



 <p>DIREZIONE LAVORI PUBBLICI Settore Edilizia Comunale e Scolastica Servizio Edilizia Sportiva, Magistratura e Sedi Terraferma</p>	Area : Punta S.Giuliano		Elab.: <h1 style="text-align: center;">RTS</h1>								
	Progetto : CI 14236 - 2.8.1. Rafforzamento azione P.A. - Ambiente e Territorio. Aree verdi parco S. Giuliano: Riordino del Polo Nautico ed opere complementari										
	R.U.P. : arch. Silvia Loreto <i>devalto</i> Tavola : Ex Colonia Elioterapica - Relazione tecnica sulle strutture		Rev.: 01								
<table border="1"> <tr> <th>Codice</th> <th>Progetto</th> <th>Data</th> <th>Scala</th> </tr> <tr> <td>14236</td> <td>Definitivo</td> <td>Maggio 2019</td> <td>-</td> </tr> </table>	Codice	Progetto	Data	Scala	14236	Definitivo	Maggio 2019	-			
Codice	Progetto	Data	Scala								
14236	Definitivo	Maggio 2019	-								

Progettisti: dott.urb. Aldo Menegazzi arch. Martina Guermani	Progetto strutture:  AI Progetti Architettura Ingegneria s.c. ing. Valentina Corras 	Progetto impianti elettrici e termotecnici e speciali:  TFE Ingegneria srl ing. Zeffirino Tommasin	Relazioni specialistiche, rilievi, service grafico, computazioni, capitolati e contratti: ing. Filippo Ponchio 
---	---	--	---



ORDINE DEGLI ARCHITETTI
 PIANIFICATORI PAESAGGISTI E CONSERVATORI
 DELLA PROVINCIA DI VENEZIA

SEZIONE
 A
 ARCHITETTO
 ANDREA
 BORIN
 N° 2118



1 INDICE

1	Indice	1
1	Premessa	3
2	Normativa di riferimento.....	3
3	Metodo di calcolo.....	3
4	Codici di calcolo.....	3
4.1	<i>Microsoft Excel® della Microsoft Corporation.....</i>	<i>4</i>
4.2	<i>Sismicad.....</i>	<i>4</i>
4.3	<i>Vca_SLU.....</i>	<i>4</i>
4.4	<i>Dichiarazione di cui al §10.2 del D.M. 17/01/2018</i>	<i>4</i>
5	Conoscenza dell'edificio	6
6	Materiali.....	8
6.1	<i>Calcestruzzo.....</i>	<i>8</i>
6.2	<i>Acciaio</i>	<i>8</i>
6.3	<i>Muratura</i>	<i>8</i>
6.3.1	<i>Stato di Fatto</i>	<i>8</i>
6.3.2	<i>Stato di Progetto: Rinforzo con iniezioni leganti</i>	<i>9</i>
7	Analisi dei carichi.....	10
7.1	<i>Pesi propri strutturali.....</i>	<i>10</i>
7.2	<i>Carichi permanenti</i>	<i>10</i>
7.3	<i>Sovraccarichi accidentali</i>	<i>10</i>
7.4	<i>Neve.....</i>	<i>10</i>
7.5	<i>Sisma</i>	<i>11</i>
8	Coefficienti e Combinazioni di Carico.....	15
8.1	<i>Coefficienti di combinazione delle azioni variabili.....</i>	<i>15</i>
8.2	<i>Coefficienti parziali agli stati limite ultimi di resistenza della struttura</i>	<i>15</i>
8.3	<i>Combinazioni delle azioni</i>	<i>15</i>
9	Modellazione numerica	16
10	Analisi globale Stato di Fatto	20
10.1	<i>Analisi statica di cui al §4.5.6.2 del DM 17/01/2018</i>	<i>20</i>
11	Descrizione interventi murature.....	23

12	Analisi globale Stato di Progetto	23
12.1	<i>Analisi statica di cui al §4.5.6.2 del DM 17/01/2018</i>	25
12.2	<i>Analisi sismica.....</i>	30
12.2.1	Risposta modale	31
12.2.2	Controllo spostamenti interpiano estremi.....	34
12.2.3	Risultati analisi statica lineare.....	35
12.3	<i>Verifica pressioni sul terreno</i>	44
13	Verifica solaio.....	45
14	Verifica travi 30x50.....	46
15	Verifica pilastri 30x30	49
16	Interventi di messa in sicurezza	50
17	Allegati	51

1 PREMESSA

La presente relazione tecnica riporta la valutazione di vulnerabilità statica e sismica dell'edificio denominato "EX Colonia Elioterapica" sita in Venezia presso il parco San Giuliano.

L'edificio è ad un piano fuori terra, a cui si aggiunge una piccola porzione al piano primo. La struttura portante è mista in muratura e pilastri in calcestruzzo armato.

Il presente elaborato si riferisce esclusivamente agli elementi strutturali portanti.

La presente relazione, in conformità al punto §10.1 delle NTC, è comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica; segue inoltre le indicazioni fornite al §10.2 delle NTC per quanto concerne analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica; si fa quindi riferimento ai seguenti riferimenti normativi:

- D.M. 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 21/01/2019, n° 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/01/2018.

3 METODO DI CALCOLO

Per il calcolo di sollecitazioni e deformazioni delle strutture si sono adottate le ipotesi di materiali linearmente elastici. Le analisi sono svolte nelle ipotesi di piccoli spostamenti e piccole deformazioni impiegando i criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Le verifiche riportate nel presente documento rappresentano un estratto di tutte le verifiche effettuate: le verifiche non riportate risultano disponibili nelle minute di studio. Si intende che, per quanto non riportato nella presente relazione, sono stati adottati i criteri di verifica sopra citati, controllando resistenza, stabilità e deformabilità con i medesimi coefficienti di sicurezza ed utilizzando i carichi definiti nella presente relazione.

4 CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- Grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- Storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- Utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- Pratica d'uso frequente.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche, isotrope ed omogenee.

Segue l'elenco, corredato da una sintetica descrizione, dei software utilizzati.

4.1 MICROSOFT EXCEL® DELLA MICROSOFT CORPORATION

Fogli excel per l'esecuzione di calcoli semplici implementati direttamente su schemi e formule derivate dalla scienza delle costruzioni. Prima dell'utilizzo, il foglio excel viene testato e verificato sia mediante calcolo manuale diretto, sia mediante confronto con altri programmi di calcolo.

4.2 SISMICAD

Si tratta di un programma di calcolo strutturale, della "Concrete-structural engineering software", che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Il programma "SISMICAD" viene utilizzato per l'analisi tridimensionale della struttura.

Versione software: 12.14

4.3 VCA_SLU

Programma prodotto dall'ing. Piero Gelfi dell'università di Brescia. Eseguo il calcolo e la verifica di sezioni in c.a.

Versione software: 7.7 del 30 agosto 2011

Licenza: disponibile gratuitamente

4.4 DICHIARAZIONE DI CUI AL §10.2 DEL D.M. 17/01/2018

Il seguente paragrafo riporta il giudizio di accettabilità relativa all'utilizzo dei codici di calcolo automatico utilizzati per il progetto in esame.

In particolare, in osservanza al § 10.2 del D.M. 17/01/2018, si dichiara quanto di seguito:

TIPO DI ANALISI SVOLTA

Come riportato al § "METODO DI CALCOLO", lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali risultano concordi con il D.M. 17/01/2018.

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Come riportato al § "CODICI DI CALCOLO", tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- Grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- Storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- Utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- Pratica d'uso frequente in studio.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

Tutti i programmi risultano utilizzati in conformità a regolare licenza d'uso, verificabile presso lo studio. Per eventuali ulteriori dettagli sulle loro caratteristiche, si rimanda ai corrispondenti manuali d'uso di ciascun software.

AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo di cui sopra sono stati utilizzati dopo un attento esame della documentazione a corredo del software, che ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene inoltre una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

La società produttrice ha inoltre verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

VALIDAZIONE DEI CODICI DI CALCOLO

A ulteriore verifica di validazione dei programmi utilizzati, gli svariati anni di utilizzo hanno permesso di verificare internamente la bontà dei vari codici di calcolo, confrontando fra loro i risultati ricavati in base a soluzioni teoriche, calcolo manuale diretto, utilizzo di diversi software, arrivando ad un giudizio positivo di affidabilità ed accuratezza.

MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

Come indicato al paragrafo relativo alla modellazione numerica, le verifiche riportate costituiscono un estratto dei calcoli principali condotti sulle strutture principali presenti nell'opera in oggetto. In particolare, solo per alcune tipologie strutturali si riporta una verifica completa, intendendo che le altre sono state condotte analogamente. Tutte le verifiche sono presenti nelle minute di studio, a disposizione per eventuali chiarimenti. All'interno della relazione vengono per lo più omessi i tabulati prodotti con i programmi di calcolo automatico, riportando eventualmente solo alcune tabelle e schemi grafici riepilogativi. Tali output del programma di calcolo, tuttavia, risultano disponibili presso lo Studio per eventuale consultazione.

INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

I programmi di calcolo utilizzati prevedono una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di eventuali errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura, della presenza di elementi non verificati, dell'inosservanza di alcuni requisiti previsti dall'NTC2018. Al termine di ciascuna analisi viene effettuato un controllo generale che identifica la correttezza degli spostamenti ottenuti, il rispetto dell'equilibrio fra azioni imposte e reazioni vincolari, ecc.

Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale con le schematizzazioni assunte nella modellazione.

GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati infine sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità e la correttezza.

Tale valutazione ha compreso, fra l'altro:

- Verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati;
- Comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, confronto con i risultati di modelli teorici, ecc;
- Il confronto con i risultati di semplici calcoli manuali diretti (esempi: trave in semplice appoggio, trave continua, mensola a sbalzo, ecc);
- Il confronto dei risultati ottenuti in fase di primo proporzionamento della struttura;
- Il confronto fra calcolazioni effettuate con programmi differenti.

In base a quanto detto, si può quindi asserire che la progettazione condotta è risultata corretta ed idonea al caso specifico, ritenendo validi ed accettabili i risultati di calcolo ottenuti.

5 CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

Da elaborati storici di progetto e da indagini in situ sui materiali e sui dettagli costruttivi, si deducono informazioni sui seguenti aspetti:

- Identificazione dell'organismo strutturale;
- Identificazione dei processi temporali che hanno portato alla configurazione attuale;
- Dimensioni geometriche degli elementi strutturali;
- Caratteristiche geometriche e materiche dei solai.

La quantità e qualità dei dati acquisiti determinano i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza.

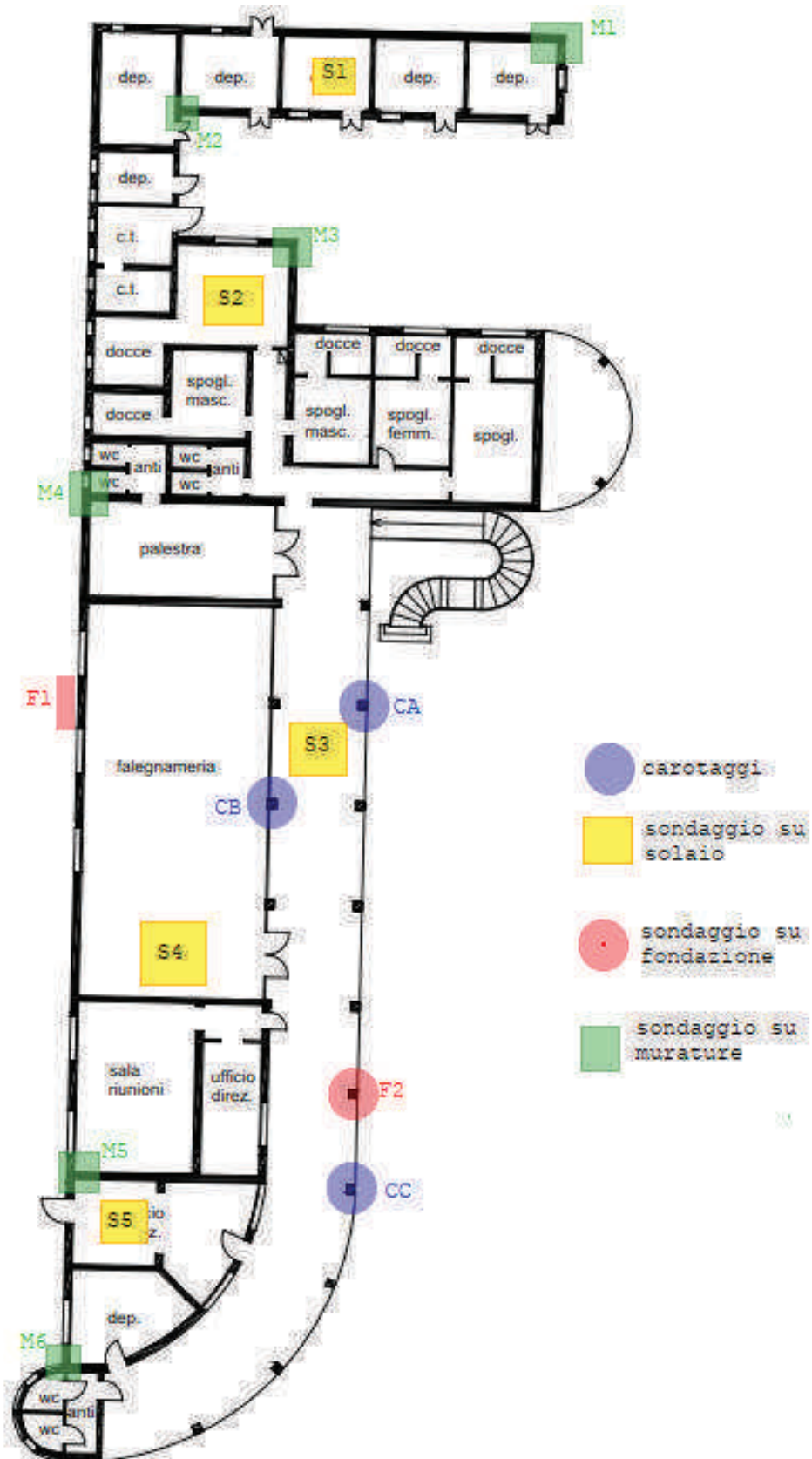
Ai fini della scelta dei valori dei fattori di confidenza la norma distingue tre livelli di conoscenza:

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

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- Geometria, ovvero le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali ricavabili attraverso una fase di rilievo;
- Dettagli strutturali, ovvero la qualità di collegamenti tra pareti e tra orizzontamenti e pareti, la presenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture, la presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare eventuali spinte, la presenza di elementi ad elevata vulnerabilità, la tipologia della muratura e sue caratteristiche costruttive;
- Materiali, ovvero la resisetnza del calcestrutto e dell'acciaio d'armatura.

Sulla base della tabella C8.5.IV della Circolare 7 del 2019, in funzione del livello di conoscenza raggiunto LC2, il fattore di confidenza assunto è FC=1,2.



Pianta piano terra con indicazione indagini eseguite

6 MATERIALI

6.1 CALCESTRUZZO

Le indagini condotte dalla ditta Metralab nell'Ottobre 2013 hanno portato alla determinazione della resistenza cubica media del conglomerato cementizio:

Rcm = 20 MPa

6.2 ACCIAIO

L'acciaio è assimilabile ad un FeB38k:

$f_{yk} = 375$ Mpa

$f_{tk} = 430$ Mpa

6.3 MURATURA

6.3.1 Stato di Fatto

Per determinare i parametri da utilizzare nelle analisi si è considerato quanto indicato al §C8.5.4.1 dell'NTC2018 secondo cui, per un livello di conoscenza LC2, si debba considerare:

- Resistenza: valori medi intervalli Tab. C8.5.I
- Moduli elastici: valori medi intervalli Tab. C8.5.I

Confrontando i risultati delle analisi e dei rilievi effettuati in situ con quanto indicato nella Tab. C8.5.I dell'NTC2018 si è fatto riferimento ai parametri per la tipologia "Muratura in mattoni pieni e malta di calce" sotto indicati.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²) min-max	(N/mm ²) min-max	(N/mm ²) -	(N/mm ²) min-max	(N/mm ²) min-max	(kN/m ³)
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.; doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Per la muratura dello stato di fatto, quindi, si considerano i seguenti parametri (media intervalli tabella):

$f = 3,45$ N/mm²

$\tau_0 = 0,09$ N/mm²

$f_{v0} = 0,20$ N/mm²

E = 1500 N/mmq

G = 500 N/mmq

w = 18 kN/mc

6.3.2 Stato di Progetto: Rinforzo con iniezioni leganti

Nello stato di progetto, per migliorare le prestazioni delle murature, si è deciso di consolidare alcuni paramenti murari con l'Iniezione di miscele leganti.

Le iniezioni permettono un aumento dei parametri di resistenza ed elasticità delle murature applicando, ai valori ottenuti per la muratura dello stato di fatto dalla Tab. C8.5.I dell'NTC2018, dei coefficienti correttivi indicati nella Tab. C8.5.II della suddetta NTC (qui riportata).

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadri	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(**)	-	1,3 (***)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

Il coefficiente migliorativo risulta, per il consolidamento di pareti in muratura in mattoni pieni e malta di calce, pari a 1,20; tale coefficiente, secondo l'NTC2018, può essere applicato sia ai parametri di resistenza che a quelli di elasticità.

I parametri considerati nelle analisi per la muratura dello stato di progetto, limitatamente alle pareti che saranno consolidate, sono:

f = 4,14 N/mmq

τ_0 = 0,108 N/mmq

f_{v0} = 0,24 N/mmq

E = 1800 N/mmq

G = 600 N/mmq

w = 18 kN/mc

7 ANALISI DEI CARICHI

I valori riportati sono desunti dagli elaborati grafici e descrittivi originali a disposizione dello scrivente.

7.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

I pesi propri strutturali, non altrove specificati, considerati nei calcoli sono i seguenti:

Calcestruzzo armato:	2.500 daN/mc
Solaio in laterocemento 16+5:	270 daN/mq

7.2 CARICHI PERMANENTI

Intradosso: controsoffitto+ intonaco	50 daN/mq
Estradosso: massetto + guaina	150 daN/mq
TOTALE:	200 daN/mq

7.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

I carichi variabili sono ascrivibili alla Categoria H: coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione.
 $q = 50 \text{ daN/mq}$

7.4 NEVE

L'azione dovuta alla neve viene schematizzata con un carico uniformemente distribuito. Segue il sunto dei parametri di calcolo.

Il carico dovuto alla neve è valutato con la seguente espressione di cui al §3.4 delle NTC 2018:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T$$

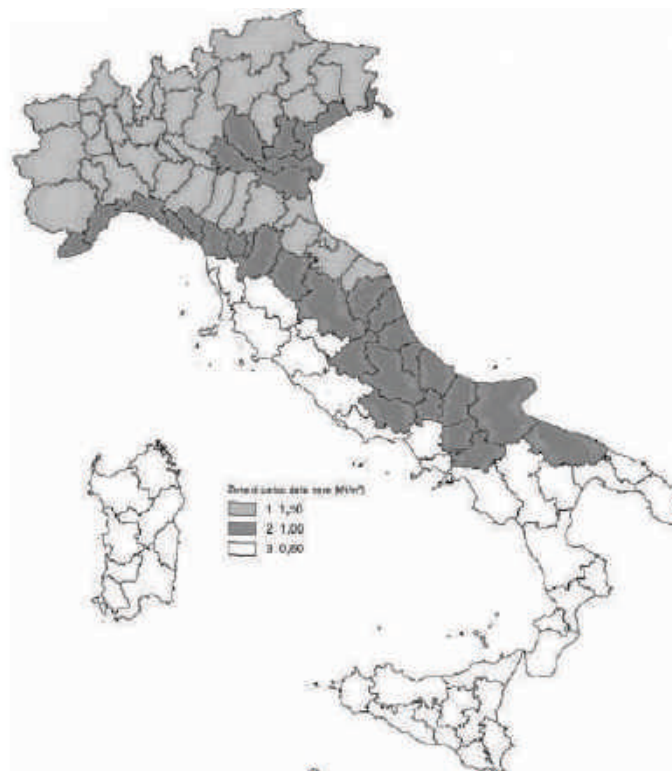
La struttura in oggetto sarà ubicata nella provincia di Venezia, appartenente alla Zona "II", ad un'altitudine $a_s = 0\text{m} < 200 \text{ mslm}$, da cui deriva:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_i = 0,8 \text{ (pendenza copertura inferiore a 30\%)}$$

$$C_E = 1 \text{ (zona normale)}$$

$$C_T = 1$$

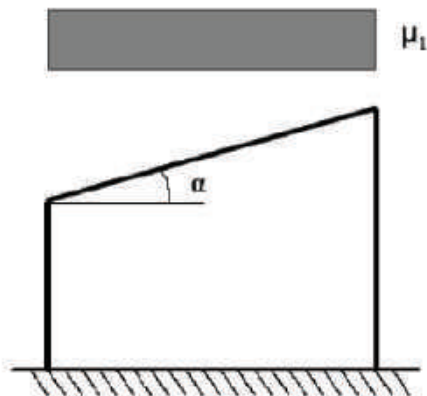


Essendo la copertura praticamente orizzontale si considera il valore massimo assumibile per il coefficiente di forma $\mu_1=0.80$ proprio di coperture con inclinazione inferiore a 30%.

Assumendo tale coefficiente di forma, l'azione della neve si schematizza con un carico massimo uniformemente distribuito pari a:

$$q_{NEVE,MAX} = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

Per coperture ad una falda al §3.4.3.2 del D.M. 17/01/2018 è indicato come si debba considerare la condizione di carico riportata nella seguente figura.



7.5 SISMA

In accordo al D.M. 17.01.2018, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

L’azione sismica viene valutata considerando le masse partecipanti come $G_{1k} + G_{2k} + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$ e l’accelerazione del luogo in esame con tempo di ritorno $T_R = -V_R/\ln(1-P_{VR})$ dove $V_R = V_N \cdot C_u$ e P_{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R .

Come già specificato per l’opera in oggetto si considera una vita nominale di 50 anni e una classe d’uso II ($c_u=1$) ottenendo un periodo di riferimento di 50 anni.

L’edificio si trova a Venezia presso il parco San Giuliano n. 12, alle seguenti coordinate geografiche:

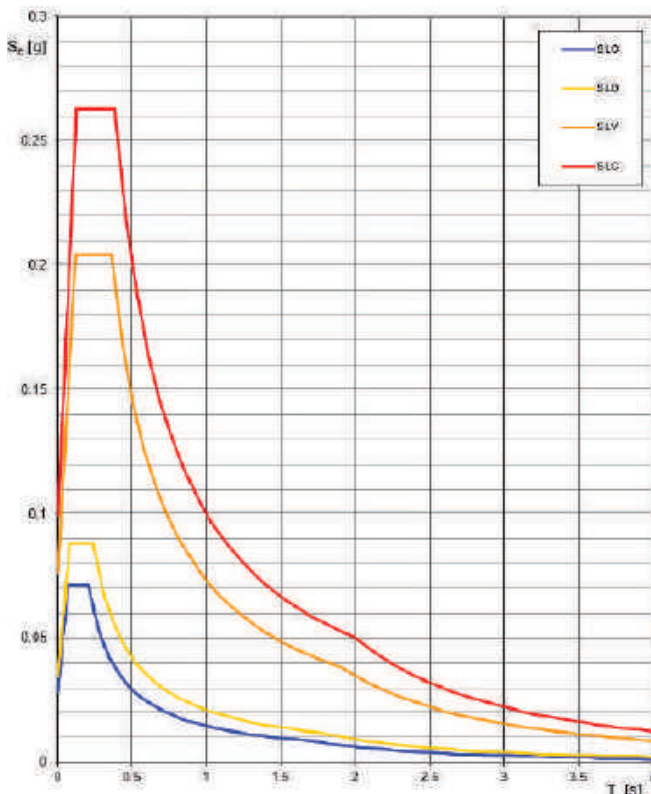
Longitudine: 12,281143 deg
 Latitudine: 45,467097 deg

L’altitudine del sito in oggetto è pari a 0 m s.l.m.

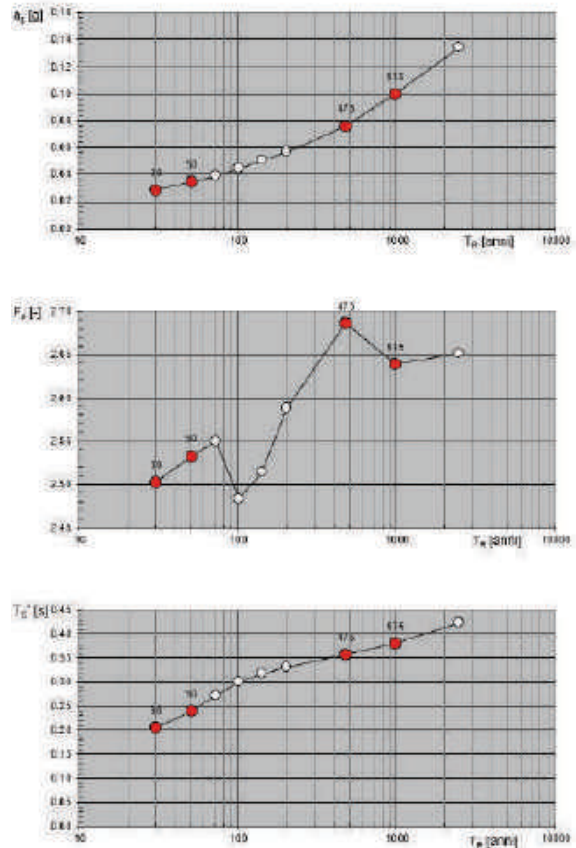
Si ottengono pertanto i seguenti parametri sismici in funzione del periodo di ritorno:

Stato Limite	P_{VR} [%]	T_R [anni]	A_g [g]	F_0	T_c^* [sec]
SL Operatività	81	30	0.029	2.503	0.205
SL Danno	63	50	0.035	2.533	0.240
SL Salvaguardia della Vita	10	475	0.076	2.686	0.358
SL Prevenzione del Collasso	5	975	0.100	2.639	0.381

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori di progetto dei parametri a_g, F_0, T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_B



Il terreno su cui poggia il fabbricato è classificato, secondo la “Relazione Geologica a firma Dott. Zago, come appartenente alla **Categoria C** ossia “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360m/s”.

I valori da considerare per il calcolo dello spettro di progetto sono:

$$S_s = 1,50$$

$$C_c = 1,473$$

La superficie topografica, inoltre, è caratterizzata di **Categoria T1** ossia “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$ ” portando ad un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,0$.

