



COMUNE DI VANZAGO

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI

PERITO INDUSTRIALE **DANIELE CERRI**

Iscritto all'ordine dei Periti Industriali e
Periti Industriali Laureati delle province di Milano e Lodi
N° 3924

PROGETTAZIONE STRUTTURE

MADE s.r.l. Via della Pusterla, 9 - 27100 Pavia

PROGETTISTA STRUTTURALE

INGEGNERE **GABRIELE PORTA**

Iscritto all'ordine degli Ingegneri della provincia
di Milano
N° A25859

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
E COORDINAMENTO GENERALE



ARCHITETTO **SABINO BIZZOCA**
Iscritto all'ordine degli Architetti
di Milano
N° 17700

www.bzz-ac.com

AMPLIAMENTO CIMITERO COMUNALE

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

TAV. N°

all-14

SCALA

-

DATA

MAGGIO 2025

COMUNE DI VANZAGO

**via Paolo Ferrario
20010 – Vanzago (MI)**

AMPLIAMENTO CIMITERO COMUNALE

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO
00	LUG 2021	PRIMA EMISSIONE	GP	MS
01	MAG 2025	REVISIONE	GP	MS

SOMMARIO

1.	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	2
2.	CARATTERISTICHE DELL'OPERA	2
3.	INQUADRAMENTO NORMATIVO.....	3
4.	REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE	4
5.	OBIETTIVI E METODI.....	8
6.	PRESCRIZIONI IN MERITO ALLA RESISTENZA DEGLI IMPIANTI E DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI	9
7.	QUALITÀ E DOSATURA DEI MATERIALI.....	13
8.	DEFINIZIONE DELLE AZIONI	16
9.	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	35
10.	ANALISI GLOBALE DELLA STRUTTURA.....	37
11.	VERIFICHE DI SICUREZZA ELEMENTI IN ACCIAIO	101
12.	ANCORAGGI PARAPETTI	136
13.	PROGETTO DELLE FONDAZIONI.....	138

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Oggetto della presente è l'ampliamento del cimitero comunale del Comune di Vanzago (MI).

L'opera in progetto è strutturalmente indipendente.

È prevista una fondazione a platea di spessore 40cm con piano di imposta pari a circa -0.60m rispetto al piano di campagna, realizzata su un magrone di 10cm di spessore. È disponibile una relazione geologica riferita all'intervento alla quale potrà essere fatto riferimento per le specifiche riferite. Al termine degli scavi e prima della realizzazione del magrone sarà possibile valutare l'idoneità del terreno ovvero la rispondenza del piano di imposta con quanto riportato nella relazione geologica.

Le strutture verticali sono in pareti in cls sp. 25cm qualità faccia a vista.

La struttura orizzontale del piano primo è un solaio in calcestruzzo pieno, sp. 25cm con armatura a maglia incrociata..

La copertura è in calcestruzzo, solaio pieno sp. 25cm con armatura a maglia incrociata.

L'opera verrà completata con l'installazione di loculi prefabbricati che dovranno essere considerati come elementi non strutturali in conformità alle normative vigenti.

A completamento delle opere sono previsti dei rivestimenti che verranno fissati ad una sottostruttura in acciaio fissata alle strutture in c.a.

In relazione alle esigenze architettoniche di creare dei motivi decorativi sulle pareti in calcestruzzo sono state inserite delle armature c.d. di pelle per consentire di mantenere le sezioni resistenti previste nel progetto delle strutture e di realizzare i motivi architettonici previsti.

La costruzione è completata da elementi decorativi non compresi nella presente relazione in quanto elementi non strutturali che non interagiscono con le strutture esistenti. Dal punto di vista dell'inquadramento normativo questi rispondono a quanto riportato nel capitolo 7.2.3 riferito agli elementi assemblati in cantiere.

1.1 Protezione dal fuoco

Non è prevista una protezione dal fuoco delle strutture.

2. CARATTERISTICHE DELL'OPERA

OGGETTO: Ampliamento Cimitero Comune di Vanzago

COMUNE: Vanzago (MI)

ZONA SISMICA: Zona 4

ALTITUDINE: 161 m s.l.m.

TIPOLOGIA STRUTTURALE: A pareti in c.a. e solai in getto pieno

NORMATIVA: D.M.17/01/2018

CLASSE D'USO DELLA COSTRUZIONE; Classe III (*): Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente.

(*) la classe d'uso III è stata considerata solo per il calcolo dell' entità della sollecitazione sismica.

COEFFICIENTE D'USO C_U ; 1,5

VITA NOMINALE DELL'OPERA V_N ; $V_N = 50$ anni

DESTINAZIONE D'USO: Cimitero

TIPO DI COSTRUZIONE Tipo 2 - "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale"

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA: $V_r = 75$ anni

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO: C

3. INQUADRAMENTO NORMATIVO

3.1 Inquadramento normativo nazionale

- Legge 5 novembre 1971 N° 1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche;
- Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia, D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, e s.m.i.
- Nuove norme tecniche per le costruzioni, decreto ministeriale 17 gennaio 2018, NTC2018;
- Circolare esplicativa 2019, C.S.LL.PP.
- UNI 11104/2004 e UNI EN 206-1/2006 – "Calcestruzzo, prestazione produzione e conformità".
- CNR-DT 207/2008 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

3.2 Inquadramento normativo europeo

Elenco delle norme europee riferite e dove applicabili come oggetto e come competenza con riferimento alle indicazioni contenute nella normativa nazionale.

- UNI EN 1990:2004 Eurocodice 0 – “Criteri generali di progettazione strutturale”

- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 – “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”.

- UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici”.

- UNI EN 1992-1-2:2005 Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-2 – Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio”.

- UNI EN 1993-1-1:2004 Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici”.

- UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici”.

- UNI EN 1994-1-2:2001 Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-2 – Regole generali – Progettazione della resistenza all’incendio”.

- UNI EN 1995-1-1:2005 Eurocodice 5 – “Progettazione delle strutture in legno – Parte 1-1 – Regole comuni e regole per gli edifici”.

- UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 – “Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.

- D.M. 31 Luglio 2012 (G.U. 27 Marzo 2013) “Approvazione delle appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici”.

4. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III delle NTC2018 per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d’Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

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 la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6 delle NTC2018.

4.1 Criteri di Verifica

La valutazione della sicurezza viene eseguita mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_k e F_k definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza.

In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali di sicurezza" espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{d,j} = F_{k,j} \cdot \gamma_{F,j}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3 NTC, o direttamente $E_{d,j} = E_{k,j} \cdot \gamma_{E,j}$.

I coefficienti parziali di sicurezza γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale. Le opere strutturali verranno verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese;
- quando necessario, nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un incendio.

4.1.1 Generalità

Si definisce stato limite (SL) uno stato superato il quale la struttura (o uno dei suoi elementi costitutivi) non è più in grado di soddisfare i requisiti richiesti dalla sua destinazione d'uso (secondo gli standard della nuova normativa sismica).

La valutazione del livello di sicurezza strutturale è svolta conducendo le verifiche nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) e degli stati limite di esercizio (SLE). In presenza di sisma, inoltre, si considerano ulteriori stati limite, le cui definizioni sono date nel seguito. Gli specifici stati limite da sottoporre a verifica sono indicati dalla vigente normativa in considerazione del tipo di struttura e di materiali in esame.

Le azioni sulla costruzione sono cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

4.1.2 Stati limite in assenza di azioni sismiche

4.1.2.1 Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi (SLU) sono associati al collasso della struttura o di sue parti, oppure ad altre forme simili di guasto strutturale. Generalmente, gli SLU riguardano la sicurezza delle persone e della struttura.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLU:

- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme

4.1.2.2 Stati limite di esercizio

Gli stati limite di esercizio (SLE) corrispondono a condizioni oltre le quali

i requisiti funzionali specificati per una struttura o un elemento strutturale non sono più soddisfatti. Solitamente, gli SLE concernono il funzionamento della struttura o degli elementi strutturali in condizioni di esercizio normale, il comfort delle persone, l'aspetto delle costruzioni.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLE:

- danneggiamenti locali che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso, l'efficienza e l'aspetto della costruzione, di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- vibrazioni, al fine di assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti garantiscano accettabili livelli di comfort.

La condizione di verifica si esplica nel controllo delle seguenti disuguaglianze:

$$C_d \geq E_d$$

dove:

E_d è l'effetto di progetto delle azioni in termini di spostamento;

C_d è un valore funzione di certi requisiti o proprietà assegnate alla struttura.

