

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 – Potenziamento dell’offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università
Investimento 1.1: Piano per asili nido e scuole dell’infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia



Demolizione e ricostruzione dei locali di proprietà comunale siti in Via Repubbliche Marinare edificio “CHANCE” per adibirlo ad Asilo Nido

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

(articolo 23 comma 5 D.lgs. n. 50/2016 e s.m.i.)

Responsabile del Procedimento:
arch. Alfonso Ghezzi

Progettista
ing. Pasquale Ciccarelli

Descrizione Elaborato

Relazioni Interventi strutturali

COD. ELABORATO :

B

SCALA :

-

DATA :

APRILE 2022

Sommario

1.1	INTRODUZIONE.....	2
1.2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	3
1.3	DESCRIZIONE DEL FABBRICATO.....	4
2	ANALISI STORICO CRITICA	8
2.1	INDAGINI E RILIEVI CONDOTTI	10
2.2	MODELLAZIONE PER PROGETTO SIMULATO.....	12
2.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI.....	14
2.4	CARATTERISTICHE DEL SOTTOSUOLO	16
3	ALISI DEI CARICHI.....	18
3.1	PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI G_{k1}	19
3.2	PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI G_{k2}	20
3.3	SOVRACCARICO ACCIDENTALE	20
3.4	CARICO DA NEVE	20
3.5	CARICO DA VENTO.....	21
3.6	COMBINAZIONE DELLE AZIONI NON SISMICHE.....	27
4	VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA	28
4.1	PERICOLOSITA’ SISMICA	28
4.2	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA	30
4.3	SPETTRO DI RISPOSTA	32
4.4	SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	33
5	ANALISI STATICA E SISMICA DELLA STRUTTURA	35
6	MODELLAZIONE STRUTTURALE ED ANALISI DINAMICA LINEARE	36
6.1	VERIFICHE	40
6.2	TIPOLOGIA DI ANALISI	42
7	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E SINTESI DEI RISULTATI.....	44

1.1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto la verifica della vulnerabilità sismica del fabbricato “Madre Claudia Russo Chance” del I.C. Madre Claudia Russo - Solimena, sito nel Comune di Napoli (NA) in Via delle Repubbliche Marinare 301 (80146), Quartiere Barra.

Lo scopo perseguito è quello di determinare il valore dell'indice di rischio sismico dell'edificio secondo le vigenti NTC 2018.

Nelle figure seguenti sono riportate la localizzazione geografica del fabbricato oggetto di studio.

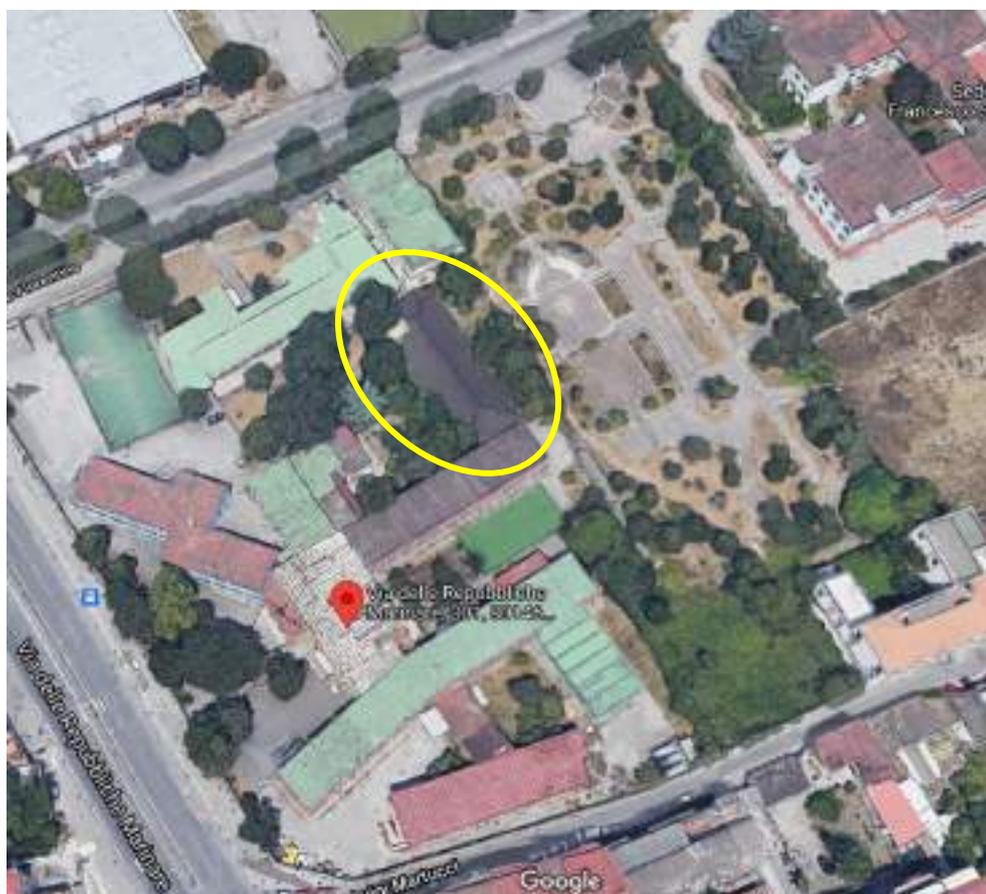


Figura 1 - Localizzazione geografica del fabbricato



Figura 2 - Localizzazione geografica del fabbricato

1.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I principali riferimenti normativi considerati nello svolgimento dell'analisi, per quanto concerne i criteri generali di sicurezza, le assunzioni fondamentali dell'analisi strutturale, la definizione delle azioni previste nella vita nominale delle costruzioni, le caratteristiche dei materiali, nonché le verifiche di sicurezza dell'insieme strutturale ovvero dei singoli elementi di cui esso si compone sono:

- Norme tecniche per le costruzioni (NTC 17/01/2018);
- Circolare del ministero delle infrastrutture e dei trasporti n. 7, del 21 gennaio 2019, "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni";
 - D.P.R. 380/01, Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia e s.m.i.
 - Deliberazione della Giunta Regionale Campania n. 5447 del 7 novembre 2002 – Aggiornamento della Classificazione Sismica dei Comuni della Campania.

- UNI EN 1998-3: 2005 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.

1.3 DESCRIZIONE DEL FABBRICATO

Il fabbricato oggetto della presente relazione è un edificio a setti in c.a. prefabbricati con copertura in acciaio, databile tra il 1961 ed il 1975, così come indicato negli elaborati forniti dal Comune.

Il corpo di fabbrica si presenta in pianta con forma rettangolare di dimensioni 36.35x14.00m, altezza massima di 5.50m ed è costituito da n.1 livelli fuori terra in setti in c.a. di altezza 3.10m e superiormente da una copertura in acciaio di altezza 2.40m per un' altezza totale di 5.50m.

I setti prefabbricati sono di spessore totale di 15cm, costituiti da pannelli singoli giuntati tra di loro, inoltre gli elementi divisori interni in calcestruzzo prefabbricato ad incastro con le pareti perimetrali formano scatolari chiusi accostati o di supporto per antiribaltamento delle pareti perimetrali portanti. La copertura è costituita da elementi in acciaio volte a formare una classica copertura a capriata del tipo “all’inglese”, su tale copertura sono appoggiati dei pannelli sandwich di spessore 5cm.

Di seguito si riportano le viste prospettiche del modello strutturale:

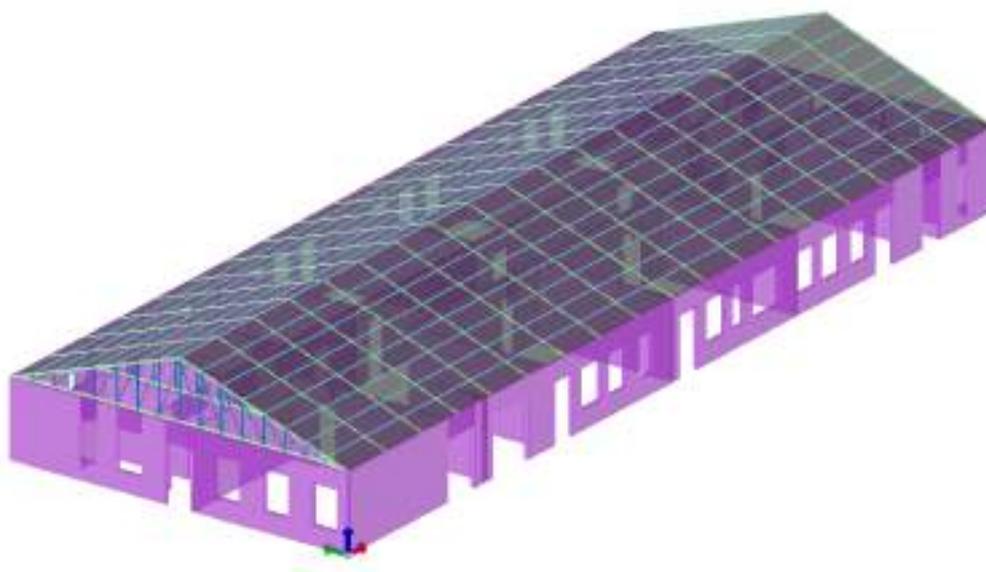


Figura 3 - Vista prospettica 1

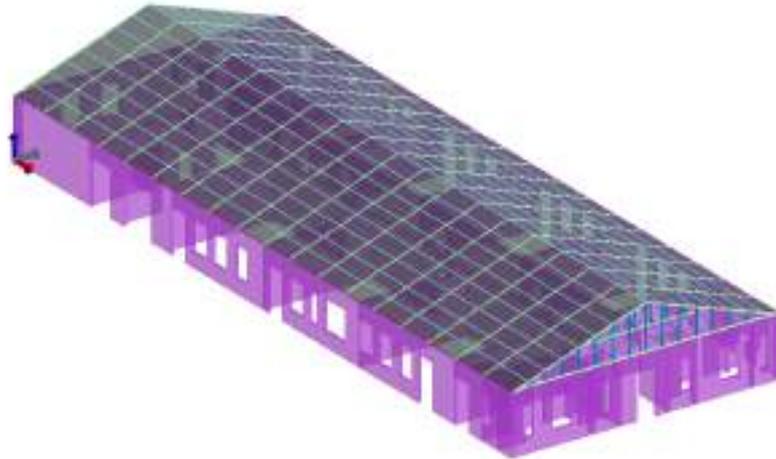


Figura 4 - Vista prospettica 2

L'intero fabbricato attualmente ha destinazione d'uso scolastico e all'atto del sopralluogo l'edificio risulta abbandonato e non utilizzato.

Per quanto concerne la classificazione della classe d'uso, secondo le NTC 2018 [cap. 2.4.2], il fabbricato ricade nella III, definita come segue:

- *Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.*

Nelle immagini seguenti sono riportate alcune foto relative al fabbricato, realizzate durante i sopralluoghi effettuati.







Figura 5 - Documentazione fotografica

2 ANALISI STORICO CRITICA

Al punto 8.5.1 delle NTC 2018 è definita l'analisi storico critica: *“Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modifiche subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata.”*

Come precedentemente anticipato il fabbricato sembrerebbe essere stato realizzato tra il 1961 ed il 1975 quando ancora il territorio ove è ubicato non era stato classificato come sismico.