Gli spettri di progetto sono calcolati così come prescritto al paragrafo 3.2.3.2.1 – *Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali*, con l'accortezza di sostituire a h il valore $1/q$ così come prescritto al paragrafo 3.2.3.5 – *Spettro di progetto per gli stati limite ultimi*, in modo da tenere in considerazione le capacità dissipative della struttura.

$$0 \leq T < T_B \quad S_D(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_D(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_D(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_D(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Essendo: $S = S_S \times S_T$

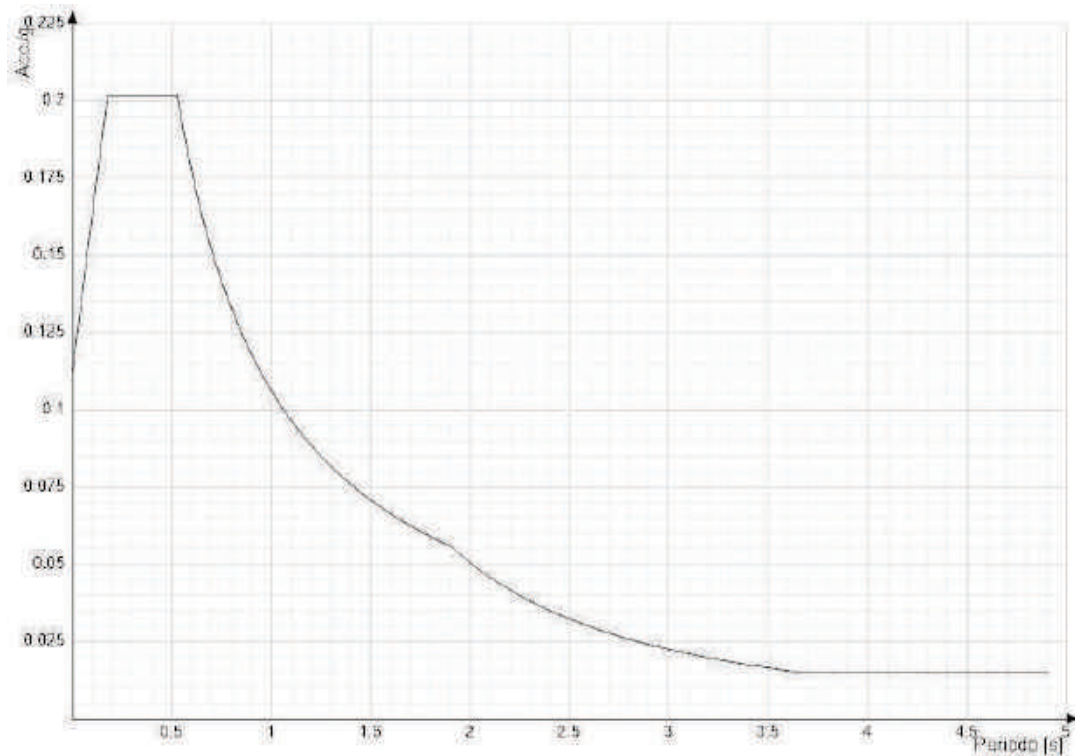
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

Per il calcolo del fattore di comportamento q si fa riferimento al paragrafo §7.3 e al §8.5.5.1 del DM 17 gennaio 2018.

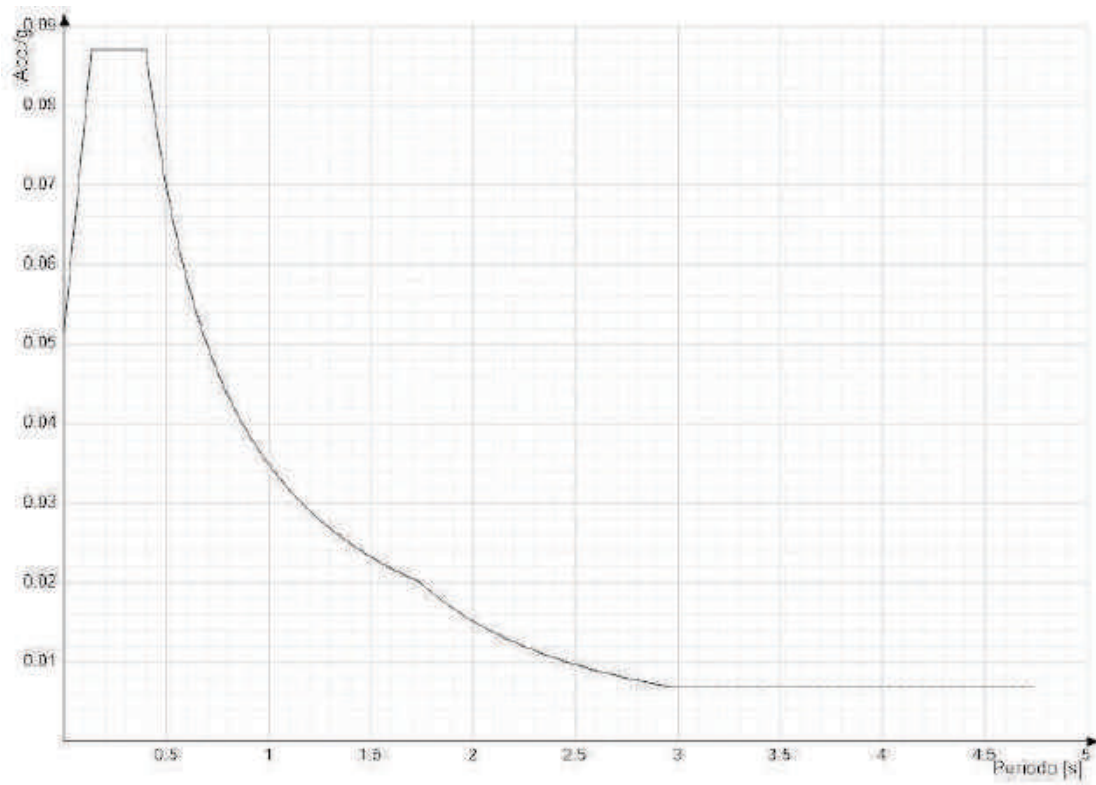
Nel caso in esame si considera un comportamento strutturale NON dissipativo.

Il fattore di comportamento considerato nelle analisi quindi risulta: **$q = 1,50$**

Si riportano qui nel seguito gli spettri di progetto allo SLV e SLD.



Spettro di risposta di progetto SLV



Spettro di risposta di progetto SLD

8 COEFFICIENTI E COMBINAZIONI DI CARICO

8.1 COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DELLE AZIONI VARIABILI

I valori dei coefficienti di combinazione risultano:

Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Carichi antropici di copertura	0	0	0
Neve	0,5	0,2	0

Nel caso il carico variabile dia un contributo favorevole ai fini delle verifiche, il coefficiente di combinazione ψ sarà nullo.

8.2 COEFFICIENTI PARZIALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI RESISTENZA DELLA STRUTTURA

In accordo con §2.6.1 NTC, risulta:

Carichi permanenti	Y_{G1}	Favorevoli	1,0
		Sfavorevoli	1,3
Carichi permanenti non strutturali (ben definiti da rilievo)	Y_{G2}	Favorevoli	1,0
		Sfavorevoli	1,3
Carichi variabili	Y_Q	Favorevoli	0,0
		Sfavorevoli	1,5

8.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni di azioni:

Combinazione fondamentale (SLU):	$Y_{G1} \cdot G_1 + Y_{G2} \cdot G_2 + Y_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_i [\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i]$
Combinazione caratteristica o rara (SLE R):	$G_1 + G_2 + Q_1 + \sum_i [\psi_{0i} \cdot Q_i]$
Combinazione frequente (SLE F):	$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_1 + \sum_i [\psi_{2i} \cdot Q_i]$
Combinazione quasi permanente (SLE QP):	$G_1 + G_2 + \sum_i [\psi_{2i} \cdot Q_i]$
Combinazione sismica:	$E + G_1 + G_2 + \sum_i [\psi_{2i} \cdot Q_i]$

9 MODELLAZIONE NUMERICA

Per effettuare l'analisi statica e sismica dell'edificio in oggetto, al fine di calibrare gli interventi di rinforzo, si è realizzato un modello numerico di calcolo in cui sono rappresentati gli elementi strutturali portanti e gli elementi che sono considerati contribuire in termini di rigidità al comportamento strutturale globale del manufatto in oggetto.

Come descritto in precedenza il modello di calcolo utilizzato nelle analisi è stato realizzato con il programma di calcolo Sismicad 12.13.

Il modello utilizzato nell'analisi è stato realizzato con un approccio ad elementi finiti bidimensionali di tipo piastra (plate) a quattro e tre nodi assegnando ad ognuno lo spessore relativo alla tipologia muraria rilevata in situ (muratura a due teste e muratura ad una testa).

Il programma di calcolo, in fase di verifica, individua in modo automatico i maschi murari considerando le porzioni continue tra le aperture; le porzioni al di sotto e al di sopra delle aperture sono identificate come fasce di piano.

Gli elementi trave e pilastro sono invece modellati con elementi monodimensionali a due nodi di tipo beam.

Nella modellazione sismica dell'edificio i solai sono considerati infinitamente rigidi nel proprio piano.

Tale schematizzazione risulta necessaria per apprezzare un comportamento d'insieme dell'edificio tuttavia non sarebbe verosimile in quanto i solai sono in laterocemento con cappa di 4-5cm la quale non risulta armata; il solaio, quindi, non essendo resistente nel proprio piano nei confronti delle azioni orizzontali, non potrebbe essere considerato infinitamente rigido.

Quali azioni agenti ai fini della verifica degli elementi strutturali si sono considerati:

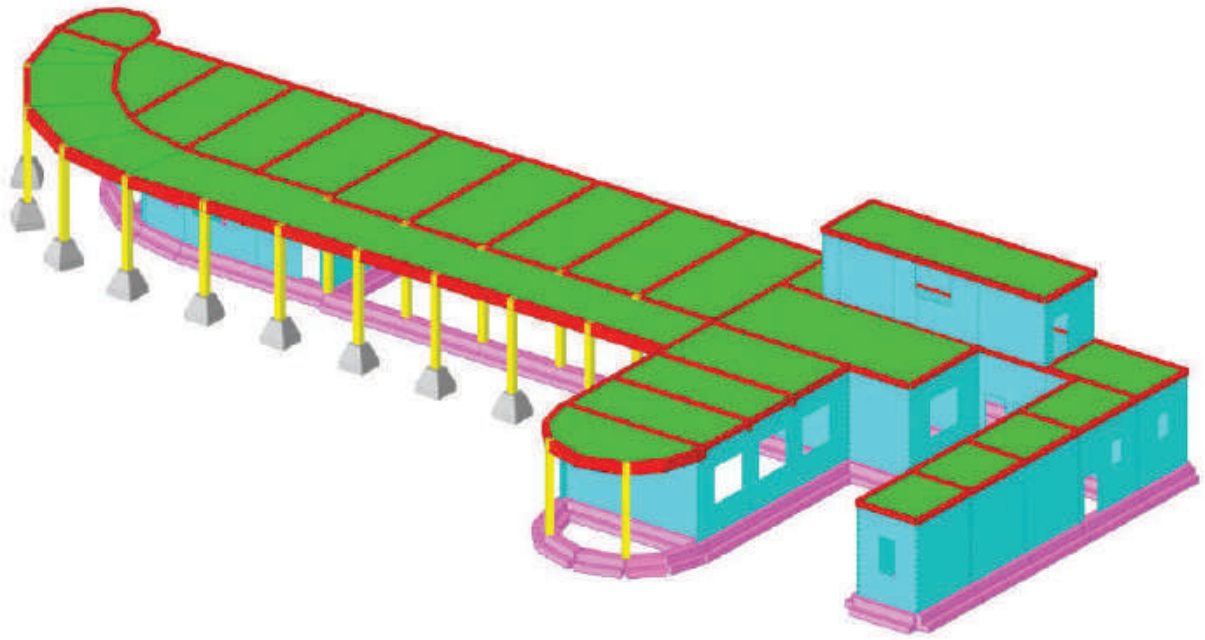
- Il peso proprio delle strutture;
- I sovraccarichi permanenti portati (definiti nei paragrafi precedenti);
- I sovraccarichi accidentali (definiti nei paragrafi precedenti);
- Le azioni sismiche orizzontali in direzione X;
- Le azioni sismiche orizzontali in direzione Y;

Il peso proprio delle strutture verticali è calcolato automaticamente dal programma di calcolo. Il peso proprio degli orizzontamenti, i carichi permanenti portati e quelli accidentali sono stati introdotti nel modello tramite elementi carichi superficiali in corrispondenza dei solai assegnando ad ognuno l'orditura identificata nelle operazioni di rilievo.

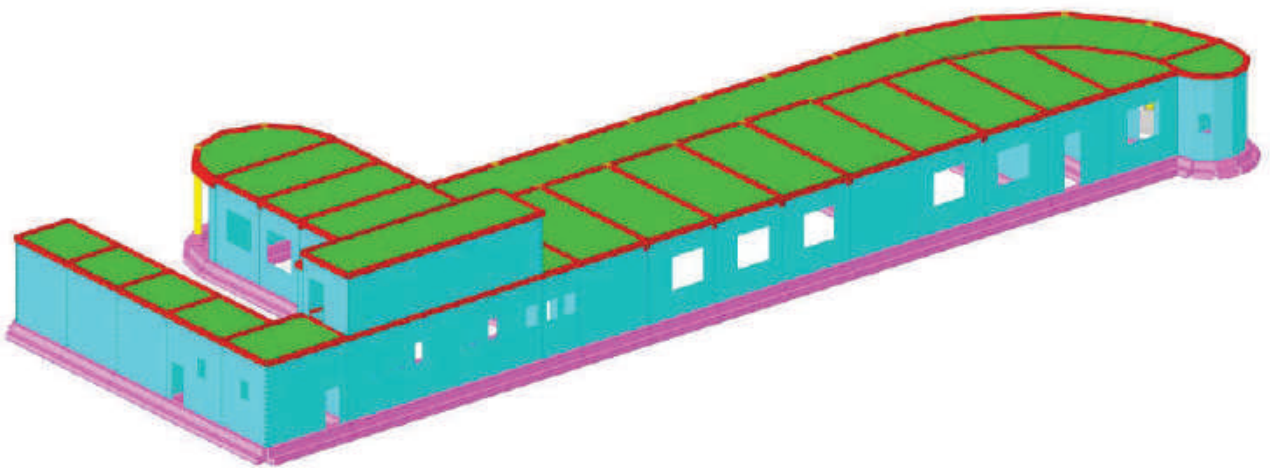
Per schematizzare l'interazione terreno-struttura sono state inserite al di sotto delle fondazioni molle elastiche aventi costante elastica di Winkler pari a 0,50 kg/cm²; tale valore è stato definito, in modo cautelativo, in funzione delle caratteristiche dei terreni indicate nella relazione geologica e geotecnica di riferimento.

A favore di sicurezza, ai fini dell'analisi sismica, le fondazioni sono state bloccate orizzontalmente.

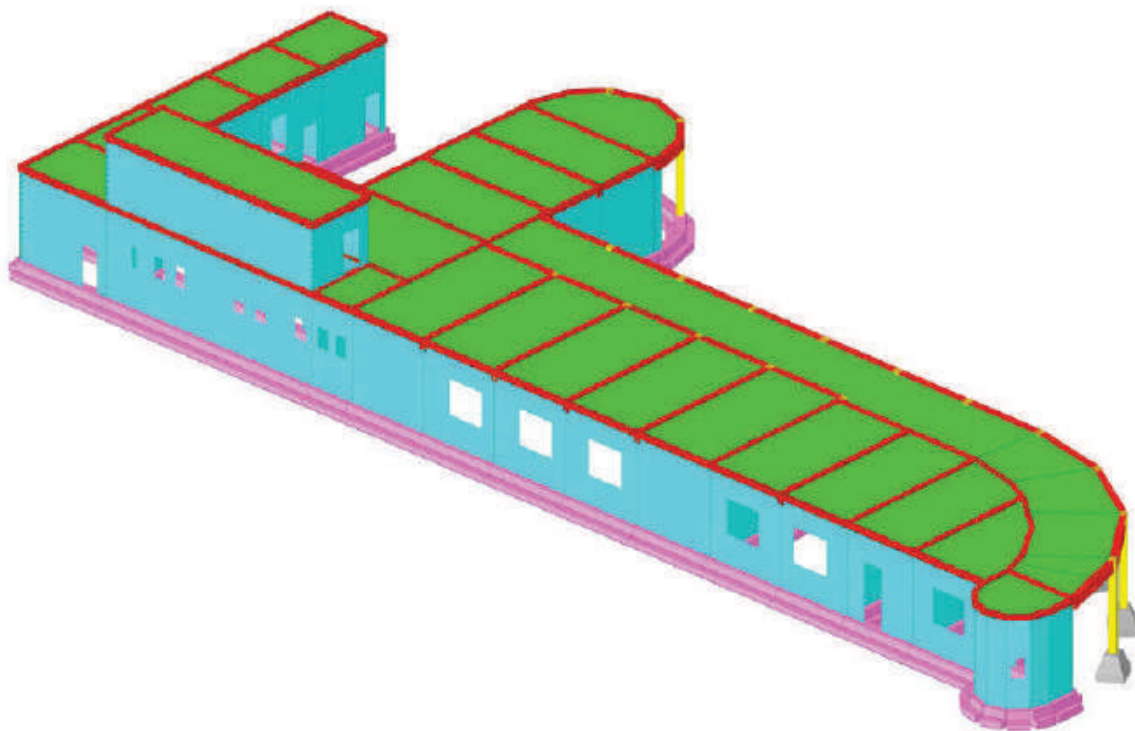
Sono qui riportate alcune viste globali del modello numerico realizzato.



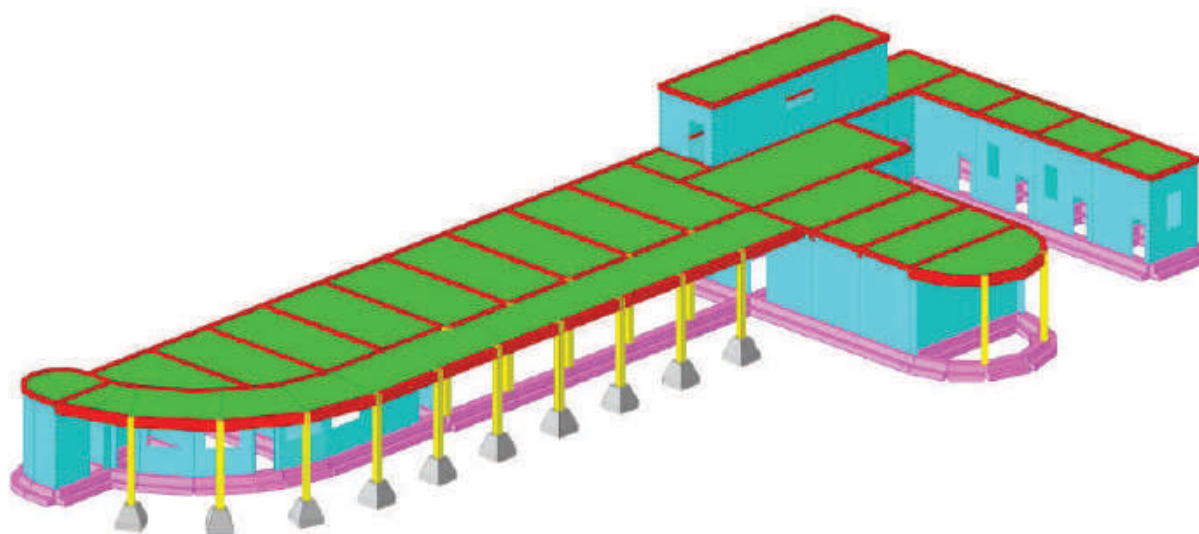
Vista nr. 1 ambiente struttura modello numerico



Vista nr. 2 ambiente struttura modello numerico

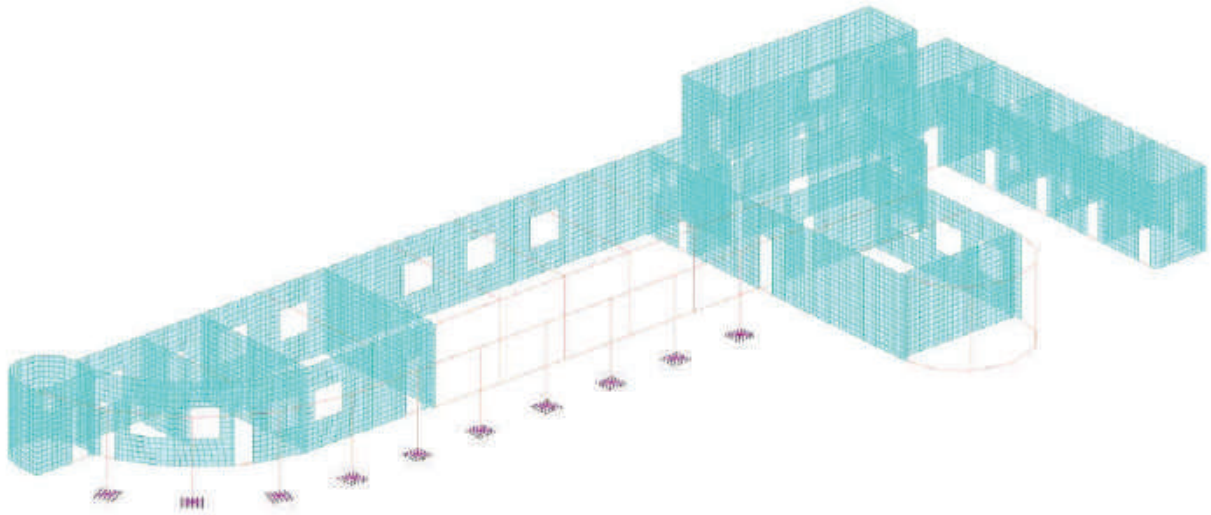


Vista nr. 3 ambiente struttura modello numerico

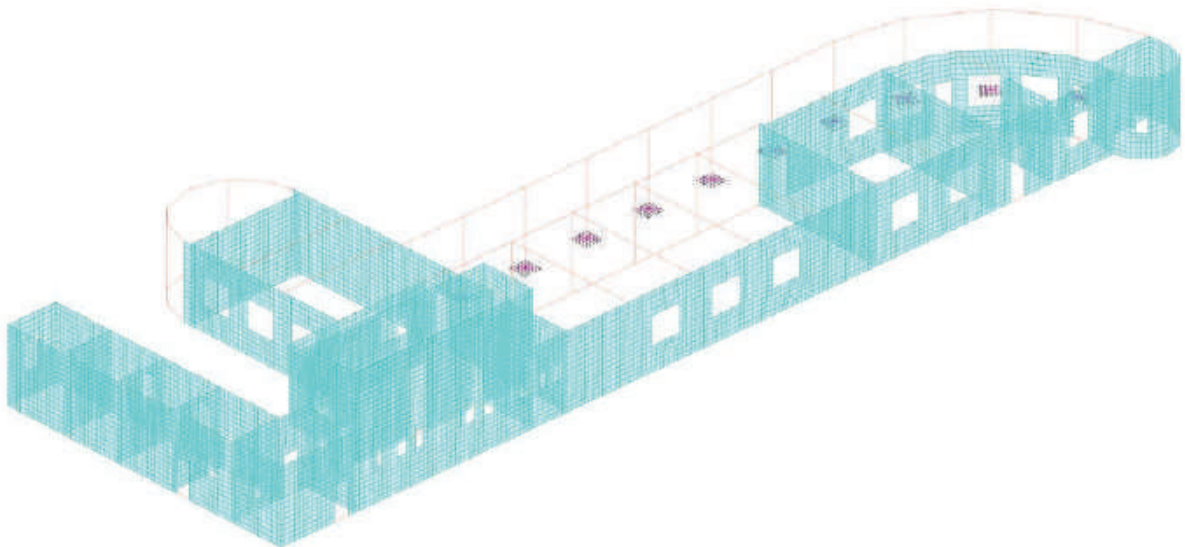


Vista nr. 4 ambiente struttura modello numerico

Il programma di calcolo permette la schematizzazione automatica ad elementi finiti degli elementi. Si riportano, quindi, alcune viste globali dell'ambiente *modello* del programma di calcolo in cui sono visibili gli elementi plate con cui sono schematizzate le murature e gli elementi beam per le travi e i pilastri.



Vista nr. 1 ambiente modello programma di calcolo



Vista nr. 2 ambiente modello programma di calcolo

Il modello di calcolo così realizzato ha permesso l'analisi statica e sismica delle murature dell'edificio (murature a una e due teste).

Sono state condotte, quindi, le analisi in due diverse configurazioni:

1. STATO DI FATTO: tutte le murature con parametri indicati nel paragrafo relativo allo stato di fatto;
2. STATO D PROGETTO: le murature hanno due diversi parametri; i paramenti che saranno rinforzati con l'iniezione di miscele leganti avranno parametri diversi rispetto alle pareti rimanenti; per un maggiore dettaglio dei paramenti murari che saranno consolidati si rimanda agli elaborati grafici allegati.

10 ANALISI GLOBALE STATO DI FATTO

In tale paragrafo viene condotta l'analisi globale delle murature dell'edificio nella configurazione dello Stato di fatto.

Nella configurazione dello Stato di Fatto tutte le murature risultano in Muratura in mattoni e malta di calce NON migliorata pertanto sono inserite nel modello di calcolo con le caratteristiche ricavate dalla tabella C8.5.I dell'NTC2018 (parametri riportati in precedenza).

10.1 ANALISI STATICA DI CUI AL §4.5.6.2 DEL DM 17/01/2018

È stata effettuata in primo luogo un'analisi statica nei confronti dei carichi verticali in combinazione SLU seguendo quanto specificato al §4.5.6.2 del D.M. 17/01/2018 considerando la penalizzazione di resistenza della muratura data dalla snellezza dei pannelli murari.

La resistenza di calcolo del materiale f_d viene quindi ridotta mediante il coefficiente Φ ottenuto in funzione della snellezza convenzionale λ e del coefficiente di eccentricità dei carichi m .

$$f_{d,rid} = \Phi \cdot f_d$$

Il coefficiente di snellezza Φ viene ricavato dalla Tab. 4.5.III dell'NTC2018.