4.1.3 Stati limite in presenza di azioni sismiche

Poiché la costruzione in oggetto ricade in zona dichiarata sismica, agli stati limite sopra considerati se ne aggiungono altri prescritti dalle norme vigenti allo scopo di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile. Per ciascuno degli stati limite considerati viene associata una probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (Tab. 3.2.I. NTC 2018).

Per ogni valore di P_{VR} viene calcolato il periodo di ritorno medio T_R di un evento avente quell'entità attraverso la seguente relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori così ottenuti vengono riportati nella seguente tabella

Stato limite	$P_{VR}[\%]$	$T_R[\text{anni}]$
SLO	5	30
SLD	10	50
SLV	63	475
SLC	81	975

4.1.3.1 Stato limite di prevenzione del collasso (stato limite ultimo: SLC)

A seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei

componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

4.1.3.2 Stato limite di salvaguardia della vita (stato limite ultimo: SLV)

A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

4.1.3.3 Stato limite di danno (stato limite di servizio: SLD)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

4.1.3.4 Stato limite di operatività (stato limite di servizio: SLO)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

5. OBIETTIVI E METODI

Per valutare il livello di sicurezza delle opere in oggetto, è stato eseguito il calcolo strutturale allo scopo di stabilire, attraverso un procedimento quantitativo, se la costruzione sia in grado o meno di resistere alle azioni cui è, o potrà essere, sottoposta durante la sua vita utile, compatibilmente con i requisiti di esercizio ed in modo che ne sia assicurata la durabilità.

Il calcolo è stato condotto attraverso le seguenti fasi:

1) schematizzazione del problema strutturale:

- definizione delle azioni agenti sulla costruzione, ivi compresa quella sismica, in considerazione di: destinazione d'uso, esigenze funzionali, ubicazione geografica, zonizzazione sismica, suolo di fondazione, esigenze del Committente etc.;

- definizione degli stati limite da sottoporre a verifica.

2) definizione dei modelli di calcolo:

- modellazione della struttura, dei vincoli e dei materiali;
- modellazione delle azioni.

3) analisi del modello col metodo degli elementi finiti;

- analisi elastica lineare per le azioni non sismiche;
- analisi dinamica lineare con spettro di risposta in presenza di azioni sismiche.

4) controllo dei risultati e verifiche di resistenza:

- controllo generale dei risultati del calcolo e confronto dei singoli risultati

con calcoli eseguiti con metodi alternativi;
- verifiche di sicurezza degli elementi strutturali.

6. PRESCRIZIONI IN MERITO ALLA RESISTENZA DEGLI IMPIANTI E DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Le NTC.18 specificano le verifiche a cui devono rispondere gli impianti e gli elementi non strutturali.

Più in dettaglio, agli impianti nelle strutture in Classe d'Uso III è richiesta la verifica di funzionalità (FUN) nei confronti dell'azione sismica allo Stato Limite Operativo e la verifica di stabilità (STA) nei confronti dell'azione sismica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Agli elementi non strutturali è richiesta la verifica di stabilità.

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

Le NTC.18 al capitolo 7.2.3 e 7.2.4 fanno chiarezza nei confronti delle responsabilità relative alle verifiche.

6.1 Elementi non strutturali

Per le verifiche degli elementi non strutturali si richiama quanto nel paragrafo 7.2.3 delle NTC2018.

I loculi da installare sono equiparabili agli arredi fissi e come tali dovranno essere calcolati e dotati dei necessari ancoraggi al solaio. Lo spostamento massimo previsto per le strutture principali viene rappresentato nelle pagine seguenti. Trattandosi di elementi assemblati in cantiere "è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio": nei paragrafi seguenti è individuata la domanda per cui gli elementi dovranno essere progettati comprensivi di relativi sistemi di collegamento.

ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettare la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a \quad [7.2.1]$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

6.2 Impianti

La struttura è dotata di un ridotto numero di impianti. Si riportata tuttavia lo stralcio della norma riferita

Il presente paragrafo fornisce indicazioni utili per la progettazione e l'installazione antisismica degli impianti, intesi come insieme di: impianto vero e proprio, dispositivi di alimentazione dell'impianto, collegamenti tra gli impianti e la struttura principale. A meno di contrarie indicazioni della legislazione nazionale di riferimento, della progettazione antisismica degli impianti è responsabile il produttore, della progettazione antisismica degli elementi di alimentazione e collegamento è responsabile l'installatore, della progettazione antisismica degli orizzontamenti, delle tamponature e dei tramezzi a cui si ancorano gli impianti è responsabile il progettista strutturale.

La capacità dei diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). È compito del progettista della struttura individuare la domanda, mentre è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire impianti e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

La progettazione antisismica degli impianti, ivi compresi staffaggi, giunzioni e strutture di supporto, è uno specifico obbligo a carico del produttore degli impianti.

Il fornitore / i fornitori degli impianti dovranno pertanto curare la progettazione antisismica degli stessi, assicurando che questi siano in grado di assolvere alle esigenze di funzionalità nel caso di un'azione sismica equivalente al sisma di progetto allo SLO e di stabilità nel caso di un'azione sismica equivalente al sisma di progetto allo SLV:

6.3 Parametri riferiti alla struttura per la definizione della domanda sismica

Riepilogo parametri per lo stato limite di Operatività

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0,019 g
F_o	2,533
T_C^*	0,182 s
S_S	1,500
C_C	1,843
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,112 s
T_C	0,335 s
T_D	1,678 s

Parametri per lo Stato limite di salvaguardia della Vita

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,046 g
F_o	2,699
T_C^*	0,297 s
S_S	1,500
C_C	1,568
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,155 s
T_C	0,465 s
T_D	1,783 s

Dal punto di vista della determinazione delle masse presenti e della stabilità e resistenza delle strutture orizzontali che sosterranno tali impianti, le verifiche relative sono comprese nelle pagine seguenti.

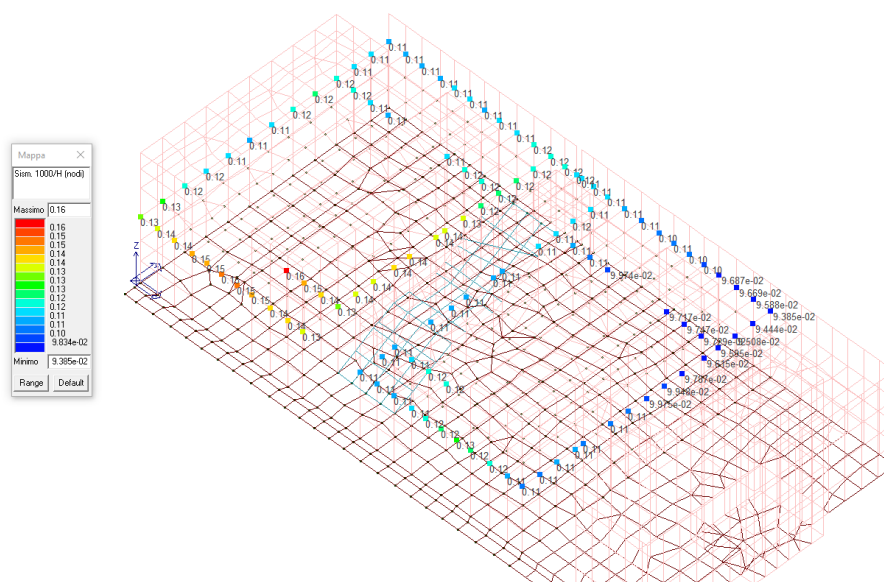


Figure 1 - massimo spostamento di interpiano P1: $0.16 \cdot 1000 / H$

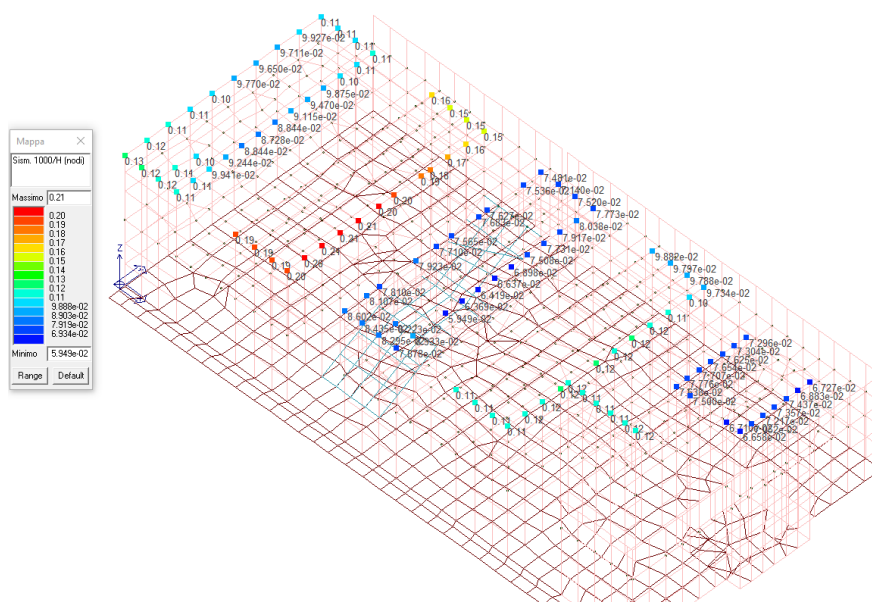


Figure 2 - massimo spostamento di interpiano copertura $0.21 \cdot 1000 / H$

7. QUALITÀ E DOSATURA DEI MATERIALI

7.1 Calcestruzzo

Il calcestruzzo fornito dovrà essere di tipo a prestazione garantita.

