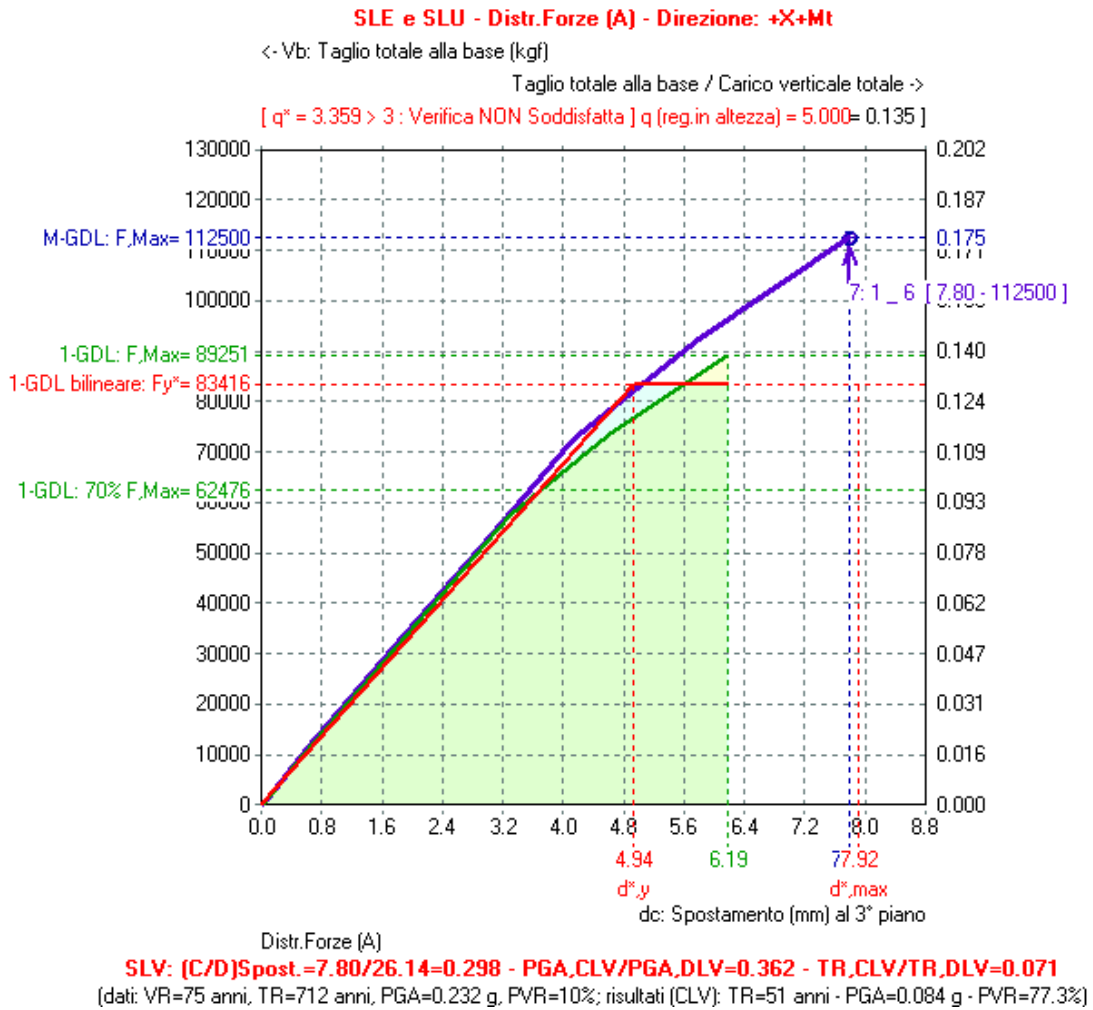
Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.183/0.101 = 1.812$
- secondo TR: $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 345/75 = 4.602$

