

ark progetti +

mandatario

architetto cunial giamprimo

mandante

architetto fabbian giampaolo

mandante

architetto pandolfo andrea

mandante

ingegnere carlo franceschini

mandante

ingegnere sara pretto

mandante

geometra forner simone

mandante

perito i. michielin guido

mandante

perito i. gabrielli luca

31030 borso del grappa treviso via ospedale 2/d
31010 asolo treviso via foresto nuovo 32/b

tel. uff. +39 0423 561971
fax. +39 0423 914630

e-mail info@arkprogetti.it

CODICE CUP : G49H180000000001

AMPLIAMENTO SCUOLA
PRIMARIA DI MONTE DI MALO
DESTINATO A SCUOLA
SECONDARIA

COMUNE

MONTE DI MALO

COMMITTENTE

AMMINISTRAZIONE COMUNALE

DATA

SETTEMBRE 2019

AGGIORNAMENTO EMISIONE A SEGUITO VALIDAZIONE

CODICE

1219

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATI

RELAZIONE DI CALCOLO

f.to architetto cunial giamprimo

ALLEGATO

**RS
01**

SOMMARIO

1	Introduzione	1
1.1	Descrizione generale dell'ampliamento	1
1.1.1	Caratteristiche principali del nuovo fabbricato principale	1
1.1.2	Caratteristiche principali della nuova passerella e vano scale di collegamento	13
1.1.3	Caratteristiche principali della "nuova passerella"	13
1.1.4	Caratteristiche principali del "nuovo portico"	20
1.2	Valutazione della sicurezza	23
1.3	Unità di misura	23
1.4	Normativa di riferimento	23
1.5	Materiali	24
1.5.1	Legno lamellare incollato per travetti, travi	24
1.5.2	Pannelli parete tipo X-Lam	24
1.5.3	Acciaio strutturale	25
1.5.4	Calcestruzzo C25/30	25
1.5.5	Acciaio armatura lenta B450C	25
2	Analisi dei carichi	26
2.1	Solai	26
2.1.1	Solaio primo piano	26
2.1.2	Solaio copertura	26
2.1.3	Primo solaio (a copertura del piano seminterrato)	27
2.2	Carico neve	28
2.3	Azione sismica	29
2.3.1	Inquadramento sismico	29
2.3.2	Fattore di struttura	30
2.3.3	Spettri di risposta	30
2.3.4	Combinazione sismica	35
3	Parametri geotecnici	36
4	Analisi strutturale	38
4.1	Descrizione del software di calcolo	38
4.1.1	Descrizione del programma Sismicad	38
4.1.2	Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni	38

4.1.3	Modellazione delle pareti XLAM	40
4.1.4	Modellazione di travi, architravi e pilastri.....	40
4.1.5	Modellazione delle connessioni verticali tra i pannelli	40
4.1.6	Modellazione del terreno	40
5	Verifiche	40

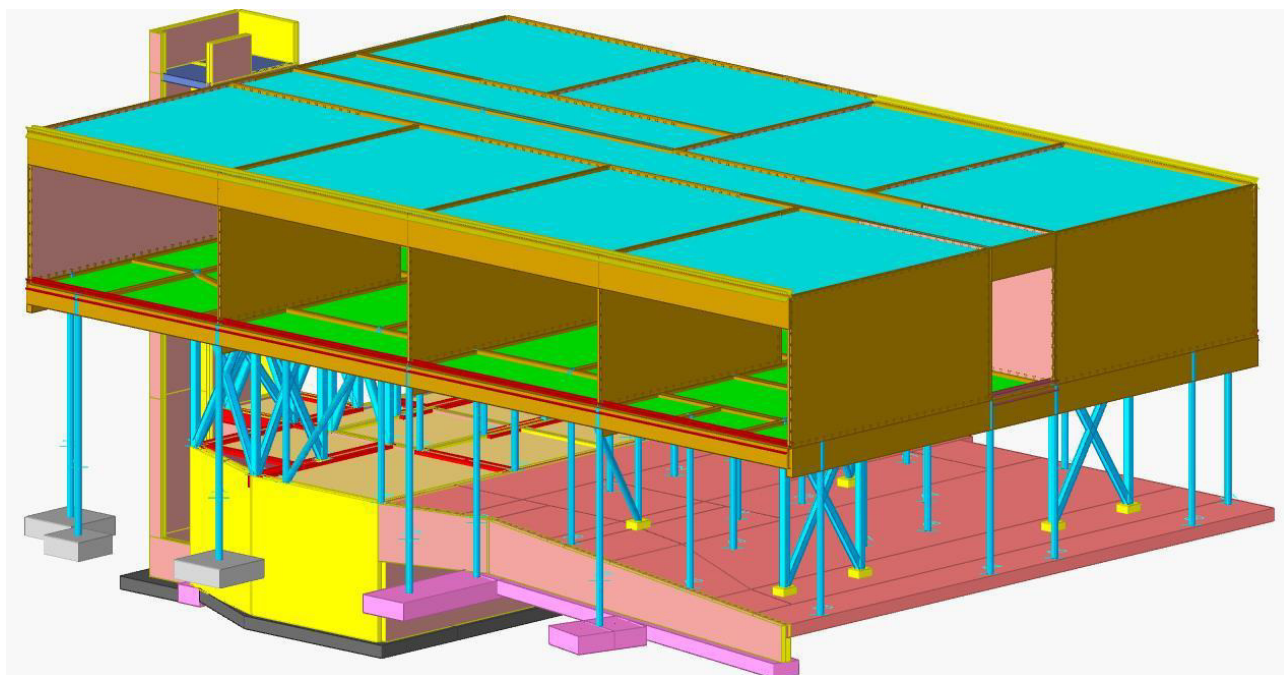
1 INTRODUZIONE

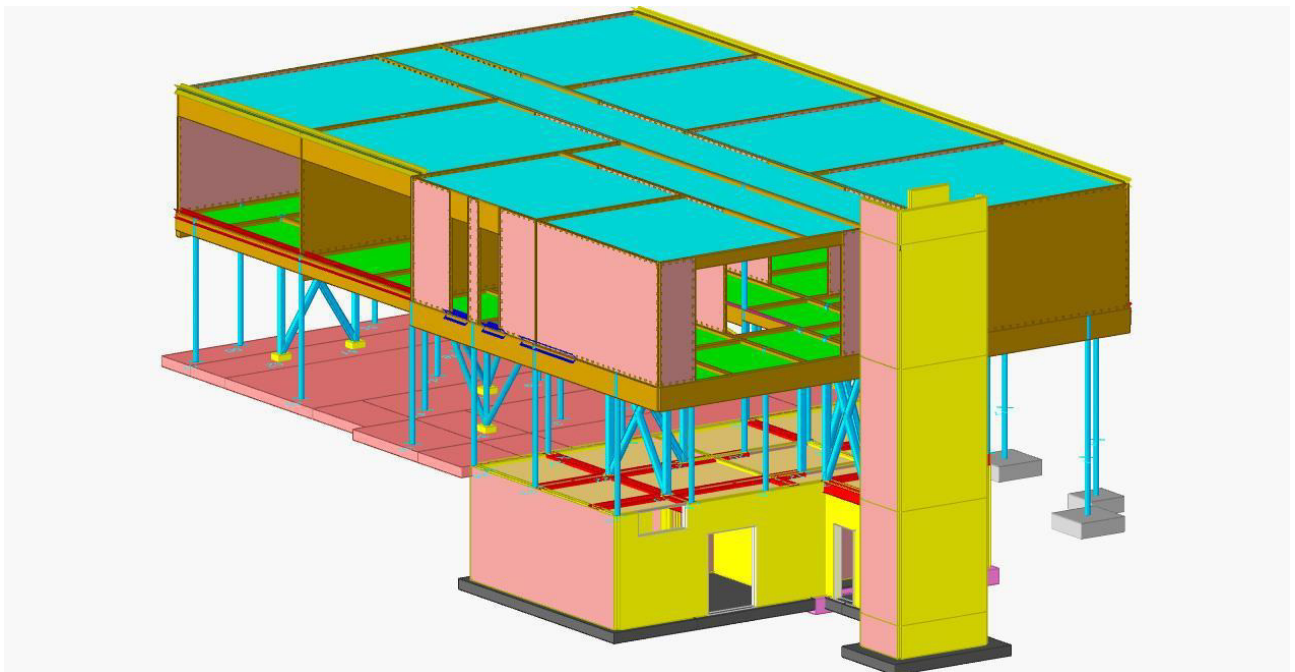
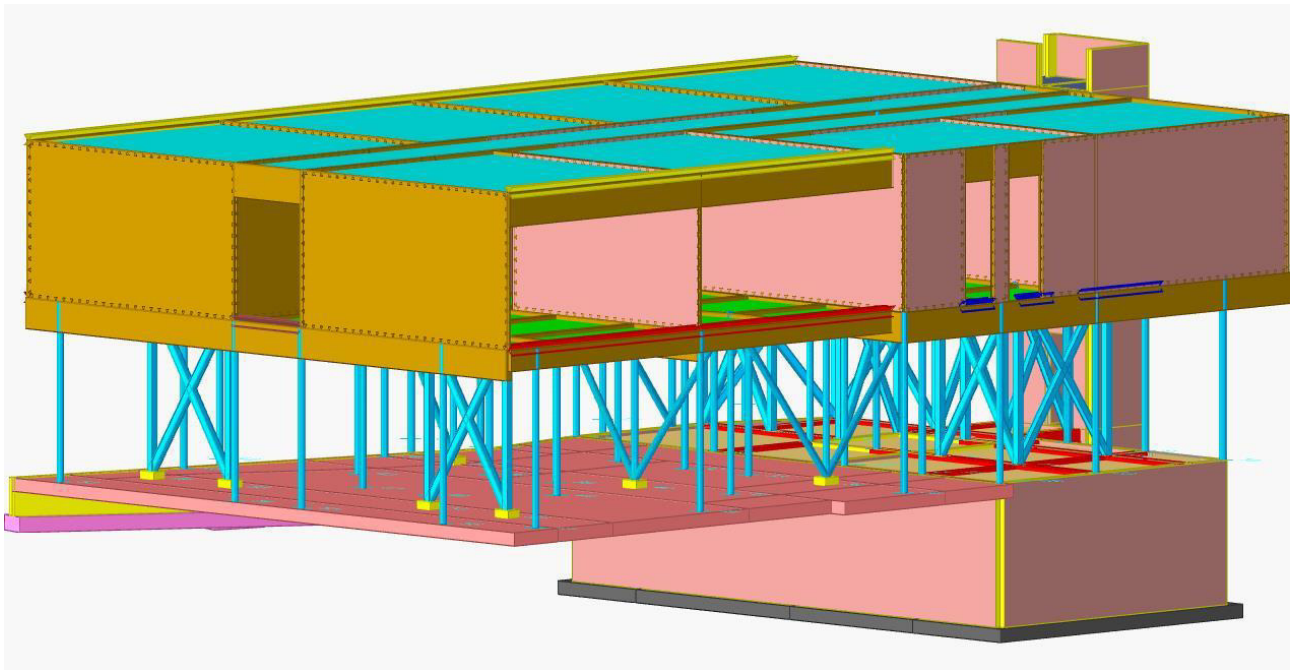
1.1 Descrizione generale dell'ampliamento

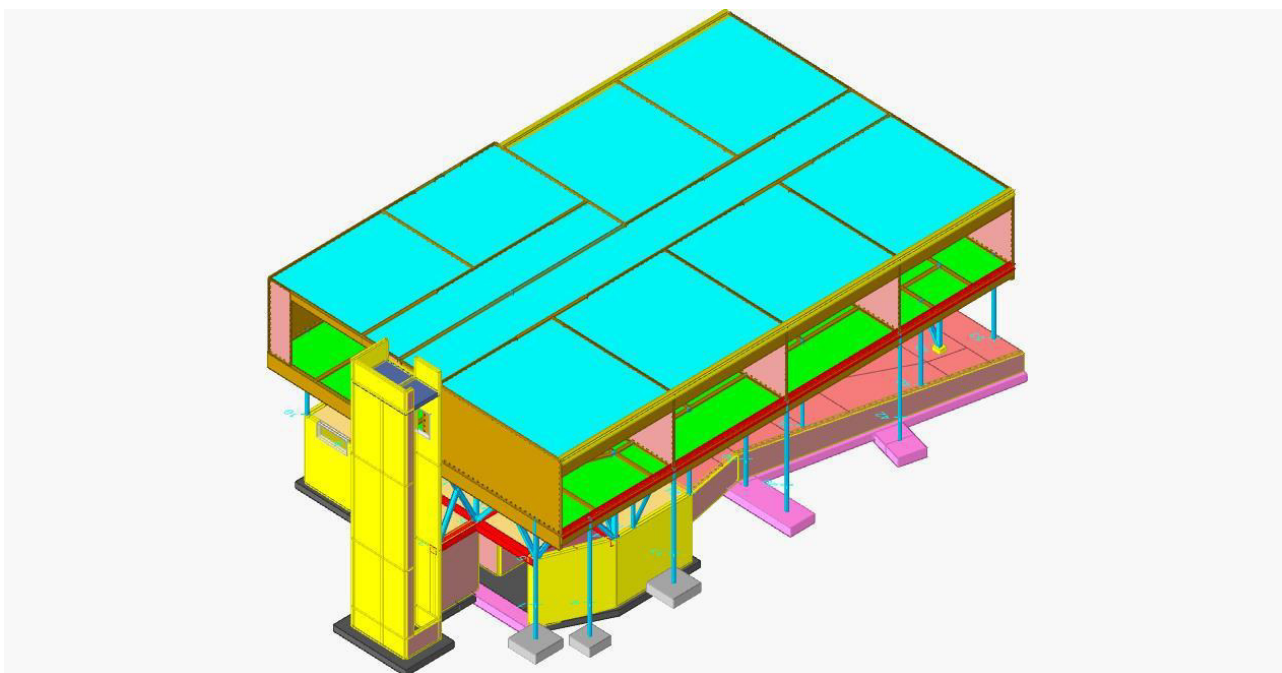
1.1.1 Caratteristiche principali del nuovo fabbricato principale

L'edificio è situato nel comune di Monte di Malo, in provincia di Vicenza, ad una quota di circa 380 m s.l.m.. I lavori prevedono l'ampliamento della scuola primaria con un nuovo fabbricato costituito da un piano primo dove saranno ottenute le aule, un piano terra dove si collocano gli spazi d'ingresso e la biblioteca, un piano seminterrato con centrale termica e altri locali accessori. Piano primo è in legno lamellare e pannelli X-LAM, sorretto da un sistema di pilastri e controventi in acciaio di piano terra; il seminterrato e la platea che fanno da fondazione sono in c.a. La struttura si sviluppa fuori terra per un'altezza massima di circa 10m misurata da livello seminterrato. Nelle illustrazioni che seguono si rappresenta il tridimensionale della struttura.

