



Comune di Parma
SETTORE OPERE PUBBLICHE



Responsabile Unico di Progetto
Ing. MARCELLO BIANCHINI FRASSINELLI

Progetto Architettonico, Strutturale ed Elettrico
Ing. ROBERTO CURZIO

Collaborazione su progetto Architettonico
Dott.ssa ELENA CALVANO
Collaborazione su Progetto Elettrico
Per. Ind. MANOLO BIANCHI
Collaborazione su sistemazioni esterne
Arch.a FRANCESCA BRAGLIA
Collaborazione su progetto strutturale
Ing.a ROSARIA RAIMONDO
Valutazione preventiva archeologica
Dott.ssa GLORIA CAPELLI
Studio geologico
Dott. Geol. FABIO BUSSETTI

Progetto Acustica Architettonica e Ambientale
Ing.a GABRIELLA MAGRI

Progetto Antincendio
Ing.a PAOLA MICHELI

Progetto Termotecnico
Per. Ind. PAOLO FEDELI

Coordinamento della Sicurezza
Ing. LORENZO BENASSI

CUP I92B23000540006 - CUI L00162210348202300093 - IOP SSPRG337CFETZZUJ11

Intervento ATUSS – Agende trasformative Urbane per lo Sviluppo Sostenibile – di riqualificazione del complesso destinato alla formazione professionale “FORMA FUTURO” di Parma sito in Via La Spezia – POR FESR 2021/2027 – AZIONE 5.1.1

Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica (PFTE)

revisione	data	descrizione	redatto da:	controllato da:	approvato da:
01	15/05/2024	emissione	ing. Roberto Curzio	ing. Roberto Curzio	ing. M.Bianchini Frassinelli
02					
03					

Il progetto Forma Futuro è realizzato grazie ai Fondi europei della Regione Emilia Romagna



titolo elaborato:
Relazione strutturale

elaborato:
ST 01
formato A4
scala -

1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

1.1	Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche	3
1.2	Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento	4
1.3	Normativa tecnica adottata	5
1.4	Definizione dei Parametri di progetto	5
1.5	Descrizione dei materiali e dei prodotti adottati	12
1.6	Criteri di progettazione e Modellazione	13
1.7	Principali casi di carico e combinazioni	14
1.8	Criteri di verifica	17

2. PRINCIPALI VERIFICHE SLU

2.1	Edificio 1	18
2.2	Edificio 2	21
2.3	Scala in acciaio	25
2.4	Platea di fondazione per locali tecnici	27

3. VERIFICHE GEOTECNICHE

3.1	Normative di riferimento	29
3.2	Carico limite di fondazioni superficiali su terreni	29
3.3	Edificio 1	33
3.4	Edificio 2	34
3.5	Platea di fondazione per locali tecnici	35

1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

1.1 Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche

La struttura oggetto della seguente relazione di calcolo strutturale è ubicata a Parma in Via La Spezia 110.



Gli edifici risultano essere accatastati al Foglio 44, particelle n. 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735.

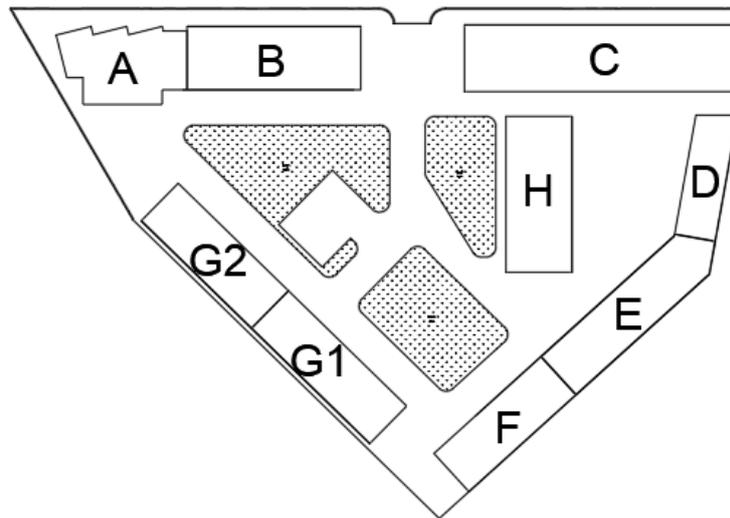
Le coordinate geografiche risultano essere:

- latitudine: 44°47'18";
- longitudine: 10°18'08".

Dal punto di vista topografico il lotto si sviluppa in un'area pianeggiante ad una quota altimetrica di circa 65 m s.l.m..

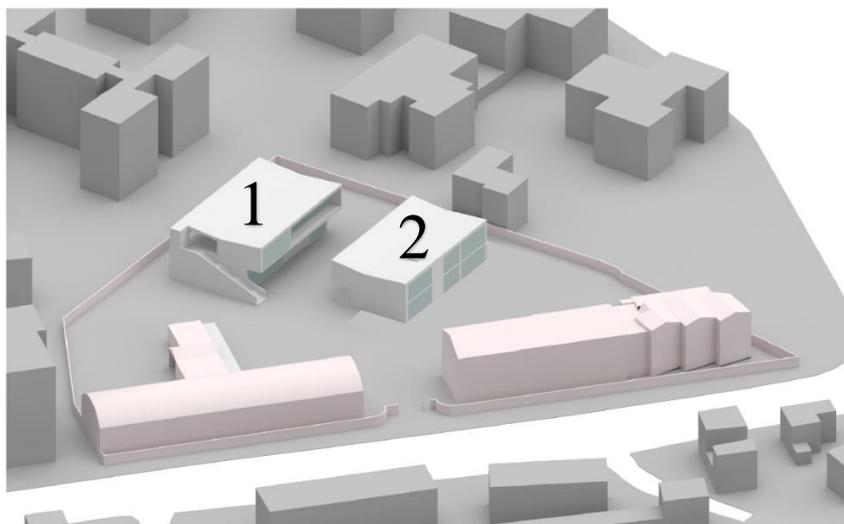
Dal punto di vista geologico i fabbricati si fondano su terreni di natura coesiva con una litologia prevalente limo sabbiosa. Per ogni informazione specifica legata al terreno in questione si rimanda alla relazione geologica redatta dal Dott. Geologo Fabio Bussetti contenente anche uno studio di risposta sismica locale per l'individuazione della domanda sismica.

1.2 Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento



L'intervento oggetto della seguente relazione prevede i seguenti lavori:

- Demolizione edificio D;
- Demolizione edificio E;
- Demolizione edificio F;
- Demolizione edifici G1 e G2;
- Demolizione edificio H,
- Realizzazione di due nuove edifici, denominati 1 e 2 come nella figura sottostante,
- Realizzazione di una platea di fondazione per locali tecnici.



Le nuove strutture principali sono costituite da telai in cemento armato gettato in opera e solai predalles. Sebbene i due edifici seguano gli stessi principi strutturali, gli elementi portanti si differenziano tra loro viste le differenti dimensioni dei telai principali.

- **EDIFICIO 1:**

L'edificio 1 si posa su una platea di fondazione nervata in cemento armato di 30 cm, le cui nervature si alzano di 50 cm rispetto all'estradosso della platea per una lunghezza di 100 cm. I pilastri e le travi hanno sezione 40x70 cm. I solai sono di tipo predalles, sia quello di interpiano che quello di copertura. A lato dell'edificio è presente una scala in cemento armato giuntata all'edificio in elevazione. Si tratta di una scala a soletta rampante di 20 cm che si poggia su alcuni setti in cemento armato di 25 cm. Al termine della scala è presente un vano ascensore composto da due pareti in cemento armato di spessore 25 cm. La struttura portante si posa su una platea di fondazione nervata in cemento armato di 30 cm, le cui nervature in corrispondenza dei muri si alzano di 10 cm rispetto all'estradosso della platea per una lunghezza di 50 cm.

- **EDIFICIO 2:**

L'edificio 2 si posa su una platea di fondazione nervata in cemento armato di 30 cm, le cui nervature si alzano di 50 cm rispetto all'estradosso della platea per una lunghezza di 100 cm. I pilastri hanno un'impronta di base di 35x70 cm uguale alla sezione delle travi. I solai sono di tipo predalles, sia quello di interpiano che quello di copertura. È presente una scala in acciaio, dotata di fondazioni proprie, che si incastra a due travi secondarie in cemento armato anch'esse di sezione 35x70 cm. La scala in oggetto è composta da profili piatti rettangolari sagomati spessi 3 cm e alti rispettivamente 10 e 22 cm e gradini in lamiera bugnata. Il parapetto è costituito da profili piatti rettangolari da 2 cm saldati ai cosciali. Nel centro della struttura è presente un vano ascensore costituito da una parete in cemento armato di spessore 35 cm.

Nel seguito vengono analizzati i parametri di progetto relativi ai due edifici nuovi. Nel capitolo seguente, invece, oltre alle verifiche di questi ultimi, vengono riportate anche le specifiche relative alle platee realizzate per i locali tecnici.

1.3 Normativa tecnica adottata

Progetto-verifica degli elementi	
Progetto cemento armato	D.M. 17-01-2018
Progetto acciaio	D.M. 17-01-2018
Azione sismica	
Norma applicata per l' azione sismica	D.M. 17-01-2018

1.4 Definizione dei Parametri di progetto

AZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle seguenti espressioni:

Dove per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e C_C valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo **B, C, D, E** i coefficienti S_S e C_C vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella.