Riferimenti: NTC2018, cap. 11 e Circolare CSLLPP;
Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale: UNI EN 206-1/2006;

Calcestruzzo C12/15 – Magrone

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni $f_{ck} \geq 12 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo allo S.L.U. n.d.

Classe di esposizione n.d.

Calcestruzzo C30/37 - Fondazioni

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni $R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni $f_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($g_c=1,5; acc=0,85$) $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$

Classe di esposizione XC2 (UNI 11104)

Diametro massimo degli aggregati: 32mm

Calcestruzzo C32/40 – Strutture Fuoriterra qualità a Vista

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni $f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo allo S.L.U. ($g_c=1,5; acc=0,85$) $f_{cd} = 18,13 \text{ N/mm}^2$

Classe di esposizione XC4 (UNI 11104)

Diametro massimo degli aggregati: 16mm

7.1.1 Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino ai diametri massimi indicati, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione. In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri). Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità

necessaria, da sottoporre ad approvazione della Direzione Lavori Strutture.

7.1.2 Prescrizioni per il disarmo

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa maturazione completa dei getti e autorizzazione della Direzione Lavori Strutture.

7.1.3 Controlli di accettazione

Dovranno essere eseguiti tutti i controlli di accettazione dei materiali previsti dalle vigenti normative

7.1.4 Classi di esposizione

Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	

7.2 Acciaio per c.a.

Tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

7.2.1 Controlli di accettazione

Dovranno essere eseguiti tutti i controlli di accettazione dei materiali previsti dalle vigenti normative

7.3 Acciaio per carpenteria Metallica

Bulloni – Classe 8.8 (con dati classe 8)

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yb} \geq 640 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tb} \geq 800 \text{ N/mm}^2$

Profili strutturali – S 275 JR – Classe di esecuzione EXC2

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{yt} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione allo S.L.U. ($\gamma_s=1,05$) $f_{yd} = 261 \text{ N/mm}^2$

Dadi A.R. cl. 8-10

Rosette A.R. C50-HRC 32:40

Saldature di I classe con spessore di gola minimo 0,7 volte lo spessore del materiale da saldare (salvo diversa indicazione)

Classe di esecuzione (1090-2) EXC2

Trattamento superficiale:

Pitturazione:

Strutture esposte: C3-M

Zincatura:

Strutture esterne esposte: zincatura a caldo con spessore previsto dalla UNI EN ISO 1461:2009 (e s.m.i.) – i prodotti trattati dovranno essere forniti con dichiarazione di conformità.

7.4 Inghisaggi Strutturali – classe C2

Tutti i prodotti utilizzati per gli ancoraggi strutturali dovranno essere di classe C2 con le marcature previste dalla normativa vigente. Negli elaborati gli ancoraggi alle strutture in calcestruzzo sono indicate con resina tipo HILTI HIT HY200A o equivalente.

8. DEFINIZIONE DELLE AZIONI

8.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

8.1.1 Peso strutturale

- Peso proprio del calcestruzzo	25.0	kN/m ³
- Peso proprio dell'acciaio	78.5	kN/m ³

8.1.1.1 Carichi considerati

Nel calcolo della struttura si sono considerati i seguenti pesi propri strutturali

Tipo 1a e 1b

Solaio a quota +3,15 m p.p.f., getto pieno sp. 0,25m

Peso proprio (0,25m * 25KN/m³)= 6,25 KN/m²

Scale

Il solaio delle scale ha spessore 0,20m in getto pieno

Peso proprio (0,20m * 25KN/m³)= 5,00 KN/m²

Tipo 2a

Solaio di copertura a quota +6,30m p.p.f. (coperture), getto pieno sp. 0,25m

Peso proprio (0,25m * 25KN/m³)= 6,25 KN/m²

Tipo 2b

Solaio di copertura lamiera di acciaio

Peso proprio 0,50 KN/m²

8.1.2 Carichi permanenti

Si tratta di carichi non strutturali direttamente applicati agli elementi strutturali, sotto forma di carico uniformemente distribuito.

8.1.2.1 Pacchetti di solaio

Il programma di calcolo applica i carichi permanenti e quelli accidentali dei solai direttamente agli elementi interessati una volta definita la tipologia dei solai, la loro posizione ed orditura.

Si riportano nei seguenti paragrafi i carichi permanenti non strutturali presenti nella struttura.

8.1.2.2 Carichi considerati

Nel calcolo della struttura si sono considerati i seguenti carichi permanenti

Tipo 1a

Solai a quota -0,10m e +3,15m p.p.f., aree accessibili

Carichi permanenti, finiture 1,50 KN/m²

Tipo 1b

Solai a quota -0,10m e +3,15m p.p.f., aree loculi

Per il calcolo del carico dovuto alla presenza dei loculi si è fatto riferimento al peso degli elementi prefabbricati ottenuto da una ricerca tra i cataloghi di diversi produttori. A favore di sicurezza si è considerata l'opzione di realizzare loculi in cemento armato: il mercato offre anche soluzioni più leggere e di rapida installazione ma nello sviluppo della presente si sono considerati gli elementi di maggiore peso.

Il panorama delle forniture di loculi prefabbricate offre soluzioni modulari di più loculi affiancati: questo comporta una riduzione proporzionale del peso per singolo loculo ma nello sviluppo della presente si è considerato, a favore di sicurezza, il peso di un elemento singolo.

Il peso di un singolo loculo si attesta intorno ai 11,0 KN/ cad per elementi con ingombro, in pianta, pari a 0,85m x 2,40m (ingombro progetto architettonico). Il carico equivalente dei loculi è pari a

$$11,0 \text{ KN} / (0,85\text{m} \times 2,40\text{m}) = 5,40 \text{ KN/m}^2$$

Il progetto prevede la posa di 3 file di loculi sovrapposte per un carico complessivo pari a

$$5,40 \text{ KN/m}^2 \times 3 \text{ file} = 16,20 \text{ KN/m}^2$$

Sopra ai loculi è prevista la posa di ossari. Con analoga procedura descritta per i loculi si riporta il peso corrispondente.

Il peso del singolo ossario si attesta intorno ai 1,20KN/cad per elementi con ingombro, in pianta, pari a 0,36m x 0,74m; gli ossari sono previsti in singola linea e fila e quindi il loro carico equivalente nell'area dei loculi può essere calcolato

$$1,20 \text{ KN} / (0,36\text{m} \times 2,40\text{m}) = 1,38 \text{ KN/m}^2$$

Il totale dei carichi permanenti è pari a $16,28 + 1,38 = 17,58 \text{ KN/m}^2$. si considera, a favore di sicurezza un carico di

Carichi permanenti loculi prefabbricati 18,00 KN/m²

Scale

Per le scale si considera un carico accidentale dovuto ai gradini pari a

Carichi permanenti dovuti ai gradini 2,50 KN/m²

Tipo 2aSolai a quota +6,30m p.p.f. (coperture) in calcestruzzoCarichi permanenti, pendenze e guaina 1,50 KN/m²**Tipo 2b**Solai in lamieraCarichi permanenti 0,50 KN/m²

8.2 Carichi variabili

8.2.1 Sovraccarichi

Si tratta di carichi non strutturali direttamente applicati agli elementi strutturali, sotto forma di carico uniformemente distribuito. I carichi variabili minimi sono prescritti dalla Normativa vigente e correlati alla destinazione d'uso dei locali.

I valori dei carichi verticali e orizzontali uniformemente distribuiti sono indicati nella tabella 3.1.II del D.M. 17.01.2018.