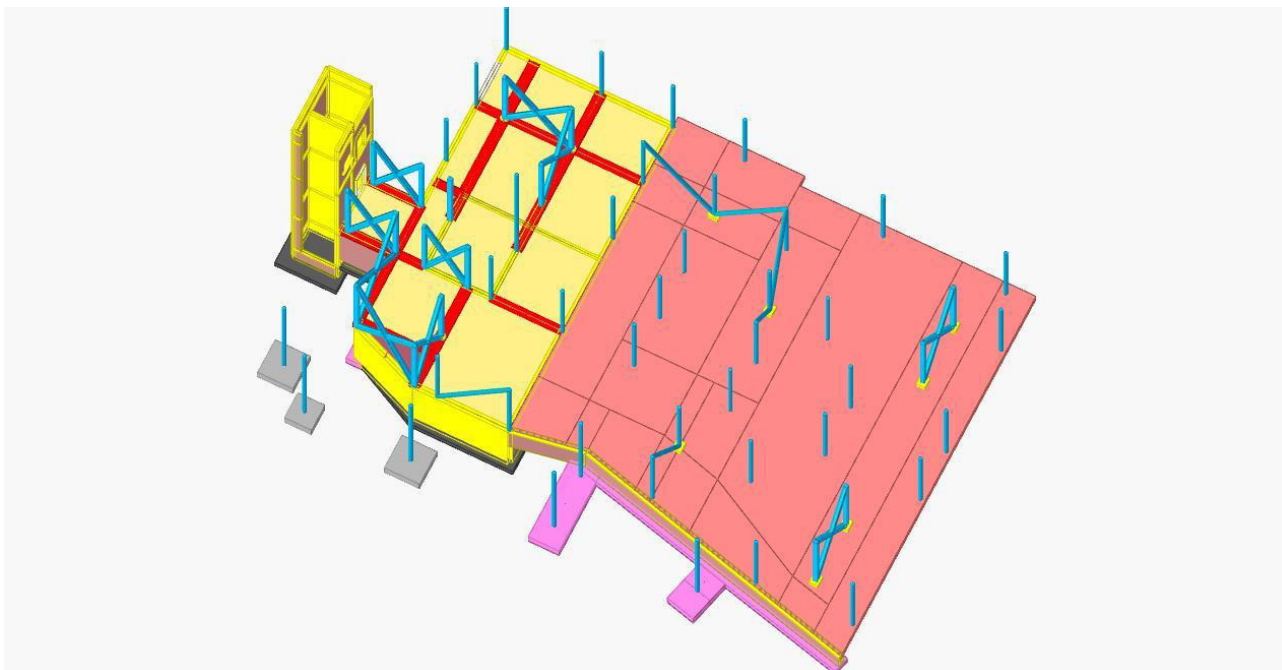
Viste 3D generali:

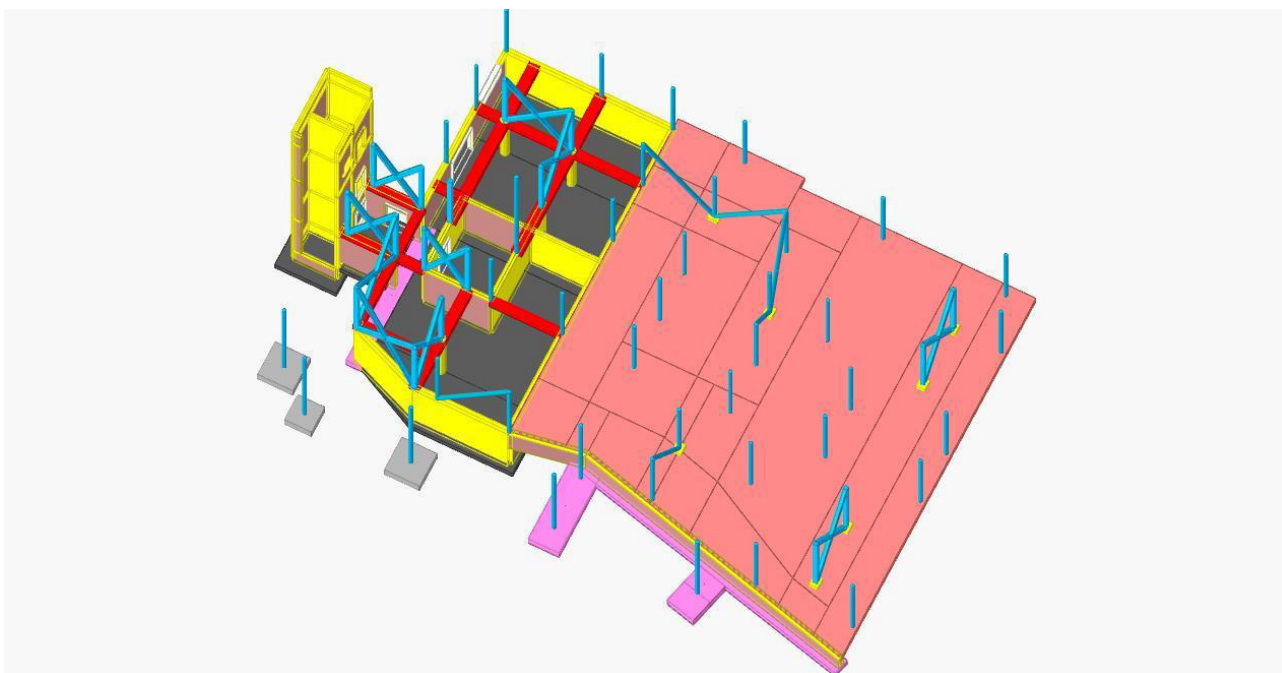




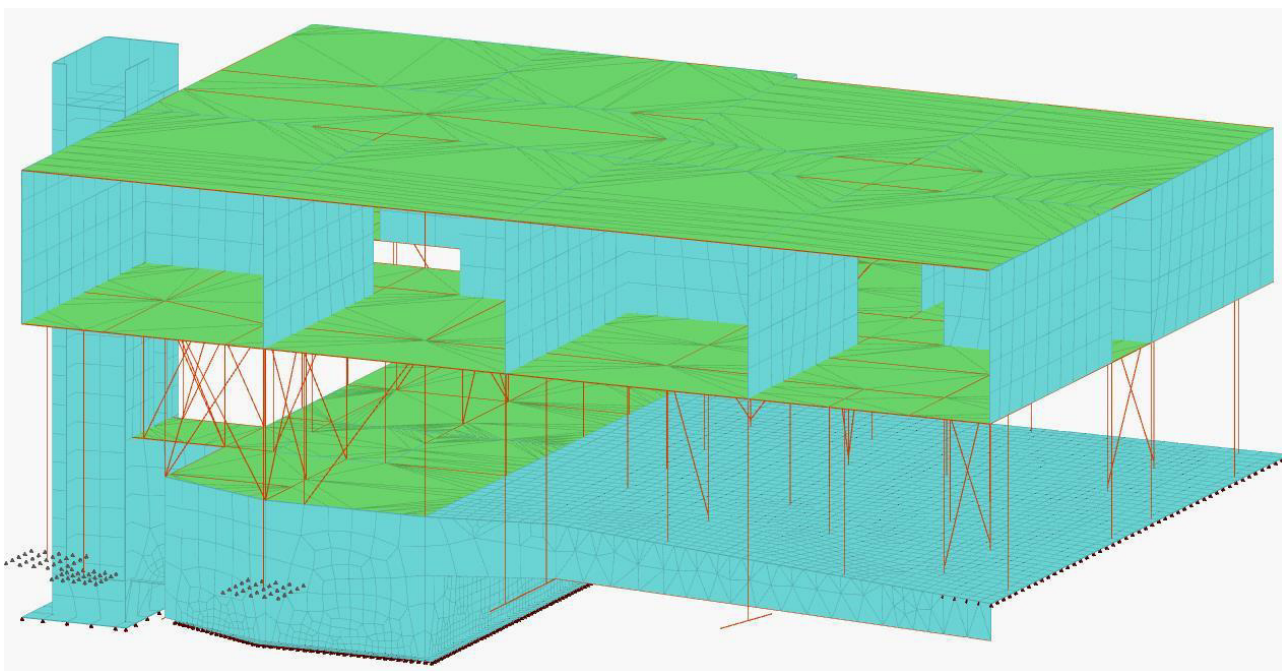


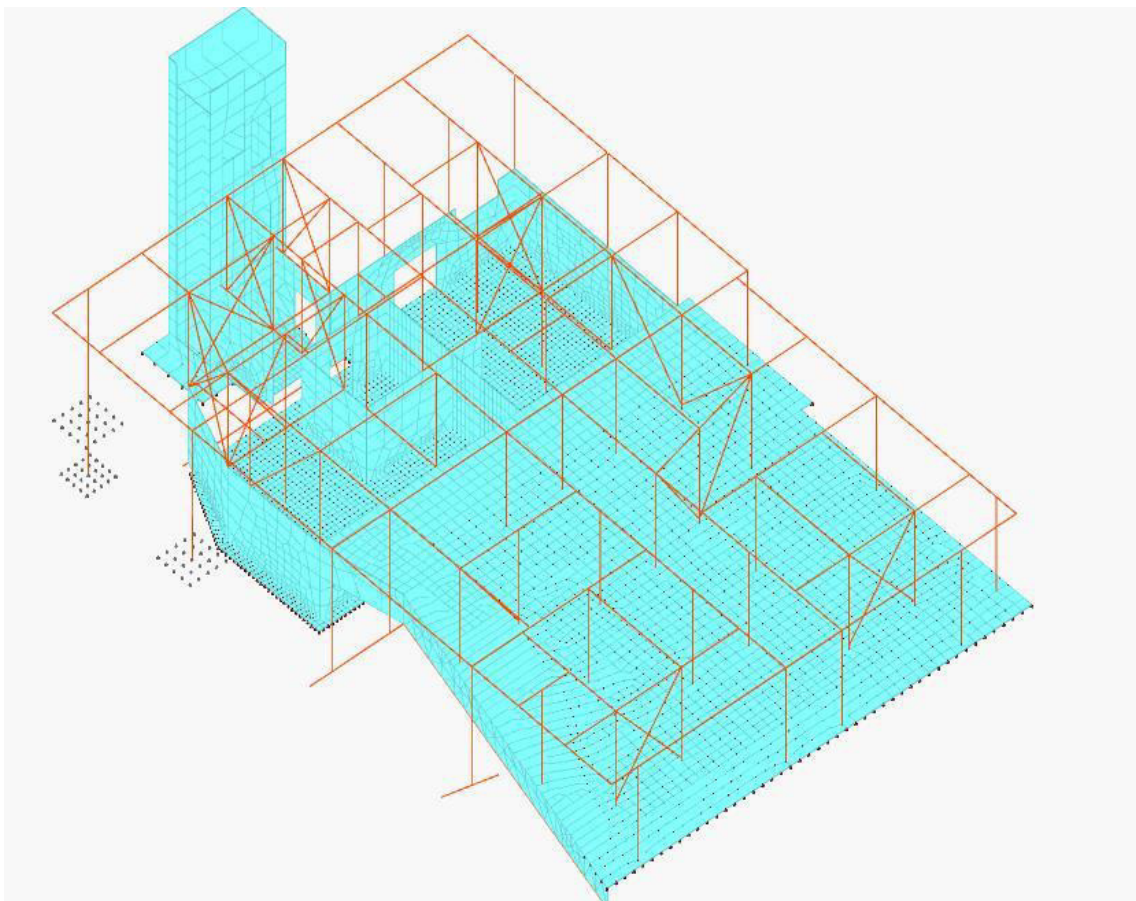
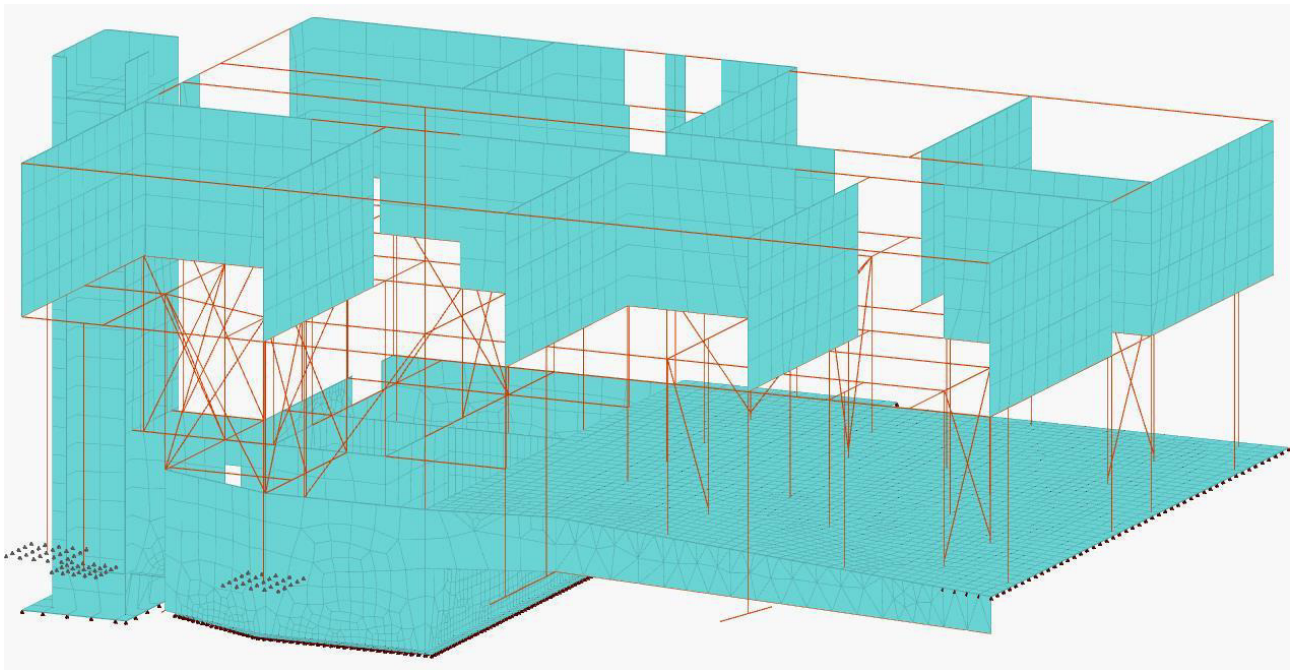
Vista 3D delle strutture di piano terra e seminterrato:

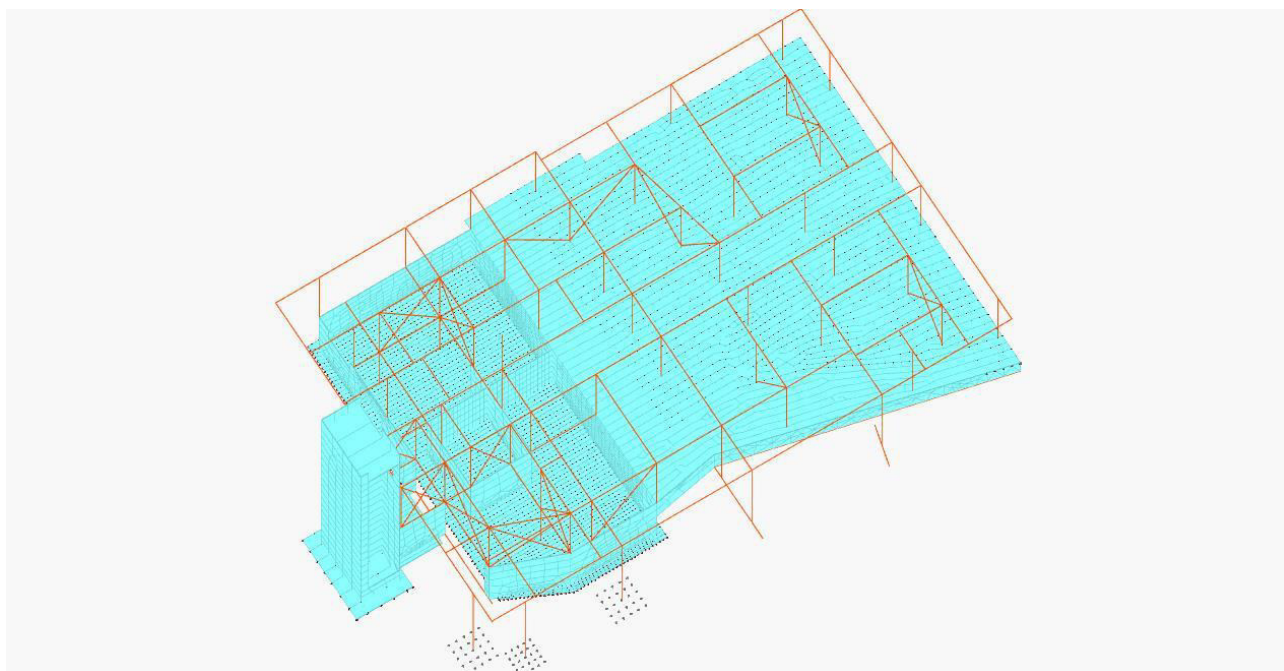




Viste 3D del modello di calcolo e.f.m. per analisi globale:

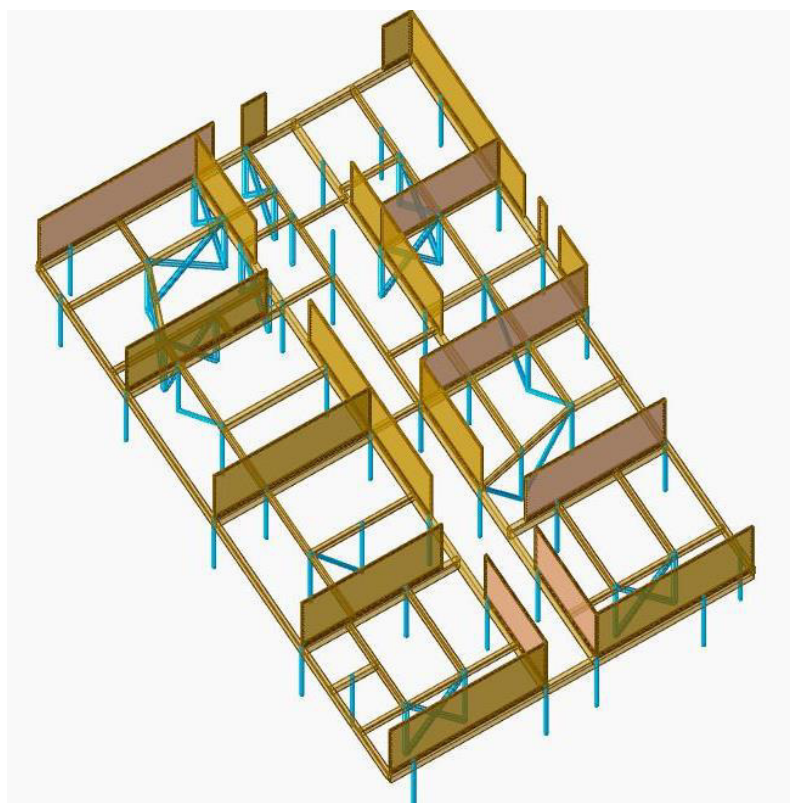






La struttura viene verificata secondo le metodologie imposte dalle norme tecniche sulle costruzioni approvate il 17 gennaio 2018 (NTC 2018) e, per quanto non espressamente riportato dalle norme citate, secondo norme tecniche nazionali ed internazionali di comprovata affidabilità, come gli Eurocodici. Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'azione sismica è stato assegnata una classe d'uso III supponendo una vita nominale di 50 anni.

La struttura in elevazione in legno a piano primo e in acciaio a piano terra è illustrata nella figura seguente:

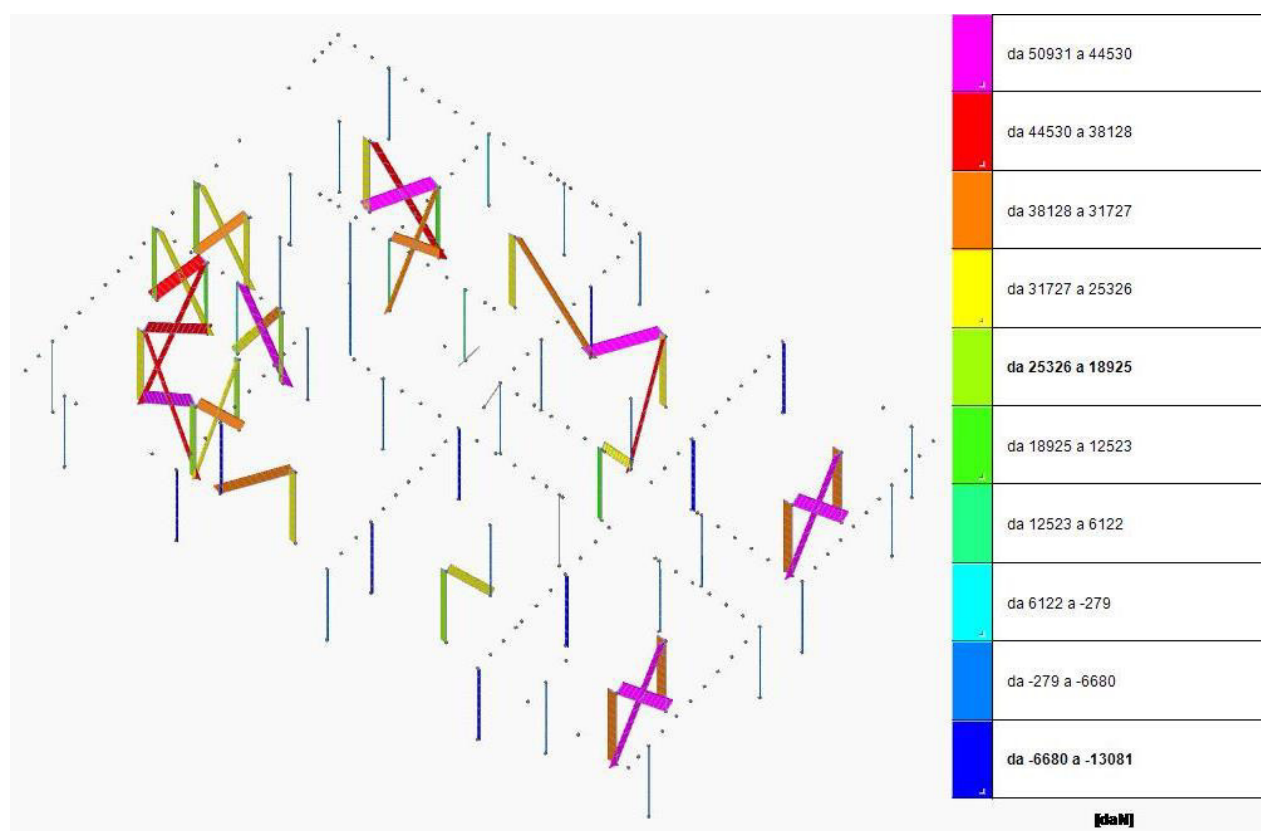


Il solaio piano di copertura è a travetti e doppio tavolato in legno e appoggia sulle pareti Xlam di piano primo e su travi lignee del terzo impalcato (copertura) che completano l'orditura dell'impalcato.

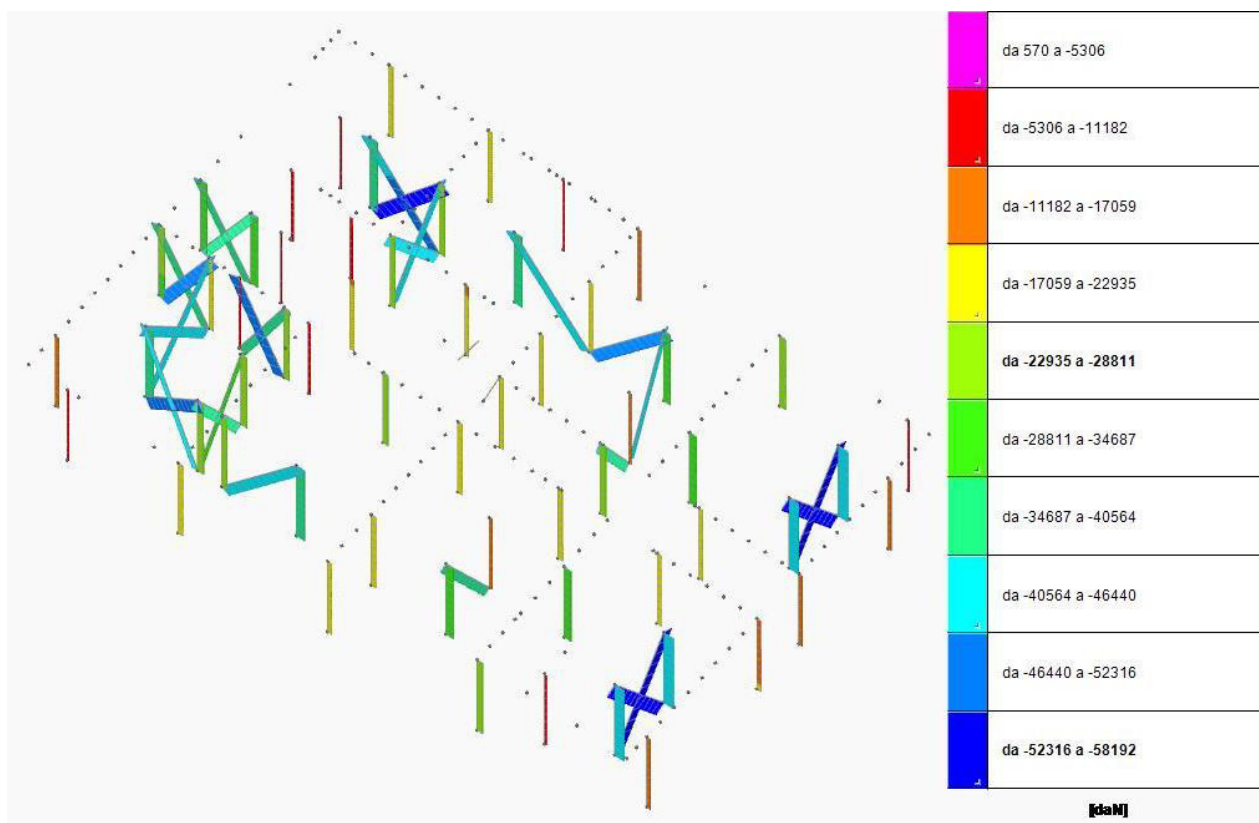
La struttura in elevazione in legno è rigida e le connessioni di carpenteria garantiscono il fissaggio delle pareti stesse alle sottostanti travi in legno dell'impalcato di piano primo.

L'impalcato rigido di piano primo è sostenuto dal sistema portante e controventante in colonne e travi in acciaio che trasferiscono per intero la sollecitazione a livello di piano terra attraverso puro sforzo normale.

L'involuppo del parametro di sollecitazione sforzo normale N di compressione delle aste in acciaio di piano terra è raffigurato nella immagine seguente:

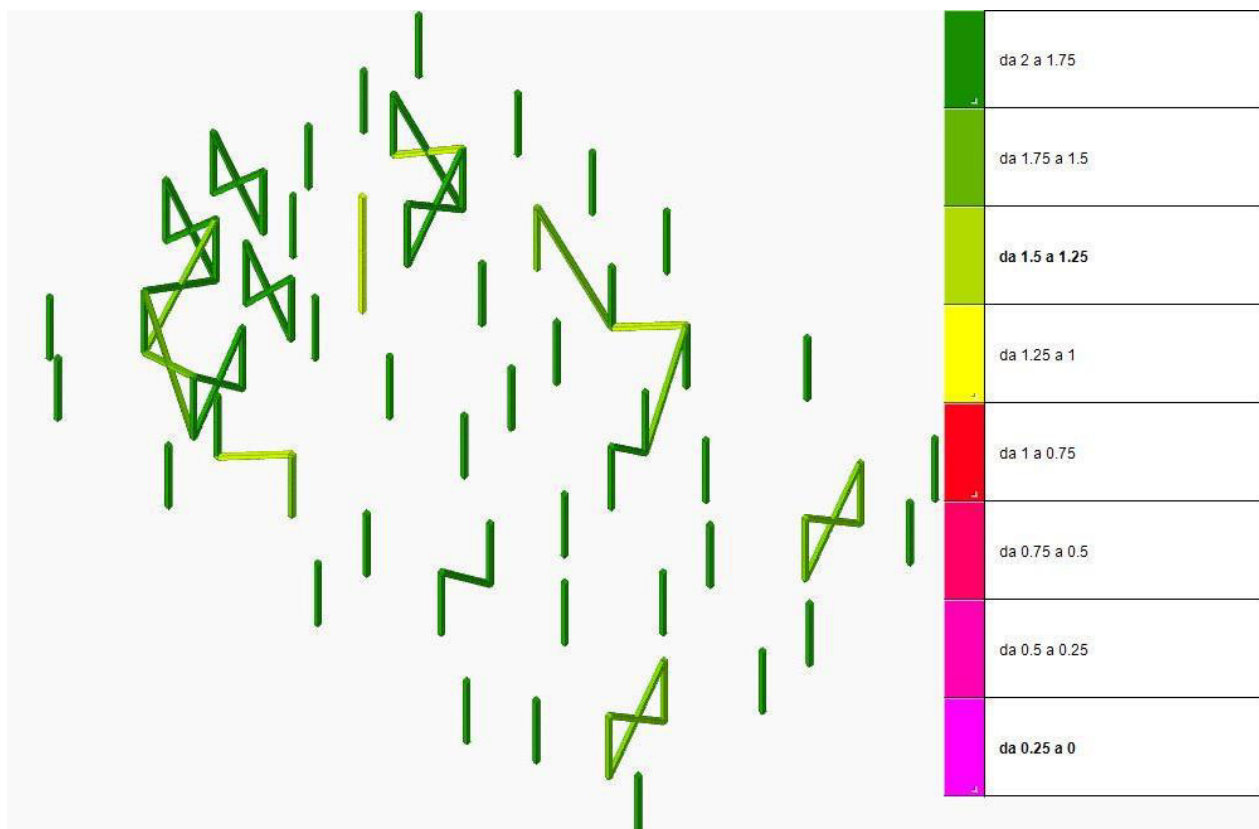


L'involuppo del parametro di sollecitazione sforzo normale N di trazione delle aste in acciaio di piano terra è raffigurato nella immagine seguente:



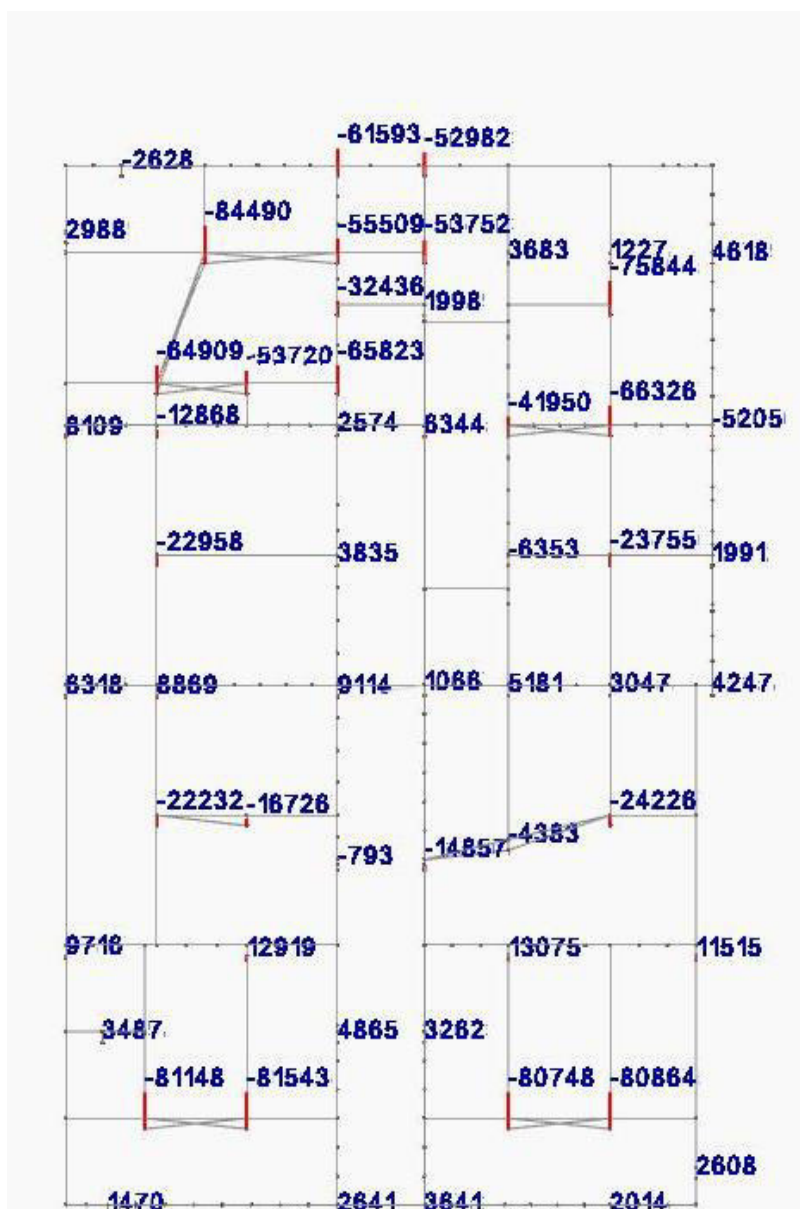
Le aste diagonali, controventanti, sono reagenti sia a trazione che a compressione.

Nell'immagine seguente sono rappresentati i coefficienti di sicurezza delle travi e colonne in acciaio.

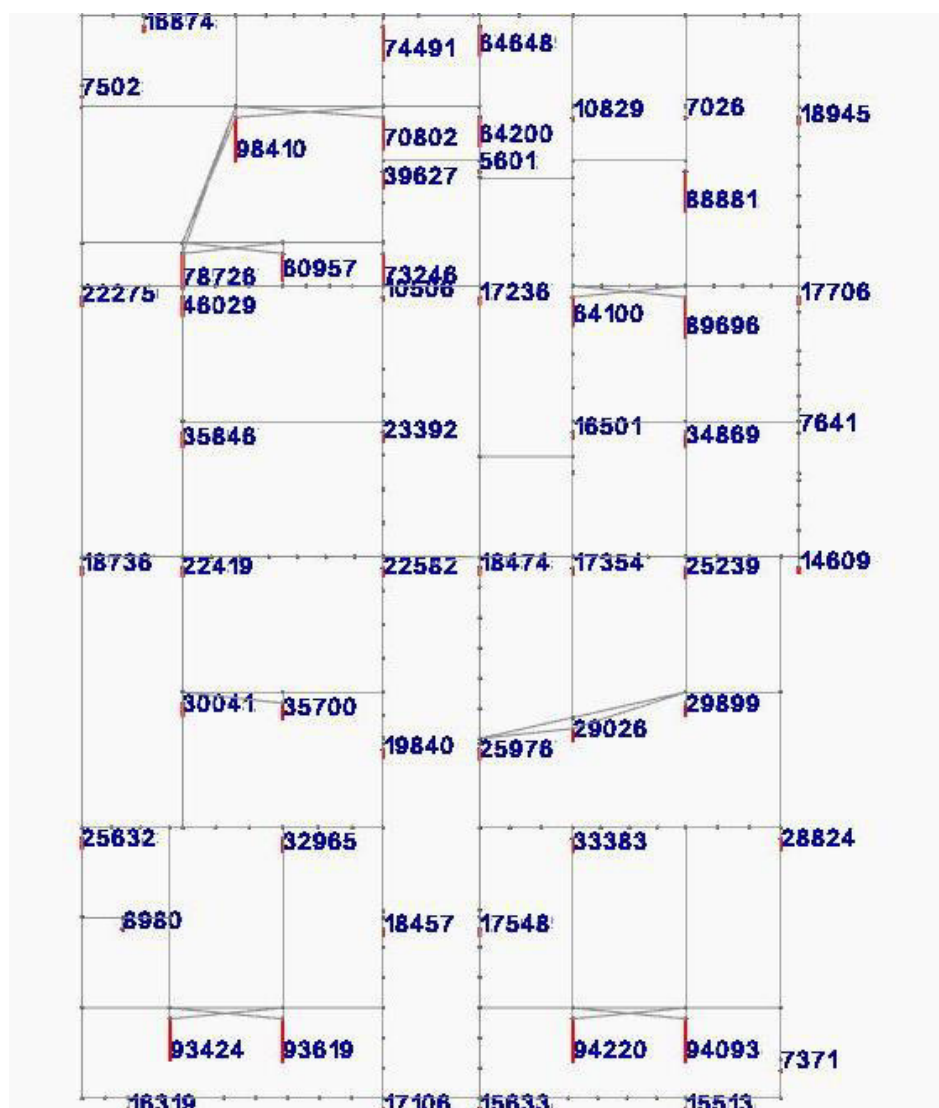


Le reazioni vincolari del modello in elevazione costituiscono le sollecitazioni sulla platea e sopra l'impalcato di piano terra (primo solaio tipo predalles).

L'involuppo delle reazioni di compressione massime verticali a livello "piano terra" sono, in pianta, le seguenti:

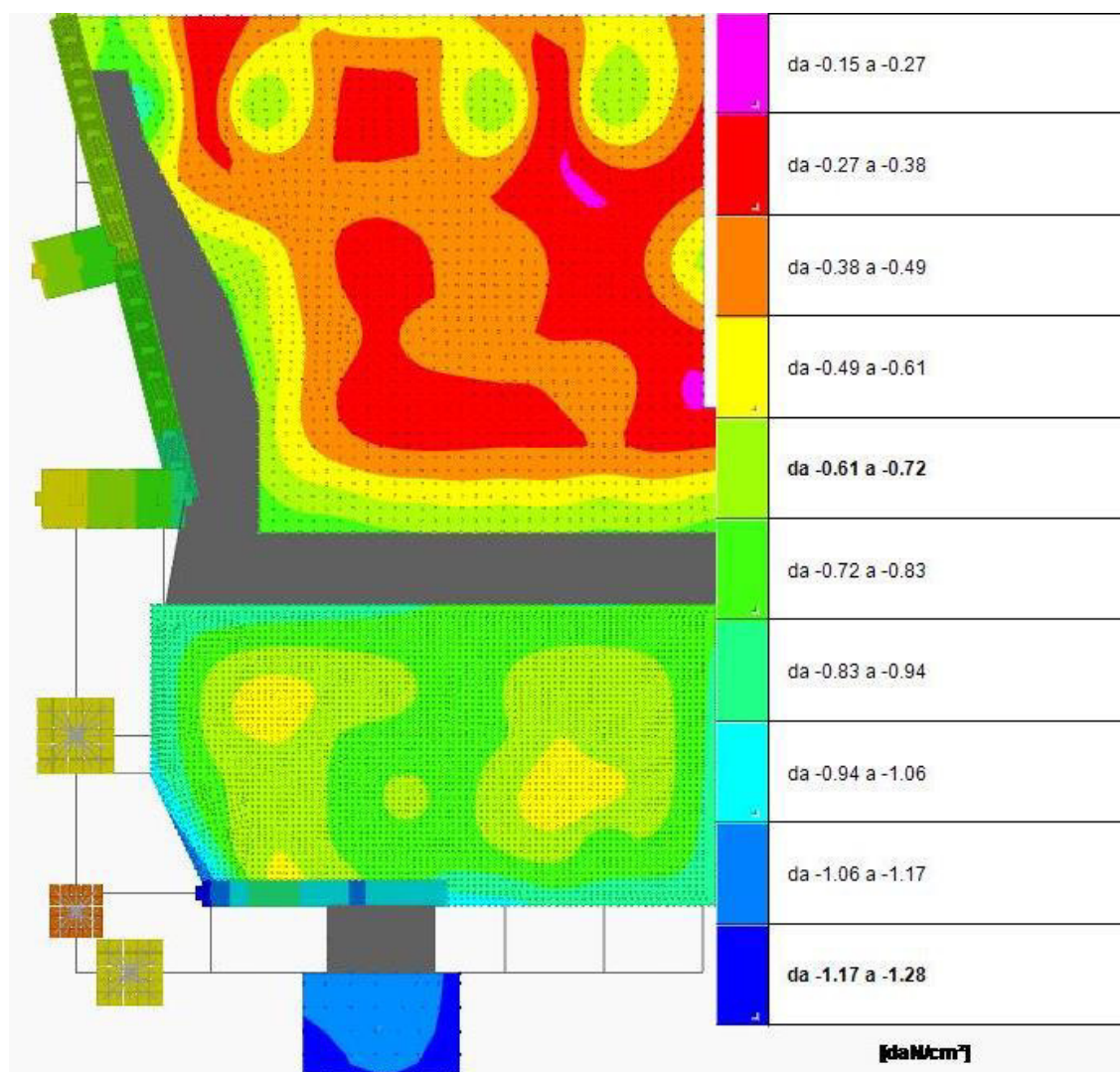


L'involuppo delle reazioni di trazione massime a livello "piano terra" sono le seguenti:



Tali reazioni vincolari alla base della struttura in elevazione sono sollecitazioni in sommità per la platea di piano terra e per il seminterrato in c.a. che sollecitano il piano di posa ai due livelli (interrato e piano terra) delle platee i cui involuipi delle tensioni sul terreno sono i seguenti.

Involuppo pressioni di compressione massima sul terreno (le zone grigie sono quelle dei reinterri):



Inviluppo pressioni di compressione minima o trazione sul terreno:



La verifica delle platee è riportata nei tabulati di calcolo.

Il vano ascensore ha in comune con l'edificio in elevazione la fondazione, paino seminterrato; a piano terra e primo il vano in c.a. è separato dall'edificio in legno tramite un giunto sismico. Nei tabulati di calcolo si riportano le verifiche delle pareti e della platea.

L'edificio principale, che costituisce l'ampliamento oggetto della presente relazione, è inserito nel complesso degli altri fabbricati che compongono la scuola attraverso la realizzazione di due nuove opere accessorie in progetto che faranno da "collegamento": una nuova passerella con torretta scala che collega il piano primo del nuovo fabbricato con il piano secondo del fabbricato a sud; una nuova tettoia frontale al fabbricato a est, che collega a piano terra il nuovo fabbricato scolastico con l'edificio vicino.

1.1.2 Caratteristiche principali della nuova passerella e vano scale di collegamento

La nuova passerella, a sud del fabbricato principale che costituisce l'ampliamento in progetto, comprende un ponticello in acciaio parzialmente gradinato pedonale di circa 7,5 metri di lunghezza per una larghezza di passaggio di circa 140cm che sbarca sul pianerottolo della nuova torretta scale in c.a. adiacente e a livello del piano secondo rispetto al fabbricato esistente a sud. La nuova a torretta scale in c.a. adiacente al fabbricato esistente a sud del nuovo ampliamento è in pianta di circa 2,3x2,3m e ha altezza massima di 8,5 metri circa.

Di seguito si descrivono le caratteristiche principali delle suddette due nuove opere accessorie: nuova passerella e nuovo portico.

1.1.2.1 Caratteristiche principali della "nuova passerella"

La "nuova passerella" è una nuova opera di collegamento tra il nuovo ampliamento e l'edificio esistente a sud. La passerella pedonale, parzialmente gradinata che porta dal piano primo del nuovo ampliamento al nuovo pianerottolo in c.a. adiacente al fabbricato esistente, è realizzata in acciaio tramite due cosciali principali in profilato tubolare che sono vincolati rigidamente al pianerottolo in c.a. della nuova torretta scale. Verso il nuovo ampliamento i cosciali sono invece appoggiati in modo che ne è impedita la traslazione in direzione ortogonale all'asse della passerella, mentre invece è consentita la traslazione lungo la direzione dell'asse della passerella tramite un giunto sismico che evita il martellamento.

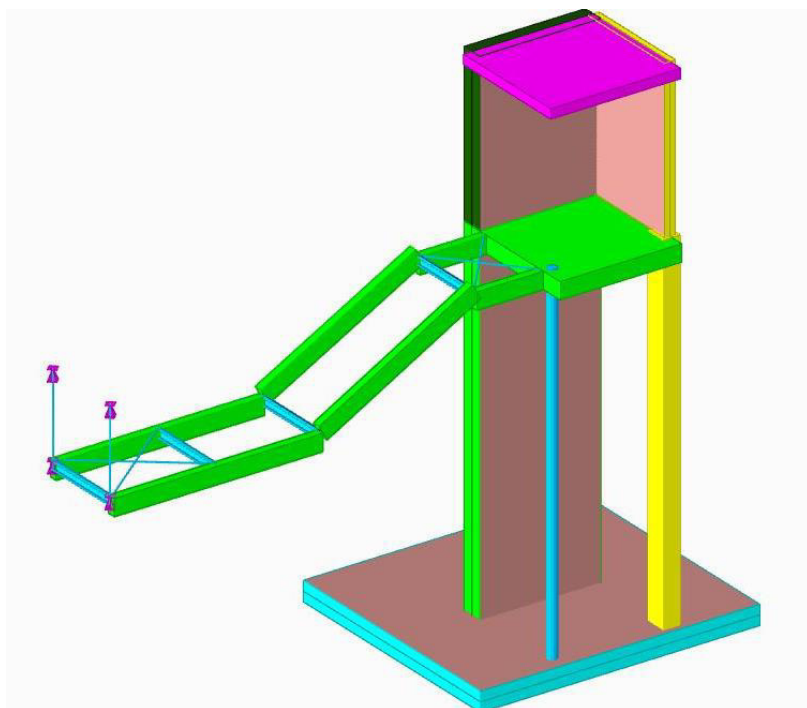
La passerella in acciaio, costituita strutturalmente dai due cosciali, è dotata di controventi orizzontali stabilizzanti a inizio e fine rampa presso i pianerottoli in modo da ottenere una forma stabile ma non troppo rigida del collegamento.