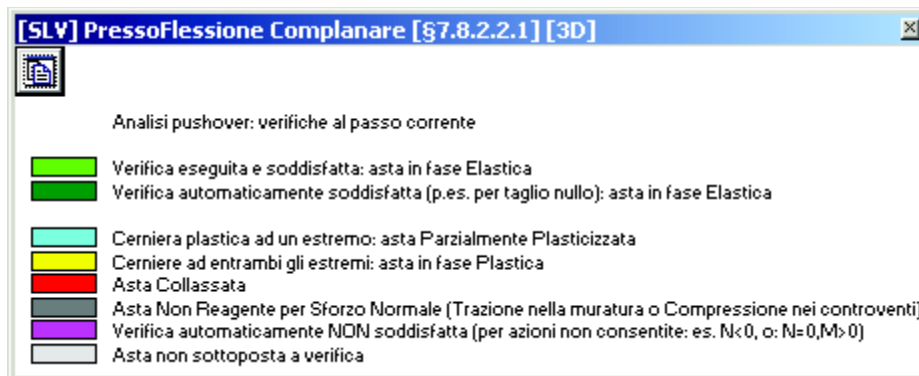
I grafici risultanti dall'elaborazione numerica mostrano che allo SLV il rapporto tra capacità e domanda sismica in termini di PGA è pari a 0.362 per sisma con direzione di ingresso +X e pari a 0.789 per sisma con direzione di ingresso -Y.

15.3 Modalità di crisi

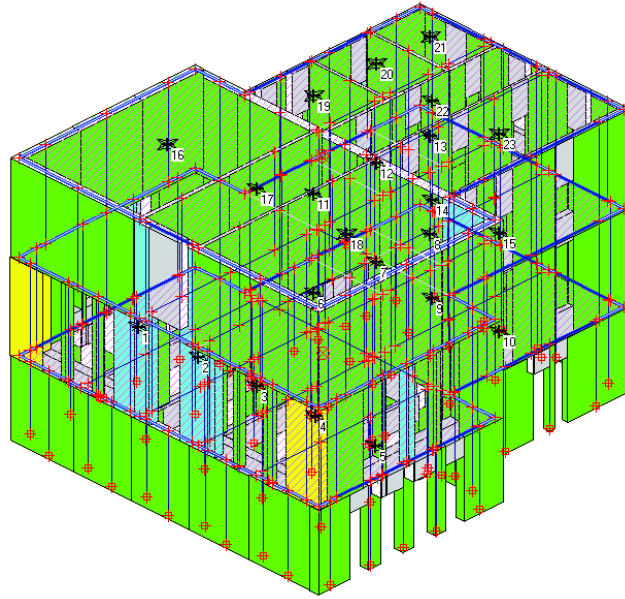
Analizzando l'evoluzione della plasticizzazione dei maschi murrari e delle strisce di piano durante gli incrementi di forze nel corso dell'analisi, si è pervenuti all'individuazione degli elementi meno sicuri nei confronti della crisi globale della struttura per sisma di ingresso in direzione +X, la più critica.



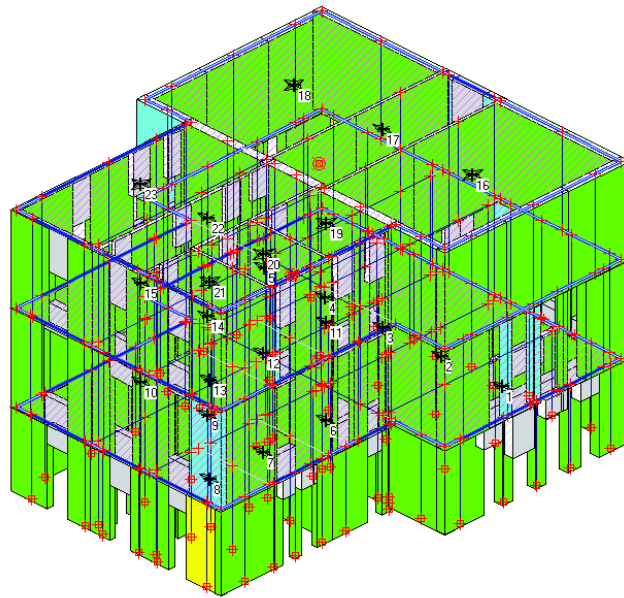
Nelle immagini seguenti si riporta l'ultimo passo dell'analisi, corrispondente al meccanismo globale per plasticizzazione dei maschi murari alle estremità.



PressoFlessione Complanare [S7.8.2.2.1]



PressoFlessione Complanare [S7.8.2.2.1]



16. MECCANISMI LOCALI PER AZIONI SISMICHE ORTOGONALI

16.1 Verifica a pressoflessione fuori piano del muro interno ad una testa al piano rialzato, zona anteriore

La verifica nei confronti dello stato limite ultimo per collasso a pressoflessione fuori del piano delle pareti può essere eseguita valutando le forze equivalenti sismiche distribuite secondo le formule 7.2.1 e 7.2.2 delle Nuove Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008:

$$F_a = (S_a W_a)/q_a$$

dove F_a è la forza sismica orizzontale agente nel centro di massa della parete;

W_a è il peso della parete muraria;

q_a è il fattore di struttura della parete muraria, pari a 3;

S_a è l'accelerazione massima che la parete muraria subisce durante il sisma.

