



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Ministero dell'Istruzione



Italiadomani

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

FUTURA LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)

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

REALIZZAZIONE DI UN POLO PER L'INFANZIA - NUOVO ASILO NIDO

CUP G41B22001910006 - CIG 9688378E6F

COMMITTENTE:

COMUNE DI VARALLO POMBIA

SINDACO: **Joshua Carlomagno**

RUP: **Geom. Ferrario Massimiliano**



PROGETTISTA:

3TI PROGETTI ITALIA-INGEGNERIA INTEGRATA S.p.A.

Via delle Sette Chiese n.142 - Roma

C.F e P.IVA n° 07025291001



Ing. Alfredo Ingletti - Iscritto all'ordine degli Ingegneri di Roma n. 16300

IMPRESA ESECUTRICE:

NEOCOS S.r.l

Via Gozzano n.66/68 - Borgomanero (NO)

P.IVA n° 01128640032



PROGETTO ESECUTIVO

Descrizione elaborato:

PROGETTO STRUTTURALE

ELABORATI GENERALI

Relazione di calcolo delle fondazioni - Relazione geotecnica

Data:
Ottobre 2023

Scala:
Rel

Codice elaborato:
NAN.PE.STR.00.CA.002

Revisione:
A.01

A.01	Ott 2023	EMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO
Revisione	Data	Descrizione

INDICE

1.	DOCUMENTI DI SINTESI	2
1.1	Premessa.....	2
1.2	Sintesi del percorso progettuale: descrizione del nuovo fabbricato.....	2
1.3	Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione.....	3
2.	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI.....	4
2.1	Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione.....	4
2.2	Quadro normativo di riferimento adottato	4
2.2.1	Norme di riferimento cogenti.....	4
2.2.2	Altre norme e documenti tecnici integrativi	4
2.3	Relazione geologica	4
2.3	Relazione geotecnica.....	5
3.	PRINCIPALI RISULTATI: CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE EFFETTUATE.....	8
3.1	Verifiche di resistenza.....	8
3.1.1	Sistema di fondazione: verifica della portanza / pressione di contatto terreno - fondazione.....	8
3.1.2	Sistema di fondazione: verifica di resistenza.....	9
3.3	Calcoli manuali eseguiti sui principali elementi strutturali di fondazione.....	13
3.3.1	Sistema di fondazione: verifica di resistenza del cordolo 20x22cm di appoggio della struttura lignea	13

1. DOCUMENTI DI SINTESI

1.1 Premessa

Formano oggetto della presente relazione tecnica i principali calcoli svolti per il dimensionamento delle strutture di un nuovo edificio adibito ad asilo nido a servizio del Comune di Varallo Pombia (NO) in via A. Ingnoli.



Planimetria del sito oggetto d'intervento

1.2 Sintesi del percorso progettuale: descrizione del nuovo fabbricato

L'edificio di nuova realizzazione ha pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 30mx14,4m a un piano (piano terra) con struttura portante in legno (pareti, pilastri e solaio di copertura) e fondazione a travi a T rovescia in c.a.

Le pareti esterne ed interne portanti sono costituite da elementi in legno massiccio. I montanti verticali sono di sezione 8x16cm (12x16cm in corrispondenza di porte e finestre) a passo 62,5cm (montanti 16x16cm in corrispondenza dei nodi delle pareti) e gli orizzontali al piede e sopra e sotto le aperture sono di sezione 8x16cm. Come cordolo in testa alle pareti è presente un elemento di sezione 16x44cm. Le pareti sono tamponate con pannello OSB di spessore 15mm per faccia.

La copertura è realizzata con travi in legno lamellare e doppio tavolato (spessore 2,5+2,5cm) incrociato a 45° che esercita la funzione di piano rigido ai fini sismici.

Per maggiori dettagli si vedano gli elaborati grafici.

1.3 Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione

L'edificio è situato nel Comune di Varallo Pombia (NO), per cui, secondo la classificazione sismica allegata all'Ordinanza PCM n 3274 del 20/03/03 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”* il Comune è situato in zona 4.

L'edificio viene classificato come costruzione di Tipo 2 e di Classe IV (secondo quanto specificato nel DM 17/01/2018 paragrafo 2.4.2).

Poiché per gli edifici di Tipo 2 e Classe IV si ha $V_N = 50\text{anni}$ (vita nominale della struttura) e $C_u = 2$ (coefficiente d'uso), il periodo di riferimento per l'azione sismica (DM 17/01/2018 paragrafo 2.4.3) vale, quindi: $V_R = V_N \cdot C_u = 100\text{ anni}$.

2. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

2.1 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione

Si veda paragrafo 1.2 Sintesi del percorso progettuale

2.2 Quadro normativo di riferimento adottato

Le norme ed i documenti assunti quale riferimento per la progettazione strutturale vengono indicati e commentati come di seguito precisato.