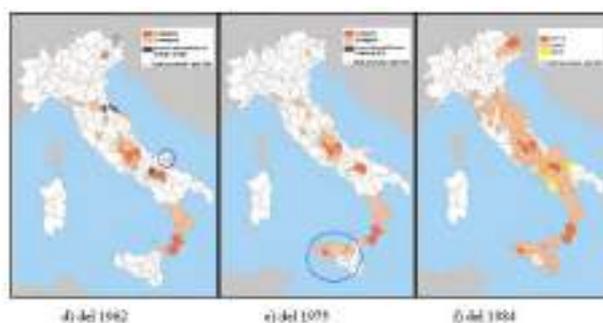
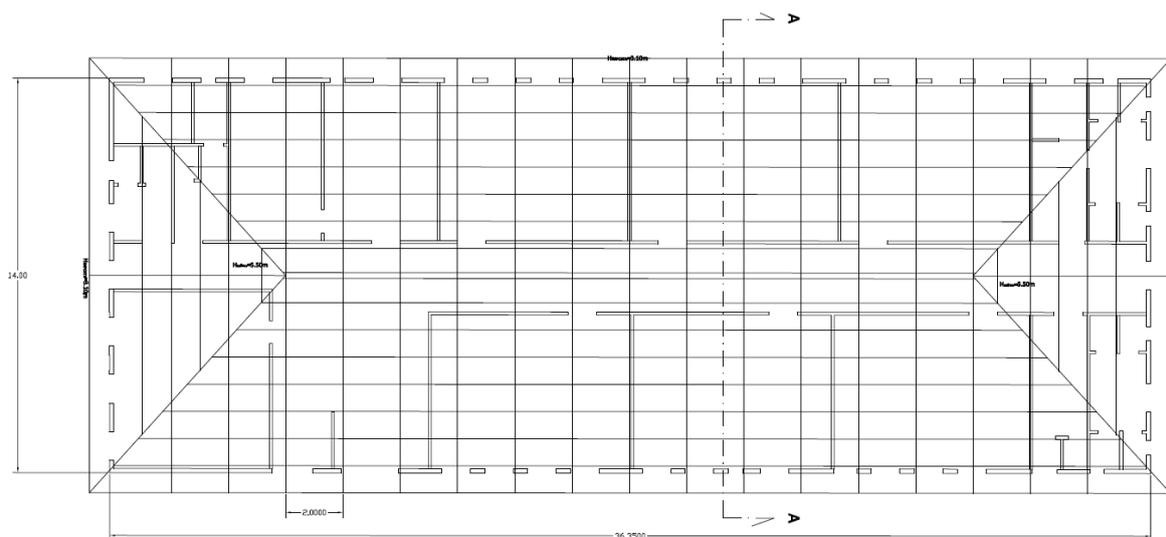


Figura 6 - Classificazione sismica del territorio italiano del 1962 – 1975 - 1984

Le strutture risultano dunque concepite per sostenere i soli carichi gravitazionali. La mancanza di documentazioni quali relazioni di calcolo, grafici e notizie utili per comprendere le caratteristiche strutturali ed i criteri di calcolo adottati dal progettista dell'epoca, hanno indotto a dover valutare i dettagli costruttivi (tipologia e disposizione delle armature) attraverso progetto "simulato" prima ancora di indagare direttamente in loco.

La ricostruzione della geometria delle strutture è stata effettuata attraverso l'osservazione dei grafici architettonici forniti dal Comune e successivamente integrati con l'osservazione diretta ed il rilievo durante i sopralluoghi effettuati. Di seguito si riportano i grafici di partenza forniti dal Comune:



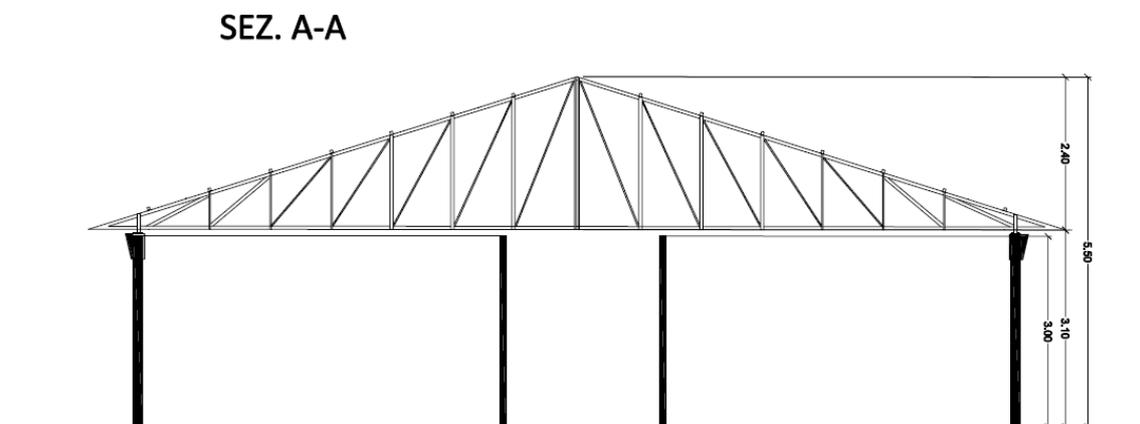


Figura 7 - Documentazione storica architettonica fornita dal Comune di Napoli

2.1 INDAGINI E RILIEVI CONDOTTI

Al punto 8.5.2 delle NTC 2018 si fa riferimento al rilievo geometrico: *“Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall’analisi storico-critica. Il rilievo deve individuare l’organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all’individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.”*

Inoltre, come cita la stessa norma al punto 8.5.3: *“... per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche;... .. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell’entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le*

prove di cui alla Circolare 21 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001."

Al punto 8.5.4 la norma definisce i livelli di conoscenza. *" Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza. Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente LC1, LC2 ed LC3. Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso."*

Con l'intento di seguire ciò che la normativa stabilisce, la prima fase del lavoro è stata principalmente documentale e di rilievo. In particolare tale prima fase si è così articolata:

- Verifica della corrispondenza tra gli elaborati raccolti e lo stato di fatto (dopo una preventiva ricerca su più livelli);
- Individuazione di eventuali cambi di destinazione d'uso;
- Individuazione di eventuali interventi di carattere strutturale;
- Ispezione delle tipologie di orizzontamento;
- Valutazione dello stato di degrado;
- Rilievo fotografico.

La seconda fase, che porta poi all'assegnazione del Livello di Conoscenza e del Fattore di Confidenza, è quella relativa alle prove sui materiali (per la definizione delle caratteristiche meccaniche).

Da diversi sopralluoghi in sito, stante l'irreperibilità di documentazione storica, è stato comunque possibile ricostruire la geometria dell'intera opera in oggetto. Come da intese con l'amministrazione comunale, la quale ha espresso la volontà di procedere alla valutazione analitica della vulnerabilità del fabbricato, nel rispetto delle disposizioni normative vigenti si è

predisposta una campagna di indagini in situ che ha consentito di raggiungere un livello di conoscenza del tipo **LC2**.

Nello specifico: al fine della progettazione della campagna di indagini diagnostiche da eseguire sul fabbricato, in conformità alla regola riportata al paragrafo, 7.3.2 “Indagini sui materiali e sui particolari costruttivi (Regola tecnica), si è partiti dalla definizione del livello di conoscenza 2 (LC2) ai sensi dell’appendice C8A [note esplicative tabella C8A1.3 (a,b) delle NTC].

Successivamente si è proceduto a modificare il numero di prove prescritte in funzione di:

- forma dell’edificio;
- accessibilità dei luoghi;
- presenza di elementi ripetitivi;
- esperienza professionale acquisita e tale, dunque, da non compromettere sia la staticità delle strutture esistenti, concepite con criteri progettuali ormai superati, sia il loro normale utilizzo.

La campagna di prove è stata commissionata alla società GEOVIEW S.r.l.s. di Cava De Tirreni (Sa).

Nell’ambito dell’attività eseguita sono state effettuate le seguenti indagini:

- n° 5 prove non distruttive con metodo SONREB;
- n° 6 prove durometriche;

Per ulteriori informazioni ed approfondimenti si rimanda allo specifico elaborato redatto dalla GEOVIEW S.r.l.s.

Considerando che la valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici e che le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo, prima ancora di procedere alle indagini strutturali in situ, si è proceduto alla modellazione strutturale e alla redazione di un progetto simulato grazie al quale individuare gli elementi più rappresentativi da indagare ed utili per la modellazione finale.

2.2 *MODELLAZIONE PER PROGETTO SIMULATO*

Qualora la documentazione tecnica non sia disponibile o sia insufficiente e le indagini, anche se estese come nel caso in esame, non abbiano consentito la caratterizzazione di alcuni elementi strutturali, è possibile definire i dettagli costruttivi (armature) sulla base di un progetto simulato,

eseguito secondo la pratica dell'epoca della progettazione. Esso, affiancato da una verifica in situ dei dettagli costruttivi presenti negli elementi più importanti, dà luogo ad un quadro di dati tali da consentire le verifiche volute.

Il progetto simulato ha seguito allora le seguenti fasi:

1. Individuazione dell'età della progettazione e costruzione: tra 1961-1975;
2. Individuazione e studio dello schema strutturale: attraverso sopralluoghi, rilievi ed indagini in situ, si sono definiti gli elementi portanti di seguito rappresentati:

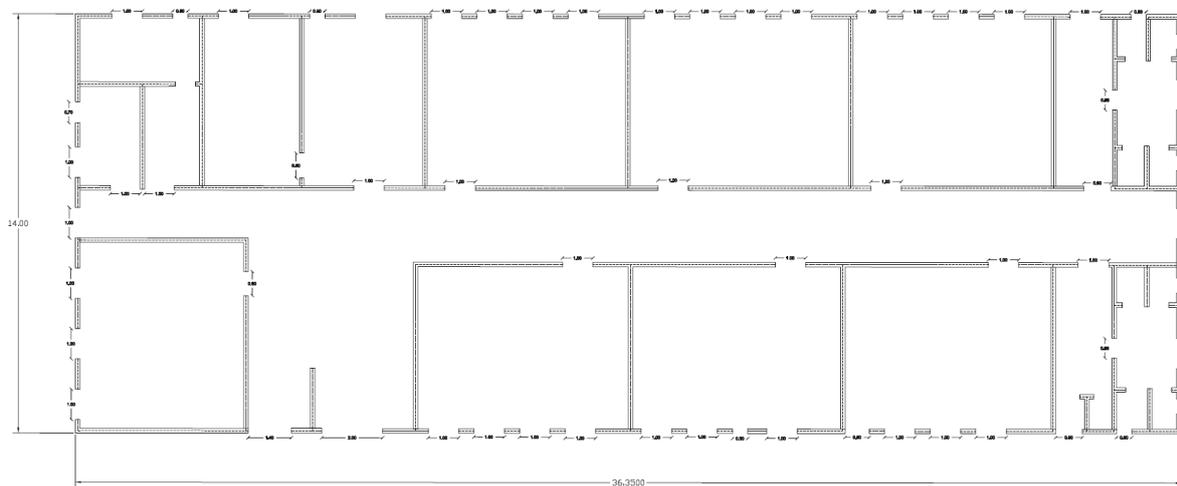


Figura 8 - Impalcati strutturali

3. Valutazione dei carichi: oltre i pesi propri strutturali e non strutturali, nonché gli accidentali in copertura dovuti alla neve, sono stati considerati, come carichi accidentali variabili, $q_k = 50 \text{ Kg/m}^2$ per i solai di copertura (Cat. H, coperture);
4. Progetto delle armature e verifica degli elementi strutturali: si sono progettati e verificati tutti gli elementi strutturali per i soli carichi gravitazionali.

Sulla base dei risultati del progetto simulato, eseguito così come descritto dai su elencati punti, sono stati identificati gli elementi strutturali da indagare.