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente Tabella.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

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

I valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono riportati nella seguente Tabella

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

L'azione sismica viene definita in relazione a un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Parametri della struttura						
Classe d'uso	Vita V_n	Coeff. Uso	Periodo V_r	Tipo di suolo	Categoria topografica	Quota relativa
	[anni]		[anni]			[%]
III	50.0	1.5	75.0	C	T1	-

Per la risposta sismica locale (RSL) vedasi studio allegato di seguito

Calcolo fattore di comportamento

Principali caratteristiche della struttura	
Opera di nuova realizzazione	SI
Struttura regolare in pianta	SI
Struttura regolare in altezza	SI
Classe di duttilità	ND struttura non dissipativa
Analisi per carichi non sismici	SI
Analisi sismica	Dinamica lineare
Verifica SLD di resistenza	SI

Fattori di comportamento utilizzati SLU			
	Dissipativi	Verifiche fragili	Non Dissipativi
q SLU x	1.50	1.00	1.50
q SLU y	1.50	1.00	1.50
q SLU z	1.50	-	-

Fattori di comportamento utilizzati SLD	
q SLD x	1.00
q SLD y	1.00
q SLD z	1.00
Eta SLO	1.00

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

Caratteristiche costruzione	
Tipologia	Nuova
Regolarità pianta	SI
Regolarità altezza	SI
Classe di duttilità	ND
Sistema costruttivo	Calcestruzzo
Tipologia strutturale	Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste
Definizione rapporto a_u/a_1	Valore come da normativa
Riferimento normativo a_u/a_1	Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti

Parametri	
a_u/a_1	1.200
$q_0 = 3.000 a_u/a_1$	3.600
k_w	1.000
K_R	1.0
$q_D = q_0 \cdot k_w \cdot K_R$	3.600
$q_{ND} = 2/3 \cdot q_D$	1.500 (≤ 1.5)

Fattori di comportamento		
	Dissipativi	Non dissipativi
q SLU x	3.600	1.500
q SLU y	3.600	1.500
q SLU z	1.500	1.500

Si riportano di seguito, per completezza, le videate delle opzioni così come impostate nel programma:

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Vertici della maglia elementare INGV [riferimento ED50]

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
15384	10.321	44.793	1.224
15385	10.392	44.795	4.957
15163	10.389	44.845	6.683
15162	10.319	44.843	4.653

Coordinate geografiche [riferimento WGS84]

Località:

Longitudine: Latitudine:

Applica la Risposta Sismica Locale

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	45.16	0.0826	2.495	0.251
SLD	63	75.43	0.1027	2.488	0.266
SLV	10	711.84	0.2460	2.458	0.285
SLC	5	1462.18	0.3095	2.470	0.294

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza
<input type="text" value="50"/>	<input type="text" value="1.5"/>	<input type="text" value="75"/>	<input type="text" value="100"/>

Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO)

Nota: per il calcolo dei parametri sismici
 1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu
 Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N [con N = 1,2,3,4,5]

Classe d'uso

- I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]
- II edifici ordinari
- III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)
- IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Pericolosità e zonazione

pericolosità sismica

agS per SLV:

Modalità di progettazione semplificata per agS < 0.075

Strutture esistenti

- LC1: conoscenza limitata
- LC2: conoscenza adeguata
- LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC:

Parametri e fattori spettrali

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.083	1.000	2.495	0.968	0.084	0.251	1.930
SLD	0.103	1.000	2.488	1.076	0.089	0.266	2.011
SLV	0.246	1.000	2.458	1.646	0.095	0.285	2.584
SLC	0.309	1.000	2.470	1.855	0.098	0.294	2.838

Verticale per tutti:

eta SLO q SLD x q SLD y q SLD z q SLU x q SLU y q SLU z

<= Esistenti v. fragili

Duttilità
 ND - non dissipativa
 B - media
 A - alta

Regolarità
 in pianta
 in altezza

Edifici isolati
 T is
 s esi

Dati comuni per le analisi

Quota spiccato [cm]

Contributo carichi in fondazione

Eccentricità aggiuntiva X: Y:

Spost. relativo rapp. SLC/SLD ex. muratura

Dati per analisi dinamica

N. modi N. modi rigidi

Dati per analisi statica lineare e non lineare

Altezza edificio [cm]

Fatt. Lambda [0.85 - 1]

	dir. x-x	dir. y-y	dir. z-z
Periodo T1 [primo modo]	<input type="text" value="1.527"/>	<input type="text" value="2.047"/>	<input type="text" value="0.871"/>
Sd (T1) - SLU	<input type="text" value="0.075"/>	<input type="text" value="0.056"/>	<input type="text" value="0.049"/>
Se (T1) - SLD	<input type="text" value="0.045"/>	<input type="text" value="0.033"/>	<input type="text" value="0.019"/>
Rapp T1/TrZ	<input type="text" value="1.471"/>	<input type="text" value="1.066"/>	

suggerito:
 Accelerazione uniforme [Fi=Fh] NO
 Eccentricità convenzionale con momenti Mz NO
 Usa spostamenti medi di piano per pushover SI

C.D.C. sismico Nodo cont. (**)

C.D.C.

Analisi modale di riferimento Modo rifer. (**)

Sisma	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4 [°]	LC 5 [°]	LC 14 [°]
LC U 6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80
LC U 7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80
LC U 8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80
LC U 9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80
LC D 10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80
LC D 11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80

NOTA: (*) coefficienti per carichi variabili Q (***) 0 per default in pushover
 cdc Gk : utilizzare psi 2
 cdc Gsk/Qnk : utilizzare di regola 1 (psi 2 da archivio carico)

Si riportano di seguito gli SPETTRI di input sismico e le caratteristiche dinamiche proprie delle strutture, pertanto in assenza di eccentricità aggiuntive:

ANALISI_MODALI_NO_ECCENTRICITA

Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
-	Hz	sec	daN	-	daN	-	daN	-	daN cm2	-
1	0.68	1.47	1.070e+06	91	53.6	0	4.8	0	5.497e+07	11
2	0.94	1.07	1573.2	0	8.146e+05	69	612.6	0	8.404e+07	17
3	1.00	1.00	3437.3	0	2.318e+05	19	215.0	0	3.185e+08	67
4	3.50	0.29	205.2	0	2.352e+04	2	2.630e+05	22	6.283e+06	1
5	3.84	0.26	5.481e+04	4	162.8	0	301.2	0	4.403e+04	0
6	4.61	0.22	1.3	0	4145.8	0	7.002e+05	60	8.639e+05	0

VENTO

Si considera trascurabile l'azione del vento rispetto all'azione sismica.

VARIAZIONI TERMICHE

Il calcolo delle azioni termiche non è stato condotto in quanto considerato di entità trascurabile rispetto alle sollecitazioni in gioco.

NEVE

Il carico della neve sulle coperture è calcolato in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macroarea derivante dalla suddivisione del territorio nazionale;

Esp.: zona topografica di esposizione al vento;

Ce: coefficiente di esposizione al vento;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

as: altitudine del sito;

qsk: valore caratteristico del carico della neve al suolo (per Tr = 50 anni);

Zona	Esposizione	Ce	TR	as	qsk
I Mediterranea	Zona normale	1.00	50 anni	65 m	150.00

Copertura a due falde:

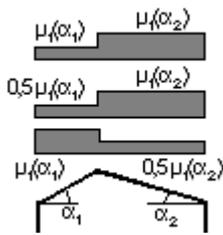
Angolo di inclinazione della falda a1 = 5.0°

$m_1(a_1) = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 120 \text{ daN/mq}$

Angolo di inclinazione della falda a2 = 5.0°

$m_1(a_2) = 0.80 \Rightarrow Q_2 = 120 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



Copertura a più falde:

Angolo di inclinazione della falda a1 = 5.0°

$m_1(a_1) = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 120 \text{ daN/mq}$

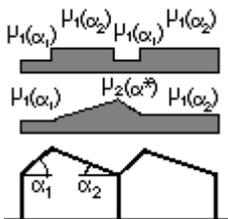
Angolo di inclinazione della falda a2 = 5.0°

$m_1(a_2) = 0.80 \Rightarrow Q_2 = 120 \text{ daN/mq}$

$a^* = (a_1 + a_2) / 2 = 5.0^\circ$

$m_2(a^*) = 0.93 \Rightarrow Q_2^* = 140 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



Come esplicitato in normativa l'effetto degli accumuli in questo caso può essere essere tralasciato. Considerando lo schema a due falde e considerando la combinazione di carico più gravosa si ottiene un carico di neve pari a 1.40 kN/m².

ANALISI CARICHI SOLAI

Si riportano di seguito l'analisi dei carichi relative ai solai presenti nelle strutture in oggetto:

TABELLA_CARICHI_SOLAI												
ID Arch.	Tipo SOL	G1	G2	Q	Fatt. As	sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi	
-	-	daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2	-	-	-	-	-	-	-	
Solaio interpiano	Variab.	5.00e-02	1.50e-02	3.00e-02		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00	
Solaio aula convegni	Variab.	5.00e-02	1.50e-02	4.00e-02		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00	
Solaio di copertura	Neve	5.00e-02	1.00e-02	1.40e-02		1.00	0.50	0.20	0.0	0.0	1.00	
	Variab.			5.00e-03			0.0	0.0	0.0			

Legenda

Tipo

SOL Indica la destinazione d'uso sulla base del carico variabile

G1 Carichi permanenti

G2 Carichi permanenti non strutturali

Q Carichi variabili e neve

Fatt.