2.2.1 Norme di riferimento cogenti

L'analisi effettuata e il dimensionamento della struttura del parcheggio interrato è stato sviluppato nel rispetto delle normative elencate:

- | | |
|--------------------------|---|
| Legge 5/11/71 n. 1086 | - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche. |
| D.M. 17/01/2018 | - Norme Tecniche per le Costruzioni |
| OPCM 3274 del 20/03/2003 | - Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici" e s.m.i. |

2.2.2 Altre norme e documenti tecnici integrativi

Documenti tecnici di riferimento:

- | | |
|--|---|
| Circ. Cons. Sup. LL. PP. n. 7 del 21/01/2019 | - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018 |
|--|---|

2.3 Relazione geologica

Dalla "relazione geologica, sismica e caratterizzazione geotecnica" a firma dott. geol. Antonello Rivolta del novembre 2023 si ricavano i seguenti dati:

- terreno tipo C
- falda da -3,90m da p.c.
- assenza di liquefazione

La stratigrafia peggiore riscontrata in sito è quella di seguito rappresentata in tabella

n.	Litologia presunta	Prof. m	N _{spt}	γ kN/m ³	D _R %	Φ^{*0} DeMello	Φ^{*0} Wolff	E _{Sohm} kg/cm ²	E _{25 Jam.} kg/cm ²	M _{Menz} kg/cm ²
1	limo sabbioso	0.0-3.6	2	14.2	16	19.5	27.8	19.9	16.5	43.9
2	Sabbia ghiaiosa	3.6-3.9	9	16.5	35	26.4	29.6	88.6	68.6	125.4

La parametrizzazione geotecnica risulta la seguente:

LITOLOGIA PRESUNTA	Nspt medio	γ kN/m ³	ϕ^*_{m} DeMello	ϕ^*_{m} Wolff	COV	ϕ^*_{k} Demello	ϕ^*_{k} Wolff	E' _k kg/cm ²	E' _{25k} kg/cm ²	M _k kg/cm ²
limo sabbioso	3	14.5	20.3	27.9	10	17	23	24	20	45
Sabbia ghiaiosa	11	16.8	26.9	30.2	5	25	28	105	80	142
Ghiaia e sabbia	22	18.5	29.7	33.3	5	27	31	216	151	243

2.3 Relazione geotecnica

La Normativa NTC 2008 richiede che vengano svolte verifiche sia per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), che per verifiche volte al dimensionamento strutturale (STR) delle stesse.

Le verifiche devono essere effettuate in presenza di carichi di tipo statico e di tipo dinamico, secondo le combinazioni descritte nell'elaborato "Relazione di calcolo".

In particolare le verifiche pertinenti del caso in esame, in funzione della tipologia di terreno, della geometria e delle condizioni di vincolo risultano essere:

1. SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
2. SLU di tipo strutturale (STR):
 - raggiungimento della resistenza dei pali.

La normativa prescrive che tali analisi siano svolte seguendo gli *Approcci 1* o *2* proposti al punto 6.4.3.1 a seconda della tipologia di verifica. Tali approcci si basano sull'utilizzo di coefficienti parziali per la fattorizzazione dei carichi agenti sulla struttura o sul terreno, delle caratteristiche meccaniche e dei valori di resistenza del terreno, a partire dai loro valori caratteristici. In particolare l'*Approccio 1* prevede due combinazioni di coefficienti parziali, di seguito riportate:

- *Combinazione 1: (A1+M1+R1)*
- *Combinazione 2: (A2+M2+R2)*

l'*Approccio 2* invece utilizza un'unica combinazione di coefficienti parziali così descritta:

- *Combinazione 1: (A1+M1+R3)*

Nel caso in esame le verifiche statiche e dinamiche delle fondazioni e del terreno vengono condotte, in ottemperanza ai punti 6.4.3.1 e 7.11.5.3, seguendo l'Approccio 2 proposto dalla Norma.

L'Approccio 2 utilizza un'unica combinazione di coefficienti parziali in cui le azioni permanenti e variabili sono amplificate secondo i coefficienti del gruppo (A1), i parametri del terreno sono fattorizzati con i coefficienti del gruppo (M1) e le resistenze vengono ridotte secondo i coefficienti del gruppo (R3).