Gli ambienti considerati sono equiparati agli uffici aperti al pubblico in quanto nelle NTC manca un esplicito riferimento agli ambienti cimiteriali e i carichi da uffici aperti al pubblico; quale riferimento di riscontro si riporta che il Regolamento di attuazione di Polizia Mortuaria riporta un carico di 2,50 KN/mq: a favore di sicurezza nel progetto si considera un carico di equivalente a cat. B2 – uffici aperti al pubblico

Tipo 1aSolai a quota -0,10m e +3,15m p.p.f., aree accessibiliCarichi accidentali aree accessibili: 3,00 KN/m²**Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni**

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00

Tipo 1b

Nelle aree dei loculi si considera un carico equivalente dovuto ai feretri per il quale si stima il peso di un singolo feretro pari a circa 2,00 KN che distribuito sull'area del loculo equivale ad un carico pari

$$2,00 \text{ KN} / (0,85\text{m} \times 2,40\text{m}) = 0,98 \text{ KN/m}^2$$

Considerando equivalente, a favore di sicurezza, anche il carico degli ossari si ottiene un valore dei carichi accidentali pari a

$$0,98 \text{ KN/m}^2 \times 4 \text{ file} = 3,92 \text{ KN/m}^2 \text{ si considerano } 4,00 \text{ KN/m}^2$$

Scale

Carichi accidentali scale: 4,00 KN/m²

Copertura, tipo 2a e 2b

Carichi accidentali copertura, manutenzione: 0,50 KN/m²

Carico neve (si veda paragrafo seguente) 1,20 KN/m²

8.2.2 Azione del Vento

Zona vento = 1

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 1000 \text{ m}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 161 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 25,00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

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

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

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 25,00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: D

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

Esposizione: Cat. II - Entroterra fino a 500 m di altitudine

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

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 39 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 2,07$

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

Altezza dell'edificio, $h = 6,30 \text{ m}$

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 81 \text{ daN/mq}$

8.2.3 Azione della neve

Zona Neve = I Mediterranea

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

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

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

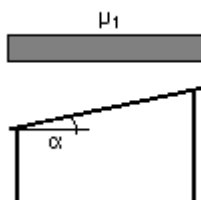
Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e C_{tr} = 150$ daN/mq

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

- Copertura piana $W = 2.0$ m, $L = 10.0$ m $\Rightarrow L_c = 3.6$, $C_{ef} = 1.000$

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 120$ daN/mq

Schema di carico:



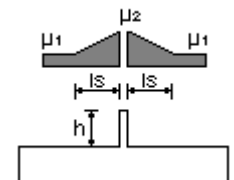
$h = 0,3$ m

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 120$ daN/mq

$\mu_2 = 0,80 \Rightarrow Q_2 = 120$ daN/mq

$l_s = 5,0$ m

Schema di carico



8.2.4 Temperatura dell'aria esterna

Zona: I

$T_{min} = -15.64^\circ$ [NTC 3.5.1]

$T_{max} = 41.03^\circ$ [NTC 3.5.2]

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali. La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura.

8.3	Azioni complessive	
8.3.1	Solaio tipo 1a - Solaio a quota +3,15 m p.p.f., aree accessibili	
	Peso proprio	(G _{1,1}): 6,25 KN/mq
	Carichi permanenti aree accessibili	(G _{2,1}): 1,50 KN/mq
	Azioni accidentali aree accessibili	(Q _{1,1}): 3,00 KN/mq
8.3.2	Solaio tipo 1b - Solaio a quota +3,15 m p.p.f., aree loculi	
	Peso proprio	(G _{1,1}): 6,25 KN/mq
	Carichi permanenti area loculi	(G _{2,1}): 18,00 KN/mq
	Azioni accidentali aree feretri	(Q _{1,1}): 4,00 KN/mq
8.3.3	Scale	
	Peso proprio	(G _{1,1}): 5,00 KN/mq
	Carichi permanenti	(G _{2,1}): 2,50 KN/mq
	Azioni accidentali	(Q _{1,1}): 4,00 KN/mq
8.3.4	Solaio tipo 2a – Copertura	
	Peso proprio	(G _{1,1}): 6,25 KN/mq
	Carichi permanenti	(G _{2,1}): 1,50 KN/mq
	Carichi lineare da strutture metalliche	(G _{2,2}): 2,00 KN/m
	Azioni accidentali, manutenzione cat. H	(Q _{1,1}): 0,50 KN/mq
	Azioni accidentali, neve (<1000 m.s.l.m.)	(Q _{1,2}): 1,20 KN/mq
8.3.5	Solaio tipo 2b – Copertura	
	Peso proprio	(G _{1,1}): 1,50 KN/mq
	Carichi permanenti	(G _{2,1}): 0,50 KN/mq
	Azioni accidentali, neve (<1000 m.s.l.m.)	(Q _{1,2}): 1,20 KN/mq