A

Fattore di riduzione dell'area caricata (solo per solai speciali)

s sis. Coefficiente di riduzione del sovraccarico accidentale -(DM 96)-

Psi 0 Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-

Psi 1 Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-

Psi 2 Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-

Psi S Coefficiente di combinazione che fornisce il valore Quasi Permanente dell'azione variabile Q_i -
2 (OPCM 3274)-Fatt. Coefficiente che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sull'intera
Fi struttura durante l'azione sismica -(OPCM 3274)-

Sulla soletta rampante della scala, così come nella scala in acciaio, è stato considerato un sovraccarico variabile di $4.00e-02$ daN/cm².

1.5 Descrizione dei materiali e dei prodotti adottati

Si elencano nel seguito i materiali impiegati nelle strutture distinti per fondazione, elevazione e scale.

- MATERIALE PER FONDAZIONE -			
Calcestruzzo Classe C25/30			
Id	-	-	u.m.
1		< MATERIALE NUOVO >	
		Resistenza caratteristica cubica Rck	300.0 daN/cm ²
		Resistenza caratteristica cilindrica fck	249.0 daN/cm ²
		Resistenza fctm	25.6 daN/cm ²
		Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4500.0 daN/cm ²
		Tipo acciaio	tipo C
		Coefficiente gamma c	1.5
		Coefficiente gamma s	1.1
		Rapporto Rfessurata (assiale)	1.00
		Rapporto Rfessurata (flessione)	1.00
		Rapporto Rfessurata (taglio)	1.00

- MATERIALE PER ELEVAZIONE E SCALA IN C.A. -

Calcestruzzo Classe C25/30			
Id	-	-	u.m.
1		< MATERIALE NUOVO >	
		Resistenza caratteristica cubica Rck	300.0 daN/cm ²
		Resistenza caratteristica cilindrica fck	249.0 daN/cm ²
		Resistenza fctm	25.6 daN/cm ²
		Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4500.0 daN/cm ²
		Tipo acciaio	tipo C
		Coefficiente gamma c	1.5
		Coefficiente gamma s	1.1
		Rapporto Rfessurata (assiale)	1.00
		Rapporto Rfessurata (flessione)	1.00
		Rapporto Rfessurata (taglio)	1.00

MATERIALE PER SCALA ACCIAIO -

Acciaio Fe430 - S275-acciaio Fe430-S275			
Id	-	-	u.m.
12		< MATERIALE NUOVO >	
		Tensione ft	4300.0 daN/cm ²
		Tensione fy	2750.0 daN/cm ²
		Coefficiente gammaM0 (resistenza)	1.1
		Coefficiente gammaM1 (stabilità)	1.1
		Coefficiente gammaM2 (frattura)	1.2

1.6 Criteri di progettazione e Modellazione

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$K * u = F$ dove K = matrice di rigidezza
 u = vettore spostamenti nodali
 F = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente a una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Tipo di analisi strutturale	
Analisi per carichi non sismici	SI
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (triangolare; G1 – a §7.3.3.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo; G1 – b §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. tagli di piano; G1 – c §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. masse; G2 – a §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (multimod; G2 – c §7.3.4.2)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

1.7 Principali casi di carico e combinazioni

E' possibile definire i casi di carico scegliendo fra le dodici tipologie elencate nella tabella seguente:

	Tipo CDC	Descrizione
1	Ggk	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

TABELLA_CASI_DI_CARICO

CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
5	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	
14	Qk	CDC=Qk (variabile generico)	
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. +)	
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. -)	
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. +)	
18	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. -)	
19	Edk	CDC=Ed (dinamico SL CO) alfa=0.0 (ecc. +)	
20	Edk	CDC=Ed (dinamico SL CO) alfa=0.0 (ecc. -)	
21	Edk	CDC=Ed (dinamico SL CO) alfa=90.00 (ecc. +)	
22	Edk	CDC=Ed (dinamico SL CO) alfa=90.00 (ecc. -)	

Le combinazioni previste per i diversi casi di carico (CDC) seguono le regole previste dalla Normativa vigente e sono destinate al controllo di sicurezza della struttura e alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

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

Combinazione fondamentale SLU

$$gG_1 + gG_2 + gP + gQ_1 + gQ_2 + gQ_3 + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_1 + \gamma_2 Q_2 + \gamma_3 Q_3 + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \gamma_{11} Q_1 + \gamma_{22} Q_2 + \gamma_{33} Q_3 + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \gamma_{21} Q_1 + \gamma_{22} Q_2 + \gamma_{23} Q_3 + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + y_{21}Q_{k1} + y_{22}Q_{k2} + y_{23}Q_{k3} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$A_d + G_1 + G_2 + P + y_{21}Q_{k1} + y_{22}Q_{k2} + y_{23}Q_{k3} + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	γ_0	γ_1	γ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli \leq 30kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $>$ 30kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota \leq 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota $>$ 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente g_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	g_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	g_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	g_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

1.8 Criteri di verifica

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	SI
SLD	SI
SLO	SI
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

TABELLA_COMBINAZIONI

Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	6	Comb. SLU A1 6
SLV	7	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7	38	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38
SLD	39	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 39	70	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70
SLO	71	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 71	102	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 102
SLC	103	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 103	134	Comb. SLU A1 (SLC sism.) 134
SLE rara	135	Comb. SLE(rara) 135	137	Comb. SLE(rara) 137
SLE frequente	138	Comb. SLE(freq.) 138	140	Comb. SLE(freq.) 140

2. PRINCIPALI VERIFICHE SLU

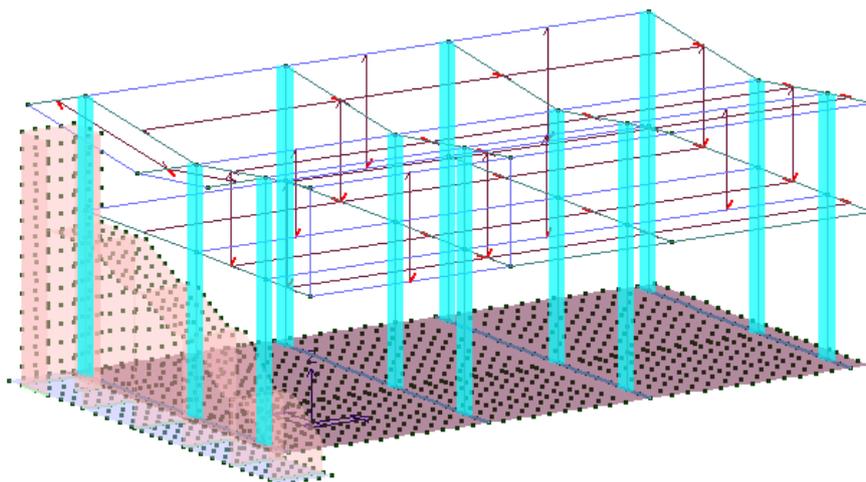
Dopo aver elencato i criteri di progettazione utilizzati, si riportano i principali risultati ottenuti relativi alle diverse unità strutturali.

2.1 Edificio 1

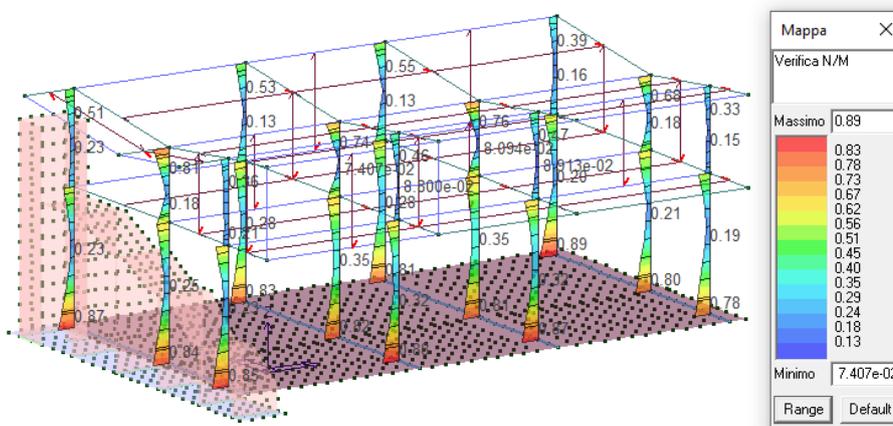
Di seguito si riportano le verifiche di sicurezza relative all'edificio 1 e alla limitrofa scala in cemento armato. Per semplicità si riportano solo le verifiche allo stato limite ultimo relative all'analisi dinamica modale dei singoli elementi strutturali.

In ciano vengono evidenziati gli elementi verificati. Le singole verifiche si intendono soddisfatte per valori minori o uguali all'unità.