I parametri in gioco così fattorizzati possono essere utilizzati sia per le verifiche relative al terreno che per quelle degli elementi strutturali. Di seguito si riportano le tabelle così come contenute nella normativa:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per la determinazione delle azioni sulle fondazioni per Combinazioni di Carico di tipo sismico, si fa riferimento al punto 7.2.5 dove la Normativa specifica che devono essere assunte come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali sovrastanti. Le azioni così calcolate tuttavia non devono superare il valore effettivo delle azioni derivante dall'analisi amplificate del 10% o comunque non dovranno essere superiori a quelle derivanti da un'analisi elastica della struttura in elevazione svolta utilizzando un fattore di struttura $q = 1$. Le verifiche possono quindi essere condotte utilizzando i valori delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi incrementati del 10%, considerando che la Norma impone questa condizione come possibile limite superiore al valore delle sollecitazioni da usarsi nel calcolo.

Per la determinazione della capacità portante di progetto delle fondazioni, come già detto, è stato utilizzato l'approccio 2 (A1+M1+R3), i coefficienti sono:

$\gamma_{cu} = 1$ *coefficiente M1 da adottare per la coesione non drenata*

$\gamma_R = 2.3$ *coefficiente R3 da adottare per la determinazione del carico limite del terreno*

$\gamma = 1$ *coefficiente M1 da adottare per il peso specifico del terreno*

Si è utilizzata la seguente formula valida per le fondazioni rettangolari in condizioni non drenate:

$$q_d = \frac{N_c \times c_u / \gamma_{cu} \times (1 + 0.2 \times D / B) \times (1 + 0.2 \times D / L) + \gamma_t \times D / \gamma}{\gamma_R}$$

con $N_C = 5.14$

Per la fondazione a trave si ha:

$D =$ altezza della fondazione = 100cm

$B =$ larghezza della fondazione = 120cm

$L =$ lunghezza della fondazione = 1400cm

$\gamma_t = 1500 \text{ daN/mc}$

$C_u = 0,5 \text{ daN/cm}^2$

Da cui si ricava $q_d = 1,32 \text{ daN/cm}^2$ e si assume, a favore di sicurezza, $q_{lim,max} = 0,50 \text{ daN/cm}^2$

La pressione sul terreno massima è pari a $0,38 \text{ daN/cm}^2$ pertanto la verifica è ampiamente soddisfatta.

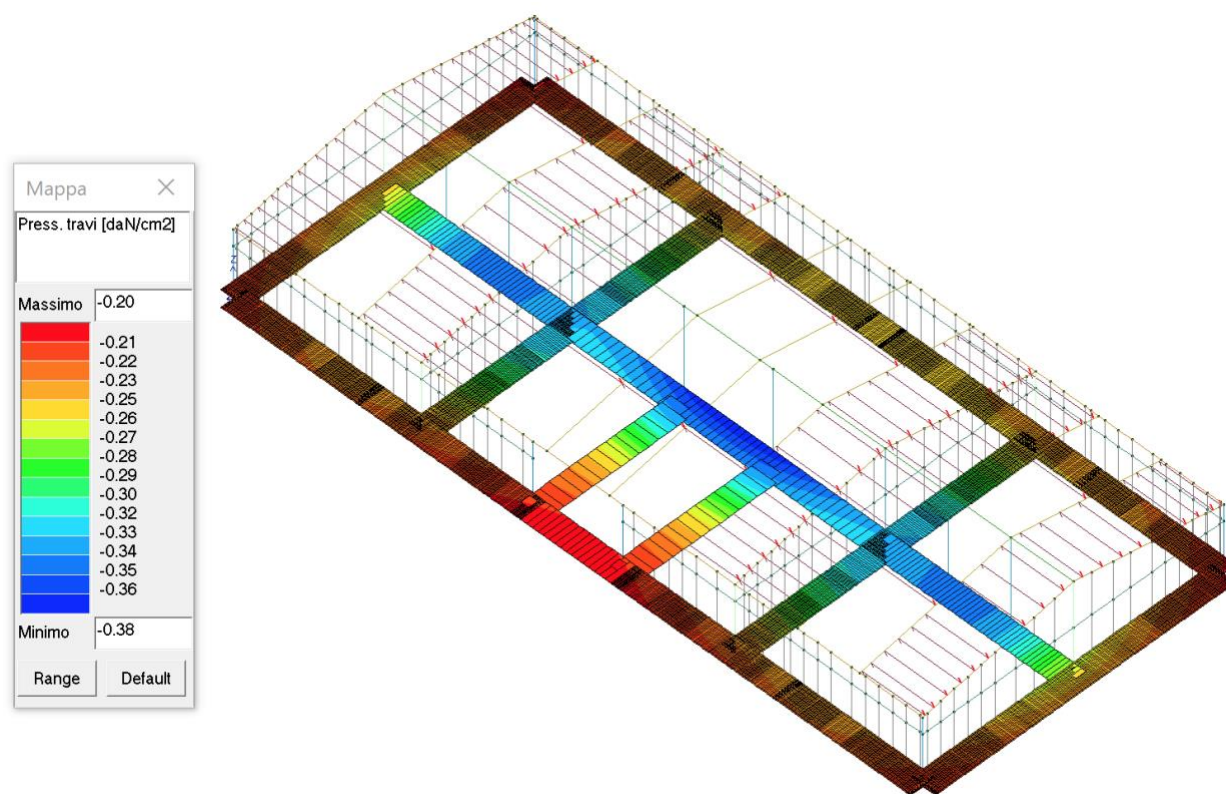
3. PRINCIPALI RISULTATI: CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE EFFETTUATE