La resistenza di calcolo a compressione viene quindi ricavata come:

Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{d,rid} = \Phi f_m / (FC \gamma_M)$
Fattore di confidenza:	$FC = 1,2$ per LC2
Coefficiente di sicurezza:	$\gamma_M = 3$

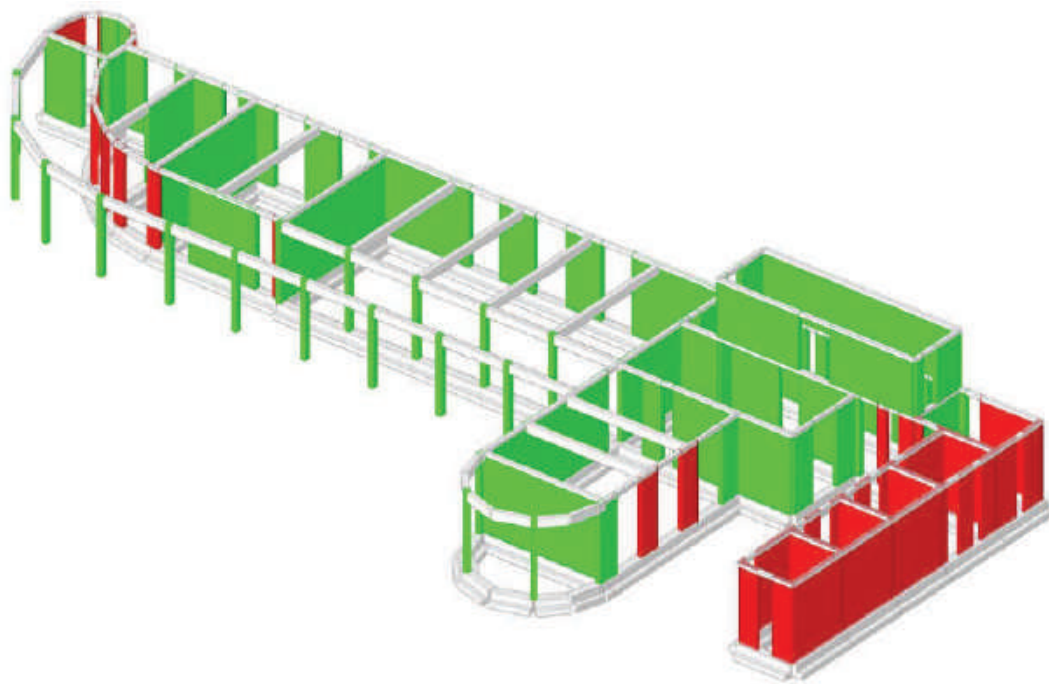
La verifica si ritiene soddisfatta se risulta:

$$f_{m,d,rid} > \sigma_{n,SLU}$$

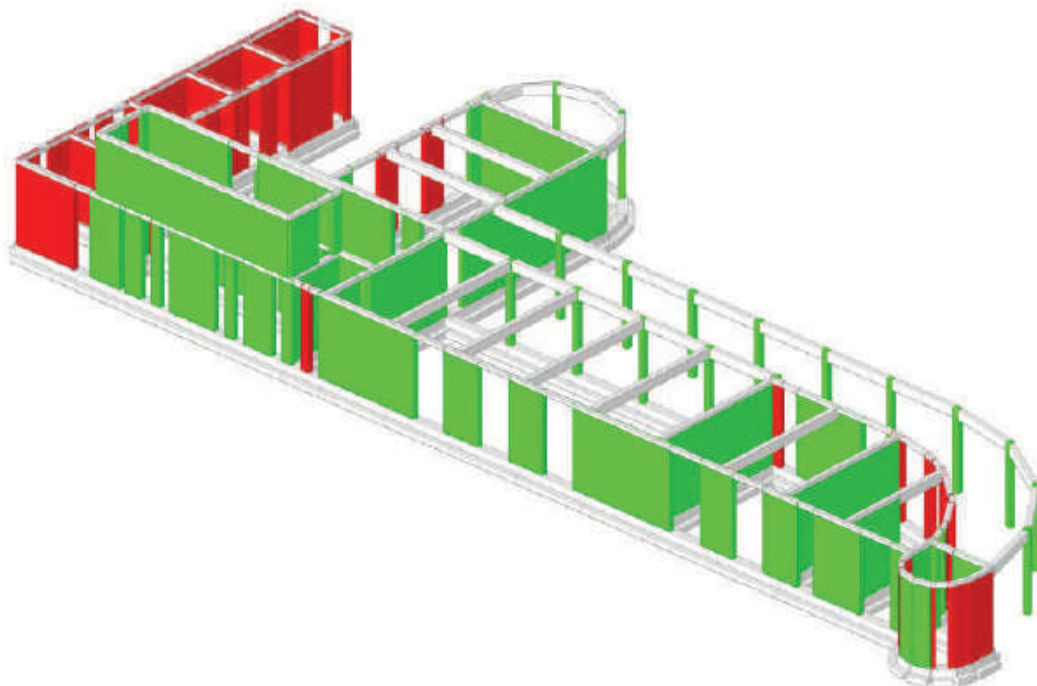
Dove:

- $f_{m,d,rid}$: resistenza media di calcolo a compressione delle murature ridotta considerando la snellezza dei pannelli murari e l'eccentricità dei carichi;
- $\sigma_{n,SLU}$: tensione verticale agente al livello di ogni solaio sui singoli pannelli murari ricavata da modello di calcolo.

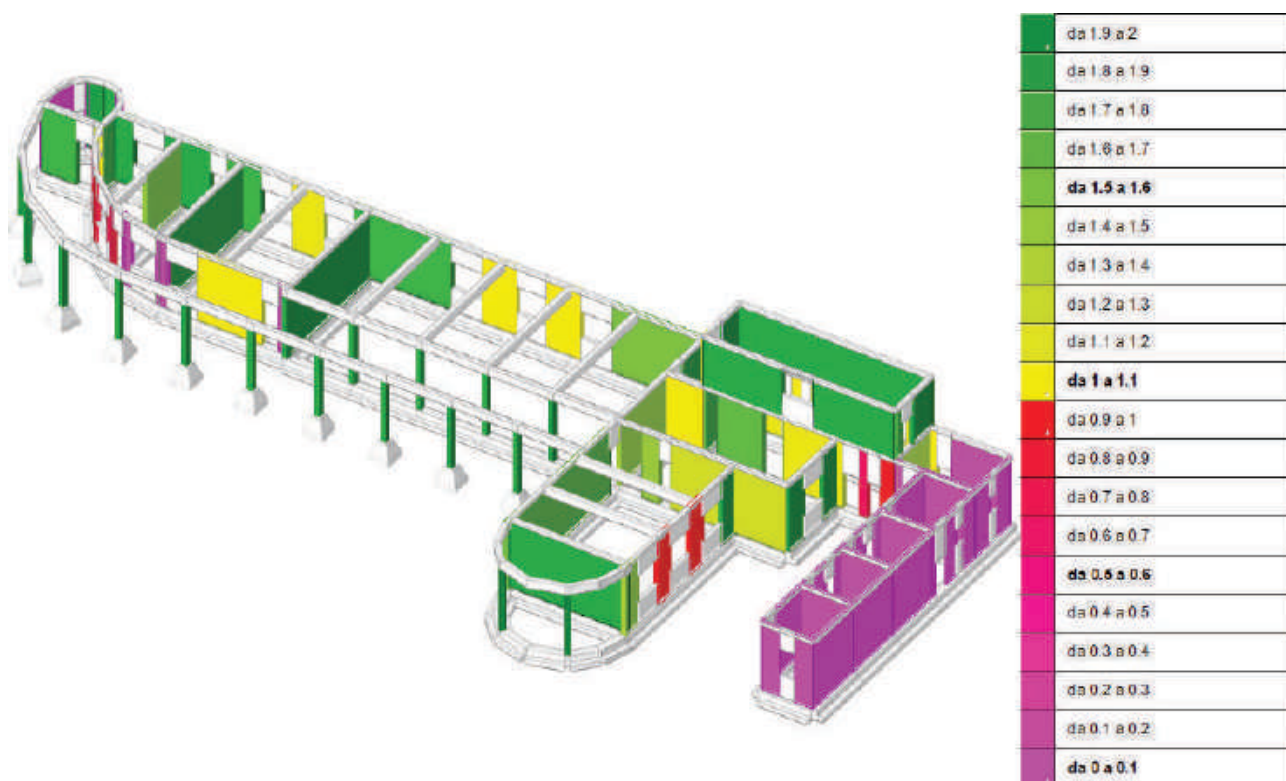
Tale verifica viene condotta in modo automatico dal programma di calcolo Sismicad il quale fornisce i seguenti output.



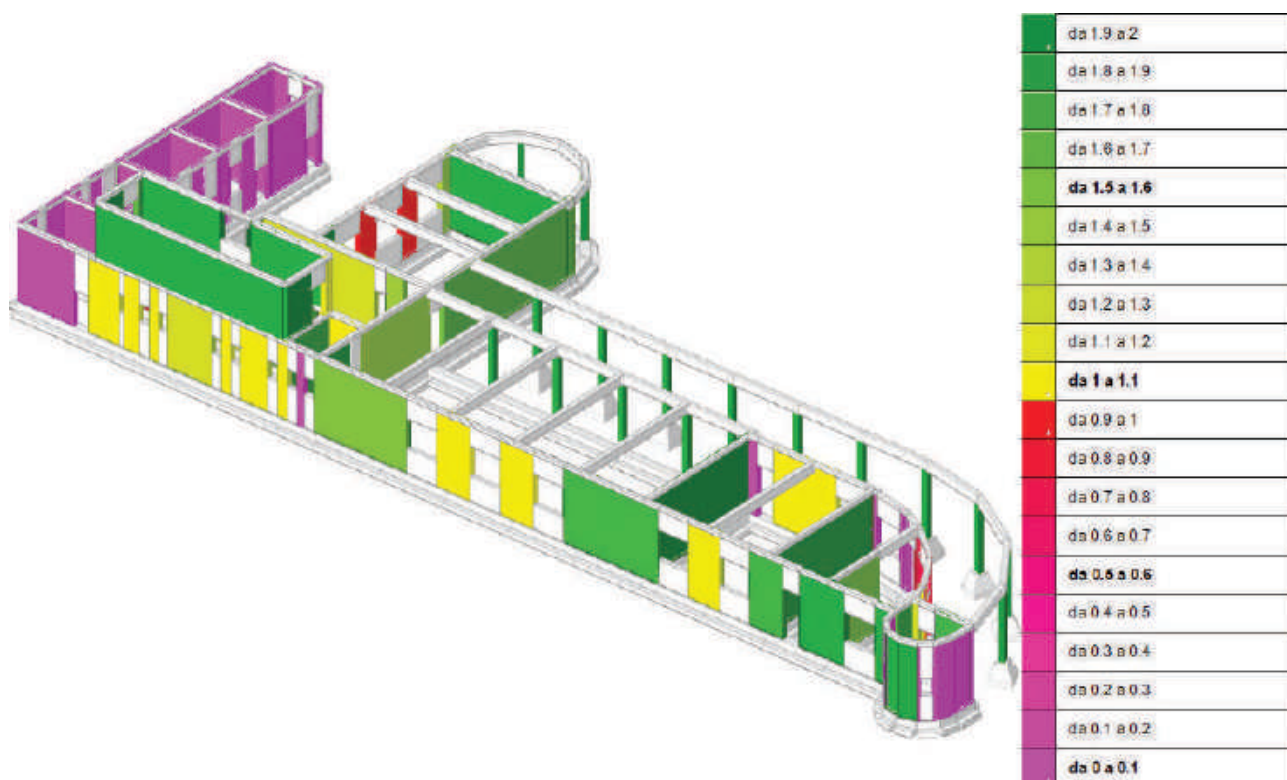
Output nr. 1: maschi murari con verifiche soddisfatte e non soddisfatte



Output nr. 2: maschi murari con verifiche soddisfatte e non soddisfatte



Output nr. 3: coefficienti di sicurezza verifica maschi murari



Output nr. 4: coefficienti di sicurezza verifica maschi murari

Nelle immagini si sono riportati, in forma grafica, i risultati delle verifiche statiche dei maschi murari dell'edificio, effettuate con il criterio indicato sopra.

Dagli output si può notare come le verifiche non risultino soddisfatte per numerosi maschi murari dell'edificio. Le motivazioni per cui in numerose verifiche si ottengono coefficienti di sicurezza molto limitati sono:

- Presenza di una porzione di edificio in cui le murature sono in mattoni pieni ad una testa (porzione a

destra nella vista nr. 1 deli output); i maschi murari di tale porzione risultano interamente NON verificati staticamente per il loro spessore molto limitato (circa 12cm) che nei confronti dell'altezza interpiano pari a circa 4,00m presentano una snellezza eccessiva tale da portare ad un'eccentricità dei carichi superiore a $0,33 \cdot \text{spessore_muro}$.

- Presenza di maschi murari in mattoni pieni a due testa con verifiche non soddisfatte (porzione rimanente di edificio) per le prestazioni limitate della muratura in mattoni pieni e malta di calce nei confronti delle azioni verticali statiche.

Il minimo coefficiente di sicurezza risulta pari a 0 e non quantificabile per l'eccessiva snellezza dei maschi murari in mattoni pieni ad una testa.

Nella configurazione dello stato di fatto non vengono condotte verifiche di tipo sismico in quanto, come visto sopra, i paramenti murari NON risultano verificati anche per le sole azioni statiche verticali. Non sarebbero quindi quantificabili indici di rischio sismico.

11 DESCRIZIONE INTERVENTI MURATURE

Dai risultati ottenuti dall'analisi della configurazione dello Stato di Fatto è possibile indirizzare al meglio gli interventi strutturali sull'edificio.

Nello stato di progetto sarà necessario ottenere l'adeguamento statico della struttura pertanto, a tale scopo, gli interventi saranno indirizzati a:

1. Consolidamento murature esistenti a due teste porzioni perimetrali: rinforzando tali paramenti murari con l'iniezione di miscele leganti è possibile ottenere un sensibile aumento dei parametri di resistenza delle murature, come indicato nel capitolo relativo ai materiali, in modo da ottenere il soddisfacimento delle verifiche tutt'ora non pienamente soddisfatte;
2. Interdizione o demolizione porzione di edificio in cui sono presenti le murature in mattoni pieni ad una testa: in tale zona lo spessore dei paramenti murari risulta eccessivamente limitato per poter soddisfare le verifiche statiche con soli interventi di recupero e/o rinforzo delle murature.

Il dettaglio e la localizzazione degli interventi sono riportati negli elaborati grafici strutturali di dettaglio.

12 ANALISI GLOBALE STATO DI PROGETTO

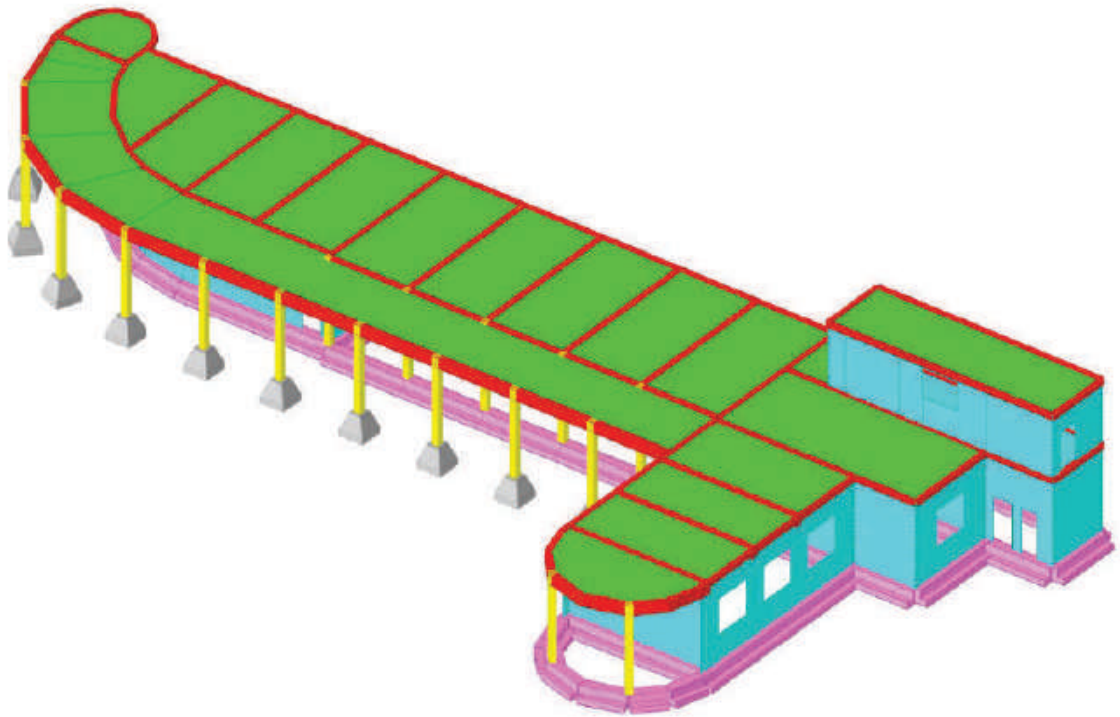
In tale capitolo viene condotta l'analisi globale delle murature dell'edificio nella configurazione dello Stato di Progetto.

Lo stato di progetto si differenzia dallo stato attuale a seguito degli interventi indicati nel capitolo precedente.

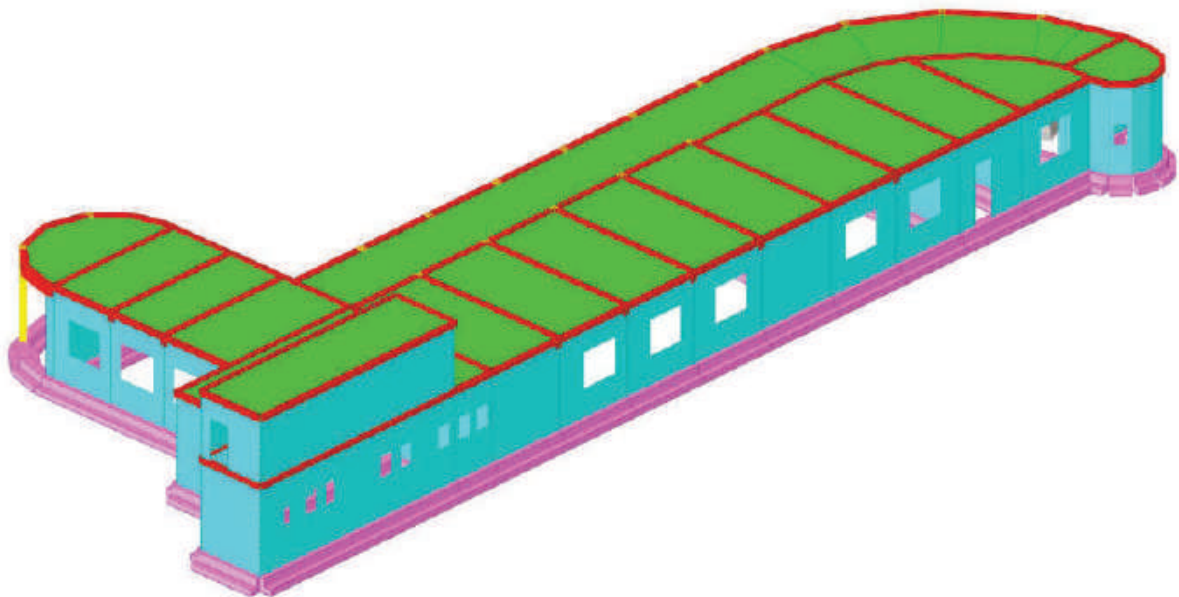
Al modello numerico dello stato di fatto, quindi, sono apportate le seguenti modifiche:

1. Rinforzo di alcuni maschi murari perimetrali in mattoni pieni a due teste: per tali elementi (indicati negli elaborati grafici allegati) si considerano i parametri di resistenza ed elasticità propri di una muratura in Mattoni pieni e malta di calce consolidata mediante l'iniezione di miscele leganti (parametri indicati nel capitolo relativo ai materiali);
2. Rimozione dal modello di calcolo della porzione di edificio in cui le murature sono ad una testa: in tale porzione le verifiche sono vincolate dallo spessore troppo ridotto delle murature anche se eventualmente rinforzate a seguito di eventuali interventi di rinforzo con iniezioni.

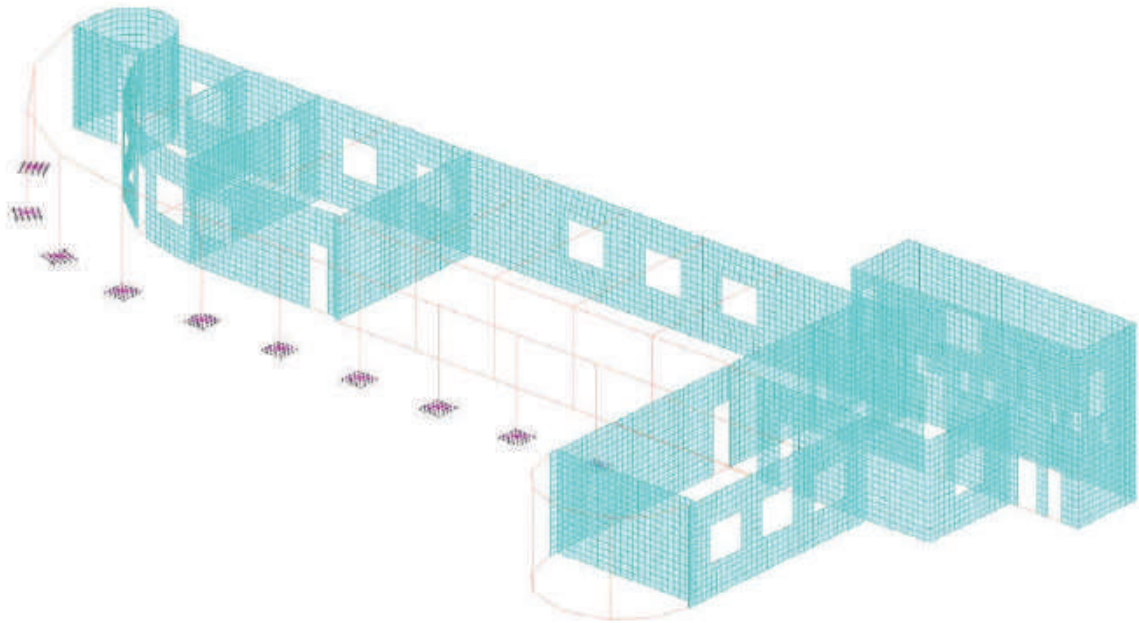
Si riportano in primo luogo alcune viste del modello di calcolo dello Stato di Progetto.



Modello stato di progetto: vista struttura nr. 1



Modello stato di progetto: vista struttura nr. 2

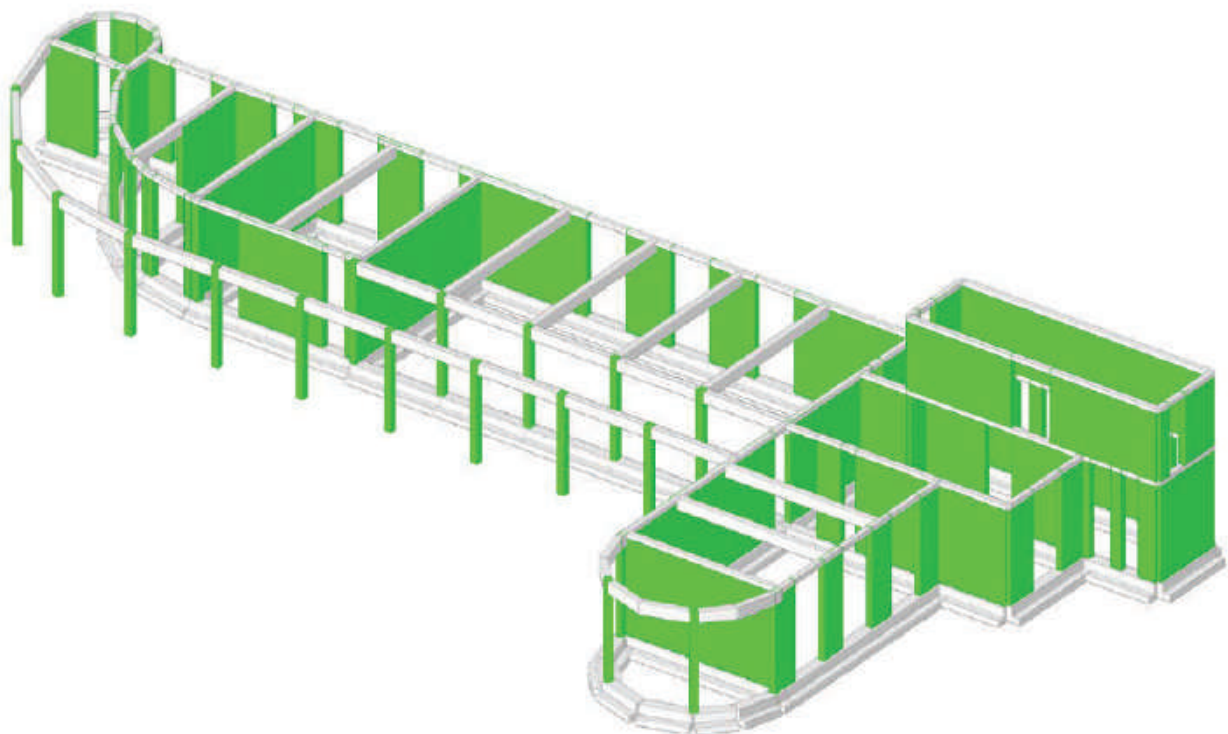


Modello stato di progetto: vista modello FEM

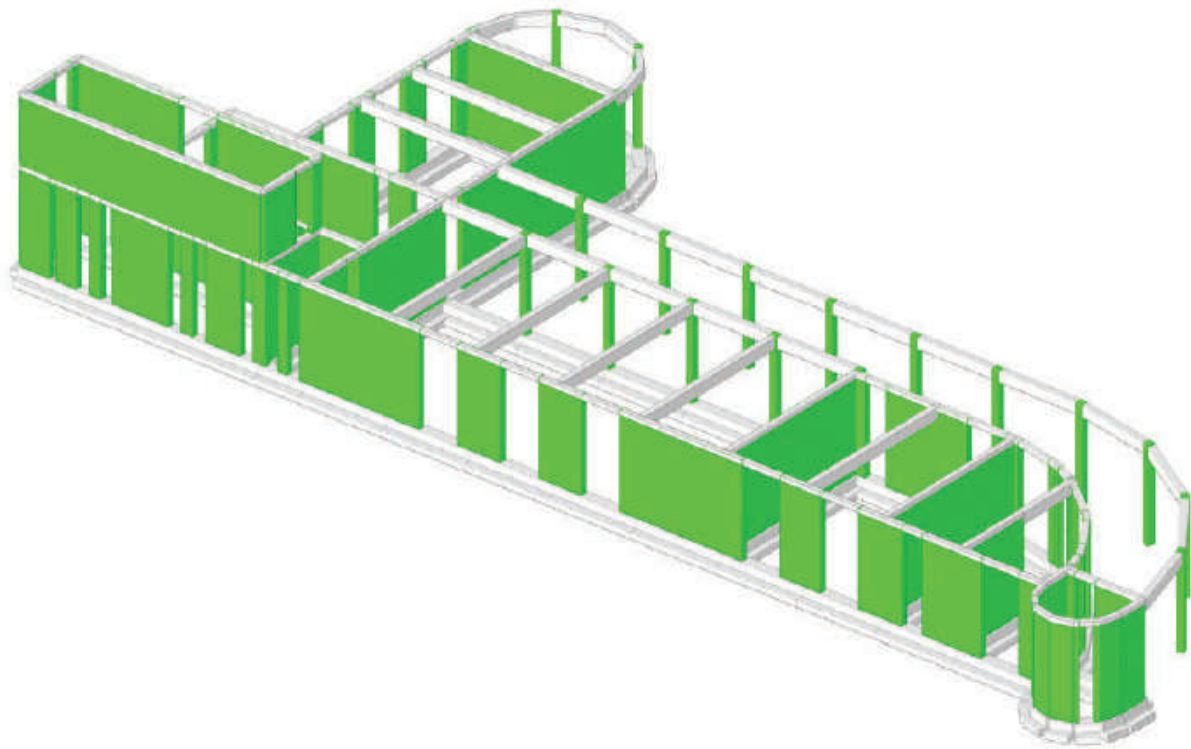
12.1 ANALISI STATICA DI CUI AL §4.5.6.2 DEL DM 17/01/2018

In analogia con quanto fatto per lo Stato di Fatto si riporta l'analisi statica delle murature nei confronti dei carichi verticali in combinazione SLU seguendo quanto specificato al §4.5.6.2 del D.M. 17/01/2018 considerando la penalizzazione di resistenza della muratura data dalla snellezza dei pannelli murari.