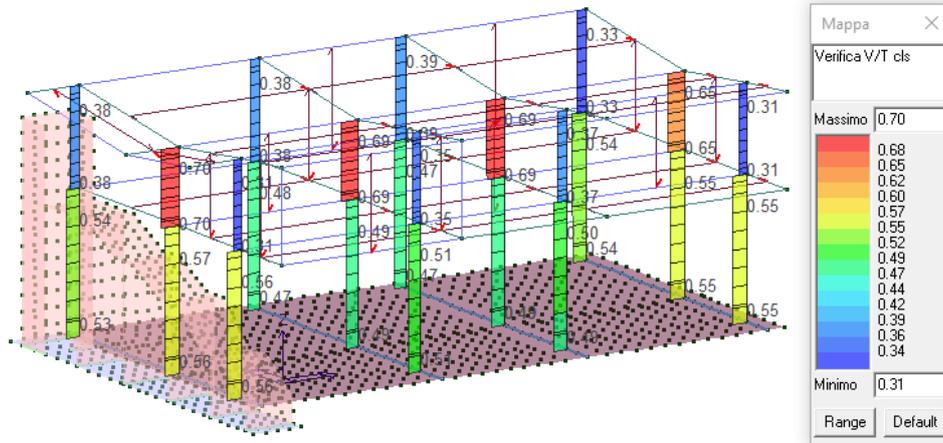
PILASTRI



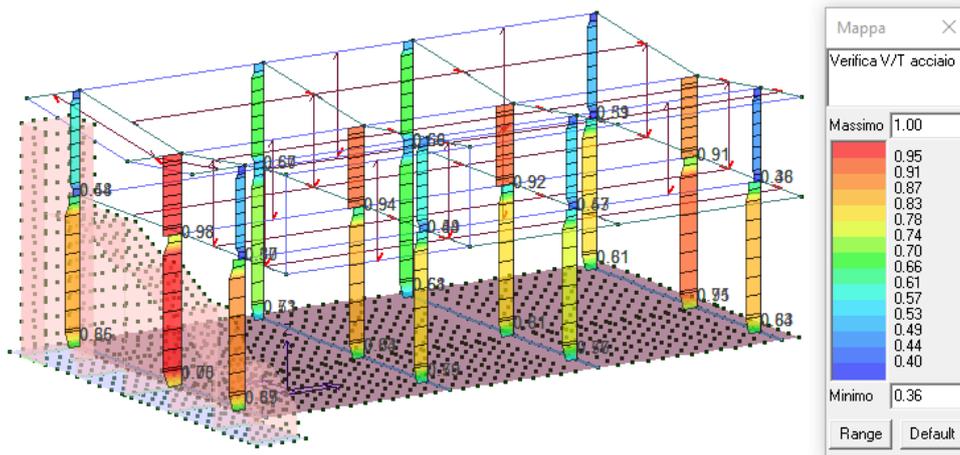
VERIFICA N/M



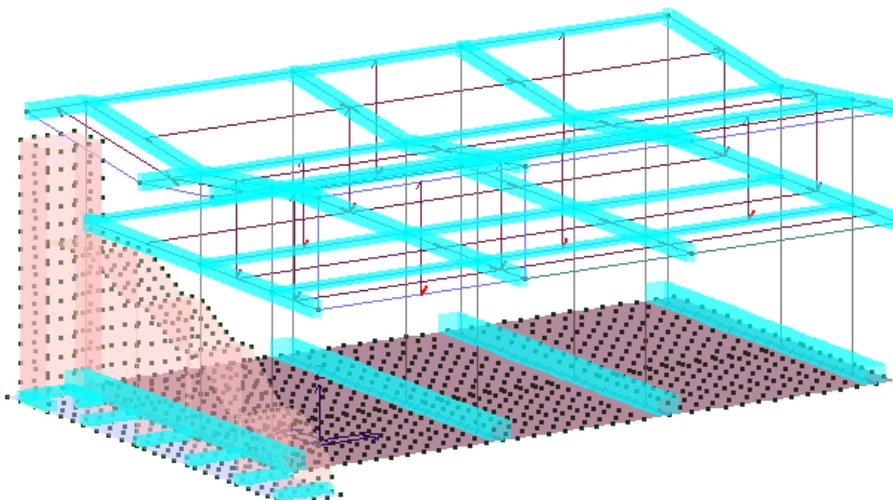
VERIFICA V/T CLS



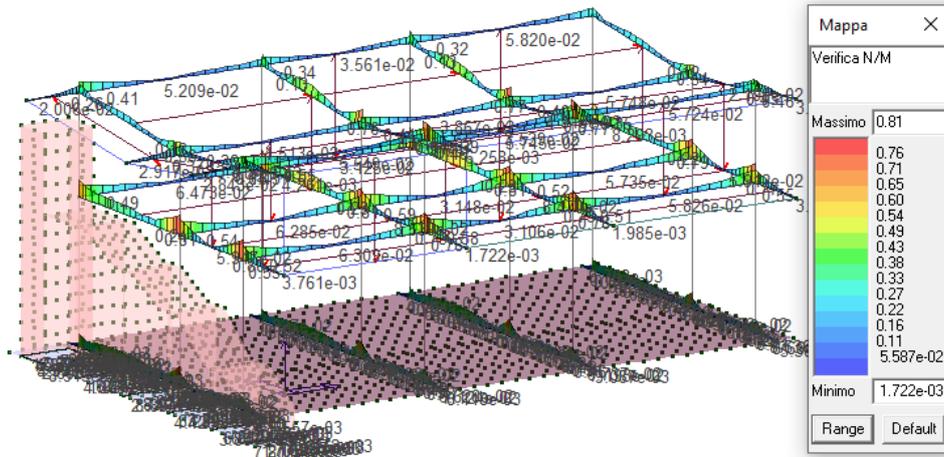
VERIFICA V/T ACCIAIO



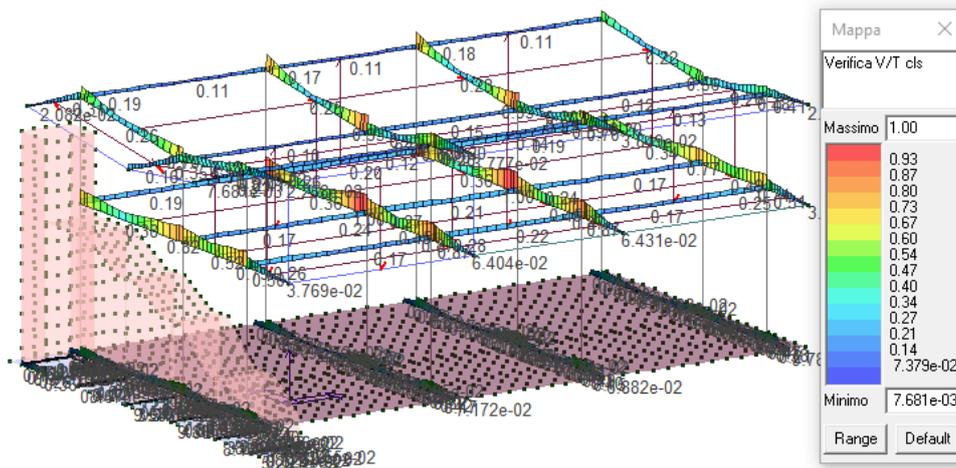
TRAVI



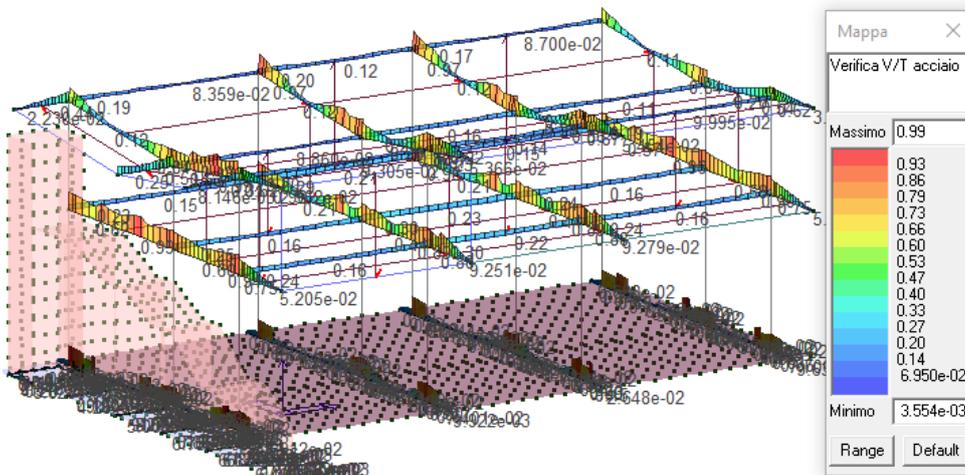
VERIFICA N/M



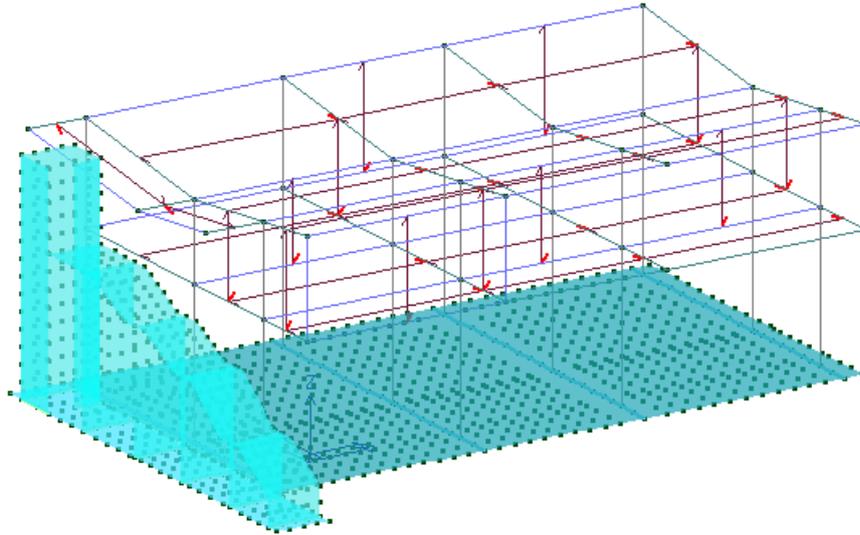
VERIFICA V/T CLS



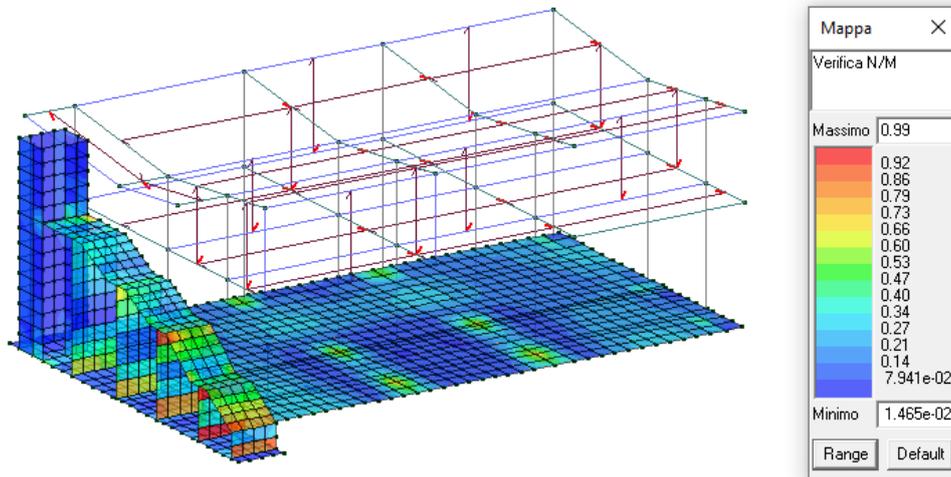
VERIFICA V/T ACCIAIO



SETTI/PIASTRE