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi della struttura e si evidenziano le principali verifiche degli elementi strutturali, riportate sia attraverso un calcolo manuale che per via grafica e visualizzate in modo sintetico per mappe di colore.

3.1 Verifiche di resistenza

3.1.1 Sistema di fondazione: verifica della portanza / pressione di contatto terreno - fondazione

Il valore massimo di pressione sul terreno (riportato per via grafica sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure), è pari a $\sigma_{t,max} = 0,38 \text{ daN/cm}^2$ (valore puntuale).



Pressione massima di contatto fondazione/terreno – travi di fondazione

Considerando che il valore massimo di pressione sul terreno è molto modesto, la verifica è sicuramente soddisfatta (il valore appare tranquillizzante) e il coefficiente di sicurezza rispetto al valore ultimo di q_{Lim} vale: $FS > 1,0$.

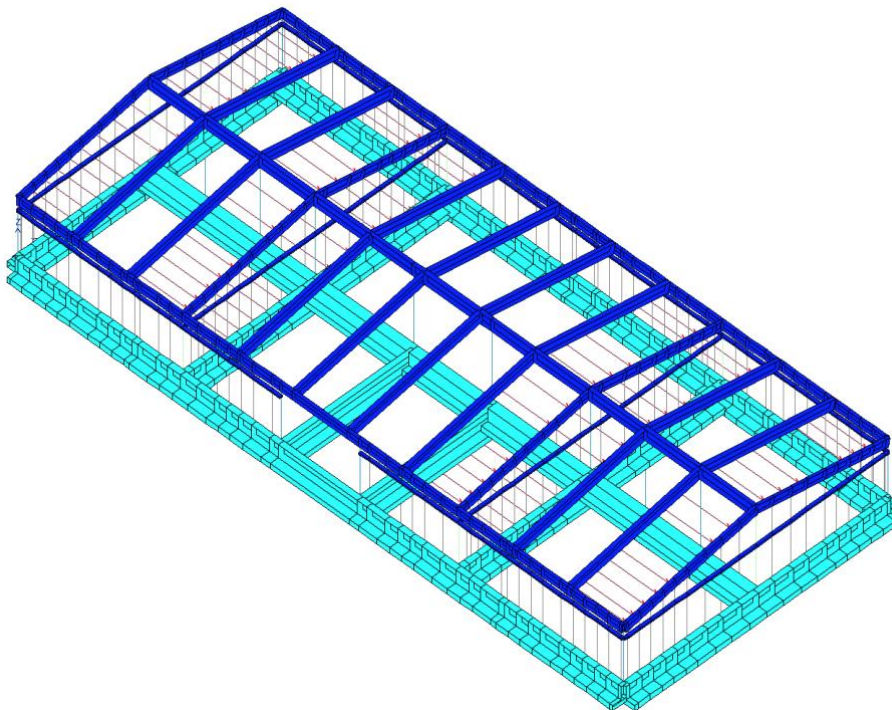
Il valore minimo limite di portanza del terreno in condizioni non drenate (si veda relazione geologico-geotecnica-sismica) è pari a $q_{lim,max} = 0,50 \text{ daN/cm}^2$.

Pertanto: $FS = > \frac{q_{Lim}}{\sigma_{t,max}} = 1,31 > 1,0$ e la verifica è soddisfatta.