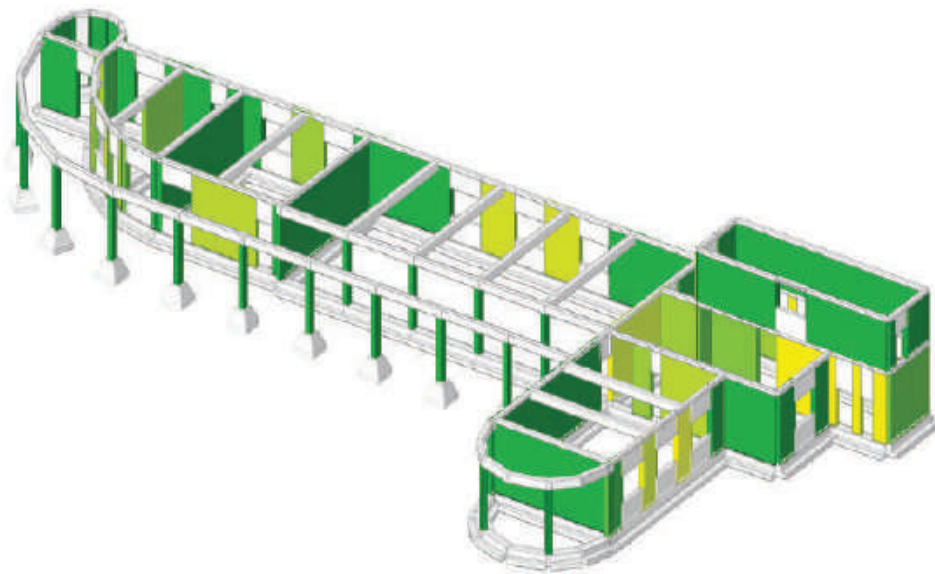
La verifica viene condotta in modo automatico dal programma di calcolo Sismicad il quale fornisce i seguenti output.



Output nr. 1: maschi murari con verifiche soddisfatte e non soddisfatte SDP

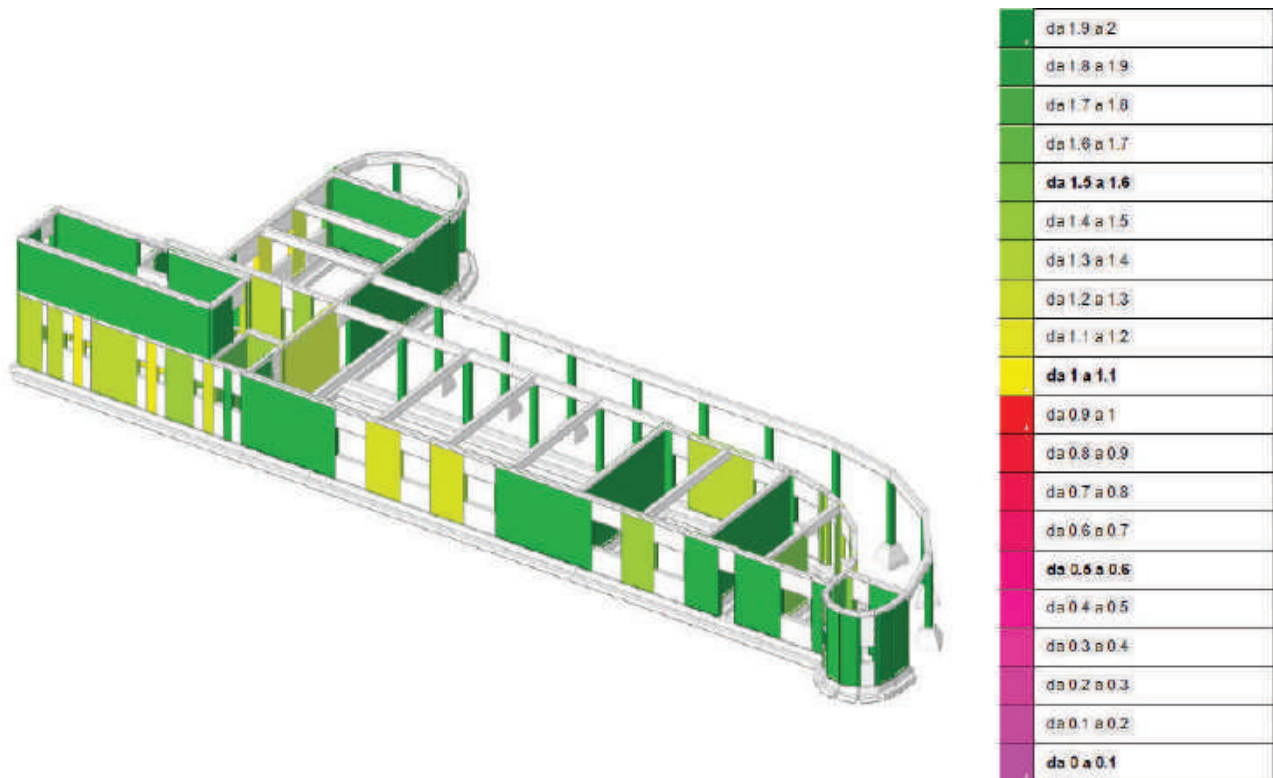


Output nr. 2: maschi murari con verifiche soddisfatte e non soddisfatte SDP



da 1.9 a 2
da 1.8 a 1.9
da 1.7 a 1.8
da 1.6 a 1.7
da 1.5 a 1.6
da 1.4 a 1.5
da 1.3 a 1.4
da 1.2 a 1.3
da 1.1 a 1.2
da 1 a 1.1
da 0.9 a 1
da 0.8 a 0.9
da 0.7 a 0.8
da 0.6 a 0.7
da 0.5 a 0.6
da 0.4 a 0.5
da 0.3 a 0.4
da 0.2 a 0.3
da 0.1 a 0.2
da 0 a 0.1

Output nr. 3: coefficienti di sicurezza verifica maschi murari SDP

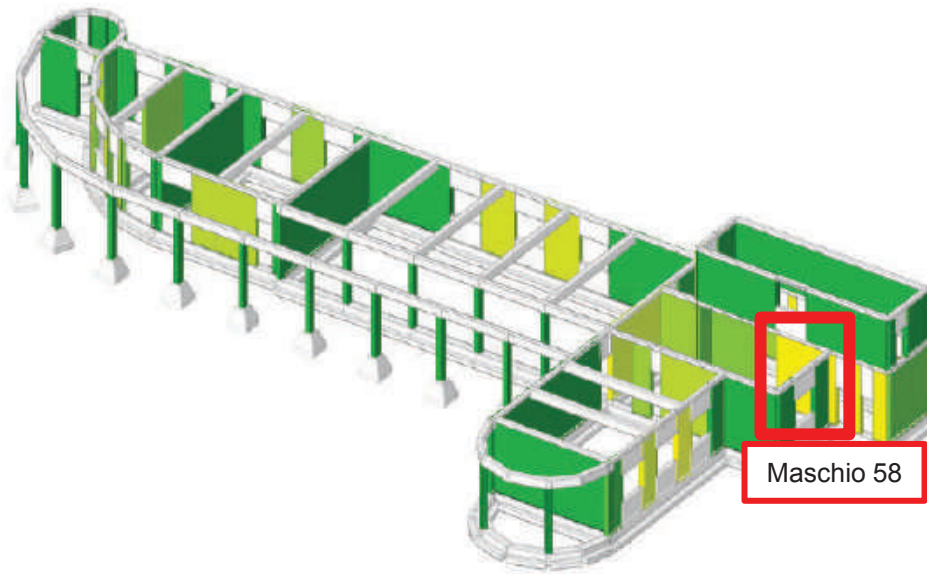


Output nr. 4: coefficienti di sicurezza verifica maschi murari SDP

Dagli output si nota come nella configurazione dello Stato di Progetto le verifiche statiche dei maschi murari a due teste, nei confronti dei carichi verticali, risultino interamente soddisfatte.

Dagli output precedenti si possono individuare i pannelli murari per i quali le verifiche forniscono coefficienti di sicurezza prossimi all'unità (colore giallo) e quelli in cui i coefficienti di sicurezza delle verifiche risultano più elevati (colore verde).

Per un maggiore dettaglio si riporta la verifica del maschio murario che fornisce il minor coefficiente di sicurezza (indicato nell'immagine seguente) condotta per tutte le combinazioni SLU.



da 1.9 a 2
da 1.8 a 1.9
da 1.7 a 1.8
da 1.6 a 1.7
da 1.5 a 1.6
da 1.4 a 1.5
da 1.3 a 1.4
da 1.2 a 1.3
da 1.1 a 1.2
da 1 a 1.1
da 0.9 a 1
da 0.8 a 0.9
da 0.7 a 0.8
da 0.6 a 0.7
da 0.5 a 0.6
da 0.4 a 0.5
da 0.3 a 0.4
da 0.2 a 0.3
da 0.1 a 0.2
da 0 a 0.1

Verifica Statica maschio murario nr. 58 §4.5.6.2 NTC2018													
Comb.	Quota [m]	Ned [kN]	Med [kN*m]	p (fattore laterale di vincolo)	es1 [cm]	es2 [cm]	ea [cm]	ev [cm]	e verifica [cm]	ϕ	Nrd [kN]	fs = Nrd / Ned	Verifica
SLU 16	4.40	-19.79	0.00	1.00	0.00	-0.43	2.20	0.00	2.63	0.38	29.59	1.495	Si
SLU 16	2.20	-22.89	0.00	1.00	0.00	-0.43	2.20	0.00	2.20	0.41	31.88	1.393	Si
SLU 16	0.00	-27.18	0.00	1.00	0.00	-0.43	2.20	0.00	2.63	0.38	29.59	1.089	Si
SLU 14	4.40	-19.23	0.00	1.00	0.00	-0.50	2.20	0.00	2.70	0.37	29.17	1.517	Si
SLU 14	2.20	-22.35	0.00	1.00	0.00	-0.50	2.20	0.00	2.20	0.41	31.88	1.427	Si
SLU 14	0.00	-26.64	0.00	1.00	0.00	-0.50	2.20	0.00	2.70	0.37	29.17	1.095	Si
SLU 12	4.40	-18.80	0.00	1.00	0.00	-0.42	2.20	0.00	2.62	0.38	29.63	1.576	Si
SLU 12	2.20	-21.94	0.00	1.00	0.00	-0.42	2.20	0.00	2.20	0.41	31.88	1.453	Si
SLU 12	0.00	-26.24	0.00	1.00	0.00	-0.42	2.20	0.00	2.62	0.38	29.63	1.129	Si
SLU 15	4.40	-19.12	0.00	1.00	0.00	-0.34	2.20	0.00	2.54	0.39	30.06	1.572	Si
SLU 15	2.20	-22.24	0.00	1.00	0.00	-0.34	2.20	0.00	2.20	0.41	31.88	1.434	Si
SLU 15	0.00	-26.54	0.00	1.00	0.00	-0.34	2.20	0.00	2.54	0.39	30.06	1.133	Si
SLU 10	4.40	-18.24	0.00	1.00	0.00	-0.50	2.20	0.00	2.70	0.37	29.19	1.600	Si
SLU 10	2.20	-21.40	0.00	1.00	0.00	-0.50	2.20	0.00	2.20	0.41	31.88	1.490	Si
SLU 10	0.00	-25.70	0.00	1.00	0.00	-0.50	2.20	0.00	2.70	0.37	29.19	1.136	Si
SLU 11	4.40	-18.13	0.00	1.00	0.00	-0.33	2.20	0.00	2.53	0.39	30.13	1.662	Si
SLU 11	2.20	-21.29	0.00	1.00	0.00	-0.33	2.20	0.00	2.20	0.41	31.88	1.497	Si
SLU 11	0.00	-25.60	0.00	1.00	0.00	-0.33	2.20	0.00	2.53	0.39	30.13	1.177	Si
SLU 13	4.40	-17.88	0.00	1.00	0.00	-0.32	2.20	0.00	2.52	0.39	30.15	1.686	Si
SLU 13	2.20	-21.06	0.00	1.00	0.00	-0.32	2.20	0.00	2.20	0.41	31.88	1.514	Si
SLU 13	0.00	-25.37	0.00	1.00	0.00	-0.32	2.20	0.00	2.52	0.39	30.15	1.188	Si
SLU 9	4.40	-16.90	0.00	1.00	0.00	-0.31	2.20	0.00	2.51	0.39	30.23	1.789	Si
SLU 9	2.20	-20.11	0.00	1.00	0.00	-0.31	2.20	0.00	2.20	0.41	31.88	1.586	Si

SLU 9	0.00	-24.43	0.00	1.00	0.00	-0.31	2.20	0.00	2.51	0.39	30.23	1.237	Si
SLU 8	4.40	-16.65	0.00	1.00	0.00	-0.46	2.20	0.00	2.66	0.38	29.40	1.766	Si
SLU 8	2.20	-18.98	0.00	1.00	0.00	-0.46	2.20	0.00	2.20	0.41	31.88	1.680	Si
SLU 8	0.00	-22.26	0.00	1.00	0.00	-0.46	2.20	0.00	2.66	0.38	29.40	1.321	Si
SLU 6	4.40	-16.09	0.00	1.00	0.00	-0.55	2.20	0.00	2.75	0.37	28.90	1.796	Si
SLU 6	2.20	-18.43	0.00	1.00	0.00	-0.55	2.20	0.00	2.20	0.41	31.88	1.730	Si
SLU 6	0.00	-21.73	0.00	1.00	0.00	-0.55	2.20	0.00	2.75	0.37	28.90	1.330	Si

Per ogni combinazione di carico SLU vengono effettuate le verifiche nella sezione sommitale, in quella intermedia (metà altezza) e in quella di base.

Si nota come tutte le verifiche statiche del maschio nr. 58 risultino soddisfatte; il minimo coefficiente di sicurezza risulta pari a 1,089 e riguarda la verifica della sezione di base nei confronti della combinazione di carico SLU 16.

Si riportano, nella seguente tabella, il riepilogo dei coefficienti di sicurezza minimi per tutti i maschi murari dell'edificio.

Riepilogo Verifiche Statiche nr. 58 §4.5.6.2 NTC2018									
Maschio Murario	Stato Limite	Comb.	fs min.	Verifica	Maschio Murario	Stato Limite	Comb.	fs min.	Verifica
Maschio 1 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.459	Si	Maschio 37 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.128	Si
Maschio 2 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.472	Si	Maschio 38 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.271	Si
Maschio 3 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	3.994	Si	Maschio 39 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.881	Si
Maschio 4 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	3.557	Si	Maschio 40 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.523	Si
Maschio 5 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.950	Si	Maschio 41 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.945	Si
Maschio 6 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.221	Si	Maschio 42 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.693	Si
Maschio 7 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.653	Si	Maschio 43 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.346	Si
Maschio 8 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	3.129	Si	Maschio 44 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.558	Si
Maschio 9 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	3.906	Si	Maschio 45 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.494	Si
Maschio 10 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	3.551	Si	Maschio 46 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.691	Si
Maschio 11 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.756	Si	Maschio 47 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.365	Si
Maschio 12 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.789	Si	Maschio 48 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.749	Si
Maschio 13 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.407	Si	Maschio 49 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.210	Si
Maschio 14 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.459	Si	Maschio 50 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.132	Si
Maschio 15 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.199	Si	Maschio 51 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.360	Si
Maschio 16 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.095	Si	Maschio 52 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.550	Si
Maschio 17 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	3.198	Si	Maschio 53 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.275	Si

Maschio 18 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.539	Si	Maschio 54 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.470	Si
Maschio 19 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.374	Si	Maschio 55 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.267	Si
Maschio 20 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	3.261	Si	Maschio 56 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.410	Si
Maschio 21 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.559	Si	Maschio 57 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.400	Si
Maschio 22 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.509	Si	Maschio 58 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.089	Si
Maschio 23 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.494	Si	Maschio 59 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.090	Si
Maschio 24 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.700	Si	Maschio 60 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 14	4.659	Si
Maschio 25 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.949	Si	Maschio 61 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.197	Si
Maschio 26 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.936	Si	Maschio 62 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.181	Si
Maschio 27 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.291	Si	Maschio 63 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.226	Si
Maschio 28 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.180	Si	Maschio 64 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.247	Si
Maschio 29 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.435	Si	Maschio 65 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.626	Si
Maschio 30 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.521	Si	Maschio 66 "Piano 1 - Piano 2"	PF SLU	SLU 16	1.346	Si
Maschio 31 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	4.306	Si	Maschio 67 "Piano 1 - Piano 2"	PF SLU	SLU 16	3.533	Si
Maschio 32 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.979	Si	Maschio 68 "Piano 1 - Piano 2"	PF SLU	SLU 14	4.120	Si
Maschio 33 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.267	Si	Maschio 69 "Piano 1 - Piano 2"	PF SLU	SLU 16	2.302	Si
Maschio 34 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.380	Si	Maschio 70 "Piano 1 - Piano 2"	PF SLU	SLU 16	2.115	Si
Maschio 35 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	1.371	Si	Maschio 71 "Piano 1 - Piano 2"	PF SLU	SLU 16	2.587	Si
Maschio 36 "Fondazione - Piano 1"	PF SLU	SLU 16	2.066	Si	Maschio 72 "Piano 1 - Piano 2"	PF SLU	SLU 16	3.763	Si

Tutte le verifiche forniscono coefficienti di sicurezza superiori all'unità; il minimo è relativo alle verifiche del maschio murario nr. 58.

Le verifiche statiche dei maschi murari condotte, nei confronti dei carichi verticali in combinazione SLU, come indicato al §4.5.6.2 dell'NTC2018, risultano interamente soddisfatte.

Viene condotta, quindi, un'analisi della risposta sismica del fabbricato.

12.2 ANALISI SISMICA

In tale paragrafo si riporta l'analisi sismica dell'edificio in esame.

Viene condotta un'Analisi Statica Lineare con spettro di risposta di progetto con $q=1,5$ (struttura non dissipativa).

Tale analisi risulta necessaria, e a favore di sicurezza, in quanto, dalla risposta modale dell'edificio, non si riescono ad ottenere modi di vibrare significativi (trattazione seguente). Tale risultato è plausibile data la configurazione dell'edificio ad un piano fuori terra (al di fuori di una piccola porzione a due piani), non regolare e molto allungata in pianta.

Lo "0" sismico è stato considerato alla quota di imposta delle fondazioni.

Come già riportato in precedenza, nella modellazione sismica i solai dell'edificio sono considerati infinitamente rigidi nel proprio piano.

12.2.1 Risposta modale

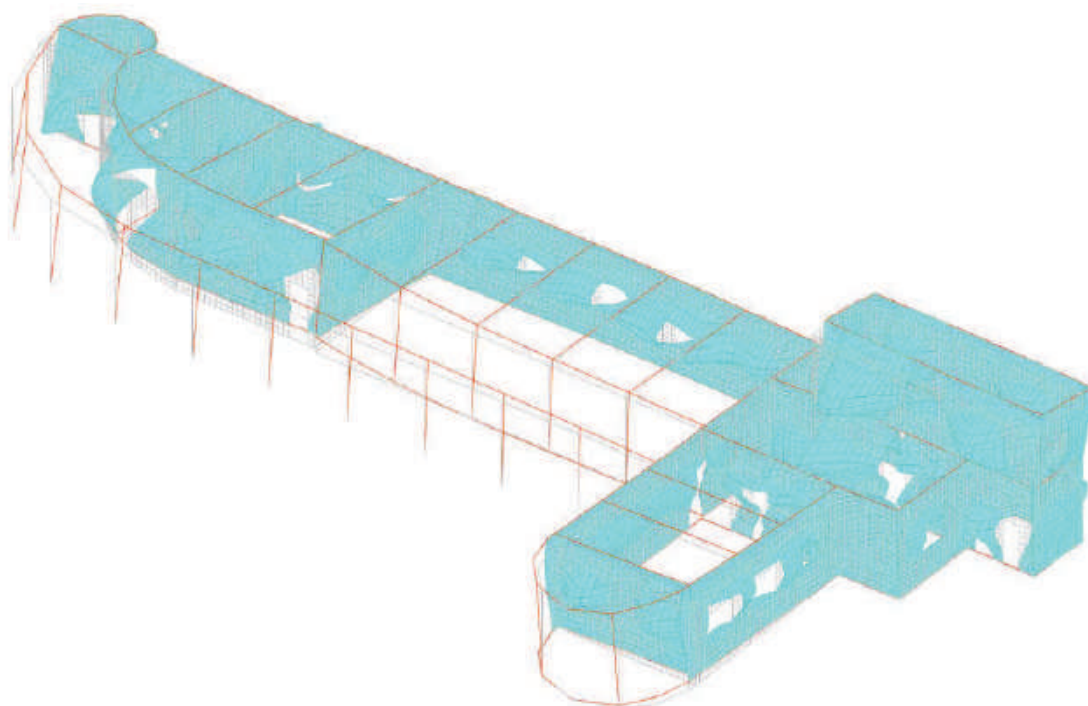
Si riporta l'output riguardante la risposta modale della struttura in oggetto.

I modi di vibrare ottenuti dal modello di calcolo sono riportati nella seguente tabella. Come riportato al paragrafo 7.3.3.1 dell'NTC18 è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante sia superiore all'85%.

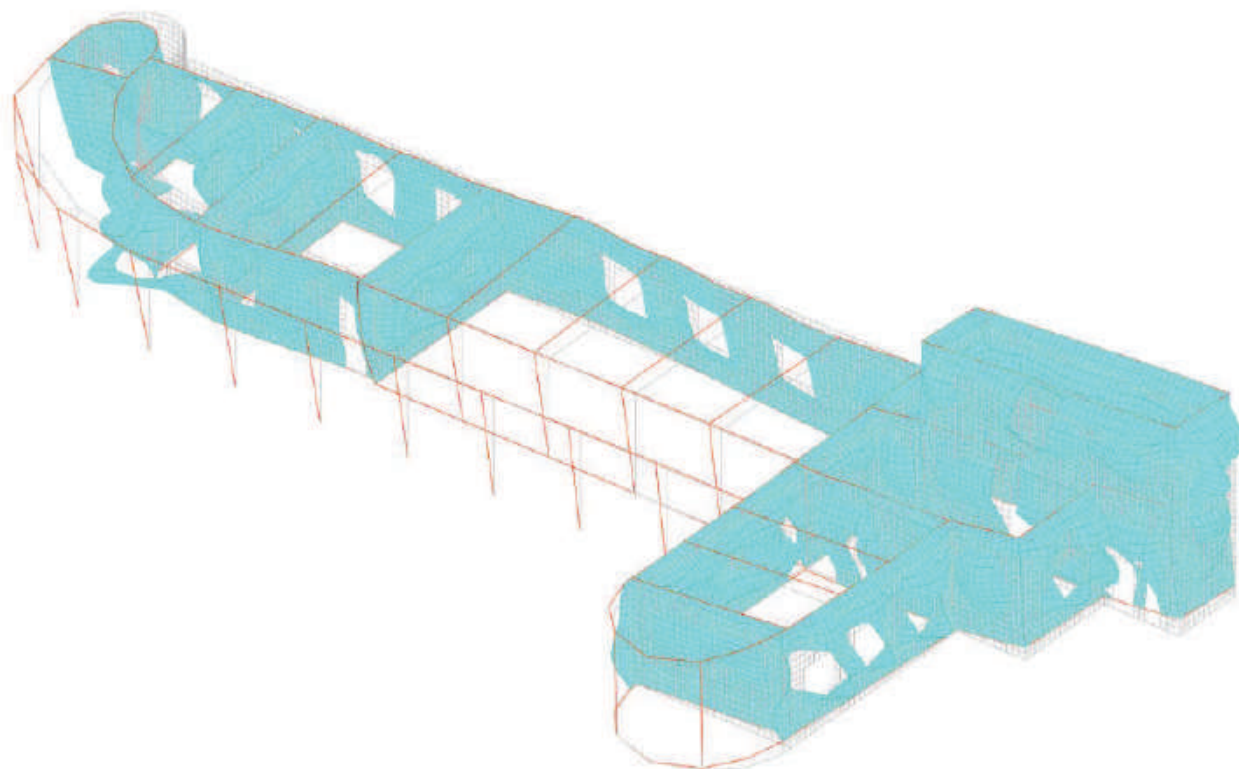
Risposta Modale									
Modo	Periodo	Massa X [%]	Massa Y [%]	Massa Z [%]	Massa rot. X [%]	Massa rot. Y [%]	Massa rot. Z [%]	Massa sX [%]	Massa sY [%]
1	2.950	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2.698	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1.668	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1.529	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	1.491	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	1.422	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	1.298	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	1.182	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	1.154	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1.072	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	1.065	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	1.026	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.967	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.948	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.937	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.825	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.798	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.735	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.722	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.643	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.565	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.550	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.470	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.390	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
25	0.317	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
26	0.217	0.000	42.437	0.000	48.073	0.000	23.537	0.000	42.437
27	0.190	17.312	0.000	0.000	0.000	19.591	0.000	17.312	0.000
28	0.158	0.000	27.695	0.000	31.492	0.000	20.004	0.000	27.695
29	0.133	56.356	0.000	0.000	0.000	66.657	22.784	56.356	0.000
30	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
TOT	-	73.668	70.133	0.000	79.565	86.248	66.325	73.668	70.133

Si nota come analizzando i primi 30 modi di vibrare non si riescano a mobilitare percentuali di massa sufficienti.

I modi con masse superiori al 5%, inoltre, sono principalmente modi con periodi molto ridotti e compresi, nello spettro di risposta, tra T_a e T_b e caratterizzati da moti locali fuori piano delle pareti. A titolo d'esempio si riportano alcune viste dei modi principali per le due direzioni.



Modo di vibrare nr. 26 principale in Y



Modo di vibrare nr. 29 principale in X

A favore di sicurezza viene quindi condotta un'analisi statica lineare con spettro di risposta ponendoci con un periodo proprio dell'edificio T_1 nelle due direzioni compreso tra T_b e T_c in modo da ottenere le accelerazioni spettrali maggiori (palteau spettro).

12.2.2 Controllo spostamenti interpiano estremi

Si riporta in tale paragrafo il controllo degli spostamenti estremi d'interpiano così come specificato al §7.3.6.1 dell'NTC2018. Si assume come limite uno spostamento $q \cdot d_r \leq 0.002 \cdot h$ proprio di costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria.

Nella tabella excel qui riportata si indicano gli spostamenti estremi per ogni interpiano in ognuna delle combinazioni di carico SLD.

Per spostamenti estremi si intendono i primi 5 spostamenti massimi tra tutti gli interpiani che condividono la stessa quota iniziale e la stessa quota finale.