Di seguito si riportano le planimetrie strutturali degli elementi rilevati con ubicazione delle prove effettuate dalla società GEOVIEW S.r.l.s. esecutrice delle indagini:

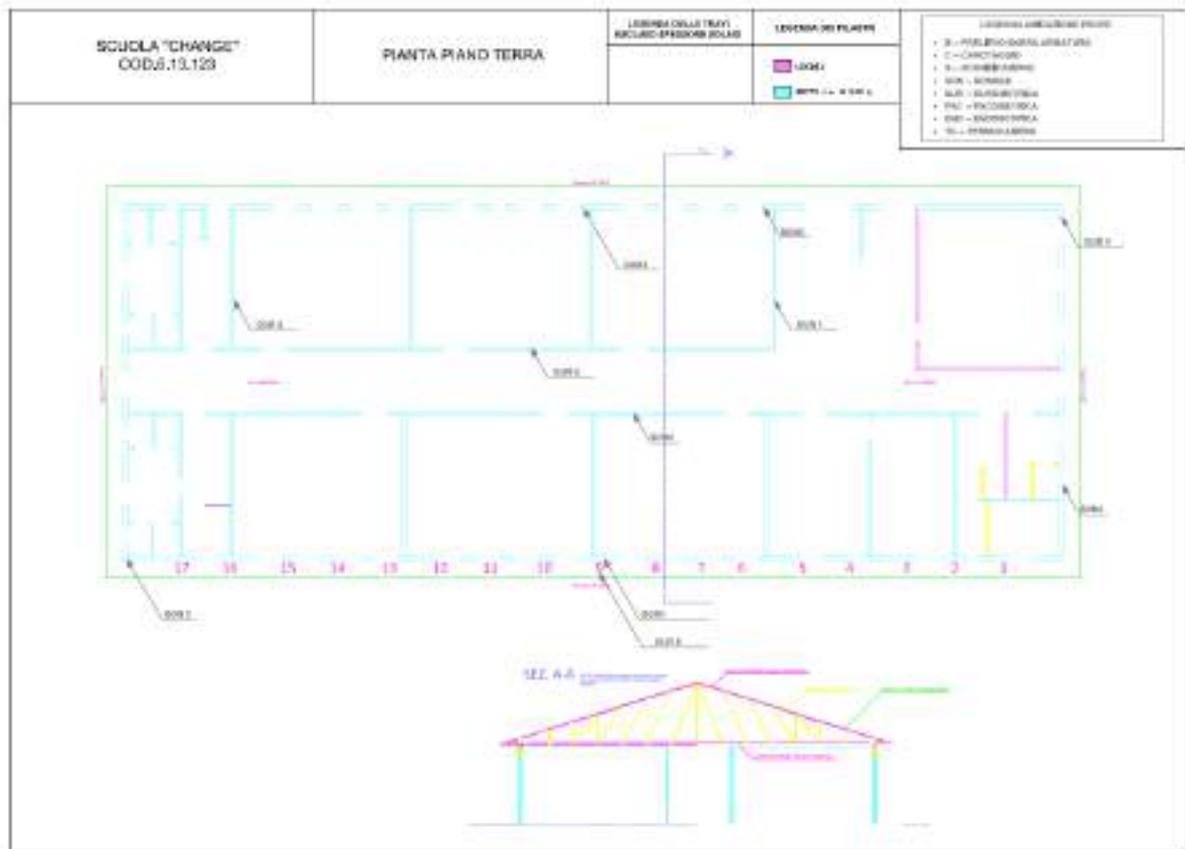


Figura 9 - Ubicazioni indagini strutturali

Dalle verifiche in situ, interamente riportate nell'allegato "Fascicolo di indagini", si è proceduto quindi a:

5. Verificare la corrispondenza delle armature in situ con quelle determinate con il progetto simulato;
6. Affinare il modello strutturale del progetto simulato in base ai risultati delle indagini forniti dalla Geoview.

La struttura così modellata ha rappresentato lo STEP_0 di progetto sul quale è stata poi eseguita la **Verifica della Vulnerabilità Sismica**.

2.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

A seguito delle prove effettuate, nello specifico di tipo non distruttivo poiché per la tipologia degli elementi resistenti si è preferito evitare il prelievo di campioni, ed è stato possibile dedurre le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nel calcolo di verifica strutturale.

Nello specifico si sono esaminati:

- Calcestruzzo, mediante la misura delle caratteristiche meccaniche mediante l'elaborazione dei dati ricavati dalle prove SonReb opportunamente calibrati (prove non distruttive);
- Acciaio, mediante l'elaborazione dei dati ricavati dalle prove di durezza di Brinell (prove non distruttive);

Come stabilito da norma, alla luce delle risultanze emerse, ai parametri meccanici caratteristici dei materiali esistenti è stato applicato un coefficiente riduttivo funzione del Livello di conoscenza raggiunto LC2 e quindi pari al Fattore di Confidenza normato di **1.20**.

Di seguito si riportano le tabelle con indicazione dei parametri meccanici ottenuti dalle prove in situ sul calcestruzzo:

SONREB		
Sigla	Rc	fc
SON1	46,14	38,30
SON2	43,59	36,18
SON3	45,89	38,09
SON4	41,75	34,65
SON5	43,87	36,4121
	44,248	36,72584

Figura 10 - Sintesi delle prove SonReb

Di seguito si riporta quanto ricavato dalle prove di durezza per il c.a. e i correnti in acciaio della copertura:

SIGLA	UBICAZIONE PROVA	DUREZZA DI BRINNEL	RESISTENZA A TRAZIONE
		(HB)	f_t [Mpa]
DUR1	PARETE PREFABBRICATA	197,4	659,4
DUR2	PARETE PREFABBRICATA	187,7	627,6
DUR3	PARETE PREFABBRICATA	208,6	695,9
DUR4	PARETE PREFABBRICATA	217,7	725,9
DUR5	CAPRIATA	293,0	972,6
DUR6	CAPRIATA	279,1	927,2

Figura 11 - Sintesi delle prove di durezza

Le prove non distruttive effettuate sul calcestruzzo e sull'acciaio delle varie unità strutturali, i cui risultati sono sintetizzati nelle tabelle precedentemente riportate, hanno mostrato discreti valori di resistenza.

Si osserva che il valore di resistenza a trazione dell'acciaio degli elementi della capriata, scaturito dalle indagini diagnostiche, risulta essere troppo conservativo; a tal proposito, considerando l'obiettivo dell'amministrazione comunale di voler procedere con abbattimento/ricostruzione e al fine di procedere con una valutazione a vantaggio di sicurezza si è considerato nella modellazione un acciaio di classe S235 (Fe360), opportunamente ridotto per i valori del fattore di confidenza e del coefficiente del materiale.

Le resistenze di progetto impiegate per la verifica dei meccanismi/elementi fragili sono ottenute da quelle medie diviso il fattore di confidenza ($FC=1,20$) e per il coeff. parziale del materiale:

- $f_{cd} = 0,83 \times R_m / (\gamma_M * FC) = f_{cm} / (\gamma_M * FC)$ con $\gamma_M=1.5$ (CLS)
- $f_{yd} = f_{ym} / (\gamma_M * FC)$ con $\gamma_M=1.15$ (ACCIAIO)

2.4 CARATTERISTICHE DEL SOTTOSUOLO

Nella Circolare esplicativa, al Cap C8, si specifica che le informazioni ricavabili dalla storia della costruzione devono essere tenute nel dovuto conto ai fini della scelta degli interventi sulle fondazioni. È in genere possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

1. nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
2. gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
3. gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
4. siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

Alla luce di quanto esposto, considerando che il presente elaborato è finalizzato ad una prima valutazione della vulnerabilità sismica in relazione a futuri interventi di adeguamento sismico e che non sono stati riscontrati, all'atto dei sopralluoghi, dissesti dovuti a cedimenti di fondazione, si è proceduto allo studio della vulnerabilità delle strutture in elevazione ipotizzando le stesse incastrate alla base.

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del sito, in ottemperanza alle direttive del D.M. 17 gennaio 2018 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture n°7 del 21 gennaio 2019, nella relazione geologica consegnata, specifica per la macro zona in cui è ubicato il fabbricato in oggetto, sono stati calcolati i valori di cui alla tabella sottostante utili alla definizione della categoria sismica del sottosuolo:

CLASSIFICAZIONE DEL SUOLO SECONDO LA NORMATIVA SISMICA ITALIANA O.P.C.M. n.3274/2003 - D.M. 17 GENNAIO 2018		
Suolo	Descrizione generica	$V_{s,30}$ [m/s]
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	$V_{s,30} > 800$ m/s
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.</i>	$360 \text{ m/s} \leq V_{s,30} \leq 800 \text{ m/s}$
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.	$180 \text{ m/s} \leq V_{s,30} \leq 360 \text{ m/s}$
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.	$100 \text{ m/s} \leq V_{s,30} \leq 380 \text{ m/s}$
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.	-
S1	Depositati costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (IP>40) e contenuto d'acqua	$V_{s,30} \leq 100$ m/s
S2	Depositati di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificato nei tipi precedenti.	

Tabella 1 – Classificazione dei suoli in base alla $V_{s,30}$ [NTC2018]

L'indagine sismica effettuata, considerando la sismostratigrafia, ha fornito risultati che collocano i terreni oggetto d'indagine in categoria **B** del D.M. 17 gennaio 2018 (Tab. 3). Questa categoria è stata ricavata, come da normativa, dalla relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} = [418] \text{m/s}$$

con

h_i = spessore dello strato i -esimo pari a 30,0 mt (*il substrato sismico è stato rinvenuto a circa 28,0 mt dal p.c.*);

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec.

Figura 12 - Categoria del sottosuolo relazione geologica

CLASSIFICAZIONE TIPO DI SUOLO : B

Categoria topografica T1 = Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$; per tale categoria **ST = 1.0**.

3 ALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo vengono riportati i carichi agenti sulle strutture sulla base delle condizioni ambientali che caratterizzano il sito. Durante la fase conoscitiva del fabbricato e l'esecuzione della campagna indagini si è avuto modo di stabilire la tipologia dell'impalcato di copertura e acquisire tutti i dati metrici necessari a stimare quantitativamente i carichi gravanti sulle strutture.

Di seguito vengono riportate schematicamente le assunzioni adottate per le azioni agenti sulla struttura e i carichi che sono stati considerati in fase di calcolo:

- Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturale;
- Carico accidentale in copertura;
- Carico Neve;
- Azione del Vento;
- Azione sismica;

3.1 PESI PROPRI ELEMENTI STRUTTURALI G_{kl}

I pesi propri degli elementi strutturali principali sono stati automaticamente portati in conto dal software nella modellazione.

Per quanto concerne i pesi propri dei solai, gli stessi sono stati calcolati nota la geometria da rilievi effettuati.

In particolare si sono considerati i seguenti carichi permanenti strutturali:

- Solaio piano di copertura:

Per il solaio di copertura sono stati utilizzati dei pannelli tipo sandwich, di seguito si riportano le tabelle utilizzate per il dimensionamento e la definizione del carico da preso proprio del pannello



Spessore Pannello	K Coefficiente di Trasmissione Termica Globale o Trasmittanza Termica		Peso Pannelli con Supporti in Acciaio Esterno 0,6 mm Interno 0,5 mm
mm	Kcal / m ² h °C	Watt / m ² K	Kg / m ²
50	0,65	0,78	13,40
60	0,54	0,63	14,40
80	0,41	0,48	16,60
100	0,33	0,38	18,40
120	0,27	0,32	20,40
150	0,22	0,25	23,40
200	0,16	0,19	26,40

TOLLERANZE DIMENSIONALI in mm
Larghezze x 10; Lunghezza utile (pavio) x 2; Spessore pannello x 2; Fuori squadra x 3.

Schema Statico Due Appoggi											
Spessore Lana M. mm	Interasse Libero cm										
	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400	500
50	142	123	108	96	86	78	71	65	59	-	-
60	174	150	132	117	105	96	86	79	73	67	-
80	234	203	179	159	143	130	118	109	100	93	71
100	296	256	225	201	181	164	150	138	128	118	91
120	-	309	272	243	219	199	182	168	155	144	111
150	-	-	-	307	277	252	231	213	197	183	142
200	-	-	-	412	372	338	310	286	265	247	192

3.2 PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI G_{k2}

Relativamente ai carichi permanenti non strutturali, si sono considerati quelli riportati di seguito:

- Solaio piano di copertura:

massetto	-	-	0,05	15,00	0,75
incidenza controssoffitti	-	-	-	-	0,10
Guaina impermeabilizzante	-	-	-	-	0,05
				G₂_Solaio [kN/m²]	0,90

3.3 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Per i carichi accidentali, relativamente ai solai, sono stati considerati quelli da norma appartenenti alla categoria d'uso C1 "Ambienti suscettibili di affollamento: Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento" [NTC 2018 tab.3.1. II]. Nello specifico, si è assunto $q_k=3.00 \text{ kN/m}^2$ per i solai di interpiano, mentre per le coperture, accessibili per la sola manutenzione e riparazione (cat. H), si è assunto il valore di $q_k=0.5 \text{ kN/m}^2$.

3.4 CARICO DA NEVE

Il carico da neve è stato calcolato in accordo alle NTC 2018, par. 3.4. Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2 delle NTC;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3 delle NTC;
- C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4 delle NTC;

- C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5 delle NTC.

Per quanto riguarda la copertura a 2 falde si è calcolato il carico da neve nel seguente modo:

Zona Neve = III

Periodo di ritorno, $Tr = 50$ anni

$C_{tr} = 1$ per $Tr = 50$ anni

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 0,90

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e C_{tr} = 0,54$ kN/mq

Copertura a due falde:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha_1 = 17,0^\circ$

$m_1(\alpha_1) = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 0,43$ kN/mq

Angolo di inclinazione della falda $\alpha_2 = 17,0^\circ$

$m_1(\alpha_2) = 0,80 \Rightarrow Q_2 = 0,43$ kN/mq

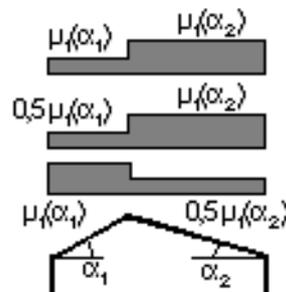


Figura 13 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

3.5 CARICO DA VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti. La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (Tab. 3.3.II delle NTC), riferito ad un

periodo di ritorno $T_R = 50$ anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I delle NTC, in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1 delle NTC);
- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0 , k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I delle NTC, in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1 delle NTC);
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_s
1	Valle d'Adige, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Testada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Testada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	51	500	0,32

Figura 14 - Valori dei parametri v_b , a_0 , k_s

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II delle NTC), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove

- v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1 delle NTC;

- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$C_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$.