3.1.2 Sistema di fondazione: verifica di resistenza

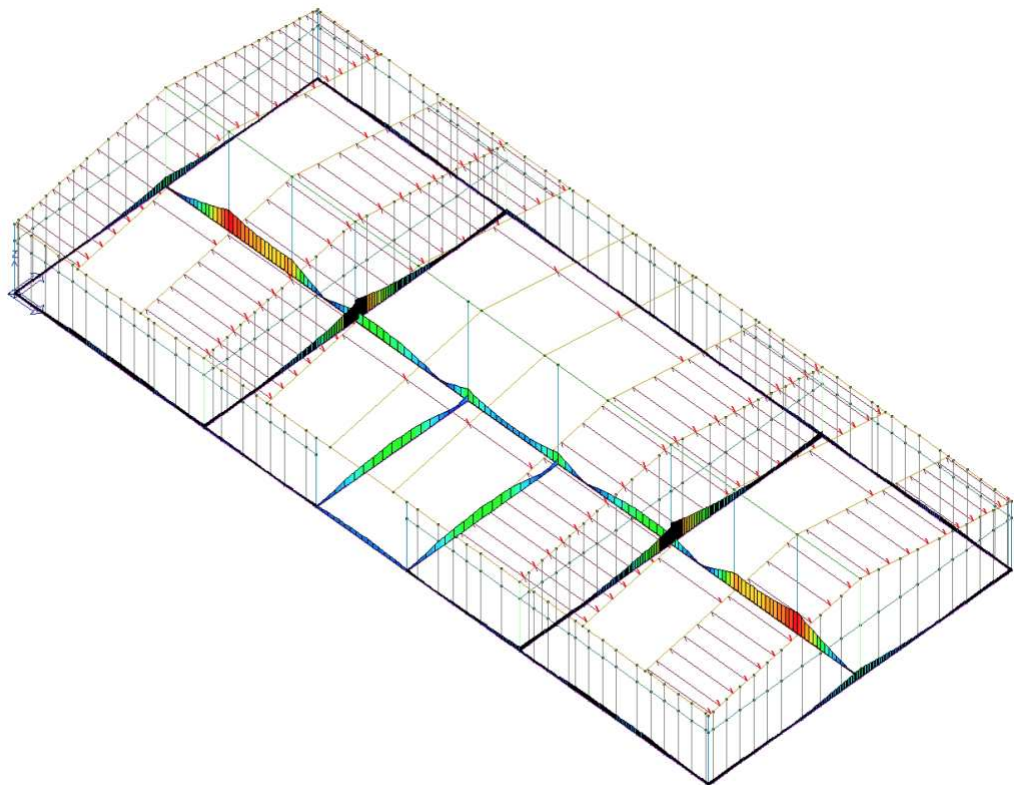
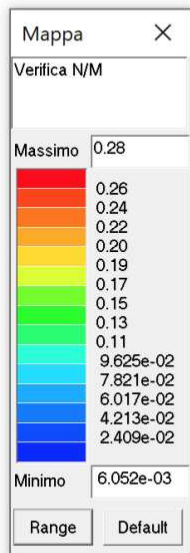
Le fondazioni sono realizzate con travi a sezione T rovescia aventi base 120cm altezza totale 100cm e anima di spessore 30cm (50cm per le trave longitudinale su cui poggiano i pilastri) armate con barre longitudinali $10\phi 16$ e staffe $1 + 1\phi 8/20$ (si veda elaborato grafico di dettaglio).

Di seguito si riportano le verifiche tutte soddisfatte in termini di resistenza delle nuove fondazioni.

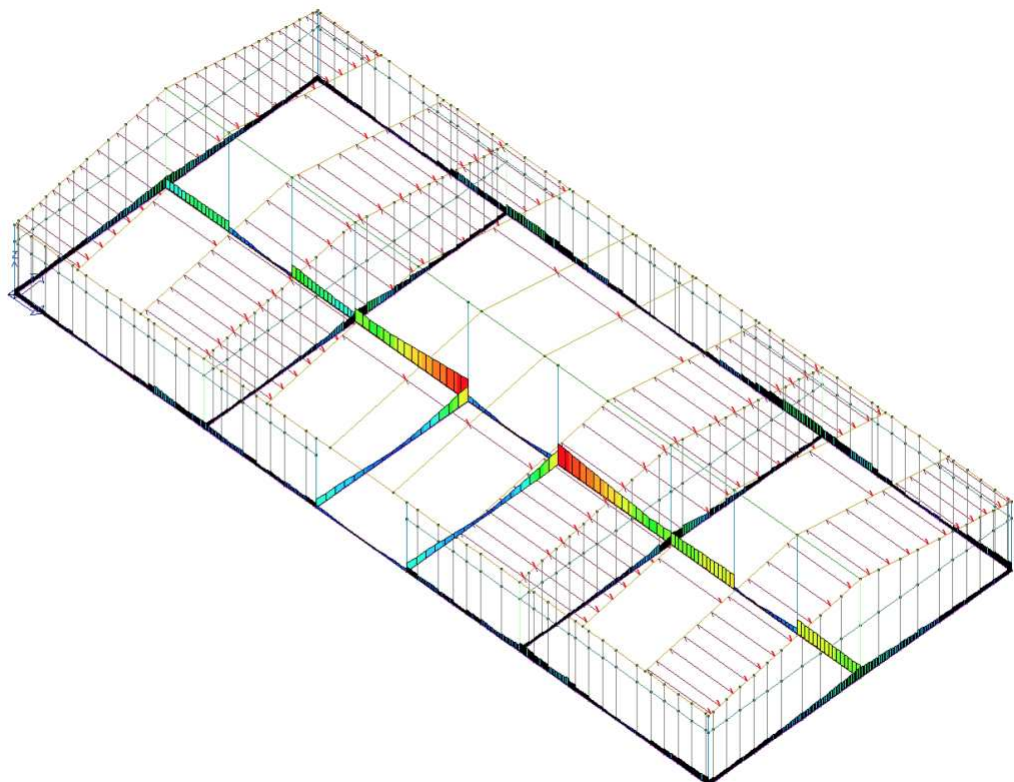
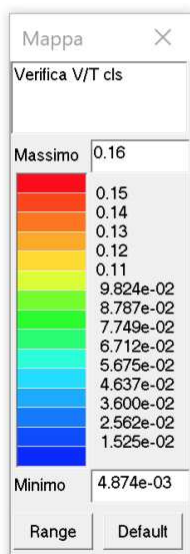