VERIFICA SPOSTAMENTI INTERPIANO													
Nodo inferiore				Nodo superiore			Spostamento relativo	Combinazione di carico	Spostamento in pianta nodo inferiore		Spostamento in pianta nodo superiore		Verifica
I. (indice elemento che contiene nodo)	Pos. (Coordinate)			I. (indice elemento che contiene nodo)	Pos. (Coordinata)	X [m]			Y [m]	X [m]	Y [m]		
	X [m]	Y [m]	Z [m]		Z [m]								
8871	5457.8	2375	440	10326	760	0.000211	SLD 1	-0.027	0.007	-0.009	-0.059	si	
8876	5545.8	2375	440	10330	760	0.000207	SLD 1	-0.027	0.008	-0.009	-0.056	si	
9151	5457.8	2717.5	440	10389	760	0.000205	SLD 1	-0.036	0.007	-0.032	-0.059	si	
8885	5829.8	2375	440	10339	760	0.000192	SLD 1	-0.027	0.01	-0.009	-0.049	si	
8900	6278.8	2375	440	10354	760	0.000167	SLD 1	-0.027	0.012	-0.009	-0.038	si	
8871	5457.8	2375	440	10326	760	0.000223	SLD 2	-0.029	-0.005	-0.014	-0.074	si	
8876	5545.8	2375	440	10330	760	0.000221	SLD 2	-0.029	-0.005	-0.014	-0.074	si	
9151	5457.8	2717.5	440	10389	760	0.000219	SLD 2	-0.033	-0.005	-0.028	-0.074	si	
8885	5829.8	2375	440	10339	760	0.000212	SLD 2	-0.029	-0.007	-0.014	-0.073	si	
8900	6278.8	2375	440	10354	760	0.000195	SLD 2	-0.029	-0.012	-0.014	-0.072	si	
839	1354.2	2875.9	0	9208	440	0.000205	SLD 3	0	0	-0.036	0.083	si	
831	1287.2	2808.9	0	9200	440	0.000204	SLD 3	0	0	-0.035	0.083	si	
845	1445.8	2900.5	0	9214	440	0.000204	SLD 3	0	0	-0.037	0.082	si	
652	1262.8	2717.5	0	9014	440	0.000202	SLD 3	0	0	-0.032	0.083	si	
840	1537.4	2875.9	0	9209	440	0.000202	SLD 3	0	0	-0.036	0.081	si	
652	1262.8	2717.5	0	9014	440	0.000314	SLD 4	0	0	-0.029	0.136	si	
831	1287.2	2808.9	0	9200	440	0.000314	SLD 4	0	0	-0.03	0.135	si	
607	1262.8	2577.5	0	8966	440	0.000313	SLD 4	0	0	-0.026	0.136	si	
839	1354.2	2875.9	0	9208	440	0.000311	SLD 4	0	0	-0.031	0.134	si	
473	1380.8	2201	0	8828	440	0.000309	SLD 4	0	0	-0.028	0.133	si	
652	1262.8	2717.5	0	9014	440	0.000515	SLD 5	0	0	-0.003	-0.227	si	
607	1262.8	2577.5	0	8966	440	0.000515	SLD 5	0	0	0.001	-0.227	si	
831	1287.2	2808.9	0	9200	440	0.000512	SLD 5	0	0	-0.007	-0.225	si	
473	1380.8	2201	0	8828	440	0.000507	SLD 5	0	0	0.039	-0.22	si	
839	1354.2	2875.9	0	9208	440	0.000504	SLD 5	0	0	-0.011	-0.221	si	
8871	5457.8	2375	440	10326	760	0.000359	SLD 6	0	-0.035	0.052	-0.138	si	
8876	5545.8	2375	440	10330	760	0.000352	SLD 6	0	-0.034	0.052	-0.134	si	
652	1262.8	2717.5	0	9014	440	0.000335	SLD 6	0	0	0.002	-0.147	si	
607	1262.8	2577.5	0	8966	440	0.000335	SLD 6	0	0	0.003	-0.147	si	
473	1380.8	2201	0	8828	440	0.000334	SLD 6	0	0	0.032	-0.143	si	
9151	5457.8	2717.5	440	10389	760	0.00039	SLD 7	0.011	0.124	0.032	0.247	si	
8871	5457.8	2375	440	10326	760	0.000386	SLD 7	0.028	0.124	0.02	0.247	si	
8876	5545.8	2375	440	10330	760	0.000384	SLD 7	0.028	0.125	0.02	0.248	si	
8885	5829.8	2375	440	10339	760	0.000378	SLD 7	0.028	0.13	0.02	0.25	si	
8900	6278.8	2375	440	10354	760	0.000362	SLD 7	0.028	0.139	0.02	0.255	si	
607	1262.8	2577.5	0	8966	440	0.000499	SLD 8	0	0	0.018	0.219	si	
652	1262.8	2717.5	0	9014	440	0.000499	SLD 8	0	0	0.016	0.219	si	
831	1287.2	2808.9	0	9200	440	0.000497	SLD 8	0	0	0.016	0.218	si	
839	1354.2	2875.9	0	9208	440	0.000493	SLD 8	0	0	0.017	0.216	si	
473	1380.8	2201	0	8828	440	0.00049	SLD 8	0	0	-0.004	0.215	si	
607	1262.8	2577.5	0	8966	440	0.000633	SLD 9	0	0	0.034	-0.276	si	
652	1262.8	2717.5	0	9014	440	0.000632	SLD 9	0	0	0.031	-0.276	si	
473	1380.8	2201	0	8828	440	0.00063	SLD 9	0	0	0.071	-0.268	si	
831	1287.2	2808.9	0	9200	440	0.000627	SLD 9	0	0	0.027	-0.275	si	

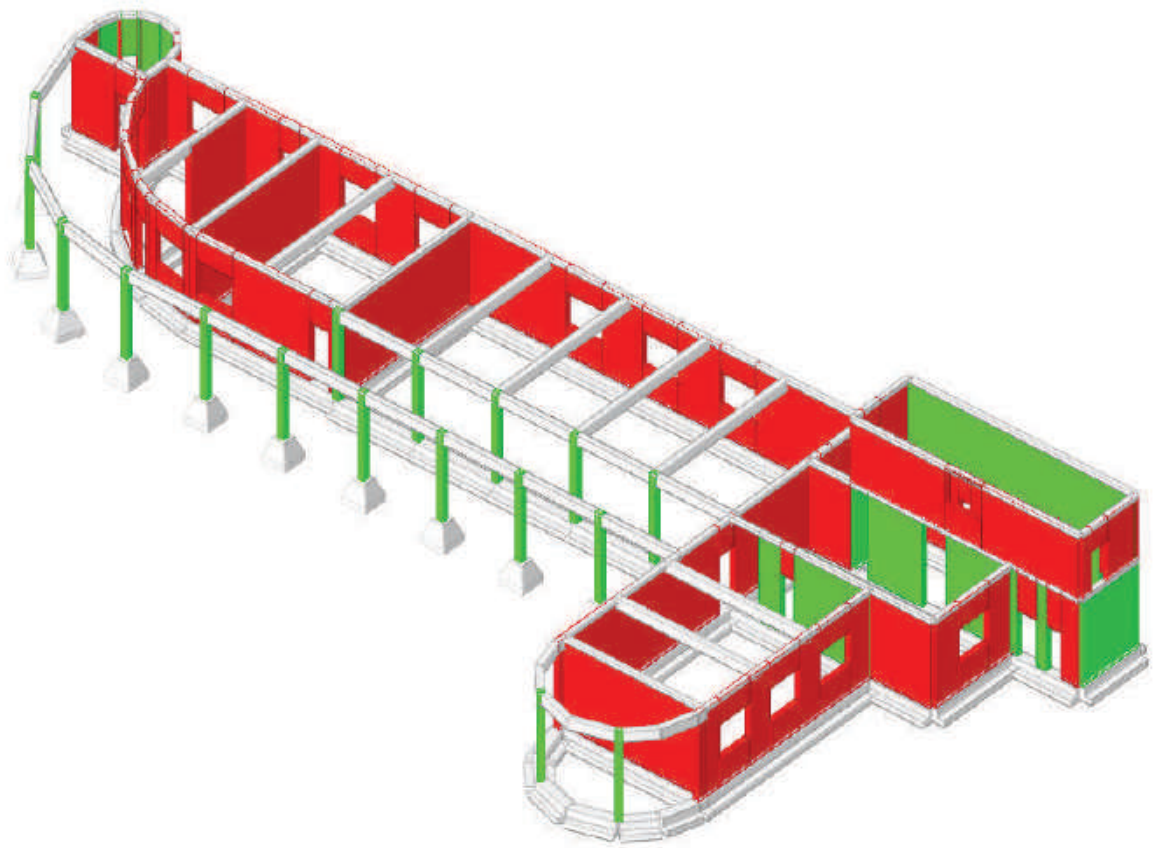
839	1354.2	2875.9	0	9208	440	0.000616	SLD 9	0	0	0.024	-0.27	si
473	1380.8	2201	0	8828	440	0.000459	SLD 10	0	0	0.064	-0.191	si
607	1262.8	2577.5	0	8966	440	0.000455	SLD 10	0	0	0.036	-0.197	si
652	1262.8	2717.5	0	9014	440	0.000455	SLD 10	0	0	0.036	-0.197	si
831	1287.2	2808.9	0	9200	440	0.000452	SLD 10	0	0	0.034	-0.196	si
314	1632.4	1870.3	0	8695	440	0.000445	SLD 10	0	0	0.078	-0.18	si
9151	5457.8	2717.5	440	10389	760	0.000515	SLD 11	0.045	0.143	0.077	0.305	si
8876	5545.8	2375	440	10330	760	0.000506	SLD 11	0.061	0.145	0.066	0.307	si
8871	5457.8	2375	440	10326	760	0.000506	SLD 11	0.061	0.143	0.066	0.305	si
8885	5829.8	2375	440	10339	760	0.000504	SLD 11	0.061	0.153	0.066	0.314	si
8900	6278.8	2375	440	10354	760	0.000494	SLD 11	0.061	0.169	0.066	0.327	si
9151	5457.8	2717.5	440	10389	760	0.000498	SLD 12	0.05	0.126	0.082	0.282	si
8871	5457.8	2375	440	10326	760	0.000488	SLD 12	0.058	0.126	0.059	0.282	si
8876	5545.8	2375	440	10330	760	0.000485	SLD 12	0.058	0.126	0.059	0.281	si
8885	5829.8	2375	440	10339	760	0.000472	SLD 12	0.058	0.128	0.059	0.279	si
8900	6278.8	2375	440	10354	760	0.000444	SLD 12	0.058	0.133	0.059	0.275	si
473	1380.8	2201	0	8828	440	0.000475	SLD 13	0	0	0.096	-0.186	si
607	1262.8	2577.5	0	8966	440	0.000473	SLD 13	0	0	0.079	-0.193	si
652	1262.8	2717.5	0	9014	440	0.000471	SLD 13	0	0	0.076	-0.193	si
831	1287.2	2808.9	0	9200	440	0.000466	SLD 13	0	0	0.073	-0.191	si
314	1632.4	1870.3	0	8695	440	0.000459	SLD 13	0	0	0.109	-0.17	si
473	1380.8	2201	0	8828	440	0.00037	SLD 14	0	0	0.091	-0.135	si
607	1262.8	2577.5	0	8966	440	0.000367	SLD 14	0	0	0.08	-0.141	si
652	1262.8	2717.5	0	9014	440	0.000366	SLD 14	0	0	0.079	-0.141	si
831	1287.2	2808.9	0	9200	440	0.000363	SLD 14	0	0	0.078	-0.14	si
6	5796.7	542.7	0	8589	440	0.000361	SLD 14	0	0	0.143	0.071	si
9194	6632.3	2717.5	440	10432	760	0.000485	SLD 15	0.08	0.17	0.123	0.319	si
8915	6632.3	2375	440	10368	760	0.000484	SLD 15	0.09	0.17	0.132	0.319	si
8900	6278.8	2375	440	10354	760	0.000468	SLD 15	0.09	0.151	0.132	0.295	si
8885	5829.8	2375	440	10339	760	0.000446	SLD 15	0.09	0.129	0.132	0.265	si
561	6632.3	2375	0	8915	440	0.000437	SLD 15	0	0	0.09	0.17	si
9194	6632.3	2717.5	440	10432	760	0.000448	SLD 16	0.083	0.141	0.127	0.277	si
8915	6632.3	2375	440	10368	760	0.000444	SLD 16	0.088	0.141	0.128	0.277	si
8900	6278.8	2375	440	10354	760	0.000436	SLD 16	0.088	0.128	0.128	0.261	si
8885	5829.8	2375	440	10339	760	0.000423	SLD 16	0.088	0.112	0.128	0.241	si
9151	5457.8	2717.5	440	10389	760	0.000413	SLD 16	0.083	0.101	0.127	0.226	si

Tali verifiche risultano interamente soddisfatte.

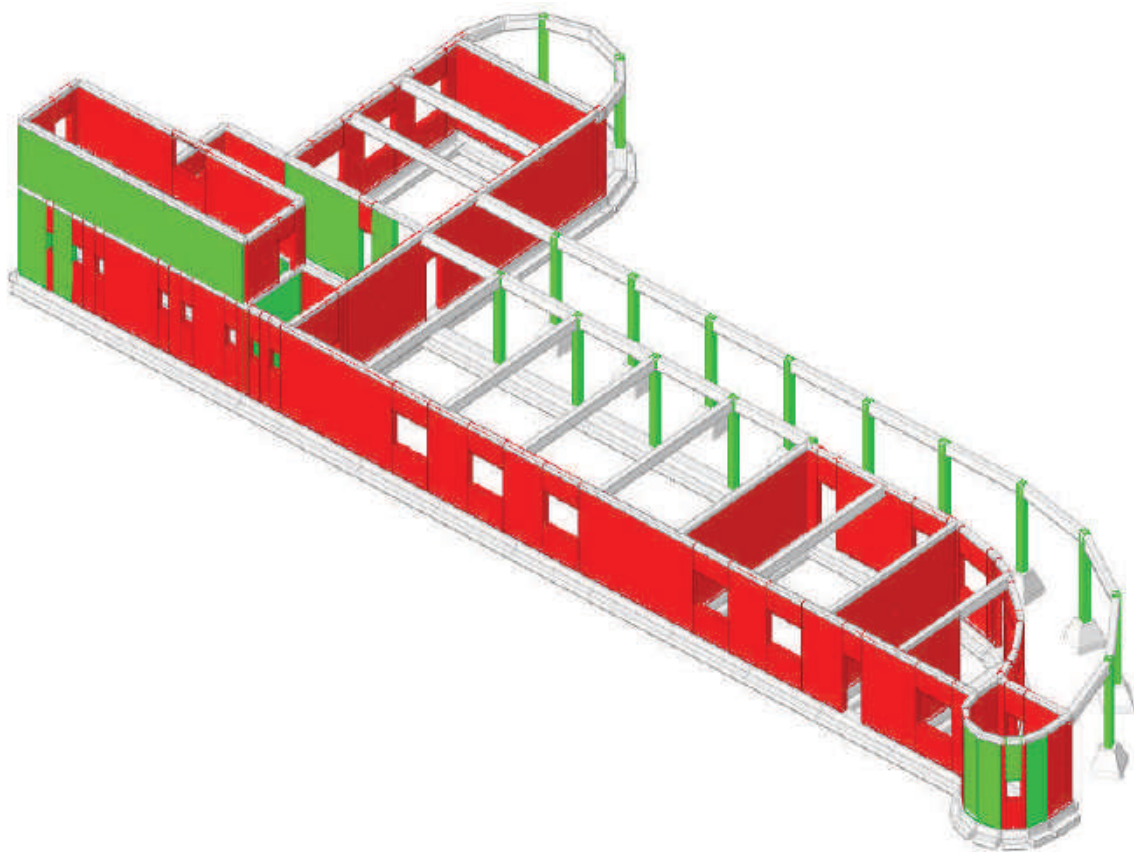
12.2.3 Risultati analisi statica lineare

In tale paragrafo si riportano i risultati dell'analisi statica lineare dell'edificio nella configurazione dello Stato di Progetto.

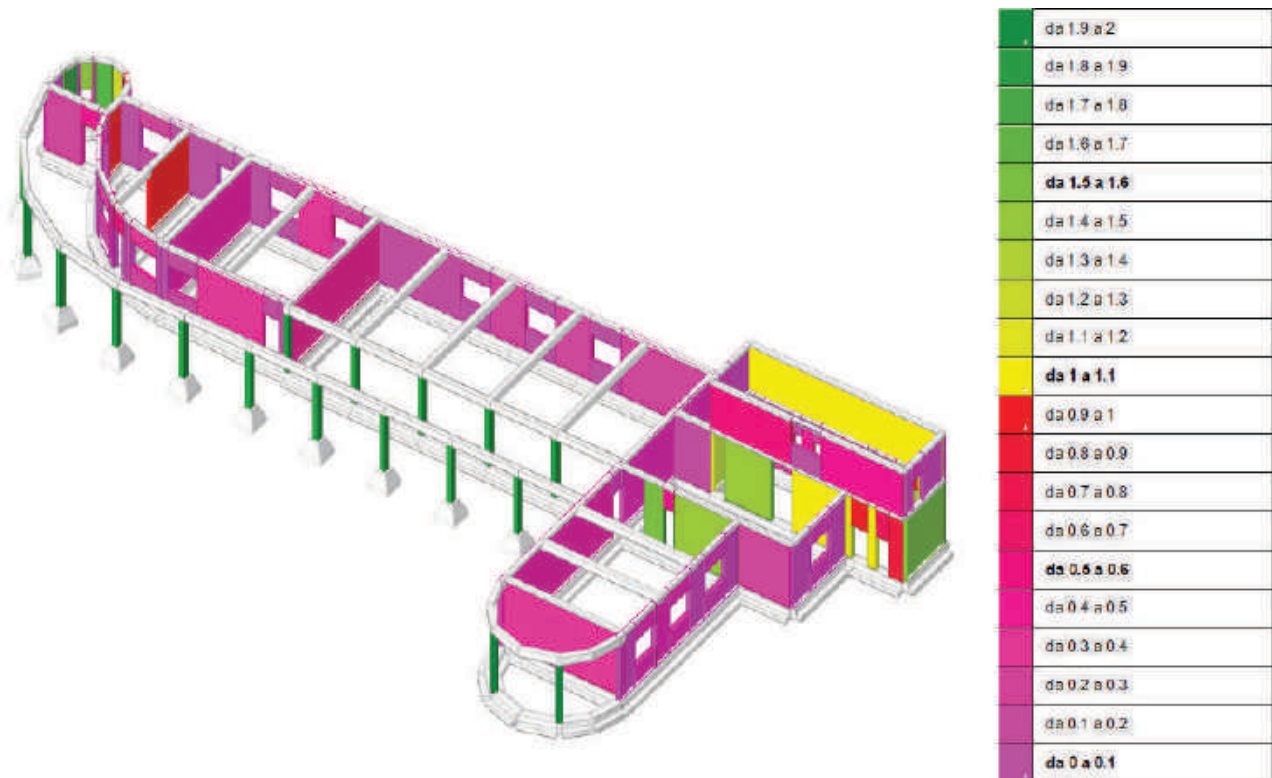
Si riportano in primo luogo le verifiche in formato grafico.



Output nr. 1 verifiche sismiche SDP: maschi murari con verifiche soddisfatte e non soddisfatte



Output nr. 2 verifiche sismiche SDP: maschi murari con verifiche soddisfatte e non soddisfatte



Output nr. 3 verifiche sismiche SDP: coefficienti di sicurezza verifica maschi murari SDP

Si nota come per numerosi elementi murari (maschi murari e fasce di piano) le verifiche non risultano soddisfatte.

Per completezza si riportano le tabelle di riepilogo fornite dal programma di calcolo per le verifiche degli elementi murari nei confronti delle azioni sismiche.

1. VERIFICHE MASCHI IN MURATURA

Verifica maschi in muratura								
Maschio	Stato limite	ζE	Comb.	PGA [g]	PGA/PGArif	TR [anni]	$(TR/TRrif)^{.41}$	Verifica
1	PF	0.000	SLV 3	0.000	0.000	0.000	0.000	No
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
2	PF	2.066	SLV 13	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	1.805	SLV 16	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
3	PF	0.251	SLV 16	0.033	0.294	15.000	0.243	No
	V	0.215	SLV 16	0.031	0.271	12.000	0.221	No
4	PF	0.335	SLV 16	0.040	0.358	26.000	0.304	No
	V	0.305	SLV 16	0.037	0.332	21.000	0.278	No
5	PF	1.406	SLV 13	0.161	1.422	1272.000	1.498	Si
	V	1.293	SLV 13	0.148	1.310	984.000	1.348	Si
6	PF	1.196	SLV 13	0.136	1.206	787.000	1.230	Si
	V	0.597	SLV 13	0.072	0.637	126.000	0.580	No
7	PF	0.779	SLV 13	0.091	0.801	247.000	0.765	No
	V	0.744	SLV 13	0.087	0.770	220.000	0.729	No
8	PF	1.403	SLV 13	0.160	1.420	1265.000	1.494	Si
	V	1.143	SLV 3	0.130	1.151	694.000	1.168	Si
9	PF	0.246	SLV 13	0.033	0.294	15.000	0.243	No
	V	0.239	SLV 4	0.032	0.287	14.000	0.236	No
10	PF	0.150	SLV 4	0.024	0.211	6.000	0.167	No
	V	0.137	SLV 4	0.022	0.198	5.000	0.155	No

11	PF	0.910	SLV 9	0.104	0.920	371.000	0.904	No
	V	0.703	SLV 8	0.083	0.733	190.000	0.687	No
12	PF	2.613	SLV 12	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.902	SLV 12	0.103	0.912	362.000	0.895	No
13	PF	0.722	SLV 8	0.085	0.750	203.000	0.706	No
	V	0.523	SLV 8	0.063	0.556	88.000	0.501	No
14	PF	0.540	SLV 9	0.065	0.579	98.000	0.524	No
	V	0.512	SLV 9	0.061	0.544	83.000	0.489	No
15	PF	0.447	SLV 9	0.053	0.472	55.000	0.413	No
	V	0.346	SLV 9	0.042	0.368	28.000	0.313	No
16	PF	0.423	SLV 9	0.050	0.446	47.000	0.387	No
	V	0.310	SLV 9	0.038	0.337	22.000	0.284	No
17	PF	0.475	SLV 13	0.056	0.498	65.000	0.442	No
	V	0.329	SLV 13	0.040	0.353	25.000	0.299	No
18	PF	0.512	SLV 13	0.061	0.544	83.000	0.489	No
	V	0.397	SLV 9	0.047	0.420	40.000	0.363	No
19	PF	1.026	SLV 4	0.116	1.027	511.000	1.030	Si
	V	0.748	SLV 4	0.087	0.774	223.000	0.733	No
20	PF	0.631	SLV 13	0.076	0.671	145.000	0.615	No
	V	0.277	SLV 4	0.035	0.314	18.000	0.261	No
21	PF	1.830	SLV 8	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.983	SLV 8	0.111	0.984	453.000	0.981	No
22	PF	0.580	SLV 4	0.070	0.620	117.000	0.563	No
	V	0.583	SLV 4	0.070	0.624	119.000	0.567	No
23	PF	0.492	SLV 13	0.058	0.515	72.000	0.461	No
	V	0.476	SLV 13	0.057	0.500	66.000	0.445	No
24	PF	0.689	SLV 13	0.081	0.720	180.000	0.672	No
	V	0.575	SLV 2	0.070	0.616	115.000	0.559	No
25	PF	0.311	SLV 4	0.038	0.337	22.000	0.284	No
	V	0.306	SLV 4	0.038	0.337	22.000	0.284	No
26	PF	2.804	SLV 8	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.321	SLV 8	0.039	0.348	24.000	0.294	No
27	PF	0.357	SLV 3	0.043	0.381	31.000	0.327	No
	V	0.115	SLV 1	0.021	0.183	4.000	0.141	No
28	PF	0.284	SLV 4	0.036	0.320	19.000	0.267	No
	V	0.257	SLV 4	0.034	0.301	16.000	0.249	No
29	PF	1.902	SLV 4	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.457	SLV 15	0.054	0.482	59.000	0.425	No
30	PF	1.438	SLV 1	0.164	1.455	1365.000	1.542	Si
	V	0.453	SLV 1	0.054	0.477	57.000	0.419	No
31	PF	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
32	PF	4.721	SLV 8	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.411	SLV 12	0.049	0.435	44.000	0.377	No
33	PF	2.390	SLV 1	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.263	SLV 1	0.035	0.308	17.000	0.255	No
34	PF	1.253	SLV 16	0.143	1.267	899.000	1.299	Si
	V	0.414	SLV 16	0.050	0.439	45.000	0.381	No
35	PF	1.180	SLV 14	0.134	1.190	759.000	1.212	Si
	V	0.355	SLV 14	0.042	0.376	30.000	0.322	No
36	PF	2.514	SLV 14	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.297	SLV 14	0.037	0.332	21.000	0.278	No
37	PF	1.762	SLV 11	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.259	SLV 9	0.034	0.301	16.000	0.249	No

38	PF	1.338	SLV 11	0.153	1.354	1092.000	1.407	Si
	V	0.202	SLV 6	0.029	0.254	10.000	0.205	No
39	PF	1.184	SLV 10	0.135	1.194	765.000	1.216	Si
	V	0.422	SLV 10	0.050	0.446	47.000	0.387	No
40	PF	1.862	SLV 11	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
41	PF	0.352	SLV 1	0.042	0.376	30.000	0.322	No
	V	0.159	SLV 1	0.025	0.223	7.000	0.177	No
42	PF	1.839	SLV 12	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	1.253	SLV 6	0.143	1.267	899.000	1.299	Si
43	PF	1.852	SLV 11	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.170	SLV 13	0.026	0.234	8.000	0.187	No
44	PF	1.691	SLV 13	0.193	1.707	2246.000	1.891	Si
	V	1.695	SLV 13	0.193	1.711	2264.000	1.897	Si
46	PF	2.548	SLV 1	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	1.504	SLV 3	0.172	1.521	1568.000	1.632	Si
47	PF	0.558	SLV 1	0.068	0.599	107.000	0.543	No
	V	0.138	SLV 1	0.022	0.198	5.000	0.155	No
48	PF	0.644	SLV 11	0.077	0.681	152.000	0.627	No
	V	0.328	SLV 6	0.039	0.348	24.000	0.294	No
49	PF	0.836	SLV 11	0.096	0.853	297.000	0.825	No
	V	0.408	SLV 11	0.049	0.432	43.000	0.373	No
50	PF	0.549	SLV 11	0.066	0.588	102.000	0.532	No
	V	0.177	SLV 11	0.026	0.234	8.000	0.187	No
51	PF	0.300	SLV 11	0.037	0.332	21.000	0.278	No
	V	0.000	SLV 7	0.000	0.000	0.000	0.000	No
52	PF	1.442	SLV 5	0.165	1.459	1376.000	1.547	Si
	V	0.264	SLV 1	0.035	0.308	17.000	0.255	No
53	PF	1.099	SLV 1	0.125	1.103	619.000	1.115	Si
	V	0.598	SLV 1	0.072	0.639	127.000	0.582	No
54	PF	2.967	SLV 1	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.566	SLV 1	0.068	0.605	110.000	0.549	No
55	PF	1.480	SLV 1	0.169	1.496	1490.000	1.598	Si
	V	0.944	SLV 1	0.107	0.950	408.000	0.940	No
56	PF	2.057	SLV 1	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	1.056	SLV 1	0.120	1.059	554.000	1.065	Si
59	PF	3.614	SLV 7	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.235	SLV 11	0.032	0.287	14.000	0.236	No
60	PF	0.587	SLV 6	0.071	0.628	121.000	0.571	No
	V	0.224	SLV 6	0.031	0.271	12.000	0.221	No
61	PF	0.504	SLV 6	0.060	0.531	78.000	0.477	No
	V	0.056	SLV 6	0.013	0.111	1.000	0.080	No
63	PF	2.325	SLV 11	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	2.441	SLV 11	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
64	PF	1.368	SLV 11	0.156	1.385	1171.000	1.448	Si
	V	0.921	SLV 15	0.105	0.930	383.000	0.916	No
65	PF	2.335	SLV 1	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	1.338	SLV 8	0.153	1.354	1092.000	1.407	Si
66	PF	0.077	SLV 12	0.016	0.142	2.000	0.106	No
	V	0.012	SLV 8	0.000	0.000	0.000	0.000	No
67	PF	0.559	SLV 12	0.068	0.599	107.000	0.543	No
	V	0.239	SLV 5	0.032	0.287	14.000	0.236	No
68	PF	2.641	SLV 12	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.572	SLV 4	0.069	0.612	113.000	0.555	No