VERIFICA N/M

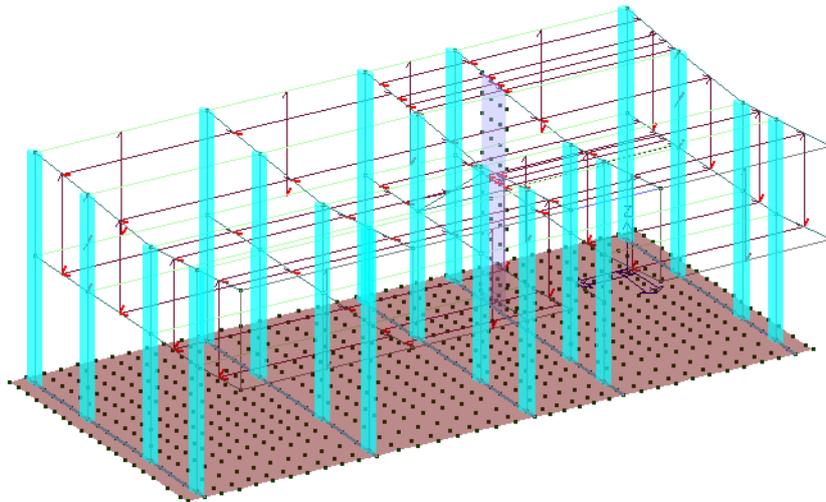


2.2 Edificio 2

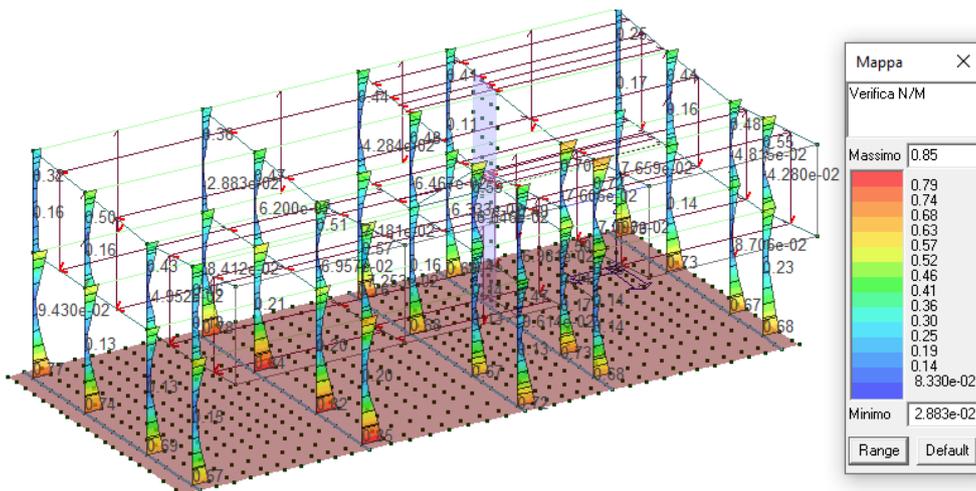
Di seguito si riportano le verifiche di sicurezza relative all'edificio 2. Come in precedenza si riportano solo le verifiche allo stato limite ultimo relative all'analisi dinamica modale dei singoli elementi strutturali.

In ciano vengono evidenziati gli elementi verificati. Le singole verifiche si intendono soddisfatte per valori minori o uguali all'unità.