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione (§ 3.3.4 delle NTC). L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento. Nel caso di costruzioni di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento (§ 3.3.4 delle NTC). L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione. La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

- q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6 delle NTC;
- c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7 delle NTC;
- c_p è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8 delle NTC;
- c_d è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9 delle NTC.

La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove:

- v_r è la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2 delle NTC;

- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_t^2 c_t l_n(z/z_0) [7 + c_t l_n(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

- k_t , z_0 e z_{min} sono assegnati in Tab. 3.3.II delle NTC in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- c_t è il coefficiente di topografia.

La categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 delle NTC in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III delle NTC. Nelle fasce entro 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito. Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

In questo caso, la Fig. 3.3.3 delle NTC riporta le leggi di variazione di c_e per le diverse categorie di esposizione.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classi di rugosità del terreno	Descrizione
A	Area urbana in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbane, industriali e boichine
C	Area con ostacoli diffusi (alberi, case, murti, recintoni...) aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 7 km dalla costa) b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Area prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione delle classi di rugosità non dipende dalla conformazione morfologica o topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B purché la costruzione si trovi nell'area indicata per una zona di 1 km e comunque per un'area di 20 volte l'altitudine della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento angoli almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione venga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da una o da un settore angoli 30°, dove il 60% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). L'altitudine risultante debba nella scala della classe di rugosità, o deve assegnare la classe più sfavorevole (il valore del vento è in genere minore in Classe A e maggiore in Classe D).

Figura 15- Classe di rugosità del terreno (Tab. 3.3.III NTC2018)

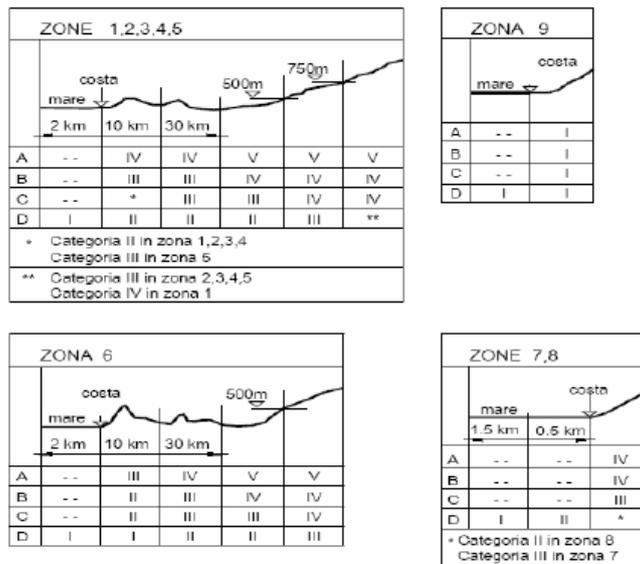


Figura 16- Definizione delle categorie di esposizione

Tab. 3.3.III - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_e	s_0 [m]	T_{ref} [m]
II	0.15	0.05	4
III	0.25	0.15	5
IV	0.35	0.30	8
V	0.45	0.70	12

Figura 17 - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

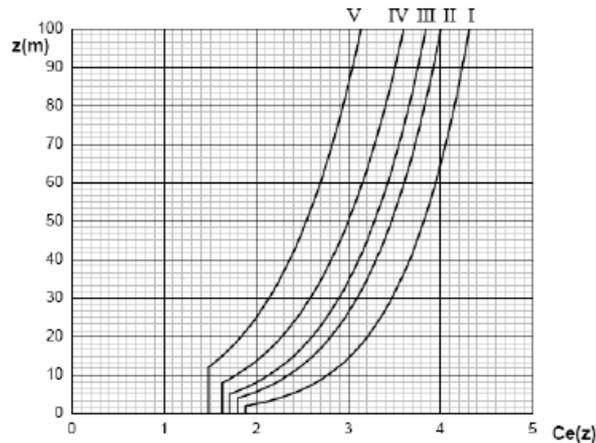


Figura 18 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo (per $c_t=1$)

Il coefficiente di pressione c_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità. Per quanto riguarda la struttura si è calcolato il carico da vento nel seguente modo:

Zona vento = 3

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 27 \text{ m/s}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 500 \text{ m}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 17 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 27,00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50 \text{ anni}$

$C_r = 1$ per $T_r = 50 \text{ anni}$

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 27,00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: D

[Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)]

Esposizione: Cat. II - Zona costiera entro 10 km dal mare

($K_r = 0,19$; $Z_o = 0,05$ m; $Z_{min} = 4$ m)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 0,46$ kN/mq

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1,99$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio, $h = 5,50$ m

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 0,90$ kN/mq

3.6 COMBINAZIONE DELLE AZIONI NON SISMICHE

Nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, la combinazione di progetto dei carichi verticali caratteristici, relativa alle verifiche agli stati limite ultimi (SLU), è la seguente "fondamentale":

$$F_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

in cui:

- G_1 è il valore caratteristico delle azioni permanenti dovute al peso proprio degli elementi strutturali;
- G_2 è il valore caratteristico delle azioni permanenti dovute al peso proprio degli elementi non strutturali;
- Q_{1k} è il valore caratteristico dell'azione di variabile di base
- Q_{ik} è il valore caratteristico dell'i-esima azione di variabile
- γ_{g1} è uguale a 1,3 (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- γ_{g2} è uguale a 1,5 (0,8 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- γ_q è uguale a 1,5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza).
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione che tengono conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Le azioni variabili prese in considerazione nel caso in esame sono rappresentate dai sovraccarichi accidentali, carico da neve e carico da vento. Nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, le combinazioni di progetto dei carichi verticali caratteristici, relativa alle verifiche agli stati limite ultimi (SLE), sono le seguenti:

$$c.rare \rightarrow F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

$$c.frequenti \rightarrow F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

$$c.quasi.permanenti \rightarrow F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

in cui:

- Ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattali di ordine 0.95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- Ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,5
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti accessibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutare caso per caso		
Categoria K - Coperture per uso speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutare caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Vibrazioni termiche	0,6	0,7	0,0

Figura 19 - Valori dei coefficienti di combinazione

4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

4.1 PERICOLOSITA' SISMICA

Con riferimento al cap. 3.2 delle NTC 2018 - AZIONE SISMICA, le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa è definita in termini di accelerazione massima attesa a_g in condizioni di campo libero, suolo rigido e superficie 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 ottenuto dalla vita nominale dell'opera tramite il coefficiente d'uso C_u .

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata.

Tab. 2.4I - Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 20 - Valori minimi della vita nominale V_N

Per quanto concerne la classificazione della classe d'uso, l'opera in oggetto ricade nella terza. Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito, al variare della classe d'uso, dalla seguente tabella:

Tab. 2.4II - Valori del coefficiente d'uso C_u

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 21 - Valori dei coefficienti d'uso C_u

Risulta quindi $V_R=75$ anni.

La sicurezza e le prestazioni sono garantite verificando opportuni stati limiti riferiti alla costruzione nel suo complesso includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti (paragrafo 3.2.1. del D.M. 2018). Nello specifico, nel caso in esame, trattandosi di fabbricato esistente, saranno valutati i seguenti Stati Limite:

- **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 rigidità 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;

In accordo al punto 7.3.6 delle NTC2018 occorre effettuare le seguenti verifiche:

Tab. 7.3.III - Stati limite di elementi strutturali (resist.) e elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE	CUI		CUE			CUI e IV		
	ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ¹⁾	
SLE	SLC					REG		PUN
	SLD	REG	REG			REG		
SLV	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ²⁾			DUT ²⁾		

¹⁾ Per le sole CUI e IV, nella categoria I la prima colonna indica anche gli errori fini.
²⁾ Per le sole CUI e IV, nella categoria I la prima colonna indica anche gli errori fini.

Per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), la verifica si effettua in termini di resistenza.

I valori dei parametri relativi alla pericolosità sismica sono:

- a_g = accelerazione di picco al suolo (accelerazione orizzontale massima al sito);
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione delle componenti orizzontali;
- T_{c^*} = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione delle componenti orizzontali.

Utilizzando come domanda sismica gli spettri elastici di cui al D.M. 14.01.2018 con i seguenti parametri:

Coordinate del sito: Lat. 40.835° Long. 14.318°

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_{c^*} [s]
SLO	45	0,056	2,338	0,306
SLD	75	0,075	2,326	0,323
SLV	712	0,192	2,416	0,341
SLC	1462	0,240	2,501	0,343

Tabella 2 - Valori di a_g , F_0 e T_{c^*} per i differenti periodi di ritorno riferiti alla classe d'uso III.

4.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Così come esplicitato nell'elaborato geologico fornito alla committenza, si considera un terreno di tipo B.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Arrossi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 500 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a gravina grossa molto adensati o terreni a gravina fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 500 m/s.
C	Depositi di terreni a gravina grossa mediamente adensati o terreni a gravina fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 150 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a gravina grossa scarsamente adensati o di terreni a gravina fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 32 - Categoria di sottosuolo

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_v \cdot \frac{V_s}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c)^{-0,75}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,80 \cdot F_v \cdot \frac{V_s}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c)^{-0,50}$
D	$0,90 \leq 1,40 - 1,50 \cdot F_v \cdot \frac{V_s}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_v \cdot \frac{V_s}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c)^{-0,40}$

Figura 23 - Espressioni di S_s e C_c

dove:

- C_c è un coefficiente che consente di passare da suolo rigido a suolo non rigido;
- S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica;

Si considera una categoria topografica di tipo T1.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 24 - Categorie topografiche

4.3 SPETTRO DI RISPOSTA

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

$$\begin{aligned}
 - \quad 0 \leq T < T_B \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 - \quad T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 - \quad T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 - \quad T_D \leq T \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali T e 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:

$$S = S_S * S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica, ottenuti precedentemente.

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la seguente 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; per $\xi=5\%$, $\eta=1$.

Noti i parametri rappresentativi del sito in esame, è possibile valutare i periodi T dell'oscillatore:

- $T_C = C_C T_C^*$, è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

- $T_B = T_c/3$, è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante;
- $T_D = 4 * \frac{a_g}{10} + 1,6$, è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

Di seguito si riportano gli spettri elastici per i diversi stati limite.

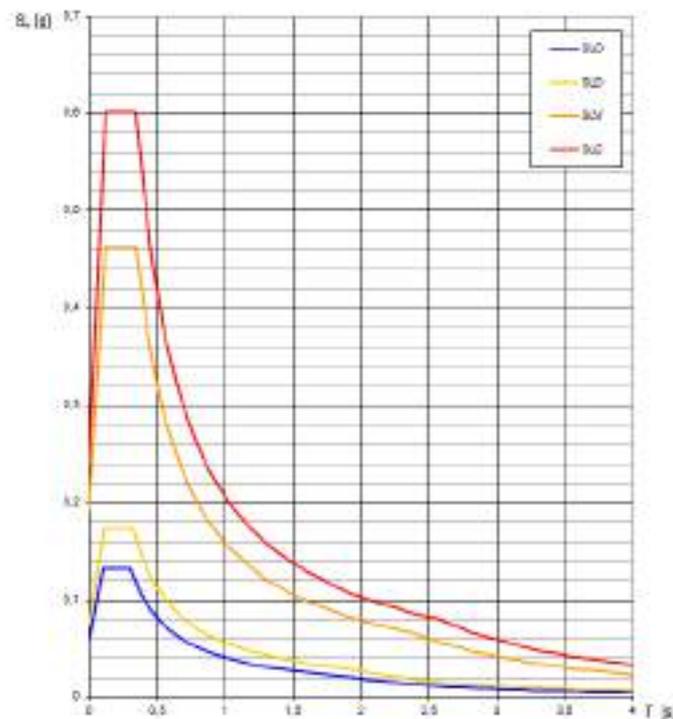


Figura 25 - Spettri elastici per i diversi stati limite

4.4 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4 delle NTC 2018. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata in corrispondenza di un dato stato limite.