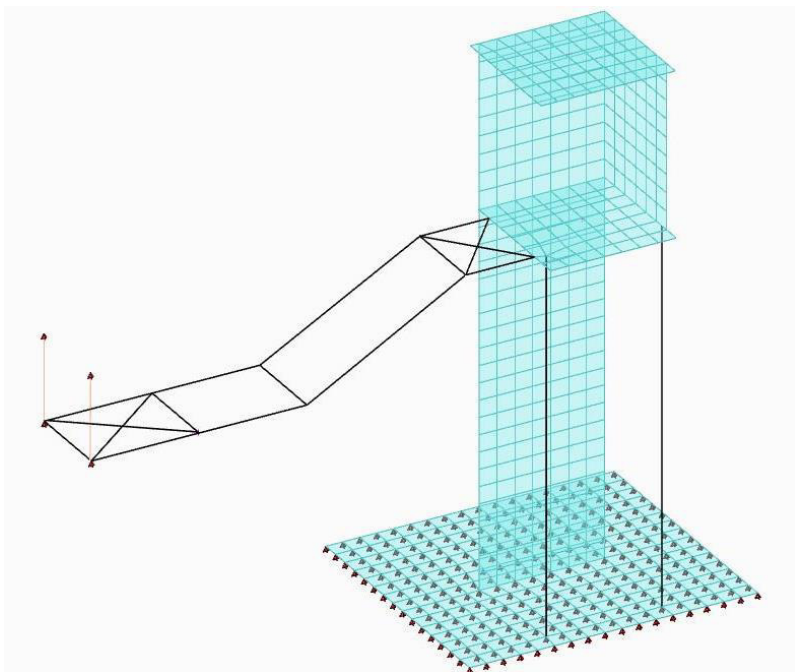
La torretta scale è separata dall'edificio esistente attraverso un adeguato giunto sismico ad evitare il martellamento.

La torretta scale in c.a. sarà realizzata in adiacenza al fabbricato esistente, dove la D.L. dovrà verificare la compattezza del terreno ed eventualmente far bonificare per avere una base di appoggio omogenea e di buona capacità portante. La struttura in c.a. della torretta scale è costituita da platea in c.a. su cui è incastrato un setto tozzo in c.a., un pilastro in c.a. e una colonna in acciaio che costituiscono le strutture verticali portanti di piano terra a sostegno del pianerottolo in c.a. a livello del piano secondo della scuola esistente. Il pianerottolo a piano secondo è una lastra in c.a. dello spessore di 30cm e ha dimensioni in pianta di circa 2,3x2,3m. Il pianerottolo è coperto da una tettoia in c.a. dello spessore di 17cm sorretta da due parete ad angolo in c.a. dello spessore di 20cm.

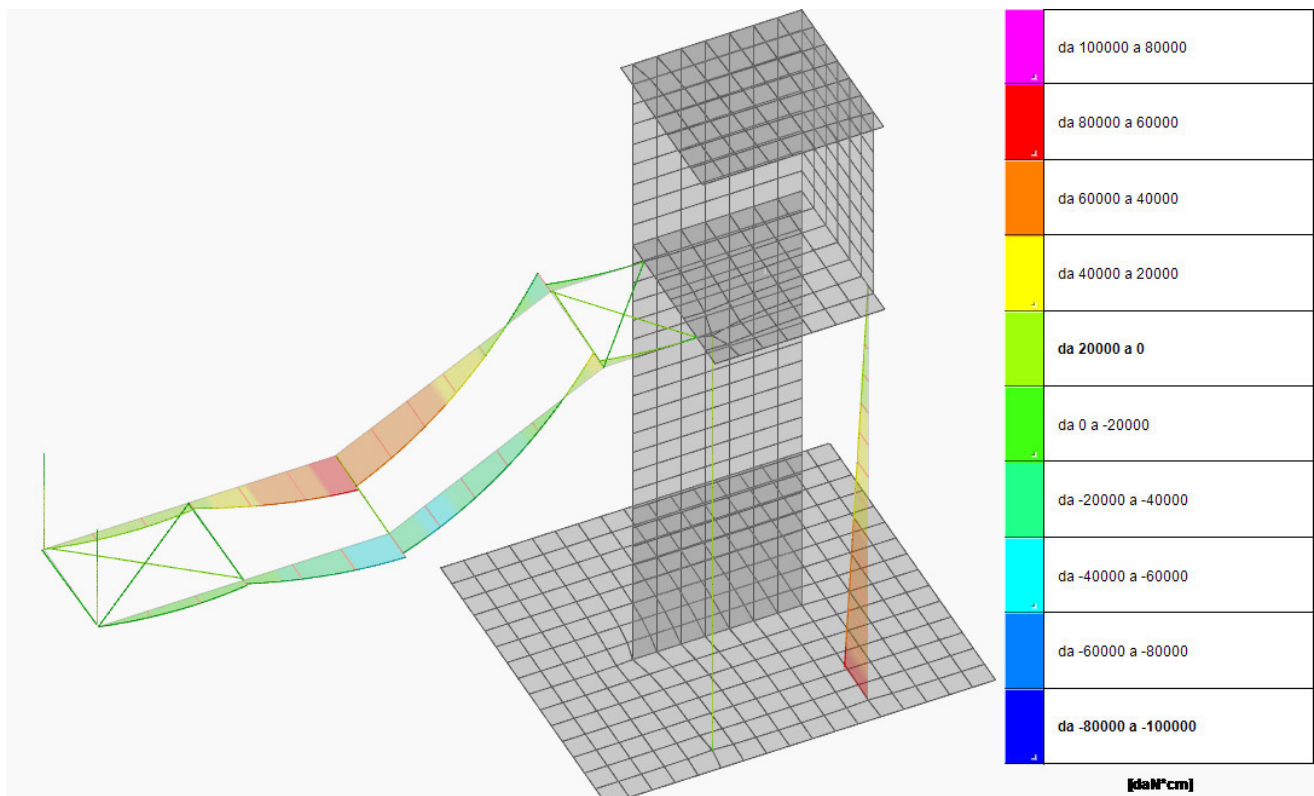
Il carico accidentale nella passerella è di 4Kn/m^2 oltre al peso proprio.

Nelle immagini sottostanti si rappresenta l'opera accessoria e le sue caratteristiche principali strutturali e di modellazione :

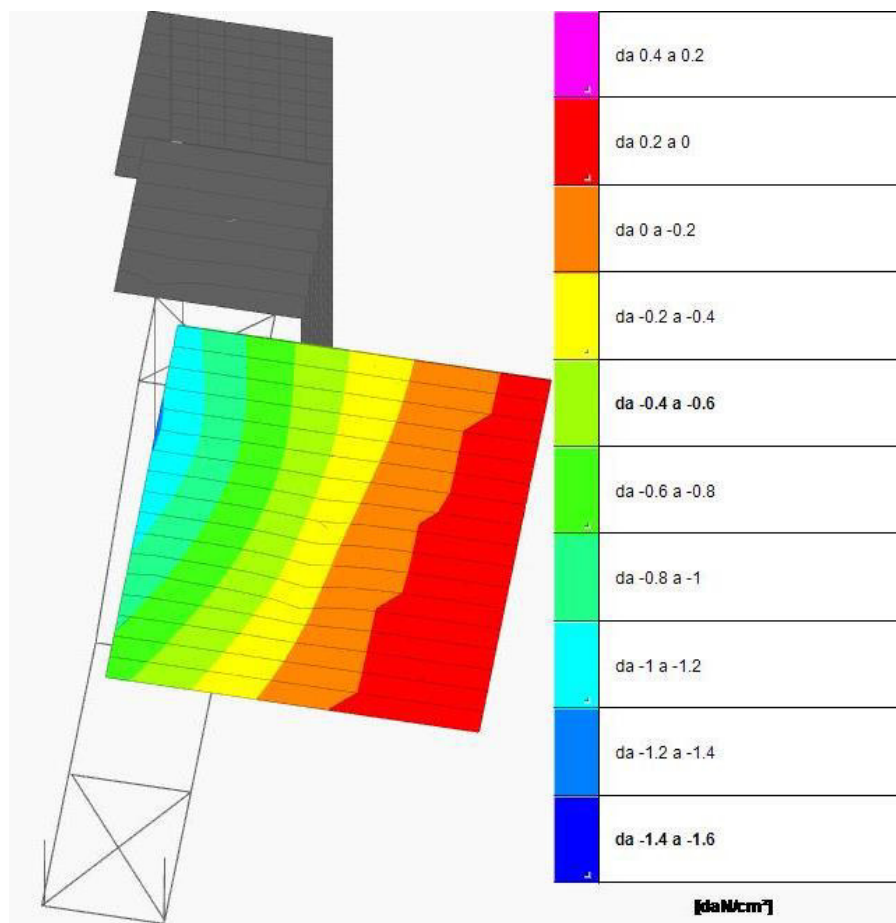




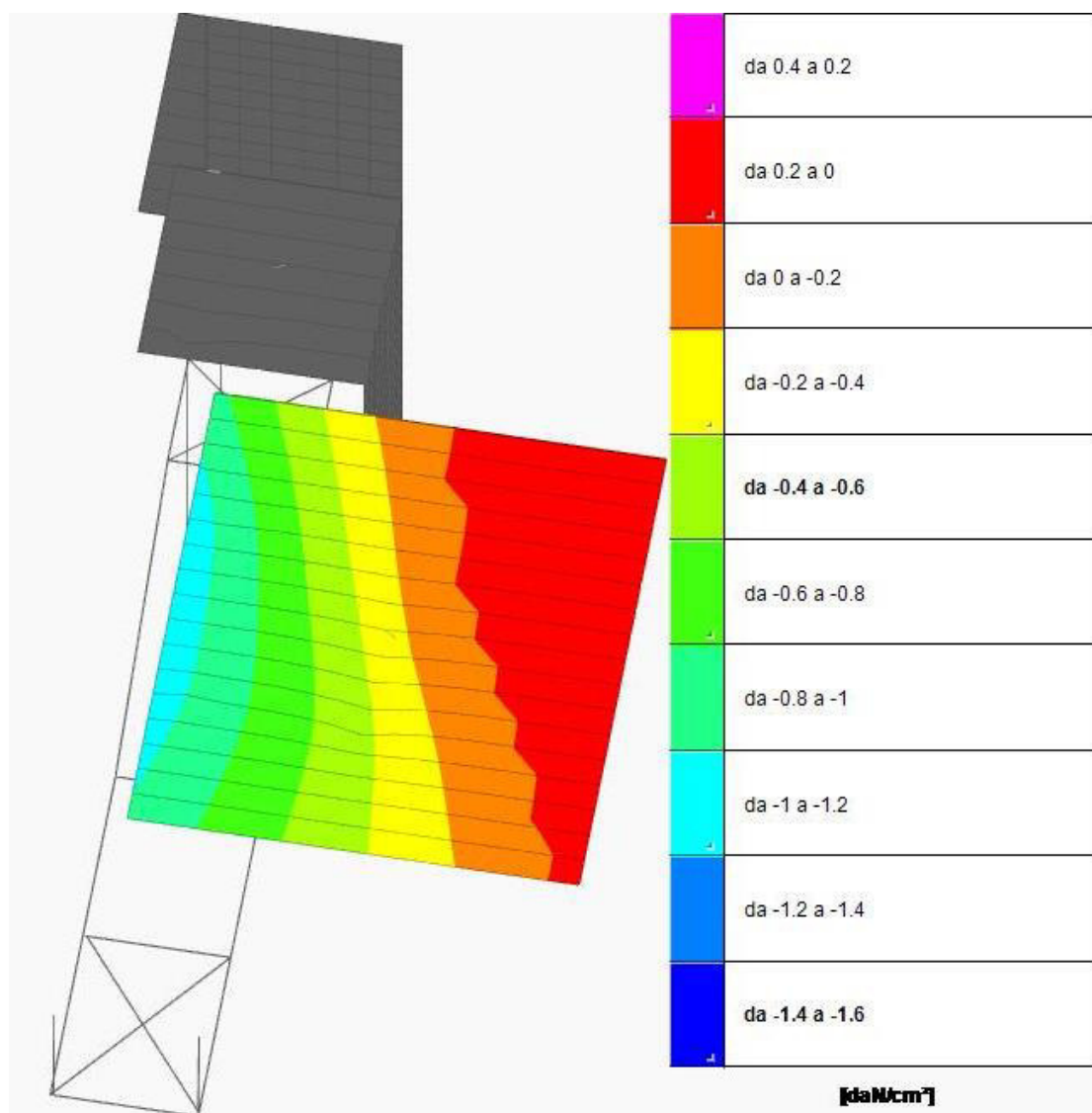
SOLLECITAZIONE m2 (orizzontale) in condizione VENTO X:



PRESSIONI in combinazione SLV fondazioni 1:



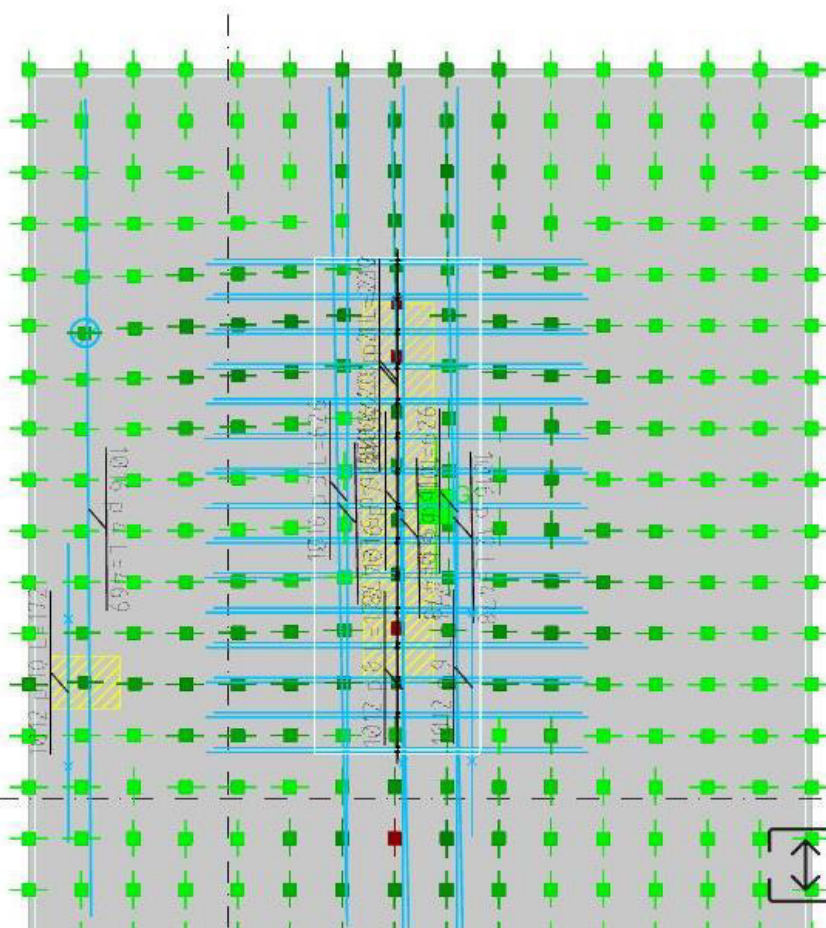
PRESSIONI in combinazione SLV fondazioni 3:



Il piano di posa della platea è ribassato per garantire stabilità e la capacità del terreno a garantire le tensioni stabilizzanti.