L'accelerazione massima S_a può essere calcolata nel seguente modo:

$$S_a = \alpha S (3(1+Z/H)/(1+(1-T_a/T_1)^2) - 0,5)$$

dove α è il rapporto tra l'accelerazione massima sul terreno a_g su sottosuolo tipo A e l'accelerazione di gravità g ;

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

T_a è il periodo fondamentale della parete muraria;

T_1 è il periodo fondamentale della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro della parete muraria misurata a partire dal piano di fondazione;

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

Quindi occorre calcolare le azioni flettenti a metà altezza del pannello pari a, secondo lo schema di doppia articolazione al piede ed in testa della parete:

$$M = q h^2/8$$

dove h è l'altezza della parete muraria;

$$q = F_a/h \quad \text{è la forza sismica orizzontale distribuita.}$$

Infine, si può controllare che lo sforzo normale ultimo sia inferiore a quello sollecitante di progetto:

$$N_u = \Phi_t f_d A$$

dove N_u è lo sforzo normale ultimo resistente del maschio murario;

Φ_t è il coefficiente di riduzione della resistenza del maschio murario in funzione della snellezza $\rho = h_0/t$ e dell'eccentricità del carico $e = M/N$.

DATI MURATURA							
Lunghezza della parete muraria		L=	1.00	m			
Spessore della parete muraria		t =	0.14	m			
Altezza della Parete		h =	8.60	m			
Momeneto d'inerzia della parete		J =	2.29E-004	m ⁴			
Peso specifico della muratura		w =	18	kN/mc			
Livello di conoscenza		LC	2				
Fattore di confidenza		FC	1.2				
Coeff. parziale di sicurezza γ_M	sismica	γ_M	2.0				
Tipo di muratura		6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce				
Resistenza media a compressione		f_m =	320	N/cm ²		f_m =	3.20 N/mm ²
Fattore migliorativo 2		FM 1	1.5				
Fattore migliorativo 1		FM 2	1.3			$f_{m \text{ corr, sism}}$ =	2.60 N/mm ²
Modulo elastico del pannello		E =	1500	N/mm ²		E_{corr} =	2250 N/mm ²

Carico in sommità del maschio murario, dato dal peso proprio del controsoffitto e della copertura:

$$N = (90 + 130) \times 4,20/2 = 470 \text{ daN/m}$$

Peso del maschio murario, considerando anche l'intonaco sulle due facce:

$$W_a = 1800 \times 0,17 \times 8,60 = 2632 \text{ daN/m}$$

PERIODI E FORZE SISMICHE					
Z =	7.20	m	H =	10.10	m
T 1=	0.283	sec	Ta =	0.3740	sec
q =	3				

SLV					
Ss=	1.20		S=	1.20	
Sa =	0.1745975		Fa =	1.80510531	kN
Sa/q =	0.05819917				

SLV					
N =	31.016	kN	Fa =	1.81	kN/mq
$\sigma_0 =$	221.54	kN/mq			
			$M_{Rd} / M_{Ed} =$	1.00669238	\geq 1
			VERIFICATO CON	ag/g =	0.0350

L'analisi numerica quindi mostra che allo SLV il valore della capacità, in termini di accelerazione al suolo PGA e di periodo di ritorno TR, è minore della domanda ed è la seguente:

$$PGA_{CLV} = 0.035 \text{ g} \quad TR_{CLV} < 30 \text{ anni}$$

16.2 Verifica delle murature esterne

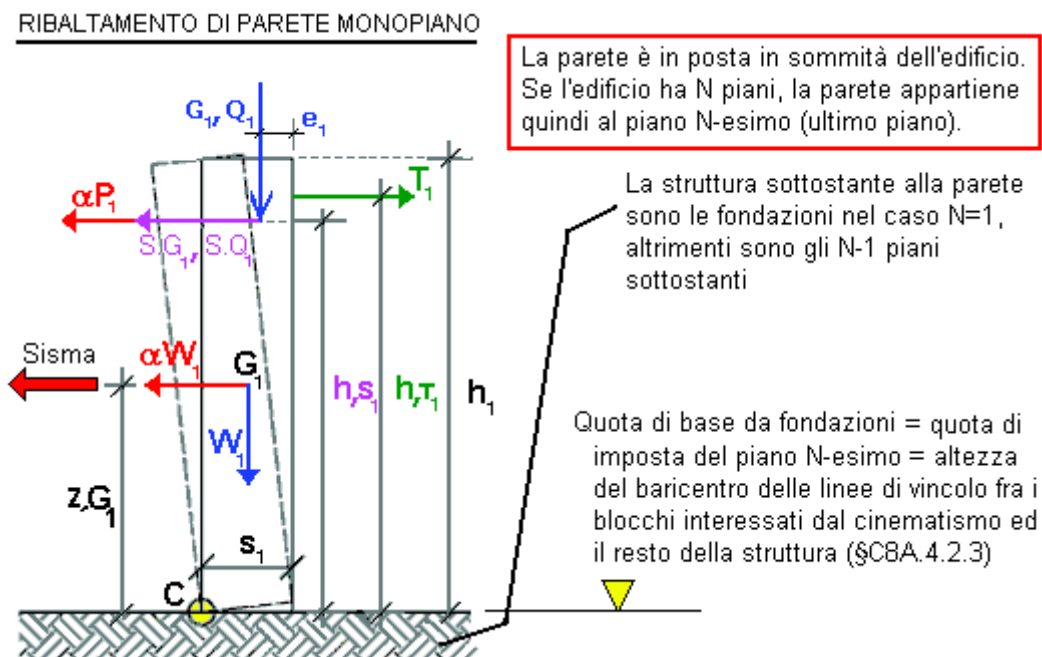
Sulle pareti esterne poggiano i travetti del tetto in legno; non si vedono cordoli, tiranti o ritegni, quindi si può ipotizzare che il pannello di muratura non abbia un vincolo in sommità, e che il meccanismo di collasso sia dovuto alla formazione della cerniera alla base della parete.

Il metodo di analisi cinematica lineare procede secondo i seguenti punti:

1. si prevede e si descrive il meccanismo in termini parametrici;
2. si calcola il moltiplicatore di collasso;

3. si esegue la verifica di sicurezza controllando che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione dello spettro elastico richiesta.

Si analizza quindi il meccanismo seguente:



* Ribaltamento di parete monopiano [Gruppo: Cinematismi_Muratura_DM08 - Nome file: Cn-001]

Parete esterna anteriore Piano Rialzato

Dati:

- Larghezza **a** (cm) = 100
- Quota base da fondazioni **Z,b** (cm) = 290
- Spessore **s,1** (cm) = 42
- Altezza **h,1** (cm) = 720
- Carico Permanente **G,1** (kN) = 4
- Eccentricità carico **e,1** (cm) = 21
- Spinta Variabile **S,Q1** (kN) = 0
- Quota carico da solaio **h,s1** (cm) = 720
- Peso specifico muratura **p.s.,1** (kN/m³) = 15
- Peso Proprio **W,1** (kN) = 45.36
- Quota baricentro **z,G1** (cm) = 360
- Resistenza media a Compressione **f,m** (N/mm²) = 1.4
- Polo** di rotazione (=1,2,3,4,5) = 2
- Numero di piani dell'edificio **N** = 2
- Primo periodo di vibrazione **T** (sec) = 0.283
- Coefficiente di partecipazione modale **gamma** = 1.2
- Livello di Conoscenza **LC** = 2

Fattore di Confidenza **FC** = 1.2

Risultati:

Momento Stabilizzante **M_S** (kN*m) = 8.28

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1}** (kN*m) = 192.10

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2}** (kN*m) = 0.00

Moltiplicatore di collasso **α_0** (α : λ) = 0.043

Massa partecipante **M*** (kgm) = 4732

Frazione di massa partecipante **e*** = 0.940

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a₀*** (*g) = 0.038

Vita Nominale **VN** (anni) = 50

Coefficiente d'uso **CU** = 1.5

Periodo di riferimento per l'azione sismica **VR** (anni) = 75

Probabilità PVR per SLV **PVR,DLV** (%) = 10.000

Domanda in termini di TR per SLV **TR,DLV** (anni) = 712

Domanda in termini di PGA per SLV **PGA,DLV** (*g) = 0.232

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a*,Rig** (*g) = 0.136

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a*,Def** (*g) = 0.116

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a*** (*g) = 0.136

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV** (*g) = 0.066

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV** (anni) = 30

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV **PVR,CLV** (%) = 91.792

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{PGA}** = 0.284

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR}** = 0.042

Indicatore di Rischio Sismico **(IRS_{TR})^{0.41}** = 0.273

Capacità in termini di Vita Nominale **VN,C** = 2

* Ribaltamento di parete monopiano [Gruppo: Cinematismi_Muratura_DM08 - Nome file: Cn-001]