Le opere strutturali devono essere verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Nella fattispecie l'opera in oggetto è stata verificata al solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita. Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Dove:

- G_1 e G_2 sono i valori caratteristici dei carichi permanenti strutturali e non strutturali;
- Q_k è il valore caratteristico dell'azione variabile prevalente;
- E è l'azione sismica.

Con:

- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q_k

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} , sono dati nella Tab. 2.5.I delle NTC 2018.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} , γ_{G2} e γ_{Qi} sono dati nella Tab. 2.6.I delle NTC 2018.

		Coefficiente γ_r	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Categoria/Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni tecniche	0,6	0,5	0,0

Tabella 3 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

5 ANALISI STATICA E SISMICA DELLA STRUTTURA

Per la verifica della vulnerabilità del fabbricato, si è optato per l'analisi dinamica con fattore di comportamento q . Tale approccio è stato utilizzato per la verifica allo SLV della struttura.

L'analisi dinamica con fattore di comportamento q è, di fatto, un approccio force-based, in analogia a quanto si fa in fase di progettazione ex novo, e utilizza lo spettro di progetto ottenuto dall'adozione di un fattore di comportamento adatto agli edifici esistenti, ma che per impiego e significato è del tutto analogo a quello utilizzato per le strutture di nuova progettazione.

In base alle prescrizioni della Circolare n.7 del 2019 (così come anche per la n. 617 del 2009), il fattore di comportamento va scelto come definito al punto 7.3.1 delle NTC 2018, sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche; per adottare valori più elevati è necessario giustificarli in base alla duttilità disponibile a livello locale e globale. Tale approccio non prevede che sia soddisfatta alcuna condizione di applicabilità.

Al C8.7.2.2.1 la circolare recita: *“Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità”*.

Nel caso in esame, a partire dai singoli modelli agli elementi finiti sono state eseguite iterativamente più analisi dinamiche lineari con fattore di comportamento q (assunto pari a 1,5-3,0 per elementi duttili e pari a 1,5 per elementi fragili), incrementando l’accelerazione partendo un valore 0 fino ad arrivare al primo collasso.

Facendo riferimento alle NTC 2018, nella tabella seguente è riportata in maniera sintetica, il procedimento per il calcolo della capacità e della domanda l’edificio in oggetto.

		Approccio con fattore q	
		Domanda	Capacità
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile	Dall'analisi. (con $q=1,5-3,0$)	In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC.
	Fragile	Dall'analisi. (con $q=1,5$)	In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale.

Figura 26 - Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza.

Nel caso specifico sono state condotte a vantaggio di sicurezza solo verifiche con fattore di comportamento q pari a 1.5.

6 MODELLAZIONE STRUTTURALE ED ANALISI DINAMICA LINEARE

Il modello strutturale da analizzare rappresenta in modo adeguato la reale geometria, la distribuzione delle masse e delle rigidzze effettive, pur nelle necessarie schematizzazioni ed esemplificazioni e restituisce il comportamento reale delle strutture sotto le azioni a cui è soggetta. La schematizzazione delle strutture, riportata sia nei grafici che nella restante parte della relazione è frutto di analisi e di ipotesi più probabili nel loro complesso; ipotesi basate sui

criteri dell'epoca di progettazione e realizzazione degli elementi strutturali, sulla consultazione della documentazione rinvenuta e sulla valutazione dei risultati dei rilievi e delle indagini diagnostiche. Trattandosi di una struttura a setti in c.a., il modello numerico ad elementi finiti è del tipo tridimensionale. Si riportano di seguito alcune immagini dei modelli spaziali. Setti in c.a., ovvero componenti in cui due dimensioni prevalgono sulle altre, sono stati modellati con elementi "shell", mentre gli elementi della capriata di copertura sono stati modellati con dei classici elementi di tipo "beam", il cui comportamento è stato perfezionato attraverso la definizione delle modalità di connessione all'estremità. Per quanto riguarda le fondazioni, non essendo stati rilevati dei dissesti ad esse attribuibili, considerate le finalità dell'analisi commissionata, le stesse non sono state modellate assumendo dunque gli elementi portanti verticali appoggiati alla base. Nelle immagini di seguito si riportano le due viste principali del modello strutturale adottato:

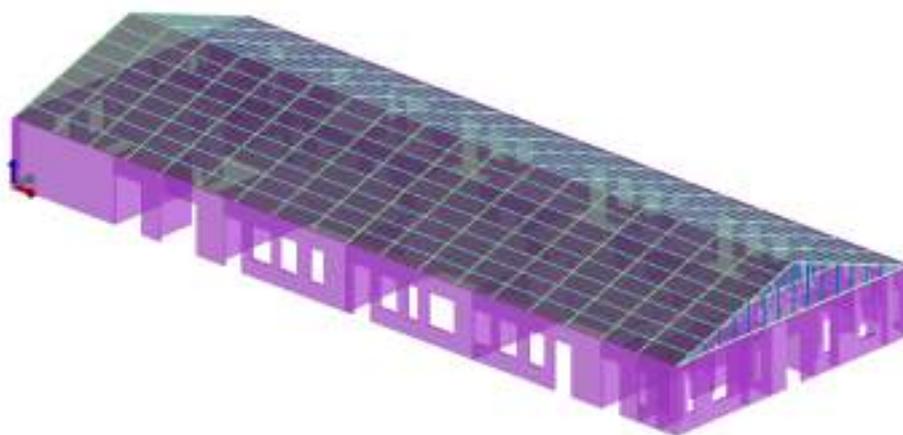


Figura 27 - Vista Anteriore prospettica modello strutturale

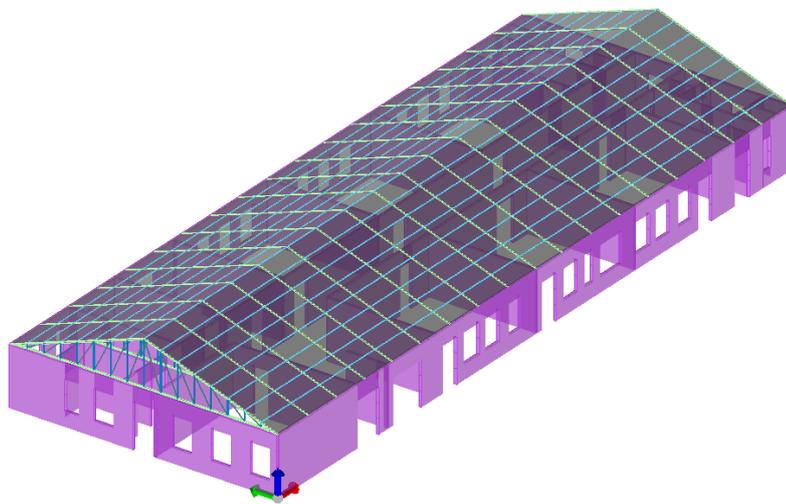


Figura 28 - Vista Posteriore prospettica modello strutturale

Nei grafici successivi vengono riportate le deformate relative alle combinazioni SLU, SLV (+x) ed SLV (+y) nonché le sollecitazioni N, M e T per la combinazione SLU, al fine di comprovare la validità del modello adottato:

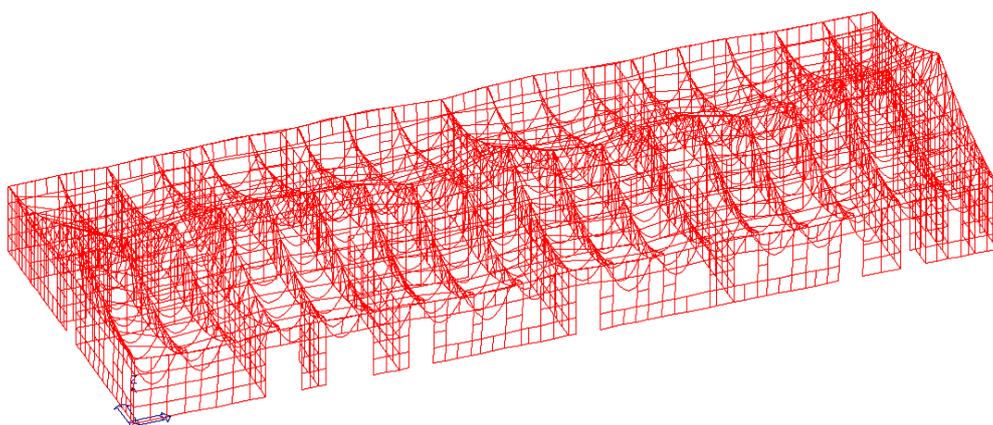


Figura 29 - Deformata SLU

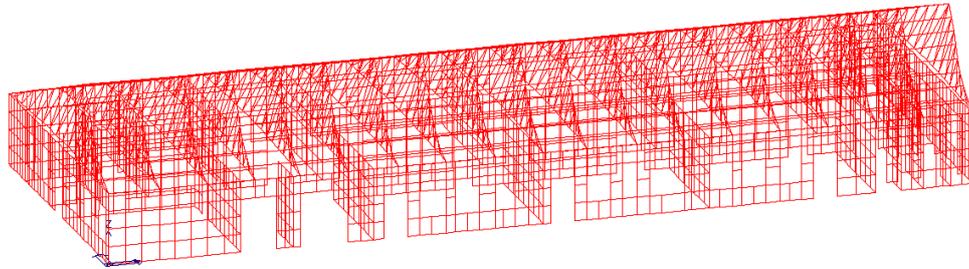


Figura 30 - Deformata SLV (+x)

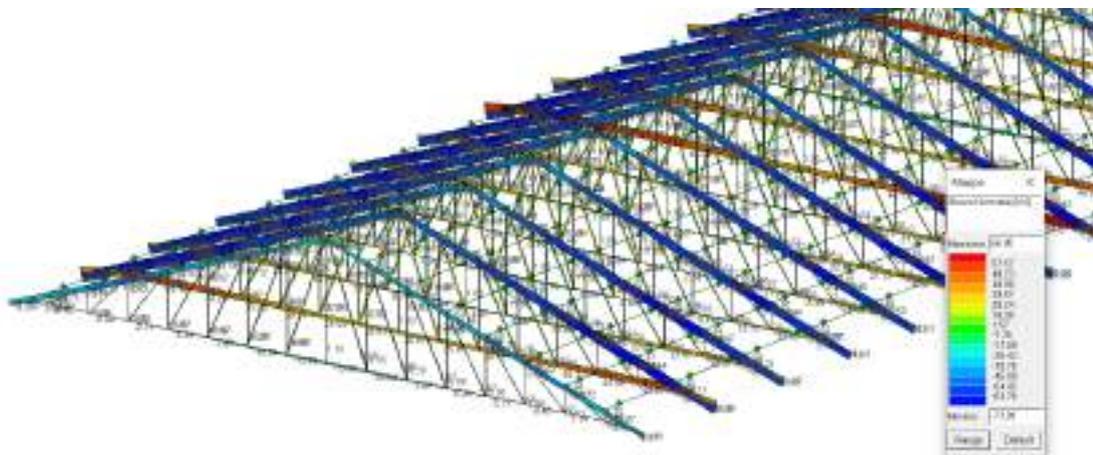
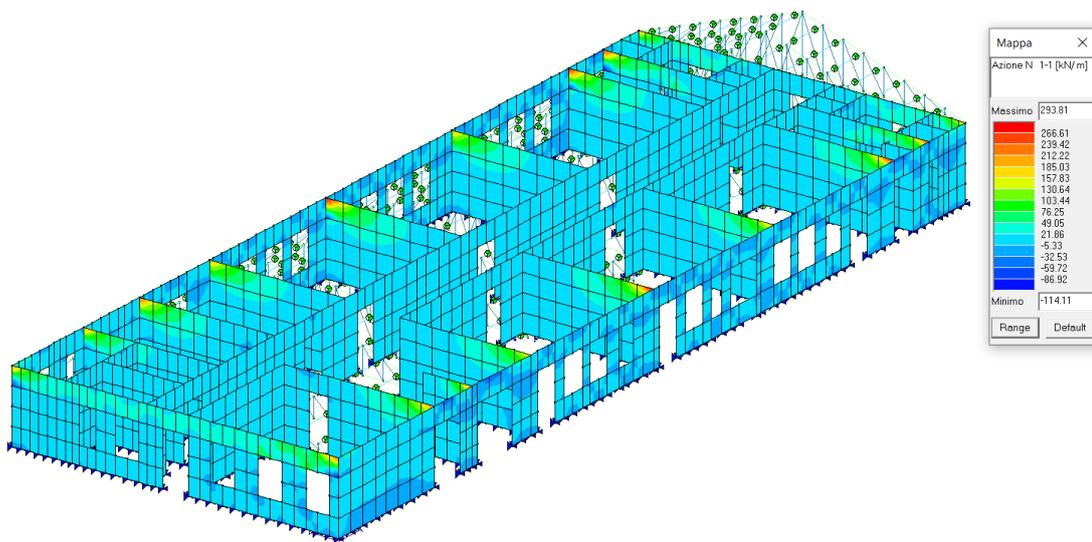