VERIFICHE PLATEA:

\



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

1.1.2.2 Caratteristiche principali del “nuovo portico”

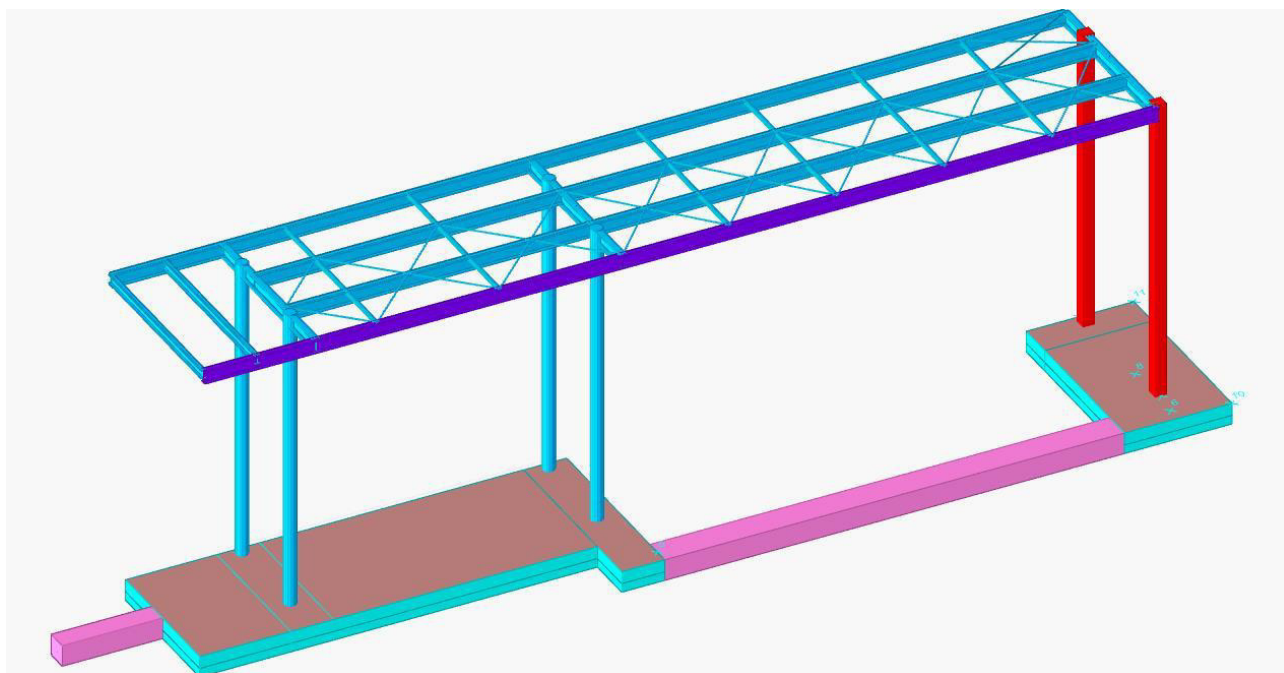
Il nuovo portico frontale all’edificio esistente a est del nuovo ampliamento è una struttura leggera in acciaio che permette di proteggere il passaggio di collegamento a piano terra .

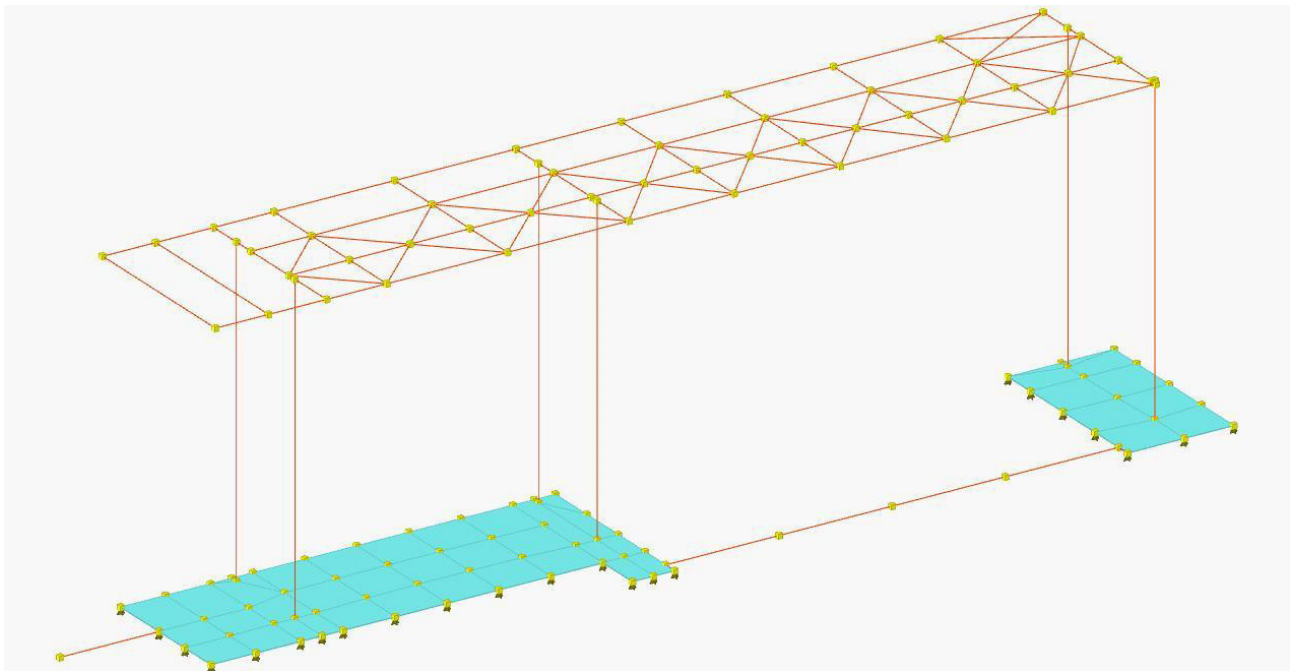
La tettoia è realizzata con travi in acciaio e controventi in acciaio sostenuta da colonne in acciaio incastrate al piede su una platea in c.a.

Nelle immagini sottostanti si rappresentano la struttura 3D e il modello e.f.m. di calcolo. La travetta aggiuntiva esterna alla platea sta a rappresentare il collegamento e appoggio presso la “sella” ottenuta sul bordo dell’interrato adiacente.

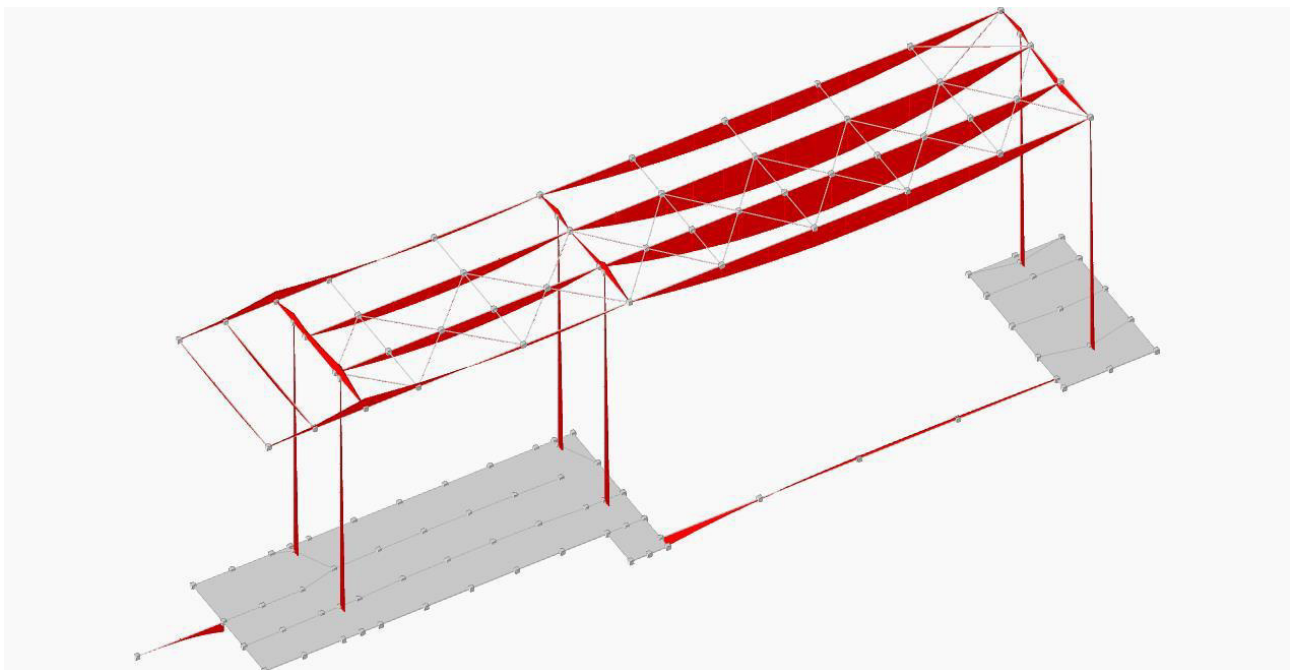
La D.L. curerà in particolare la idonea preparazione e costipamento del terreno limitando la zona di platea sopra il terreno di reinterro, ricorrendo a getti integrativi locali di magrone qualora gli scavi vadano ad interessare il terreno sotto i pilastri.

Vista 3D della struttura del portico:

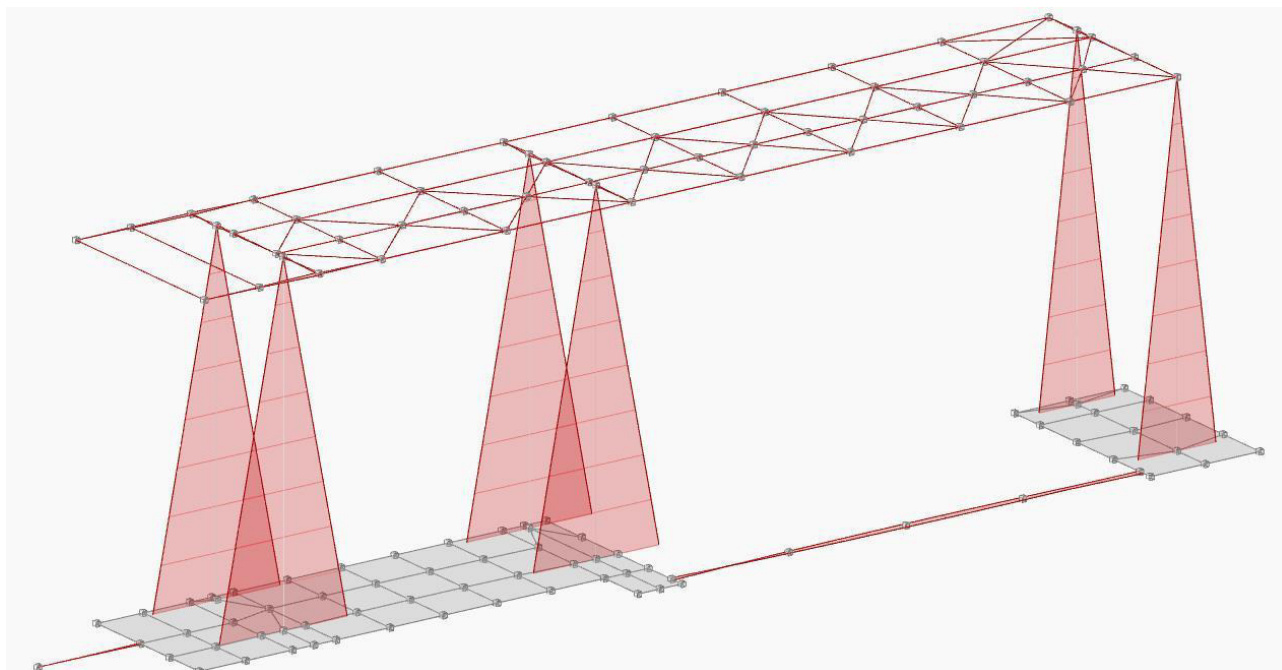




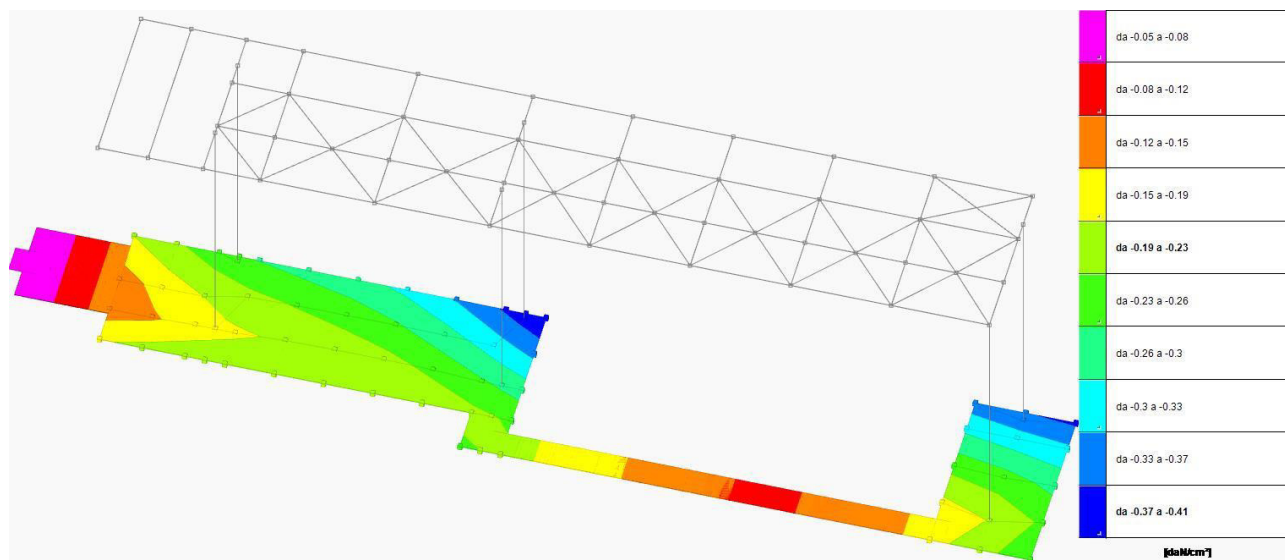
Andamento del diagramma di momento flettente M_3 con neve:



Inviluppo del diagramma M2 di momento flettente delle colonne:



Inviluppo pressioni del terreno minime



Si vedano le principali verifiche nell'allegato tabulato.

