

COMUNE DI CAPRI

PIAZZA MARTIRI D'UNGHERIA



RIQUALIFICAZIONE ARCHITETTONICA DELL'EX MERCATINO COMUNALE CON NUOVA DESTINAZIONE D'USO A CENTRO POLIFUNZIONALE

PROGETTO DI LIVELLO ESECUTIVO

R2

RELAZIONE SULLE STRUTTURE

DATA : maggio 2017

SCALA :

PROGETTISTI:

Arch. Claudio Oscar Stabile

COLLABORATORI:

Arch. Riccardo Teo
Arch. Edoardo Montella
Arch. Maria Stabile

STUDIO DI ARCHITETTURA CLAUDIO STABILE & PARTNERS

TEL. +39 081 837 6583

VIA LONGANO 8
ISOLA DI CAPRI

INFO@CLAUDIOSTABILE.COM
WWW.CLAUDIOSTABILE.COM

INDICE

1 – Introduzione	pag. 1
2 – Descrizione dell'immobile	pag. 1
3 – Acquisizione dati – Livello di conoscenza – Dettagli costruttivi	pag. 1
3.1 – Analisi storico-critica – Acquisizione della documentazione	pag. 2
3.2 – Geometria	pag. 2
3.3 – Dettagli strutturali	pag. 6
3.4 – Proprietà dei materiali	pag. 6
4 – Valutazione della sicurezza per carichi gravitazionali	pag. 8
5 – Interventi previsti	pag. 11
6 – Caratterizzazione dell'azione sismica	pag. 15
6.1 – Pericolosità sismica di base	pag. 15
6.2 – Periodo di riferimento – V- ita nominale Classe d'uso	pag. 16
6.3 – Probabilità di superamento	pag. 16
6.4 – Periodo di ritorno	pag. 16
6.5 – Pericolosità sismica locale – Categ. Suolo – Condiz. topografiche	pag. 17
6.6 – Spettro di progetto	pag. 17
6.7 – Spettro di progetto in termini di accelerazione	pag. 18
7 – Carichi e masse per la verifica sismica	pag. 19
7.1 – Analisi dei carichi	pag. 20
7.2 – Pesi sismici	pag. 20
8 – Modellazione della struttura	pag. 20
9 – Metodo di analisi	pag. 21
10 – Individuazione dei codici di calcolo	pag. 22
10.1 – Origine e caratteristiche dei codici adottati	pag. 22
10.2 – Grado di affidabilità dei codici	pag. 22
11– Modalità di presentazione	pag. 22
11.1 – Stampa dei dati in ingresso – Stampa dei risultati	pag. 22
12 – Esame dei risultati e controllo	pag. 22
12.1 – Valutazione del corretto comportamento del modello	pag. 22
12.2 – Valutazione dell'elaborazione dal punto di vista numerico	pag. 23
13 – Risultato delle analisi	pag. 23
14 – Conclusioni	pag. 24

1. INTRODUZIONE

La presente relazione riporta la valutazione della sicurezza e del miglioramento sismico di un immobile esistente, sito in Capri alla Piazzetta Martiri d'Ungheria e di proprietà del Comune, eseguita secondo i criteri stabiliti dal **D.M. 14/01/08**, "Norme tecniche per le costruzioni", **Circolare applicativa n. 617/09**.

Lo stabile in origine costituiva il mercatino rionale ove avveniva il commercio di prodotti ortofrutticoli; esso è abbandonato da anni ed oggi l'Amministrazione Comunale intende recuperare l'immobile per destinarlo a centro polifunzionale per giovani.

La struttura risulta essere stata edificata ed ultimata nell'anno 1955.

Nel caso in oggetto non rientrando nei casi compresi nel punto 8.4.1 della NTC 2008 si farà riferimento a quanto riportato nel punto 8.4.2 (interventi di miglioramento).

Il progetto di nuova sistemazione prevede, tra l'altro, la creazione di un vano ascensore per i diversamente abili e la creazione di una scala di sicurezza; tali interventi, di modesta entità, hanno carattere locale e non influenzano il comportamento globale delle strutture esistenti.

2. DESCRIZIONE DELL'IMMOBILE

L'immobile di cui trattasi è una costruzione costituita da due piani posti al di sotto del piano stradale; esso è delimitato sul verso la strada (lato monte) da un imponente muro di contenimento, sul lato opposto (lato valle) si affaccia sul versante panoramico di Marina Grande.

L'area dell'ex mercatino, oggetto d'intervento, è compresa in un immobile di maggiore consistenza che comprende lateralmente anche un'altra porzione di proprietà aliena; occupa in pianta una superficie di circa 230m² per un volume complessivo di circa 1680m³.

L'accesso avviene dalla piazza e tramite un vano scala si giunge ai piani sottostanti.

Strutturalmente è una struttura in c.a. con pilastri e travi; queste ultime, alle estremità, poggiano sul muro di contenimento posto a monte, mentre sul versante opposto, in parte sulla muratura del secondo piano sottostrada ed in parte su pilastri in c.a. che si elevano dalla stessa muratura perimetrale.

La descrizione dettagliata verrà riportata in seguito.

3. ACQUISIZIONE DATI – LIVELLO DI CONOSCENZA

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza le norme tecniche definiscono i seguenti livelli di conoscenza:

- **LC1:** Conoscenza Limitata;
- **LC2:** Conoscenza Adeguata;
- **LC3:** Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono tali livelli di conoscenza sono:

- **analisi storico-critica**
- **geometria**, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- **dettagli strutturali**, ossia la quantità e disposizione delle armature;
- **materiali**, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi, ed i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali sono indicati nella tabella **C8A.1.2** della Circolare 617/09.

Nel caso in esame si farà riferimento ad un livello di conoscenza LC3 per il quale il FC è pari a 1 e che consente di adoperare qualunque tipo di analisi strutturale.

Tale livello di conoscenza è scaturito dagli aspetti caratterizzanti di seguito riportati.

3.1 – Analisi storico-critica

Non essendo stato possibile acquisire la documentazione originale, per migliorare la conoscenza dell'edificio è stata effettuata un'analisi storico-critica essenzialmente rivolta nel ricercare informazioni utili relative a:

- documentazioni tecniche descrittive relative alla stessa epoca della costruzione;
- pubblicazioni relativi ad edifici con caratteristiche simili a quelle dell'edificio in esame;
- manuali tecnici dell'epoca con indicazione delle modalità operative di costruzione;
- documenti catastali.

Tali informazioni hanno consentito, se pur in modo orientativo, di comprendere le metodologie e tecniche di progettazione dell'epoca, le caratteristiche tipiche dei materiali utilizzati, e le modalità realizzative dei dettagli costruttivi.

3.2 - Geometria

Per accertare la geometria della struttura, non essendoci alcun grafico di riferimento e/o il progetto esecutivo dell'opera, si è proceduto al rilievo topografico che, previo accertamenti locali, ha consentito l'individuazione dell'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali, la geometria degli elementi strutturali e le loro dimensioni.

Si è riscontrato che le strutture sono costituite da:

- al secondo piano interrato (posto a quota -7.84m dal piano stradale) da tre telai disposti nella direzione monte/valle di cui il primo composto da n.3 pilastri a sezione rettangolare 40x45cm e trave superiore avente sez. rettangolare 50x80cm le cui estremità poggiano sui muri perimetrali; il secondo e terzo telaio composti da n.2 pilastri a sezione rettangolare 40x50cm e trave superiore avente sez. rettangolare 40x80cm le cui estremità poggiano sui muri perimetrali; l'impalcato si estende lateralmente a sx (con le spalle rivolte a valle) verso la proprietà aliena ed a dx verso il vano scala di accesso;
- al primo piano interrato (posto a quota -4.60m dal piano stradale) da tre telai disposti nella direzione monte/valle di cui il primo composto da n.4 pilastri a sezione rettangolare 40x45cm e trave superiore avente sez. rettangolare 100x30cm di cui una estremità poggia

sul muro perimetrale lato monte, l'altra è libera a sbalzo; il secondo e terzo telaio composti da n.1 pilastro a sezione circolare \varnothing 30cm, che si eleva dalla muratura sottostante, e da n.2 pilastrate a "V" a sezione circolare \varnothing 30cm, le travi superiore sono a spessore di solaio con sez. rettangolare 100x30cm, di cui una estremità poggia sul muro perimetrale lato monte, l'altra è libera a sbalzo; l'impalcato si estende lateralmente a sx verso la proprietà aliena ed a dx verso il vano scala di accesso;