69	PF	1.689	SLV 10	0.193	1.705	2240.000	1.889	Si
	V	1.083	SLV 1	0.123	1.087	595.000	1.097	Si
70	PF	1.977	SLV 11	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.344	SLV 11	0.042	0.368	28.000	0.313	No
71	PF	0.165	SLV 8	0.025	0.223	7.000	0.177	No
	V	0.132	SLV 11	0.022	0.198	5.000	0.155	No
72	PF	0.442	SLV 5	0.053	0.466	53.000	0.407	No
	V	0.204	SLV 10	0.030	0.263	11.000	0.214	No

2. VERIFICHE TRAVI DI COLLEGAMENTO IN MURATURA

Verifica maschi in muratura								
Trave	Stato limite	ζE	Comb.	PGA [g]	PGA/PGArif	TR [anni]	$(TR/TRrif)^{.41}$	Verifica
1	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.553	SLV 12	0.067	0.593	104.000	0.536	No
2	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	2.213	SLV 12	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
3	F	5.568	SLV 13	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.365	SLV 13	0.044	0.390	33.000	0.335	No
4	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.261	SLV 8	0.034	0.301	16.000	0.249	No
5	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.777	SLV 4	0.090	0.799	245.000	0.762	No
6	F	5.580	SLV 8	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.054	SLV 8	0.013	0.111	1.000	0.080	No
7	F	4.840	SLV 9	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
8	F	5.237	SLV 13	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
9	F	4.128	SLV 4	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
10	F	4.425	SLV 13	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.173	SLV 13	0.026	0.234	8.000	0.187	No
11	F	5.233	SLV 9	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
12	F	5.117	SLV 4	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
13	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.125	SLV 13	0.021	0.183	4.000	0.141	No
14	F	3.462	SLV 4	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
15	F	4.926	SLV 2	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
16	F	7.444	SLV 15	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
17	F	2.799	SLV 4	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
18	F	2.699	SLV 4	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
19	F	4.193	SLV 1	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
20	F	3.597	SLV 1	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
21	F	3.882	SLV 15	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
22	F	3.615	SLV 1	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
23	F	3.233	SLV 16	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.151	SLV 16	0.024	0.211	6.000	0.167	No
24	F	2.833	SLV 16	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
25	F	2.471	SLV 1	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.091	SLV 16	0.016	0.142	2.000	0.106	No
26	F	3.496	SLV 16	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
27	F	2.756	SLV 16	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
28	F	2.911	SLV 3	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si

	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
29	F	2.128	SLV 14	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
30	F	2.665	SLV 6	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.013	SLV 6	0.000	0.000	0.000	0.000	No
31	F	1.255	SLV 11	0.143	1.269	902.000	1.301	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
32	F	4.353	SLV 7	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.078	SLV 10	0.016	0.142	2.000	0.106	No
33	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.063	SLV 3	0.013	0.111	1.000	0.080	No
34	F	6.392	SLV 3	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
35	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
36	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
37	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.105	SLV 4	0.019	0.165	3.000	0.125	No
38	F	3.381	SLV 6	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
39	F	2.921	SLV 6	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.038	SLV 6	0.000	0.000	0.000	0.000	No
40	F	2.930	SLV 11	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
41	F	2.618	SLV 11	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.014	SLV 11	0.000	0.000	0.000	0.000	No
42	F	2.786	SLV 11	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
43	F	2.213	SLV 11	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
44	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
45	F	7.239	SLV 3	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
46	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.047	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
47	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
48	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.010	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
49	F	7.757	SLV 1	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
50	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.363	SLV 16	0.044	0.385	32.000	0.331	No
51	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
52	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.046	SLV 16	0.000	0.000	0.000	0.000	No
53	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
54	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.892	SLV 16	0.102	0.903	352.000	0.884	No
55	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.995	SLV 3	0.112	0.996	469.000	0.995	No
56	F	2.555	SLV 6	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
57	F	2.533	SLV 6	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
58	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si

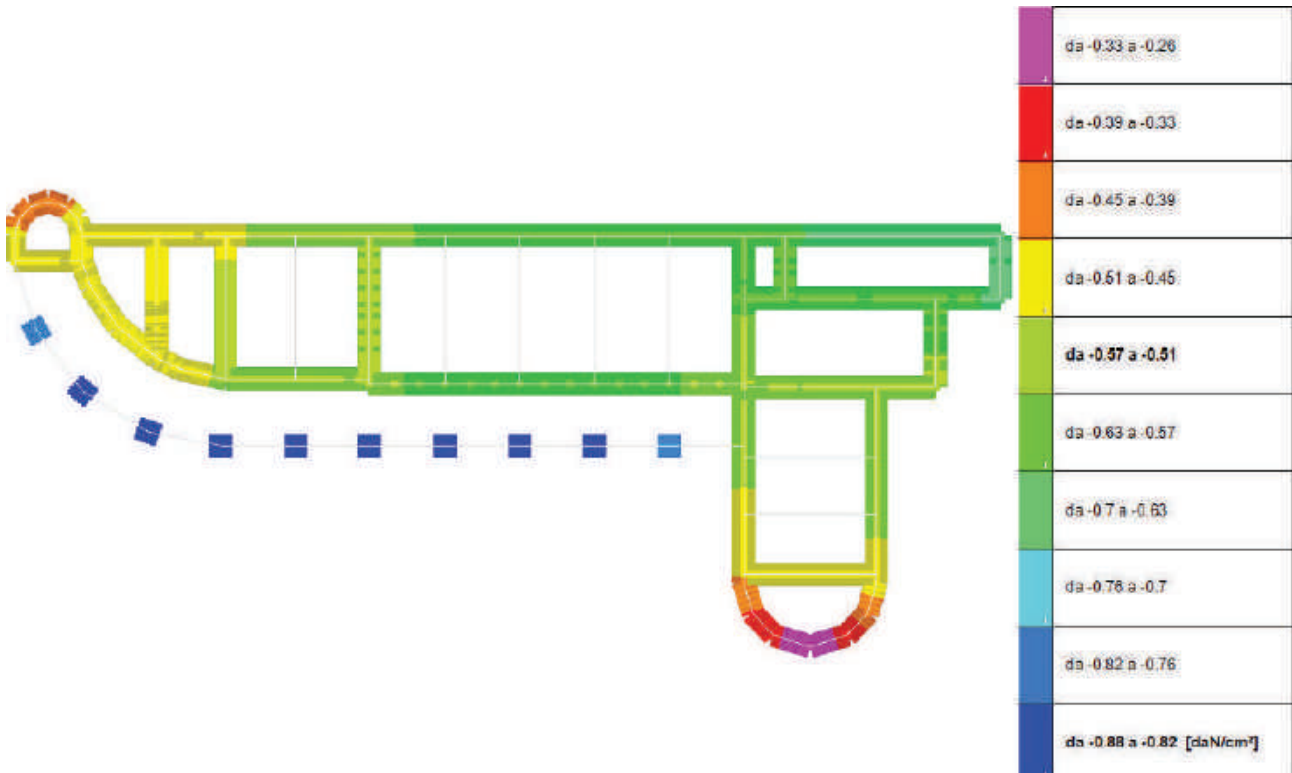
	V	0.720	SLV 11	0.084	0.747	201.000	0.703	No
59	F	0.000	0.000	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.544	SLV 11	0.066	0.584	100.000	0.528	No
60	F	0.857	SLV 8	0.098	0.872	317.000	0.847	No
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
61	F	2.345	SLV 13	0.197	1.747	2418.000	1.949	Si
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
62	F	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
	V	0.000	SLV 1	0.000	0.000	0.000	0.000	No
63	F	0.979	SLV 11	0.111	0.981	449.000	0.977	No
	V	0.099	SLV 11	0.019	0.165	3.000	0.125	No

12.3 VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO

Per la verifica geotecnica dei terreni di fondazioni si fa riferimento alle pressioni sul terreno ottenute dal modello di calcolo.

Come indicato in precedenza per schematizzare l'interazione terreno-struttura sono state inserite al di sotto delle fondazioni molle elastiche aventi costante elastica di Winkler pari a 0,50 kg/cm³; tale valore è stato definito, in modo cautelativo, in funzione delle caratteristiche dei terreni indicate nella relazione geologica e geotecnica di riferimento.

Si riporta l'involuppo delle massime pressioni in fondazione ottenute dal modello di calcolo.



Il valore massimo, pari a 0,88 kg/cm², si ritiene compatibile con le caratteristiche proprie dei terreni di fondazione.

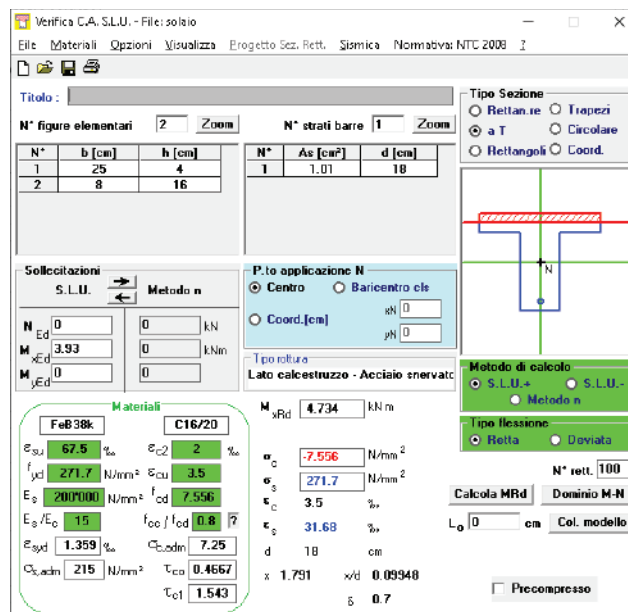
13 VERIFICA SOLAIO

E' stata rilevata la presenza di solaio in laterocemento di spessore 16+4 cm, travetti posti ad interasse di 25 cm armati con 2Ø8 lisci.

La massima luce di calcolo del solaio è pari a 4,1 m.

- i = 25 cm
- L = 4,1 m
- g1= 270 daN/mq
- g2 = 200 daN/mq
- q = 90 daN/mq

- SLU: 786 daN/mq
- M = 4.13 kNm
- V = 1.0 kN



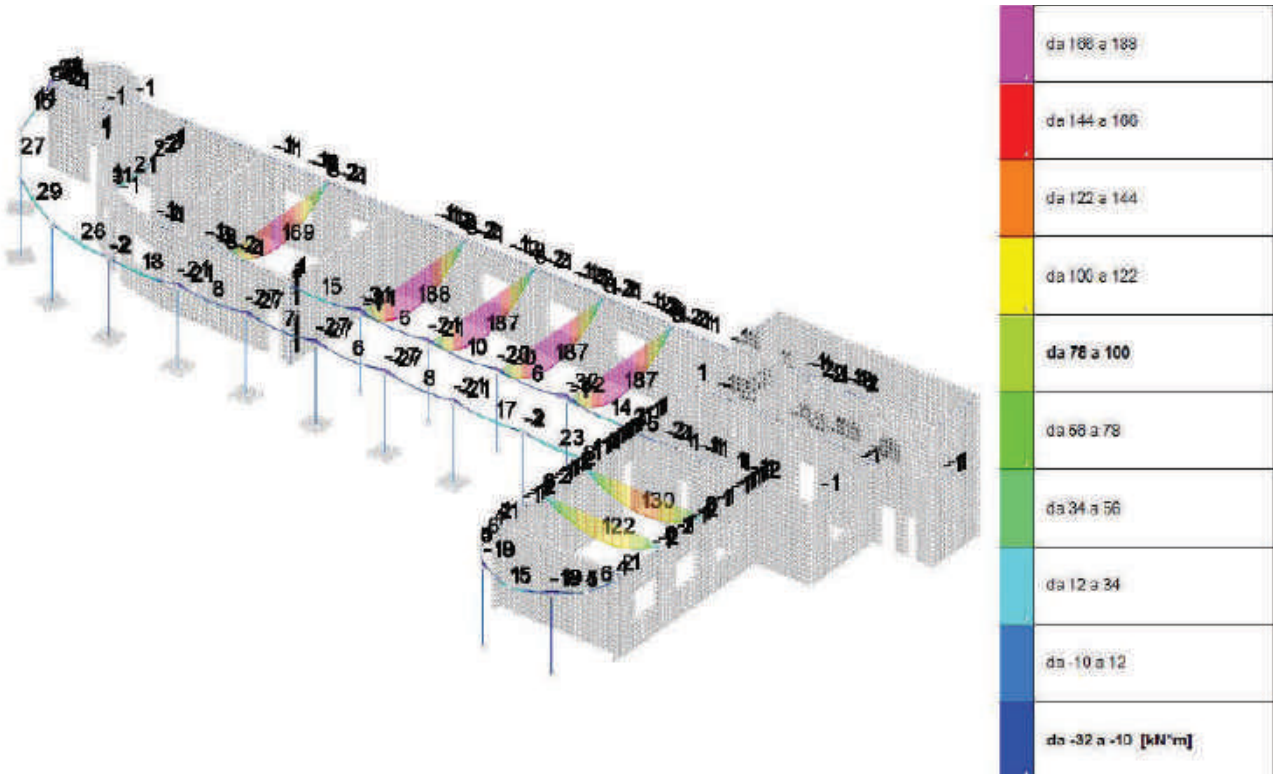
Le verifiche SLU a flessione risultano soddisfatte.

- k = 2
- vmin = 0.40
- $\rho_l = 0.01$
- Vrd = 7.44 kN

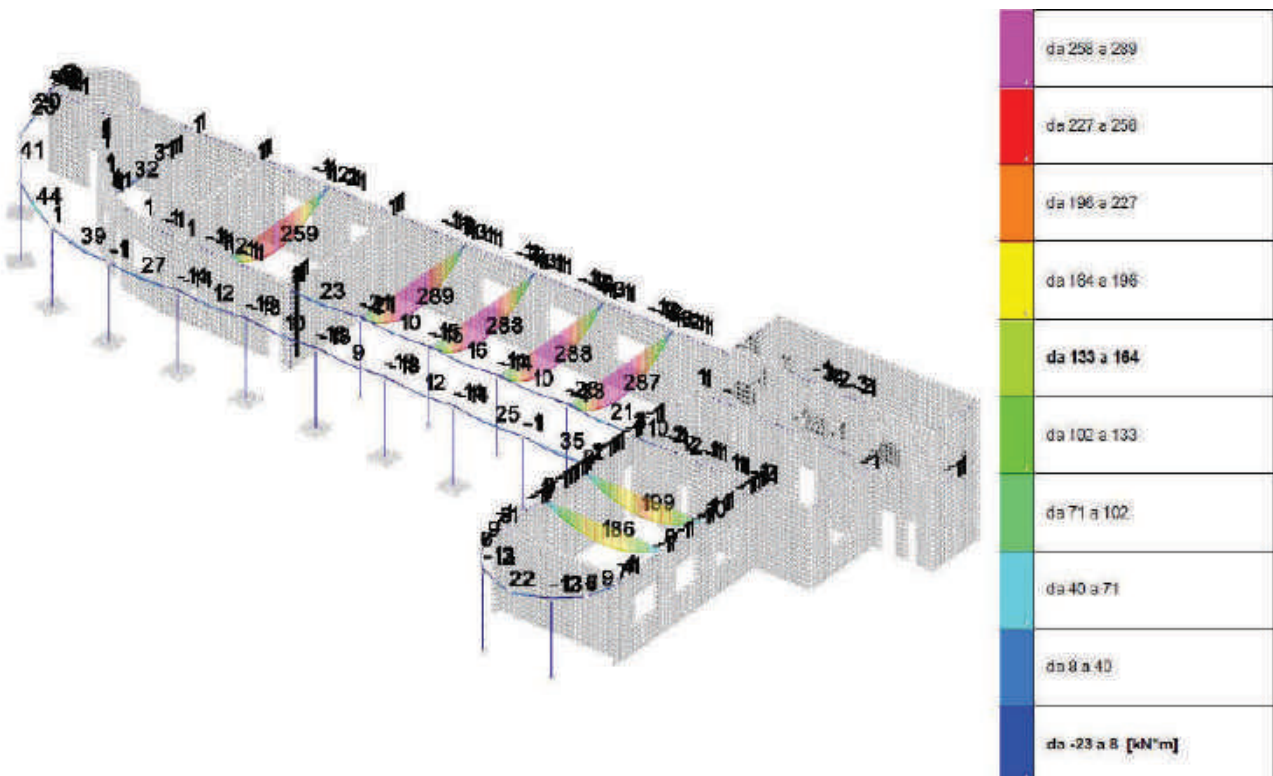
Le verifiche SLU a taglio risultano soddisfatte.

14 VERIFICA TRAVI 30X50

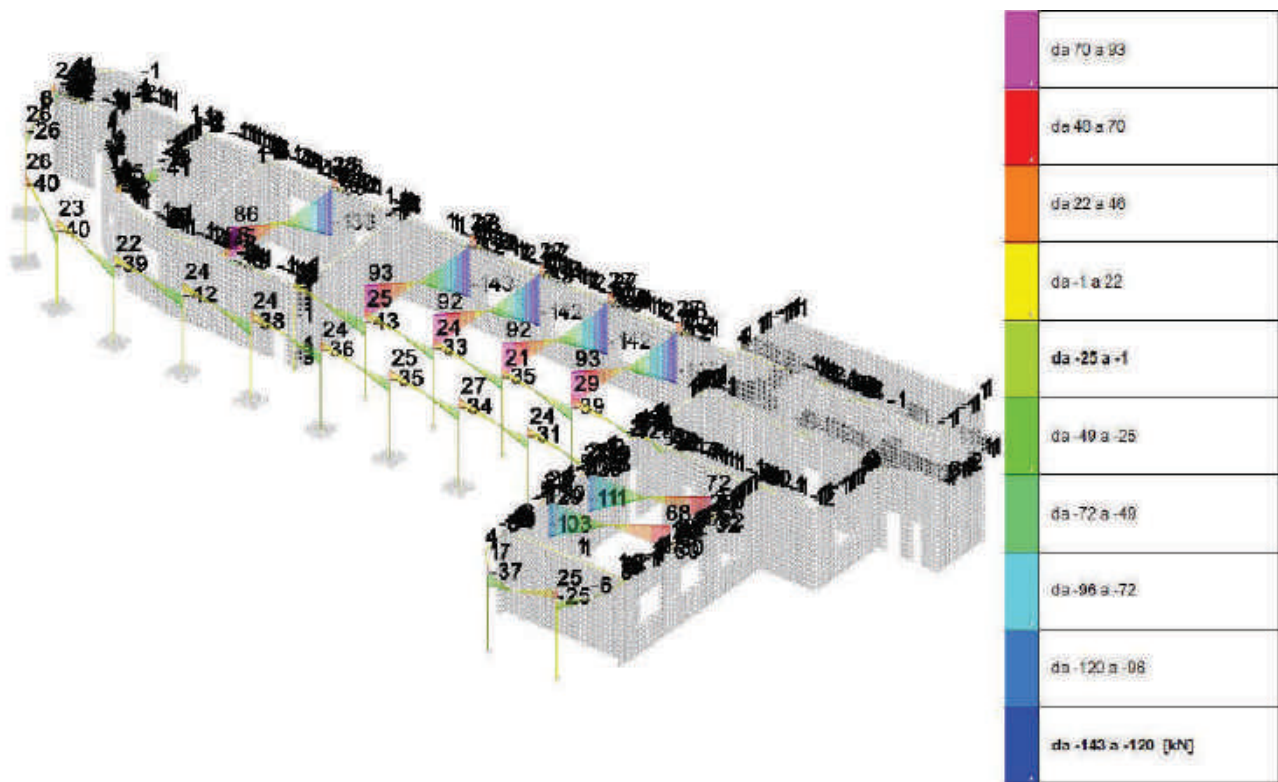
Armatura (5Ø24+1Ø20+1Ø12) inferiori e staffe Ø10/45



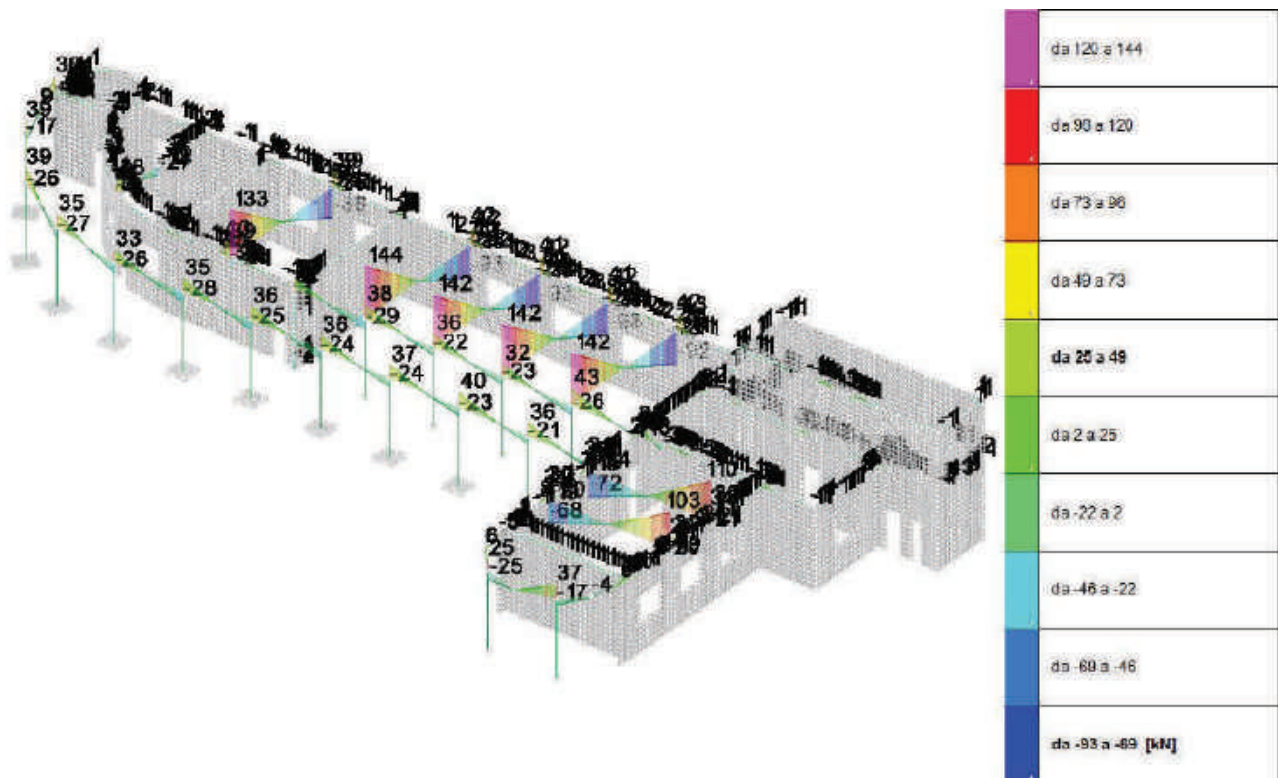
Involuppo momento flettente minimo SLU



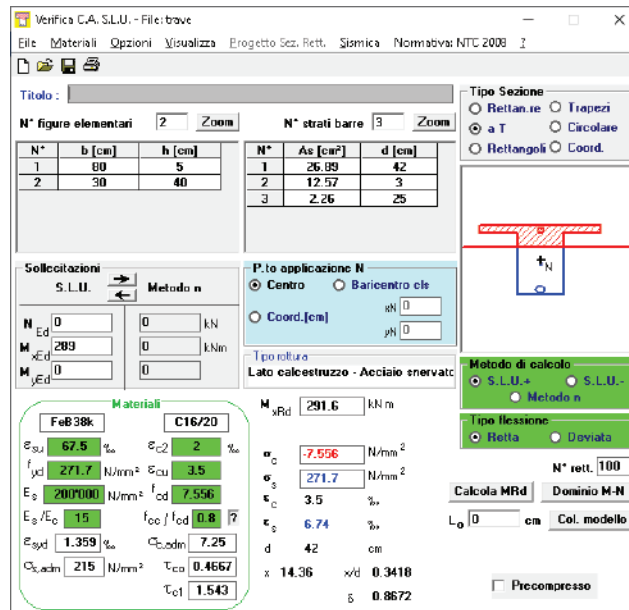
Involuppo momento flettente massimo SLU



Involuppo taglio minimo SLU



Involuppo taglio massimo SLU



Le verifiche SLU a flessione risultano soddisfatte.

$$k = 1.7$$

$$v_{min} = 0.34$$

$$\rho_l = 0.02$$

$$V_{rd} = 87.39 \text{ kN (sezione non armata a taglio)}$$

$$\text{Inclinazione puntoni compressi : } 22^\circ$$

$$\cotg\theta = 2.5$$

$$\text{diametro staffe: } 10 \text{ mm}$$

$$\text{nr. braccia: } 4$$

$$\text{passo staffe: } 45 \text{ cm}$$

$$\text{inclinazione staffe rispetto asse trave: } 90^\circ$$

$$A_{sw} = 3.1 \text{ cm}^2$$

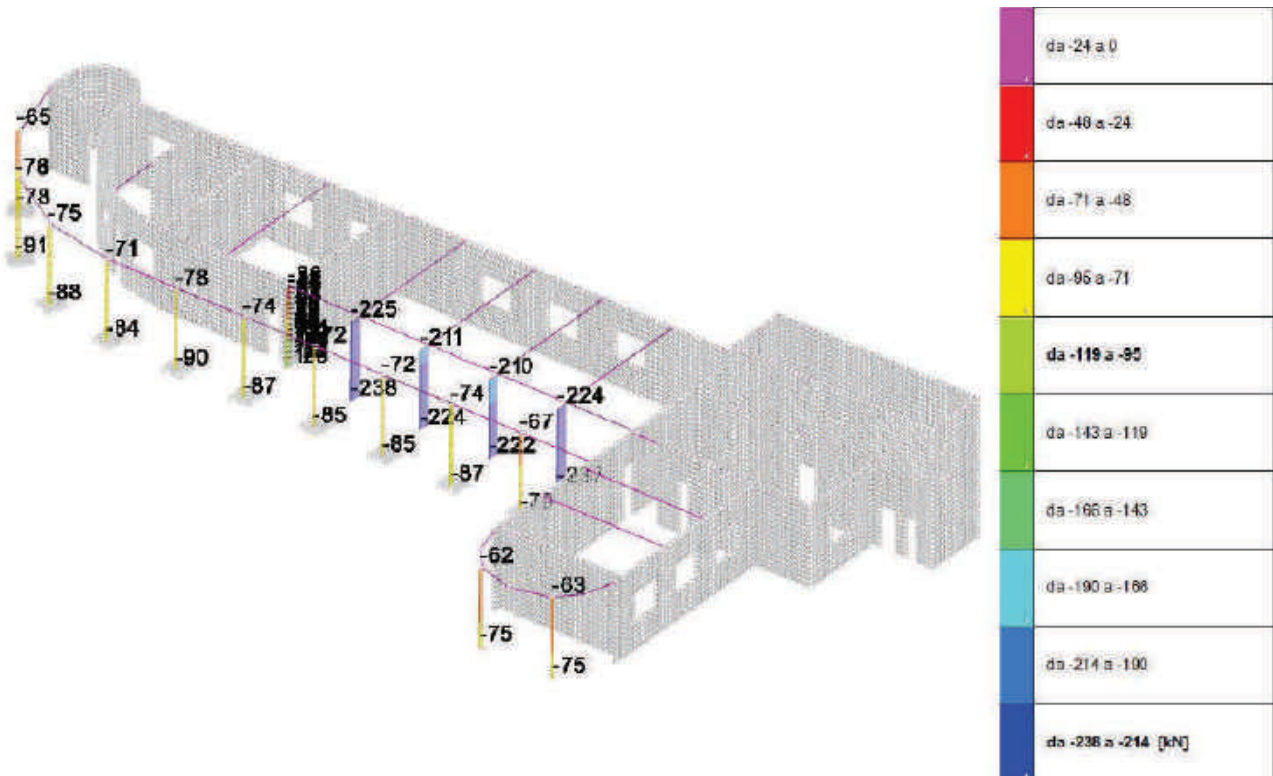
$$V_{Rsd} = 177.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 186.0 \text{ kN}$$

Le verifiche SLU a taglio risultano soddisfatte.