1.2 Valutazione della sicurezza

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a:

- stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC2018
- determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC.

1.3 Unità di misura

Si è adottato il "Sistema Internazionale di unità SI" ed il "Sistema Tecnico S.T." .

Nel calcolo delle strutture si sono utilizzate le unità di misura:

- Le forze sono espresse in kN oppure daN.
- Le tensioni sono espresse in MPa (megapascal) oppure daN/ cm²;
- $1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MN/m}^2 = 10 \text{ daN/cm}^2$
- le lunghezze sono espresse in m , cm, mm.

1.4 Normativa di riferimento

In accordo a quanto prescritto dall'art. 21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n.76 del 21.3.1974), per tutte le costruzioni devono essere rispettate le prescrizioni contenute nei seguenti Decreti Ministeriali e relative Circolari di istruzioni.

- a) DECRETO MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE – 17 gennaio 2018

Norme tecniche per le costruzioni

A chiarimento delle NTC:

- b) CIRCOLARE MINISTERIALE N. 7 – 21 gennaio 2019

Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni

Documenti integrativi delle NTC:

- c) EN 1991-1-1 (2004) Eurocode 1

Actions on structures: Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings

- d) EN 1992-1-1 (2005) Eurocode 2

Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardization

- e) EN 1993-1-1 (2005) Eurocode 3

Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardization

- f) UNI EN 1995-1-1 (2005) Eurocode 5

Design of timber structures. General rules and rules for buildings

- g) UNI EN 1995-1-2 (2004) – Eurocode 5

Design of timber structures – Part 1-2: General – Structural fire design.

- h) EN 1998-1 (2005) – Eurocode 8

Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.

- i) CNR - DT 206/2007

Istruzioni per il Progetto, l'Esecuzione e il Controllo delle Strutture di Legno.

1.5 Materiali

1.5.1 Legno lamellare incollato per travetti, travi

Si utilizza legno lamellare incollato GL24h (NTC 2018) con le seguenti caratteristiche meccaniche:

GL24H

$E_{0,m}$	11500	MPa
$E_{90,m}$	300	MPa
$f_{m,k}$	24.00	MPa
$f_{t,0,k}$	19.20	MPa
$f_{t,90,k}$	0.50	MPa
$f_{c,0,k}$	24.00	MPa
$f_{c,90,k}$	2.50	MPa
$f_{v,k}$	3.50	Mpa

1.5.2 Pannelli parete tipo X-Lam

Si utilizza legno massiccio C24 (NTC 2018) con le seguenti caratteristiche meccaniche:

$E_{0,m}$	11000	MPa
$E_{90,m}$	370	MPa
$f_{m,k}$	24.00	MPa
$f_{t,0,k}$	14.00	MPa

$f_{t,90,k}$	0.40	MPa
$f_{c,0,k}$	21.00	MPa
$f_{c,90,k}$	2.50	MPa
$f_{v,k}$	4.00	Mpa

I pannelli parete hanno uno spessore di 120 mm con composizione stratigrafica **24/24/24/24/24 mm**. I solai in X-LAM del primo piano hanno spessore 137 mm con composizione stratigrafica **33/19/33/19/33 mm**.

1.5.3 Acciaio strutturale

Si utilizza acciaio S275 (NTC 2018) con le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$f_{yk} [\text{MPa}] \geq 275$$

$$f_{tk} [\text{MPa}] \geq 430$$

$$E [\text{MPa}] = 210000$$

$$f_{uk}/f_{yk} \geq 1.2$$

1.5.4 Calcestruzzo C25/30

Si utilizza un calcestruzzo di classe C25/30 (NTC2018) con le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$f_{ck} \text{ 25.0 MPa}$$

$$f_{ck,cube} \text{ 30.0 MPa}$$

$$f_{cm} \text{ 33.0 MPa}$$

$$f_{ctm} \text{ 2.6 MPa}$$

$$f_{ctk \ 0.05} \text{ 1.8 MPa}$$

$$f_{ctk \ 0.95} \text{ 3.3 MPa}$$

$$f_{ctk \ 0.05} \text{ 1.8 MPa}$$

$$E_{cm} \text{ 31476 MPa}$$

1.5.5 Acciaio armatura lenta B450C

Si utilizza per l'armatura lenta un acciaio B450C (NTC2018) con le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$f_{yk} \text{ 450.0 MPa}$$

$$f_{tk} \text{ 540.0 MPa}$$

$$f_{yd} \text{ 391.3 MPa}$$

$$E_s \text{ 210 GPa}$$

2 ANALISI DEI CARICHI

2.1 Solai

2.1.1 Solaio primo piano

CARICHI SOLAIO SU TRAVI IN LEGNO					
N.	DESCRIZIONE			G _{2k}	
1	tramezze leggere in cartongesso			kN/m ²	1,20
2	pavimentazione in gomma 3mm			kN/m ²	0,10
3	impianto radiante			kN/m ²	0,50
4	controsoffitto in fibrocemento			kN/m ²	0,80
5	cappotto appeso su controsoffitto			kN/m ²	0,40
6	rasatura con intonaco per cappotto			kN/m ²	0,02
G _{2k} : carico permanente portato				kN/m ²	3,02
in accordo con la committenza si assume un valore del carico portato pari a:				kN/m ²	3,10

Carichi variabili:

- solaio uso scolastico: $q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$ (cat. C, ospedali, ristoranti, caffè, scuole).

2.1.2 Solaio copertura

CARICHI COPERTURA SU TRAVI IN LEGNO					
N.	DESCRIZIONE			G _{2k}	
1	doppio tavolato di abete			kN/m ²	0,25
2	guaina			kN/m ²	0,25
3	isolante ad alta densità			kN/m ²	0,24
4	controsoffitto doppia lastra in gesso rivestito			kN/m ²	0,40
5	pannelli fotovoltaici e/o solari			kN/m ²	0,20
G _{2k} : carico permanente portato				kN/m ²	1,34
in accordo con la committenza si assume un valore del carico portato pari a:				kN/m ²	1,35

2.1.3 Primo solaio (a copertura del piano seminterrato)

Primo solaio tipo predalles $h=5+25+5$:

Peso proprio $0,42 \text{ KN/ m}^2$

Permanente $0,3 \text{ KN/ m}^2$

Accidentale $0,3 \text{ KN/ m}^2$

2.2 Carico neve

ANALISI DEL CARICO NEVE

Normativa di riferimento: Norme Tecniche per le costruzioni (14 gennaio 2008) § 3.4

Carico uniforme sulla proiezione orizzontale della superficie: $q_s = \mu q_{sk} C_E C_t$

Provincia:
 Zona di riferimento: I - Alpina
 Zona per il calcolo: Zona 1
 Altitudine: $a_s = 375$

ZONA	A	B	C
Zona 1	1,50	1,39	728

Carico da neve al suolo

$$q_{sk} = 1,76 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{sk} = A \quad h \leq 200 \text{ m s.l.m.}$$

$$q_{sk} = B \times (1 + (h_s / C)^2) \quad h > 200 \text{ m s.l.m.}$$

Caso $a_s > 1500 \text{ m}$ → si adotta un valore di q_{sk}

diverso da quello da formula?
 $q_{sk} = \text{ (adottato) }$
 $q_{sk} = 1,76 \text{ kN/m}^2 \quad (q_{sk}(a_s))$
 $q_{sk} = 7,29 \text{ kN/m}^2 \quad (a_s = 1500 \text{ m})$

Nota: Il carico q_{sk} adottato non può essere comunque inferiore a quello calcolato per $a_s = 1500 \text{ m}$

Coefficiente di esposizione: $C_E = 1,00$ topografia:

Coefficiente termico: $C_t = 1,00$

Coefficienti di forma per le coperture μ e carico da neve q_s

Copertura a 1 falda

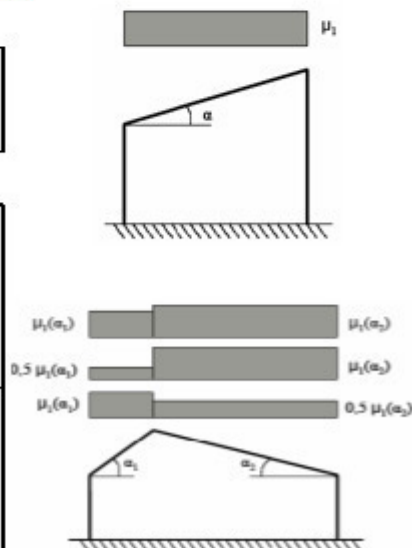
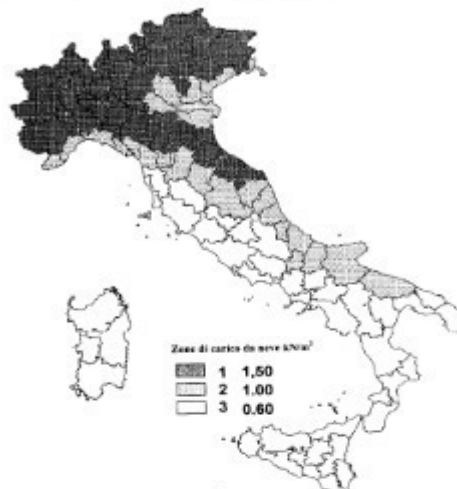
neve impedita di scivolare:
 inclinazione della falda: $\alpha = 0,00^\circ$
 coefficiente di forma: $\mu_1 = 0,80$
 carico da neve: $q_s = 1,41 \text{ kN/m}^2$

Copertura a 2 falde

falda 1
 neve impedita di scivolare:
 inclinazione delle falde: $\alpha_1 = 0,00^\circ$
 coefficiente di forma: $\mu_1 = 0,80$
 carico da neve comb. 1: $q_s = 1,41 \text{ kN/m}^2$
 carico da neve comb. 2: $q_s = 0,70 \text{ kN/m}^2$
 carico da neve comb. 3: $q_s = 1,41 \text{ kN/m}^2$

falda 2
 neve impedita di scivolare:
 inclinazione delle falde: $\alpha_2 = 0,00^\circ$
 coefficiente di forma: $\mu_1 = 0,80$
 carico da neve comb. 1: $q_s = 1,41 \text{ kN/m}^2$
 carico da neve comb. 2: $q_s = 1,41 \text{ kN/m}^2$
 carico da neve comb. 3: $q_s = 0,70 \text{ kN/m}^2$

in accordo con la committenza si
 assume un valore del carico da
 neve pari a: $1,45 \text{ kN/m}^2$



2.3 Azione sismica

Sono stati considerati gli effetti prodotti dalle azioni sismiche per l'edificio sito nel Comune di Monte di Malo utilizzando il file messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per il calcolo della pericolosità sismica.

2.3.1 Inquadramento sismico

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

9,1604

LATITUDINE

45,6179

☒ Ricerca per comune

Lat 45,6619

Lon 11,3623

REGIONE

Veneto

PROVINCIA

Vicenza

COMUNE

Monte di Malo

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

☐ Sito esterno al reticolo
☒ Interpolazione su 3 nodi
☐ Interpolazione corretta

media ponderat

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

E' stata definita la vita nominale dell'opera strutturale VN (NTC 2018 punto 2.4.1.), intesa come il numero di anni per i quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è usata per lo scopo per il quale è destinata; in particolare, per la struttura oggetto di analisi, si è scelto un'opera di tipo 2 ovvero "Costruzioni con livelli di prestazione ordinari" la cui vita nominale è assunta ≥ 50 . Per quanto riguarda la classe d'uso (NTC 2018 punto 2.4.2.), parametro riferito alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la struttura in esame è considerata come opera di classe III, ovvero "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi".

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei parametri a_g , F_o e T_c^* per sottosuolo di tipo C associati ai diversi stati limite introdotti dalla norma.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_R info

Classe d'uso della costruzione - c_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

SLO - $P_{VR} = 81\%$

SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

SLV - $P_{VR} = 10\%$

SLC - $P_{VR} = 5\%$

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,055	2,509	0,246
SLD	75	0,072	2,463	0,258
SLV	712	0,188	2,439	0,284
SLC	1462	0,243	2,424	0,290

Figura 2.1: Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

2.3.2 Fattore di struttura

Per la valutazione delle azioni di progetto si è ammesso che la struttura sia di tipo non dissipativo.

E' stato quindi assunto quindi un fattore di struttura pari a

$$q = 1.0$$

2.3.3 Spettri di risposta

Per l'implementazione del metodo d'analisi lineare basato sulla risposta modale con spettro elastico, si sono ricavati gli spettri elastici ipotizzando un sottosuolo di tipo C, con categoria topografica T_1 ed assumendo uno smorzamento viscoso convenzionale del 5%.

Con riferimento al § 7.1 delle NTC 2018 si osserva che “sotto l'effetto delle azioni definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, quali definiti al § 3.2.1 e individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso che include, oltre agli elementi strutturali in elevazione e di fondazione, agli elementi non strutturali e agli impianti, il volume significativo di terreno definito al § 6.2.2. La verifica nei confronti dei vari stati limite si effettua confrontando capacità e domanda; in mancanza di specifiche indicazioni in merito, la verifica si considera svolta positivamente quando sono soddisfatti i requisiti di rigidità, resistenza e duttilità, per gli elementi strutturali, e di stabilità e funzionalità, per gli elementi non strutturali e gli impianti, secondo quanto indicato al § 7.3.6.”

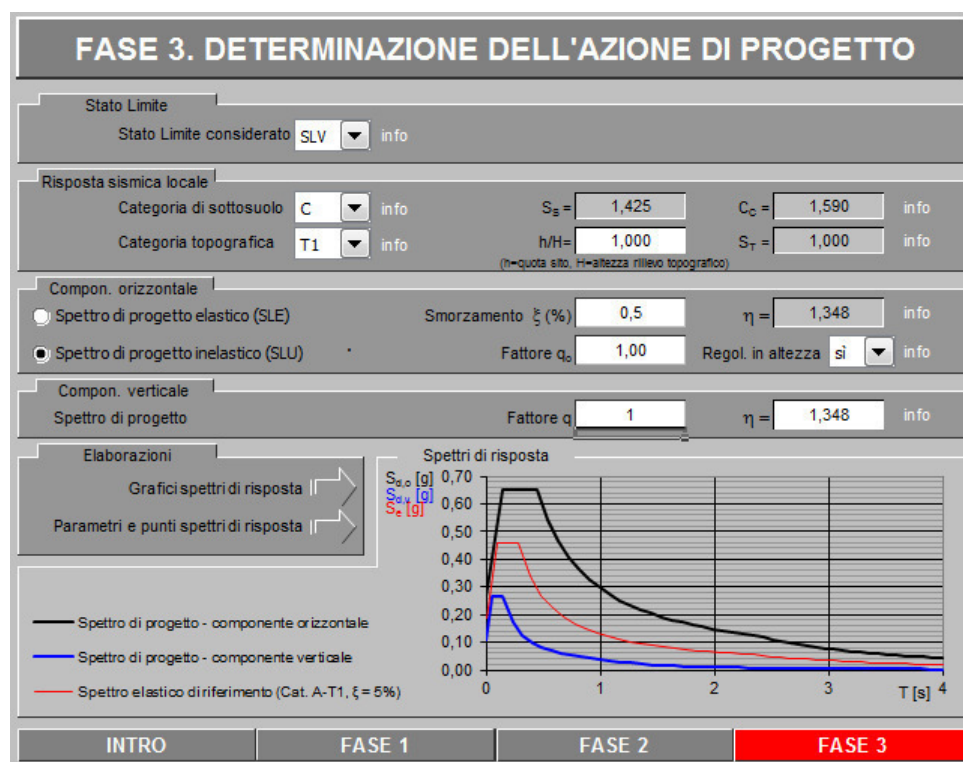
Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Nelle figure seguenti sono riassunti i dati e le formule che hanno permesso di ricavare gli spettri elastici orizzontali che sono stati successivamente implementati durante le analisi del modello ad elementi finiti.