- impalcato costituiti da solai piani gettati in opera con travetti di 10cm ed altezza totale di $25+5=30$ cm;
- fondazione, a seguito di saggi diretti, da plinti troncoconici isolati, a pianta quadrata 100x100x90cm, posti a differente profondità; in particolare quelli posti più a monte fondano a circa -1.80m dal piano di calpestio, quelli posti più a valle a circa -3.20m;
- la struttura della scala di accesso è costituita da trave a ginocchio centrale sorretta da due pilastri 20x40cm, con gradini che si ammorsano lateralmente nelle murature perimetrali; i ballatoi sono sorretti in parte dalle murature del vano ed in parte da travi poste sul ballatoio stesso;
- sul vano scala di accesso insiste un piccolo fabbricato in tufo costituito da due impalcato con altezza complessiva di circa 7.50m;
- la zona di proprietà aliena (Morgano) è costituita da un unico ambiente avente un'unica altezza; il solaio di copertura di detto locale è alla stessa quota del solaio di copertura del primo piano interrato dell'ex Mercatino (quota strada), mentre il calpestio è posto a quota -6.50m dal piano stradale. Il rilievo ha geometrico dei vari elementi strutturali ivi compresi ha evidenziato che vi sono n.4 pilastri a sez. rettangolare 50x50cm sui quali insistono travi a sez. rettangolare 25x100cm con sbalzo laterale di 2,60m.

Si evidenzia un diffuso stato di degrado dei materiali con copriferro insufficiente ed avanzato stato di ossidazione delle armature.

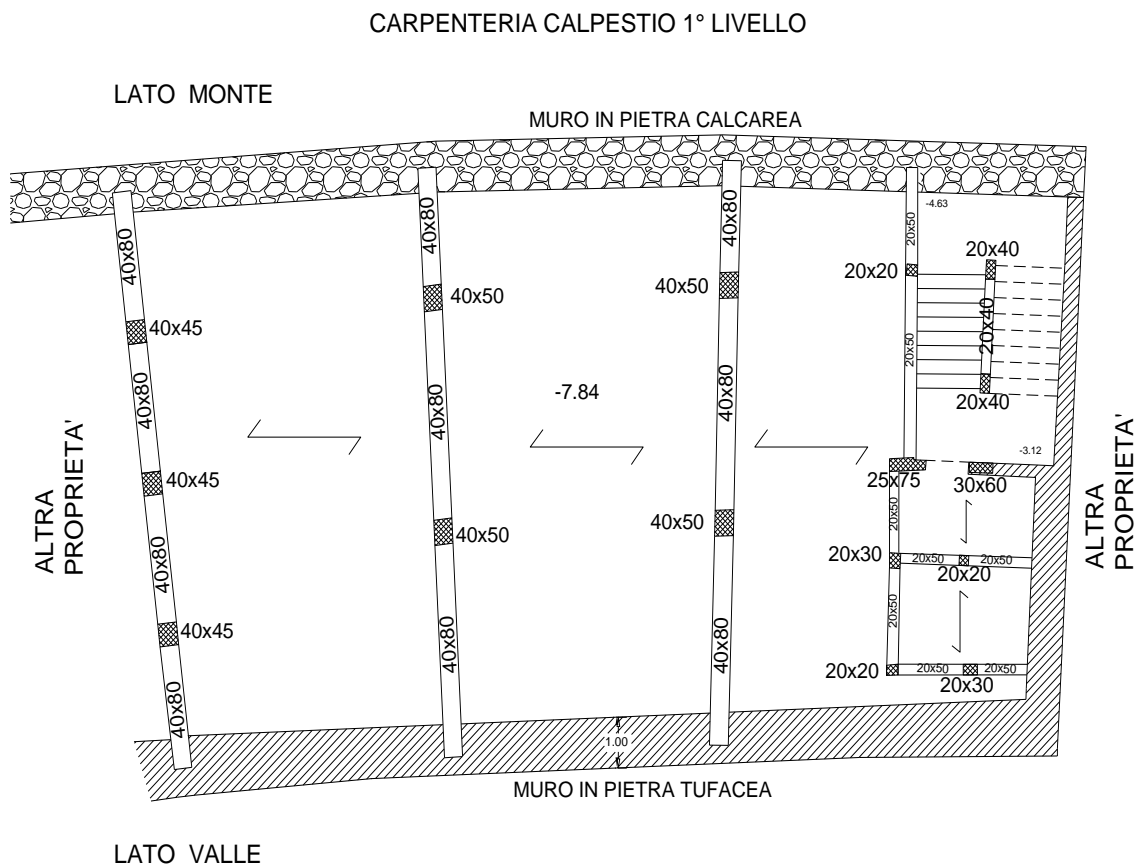
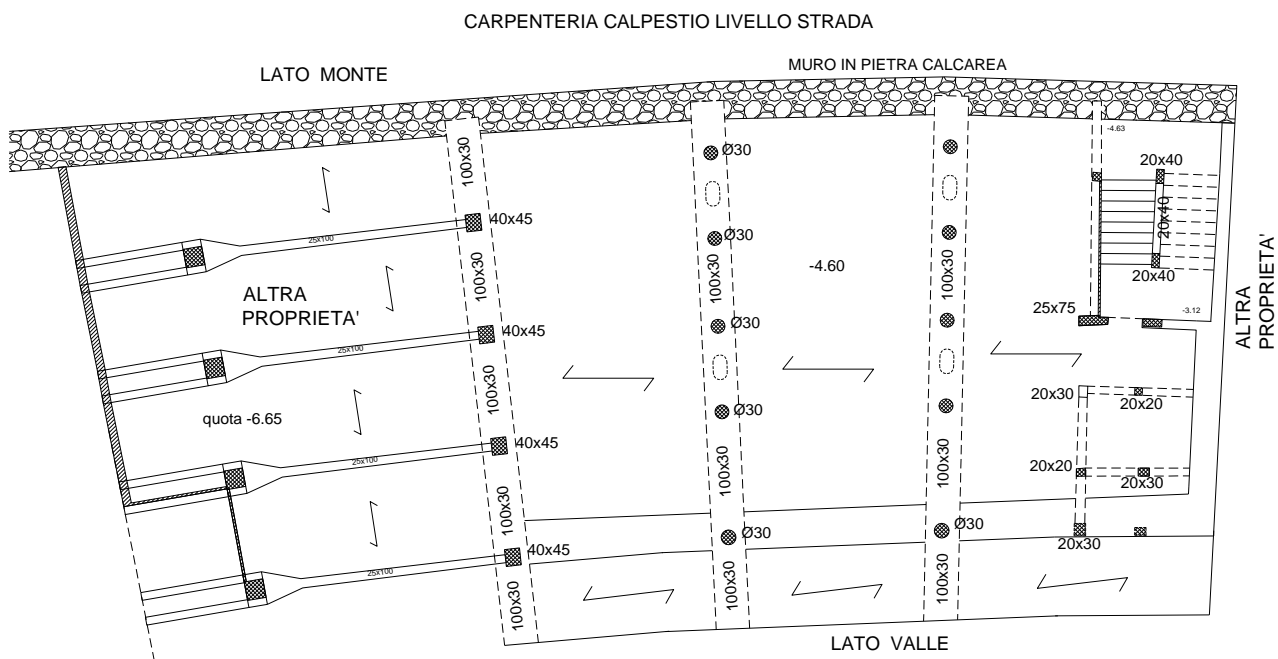
Per quanto concerne i muri, quello a monte è in pietra calcarea con conci ben organizzati ed in parte squadriati, con malta di discreta consistenza; esso presenta la seguente geometria:

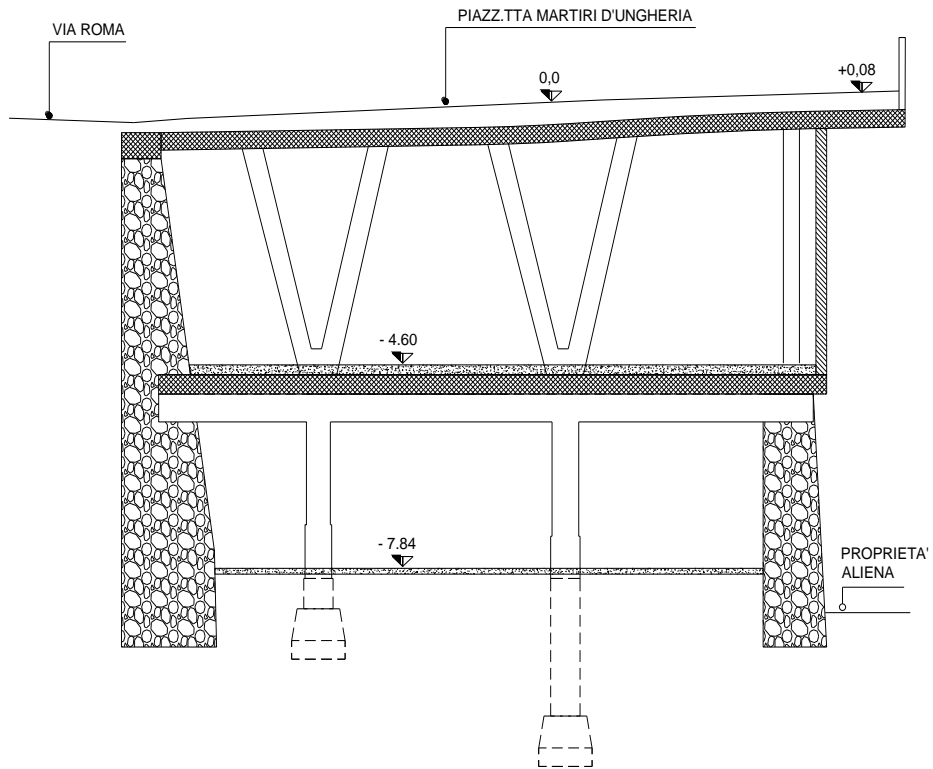
- altezza 7.15m
- spessore in testa 0.50m
- spessore attacco fondazione 1.65m
- altezza fondazione 1.50m

quello a valle è in pietra tufacea, in parte misto a pietra calcarea, anch'esso con conci ben organizzati ed in parte squadriati, con malta di discreta consistenza; esso presenta la seguente geometria:

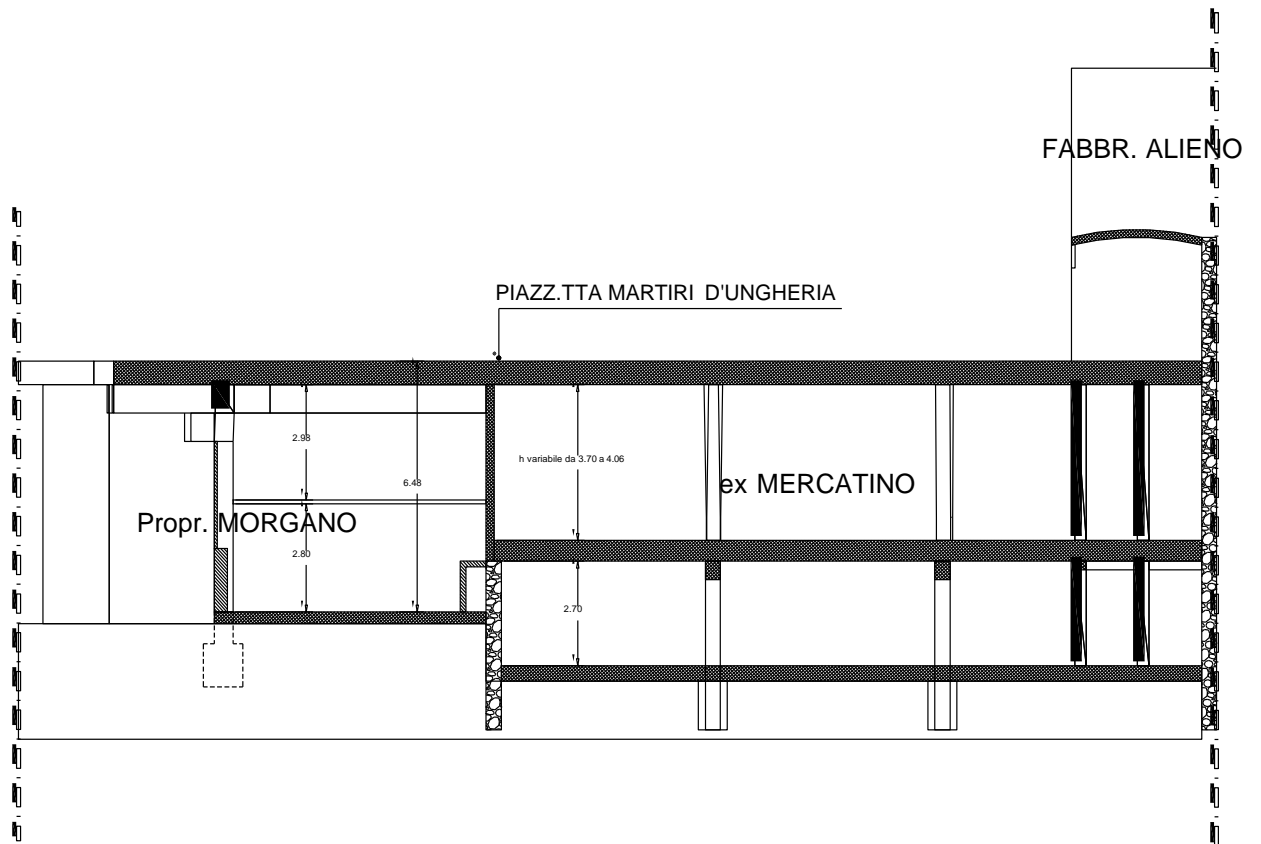
- altezza 4.35m
- spessore in testa 0.90m
- spessore in fondazione 1.20m

Si riportano, di seguito, le carpenterie dei due livelli e le due sezioni significative, rimandando ai grafici di rilievo per una migliore esposizione.





Sezione trasversale



Sezione longitudinale

3.3 - Dettagli strutturali

Dopo aver acquisito la geometria della struttura, ove possibile, è stato individuata la quantità, la disposizione e i dettagli delle armature; sono state effettuate delle verifiche dirette *in situ* (*rimozione del copriferro*), per accertare le armature presenti. Tali verifiche sono state effettuate per un numero congruo di elementi portanti che si ripetono sistematicamente.

A tale scopo è stata incaricata la S.G.T. srl (Servizi Geologici e Tecnici), con sede in Scafati alla via della Resistenza II Traversa n.4, che ha eseguito le seguenti indagini:

- 1) n.2 carotaggi Ø 120 mm con prelievo di campione di calcestruzzo;
- 2) n.2 esami di laboratorio di compressione sui campioni di calcestruzzo prelevato;
- 3) n.2 prove di carbonatazione sui prelievi di calcestruzzo;
- 4) n.2 ispezioni pacometriche;
- 5) n.1 saggio sul solaio per accertarne l'altezza;
- 6) n.3 prelievi di ferri di armatura e relative prove di laboratorio;
- 7) n.2 prove sulla muratura con "MARTINETTO PIATTO SEMPLICE E DOPPIO";
- 8) indagine geologica con carotaggio continuo per accertare le caratteristiche del terreno in fondazione.

Data la ripetitività ed il numero esiguo degli elementi strutturali le prove eseguite possono ritenersi congrue.

Nella tabella che segue si riportano le armature per gli elementi principali:

ELEMENTO	SEZIONE	ARMATURA	STAFFE
Pilastrì	40x45	8Ø20	Ø14/20
Pilastrì	40x50	8Ø20	Ø14/20
Trave	50x80	10Ø14 inf.	Ø6/20
Trave	100x30	9Ø18 inf.	Ø12/10

I solai di entrambi gli impalcati sono in latero-cemento del tipo gettati in opera; hanno altezza di $H=25+5\text{cm}$ e travetti con base di 10cm armati con $1\text{Ø}12+2\text{Ø}14$; la soletta superiore è priva di armatura di ripartizione.