Parete esterna posteriore Piano Primo

Dati:

Larghezza **a** (cm) = 100

Quota base da fondazioni **Z,b** (cm) = 630

Spessore **s,1** (cm) = 28

Altezza **h,1** (cm) = 260

Carico Permanente **G,1** (kN) = 4

Eccentricità carico **e,1** (cm) = 14

Spinta Variabile **S,Q1** (kN) = 0

Quota carico da solaio **h,S1** (cm) = 260

Peso specifico muratura **p.s.,1** (kN/m³) = 18

Peso Proprio **W,1** (kN) = 13.104

Quota baricentro **z,G1** (cm) = 130

Resistenza media a Compressione **f,m** (N/mm²) = 2.6

Polo di rotazione (=1,2,3,4,5) = 2

Numero di piani dell'edificio **N** = 3

Primo periodo di vibrazione **T** (sec) = 0.258

Coefficiente di partecipazione modale **γ** = 1.286

Livello di Conoscenza **LC** = 2

Fattore di Confidenza **FC** = 1.2

Risultati:

Momento Stabilizzante **M_S** (kN*m) = 2.26

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{RI}** (kN*m) = 27.44

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2}** (kN*m) = 0.00

Moltiplicatore di collasso **$\alpha,0$** (o: λ) = 0.082

Massa partecipante **M*** (kgm) = 1560

Frazione di massa partecipante **e*** = 0.895

Acc.spettrale attivazione meccanismo **a,0*** (* g) = 0.077

Vita Nominale **VN** (anni) = 50

Coefficiente d'uso **CU** = 1.5

Periodo di riferimento per l'azione sismica **VR** (anni) = 75

Probabilità PVR per SLV **PVR,DLV** (%) = 10.000

Domanda in termini di TR per SLV **TR,DLV** (anni) = 712

Domanda in termini di PGA per SLV **PGA,DLV** (* g) = 0.232

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a*,Rig** (* g) = 0.136

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a*,Def** (* g) = 0.306

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a*** (* g) = 0.306

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV** (* g) = 0.066

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV** (anni) = 30

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV **PVR,CLV** (%) = 91.792

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{PGA}** = 0.284

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR}** = 0.042

Indicatore di Rischio Sismico **(IRS_{TR})^{0.41}** = 0.273

Capacità in termini di Vita Nominale **VN,C** = 2

Si sottolinea che il coefficienti di sicurezza indicato è fittizio, in quanto la pericolosità sismica del territorio nazionale è stata fornita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni per periodi di ritorno T_r ricadenti in un intervallo di riferimento compreso tra 30 e 2475 anni; in tale intervallo sono forniti i valori di accelerazione orizzontale massima a_g ed i parametri che permettono di definire gli spettri di risposta.

Per accelerazioni inferiori il programma AEDES fornisce semplicemente che la capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV è inferiore a 30 anni e che la capacità in termini di PGA per SLV è inferiore a 0.073 g, con un coefficiente di sicurezza quindi inferiore a $0,066/0,232 = 0,284$.

Nel seguito si riporta invece il coefficiente di sicurezza come rapporto tra l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a^*_0 e la massima accelerazione spettrale richiesta a^* .

$$\text{Parete Esterna Anteriore Piano Rialzato} \quad I_s = 0,038/0,136 = 0,279$$

$$\text{Parete Esterna Anteriore Piano Rialzato} \quad I_s = 0,077/0,306 = 0,252$$

L'accelerazione critica per le pareti esterne, definita anche come \mathbf{PGA}_{SLV} , può essere data dal minimo coefficiente di sicurezza ottenuto dall'analisi dei meccanismi locali moltiplicato per la accelerazione al suolo richiesta, in questo caso:

$$\mathbf{PGA}_{CLV} = 0,252 \times 0,232 = \mathbf{0,059 \text{ g}} \quad TR_{CLV} < 30 \text{ anni}$$

17. RIEPILOGO DEI RISULTATI DI VULNERABILITA' SISMICA

Considerando i risultati esposti ai punti precedenti, si riportano i massimi valori delle accelerazioni a_g sostenibile dall'edificio in corrispondenza dei quali viene raggiunto lo stato limite ultimo di salvaguardia vita SLV.