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato: SLD info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: C info $S_s = 1,500$ $C_o = 1,642$ info

Categoria topografica: T1 info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) $\eta = 1,348$ info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) $\text{Fattore } q_o = 1,00$ Regol. in altezza si info

Compon. verticale

Spettro di progetto $\text{Fattore } q = 1$ $\eta = 1,348$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta →

Parametri e punti spettri di risposta →

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

$S_{a,o} [g]$
 $S_{a,v} [g]$
 $S_e [g]$

$T [s]$

INTRO **FASE 1** **FASE 2** **FASE 3**

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,188 g
F_o	2,439
T_c^*	0,284 s
S_s	1,425
C_c	1,590
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,425
η	1,000
T_B	0,151 s
T_C	0,452 s
T_D	2,352 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.3})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.4; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c^* / 3 \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.6})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.5})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.7})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-18 Eq. 3.2.2)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_e$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_e \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_e \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-18 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,268
$T_B \leftarrow$	0,151	0,654
$T_C \leftarrow$	0,452	0,654
	0,543	0,545
	0,633	0,467
	0,724	0,408
	0,814	0,363
	0,905	0,327
	0,995	0,297
	1,086	0,272
	1,176	0,251
	1,266	0,233
	1,357	0,218
	1,447	0,204
	1,538	0,192
	1,628	0,181
	1,719	0,172
	1,809	0,163
	1,900	0,156
	1,990	0,148
	2,081	0,142
	2,171	0,136
	2,262	0,131
$T_D \leftarrow$	2,352	0,126
	2,431	0,118
	2,509	0,110
	2,588	0,104
	2,666	0,098
	2,745	0,092
	2,823	0,087
	2,901	0,083
	2,980	0,078
	3,058	0,074
	3,137	0,071
	3,215	0,067
	3,294	0,064
	3,372	0,061
	3,451	0,058
	3,529	0,056
	3,608	0,053
	3,686	0,051
	3,765	0,049
	3,843	0,047
	3,922	0,045
	4,000	0,043

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,072 g
F_o	2,483
T_c^*	0,258 s
S_s	1,500
C_c	1,842
S_T	1,000
q	0,742

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,348
T_B	0,141 s
T_C	0,424 s
T_D	1,890 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.3})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.4; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.6})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.5})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.7})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-18 Eq. 3.2.2)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-18 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,109
$T_B \leftarrow$	0,141	0,361
$T_C \leftarrow$	0,424	0,361
	0,493	0,310
	0,563	0,272
	0,633	0,242
	0,703	0,218
	0,773	0,198
	0,843	0,182
	0,912	0,168
	0,982	0,156
	1,052	0,145
	1,122	0,136
	1,192	0,128
	1,262	0,121
	1,331	0,115
	1,401	0,109
	1,471	0,104
	1,541	0,099
	1,611	0,095
	1,681	0,091
	1,750	0,087
	1,820	0,084
$T_D \leftarrow$	1,890	0,081
	1,990	0,073
	2,091	0,066
	2,191	0,060
	2,292	0,055
	2,392	0,051
	2,493	0,047
	2,593	0,043
	2,694	0,040
	2,794	0,037
	2,895	0,035
	2,995	0,032
	3,096	0,030
	3,196	0,028
	3,297	0,027
	3,397	0,025
	3,498	0,024
	3,598	0,022
	3,699	0,021
	3,799	0,020
	3,900	0,019
	4,000	0,018

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

2.3.4 Combinazione sismica

Per quanto riguarda le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche si è assunto che il moto del terreno possa avvenire, contemporaneamente, in due direzioni orizzontali ortogonali (Direzione X e Direzione Y), secondo una combinazione degli effetti che vede la somma del 100% dell'azione sismica in una direzione ed il 30% degli effetti nell'altra direzione. Sono stati considerati quindi i due possibili stati di sollecitazione con sisma prevalente in direzione X e in direzione Y secondo le seguenti combinazioni delle azioni:

$$\begin{cases} \text{SISMA X} \rightarrow G_k + \Sigma \Psi_2 Q_k + (A_{Ed,x} + 0.3 A_{Ed,y}) \\ \text{SISMA Y} \rightarrow G_k + \Sigma \Psi_2 Q_k + (0.3 A_{Ed,x} + A_{Ed,y}) \end{cases}$$

Le masse delle strutture sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti nonché di un'aliquota dei sovraccarichi accidentali, secondo le combinazioni indicate in normativa (vedi 2.5.3 delle NTC2018).

3 PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici del terreno impiegati sono quelli riportati in relazione geologica redatta dal Geol. Bernardi Marco di Crespano del Grappa (TV). Si riporta di seguito copia del frontespizio della relazione:

DOTT. GEOL. BERNARDI MARCO
Via S. Paolo n. 2
31017 Crespano del Grappa (TV)
Tel/fax 0423.53271 cell. 333.2595546
geol.bernardi@tiscali.it

Spett.le Comune di
MONTE DI MALO
Via Europa n.14
Monte di Malo (VI)

RELAZIONE GEOLOGICO – GEOTECNICA

Lavoro: Ampliamento della Scuola Primaria "Giovanni XXIII" in Via Milano a Monte di Malo (VI).

Su incarico del Committente sono state eseguite delle indagini geognostiche nel terreno in Via Milano a Monte di Malo (VI), dove è in progetto l'ampliamento di un fabbricato ad uso scolastico.

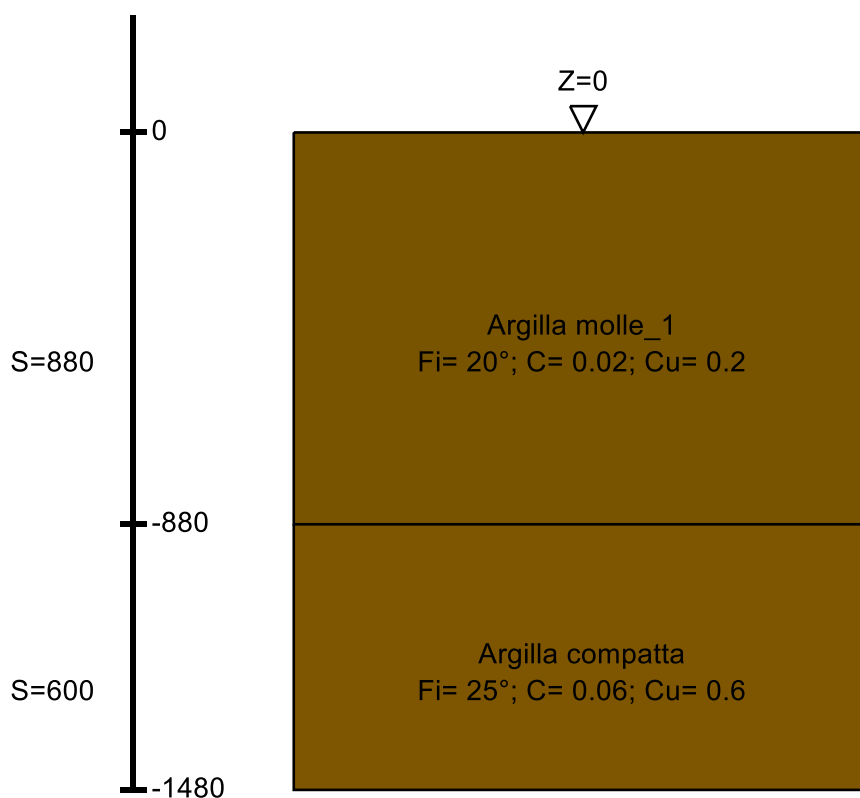
Le indagini sono finalizzate alla conoscenza delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione per poter quindi predisporre le opere di fondazione più opportune.

Il Comune di Monte di Malo (VI), secondo l'ordinanza n.3274 del 20-03-2003 è stato dichiarato sismico ed è stato compreso nella zona dichiarata sismica di categoria 3.

La descrizione geotecnica del terreno, per l'estrapolazione dei parametri meccanici è la seguente:

Nella prova penetrometrica statica n.1 si è rilevata la presenza, al di sotto del terreno agrario, di argilla bruno rossastra con elementi siliceo calcarei a discreta consistenza ($R_p = 12-34 \text{ Kg/cm}^2$ coesione non drenata $= 1,00 \text{ Kg/cm}^2$ $\gamma_{\text{naturale}} = 1,70 \text{ ton/m}^3$) fino a $-m \ 8,80$, con sottostante argilla a maggiore densità ($R_p = 21-54 \text{ Kg/cm}^2$ coesione non drenata $= 1,70 \text{ Kg/cm}^2$ $\gamma_{\text{naturale}} = 1,70 \text{ ton/m}^3$) fino a $-m \ 10,40$ e a seguire argilla mista con elementi rocciosi ($R_p = 51-272 \text{ Kg/cm}^2$ coesione non drenata $= 3,50 \text{ Kg/cm}^2$ $\gamma_{\text{naturale}} = 1,75 \text{ ton/m}^3$) rilevata a rifiuto strumentale fino a $-m \ 11,20$.

Nella illustrazione seguente si riporta il modello geotecnico del terreno adottato:



La rigidezza del terreno, in fase sismica è maggiore di quella statica in quanto il terreno argilloso ha una risposta lenta per esprimere cedimenti importanti; l'azione sismica invece è dinamica impulsiva.

Si assume quindi un coefficiente di Winkler pari a 4 daN/cm^3

4 ANALISI STRUTTURALE

L'analisi agli elementi finiti è condotta con l'ausilio del software agli elementi finiti Sismicad versione 12.14 di Concrete srl. Si riporta uno schema del funzionamento del codice con la presentazione del modello elaborato.

4.1 Descrizione del software di calcolo

4.1.1 Descrizione del programma Sismicad

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

4.1.2 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrane sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi

di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano. Modellazione della struttura nel caso in esame

Il nuovo edificio è stato modellato secondo i seguenti principi:

- gli orizzontamenti della struttura copertura (terzo solaio, a travetti e travi in legno con doppio tavolato in legno), solaio di piano primo (secondo solaio, in xlam), solaio di piano terra (solaio tipo predalles di copertura del seminterrato) sono stati considerati come dei carichi di superficie con un vincolo di piano rigido oppure membrana rigida. Questo vincolo simula il reale comportamento della struttura, capace di trasmettere le azioni orizzontali agli elementi sismo-resistenti grazie ad una soletta in cemento armato di 5 cm (al pianoterra), un piano in solaio Xlam (a piano primo) e ed un doppio tavolato ligneo (in copertura);
- la copertura è stata considerata come carico di superficie con comportamento membranale. Il sistema di controventamento è realizzato tramite la posa di un doppio tavolato;
- per quanto riguarda la definizione dell'azione sismica, la quota zero, considerata come quota di fondazione, coincide con il piano di posa della platea del piano terra e dei pilastri in acciaio;
- le fondazioni sono state modellate con delle travi su suolo elastico alla "Winkler";

4.1.3 Modellazione delle pareti XLAM

Per le pareti XLAM che sono state considerate reagenti alle azioni orizzontali sono state modellate con elementi shear incernierati alla base e in sommità, mentre in fase sismica le rimanenti che devono trasferire la sola azione orizzontale come una serie di pilastri incernierati alla base ed in sommità.

4.1.4 Modellazione di travi, architravi e pilastri

Questi elementi sono stati modellati come elementi frame, cioè con delle aste monodimensionali. A ciascuna asta è stata assegnata la relativa sezione trasversale e il relativo materiale. Agli estremi degli elementi tipo trave è possibile introdurre degli svincoli, in particolare tutti i pilastri sono stati svincolati agli estremi a momento flettente. Lo stesso è stato fatto per gli appoggi di estremità delle travi e degli architravi.

4.1.5 Modellazione delle connessioni verticali tra i pannelli

Non è stata modellata la rigidità a taglio verticale dei coprigiunti, i vari pannelli accostati sono quindi liberi di scorrere verticalmente l'uno sull'altro. I coprigiunti sono però stati modellati per quanto riguarda la loro funzione di trasmissione del taglio orizzontale. Le connessioni sui coprigiunti, essendo fuori calcolo, vanno ad aumentare la "robustezza strutturale", nel senso che introducono meccanismi di resistenza e soprattutto di dissipazione energetica, che vanno ad aumentare la resistenza sismica dell'edificio, contribuendo, tra l'altro, ad assicurare un comportamento scatolare dello stesso.

4.1.6 Modellazione del terreno

Nel modello agli E.F. il terreno è stato modellato come un suolo "alla Winkler". Le fondazioni sono quindi delle travi su suolo elastico, alle quali è stato assegnato il coefficiente di Winkler 4 daN/cm^2

5 VERIFICHE

Le principali verifiche degli elementi strutturali costituenti la struttura sono riportati in allegato alla presente relazione di calcolo. Si rimanda inoltre alle tavole di corredo al progetto definitivo per le indicazioni sui materiali, sezioni e posizione dei diversi elementi strutturali.

SETTEMBRE 2019

Allegato 1 – verifica spostamenti e martellamento

Edificio principale

Punto di attacco della pensilina a piano primo:

Spostamenti da calcolo:

$S_y = 7\text{mm}$ in slv7

$S_x = 8,7\text{mm}$ in slv13

Fattore di comportamento = 1,07 ; $T_1 > T_c$

Spostamenti reali della struttura in elevazione:

$S_{\max}(x, \text{verso la pensilina}) = 7\text{mm} * 1,07 = 7,5\text{mm}$

Pensilina

Spostamenti da calcolo:

$S_y = 2\text{mm}$ in slv7

$S_x = 8,5\text{mm}$ in slv1

Fattore di comportamento = 2 ; $T_1 > T_c$

Spostamenti reali della struttura in elevazione:

$S_{\max}(y, \text{verso edificio}) = 2\text{mm} * 2 = 4\text{mm}$

Spostamenti totali:

$7,5\text{mm} + 4\text{mm} = 11,5\text{mm}$

Da cui il giunto previsto è correttamente dimensionato.

Tettoia

Non c'è pericolo di martellamento in quanto la quota della tettoia è maggiore della quota di possibile martellamento