Figura 31 - Diagramma N combinazione SLU

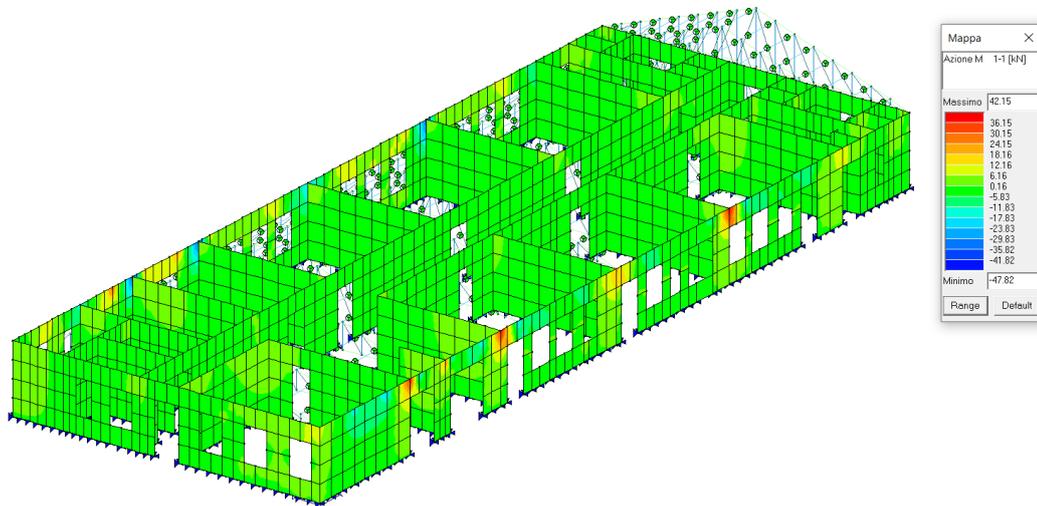


Figura 32 - Diagramma M combinazione SLU

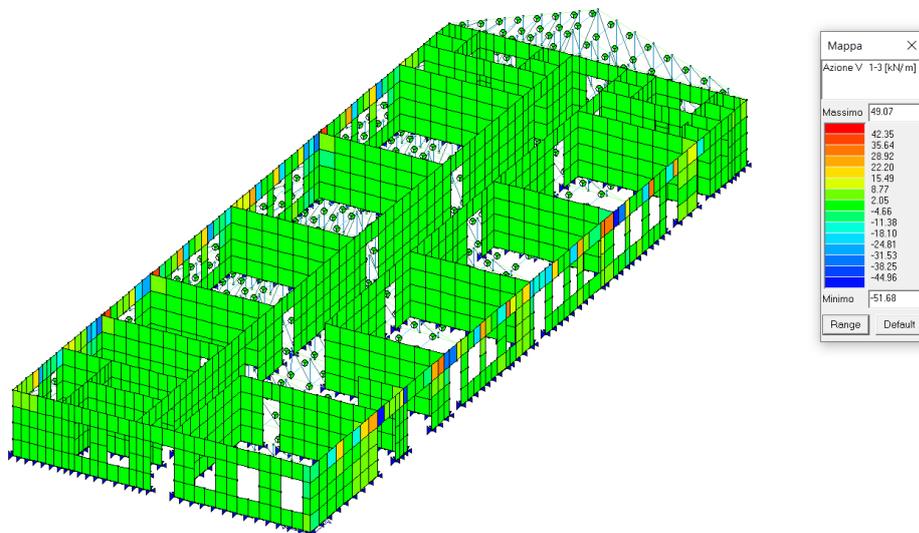


Figura 33- Diagramma T combinazione SLU

6.1 VERIFICHE

Le verifiche degli elementi in c.a. e in acciaio per le sole forze verticali risultano essere soddisfatte per le combinazioni di calcolo allo SLU, sia per le combinazioni favorevoli che sfavorevoli.

Per quanto riguarda la verifica di resistenza degli elementi strutturali e la conseguente valutazione della vulnerabilità del fabbricato nei confronti terremoto atteso per il sito in esame, si è proceduto alle verifiche a pressoflessione, taglio e stabilità per gli elementi.

Di seguito si riportano la color map scaturita dall'analisi e dalle verifiche ed indicativa dei risultati sia per le verifiche di pressoflessione che di taglio:

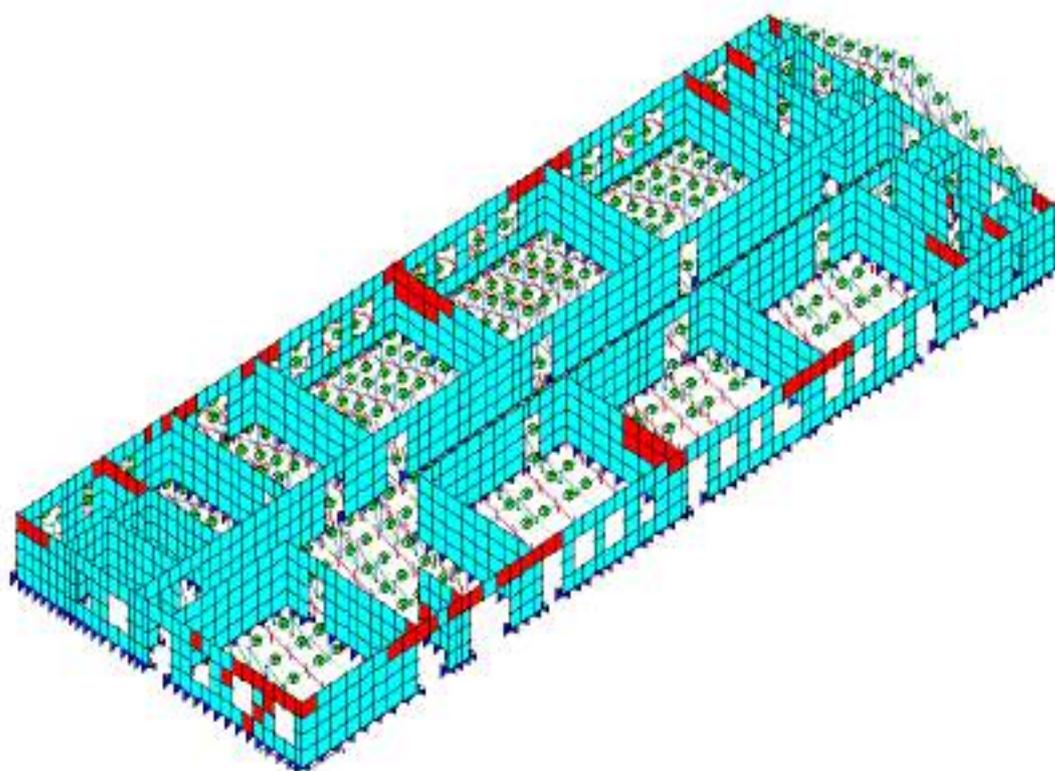


Figura 34 - Color Map verifiche setti in c.a. $ag/g=10\%$

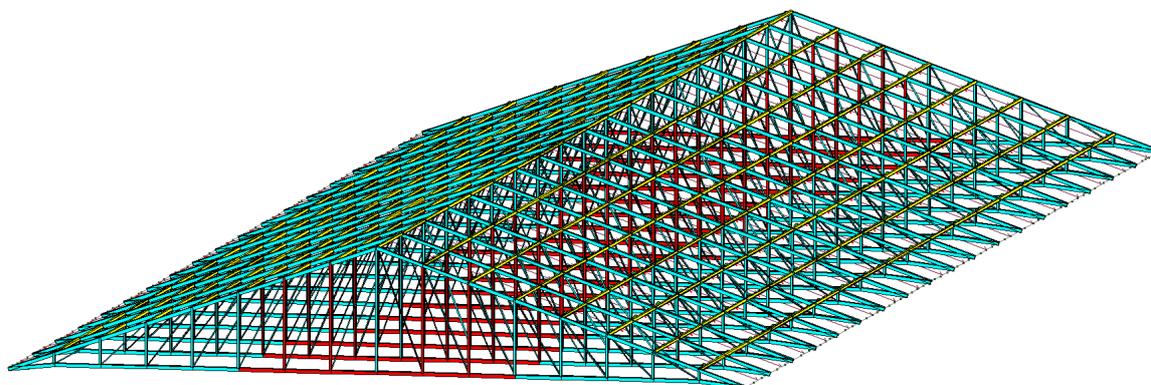


Figura 35 - Color Map verifiche capriata in acciaio $ag/g=10\%$

Come si osserva dalle immagini su riportate, una rilevante percentuale degli elementi strutturali risulta essere non verificata.

Va precisato che, valutando l'analisi sismica svolta, si osserva che, come da prassi per la tipologia strutturale analizzata, il primo collasso, era imputabile ai profili di classe 4 della capriata in acciaio. Si è proceduto allora, al fine di stimare un valore dell'indice di vulnerabilità che non tenga conto delle criticità note dovute all'elevata snellezza di questi elementi che tendono ovviamente ad instabillizzarsi, escludendo tali elementi dalla verifica.

Escludendo tali elementi, come si evince dalle immagini precedenti che si osserva comunque un collasso per lo stesso livello di azione anche per gli elementi dei setti, sia quelli della capriata in acciaio.

6.2 TIPOLOGIA DI ANALISI

Per fornire una indicazione della vulnerabilità sismica per SLV, come argomentato nei paragrafi precedenti, si è proceduto ad un'analisi di tipo dinamico lineare (RSA). Tale analisi è stata condotta con analisi di scansione, che consiste in un metodo di tipo iterativo partendo dal livello più basso della pericolosità di base nel caso specifico il 10% dell'azione, fino al 100% dell'azione come se la struttura fosse progettata secondo le più moderne norme tecniche.