**In ciano si
rappresentano le travi
di fondazione con $FS > 1$
– Stato di Progetto**

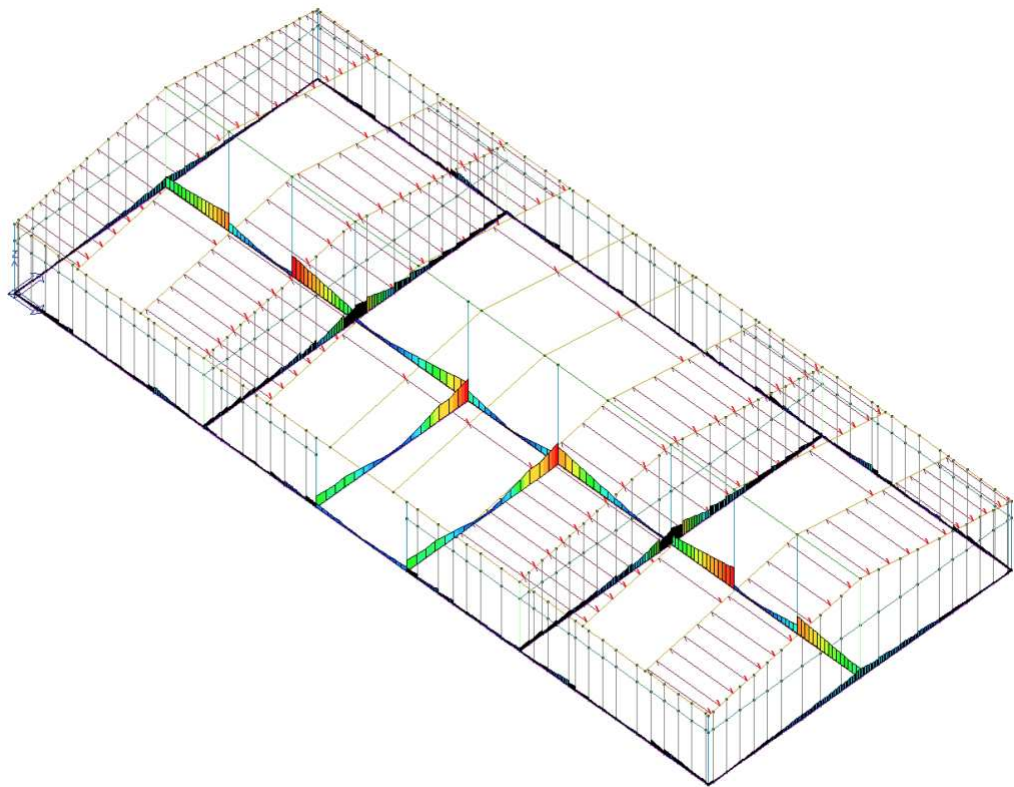
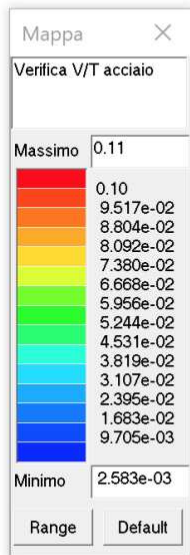
I valori delle verifiche sono soddisfatte e sono riportate sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure.