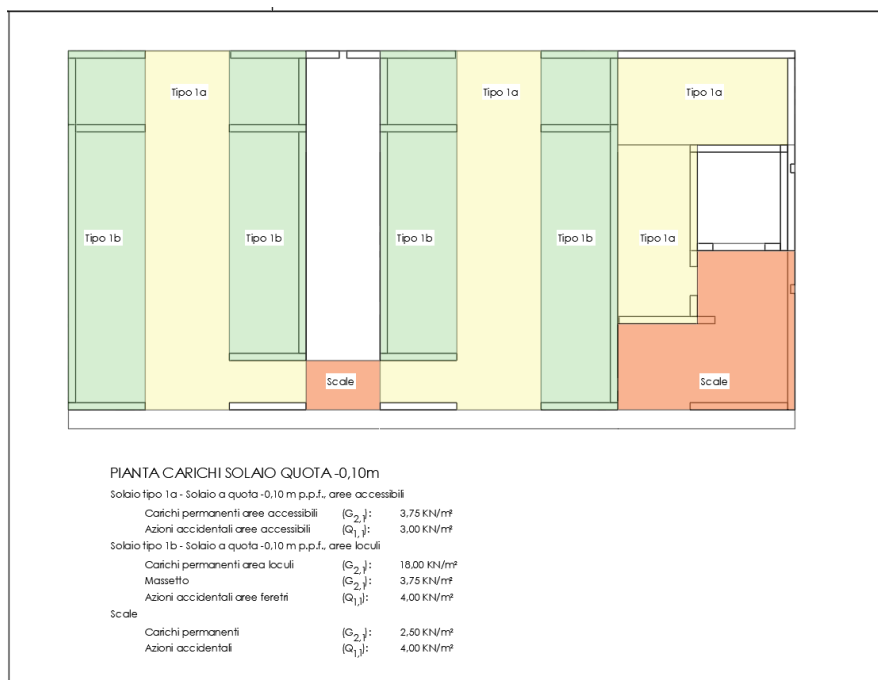


Figure 3 - Pianta carichi solaio +0.10

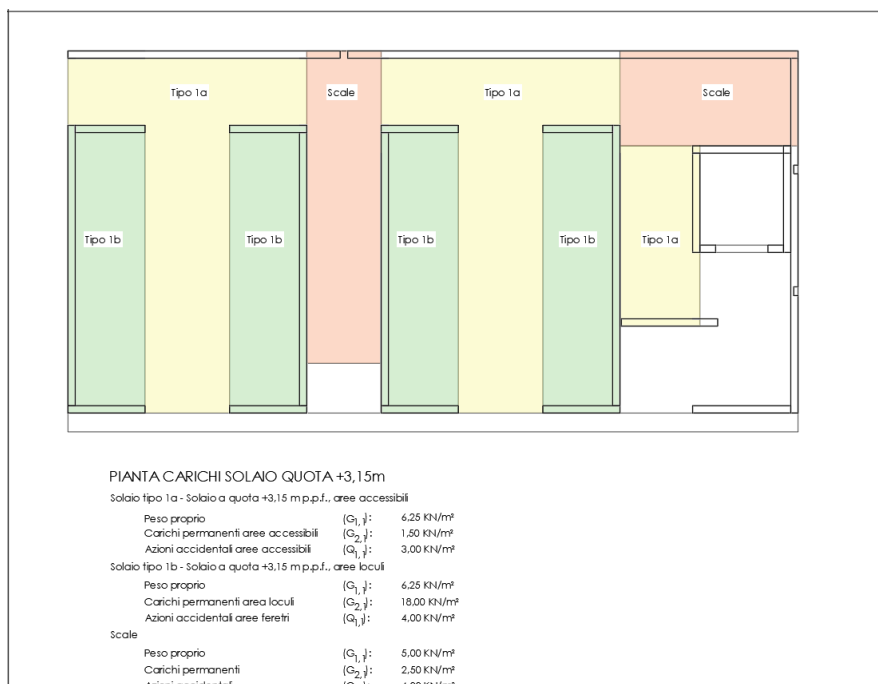


Figure 4 - Pianta carichi solaio +3,15

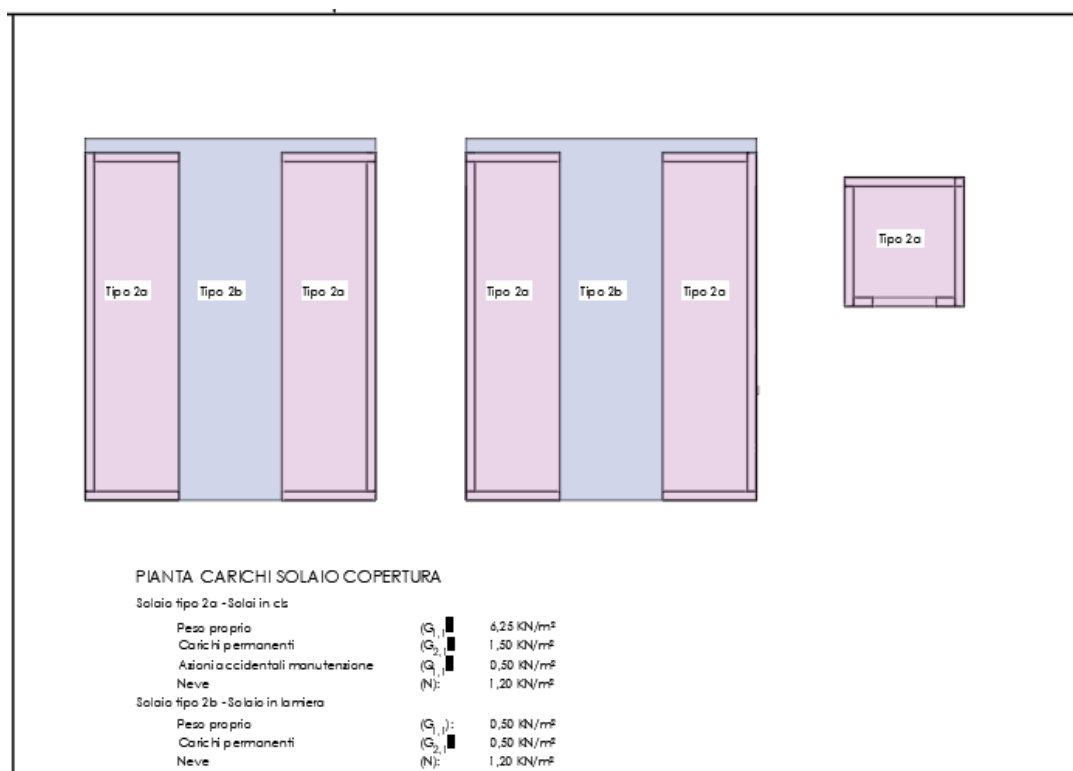


Figure 5 - Pianta carichi solaio copertura

8.4 Azioni eccezionali

8.4.1 Azioni Sismiche

8.4.1.1 Pericolosità sismica di base

L'azione sismica sulla struttura in esame è caratterizzata da due componenti traslazionali X e Y nel piano orizzontale, tra loro ortogonali, considerate tra loro indipendenti.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria A come definita al §3.2.2 NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR (cfr capitolo sulle "caratteristiche dell'opera").

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

I parametri che identificano la pericolosità sismica di base sono:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 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.

Tali parametri vengono forniti dalla norma (NTC 2018), per diversi periodi di ritorno T_r , su tutto il territorio nazionale in un numero di punti che definiscono un reticolo di riferimento. Pertanto, per ogni punto del territorio nazionale è possibile individuare quattro punti del reticolo in modo da definire una maglia. I parametri sismici di tale punto si ottengono da quelli della maglia attraverso la seguente relazione:

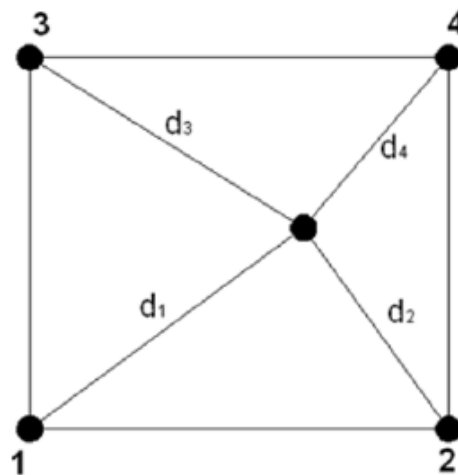
$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Dove

p è il generico parametro (a_g, F_0, T_c^*) da calcolare per il punto oggetto di studio;

d_i è la distanza tra il punto oggetto di studio e l' i -esimo punto della maglia;

p_i è il valore del generico parametro (a_g, F_0, T_c^*) nell' i -esimo punto della maglia.



Nel caso specifico essendo note le coordinate e le caratteristiche del sito otteniamo:

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Vertici della maglia elementare INGV [riferimento WGS84]

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
12035	8.929	45.499	5.992
12036	9.000	45.502	2.798
11814	8.996	45.551	2.661
11813	8.925	45.549	5.956

Coordinate geografiche [riferimento WGS84]

Località:

Longitudine: Latitudine:

☐ Applica la Risposta Sismica Locale

Parametri per le forme spettrali

	P _{ver}	T _r	a _g [g]	F _o	T [*] c
SLO	81	45	0.0192	2.531	0.179
SLD	63	75	0.0239	2.538	0.199
SLV	10	712	0.0452	2.694	0.299
SLC	5	1462	0.0535	2.767	0.317

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita V _n [anni]	Coefficiente uso C _u	Periodo V _r [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 V_r e T_r (di norma NO)

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

p.e. 10% in 50 anni

0 100 200 km

Latitudine del sito: 45.5270

Longitudine del sito: 8.9950

Classe d'uso: III

Vita nominale, V_N: 50 anni

Coefficiente d'uso (edificio rilevante), C_u: 1,5

Periodo di riferimento, V_R=V_N x C_u: 75 anni

Categoria topografica: T1 (pendii con pendenza media < 15°)

Smorzamento sovrastruttura: 5%

Una volta valutati i parametri che definiscono la pericolosità sismica di base è possibile calcolare le ordinate spettrali degli spettri di risposta in accelerazione mediante le seguenti relazioni

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

dove:

$T_C = \frac{T_C^*}{3}$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

$T_B = \frac{T_C}{3}$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

8.4.1.2 Definizione degli spettri di risposta elastici

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR.

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

Per la definizione dello spettro elastico si è assunto:

Categoria del suolo: C

Pianeggiante: T1

Accelerazioni spettrali per i periodi notevoli

S(T) per sisma dir x-x

	T=0	T=TB-TC	T=TD
SLO	0.029	0.073	0.014
SLD	0.036	0.091	0.019
SLV	0.068	0.183	0.048
SLC	0.080	0.222	0.059

S(T) per sisma dir y-y

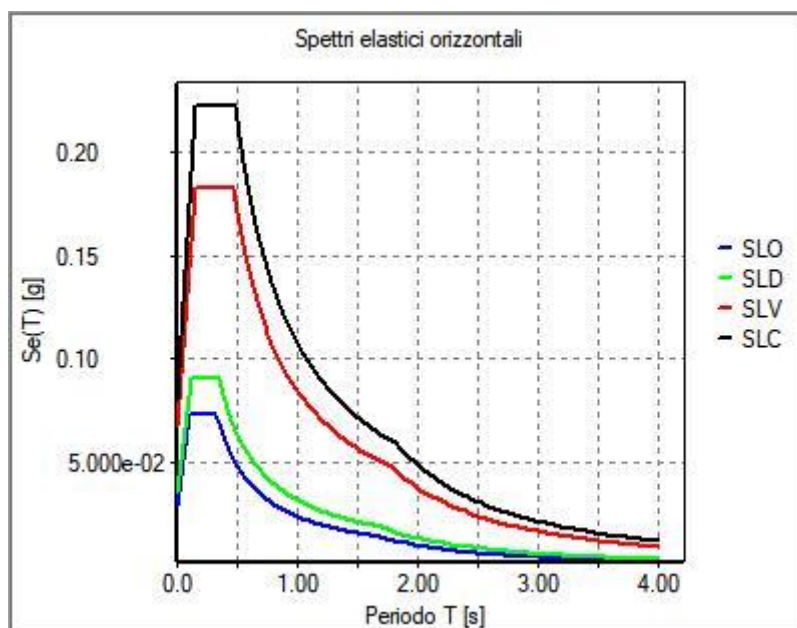
	T=0	T=TB-TC	T=TD
SLO	0.029	0.073	0.014
SLD	0.036	0.091	0.019
SLV	0.068	0.183	0.048
SLC	0.080	0.222	0.059

S(T) per sisma dir z-z

	T=0	T=TB-TC	T=TD
SLO	0.004	0.009	0.001
SLD	0.005	0.013	0.002
SLV	0.013	0.023	0.009
SLC	0.017	0.031	0.011

I tre valori notevoli dello spettro simbolicamente sono: $\langle a_g^*S \rangle$, $\langle a_g^*S^*eta^*F \rangle$ e $\langle a_g^*S^*eta^*F^*T_c/T_d \rangle$ [eta pari a 1/q ove previsto]

Nel seguito si riportano sotto forma di grafici i valori degli spettri elastici in termini di accelerazione, corrispondenti agli stati limite considerati.