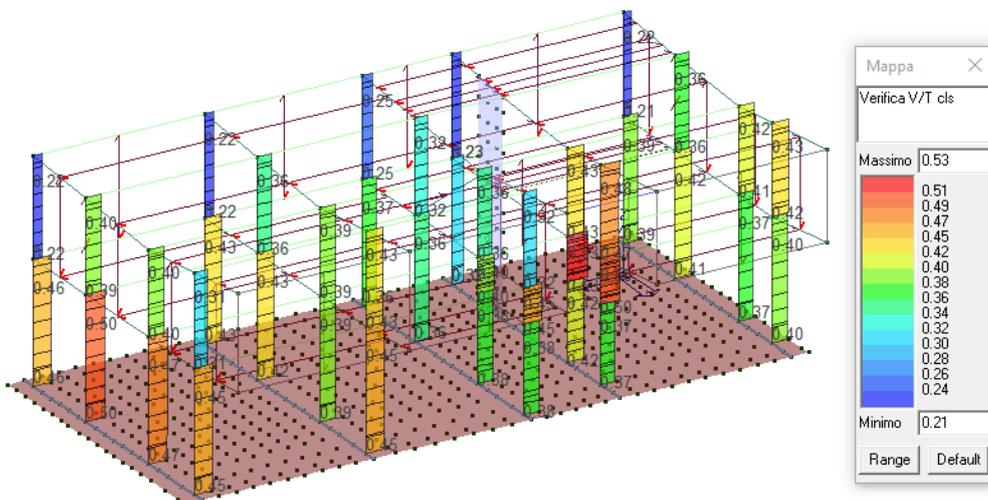
PILASTRI



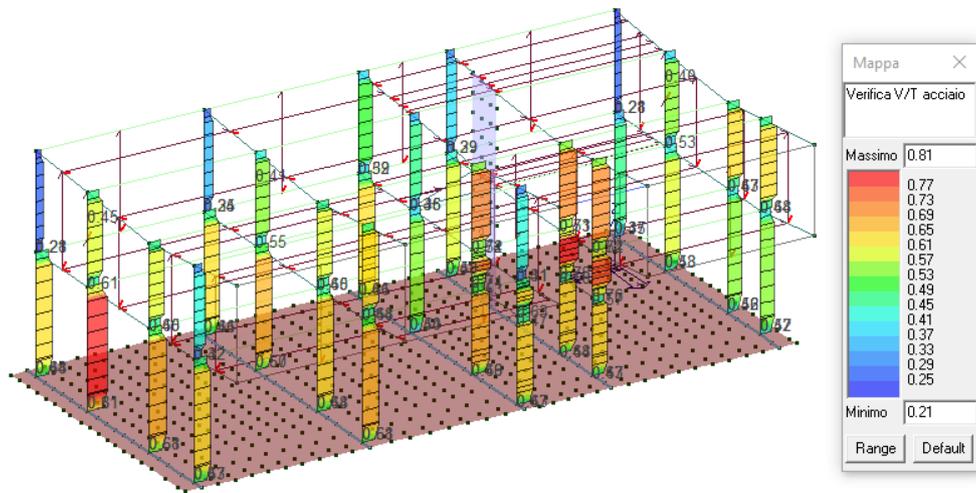
VERIFICA N/M



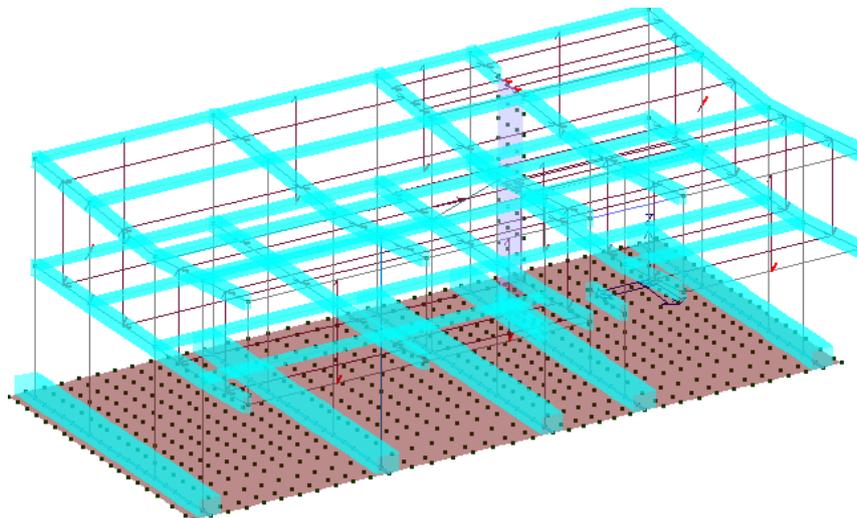
VERIFICA V/T CLS



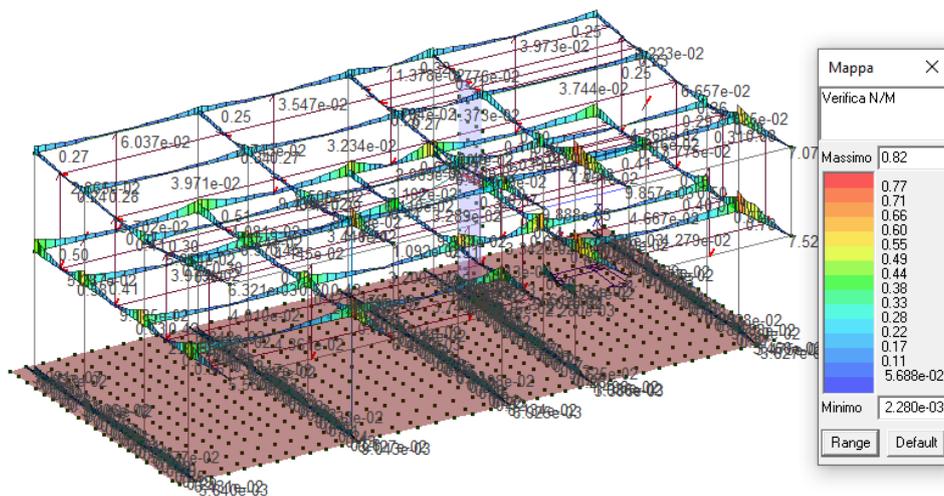
VERIFICA V/T ACCIAIO



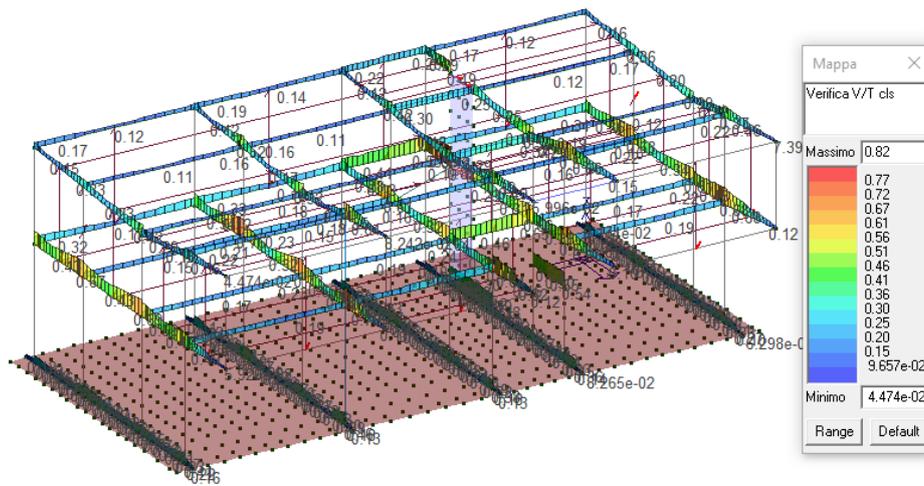
TRAVI



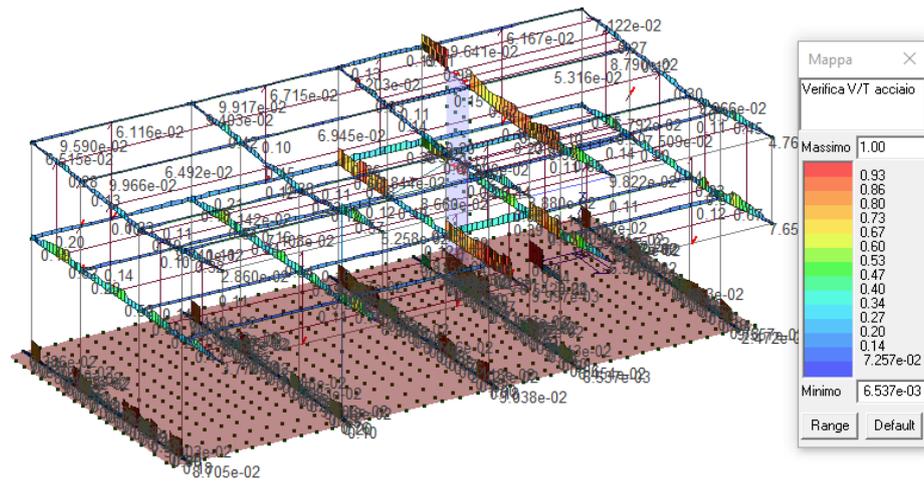
VERIFICA N/M



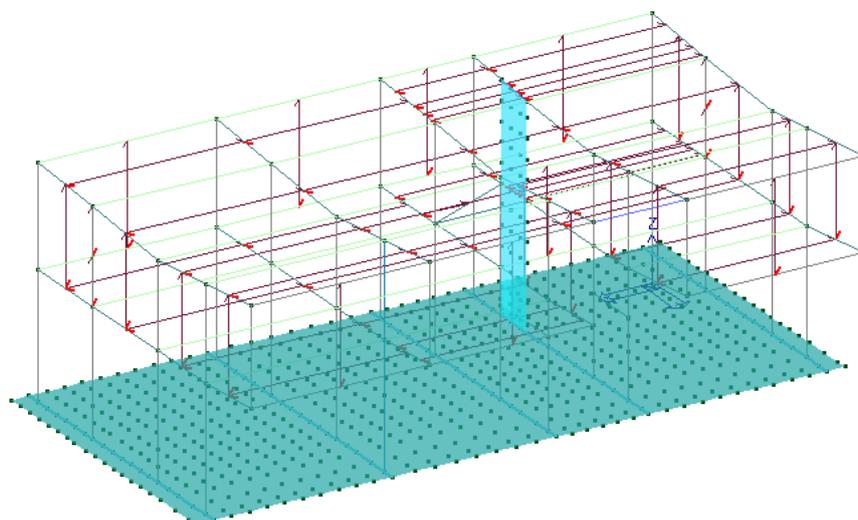
VERIFICA V/T CLS



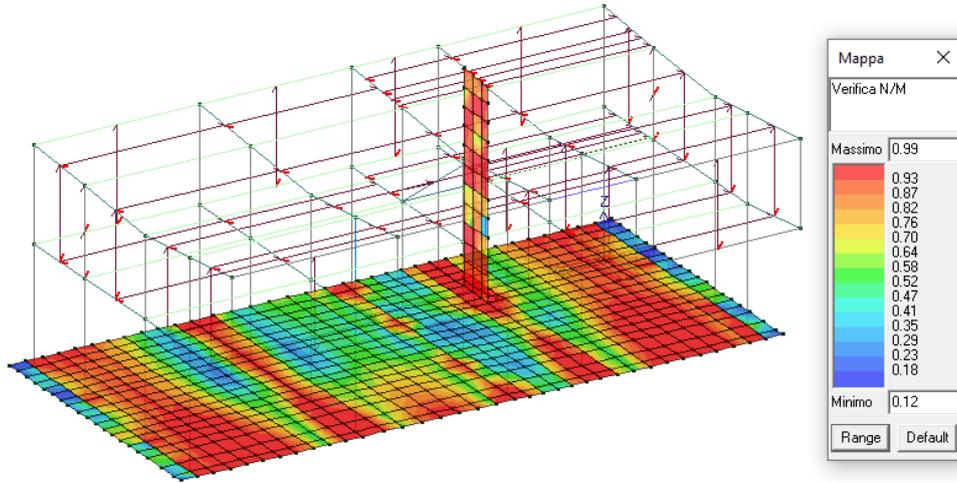
VERIFICA V/T ACCIAIO



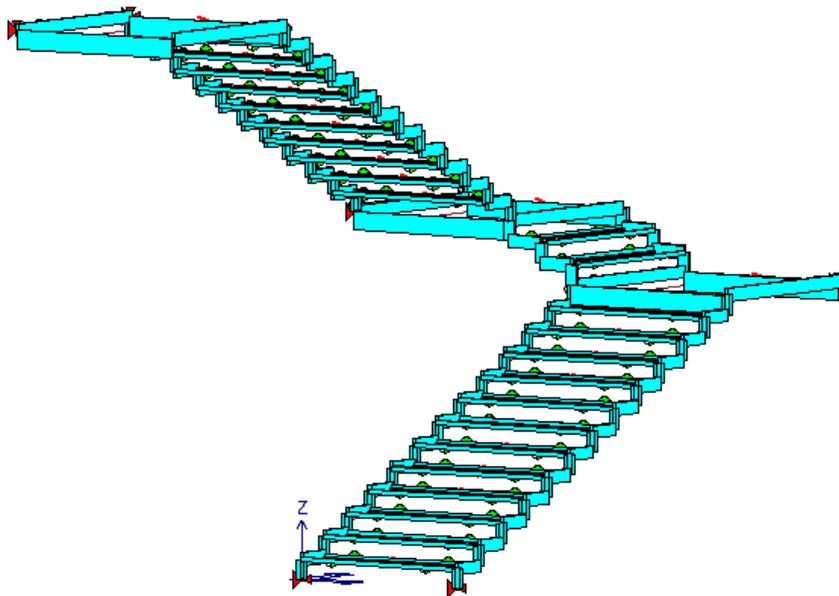
SETTI/PIASTRE



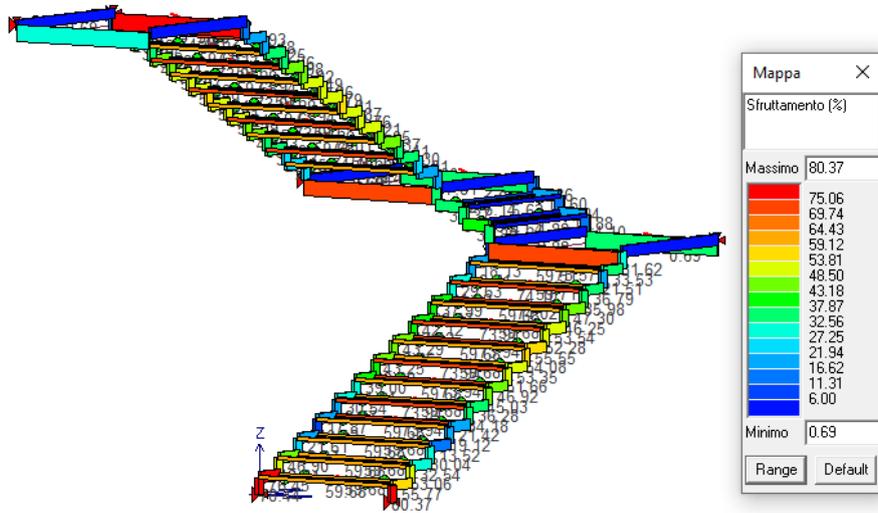
VERIFICA N/M



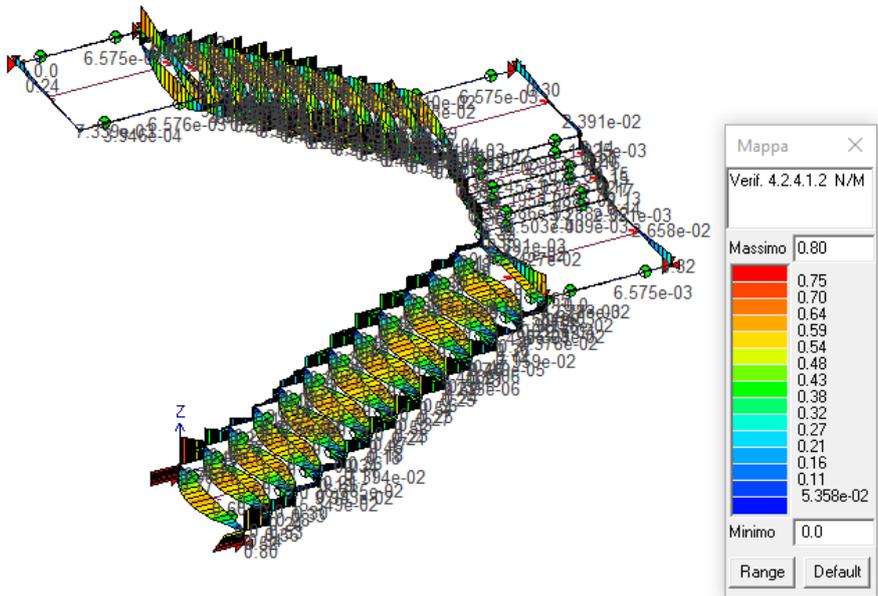
2.3 Scala in acciaio

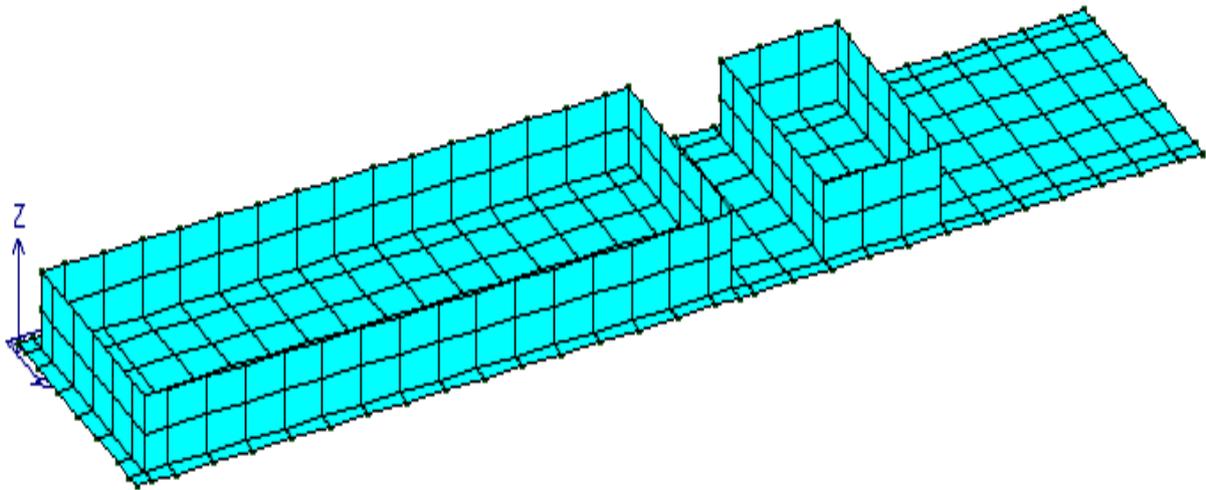


SFRUTTAMENTO

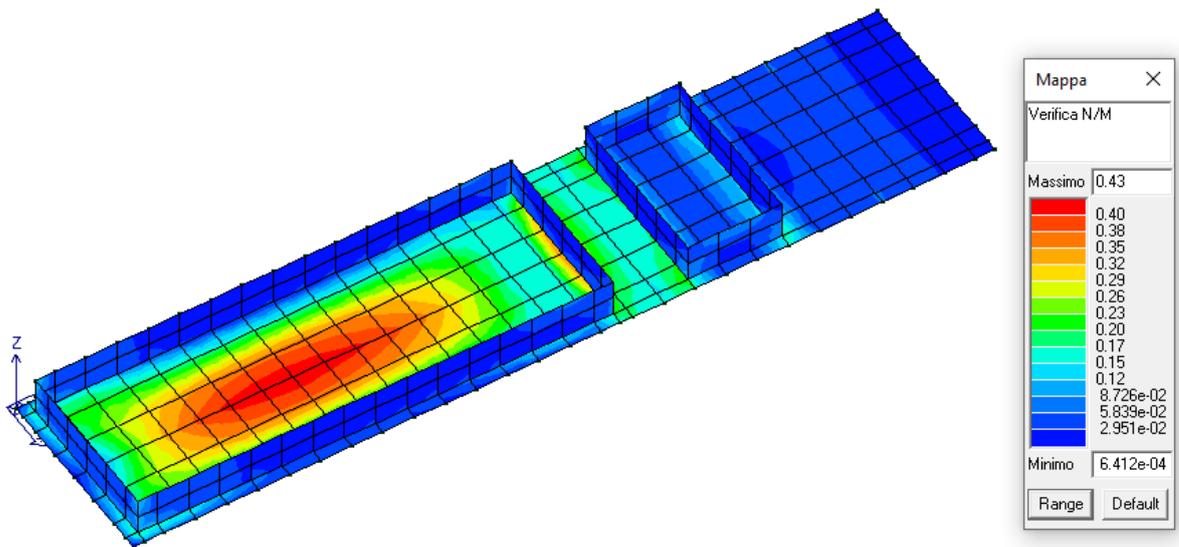


VERIFICA N/M





VERIFICA N/M



3. VERIFICHE GEOTECNICHE

3.1 Normative di riferimento

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

3.2 Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità

cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \operatorname{sen}(\varphi) \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \operatorname{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_g = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il

terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno ϕ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- g_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- g_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate; nel caso in questione sono state utilizzate quelle di Hansen, Vesic, Brinch-Hansen e la formulazione dell'Eurocodice 7.

Nel seguito si riportano tutte le verifiche di portanza superficiale delle platee. Sono state svolte anche le verifiche a scorrimento ma non sono state inserite perché tutte ampiamente verificate.