3.4 - Proprietà dei materiali

1) Calcestruzzo

Sono state prelevate due carote avente lunghezza media di 120mm e Ø105mm:

- Carota C_1 $f_c = 10.34 \text{ Mpa}$
- Carota C_2 $f_c = 18.45 \text{ Mpa}$
- Resistenza media carote $f_m = 14.40 \text{ Mpa}$

In accordo del par.11.2.6 della NTC 2008 e del par. C.11.2.6 della Circolare 617/2009 la resistenza caratteristica è pari a:

$$R_{ck} = F_c f_m = 0.95 \times 14.40 = 13.7 \text{ Mpa (137 Kg/cm}^2\text{)}$$

ove F_c è un fattore correttivo interpolato linearmente in funzione del rapporto L/\varnothing con L e \varnothing lunghezza e diametro della carota.

Il calcestruzzo è classificato in base alla resistenza a compressione, espressa come resistenza caratteristica R_{ck} oppure f_{ck} . La resistenza caratteristica R_{ck} viene determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cubi di 150 mm di lato; la resistenza caratteristica f_{ck} , viene determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cilindri di 150 mm. di diametro e 300 mm. di altezza; i valori, espressi in N/mm^2 , risultano compresi in uno dei seguenti campi:

- calcestruzzo non strutturale: C8/10 - C12/15
- calcestruzzo ordinario: C16/20 - C45/55
- calcestruzzo ad alte prestazioni: C50/60 - C60/75
- calcestruzzo ad alta resistenza: C70/85 - C100/115

elencati nella tabella seguente:

CLASSI DI RESISTENZA PER CALCESTRUZZO NORMALE.

Classe di resistenza	f_{ck} N/mm^2	R_{ck} N/mm^2	Categoria del calcestruzzo
C8/10 C12/15	8 12	10 15	NON STRUTTURALE
C16/20 C20/25 C25/30 C30/37 C35/45 C40/50 C45/55	16 20 25 30 35 40 45	20 25 30 37 45 50 55	ORDINARIO
C50/60 C55/67 C60/75	50 55 60	60 67 75	ALTE PRESTAZIONI
C70/85 C80/95 C90/105 C100/115	70 80 90 100	85 95 105 115	ALTA RESISTENZA

Per cui il calcestruzzo in sito si classifica come un Cls di Classe C12/15 non strutturale.

2) Acciaio

Sono stati prelevati tre tondini di acciaio 1Ø12 e 2Ø14 e le prove di laboratorio hanno fornito i seguenti valori:

- Tondino Ø14 $f_y = 423.5 \text{ N/mm}^2$
- Tondino Ø12 $f_y = 427.5 \text{ N/mm}^2$
- Tondino Ø14 $f_y = 363.3 \text{ N/mm}^2$

- Tensione media di snervamento $f_{ym} = 429.1 \text{ N/mm}^2$
- Tondino $\varnothing 14 f_t = 534.4 \text{ N/mm}^2$
- Tondino $\varnothing 12 f_t = 485.7 \text{ N/mm}^2$
- Tondino $\varnothing 14 f_t = 526.8 \text{ N/mm}^2$
- Tensione media di rottura $f_{tm} = 515.6 \text{ N/mm}^2$

Per cui essendo $f_{ym} > 315 \text{ N/mm}^2$ e $f_{tm} > 490 \text{ N/mm}^2$ l'acciaio è un FeB 32K

3) Muratura

Sono state condotte due prove in sito, con martinetto singolo (per accertare la tensione in sito) e doppio (per accertare la resistenza a compressione.).

Esse hanno fornito i seguenti valori:

- **Tensione in sito $\sigma = 16.3 \text{ N/cm}^2$**
- **Resistenza a compressione $\sigma_R = 147.7 \text{ N/cm}^2$**

4. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA PER CARICHI GRAVITAZIONALI

Oltre alle indagini innanzi riportate è stata eseguita una attenta ricognizione dello stato dei luoghi e, pur presentando la struttura evidente inadeguatezze, non si è evidenziato alcun quadro fessurativo che potesse indurre ad ipotizzare un errato dimensionamento dei vari elementi nonché cedimenti del piano fondale. Tutta l'intera struttura è integra e non presenta alcun fenomeno di instabilità, tranne il degrado dei materiali con l'ossidazione evidente delle armature, il rimaneggiamento del copriferro ed in alcuni punti del degrado della malta dei giunti tra le pietre delle murature.

Si premette che nella fase di progettazione delle strutture, la valutazione del coeff. di sicurezza considera vari fattori quali l'incertezza dei carichi agenti, le approssimazioni insite nella modellazione strutturale, gli errori che si possono commettere in fase di progettazione ed esecuzione, le incertezze sulla resistenza dei materiali impiegati, le possibili differenze di qualità dei materiali effettivamente utilizzati rispetto a quelli previsti in progetto. Per cui risultando praticamente impossibile valutare tutti questi fattori quantitativamente ed a priori in sede di progetto si tiene conto di essi, in base alle attuali normative, aumentando i carichi di progetto e contemporaneamente riducendo la resistenza dei materiali.

Nel caso di strutture esistenti, le prove sperimentali consentono di ricavare l'effettiva resistenza dei materiali in sito che sono quelle reali non essendo affette da nessuna incertezza in quanto ricavate direttamente sulla struttura che ha già scontato tutte le possibili incertezze ed i possibili errori in fase di progettazione ed esecuzione, quindi si trova in uno stato di fatto che ne è lo specchio fedele.

In primis è stato importante eseguire una semplice analisi numerica per soli carichi gravitazionali per verificare il tasso di lavoro a cui è sottoposta la struttura che attualmente assolve in modo egregio il compito per cui è stata progettata.

Avendo acquisito i dati delle prove di laboratorio sui materiali in sito, si riporta di seguito l'analisi (per soli carichi gravitazionali) condotta sulle strutture esistenti per la valutazione degli attuali coeff. di sicurezza.

E' stato valutato lo Sforzo Normale in un pilastro centrale posto al secondo piano interrato.

Analisi dei carichi:

Solaio calpestio primo piano interrato

Peso proprio a metro quadro degli elementi strutturali: G_1

$$01 - \text{Soletta in c.a. } (\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3) \\ 0,04 \times 25 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$02 - \text{Travetti } (\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3)$$

In una fascia di un metro di solaio sono presenti 2 travetti di sezione:

$$2 \times (0,10 \times 0,30) \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$03 - \text{Laterizi } (\gamma = 4,56 \text{ kN/m}^3)$$

In una fascia di un metro di solaio sono presenti 2 file di pignatte:

$$2 \times 0,40 \times 0,30 \times 8,00 = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

In definitiva il peso proprio del solaio vale:

$$G_1 = 1,00 + 1,50 + 1,92 = 4,42 \text{ kN/m}^2$$

Carichi permanenti portati: G_2

$$01 - \text{Riempimento misto a terreno}$$

$$0,16 \times 1,6 = 2,56 \text{ kN/m}^2$$

$$02 - \text{Pavimento } 0,80 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 = 2,56 + 0,80 = 3,36 \text{ kN/m}^2$$

Carichi Variabile

$$\text{Categoria } C_3 \text{ } q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

Solaio calpestio piano terra

Peso proprio a metro quadro degli elementi strutturali: G_1

$$01 - \text{Soletta in c.a. } (\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3) \\ 0,04 \times 25 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$02 - \text{Travetti } (\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3)$$

In una fascia di un metro di solaio sono presenti 2 travetti di sezione:

$$2 \times (0,10 \times 0,30) \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$03 - \text{Laterizi } (\gamma = 4,56 \text{ kN/m}^3)$$

In una fascia di un metro di solaio sono presenti 2 file di pignatte:

$$2 \times 0,40 \times 0,30 \times 8,00 = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

In definitiva il peso proprio del solaio vale:

$$G_1 = 1,00 + 1,50 + 1,92 = 4,42 \text{ kN/m}^2$$

Carichi permanenti portati: G_2

$$01 - \text{Riempimento misto a terreno}$$

$$0,10 \times 1,6 = 1,60 \text{ kN/m}^2$$

$$02 - \text{Pavimento in porfido } 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 = 1,60 + 2,50 = 4,10 \text{ kN/m}^2$$

Carichi Variabile

$$\text{Categoria } G \text{ } q_k = 25,00 \text{ kN/m}^2$$

Pilastro centrale al secondo piano interrato- Area d'influenza pilastro di studio 26mq

Carichi permanenti agenti sul pilastro:

- Scarico solaio copertura 1° piano interrato $N_{GK1} = 26 \times 4,42 = 114.92 \text{ kN}$
- Scarico solaio copertura 1° piano interrato $N_{GK2} = 26 \times 3,36 = 87.36 \text{ kN}$