8.4.1.3 Definizione dello spettro di progetto per SLO

Per gli stati limite di operatività lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata.

8.4.1.4 Definizione dello spettro di progetto per SLD, SLV e SLC

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata. Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare ponendo $\eta = 1$, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento definito nei paragrafi successivi.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2 \text{ ag}$.

8.5 Combinazioni delle condizioni di carico elementari

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 17.01.2018, essendo:

G_1	il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;
G_2	il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
P	il valore caratteristico della forza di precompressione;
E	il valore caratteristico dell'azione sismica;
Q_{k1k}	il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
$\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$	valori dei coefficienti parziali di sicurezza
ψ_{0i}	coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili,
ψ_{1i}	coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2i}	coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Stati limite ultimi in assenza di azioni sismiche

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

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

Stati limite di esercizio in assenza di azioni sismiche

Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE), impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Stati limite in presenza di azioni sismiche

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

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

Stati limite in presenza di azioni eccezionali

Combinazione eccezionale impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Nella tabella seguente si riportano i valori dei coefficienti parziali:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU;
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR;
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

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

La tabella soprastante fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F riportati nella colonna EQU.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Le combinazioni delle condizioni elementari di carico utilizzate per la definizione degli scenari possibili allo SLU sono riportate nelle tabelle seguenti.

8.6 Schematizzazione dei casi di carico

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
10	Edk	caso di carico sismico con analisi dinamica

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	Gk	CDC=G1k (permanente generico)	
2	Qk	CDC=Qk (variabile generico)	
3	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	
11	Qk	CDC=Qk (variabile generico) - feretri	
12	Qk	CDC=Qk (neve)	
13	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
14	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
15	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	

TABELLA_CASI_DI_CARICO			
CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
16	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
17	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	

Legenda

Tipo CDC Indica il tipo di caso di carico

8.7 Definizione delle combinazioni

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

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

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

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

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

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

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

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	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 γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

8.7.1 Tipo di analisi effettuate

Tipo di analisi strutturale	
Analisi per carichi non sismici	SI
Sismica dinamica lineare	SI

8.7.2 Combinazioni e/o percorsi di carico

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLD	SI
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI

TABELLA_COMBINAZIONI				
Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	120	Comb. SLU A1 120
SLE rara	121	Comb. SLE(rara) 121	180	Comb. SLE(rara) 180
SLE frequente	181	Comb. SLE(freq.) 181	208	Comb. SLE(freq.) 208
SLV	209	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 209	272	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 272
SLD	273	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 273	336	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 336

Legenda

Tipo CMB Indica la categoria di combinazione

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

--

[illegible][illegible]

9. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Per l'analisi delle sollecitazioni è stato realizzato un modello di calcolo agli elementi finiti con elementi D3. È stato utilizzato il programma di calcolo PRO_SAP della 2si.

La struttura è stata progettata per le sollecitazioni derivanti sia dai carichi antropici che dai carichi sismici; in particolare per questi ultimi è stata usata un'analisi di tipo dinamico (modale).

La presenza dei loculi è stata schematizzata come carico distribuito nelle aree di installazione degli stessi.

Si riportano i principali dati della analisi dinamica per verifica delle masse partecipanti

CDC	Modo	Frequen...	Periodo	X M eff...	%	Y M eff...	%	Z M eff...	%	RZ M ...	%	Energi...	Fatt. eta
3	1	11.49	0.09	99059....	29	2122.26	0	80554....	23	21257...	1	0.00	1.00
3	2	12.10	0.08	26132....	7	21511....	63	8312.52	2	50239...	26	0.00	1.00
3	3	13.62	0.07	71654....	21	33148....	9	13286...	39	3469.51	0	0.00	1.00
3	4	14.32	0.07	78317....	23	5794.72	1	8222.60	2	72660...	3	0.00	1.00
3	5	18.58	0.05	25913....	7	4782.75	1	63.48	0	86502...	45	0.00	1.00
3	6	19.78	0.05	10413....	3	375.35	0	1997.02	0	59581...	3	0.00	1.00
3	7	20.79	0.05	0.82	0	1312.98	0	1333.88	0	17639...	9	0.00	1.00
3	8	24.05	0.04	1645.76	0	9046.16	2	60276....	17	10313....	0	0.00	1.00
3	9	24.94	0.04	1366.42	0	28924....	8	12407....	3	19132....	0	0.00	1.00
3	10	29.18	0.03	2143.59	0	3756.22	1	23114....	6	13180....	0	0.00	1.00
3	11	30.43	0.03	9766.04	2	870.58	0	1709.81	0	12.41	0	0.00	1.00
3	12	34.84	0.03	81.42	0	24454....	7	110.17	0	13890....	0	0.00	1.00
3	13	41.36	0.02	2080.89	0	2978.05	0	3871.71	1	8028.67	0	0.00	1.00
3	14	48.94	0.02	4995.16	1	2783.87	0	757.01	0	79959....	0	0.00	1.00
3	15	50.66	0.02	2745.42	0	1371.60	0	1328.49	0	0.00	0	0.00	1.00

La massa partecipante è superiore al 90% e si concentra soprattutto nei primi quattro modi di vibrare ai quali corrispondono i periodi propri della costruzione pari a 0.09s e 0.07s

9.1 Dati del software

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Codice di calcolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2024-10-201)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l. Via Garibaldi, 90 44121 Ferrara FE (Italy) Tel. +39 0532 200091 www.2si.it
Codice Licenza:	Licenza dsi7514

In merito al punto 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (*Affidabilità dei codici utilizzati*), si fa riferimento al **Documento di Affidabilità** "Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST" disponibile per il download sul sito: <https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/>

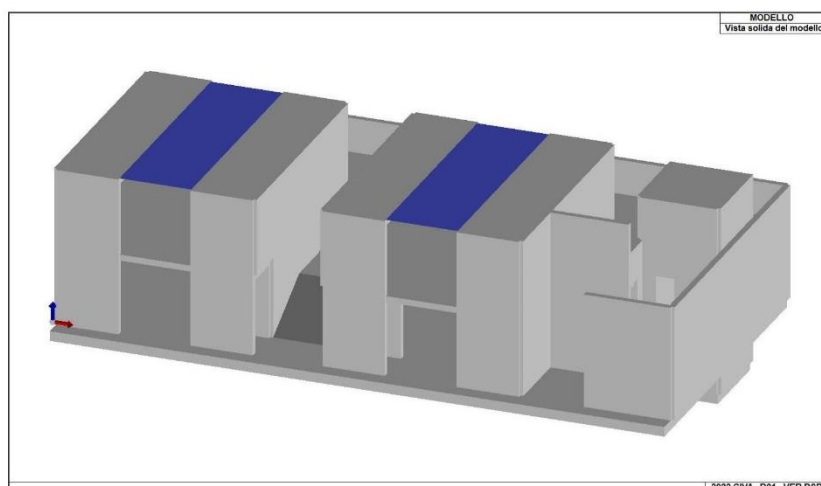
10. ANALISI GLOBALE DELLA STRUTTURA

È stato realizzato un modello globale della struttura agli elementi finiti di cui si riportano in modo sintetico i principali risultati. Per il dettaglio delle analisi e i risultati della progettazione e delle verifiche si rimanda al fascicolo dei calcoli.

10.1 Tabulati di calcolo del modello globale

Nelle pagine seguenti si riportano le schede di verifica sintetica della costruzione

TABULATO SINTETICO DI VERIFICA



Ubicazione: Località VANZAGO (MI) Comune di VANZAGO (MI)
Provincia di Milano (Regione LOMBARDIA)

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Codice di calcolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2024-10-201)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l. Via Garibaldi, 90 44121 Ferrara FE (Italy) Tel. +39 0532 200091 www.2si.it
Codice Licenza:	Licenza dsi7514

In merito al punto 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (*Affidabilità dei codici utilizzati*), si fa riferimento al **Documento di Affidabilità** "Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST" disponibile per il download sul sito: <https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/>

RELAZIONE ILLUSTRATIVO SINTETICA

1.1 PREMESSA

Nella presente introduzione sono riportati i principali elementi di inquadramento del progetto esecutivo riguardante le strutture, in relazione agli strumenti urbanistici, al progetto architettonico, al progetto delle componenti tecnologiche in generale e alle prestazioni attese dalla struttura.