15 VERIFICA PILASTRI 30X30

Armatura 4Ø16 e staffe Ø6/25, copriferro netto massimo 5 cm



Sforzo normale massimo SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: pilastro

Titolo: _____

N° Vertici: 4 N° barre: 4

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	15	15	1	2.011	-11	11
2	-15	15	2	2.011	-11	11
3	-15	-15	3	2.011	-11	-11
4	15	-15	4	2.011	-11	-11

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 238 kN
M_{Ed}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

Materiali: FeB38k, C16/20

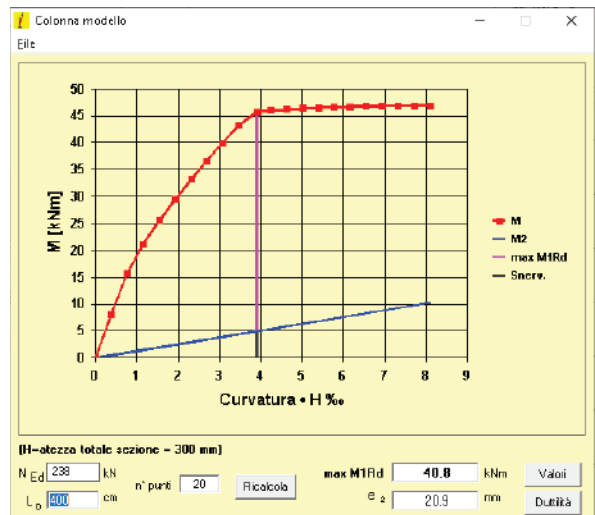
ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 271.7 N/mm² σ_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200000 N/mm² f_{cd}: 7.556 N/mm²
E_p/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.359 ‰ C_{adm}: 7.25
C_{adm}: 215 N/mm² τ_{co}: 0.4657
τ_{co1}: 1.543

M_{yRd}: 46.9 kNm
σ_c: -7.596 N/mm²
σ_s: 271.7 N/mm²
ε_s: 3.5 ‰
ε_{sp}: 3.517 ‰
d: 25 cm
x: 12.97 x/d: 0.4908
δ: 1

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n
Tipo flessione: Retta / Deviato

Calcola MRd Dominio M-N L₀: 400 cm Col. modello

Precompresso



16 INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA

Il rilievo e le valutazioni numeriche hanno portato alla definizione di interventi locali di ripristino degli elementi ammalorati.

Sporti di gronda e limitate aree di solaio interno

Gli sporti di gronda (cornici) presentano distacchi di intonaco e di elementi in laterizio, dovuti probabilmente ad infiltrazioni d'acqua dalla copertura: si prevede la rimozione dell'intonaco e degli elementi distaccati, la pulizia del supporto ed il successivo ripristino della finitura.

Elementi in c.a. esposti

I pilastri in c.a. del portico presentano distacchi di copriferro e fessure fra le quali è visibile il ferro d'armatura intaccato dalla corrosione; le prove laboratorio hanno permesso di stimare la profondità di carbonatazione massima in circa 6 cm: si prevede quindi di intervenire con i seguenti step:

- scopertura di tutti i ferri con utilizzo di demolitore e martellina in modo da rimuovere il calcestruzzo deteriorato
- preparazione delle armature con ripulitura dalla ruggine tramite sabbiatura
- ripristino tramite saldatura delle porzioni di armatura metallica irrimediabilmente compromesse
- stesa resina protettiva, passivante anticorrosiva dei ferri esistenti (elevata alcalinità, ottima adesione al metallo, additivata con inibitori di corrosione)
- posa nuovo betoncino in malta a ritiro compensato fibrorinforzata per il risanamento del calcestruzzo, in grado di ripristinare integralmente la sezione e la finitura esterna.

Murature esterne

Le murature esposte agli agenti atmosferici presentano distacchi di intonaco, sfogliature della parte superficiali dei mattoni, lacune nei giunti di malta: si prevede di rimuovere tutto l'intonaco esistente, pulire il supporto murario, procedere ad una stilatura profonda dei giunti e ad una iniezione di miscela legante al fine di scongiurare la presenza di vuoti e cavità inter-mattone; a finire sarà posato un nuovo strato di intonaco in malta di calce.

Rimozione del massetti in cls di copertura

Al fine di sgravare l'edificio quanto più da carichi non necessari, si prevede di demolire la soletta in calcestruzzo magro non armato che insiste su porzione della copertura.

Locali magazzino

In fase di rilievo è emersa la presenza di due corpi di fabbrica, di differenti modalità costruttive: l'edificio originario con struttura portante in mattoni pieni a due teste e pilastri in c.a., ed un edificio secondario, addossato al primo, con struttura portante in mattoni pieni ad una testa. La posteriorità costruttiva di questo secondo corpo di fabbrica è testimoniata dalla presenza di una fessura all'interfaccia fra i due edifici, in cui è evidente la preesistenza dell'uno rispetto al secondo.

Tale edificio presenta murature portanti ad una testa di altezza di circa 4 m: l'elevata snellezza di tali elementi strutturali ed il loro cattivo stato di conservazione porta a consigliarne l'interdizione al pubblico in quanto staticamente non idoneo.

Impianti e finiture

Si prevede l'adeguamento a norma dell'impianto elettrico e la dipintura interna di tutti i locali.

17 ALLEGATI



INDAGINI SPERIMENTALI
C.N.S. – VOGA VENETA MESTRE
MESTRE – VENEZIA

PROVA n. 3958/PD

15 e 16 ottobre 2013

Committente: **Tasca Aldo S.p.A.**

Consulente tecnico: **ing. Antonio Alessandri**

Relatore: **geom. Fulvio De Francisci**



Vista aerea dell'area "C.N.S. – Voga Veneta Mestre"

Rif.:PD-180-13

Padova, 28 ottobre 2013

LABORATORIO BZ	Tel. 0471/543181	LABORATORIO MI	Tel. 02/40092545	COMO	Tel. 031/305253	NOVARA	Tel. 0321/624673	TORINO	Tel. 011/7706023
BOLZANO	Tel. 0471/543111 Fax 0471/543110 Info@4emme.it www.4emme.it	AGRIGENTO	Tel. 0925/84026	FIRENZE	Tel. 055/461000	PADOVA	Tel. 049/8026707	TRAPANI	Tel. 0924/26694
		BOLOGNA	Tel. 051/6346808	GENOVA	Tel. 010/586195	PALERMO	Tel. 091/6703629	TRENTO	Tel. 0461/830920
		CAGLIARI	Tel. 070/490732	MILANO	Tel. 02/40092545	PIACENZA	Tel. 0523/755849	TREVISO	Tel. 0438/390200
		CATANIA	Tel. 095/8841854	MODENA	Tel. 059/395414	ROMA	Tel. 06/71546992	VERONA	Tel. 045/8004278

MOD. 1

INDICE

1. PREMESSA	3
2. INDIVIDUAZIONE DEGLI EDIFICI INDAGATI	4
3. DESCRIZIONE DELLA STRUMENTAZIONE	5
3.1. Indagini Pachometriche	5
3.2. Carotaggi e prove di compressione	6
3.3. Valutazione della profondità di carbonatazione	7
3.4. Indagini Ultrasoniche	8
3.5. Indagini Termografiche	12
4. EX COLONIA	13
4.1. Individuazione delle indagini effettuate	14
4.2. Riepilogo dei risultati - Indagini Pachometriche	15
4.3. Riepilogo dei risultati - Carotaggi e prove di compressione	17
4.3.1. Documentazione fotografica.....	18
4.4. Riepilogo dei risultati - Indagini Ultrasoniche	19
4.5. Riepilogo dei risultati - Indagini Termografiche	21

ALLEGATI:

1- Certificato n. 6235 del 23/10/2013 - Prova di compressione su provini cilindrici in cls

1. PREMESSA

La *4 EMME Service S.p.A.* è stata incaricata dall'impresa *Tasca Aldo S.p.A.* di eseguire delle indagini mirate alla caratterizzazione di elementi strutturali dell'edificio "Ex Colonia", di pertinenza della "C.N.S. - Voga Veneta Mestre" sita in Punta San Giuliano a Mestre nel Comune di Venezia.

La scelta degli elementi strutturali da sottoporre a verifica, la determinazione e la disposizione dei carichi, il modo di rilevazione e i punti di misura sono stati preventivamente concordati con il Consulente Tecnico, ing. Alessandri.

Le indagini sono state eseguite il 15 e 16 ottobre 2013.

In data 15 ottobre, all'esecuzione delle indagini hanno assistito:
ing. Antonio Alessandri Consulente Tecnico

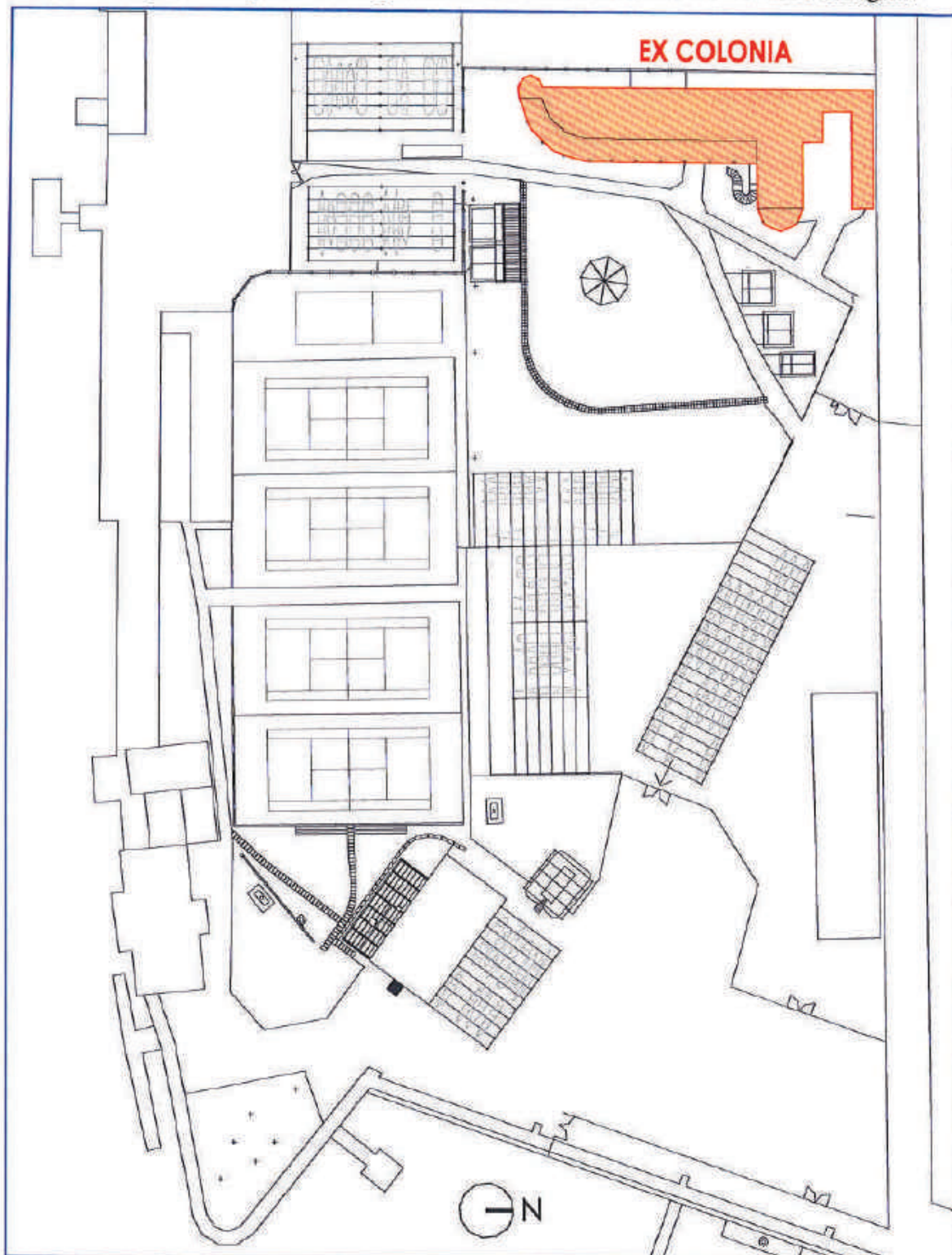
In data 16 ottobre, all'esecuzione delle indagini hanno assistito:
arch. Andrea Borin Responsabile Canottieri Mestre

e per la *4 EMME Service S.p.A.*:

arch. Giuseppe Caramel
geom. Davide Morello
geom. Fulvio De Francischi

2. INDIVIDUAZIONE DEGLI EDIFICI INDAGATI

A seguire è riportata la planimetria generale con l'individuazione dell'edificio indagato.



Planimetria con l'individuazione dell'edificio oggetto d'indagine

3. DESCRIZIONE DELLA STRUMENTAZIONE

Nei capitoli successivi è descritta la strumentazione utilizzata per ogni tipologia di indagine.

3.1. Indagini Pachometriche

La rilevazione della posizione e del diametro dell'armatura può essere effettuata mediante uno strumento detto Pachometro. Lo strumento consiste in una sonda emettitrice di campo magnetico incorporata a un'unità d'elaborazione digitale e acustica.

La sonda è fatta scorrere lungo la superficie e, dall'assorbimento del campo magnetico, si è in grado di determinare la posizione delle armature fino a una profondità di 130 mm; quando il copriferro è inferiore a 70 mm, è possibile stimare con buona approssimazione il diametro dei ferri. Questo tipo di rilevazione, oltre alla specificità della conoscenza delle armature superficiali, ha diverse altre funzioni, e in particolare è utile per l'esecuzione delle altre prove, come carotaggio, sclerometro e Pull-Out, che necessitano di evitare le armature.



RIFERIMENTI NORMATIVI

Norma UNI 7997



Indagine pachometrica su pilastro

3.2. Carotaggi e prove di compressione

Per il prelievo dei provini cilindrici si è utilizzata una carotatrice Tyrolit Hydrostress a colonna a sola rotazione e sistema di recupero dell'acqua di raffreddamento, con corone diamantate di diametro 80 o 100 mm.



Carotatrice Tyrolit Hydrostress



Esecuzione carotaggio su pilastro

I carotaggi sui pilastri sono stati effettuati orizzontalmente al getto, previa indagine pachometrica per l'individuazione dell'armatura.

Le prove di compressione sono eseguite presso il Laboratorio *4 EMME Service S.p.A.* (Autorizzato con D.M. n. 52187 del 28/07/2004 ad effettuare prove sui materiali da costruzione ai sensi dell'art. 20, legge del 05.11.1971 n. 1086) con sede in via L. Zuegg, 20 a Bolzano.

3.3. Valutazione della profondità di carbonatazione

La prova ha lo scopo di determinare la profondità di carbonatazione dello strato superficiale del calcestruzzo. Il calcestruzzo possiede un valore di pH di circa 12,5, cosa che gli conferisce un carattere fortemente alcalino. Questa forte alcalinità costituisce una protezione naturale dell'armatura contro la corrosione. Il calcestruzzo carbonatato è fortemente permeabile e riduce la capacità protettiva; fornisce inoltre una durezza superiore che tende ad ingannare i metodi di determinazione della resistenza a compressione misurati con sclerometro.



La procedura di prova può essere così sintetizzata:

- Utilizzare una carota eseguendo la prova immediatamente dopo l'estrazione ad evitare che si formi un film carbonatato superficiale.
- Pulire accuratamente con uno straccio asciutto la superficie cilindrica.
- Spalmare o nebulizzare la fenolftaleina sulla superficie, con soluzione all'1% d'alcool etilico, utilizzando un pennello o un nebulizzatore.
- Misurare lo spessore di carbonatazione che risulta non reagente e di colore inalterato, facendo la media di almeno 4 punti. La parte reagente, non carbonatata, assumerà una colorazione rosso violetto.

Nel caso di un andamento molto irregolare della linea di carbonatazione dovrà essere riportato il valore minimo e massimo.

RIFERIMENTI NORMATIVI

Norma UNI EN 14630

3.4. Indagini Ultrasoniche

Per l'esecuzione delle prove è stata utilizzata l'apparecchiatura Matest C372N, strumento ultrasuoni "High Performance", costituita da:

- n. 2 sonde piezometriche con frequenza propria 55KHz
- cilindro di taratura
- ricevitore preamplificato
- terminale operatore con display LCD touch-screen



Le acquisizioni ultrasoniche sono state effettuate tutte con metodo "diretto" con le sonde poste sulle due superfici opposte dell'elemento, ad una quota d'acquisizione per i pilastri mediamente di 1,60 ÷ 1,90 metri dalla quota solaio di calpestio, salvo qualche verifica a quote diverse. Per le travi le acquisizioni sono state effettuate nelle mezzerie degli elementi.

Il metodo ad ultrasuoni è basato sulla rilevazione di treni d'onde immessi in un manufatto. Le onde con velocità maggiore e quindi le più facilmente individuabili sono quelle di tipo longitudinale che, di conseguenza, sono più comunemente utilizzate nella diagnostica dei materiali.

La velocità delle onde longitudinali che si trasmettono in un mezzo elastico, infinito, omogeneo ed isotropo è data dalla seguente formula:

$$V_p = \sqrt{\frac{g \cdot E_d \cdot (1 - \mu)}{\rho \cdot (1 + \mu) \cdot (1 - 2\mu)}}$$

Il modulo elastico è il seguente:

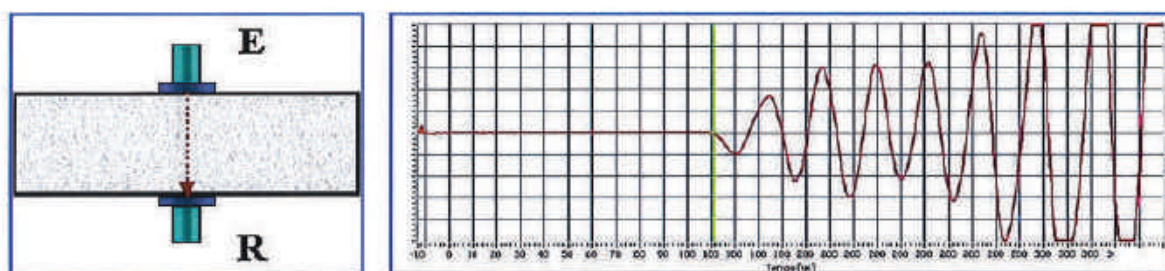
$$E_d = V_p^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{g(1 - \mu)}$$

dove:

- E_d = modulo elastico dinamico del mezzo (MPa)
- V_p = velocità rilevata (m/s)
- ρ = densità del materiale
- μ = coefficiente di Poisson
- g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²)

Il metodo consiste nel propagare entro il materiale in esame dei treni di impulsi nel campo delle frequenze ultrasoniche (15 ÷ 200 KHz, in questo caso sono state utilizzate sonde da 55 KHz) emessi da un trasmettitore posto a contatto col materiale stesso e nel misurare il tempo con cui tali impulsi vengono percepiti da un ricevitore posto ad una distanza nota dal primo.

Analizzando i differenti tempi di arrivo degli impulsi e quindi le differenti velocità di propagazione è inoltre possibile valutare qualitativamente lo stato di degrado del materiale. Nell'ipotesi che la velocità di propagazione delle onde, pur se anisotropa nelle differenti direzioni, sia costante e omogenea, le velocità inferiori indicano lunghezze di percorrenza maggiori e quindi la presenza di lesioni e fessure o la presenza di materiale con caratteristiche meccaniche diverse.



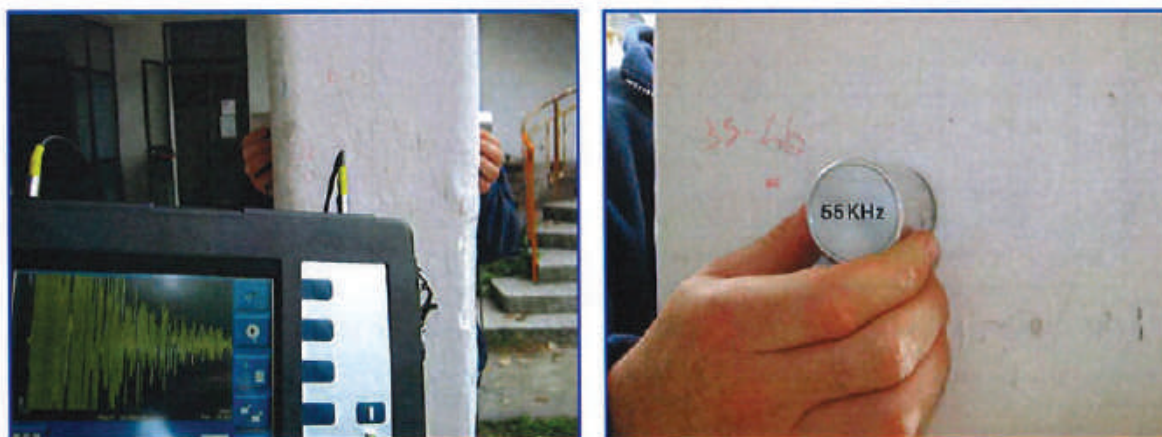
Schema di prove ultrasoniche dirette e acquisizione segnale ultrasonico

In ogni zona di indagine vengono eseguite almeno n. 3 letture della velocità con metodo diretto, rispettivamente a +5 cm e -5 cm dal punto di accoppiamento iniziale delle sonde. Le acquisizioni sono state effettuate anche in presenza dell'intonaco, avendo l'indagine eseguita un carattere prevalentemente di verifica di omogeneità.

L'insieme delle acquisizioni effettuate in cantiere acquista massimo valore se considerato come analisi d'omogeneità degli elementi presi in esame.

RIFERIMENTI NORMATIVI

Norma UNI EN 12504-4 "Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 4: Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici".



Indagini ultrasoniche su pilastri

La determinazione della velocità di propagazione degli ultrasuoni nel cls. è condizionata da alcuni fattori che sono:

- fattori legati alla composizione del calcestruzzo (la velocità nell'aggregato è maggiore che nella malta di cemento)
- fattori ambientali (l'umidità influenza in maniera opposta la velocità e la resistenza)
- fattori legati alle condizioni di prova (un aumento della pressione sulle sonde oltre a ridurre lo spessore del materiale di accoppiamento rende più netta la traccia sull'oscilloscopio con conseguente riduzione del tempo di volo misurato)
- profondità di carbonatazione

Le proprietà che più influenzano la velocità degli ultrasuoni sono il modulo elastico e la densità.

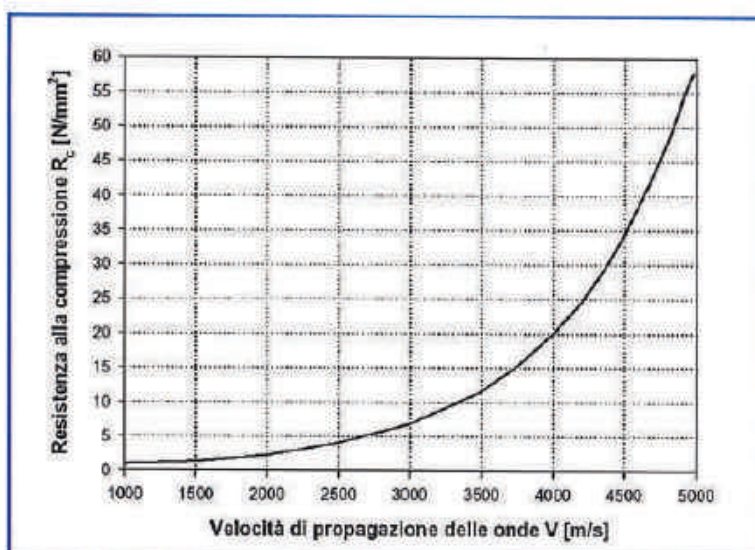
Non esiste una relazione fisica tra velocità degli ultrasuoni e resistenza a compressione con validità generale, neanche per un calcestruzzo di composizione nota.

Nota: le acquisizioni ultrasoniche sono state effettuate anche nei pilastri oggetto di prelievo di provini cilindrici.

L'indagine ultrasonica è stata ripetuta nel provino estratto.

I dati riportati nella tabella a pagine 18 e 19 sono quindi tutti riferiti a elementi intonacati. Si ribadisce che i risultati esposti vanno considerati come indagine di omogeneità.