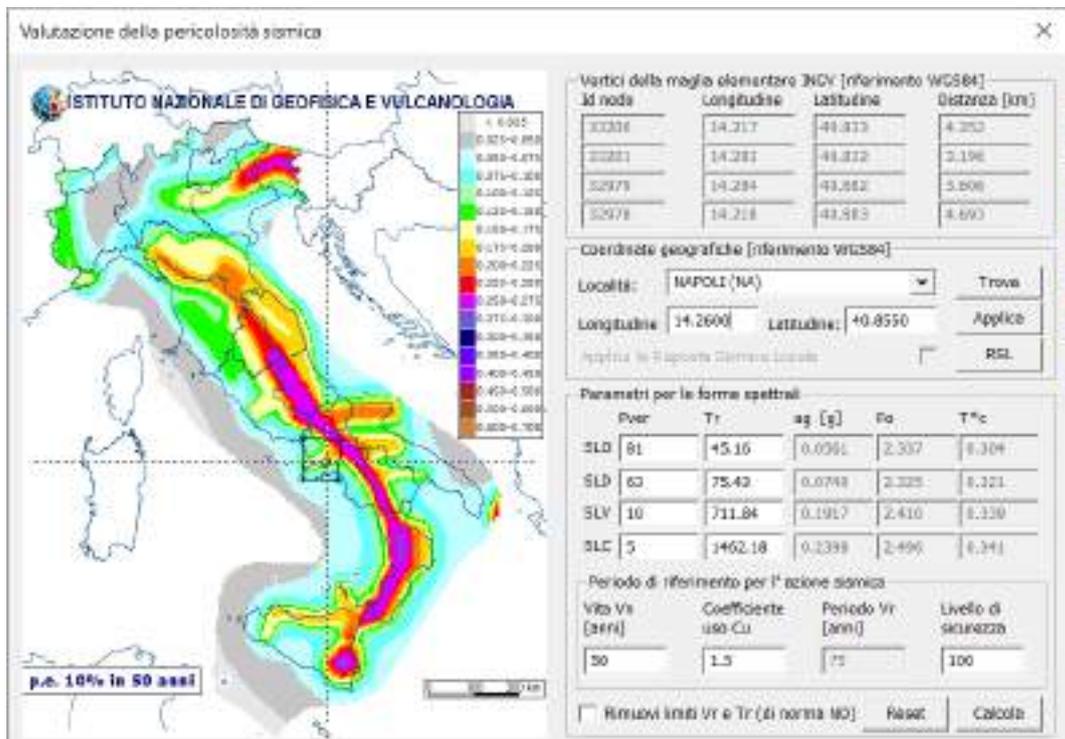


Figura 36 – Pericolosità al 100%

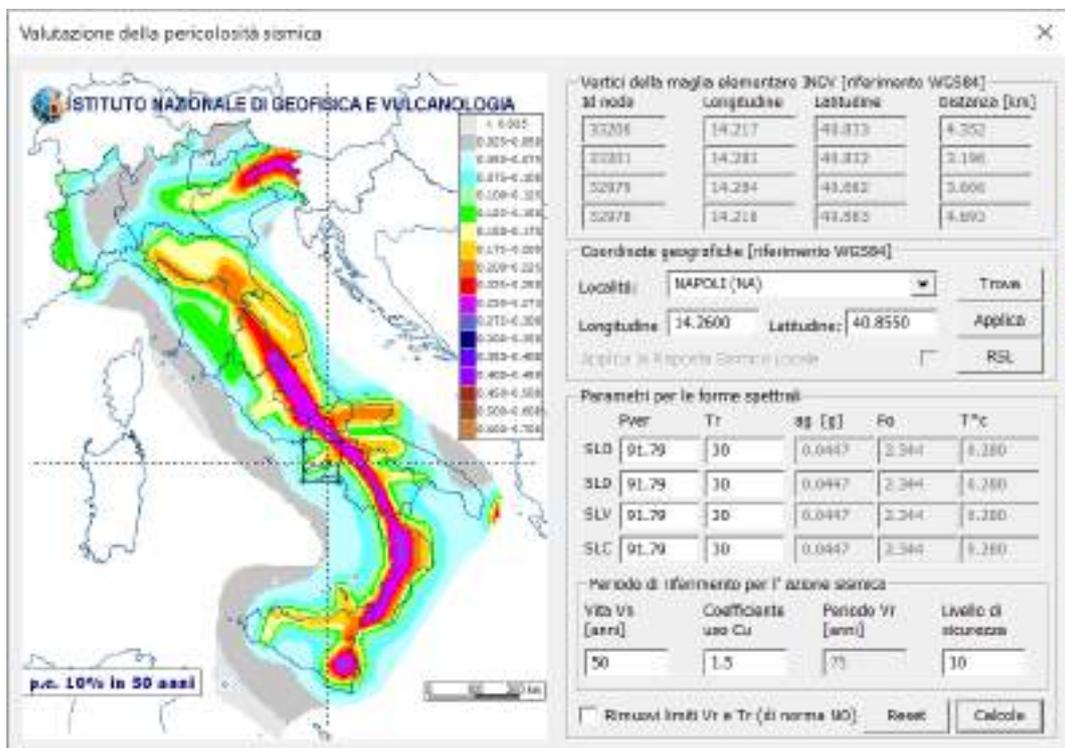


Figura 37 – Pericolosità al 10%

Si osserva che la struttura allo stato di fatto, presenta una capacità nettamente inferiore ad una struttura identica progettata secondo i canoni più moderni della progettazione strutturale, inoltre c'è da sottolineare come la valutazione della PGA capace della struttura sia limitata dalla normativa rispetto al periodo di ritorno di 30 anni e alla relativa probabilità di superamento, di fatto il 10% della pericolosità sismica di base corrisponde ad un periodo di ritorno pari a 6.51 anni per la struttura in esame.

Si può quindi affermare che le analisi strutturali condotte di tipo lineare dinamico con fattore di comportamento, presentano dei risultati attendibili anche considerando che tale metodo è molto conservativo. Di fatto, per il livello di conoscenza raggiunto, tale metodo è stato così utilizzato per stimare l'indice di rischio e definire la vulnerabilità del fabbricato allo SLV.

7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E SINTESI DEI RISULTATI

L'edificio oggetto di studio è stato dettagliatamente analizzato sia per quanto riguarda la capacità di resistenza ai carichi statici sia ai carichi sismici.

L'analisi numerica effettuata nella condizione dei soli carichi gravitazionali ha mostrato un esito sostanzialmente soddisfacente anche in relazione alle attuali NTC2018. Il giudizio positivo sulle condizioni di sicurezza del fabbricato in presenza dei soli carichi gravitazionali, quindi in assenza di sisma, tiene conto dei risultati ottenuti dalle prove sui materiali e dall'assenza di un quadro fessurativo di rilievo.

I metodi adottati per l'analisi del fabbricato sono di tipo semi-probabilistico, cioè con una certa probabilità di accadimento, questo per il fatto stesso di avere a che fare con grandezze di tipo non deterministico (sisma, resistenze materiali, carichi accidentali etc).

Quanto sopra per sottolineare che il risultato numerico, affetto dalle incertezze ed approssimazioni anzidette, deve essere assunto solo quale ausilio per una decisione ragionata sui provvedimenti da adottare in esito alle verifiche effettuate. Per quanto concerne il comportamento del fabbricato in presenza di azioni sismiche il giudizio è tutt'altro che positivo e a tal proposito occorre tenere presente che l'edificio non è stato concepito con criteri antisismici; invero, all'epoca di progettazione, le strutture venivano dimensionate per sostenere i soli carichi verticali e pertanto la struttura non era stata ideata per resistere agli elevati sforzi indotti dalle azioni sismiche.

Per la valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni orizzontali sismiche, considerata la struttura in esame, l'epoca di realizzazione e la tipologia costruttiva della stessa, la verifica svolta avrebbe dovuto tener in considerazione anche dei seguenti dettagli costruttivi:

1. Pareti sismiche dissipative in c.a.;
2. Presenza di elementi "snelli" in copertura;

I suddetti elementi, se tenuti in considerazione nella verifica globale della struttura, avrebbero condizionato in modo ancora più gravoso la valutazione. Per tale motivo, al fine di poter valutare la capacità sismica degli elementi setto e correnti in acciaio costituenti l'intera struttura, mediante una mera semplificazione del modello, gli stessi sono stati esclusi dalla verifica. Tale scelta ha consentito l'individuazione dell'indicatore di rischio sismico del sistema globale con accettabile approssimazione.

Preme sottolineare che, in caso di progetto di adeguamento sismico, gli stessi elementi in precedenza esclusi dovranno essere nuovamente considerati nella verifica ed opportunamente trattati con interventi specifici al fine di conferire agli stessi la capacità sismo resistente richiesta, incrementando la duttilità ed impedendo l'instabilità.

Alla luce di quanto sopra, considerato il tipo di analisi svolte (lineari dinamica e non lineare statica), la valutazione della sicurezza dell'edificio in esame è stata valutata prendendo in considerazione i due nuovi parametri, definiti dalla NTC2018, che costituiscono i fattori indicativi per un rapido confronto tra **l'azione massima sopportabile da una struttura esistente** e **l'azione massima che si utilizzerebbe in caso di progetto ex-novo**.

Tali parametri sono così definiti:

- ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo a_g S.
- $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

La verifica svolta e l'individuazione dell'indice di rischio sismico dell'edificio analizzato, rappresentato dal minimo valore del coefficiente ζ_E ha consentito di individuare i primi due elementi strutturali da cui dipende la sicurezza sismica della struttura.

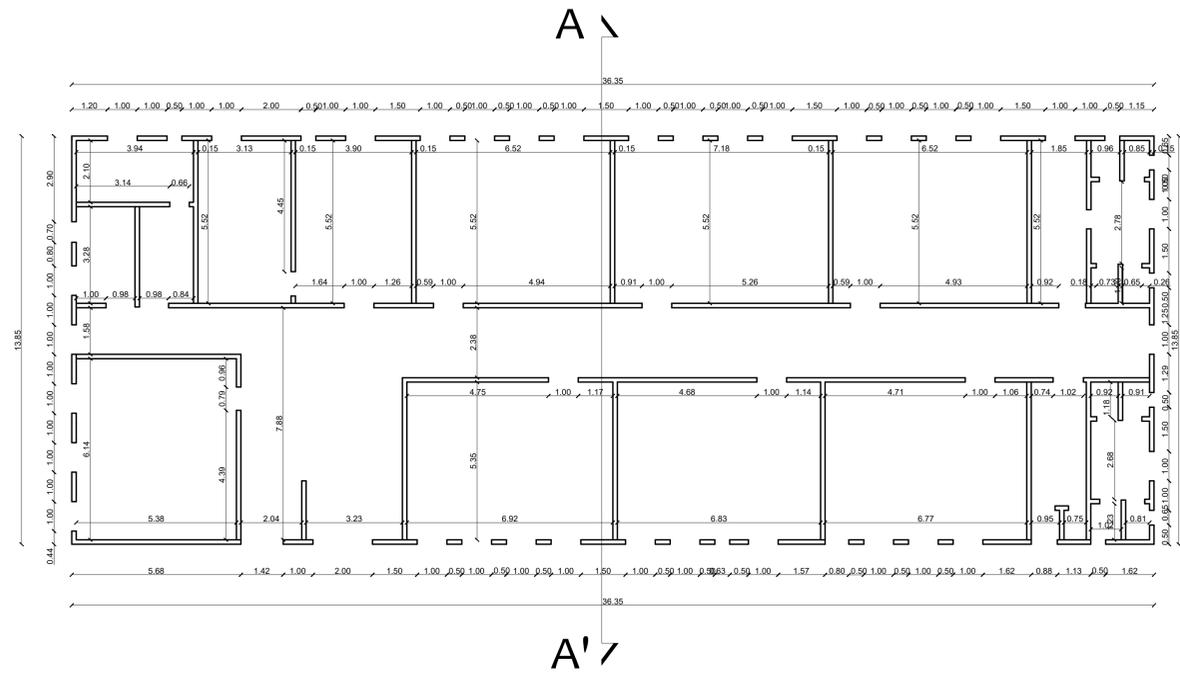
Di seguito si riporta la tabella riassuntiva con i valori calcolati:

	ELEMENTO STRUTTURALE	TIPO DI ANALISI	STATO LIMITE SLV	TIPOLOGIA CRISI/RUTTURA
1° elemento soggetto a crisi	Setto in C.A.	Dinamica lineare con fattore di struttura q	$\zeta_E = 0.23$	PRESSO-FLESSIONE

Figura 38 - Tabella riassuntiva indice di rischio sismico SLV

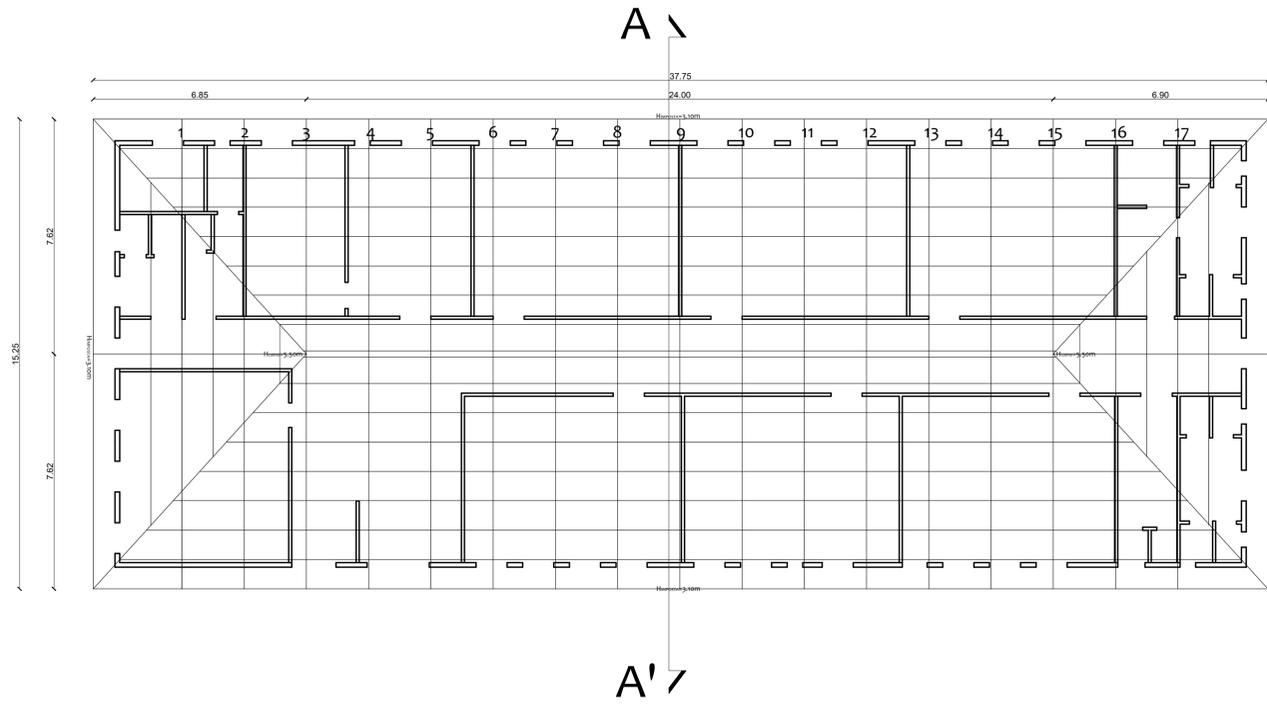
Dai risultati evinti dalle verifiche strutturali eseguite e dai valori degli indici di rischio sismico sopra tabellati, risulta necessario prevedere un insieme sistematico di opere atte ad ottenere un notevole incremento della capacità sismica degli elementi analizzati al fine di raggiungere l'adeguamento sismico richiesto.