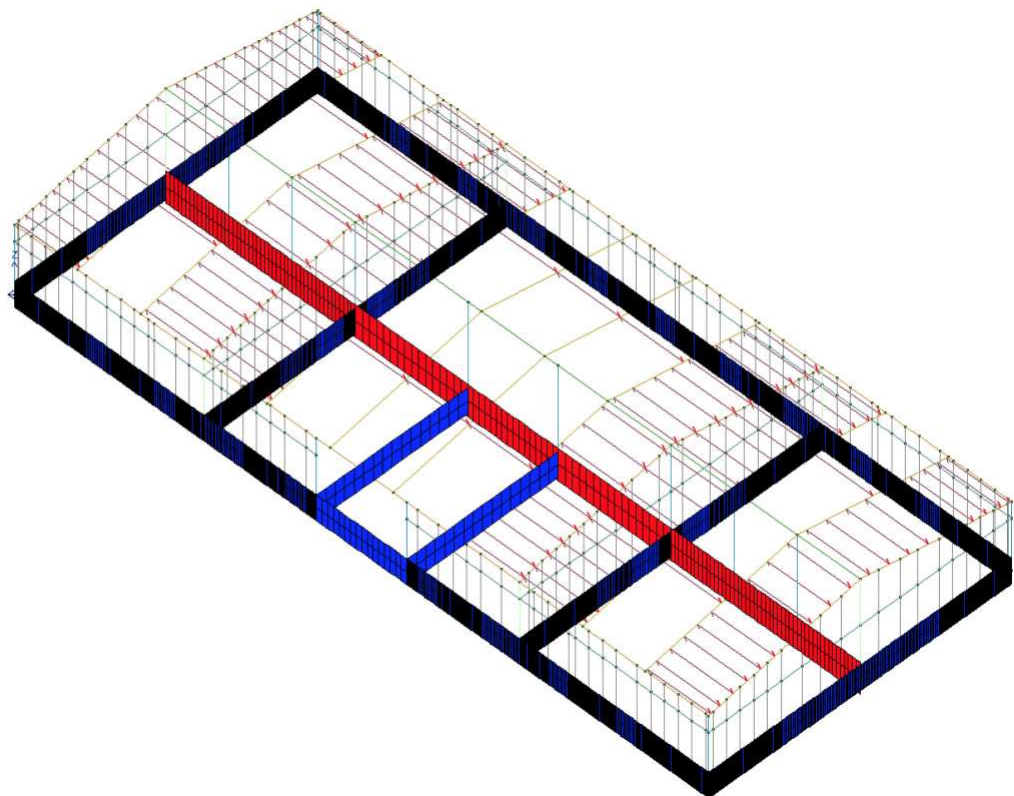
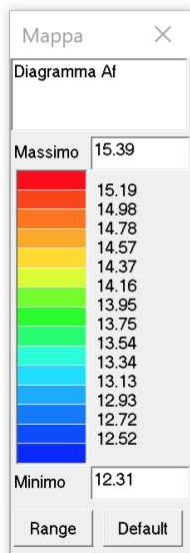
Verifica N/M – 0,28 < 1,0 – SODDISFATTA – pressoflessione



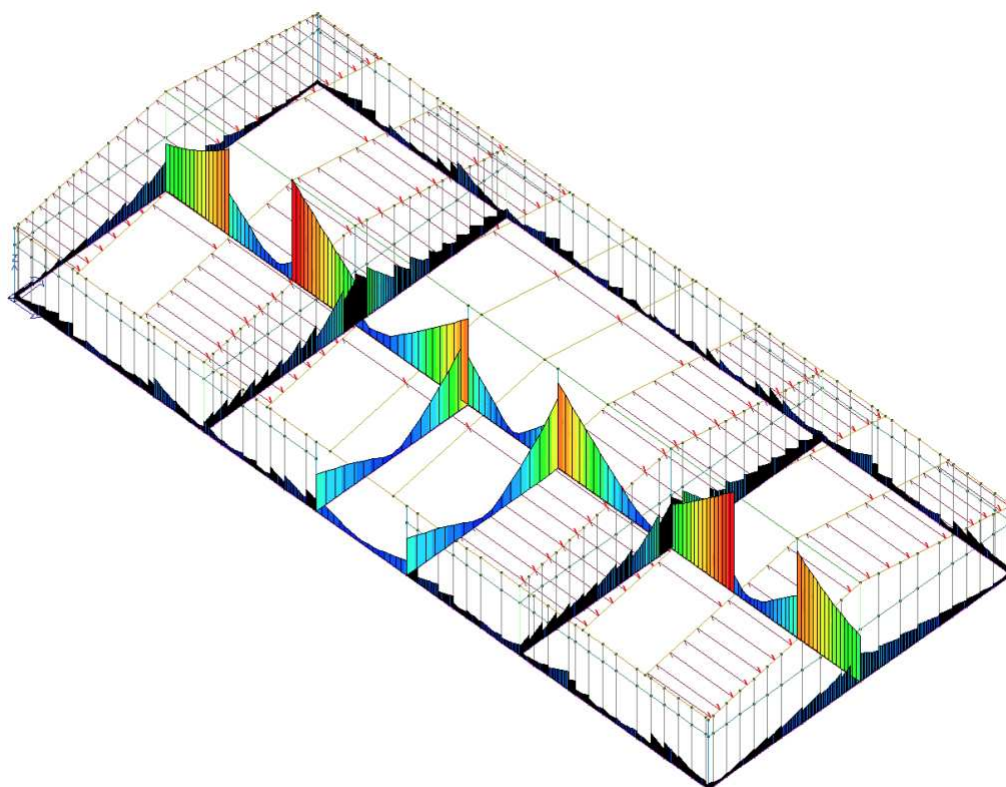
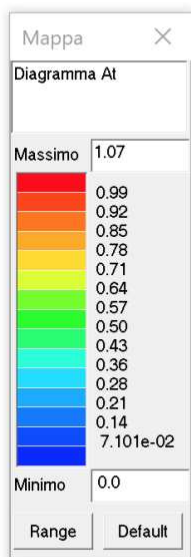
Verifica V/T cls – 0,16 < 1,0 – SODDISFATTA – taglio lato calcestruzzo