1.2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO

Le Norme e i documenti assunti a riferimento per la progettazione strutturale vengono indicati di seguito.

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

1.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

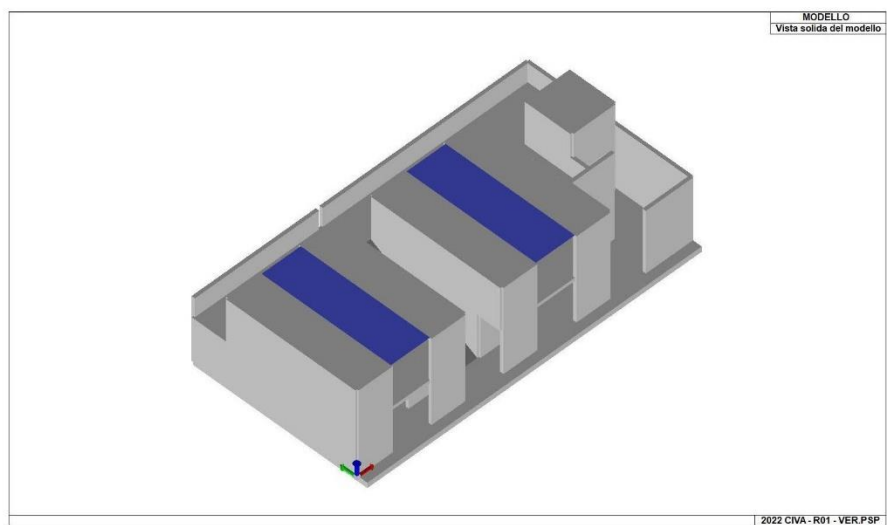
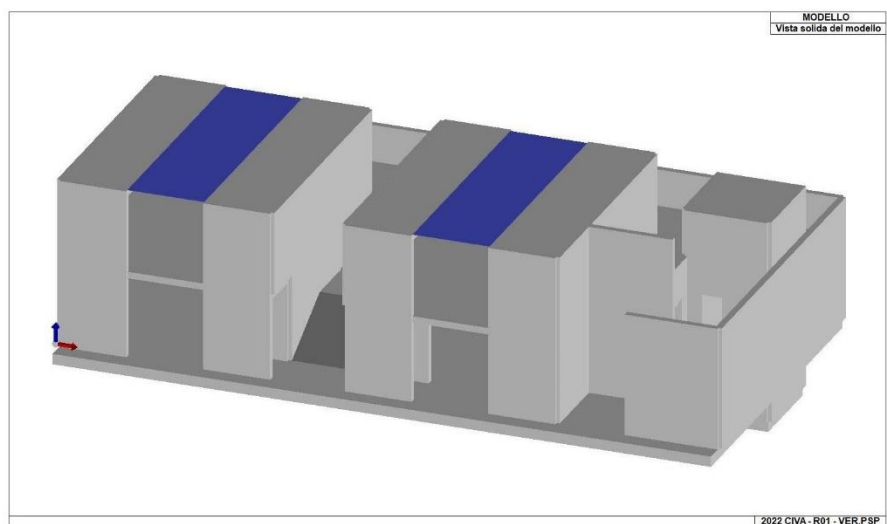
Descrizione generale dell'opera	
Opera di nuova realizzazione	SI
Ubicazione	Comune di VANZAGO (MI) (Regione LOMBARDIA)
	Località VANZAGO (MI)
	Longitudine 8.995, Latitudine 45.527 (Riferimento WGS84)
Tipo di fondazione	Platea

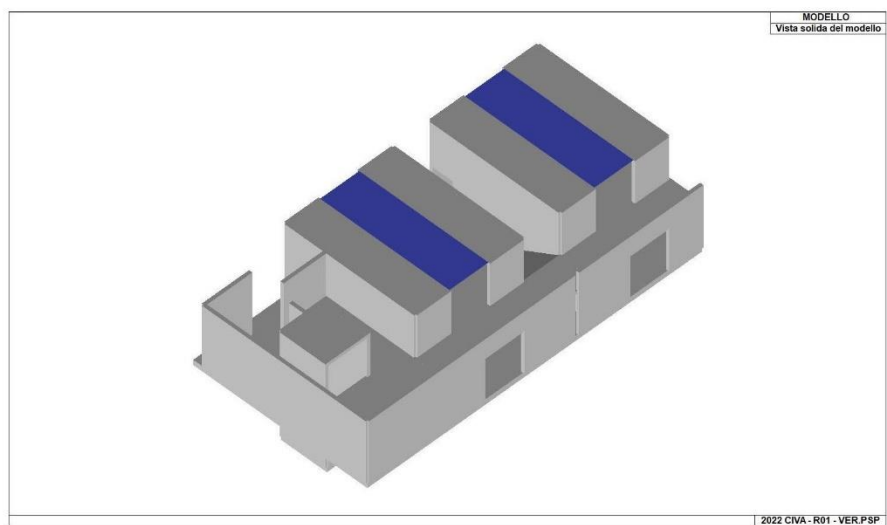
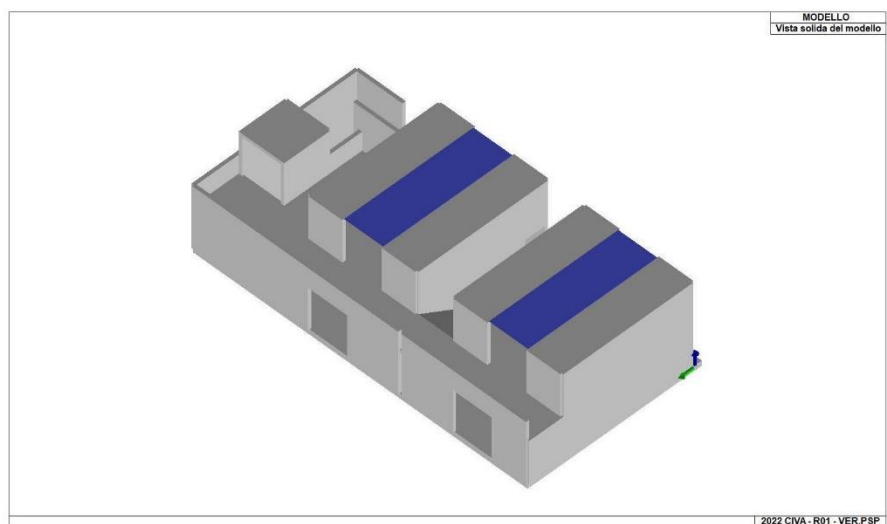
Materiali impiegati	
Cemento Armato	SI
Acciaio	SI

Principali caratteristiche della struttura	
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

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]
III	50.0	1.5	75.0

Di seguito si riportano le immagini del modello strutturale:





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:

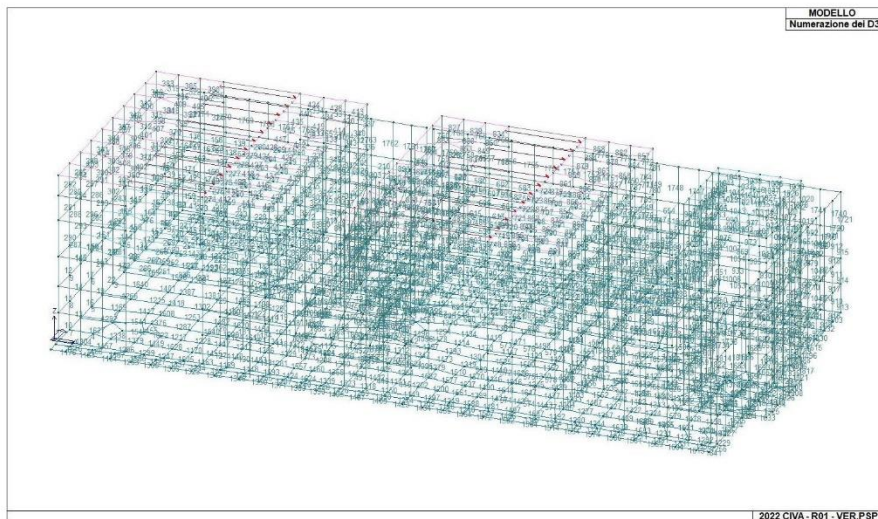
$$K \cdot u = F \quad \text{dove} \quad \begin{array}{l} K = \text{matrice di rigidezza} \\ u = \text{vettore spostamenti nodali} \\ F = \text{vettore forze nodali} \end{array}$$