- Scarico solaio calpestio 1° piano interrato $N_{GK1} = 26 \times 4,42 = 114.92 \text{ kN}$
 - Scarico solaio calpestio 1° piano interrato $N_{GK2} = 26 \times 4,10 = 106.60 \text{ kN}$
 - P.p. pilastri
 - 1° piano interrato $2 \times 0,07 \times 4,00 \times 2,50 = 14.13 \text{ kN}$
 - 2° piano interrato $0,4 \times 0,5 \times 2,23 \times 2,50 = 11.15 \text{ kN}$
 - P.p. travi
 - 1° piano interrato $1,00 \times 0,30 \times 4,70 \times 2,50 = 35.25 \text{ kN}$
 - 2° piano interrato $0,4 \times 0,48 \times 4,70 \times 2,50 = 22.56 \text{ kN}$
- Totale carichi permanenti $N_G = 506.89 \text{ kN}$

Carichi accidentali agenti sul pilastro:

- Solaio copertura 1° piano interrato $Q_K = 26 \times 25.00 = 650.00 \text{ kN}$
- Solaio calpestio 1° piano interrato $Q_K = 26 \times 5.00 = 130.00 \text{ kN}$
- Totale carichi accidentali $Q_K = 780.00 \text{ kN}$

Tensione normale nel pilastro:

$$\sigma = \frac{N + Q}{A} = \frac{1286.89}{2000} = 0.643 \text{ kN/cm}^2 \text{ (64.3 daN/cm}^2\text{)}$$

Coeff. di sicurezza nel pilastro:

$$\eta = 137/64.3 = 2.13$$

Per la muratura risulta, dalle prove in sito:

$$\eta = 147.7/16.3 = 9.06$$

Tali coeff. di sicurezza inducono a supporre che il carico sui pilastri potrebbe raddoppiare e quello sulla muratura aumentare di nove volte.

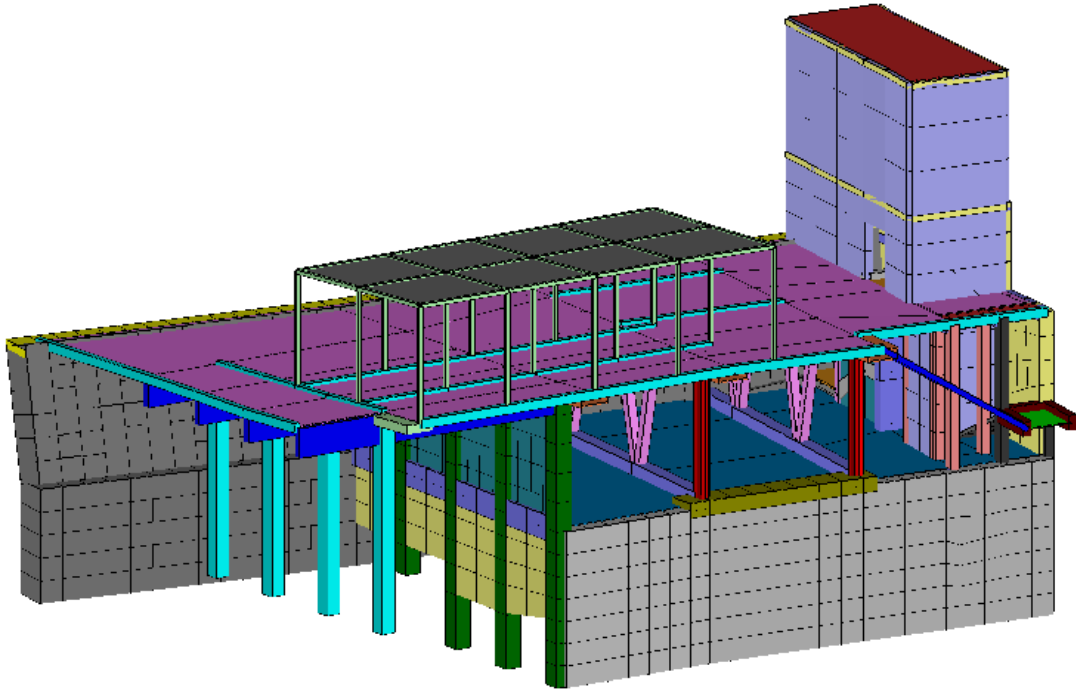
La **tensione sul terreno di fondazione** allo stato attuale, essendo il peso del plinto (100x100x90cm) pari a 22.50 kN, è pari a:

$$\sigma_t = \frac{1309.89}{100 \times 100} = 0.13 \text{ kN/cm}^2 \text{ (13 daN/cm}^2\text{)}$$

A valle di queste semplici ma significative valutazioni è stata eseguita un'analisi più sofisticata, svolta con programma di calcolo agli elementi finiti PRO_SaP RY2017 (b) (versione 17.1.0) della 2SI con la formulazione di un modello che si avvicinasse il più possibile allo stato di fatto.

Il modello, considerato nello stato di progetto, porta in conto i muri lato monte e lato valle, nonché la parte limitrofa di proprietà aliena ed il piccolo fabbricato esistente all'ingresso.

Si riporta il modello solido dello schema analizzato:



Tale analisi, considerando gli involuipi del momento e sforzo normale, per lo stesso pilastro (40x50) ha fornito un valore di $N=169800$ daN ed un momento massimo associato di 378300 daNcm per cui la tensione massima vale:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{169800}{2000} + \frac{378300}{16667} = 107.90 \text{ daN/cm}^2$$

valore inferiore alla tensione di rottura, con un coeff. di sicurezza pari a:

$$\eta = 137/107.90 = 1.27$$

I risultati sopra riportati motivano l'efficienza statica dello stato attuale.

La massima tensione sul terreno di fondazione è risultata di 21.68 daN/cm².

Appare evidente che le strutture innanzi analizzate, per la qualità dei materiali in sito, non sono in grado di resistere ad alcuna sollecitazione di tipo sismico previste per il sito in oggetto.

Pertanto sono state previste delle opere di consolidamento con un duplice obiettivo: ripristinare i materiali elementi esistenti con integrazione delle armature ed impiego di betoncino cementizio, conferire un miglioramento alle azioni di tipo sismico.

5. INTERVENTI PREVISTI

Il criterio adoperato per il ripristino e consolidamento è stato quello di non turbare le strutture esistenti con interventi invasivi e non trasformare la configurazione della struttura esistente, considerato che essa non presenta, sostanzialmente, alcun dissesto da inficiarne la stabilità.

In sintesi, le opere a carattere strutturale previste consistono in:

- **bonifica del terreno di fondazione** con il procedimento tecnologico per sostituzione, cioè sostituire la fase aeriforme con materiale solidificante con boiaccia espansiva superfluida tipo MasterEmaco A 640 o similare con uguali caratteristiche; tale intervento, per gli elevati valori delle tensioni in sito, si ritiene idoneo data la porosità del terreno pari al 69,9%, come rilevata SGT in fase di indagine; l'intervento è previsto intorno i plinti esistenti con 9 iniezioni e lungo i muri in muratura con una iniezione ogni metro lineare; la pressione di iniezione ad 1,5 atm;
- **ripristino delle strutture in c.a. esistenti**, previo rimozione del calcestruzzo ammalorato, con ringrosso delle sezioni con impiego di betoncino cementizio premiscelato ad espansione contrastata a consistenza reoplastica tipo MasterEmaco S465 MC o similare con uguali caratteristiche per spessori da 5 a 10cm, tipo MasterEmaco S475 PG o similare con uguali caratteristiche, per spessori fino a 5cm.
In particolare tutti i pilastri che attualmente hanno a sez. rettangolare 40x45 e 45x50cm avranno tutti una sez. 55x65cm, tranne due al secondo piano interrato (vicino al lato monte) che avranno sez. 60x65cm; le colonne che attualmente hanno a sez. circolari Ø30 avranno una sezione circolare Ø50; le colonne a "V" che attualmente hanno a sez. circolare Ø30 avranno una sez. circolare Ø40.
Per i pilastri a sez. rettangolare è prevista un'armatura aggiuntiva di 4Ø16 nei vertici, 3Ø16 su ogni lato corto e 4Ø16 su ogni lato lungo, con staffe Ø8/5cm; per le colonne Ø30 l'armatura aggiuntiva sarà costituita da 10Ø16 e staffe Ø8/5; per quelle a "V" l'armatura aggiuntiva sarà costituita da una rete elettrosaldata Ø6 passo 10
Per la travi emergenti 40x80 sarà realizzato un ringrosso laterale di 5cm ed un'armatura aggiuntiva di 5Ø16 inferiormente e staffe Ø8/10; per le travi a spessore si prevede il ringrosso della trave sia inferiormente che superiormente con uno spessore di 5cm, con un'armatura aggiuntiva di 9+9Ø16 e staffe Ø8/10
Le armature aggiuntive per i pilastri saranno ancorate inferiormente ai plinti e superiormente alle travi e/o alla soletta con legante espansivo tipo MasterEmaco A650 SCC o similare con uguali caratteristiche, previo idonea perforazione;
- **ripristino dei travetti dei solai** mediante:
 - a) con rimozione del calcestruzzo ammalorato;
 - b) spazzolatura energica delle armature e ove necessario integrazione con nuova armatura di uguale diametro;
 - c) n.2 passate di inibitore di corrosione tipo MasterEmaco P5000 AP o similare con uguali caratteristiche;