IMPALCATO QUOTA 0 m

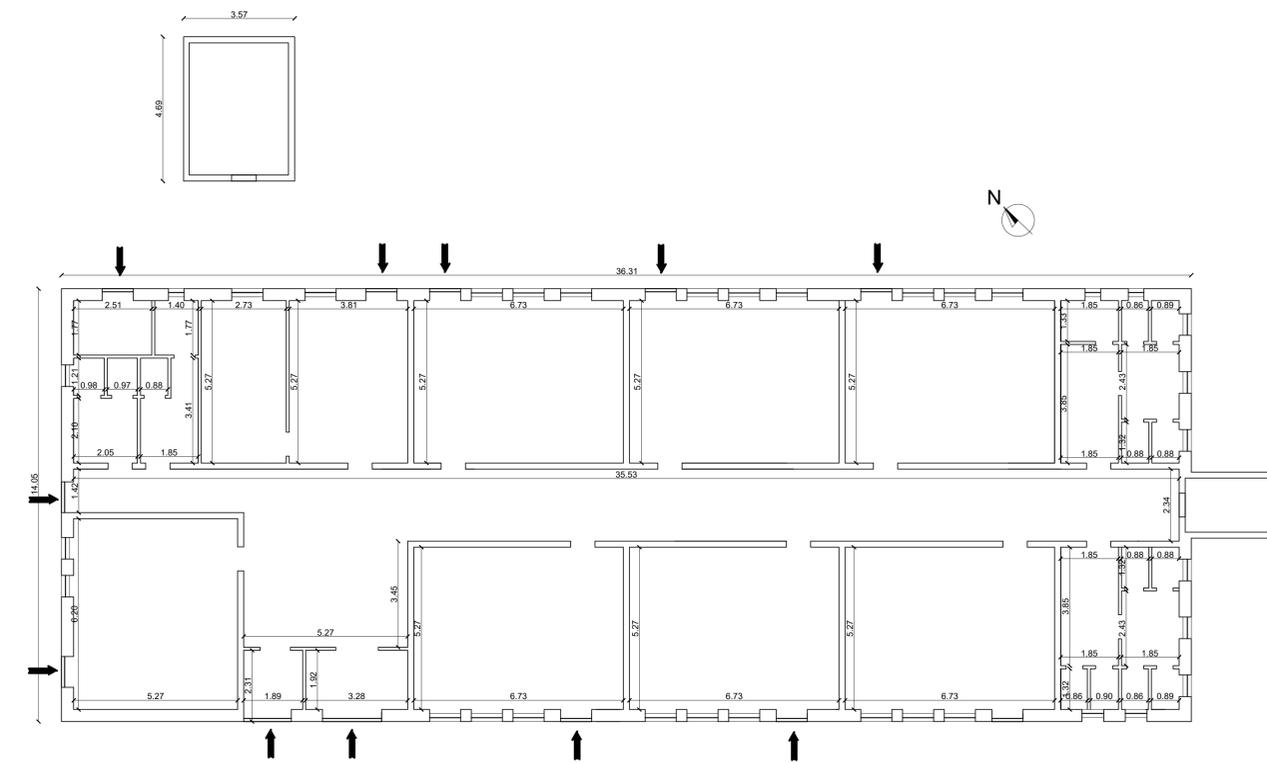
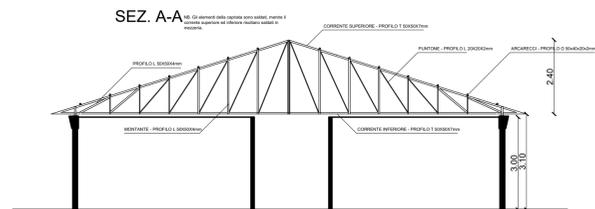


SEZIONE A - A'

IMPALCATO QUOTA 3.25 m



PIANO TERRA ARCHITETTONICO



TIPOLOGIE DI INTERVENTI FINANZIABILI	
ADEGUAMENTO SISMICO	REALIZZAZIONE DEI RINGROSSI DEGLI ELEMENTI TRAVE/PILASTRO
	REALIZZAZIONE DI SETTI IN CEMENTO ARMATO IRRIGIDENTI E TALI DA BILANCIARE LE ECCENTRICITA' PRESENTI
	RINFORZO LOCALE MEDIANTE L'APPLICAZIONE DI TESSUTI FIBROFORZATI FRP
	INSERIMENTO DI ISOLATORI ELASTOMERICI
ADEGUAMENTO IMPIANTISTICO FUNZIONALE	INSERIMENTO DI SISTEMI DI DISSIPATORI SISMICI
	AMMORSAMENTO DELLE TAMPONATURE
	IMPIANTO DI TERMO-CLIMATIZZAZIONE
	- RISCALDAMENTO CON PAVIMENTI RADIANTI
	- RAFFRESCAMENTO CON SISTEMA VRF
	- VENTILAZIONE CON UTA DOTATA DI RECUPERATORE DI CALORE
	- SENSORI E TERMOSTATI PER LA REGOLAZIONE
	- ESTRATTORI D'ARIA NEI SERVIZI IGENICI
	IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE
	- LED NEI CONNETTIVI
- LED NELLE AULE E NEI LOCALI DI SERVIZIO	
- SENSORI DI PRESENZA NEI SERVIZI IGENICI	
FONTI RINNOVABILI	
- PANNELLI SOLARI TERMICI	
- PANNELLI FOTOVOLTAICI	





PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA
4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 – Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università
Investimento 1.1: Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia

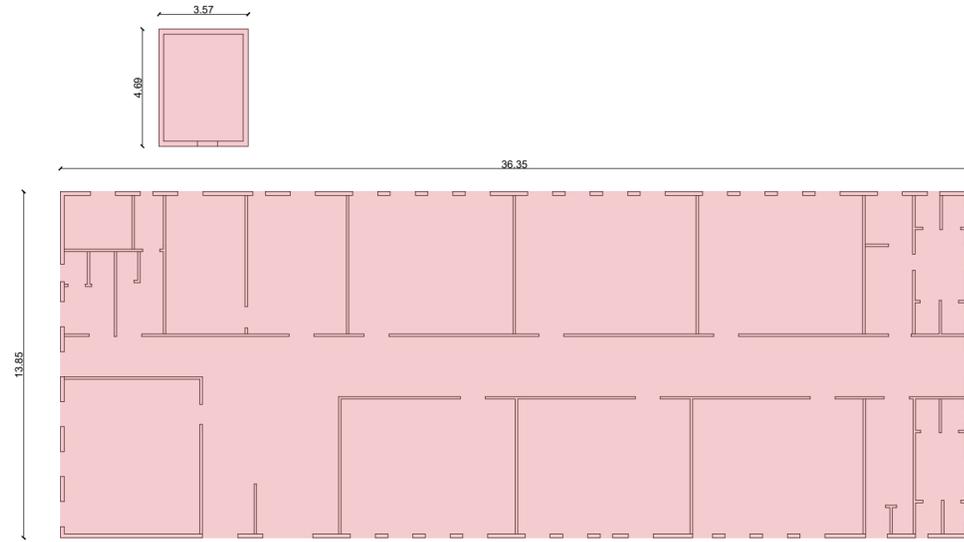


Demolizione e ricostruzione dei locali di proprietà comunale siti in Via Repubbliche Marinare edificio "CHANCE" per adibirlo ad Asilo Nido

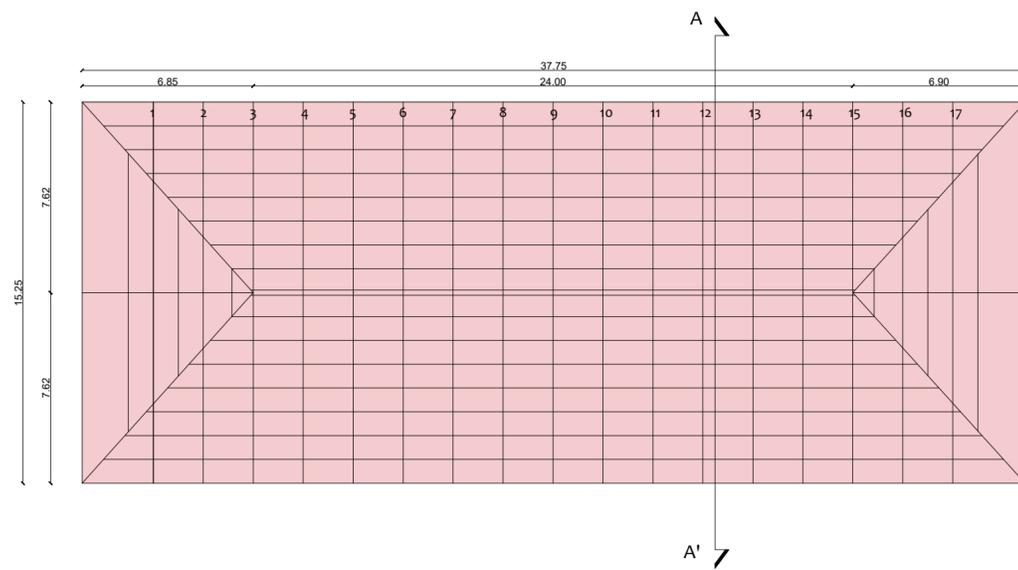
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA
(articolo 23 comma 5 D.lgs. n. 50/2016 e s.m.l.)

Responsabile del Procedimento: arch. Alfonso Ghezzi	Progettista: ing. Pasquale Ciccarelli
Descrizione Elaborato: Elaborato Grafico	
COD. ELABORATO: <div style="text-align: center; font-size: 2em; font-weight: bold;">C</div>	
SCALA: DATA: APRILE 2022	

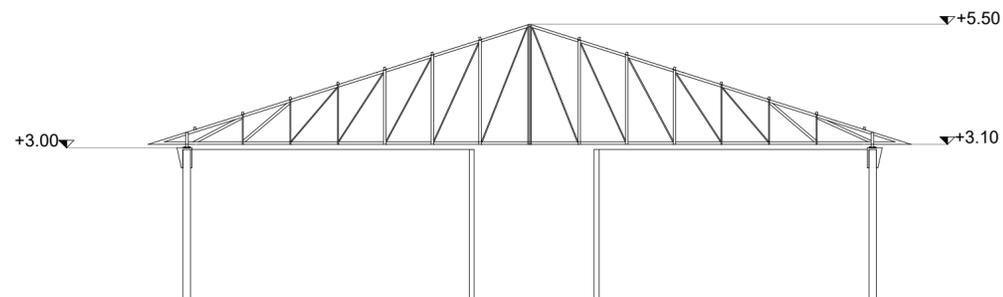
PIANTA PIANO TERRA, SCALA 1:200



PIANTA DELLE COPERTURE, SCALA 1:200



SEZIONE A-A', SCALA 1:100



PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 - Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università
Investimento 1.1: Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia



PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 - Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università
Investimento 1.1: Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia



Demolizione e ricostruzione dei locali di proprietà comunale siti in Via Repubbliche Marinare edificio "CHANCE" per adibirlo ad Asilo Nido

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA
(articolo 23 comma 5 D.lgs. n. 50/2016 e s.m.i.)

Responsabile del Procedimento:
arch. Alfonso Ghezzi

Progettista
ing. Pasquale Ciccarelli

Descrizione Elaborato
Rilievo di massima delle demolizioni

COD. ELABORATO:

E

SCALA:

-

DATA:

APRILE 2022