Le fondazioni dei due nuovi edifici sono costituite da una platea nervata in cemento armato. Le sezioni delle travi sono 100x80 cm, di fatto quindi queste ultime sporgono di 50 cm dall'estradosso della platea. La quota d'imposta di tutta la fondazione è -170 cm rispetto all'attuale piano di campagna. Al di sotto della fondazione ci sono 10 cm di magrone, e solo in corrispondenza delle nervature altri 40 cm di ghiaia. La profondità delle fondazioni è stata definita per arrivare al primo strato di terreno utile individuato dal Dott. Geologo Fabio Bussetti a -220 cm dal piano campagna. Per completezza si riporta la caratterizzazione geognostica del geologo.

Caratterizzazione geognostica.

DIN1

I Strato -No Falda – Coesivo – Riporto– (0,00 – 2,20) m – PRIVO DI CONSISTENZA

Coesione non drenata Cu	15 Kpa
Coesione C	2 Kpa
Modulo Edometrico Eed	2 Mpa
Modulo di Young	1 Mpa
Peso unità di Volume	15 kN/m ³
Peso unità di Volume saturo	18 kN/m ³
Spessore	2,20 m
Angolo d'attrito	19°
Coefficiente di poisson	0,35

II Strato -No Falda – Coesivo – Argilla con Ghiaia– (2,20 – 7,20) m – CONSISTENTE

Coesione non drenata Cu	100 Kpa
Coesione C	30 Kpa
Modulo Edometrico Eed	10 Mpa
Modulo di Young	8 Mpa
Peso unità di Volume	19 kN/m ³
Peso unità di Volume saturo	21 kN/m ³
Spessore	5,00 m
Angolo d'attrito	24°
Coefficiente di poisson	0,35

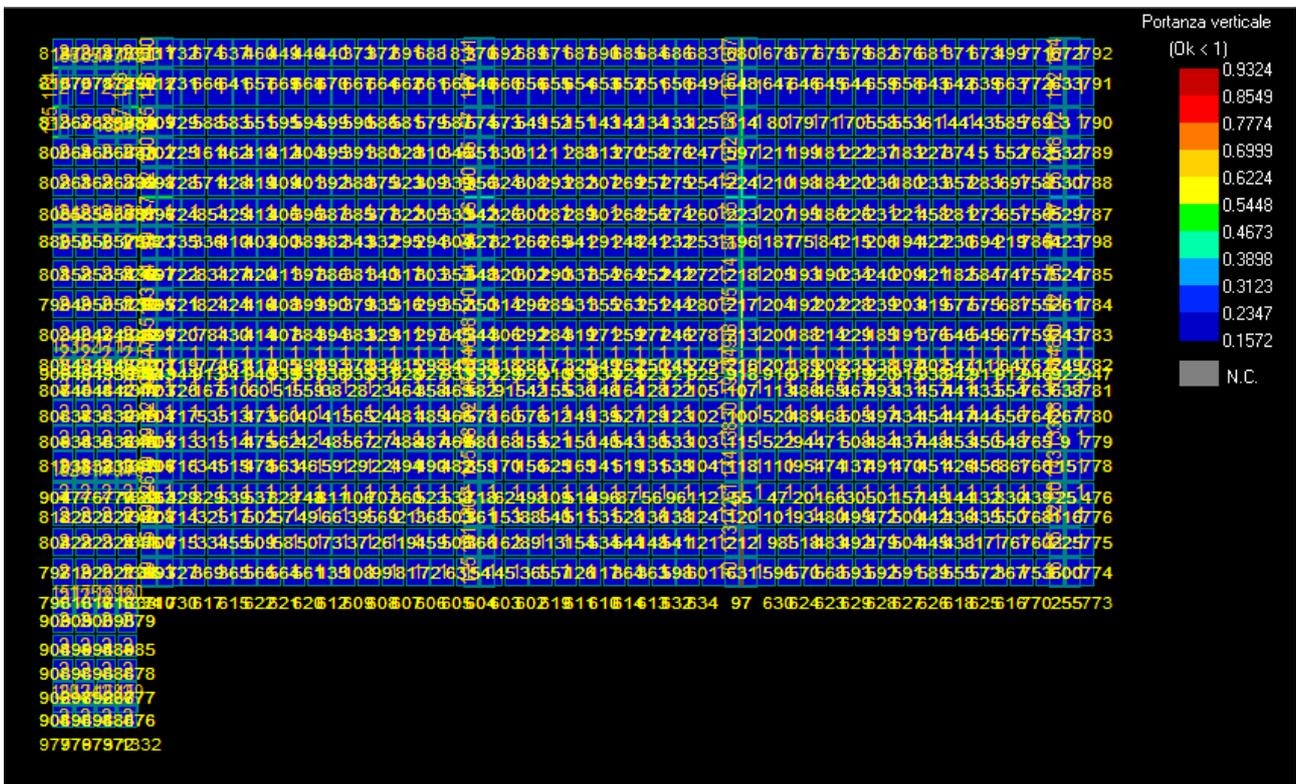
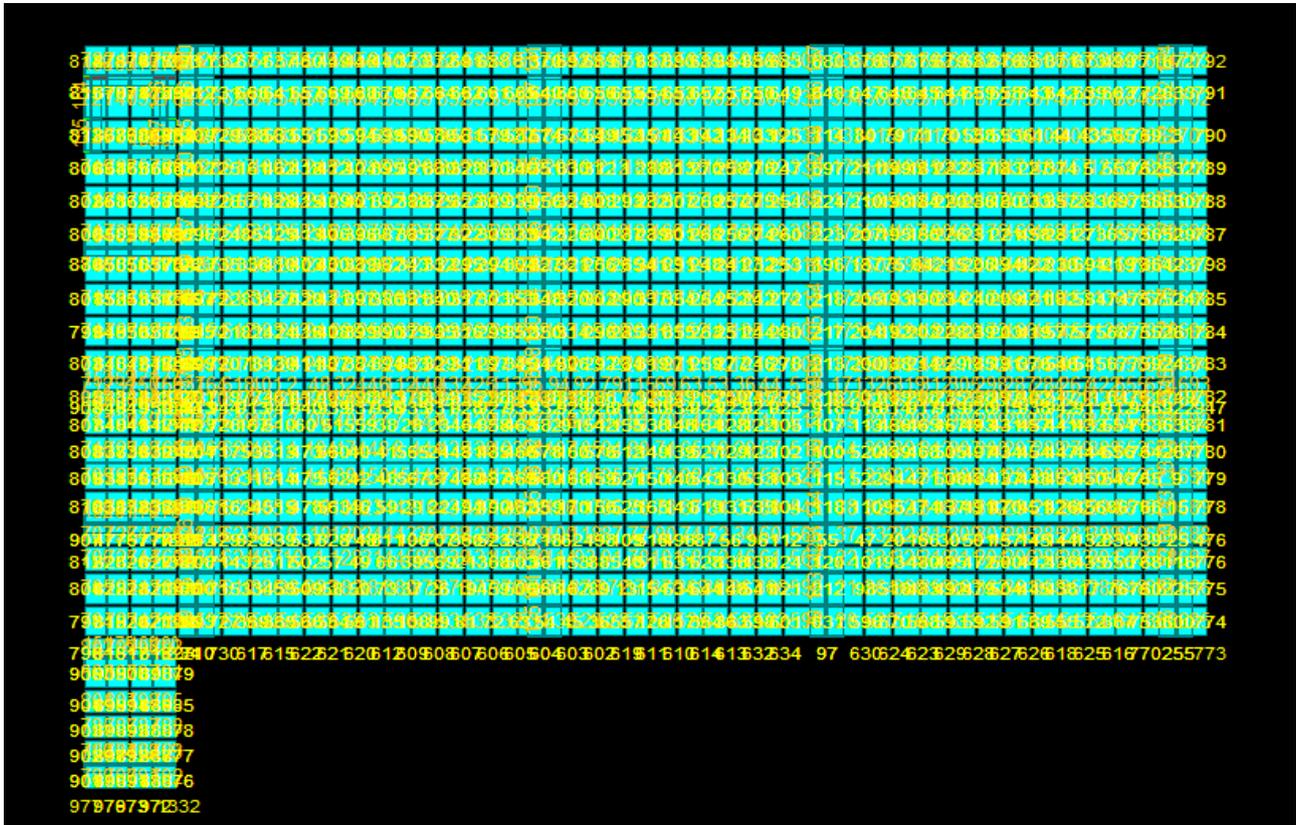
III Strato – No Falda - Incoerente – Ghiaia – (7,20-7,80) m – ADDENSATO

Modulo Edometrico Eed	24 Mpa
Modulo di Deformazione a taglio G	130 Mpa
Modulo di Young Ey	30 Mpa
Peso unità di Volume	18 kN/m ³
Peso unità di Volume saturo	21 kN/m ³
Densità relativa	77%
Angolo d'attrito	45°
Spessore Strato	0,60 m
Coefficiente di Poisson	0,24

Nel seguito si riportano alcune videate relative ai valori di portanza delle fondazioni. In ciano vengono evidenziati gli elementi verificati. Le singole verifiche si intendono soddisfatte per valori minori o uguali all'unità.

3.3 Edificio 1

PORTANZA SUPERFICIALE



3.4 Edificio 2

PORTANZA SUPERFICIALE