- d) ricostruzione del calcestruzzo con impiego di malta tixotropica fibrorinforzata tipo MasterEmaco S498 FS o similare con uguali caratteristiche;
- realizzazione di soletta di ripartizione di 3cm sul calpestio del solaio dell'impalcato a quota stradale, senza impiego di armatura, con malta cementizia premiscelata fibrorinforzata con fibre metalliche rigide tipo MasterEmaco S444 FR o similare con uguali caratteristiche, atta a resistere anche sollecitazioni dinamiche (camminamento bus);
 - **realizzazione di soletta di ripartizione di 3cm sul calpestio del primo piano interrato**, senza impiego di armatura, con malta cementizia premiscelata fibrorinforzata con fibre inorganiche flessibili tipo MasterEmaco S485 FR o similare con uguali caratteristiche ;
 - **creazione di cuscinetti di appoggio** in corrispondenza degli alloggiamenti delle travi nelle murature mediante iniezioni di malta cementizia espansiva tipo MasterFlow 928 o similare con uguali caratteristiche;
 - **consolidamento della muratura** in corrispondenza del piede delle colonne circolari mediante iniezioni di malta cementizia espansiva tipo MasterFlow 928 o similare con uguali caratteristiche;
 - **consolidamento della muratura lato valle** sui due lati con malta di calce pozzolanica priva di cemento ad alta resistenza tipo MasterEmaco S286 TIX FR o similare con uguali caratteristiche ;
 - **stilatura profonda e sigillatura dei giunti**, ove occorre, tra le pietre che costituiscono il muro lato monte, con impiego di malta tipo MasterEmaco S285 TIX o similare con uguali caratteristiche ;
 - **ripristino della struttura della scala di accesso** con ripristino dei pilasti e travi esistenti con armatura aggiuntiva Ø16 e staffe Ø8/5 e betoncino cementizio premiscelato ad espansione contrastata a consistenza reoplastica per uno spessore di 5cm con impiego di betoncino tipo Master Emaco S475 PG o similare con uguali caratteristiche;
 - **creazione del vano ascensore** rimozione del piccolo solaio esistente e realizzazione di paretina in c.a. per sostegno guide dell'impianto;
 - **realizzazione della scala in ferro** per l'uscita di sicurezza tra il primo piano interrato ed il piano strada previo realizzazione di portale in c.a..

Si riportano di seguito le piante del primo e secondo livello interrato, rimandando agli elaborati esecutivi per una più esaustiva esposizione.

LATO MONTE

MURO IN PIETRA CALCAREA



INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO
CARPENTERIA CALPESTIO 1° LIVELLO

LATO MONTE

MURO IN PIETRA CALCAREA



Secondo livello interrato – Indicazione travi e pilastri

6. CARATTERIZZAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (punto 3.2 NTC)

6.1 - Pericolosità sismica di base

Secondo la nuova normativa (NTC) le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

In un generico sito la “pericolosità sismica” è definita:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale.
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km) nel quale si inserisce il sito in oggetto mediante le sue coordinate geografiche (*longitudine e latitudine*);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 475 anni, estremi inclusi.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo d’inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica.

La pericolosità sismica, sul reticolo di riferimento nell’intervallo di riferimento T_R , è fornita dall’ALLEGATO B ALLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI: TABELLE DEI PARAMETRI CHE DEFINISCONO L’AZIONE SISMICA.

L’azione sismica così individuata viene in seguito variata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle *condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo* effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

6.2 - Periodo di riferimento (V_R) - Vita nominale (V_N) - Classe d’uso (C_U)

Il periodo di riferimento V_R della costruzione è fornita dalla seguente espressione:

$$V_R = V_N \times C_U$$

dove V_N è la Vita Nominale che in accordo con la tabella 2.4.I è stato assunto a 50 anni

C_U è il Coefficiente della classe d’uso che nel caso in esame è pari a 1.5 (Classe d’uso III -

vedi § 2.4.1), da cui si ottiene:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \text{ anni}$$

6.3 - Probabilità di superamento

La probabilità di superamento P_{VR} nella vita di riferimento è pari a:

Stato Limite di Danno (SLD)

PVR= 63%

Stato Limite di Salvaguardia delle Vite (SLV)

PVR= 10%

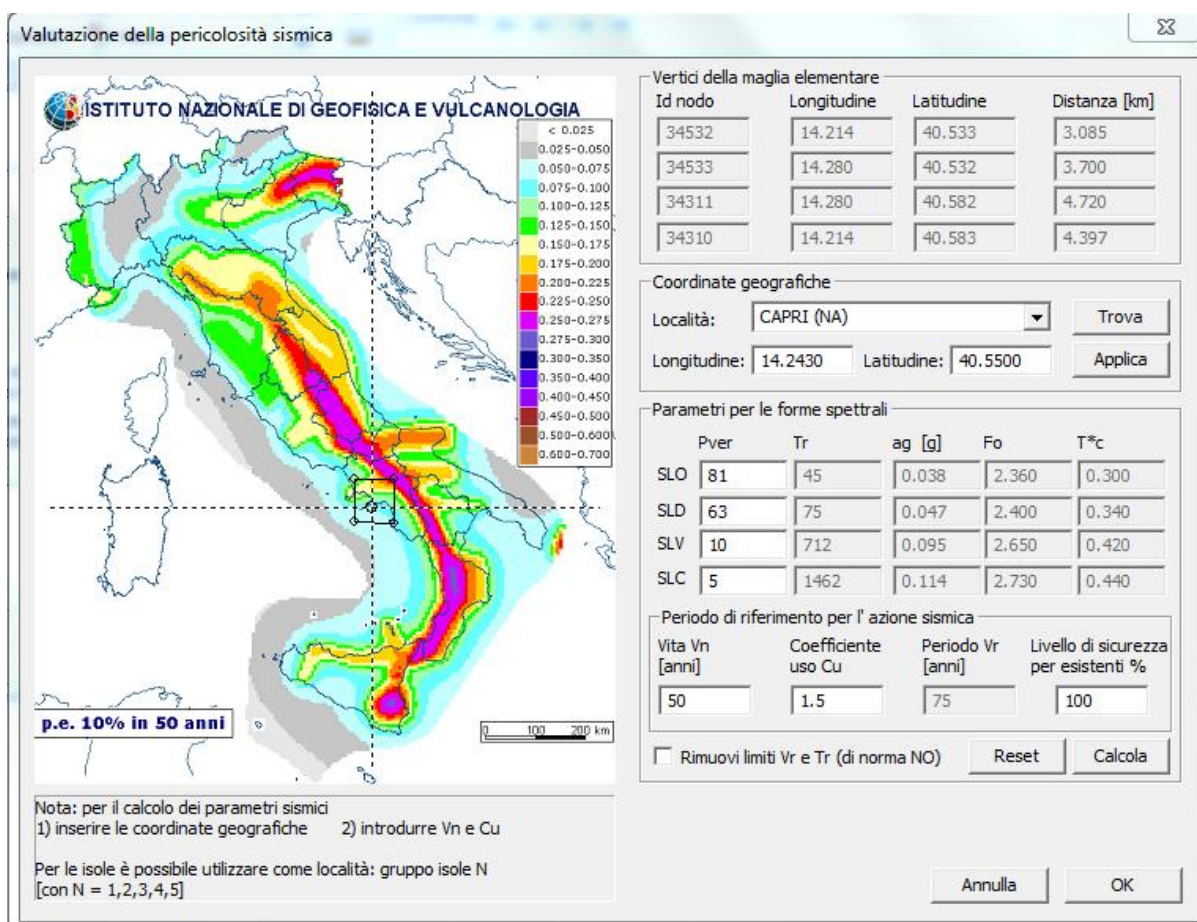
6.4 - Periodo di ritorno

Definiti il periodo di riferimento V_R e la probabilità di superamento P_{VR} è possibile valutare il periodo di ritorno dell'azione sismica definito come:

$$SLD \Rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1-0,63)} = 50 \text{anni}$$

$$SLV \Rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1-0,10)} = 475 \text{anni}$$