La domanda, in termini di accelerazione al suolo PGA e di periodo di ritorno TR, è la seguente:

$$\text{SLV: } \text{PGA}_{\text{DLV}} = 0.193 \text{ g} \quad \text{TR}_{\text{DLV}} = 712 \text{ anni}$$

17.1 Stato limite di salvaguardia vita SLV

La capacità, in termini di accelerazione al suolo PGA e di periodo di ritorno TR, è la seguente:

Analisi globale PUSHOVER: $\text{PGA}_{\text{CLV}} = 0.084 \text{ g} \quad \text{TR}_{\text{CLV}} = 51 \text{ anni}$

Meccanismi locali: $\text{PGA}_{\text{CLV}} = 0.035 \text{ g} \quad \text{TR}_{\text{CLV}} < 30 \text{ anni}$

L'accelerazione sostenibile dal fabbricato (capacità) per SLV è data dalla minima ottenuta di quelle ottenute dall'analisi globale Pushover e dai meccanismi locali; in questo caso:

$$\text{PGA}_{\text{CLV}} = 0.035 \text{ g}$$

L'indice di sicurezza sismica di salvaguardia della vita, stimato in termini di accelerazione al suolo PGA, vale quindi:

$$I_{s,\text{PGA}} = 0.035/0.232 = 0.151 = 15 \%$$

Il periodo di ritorno (capacità) per SLV vale in questo caso:

$$\text{TR}_{\text{CLV}} < 30 \text{ anni}$$

18. RELAZIONE PER IL COMMITTENTE

In questo capitolo si descrivono alcune considerazioni relative alle verifiche statiche eseguite ed un elenco delle maggiori vulnerabilità sismiche, non quantificabili oppure legate a meccanismi locali.

Sono state infatti riscontrate evidenti vulnerabilità sismiche di elementi strutturali e non strutturali.

Per “vulnerabilità” si intende la propensione di un elemento a danneggiarsi a causa dell’azione sismica, quindi il danno si manifesta con una certa entità solo al momento in cui l’azione si concretizza con una determinata intensità.

Il danno dell’elemento o di una sua parte può generare incidenti, ossia conseguenze indesiderate sui fruitori dell’edificio; nel caso delle scuole su studenti e personale.

Di seguito si riporteranno quindi le maggiori vulnerabilità sismiche riscontrate e le vulnerabilità non quantificabili, relative agli elementi non strutturali; inoltre saranno sommariamente descritti gli interventi possibili per ridurre tali vulnerabilità.

Tali interventi, il cui scopo è quello di aumentare la sicurezza sismica del fabbricato, è bene siano tenuti presenti dall’Ente Proprietario o gestore in occasione di future ristrutturazioni; ovviamente quelle elencate in seguito sono solo semplici indicazioni di massima, senza alcun intento progettuale; ogni intervento andrà ovviamente progettato e diretto da professionisti regolarmente abilitati ed incaricati, considerando tutte le interazioni presenti con i vari elementi strutturali.

18.1 Verifiche statiche

Fondazioni

Dalla verifica della **pressione delle fondazioni sul terreno** risulta che tutti gli elementi indagati hanno valori di pressione inferiori alla resistenza di progetto del terreno.

Tuttavia, nei sopralluoghi eseguiti nel 2012 il corpo anteriore del fabbricato presentava **diverse lesioni e/o fessurazioni**; il geologo ha ipotizzato che le fondazioni dell'edificio siano impostate su uno strato di terreno sovraconsolidato, caratterizzato da movimenti differenziali dovuti all'essiccazione durante la stagione estiva, amplificati dalla presenza di alberi ad alto fusto oppure da perdite di fogne e/o pluviali.

Come mi è stato riferito dall'Ufficio Tecnico, il Comune di Dozza ha quindi provveduto nel tempo a incanalare con tubi corrugati la base dei pluviali anteriori e ad allontanarne gli scarichi; inoltre la fogna che correva lungo il lato Ovest è risultata rotta e disperdeva in più punti, quindi è stata completamente rifatta, spostandola e collocandola nella strada adiacente.

Successivamente a tali interventi, il servizio manutenzione del Comune ha provveduto a riprendere, stuccare e dipingere tutte le lesioni e fessurazioni interne del piano rialzato ed alcune di quelle esterne.