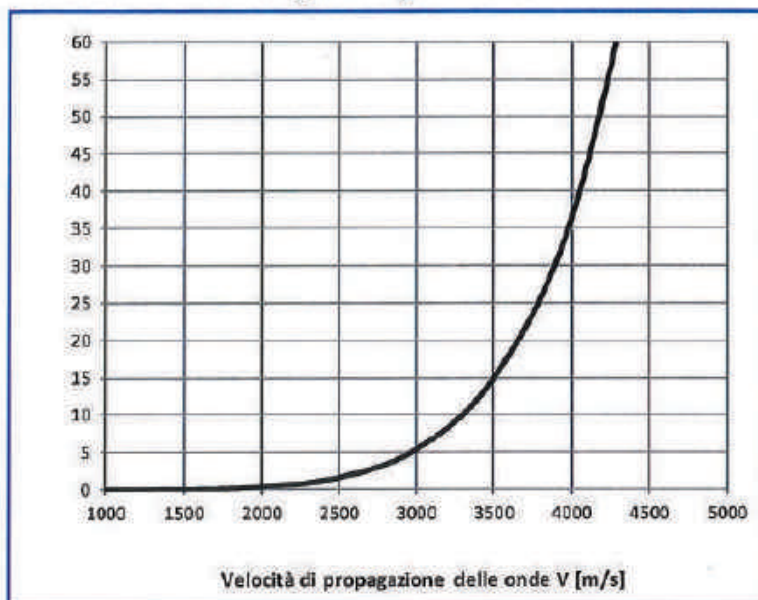
In relazione alla normativa UNI EN 12504 – 4 : 2005, seguita nel corso delle indagini, si può fare inizialmente riferimento in sito alla sottostante tabella di correlazione riportata nella normativa stessa.



Andamento tipico della correlazione tra velocità di propagazione delle onde elastiche [V] e resistenza a compressione [Rc] – Riferimento di Normativa.

Detti valori, se correlati alla resistenza, sono da considerare puramente indicativi.

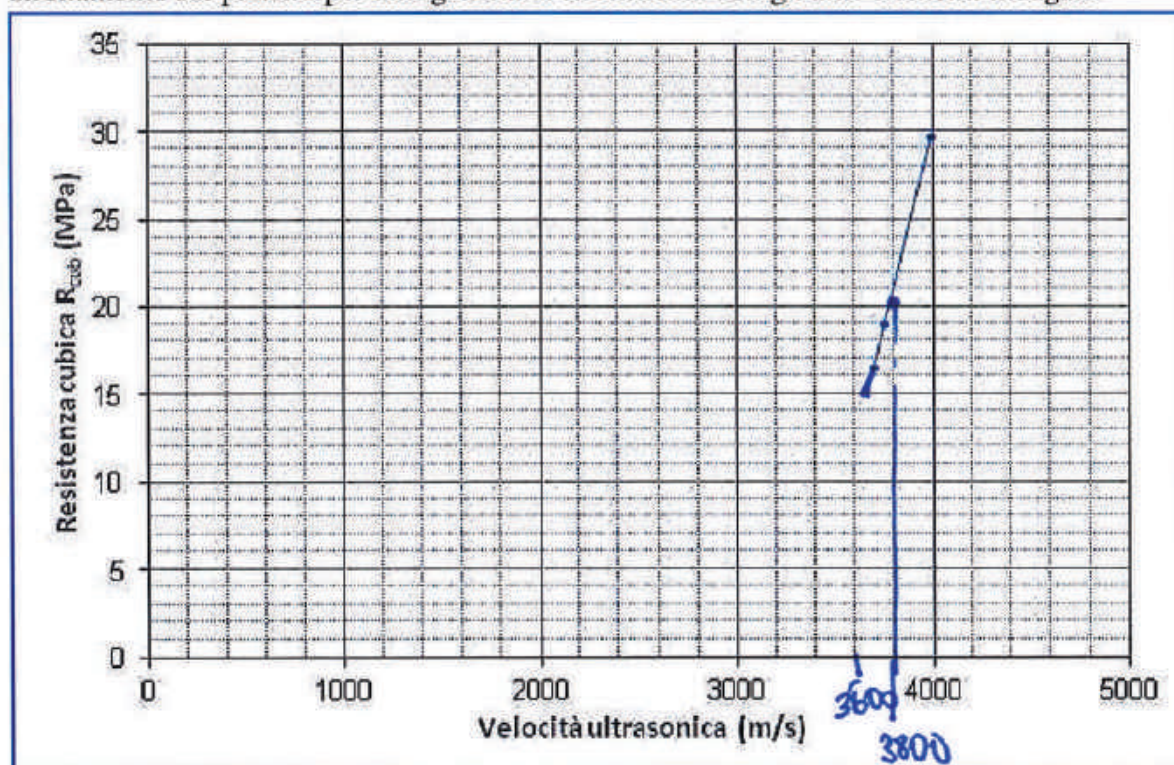
Si riporta come esempio una curva di correlazione costruita in laboratorio attraverso una serie di acquisizioni ultrasoniche su spezzoni di carote, prelevate in vari siti e successivamente rotte per compressione.



Curva di correlazione tra velocità di propagazione delle onde elastiche [V] e resistenza a compressione [Rc] - Riferimento di Laboratorio.

L'effettuazione di tre carotaggi e successive prove di compressione in Laboratorio, permette di costruire una "curva di riferimento in sito".

Le velocità ultrasoniche utilizzate fanno riferimento alle acquisizioni effettuate direttamente sul pilastro per omogeneità di riferimento con gli altri elementi indagati.



Curva di correlazione tra velocità di propagazione delle onde elastiche [v] e resistenza a compressione [Rcub] - Riferimento in sito - Edificio "Ex Colonia" - Punta San Giuliano.

3.5. Indagini Termografiche

Le indagini sono state eseguite dall'arch. Giuseppe Caramel, Infrared Thermographer n. 2008IT25N002, utilizzando una termocamera Flir, modello *ThermaCam™ P65* con le seguenti caratteristiche:

- Risoluz. spaziale: 1,3 mrad
- Accuratezza: $\pm 2^{\circ}\text{C}$ o $\pm 2\%$ della lettura
- Intervallo spettrale: 7,5 – 13,0 μm
- Rilevatore: FPA (Focal Plane Array), micro bolometro 320x240.



L'indagine è stata condotta per rilevare in sito, attraverso l'acquisizione di termogrammi, gli elementi principali della struttura.

Le acquisizioni sono state effettuate in condizioni di transitorio termico accettabile, sfruttando sia la fase d'assorbimento sia la fase di cessione di calore tra gli ambienti interni o tra interno ed esterno dello stabilimento.

A seguire si riportano le immagini nelle frequenze infrarosse. La chiave di lettura delle immagini termiche, così come indicata in legenda, è improntata



sulla "scala del ferro", dove vengono associate a zone d'emissione termica superiore il colore più chiaro e a zone d'emissione termica inferiore colori progressivamente più scuri. Nelle tabelle di ogni zona indagata (ZONA X), si riportano alcuni dati tecnici relativi all'impostazione della termocamera ed il riferimento del file termografico memorizzato ed archiviato presso la nostra sede (IR_XXXX).

In calce ad ogni tabella di report, infine, un breve commento identificando le eventuali anomalie riscontrate.

4. EX COLONIA

Le indagini sono state condotte per verificare le caratteristiche del calcestruzzo su alcuni elementi portanti in c.a. del fabbricato, indicati nello schema sottostante.

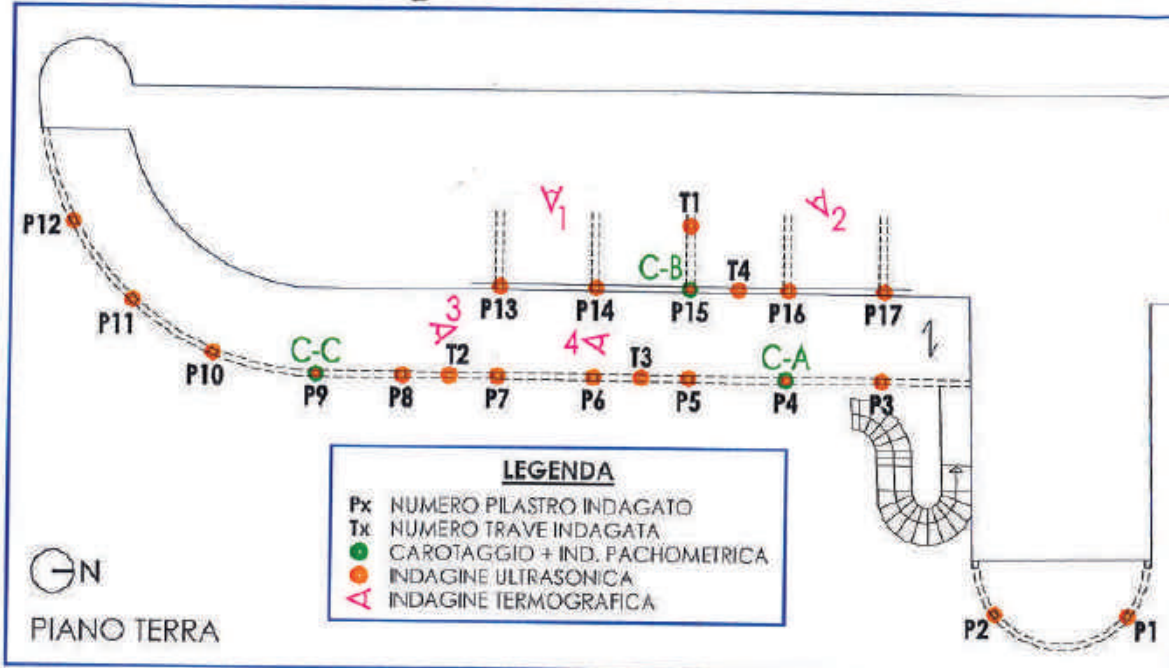
Si sono effettuate:

- n. 3 indagini pachometriche su pilastri
- n. 3 carotaggi su pilastri e successive n. 3 prove di compressione in laboratorio
- n. 3 prove di carbonatazione
- n. 17 indagini ultrasoniche su pilastri
- n. 4 indagini ultrasoniche su travi
- n. 4 indagini termografiche



Edificio "Ex Colonia"

4.1. Individuazione delle indagini effettuate



Planimetria "Ex Colonia"



Vista frontale dell'edificio "Ex Colonia"

4.2. Riepilogo dei risultati - Indagini Pachometriche

Di seguito si riportano le tabelle riepilogative dei rilievi pachometrici, elencati secondo la numerazione riportata nello schema a pagina precedente.

Nei seguenti schemi è riportata la stima del diametro dell'armatura principale e delle staffe. La campitura in rosso e il termine N.R. (Non Rilevabile) indicano un dato che, per cause legate alla geometria dell'elemento stesso o ai limiti di utilizzo dello strumento, non può essere riportato in tabella.

Le dimensioni riportate comprendono, dove presente, lo spessore del rivestimento riscontrato in sito.

PILASTRO P4

Dimensioni (Nord x Est) cm		Rivestimento		Schema sezione
31,5 x 31		Intonaco		
Diametro armatura mm		Diametro staffe mm		
4Ø16		Ø6		
Lato elemento rif.	Copriferro armatura mm	Copriferro staffe mm	Passo staffe cm	
Nord	39 ÷ 50	33 ÷ 42	19 ÷ 24	
Est	22 ÷ 31	15 ÷ 24		
Sud	22 ÷ 33	15 ÷ 25		
Ovest	43 ÷ 51	35 ÷ 46		

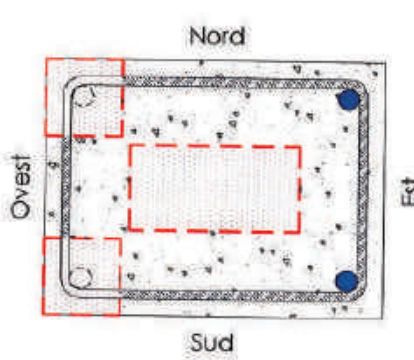
Note: rilievo eseguito a 80÷150 cm dal piano di calpestio.

PILASTRO P9

Dimensioni (Nord x Est) cm		Rivestimento		Schema sezione
31 x 31,5		Intonaco		
Diametro armatura mm		Diametro staffe mm		
4Ø16		Ø6		
Lato elemento rif.	Copriferro armatura mm	Copriferro staffe mm	Passo staffe cm	
Nord	38 ÷ 47	32 ÷ 41	22 ÷ 28	
Est	20 ÷ 26	12 ÷ 19		
Sud	39 ÷ 42	33 ÷ 35		
Ovest	54 ÷ 57	47 ÷ 51		

Note: rilievo eseguito a 80÷150 cm dal piano di calpestio.

PILASTRO P15

Dimensioni (Nord x Est) cm		Rivestimento		Schema sezione
41,5 x 29,5		Intonaco		
Diametro armatura mm		Diametro staffe mm		
4Ø16		Ø6		
Lato elemento rif.	Copriferro armatura mm	Copriferro staffe mm	Passo staffe cm	
Nord	28 ÷ 34	19 ÷ 26	24 ÷ 26	
Est	23 ÷ 43	14 ÷ 35		
Sud	45 ÷ 46	38 ÷ 40		
Ovest	N.R.	41 ÷ 43		

Note: rilievo eseguito a 70÷150 cm dal piano di calpestio.

4.3. Riepilogo dei risultati - Carotaggi e prove di compressione

La scelta dei pilastri da indagare è stata conseguente ai risultati delle indagini ultrasoniche, scegliendo gli elementi con risultato di velocità ultrasonica peggiore, migliore e medio.

La resistenza cilindrica fornita dal Laboratorio si può correlare alla resistenza cubica (R_{cub}) in sito anche attraverso la relazione:

$$R_{cub} = \frac{F_c \times R_{cil}}{0,83}$$

Il fattore di correzione F_c è ricavabile dalle norme ASTM C 42:68 in funzione del rapporto H/\emptyset .

I provini cilindrici sono stati posti a prova di compressione secondo la norma UNI-EN 12390-3:2009 / UNI-EN 12504-1:2009, documentata con il **Certificato n. 6235 del 23/10/2013**.

I provini sono stati siglati per il Laboratorio con un contrassegno tipo:

Cx

dove:

C: Carota

x : numerazione progressiva provino

A seguire viene riportata la tabella con i risultati ottenuti dalle prove di compressione.

Prov. n.	Elem. indag. n.	Lato rif.	h da terra cm	Carbona- tazione cm	Rapp. di snellezza (H/∅)	F_c (fattore di correz.)	R_{cil} N/mm ²	R_{cub} in sito N/mm ²
<i>A</i>	<i>P4</i>	<i>Est</i>	<i>100</i>	<i>2,0 ÷ 3,2</i>	<i>2</i>	<i>1</i>	<i>24,7</i>	<i>29,8</i>
<i>B</i>	<i>P15</i>	<i>Nord</i>	<i>125</i>	<i>5,5 ÷ 6,3</i>	<i>1</i>	<i>0,91</i>	<i>13,3</i>	<i>14,6</i>
<i>C</i>	<i>P9</i>	<i>Nord</i>	<i>90</i>	<i>2,2 ÷ 3,2</i>	<i>2</i>	<i>1</i>	<i>15,8</i>	<i>19,0</i>

4.3.1. Documentazione fotografica



Provino A su Pilastro P4



Provino B su Pilastro P15



Provino C su Pilastro P9

4.4. Riepilogo dei risultati - Indagini Ultrasoniche

A seguire si riporta la tabella con i risultati delle indagini ultrasoniche effettuate.

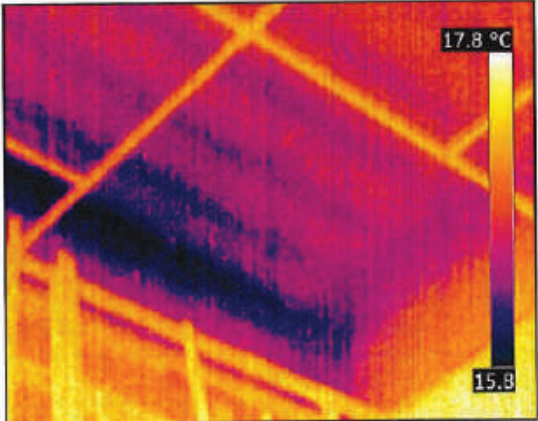

Elemento indagato n.	Piano rif.	Metodo	Distanza cm	Tempo di volo μ s	Velocità m/s	Velocità media m/s	Note
P1	Terra	Diretto	30,5	82,9 81,1 81,8	3680 3760 3730	3723	
P2	Terra	Diretto	30,5	81,8 82,7 80,5	3730 3690 3790	3737	
P3	Terra	Diretto	30,5	74,6 74,9 74,8	4090 4070 4080	4080	
P4	Terra	Diretto	30,5	76,4 76,1 76,6	3990 4010 3980	3993	Velocità su carota A 4120
P5	Terra	Diretto	30,5	80,1 81,3 80,7	3810 3750 3780	3780	
P6	Terra	Diretto	30,5	82,7 78,6 82,0	3690 3880 3720	3763	
P7	Terra	Diretto	29,0	72,3 71,1 72,0	4010 4080 4030	4040	
P8	Terra	Diretto	31,0	79,1 81,2 80,1	3920 3820 3870	3870	
P9	Terra	Diretto	31,0	84,9 82,0 84,5	3650 3780 3670	3700	Velocità su carota B 3880
P10	Terra	Diretto	31,0	77,7 81,4 78,3	3990 3810 3960	3920	
P11	Terra	Diretto	31,5	80,4 80,6 78,6	3920 3910 4010	3947	
P12	Terra	Diretto	31,0	87,6 85,9 86,4	3540 3610 3590	3580	
P13	Terra	Diretto	26,0	68,2 69,1 68,8	3810 3760 3780	3783	
P14	Terra	Diretto	30,0	80,0 79,2 78,5	3750 3790 3820	3787	

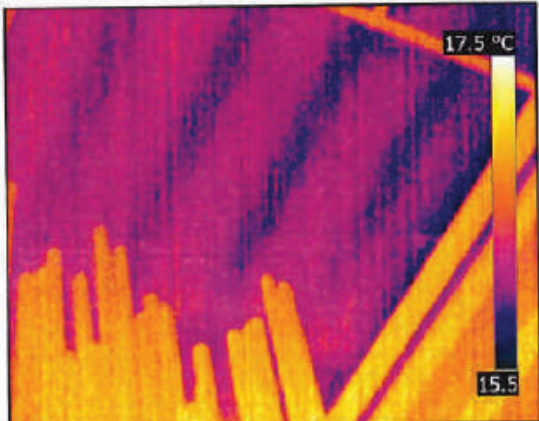

Elemento indagato n.	Piano rif.	Metodo	Distanza cm	Tempo di volo μ s	Velocità m/s	Velocità media m/s	Note
P15	Terra	Diretto	29,5	79,5 77,8 78,7	3710 3790 3750	3750	Velocità su carota C 3820
P16	Terra	Diretto	29,5	71,6 71,1 70,6	4120 4150 4180	4150	
P17	Terra	Diretto	30,0	80,9 80,0 78,5	3710 3750 3820	3760	
T1	Terra	Diretto	27,0	72,8 75,2 74,6	3710 3590 3620	3640	
T2	Terra	Diretto	26,5	70,1 71,0 69,2	3780 3730 3830	3780	
T3	Terra	Diretto	26,5	68,1 65,1 66,1	3890 4070 4010	3990	
T4	Terra	Diretto	41,5	106,7 109,5 104,3	3890 3790 3980	3887	

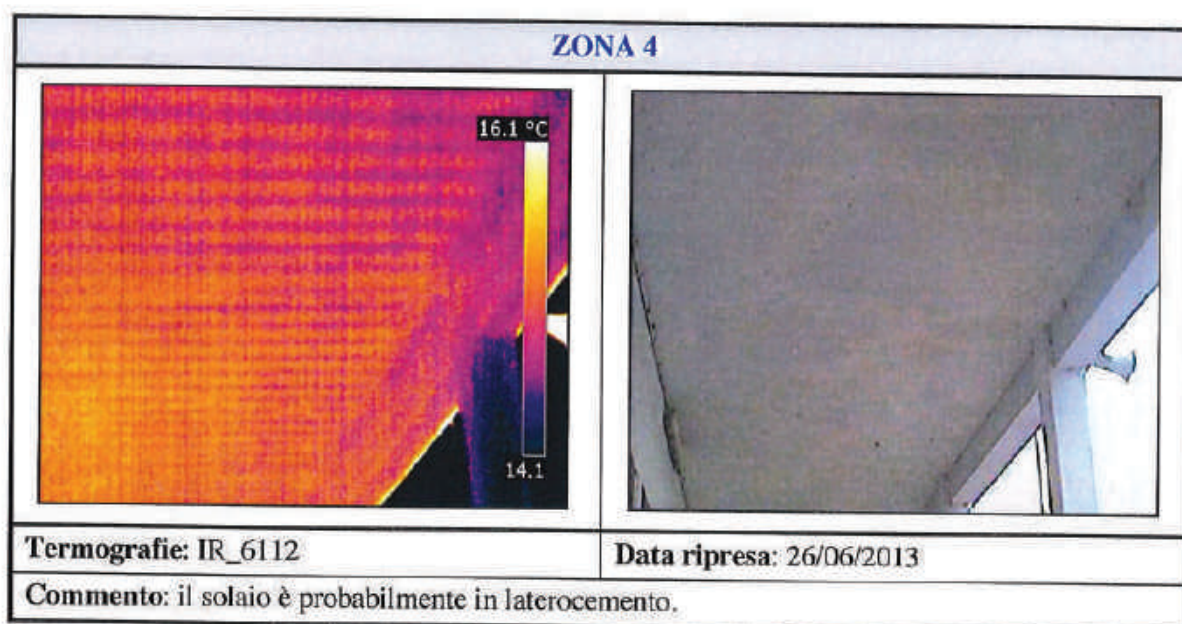
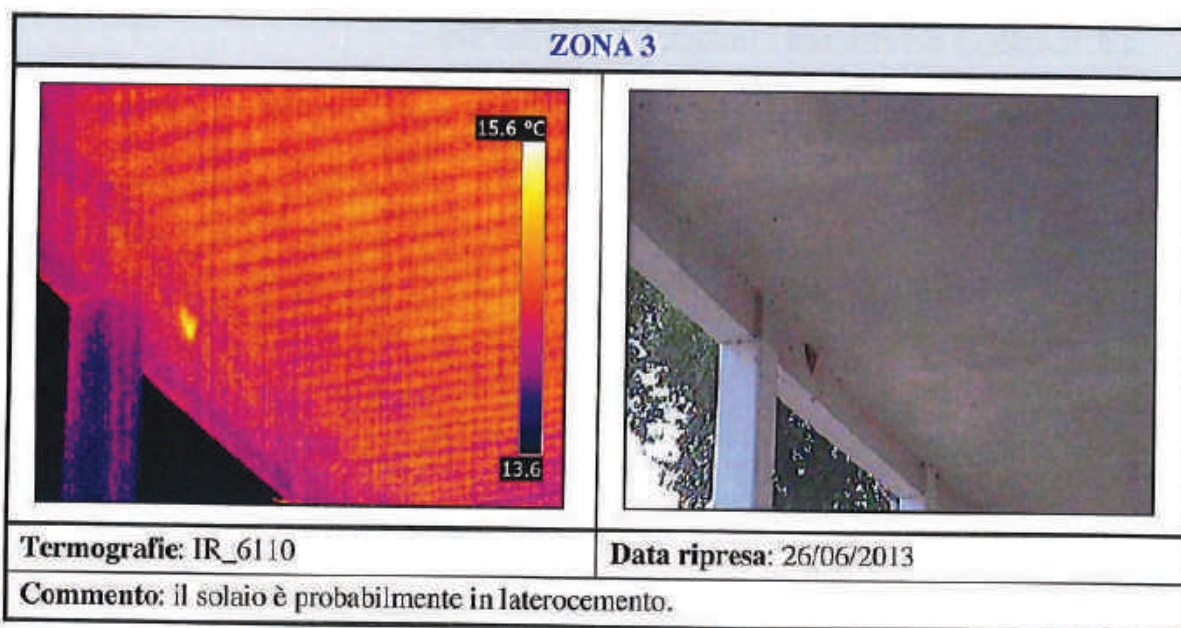
Un'eventuale correlazione può essere ricavata utilizzando la tabella a pagina 11.

4.5. Riepilogo dei risultati - Indagini Termografiche

A seguire sono riportati i report di ogni zona indagata.

ZONA 1	
	
Termografie: IR_6104	Data ripresa: 16/10/2013
Commento: il solaio è probabilmente in laterocemento.	

ZONA 2	
	
Termografie: IR_6108	Data ripresa: 16/10/2013
Commento: il solaio è probabilmente in laterocemento.	



La società si assume la responsabilità per la precisione delle misurazioni effettuate, mentre l'elaborazione dei dati rappresenta un sussidio al collaudatore al quale spettano verifica e approvazione.

Padova, 28 ottobre 2013

4EMME Service S.p.A.
Il Direttore del Centro di Padova
ing. Luciano Lionello

Il relatore:
geom. Fulvio De Francisci

Revisionata da:
arch. Giuseppe Caramel

PER INFORMAZIONI E DETTAGLI TECNICI,
VISITARE IL SITO:

www.4emme.it



STUDIO TECNICO
Mario Cuzzolin s.r.l

LABORATORIO AUTORIZZATO
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
Ai sensi Legge 1086/71 art.20 con Decreto n° 189/2015



LABORATORIO

RAPPORTO DI PROVA N° : 8929

Pagina: **1 di 2**

CLIENTE: Altraingegneria S.r.l.

INDIRIZZO : Via dell'Industria, 23
35010 - Borgoricco (PD)

Da assoggettare all'imposta di bollo in caso
d'uso, ai sensi dell'art. 50 -
all. A parte II delle Tariffe - D.P.R. n. 642/72.

Oggetto : Ex centro elioterapico - Polo Nautico San Giuliano nel Comune di Venezia (VE).-

Identificazione : N° 3 tondi lisci in acciaio

Verbale di accettazione : 147 del : 13/03/2019

Lettera di incarico : Lettera del 13/03/2019

IL PRESENTE CERTIFICATO E' COSTITUITO DALLE SEGUENTI PAGINE DI PROVA :

Compressione cubi in cls	Vedi pag. :	
Compressione cilindri in cls	Vedi pag. :	
Flessione provini in calcestruzzo	Vedi pag. :	
Prove flessione + compressione su malte	Vedi pag. :	
Prove di trazione e piega su tondo di acciaio per c.a.	Vedi pag. :	2 di 2
Prova di trazione su reti o tralicci	Vedi pag. :	
Prova di trazione e piega su fili di c.a.p.	Vedi pag. :	
Rilievo marchio degli acciai per c.a. / identificazione per acciai c.a.p.	Vedi pag. :	
Rilievo dell'area relativa di nervatura	Vedi pag. :	
Prova di trazione, piega e resilienza su provini in acciaio	Vedi pag. :	
Prova di compressione, massa volumica e modulo elastico	Vedi pag. :	
Prova di penetrazione dell'acqua sotto pressione	Vedi pag. :	

Data esecuzione prova/e : 21/03/2019

LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DEVE ESSERE AUTORIZZATA PER ISCRITTO DAL RESPONSABILE DEL LABORATORIO.
I RISULTATI CONTENUTI NEL PRESENTE CERTIFICATO SI RIFERISCONO ESCLUSIVAMENTE AGLI OGGETTI PROVATI.
CAMPIONAMENTO EFFETTUATO DAL CLIENTE.

TEMPO DI CONSERVAZIONE :

- CAMPIONE = 30 giorni
- RAPPORTO DI PROVA = 10 anni
- REGISTRAZIONE DATI PROVE = 2 anni

Data di emissione :

21/03/2019

RESPONSABILE STUDIO TECNICO

Per ind. Mario Cuzzolin



Mod.PAG.02-A Rev.:00 del 25.02.2013