Nella figura che segue vengono riportati, per il sito in oggetto, i parametri di cui innanzi:



Parametri per la caratterizzazione sismica del sito

6.5 -Pericolosità sismica locale del sito - Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante l'identificazione del profilo stratigrafico e topografico del sito, come indicato al punto 3.2.2 delle NTC.

Per il fabbricato in esame i fattori sopra richiamati sono i seguenti:

- Suolo di tipo: **C** (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra i 180 m/s e 360 m/s ($15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).*)
- Categoria topografica: **T2** (Pendii con inclinazione media $i \geq 15^\circ$)

6.6 Spettri di progetto

Per il calcolo dell'azione sismica è necessario definire lo spettro di risposta concernente lo stato limite da verificare.

Nei confronti delle azioni sismiche le NTC al punto 3.2.1 definiscono i seguenti stati limite:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Per l'edificio in esame si è valutata la sicurezza nei riguardi dello stato limite SLV in accordo col punto 8.3 delle NTC.

6.7 – Spettro di risposta elastica in termini di accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su suolo di riferimento rigido orizzontale.

Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR.

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con *periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s*. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, *periodo di vibrazione* ed *accelerazione spettrale orizzontale*.

Inoltre:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_s \cdot S_T$, essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (*vedi Tab. 3.2.V e 3.2.VI, NTC*);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla seguente espressione:

$$T_C = C_C \times T_C^*,$$

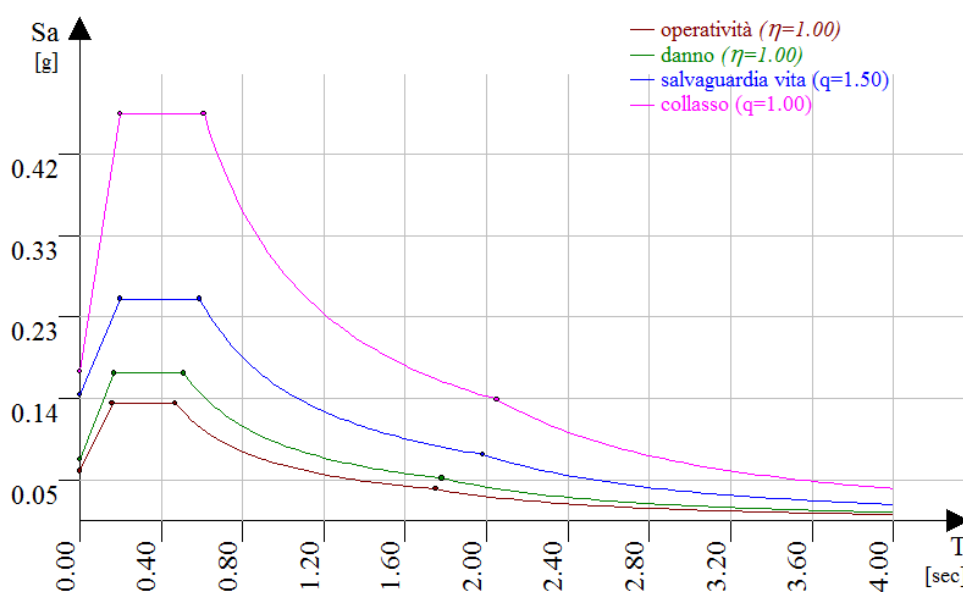
dove T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V,NTC);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C / 3,$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

Di seguito si riporta lo spettro di risposta elastica in accelerazione per fattore di struttura $q=1.50$:



Spetti in termini di accelerazione

7. CARICHI E MASSE PER LA VERIFICA SISMICA

Nella valutazione dei carichi per i quali verificare l'edificio nell'analisi sismica si utilizza il metodo degli stati limiti distinguendo fra carichi permanenti e variabili. In particolare, seguendo quanto indicato al punto 3.2.4. delle NTC, si è considerata per lo stato limite di interesse SLV la seguente combinazione sismica con le altre azioni:

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

dove G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali

G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

E azioni derivanti da terremoti

Q azioni variabili sulla struttura

ψ_{2j} coeff. di comb. delle azioni variabili (0,60 per ambienti suscettibili di affollamento)

7.1 - Analisi dei carichi

Per l'elaborato progettuale sono state considerate le seguenti aliquote di carico:

- Peso proprio degli elementi strutturali;
- Peso proprio solaio;
- Carichi accidentali

Per i solai è stato considerato un carico a metro quadro pari a:

- Peso proprio solai $g_{sol} = 4.42 \text{ kN/m}^2$;
- Carico permanente $g_K = 4.10 \text{ kN/m}^2$ (a piano strada)
- Carico permanente $g_K = 3.36 \text{ kN/m}^2$ (al primo piano interrato)
- Carico accidentale $q = 25 \text{ kN/m}^2$ (a piano strada)
- Carico accidentale $q = 5 \text{ kN/m}^2$ (al primo piano interrato)

E' stato considerato il terreno a tergo del muro lato monte con un peso pari a 1600 Kg/m^3 (a vantaggio di sicurezza perché nella relazione geologica viene indicato un peso di 1440 Kg/m^3).

7.2 - Pesì sismici

Per i vari impalcati il peso sismico è pari alla somma dei carichi permanenti più l'aliquota dei carichi accidentali (60% tutti gli impalcata).

Pertanto, eseguita l'analisi dei carichi è stato possibile computare la massa sismica per ciascun impalcato come riportato nel tabulato di calcolo.

8. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il modello ha analizzato l'intera struttura considerando anche la parte aliena (propr. Morgano) ed il fabbricato limitrofo sul lato opposto. Le strutture in c.a. sono modellate con elementi monodimensionali D2 tipo beam, le murature con elementi D3 tipo shell schematizzate con opportuna mesh.

Il modello della struttura è costituito da elementi piani a telaio connessi con diaframmi orizzontali, per quanto riguarda gli elementi in c.a., ammettendo valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido; pertanto ciascun impalcato è caratterizzato da tre gradi di libertà, le due traslazioni lungo gli assi orizzontali X ed Y del baricentro dell'impalcato e la rotazione intorno all'asse verticale passante per il baricentro.

Le analisi sono state condotte considerando le azioni sismiche agenti nelle due direzioni principali X e Y con una ecc. aggiuntiva e per lo SLV.

Il soft, note le azioni di carico e la geometria della struttura, calcola gli spostamenti dei vari elementi che la compongono e quindi lo stato di sollecitazione.

La verifica ante operam ha avuto un senso solo per i carichi gravitazionali, in per la scarsa resistenza dei materiali in sito non aveva senso effettuare l'analisi sismica.

Nella verifica posoperam si è tenuto conto degli interventi previsti e delle caratteristiche dei nuovi materiali che si intende utilizzare; in particolare, trattandosi di incamiciatura delle travi e pilastri, la resistenza è stata demandata alla parte nuova, trascurando il contributo dei materiali in sito.