Oggi **lo stato fessurativo** si è ridotto; all'interno del piano rialzato si notano alcune piccole fessure all'ingresso principale sui due muri centrali ad una testa, ai lati del corridoio interno, che rivelano la presenza di porte tamponate, mentre all'esterno sono presenti alcune fessure di vecchia formazione.

Altre piccole fessure sono presenti nelle murature del piano primo e del piano interrato, peraltro allo stato attuale non utilizzate, in quanto la Scuola Materna occupa solo il piano rialzato, con accesso vietato agli altri piani.

Inoltre il **pavimento del piano seminterrato** presenta tuttora grossi avvallamenti, dovute alle infiltrazioni di acqua menzionate in precedenza; alcuni scavi eseguiti hanno permesso di appurare che si tratta di cedimenti del sottofondo, in quanto le travi di fondazione che collegano i pilastri in muratura sono apparse integre.

La **scala esterna** sul fronte sud, che dà accesso al piano rialzato, presenta una lesione continua da distacco dal corpo principale, probabilmente dovuta al fatto che le sue

fondazioni sono più superficiali di quelle dell'edificio, che possiede anche un piano seminterrato; tale differenza di quota di impostazione delle fondazioni ha innescato quindi cedimenti differenziali tra i due corpi, in quanto le fondazioni delle scale esterne si impostano su uno strato terreno che più risente dei cicli stagionali di dilatazione e ritiro causati dalla presenza di umidità variabile secondo le stagioni.

Alla luce di quanto asserito, non si considera quindi urgente un intervento di consolidamento delle fondazioni del fabbricato e delle scale esterne, in quanto lo stato fessurativo attuale non compromette la stabilità del fabbricato; ma lo stato delle lesioni va comunque tenuto sotto controllo, con visite periodiche.

Se si vorrà intraprendere la via del consolidamento, le pareti esterne del corpo anteriore del fabbricato e la scala potranno essere stabilizzate verticalmente eseguendo iniezioni di cemento a pressione nel terreno; tali iniezioni si realizzano con la stessa tecnica dei micropali, ma invece del tubo di armatura in acciaio si utilizzano tubi in PVC dotati di valvole per la fuoriuscita della malta.

In questo modo si consolida il terreno esistente in quanto la maggior parte del carico in fondazione si trasporta su strati di terreno più profondi, non soggetti ai cicli stagionali di dilatazione e ritiro; inoltre tale sistema ha una rigidità sensibilmente inferiore ad un consolidamento classico con micropali, riducendo (ma non eliminando completamente) il rischio di cedimenti differenziali tra la zona con fondazioni profonde e la zona con fondazioni superficiali.

Solai

Le **verifiche dei solai del piano terra e del piano rialzato** hanno avuto esito positivo.

Per quanto riguarda **la copertura in legno** l'accesso risulta difficoltoso in quanto il sottotetto presenta un controsoffitto con travetti in legno ed aelle non portante; non è quindi stato possibile visionarla interamente in tutto il suo sviluppo.

La parte posteriore è comunque abbastanza visibile dalla botola esistente posta nel

soffitto del piano primo, mentre per visionare la parte anteriore si sono resi necessari due sondaggi, uno nel 2012 dal controsoffitto interno ed uno nel 2016 dalla copertura, asportando un tavellone in laterizio.

Lo stato di manutenzione degli elementi portanti in legno è apparso abbastanza buono, ma sono visibili alcune percolazioni di acque meteoriche, dovute al fatto che i coppi vecchi poggiano direttamente sui tavelloni, senza alcuna guaina.

Si ritiene quindi necessario eseguire controlli periodici per rilevare e riparare eventuali infiltrazioni di acque meteoriche, rilevabili da macchie di umidità nei controsoffitti o da osservazioni dirette, almeno nella zona posteriore.

18.2 Vulnerabilità sismiche non quantificabili

Le principali vulnerabilità sismiche sono costituite dai **controsoffitti**, presenti sia nel corpo anteriore che nel corpo posteriore.

Il corpo posteriore a due piani presenta al piano primo un vecchio controsoffitto in arelle fissato a travetti in legno; mentre il corpo anteriore ad un solo piano presenta la stessa tipologia di controsoffitto, cui risulta appeso un controsoffitto moderno a quadrotti.

I quadrotti sono leggeri, ma i pendini che lo sostengono non appaiono idonei a sostenere i sovraccarichi che possono manifestarsi in seguito ad un evento sismico; inoltre tale carico aggiuntivo si appende agli stessi travetti in legno che sostengono le vecchie arelle.