Verifica V/T acciaio – $0,11 < 1,0$ – SODDISFATTA – taglio lato acciaio



Armatura longitudinale



Armatura a taglio (staffe)

3.3 Calcoli manuali eseguiti sui principali elementi strutturali di fondazione

Si riportano per completezza, alcune verifiche di resistenza di elementi strutturali dell'edificio.

3.3.1 Sistema di fondazione: verifica di resistenza del cordolo 20x22cm di appoggio della struttura lignea

Il cordolo in c.a. di sezione, a favore di sicurezza, 20x22cm è armato con 2 + 2 ϕ 16 e staffe ϕ 8/15 ovunque. Il cordolo è ancorato alla struttura sottostante in c.a. mediante barre filettate M20/100cm, classe 8.8, in fori ϕ 30 di lunghezza 35cm intasati con resina idonea per impieghi strutturali (si veda particolare nell'elaborato grafico).

Le barre M20 sono calcolate per resistere a taglio allo sforzo di taglio massimo trasmesso dalle piastre a taglio (ancoraggio tipo B) e per resistere a trazione allo sforzo di trazione massimo trasmesso dalle piastre a trazione (ancoraggio tipo A).

L'ancoraggio tipo B è costituito da piastre a passo minimo 75cm ancorate con minimo 2M12 aventi area complessiva $\frac{0,8 \cdot 2 \cdot A_{\phi 12}}{0,75} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{m}$. La verifica a taglio del connettore M20/100cm è soddisfatta in quanto

$$\frac{0,8 \cdot 2 \cdot A_{\phi 12}}{0,75} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{m} < 0,8 \cdot A_{\phi 20} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La verifica lato cls per effetto del taglio della piastra si traduce in una verifica a compressione nel cordolo. Il taglio massimo di M12 cl. 8.8 vale

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 8000 \cdot 0,8 \cdot 1,13}{1,25} = 3470 \text{ daN}$$

Lo sforzo di compressione massimo nel cordolo è pari a $N = 2 \cdot F_{v,Rd} = 6940 \text{ daN}$ per cui la verifica è ampiamente soddisfatta e vale

$$f_c = \frac{6940}{20 \cdot 20} = 17 \text{ daN/cm}^2 \ll f_{cd} = 140 \text{ daN/cm}^2$$

L'ancoraggio tipo A è costituito da piastre a passo minimo 200cm ancorate con 2M16 aventi area complessiva $\frac{0,8 \cdot 2 \cdot A_{\phi 16}}{2,00} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m}$. La verifica a trazione del connettore M20/100cm è soddisfatta in quanto

$$\frac{0,8 \cdot 2 \cdot A_{\phi 16}}{2,00} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m} < 0,8 \cdot A_{\phi 20} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La verifica lato cls per effetto della trazione dell'ancoraggio si traduce in una verifica per flessione del cordolo avente luce libera di inflessione pari a 100cm ovvero il passo degli ancoraggi M20 caricato in mezzzeria.

La trazione massima è pari al taglio massimo di 2M16 cl. 8.8 vale

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot 2 \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 8000 \cdot 2 \cdot 0,8 \cdot 2,01}{1,25} = 12350 daN$$

Lo schema statico è quello di trave semincastrata di luce 100cm e carico concentrato pari a $F_{v,Rd}$. Gli sforzi massimi nel cordolo in c.a. valgono

$$M=2058 daN$$

$$T=6175 daN$$

Il cordolo in c.a. di sezione 30x30cm è armato con $2 + 2\phi 16$ e staffe $\phi 8/15$ ovunque, per cui le resistenze valgono

$$M_{rd}=2406 daNm$$

$$V_{rd}=6386 daN$$

Le verifiche di resistenza sono soddisfatte.