9. METODI DI ANALISI

Al punto C8.7.2.4 della Circolare 617/09 vengono indicati i metodi di analisi per gli edifici esistenti:

1. Analisi statica lineare con spettro elastico
2. Analisi statica lineare con fattore q
3. Analisi dinamica modale con spettro di risposta o con fattore di struttura q
4. Analisi statica non lineare
5. Analisi dinamica non lineare

La scelta tra un metodo e l'altro dipende dalle caratteristiche (regolarità, periodi propri caratteristici) e dall'importanza della struttura che si sta studiando. In particolare le norme al punto 7.3.2 definiscono “metodo lineare di riferimento”, per la definizione delle sollecitazioni di progetto, l'analisi modale associata allo spettro di risposta di progetto ed applicata al modello tridimensionale dell'edificio. Considerazioni sulla regolarità in pianta ed in altezza della struttura, permettono di considerare al posto di un modello tridimensionale due modelli separati a al posto dell'analisi modale una semplice analisi statica lineare, secondo quanto riassunto nella tabella 7.1 che segue:

Metodi di analisi tipi di modelli ammessi dalle norme in funzione della regolarità dell'edificio			
Regolarità geometrica		Semplificazioni ammesse	
Pianta	Altezza	Modello	Analisi
Si	Si	Piano	Statica lineare
Si	No	Piano	Dinamica modale
No	Si	Spaziale	Statica lineare
No	No	spaziale	Dinamica modale

Metodi di analisi

Nel caso in oggetto, quindi, si è proceduto ad analizzare il modello spaziale con un'analisi dinamica modale con fattore di struttura.

10. INDIVIDUAZIONE DEI CODICI DI CALCOLO

10.1 – Origine e caratteristiche dei codici adottati

Nome del Software	PRO_SAP
Versione	RY 2017 (b) 17.1.0
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo strutturale agli elementi finiti
Produzione e Distribuzione	2S.I. Software e servizi per l'ingegneria srl Via Garibaldi 90 44121 Ferrara (Fe) Internet: www.2si.it

10.2 – Grado di affidabilità dei codici

Il codice di calcolo adottato è ampiamente validato dalla rispondenza dei programmi a problemi i cui modelli matematici sono stati già definiti e validati. Quindi, la verifica della corretta rispondenza del programma ad un insieme di risultati noti, abbastanza significativi, rende valido il codice adottato. Esiste una documentazione esauriente sulle premesse teoriche e sulla impostazione generale del codice che è dotato di un'autodiagnostica atta a segnalare eventuali incompatibilità nei dati e difficoltà numeriche in fase di elaborazione. Il programma, infine, fornisce sintetiche rappresentazioni dei risultati salienti, anche intermedi, per consentire un rapido controllo dei dati in uscita.

11. MODALITA' DI PRESENTAZIONE

11.1 – Stampa dei dati di ingresso – Stampa dei risultati

Il tabulato di calcolo e verifica riporta le descrizioni geometriche di dettaglio della struttura, i carichi assunti ed i risultati ottenuti dalla analisi e dalle verifiche. Il significato delle diverse quantità riportate risulta in generale ovvio dal contesto ed è descritto in dettaglio nell'output di stampa.

Per cui si rimanda direttamente al tabulato ove in modo esaustivo è possibile identificare ogni singolo elemento che costituisce la struttura.

12. ESAME DEI RISULTATI E CONTROLLI

12.1 – Valutazione del corretto comportamento del modello

Il programma di calcolo consente di valutare a video i risultati ottenuti con le rappresentazioni a colori e con grafici delle verifiche in base al criterio di resistenza adottato ed alla normativa prescelta, per cui è molto semplice valutare in tempo reale i risultati ottenuti e la bontà della progettazione. La visualizzazione della deformata consente in anteprima di valutare eventuali errori di modellazione. Dal tabulato si ricavano, i valori delle sollecitazioni (N, M, T), le tensioni

nei materiali se si opera col metodo delle tensioni ammissibili, oppure i rapporti tra le sollecitazioni agenti e resistenti nel caso si operi col metodo agli stati limite.

I risultati sono visibili anche a video mediante mappe ed istogrammi di verifica.

Si è constatato che l'elaborazione dei modelli è rispondente a quanto ipotizzato in sede di schematizzazione della struttura.

12.2 – Valutazione dell'elaborazione dal punto di vista numerico

L'esame, poi, dell'output di stampa consente di valutare, dal punto di vista numerico, l'aspetto quantitativo e la corretta impostazione progettuale.

In particolare, come può evincersi dai tabulati che seguono, i valori numerici ottenuti, in termini di resistenza e/o di azioni, sono risultati ampiamente compatibili con i materiali da impiegare.

13. SINTESI DEI RISULTATI DELL'ANALISI

Le verifiche saranno effettuate con l'impiego del fattore di struttura q . Questo metodo è il più semplice e consiste nel fare verifiche analoghe a quelle per gli edifici nuovi, ma tenendo conto anche del fattore di confidenza sul materiale FC oltre che del coefficiente di sicurezza per i materiali.

Affinché le verifiche risultino soddisfatte è sufficiente che i rapporti domanda/capacità in termini di resistenza siano minori di 1.

È molto importante la scelta del fattore di struttura q che è definito nel capitolo 8 del D.M. 2008 e si differenzia per ciascuna tipologia costruttiva.

Per la verifica degli elementi strutturali in cemento armato la norma esegue una distinzione fra elementi/meccanismi "duttili" e "fragili".

Le verifiche degli elementi duttili sono state condotte assegnando un fattore di struttura pari $q=3$ mentre per le verifiche degli elementi fragili è obbligatorio assegnare $q=1.5$

Le verifiche duttili (travi) in PRO_SAP sono:

- Verifica a pressoflessione (N/M)

Le verifiche fragili (pilastri) in PRO_SAP sono:

- Verifica a pressoflessione (N/M)
- Verifica a taglio lato calcestruzzo (V/T_{cls})
- Verifica a taglio lato acciaio ($V/T_{acciaio}$)
- Verifica sismica N
- Verifica nodi

Considerando il 100% dell'azione sismica prevista per il sito in oggetto ($a_g=0.095$) le verifiche post operam non sono soddisfatte; per cui si è scalato il livello di sicurezza sino a quando tutte le verifiche sono state soddisfatte. Tali verifiche sono risultate soddisfacenti per un valore del 10% a_g prevista per il sito in oggetto.

Nel prospetto che segue si riportano sinteticamente i valori delle verifiche espressi in termini di rapporto D/C (Domanda/Capacità):

VERIFICA (10% ag)	POSTOPERAM
Verifica a pressoflessione (N/M)	0.60
Verifica sismica N	0.23
Verifica a taglio lato calcestruzzo (V/T cls)	0.30
Verifica a taglio lato acciaio (V/T acciaio)	0.22
Verifica Nodi	1.00
per elementi duttili (travi) (N/M)	1.05

Per gli elementi murari l'analisi effettua le seguenti verifiche:

Verifica N-Mo: rapporto tra il carico normale agente e il carico limite della muratura

Verifica N-Mo: rapporto tra il momento agente perpendicolare al piano del muro e il momento corrispondente al collasso per azioni perpendicolari al piano, effettuato per le combinazioni in presenza di sisma

Verifica N-Mp: rapporto tra momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente nel piano del muro

Verifica V: rapporto tra l'azione orizzontale di calcolo e il taglio limite, effettuato per tutte le combinazioni

Esse espresse come rapporto D/C sono risultate tutte soddisfatte, inoltre gli spostamenti massimi sono tutti inferiori al centimetro.

Lo spostamento max in caso di sisma è risultato di 0.60cm.

Si rimanda alla relazione di calcolo per il quadro completo delle verifiche.

14. CONCLUSIONI

Alla luce di tutto quanto innanzi esposto può concludersi che le opere di ripristino e consolidamento previste oltre ad apportare un risanamento dei vari elementi contribuiscono a fornire un miglioramento alla risposta sismica, che allo stato attuale può ritenersi inesistente.

In particolare il miglioramento raggiunto si quantifica nel 10% ag prevista per il sito in oggetto.

I soft utilizzati per le analisi prevedono una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine delle analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità.

Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento delle strutture.

Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione delle strutture e delle azioni.

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità dei risultati, come richiesto al § 10.2 NTC08, il sottoscritto progettista strutturale assevera di aver:

- a) esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software e di ritenerlo affidabile ed idoneo per la progettazione della struttura in oggetto;
- b) controllato accuratamente i tabulati di calcolo;
- c) confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima;
- d) esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Il sottoscritto, pertanto, ritiene che i risultati riportati nel presente elaborato siano corretti e che il progetto strutturale sia conforme alle Leggi 1086/71 e 64/74, e al DM 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni).

Il Progettista
Arch. Claudio Stabile