Appare quindi necessario, al fine di eliminare tale vulnerabilità, procedere alla demolizione sia del vecchio controsoffitto in arelle che di quello moderno a quadrotti sottostante, ed al montaggio di un nuovo controsoffitto leggero, con pendini inclinati di controventamento, avendo cura di creare un perimetro elastico in corrispondenza del contatto continuo con la muratura di bordo, per permettere movimenti di assestamento sotto l'azione sismica ed evitare concentrazioni localizzate di tensioni.

Tale intervento sui controsoffitti può essere utilmente abbinato al rifacimento della copertura in legno, come consigliato al punto successivo.

Nel sottotetto, sopra il corridoio del piano primo, è presente una **grossa vasca prefabbricata in cemento armato**, destinata al carico dell'impianto idrico, probabilmente posata prima della costruzione della copertura; ora è vuota ma costituisce un peso inutile, soprattutto in caso di eventi sismici, e quindi, al fine di eliminare tale vulnerabilità, va rimossa.

Al piano terra è presente esternamente una piccola **superfetazione in mattoni ad una testa**, addossata al fabbricato e destinata originariamente a centrale termica ma ora non più utilizzata, particolarmente vulnerabile in caso di eventi sismici; tale manufatto quindi demolito, al fine di eliminare tale vulnerabilità.

18.3 Vulnerabilità sismiche riscontrate

Le problematiche maggiori riguardano **le pareti murarie, esterne ed interne, soggette ad azioni sismiche ortogonali al loro piano**, in quanto non sono presenti cordoli e/o tiranti e sia la copertura che il sottotetto in legno sono completamente deformabili, e quindi non forniscono alcun vincolo al ribaltamento delle murature.

Tale problematica investe le pareti perimetrali esterne, ma appare particolarmente importante, dato la loro snellezza particolarmente elevata, per le pareti interne ad una testa poste ai lati del corridoio centrale, al piano rialzato della parte anteriore.

Si consiglia quindi di intervenire in copertura con l'esecuzione cordoli in cemento armato e/o in acciaio sulla sommità delle pareti in muratura esistenti, eventualmente integrati da tiranti in acciaio, e di procedere alla sostituzione della copertura e del sottotetto esistenti con un nuovo solaio, sempre in legno, irrigidito da un doppio tavolato incrociato, vincolando gli elementi lignei ai nuovi cordoli.

Tale intervento, oltre a stabilizzare le pareti dell'ultimo piano, vincolandole alle azioni sismiche ortogonali al loro piano, ha anche conseguenze positive sui meccanismi globali, in quanto realizza un diaframma rigido in sommità.

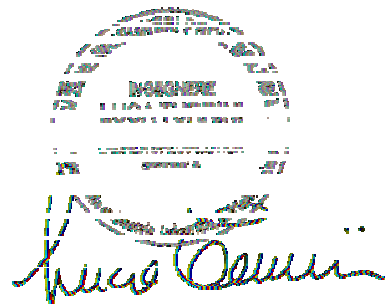
Al fine di limitare ulteriormente il problema del collasso fuori piano delle **pareti murarie interne ad una testa della parte anteriore, particolarmente snelle**, ad integrazione di quanto suggerito precedentemente, potrebbe risultare necessario il loro consolidamento mediante l'asportazione dell'intonaco esistente e l'applicazione su entrambe le facce della muratura di un nuovo intonaco a base di calce idraulica, armato con reti di fibra di vetro pesanti resistenti agli alcali, collegate tra loro e risvoltate sulle pareti murarie circostanti.

Le pareti esterne a faccia a vista presentano **aperture con archi e piattabande in muratura**; alcune presentano piccole fessurazioni oppure sono evidenti vecchie lesioni stuccate.

Un intervento con cuciture armate e/o l'utilizzo di materiale composito almeno nella zona interna intonacata potrebbe consolidare le strisce di piano con conseguenze positive sui meccanismi globali, contribuendo a ridurre il rischio sismico; a questo scopo potrebbe essere affiancata anche una indagine generale sulle sulla tipologia delle architravature interne e la loro eventuale sostituzione con architravi in laterizio e/o acciaio ben ammortati alle spallette murarie esistenti.

Imola, 6 dicembre 2016

Il Tecnico Incaricato

The image shows a circular professional stamp of a technical officer (Ingegnere) with a signature written over it. The stamp contains the text 'INGEGNERE' and 'CANTIERI S.p.A.' along with some smaller, less legible text. The signature is in cursive and appears to read 'Luca Omini'.