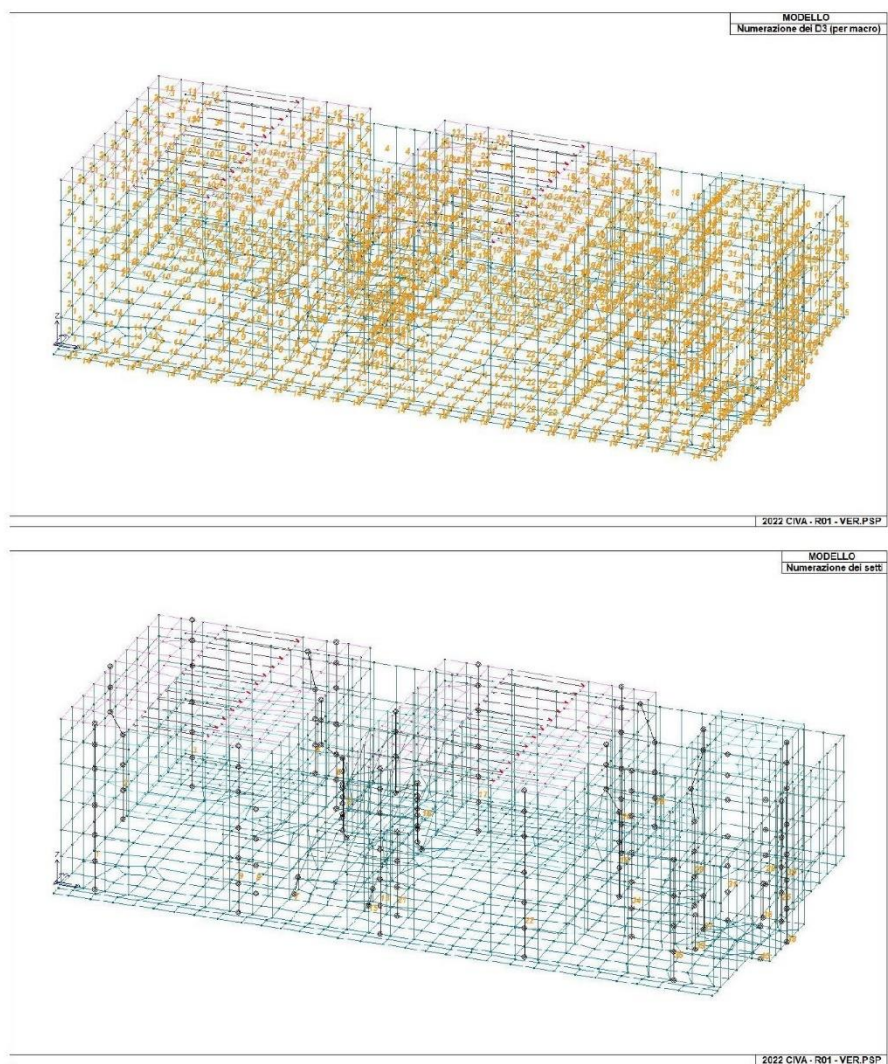
Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente a una terna locale all'elemento stesso.

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

1.4 ELEMENTI FINITI – SEZIONI E SPESSORI

A seguire si riportano le immagini relative alle numerazioni di interesse:





Si riportano di seguito le caratteristiche di sezioni e spessori degli elementi strutturali, in formato tabellare e immagini:

TABELLA_SEZIONI

Id	Tipo SEZ	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
-	-	cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3

Legenda

Tipo SEZ Indica il nome identificativo e la tipologia di sezione
 Area Area della sezione
 A V2 Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 2)

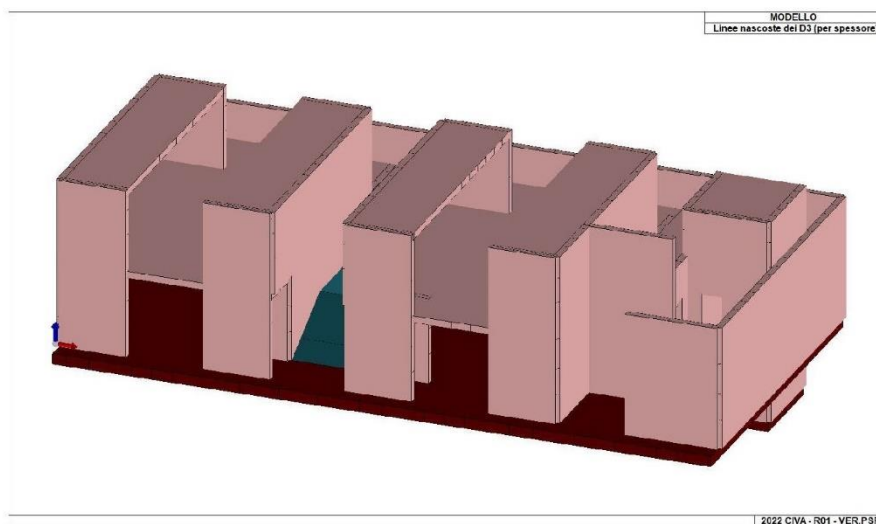
A V3 Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 3)
 Jt Momento di inerzia torsionale della sezione
 J 2-2 Momento di inerzia della sezione riferito all'Asse 2
 J 3-3 Momento di inerzia della sezione riferito all'Asse 3
 W 2-2 Modulo di resistenza della sezione riferito all'Asse 2
 W 3-3 Modulo di resistenza della sezione riferito all'Asse 3
 Wp 2-2 Modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'Asse 2
 Wp 3-3 Modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'Asse 3

TABELLA_SPESSORI

Id	Spessore Gusci	Spessore Setti	Sp. solai piano rigido
-	cm	cm	cm
1	20.00	-	-
2	25.00	25.00	-
3	40.00	-	-

Legenda

Spessore Gusci Spessore degli elementi shell con sviluppo orizzontale
 Spessore Setti Spessore degli elementi shell con sviluppo verticale



CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

Nell'esecuzione delle opere oggetto della presente relazione è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali con le relative caratteristiche:

1.5 ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI

[4]- MATERIALE PER FONDAZIONE -

Calcestruzzo Classe C30/37			
Id	-	-	u.m.
4		< MATERIALE NUOVO >	
		Resistenza caratteristica cubica R _{ck}	3.700e+04 kN/ m2
		Resistenza caratteristica cilindrica f _{ck}	3.071e+04 kN/ m2
		Resistenza f _{ctm}	2942.0 kN/ m2
		Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4.500e+05 kN/ m2
		Tipo acciaio	tipo C
		Coefficiente gamma c	1.50
		Coefficiente gamma s	1.15
		Rapporto R _{fessurata} (assiale)	1.00
		Rapporto R _{fessurata} (flessione)	1.00
		Rapporto R _{fessurata} (taglio)	1.00

[4]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

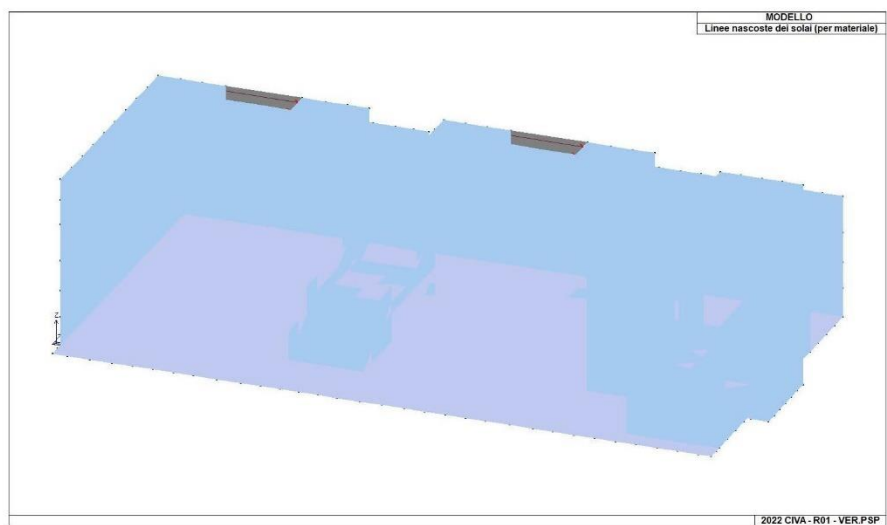
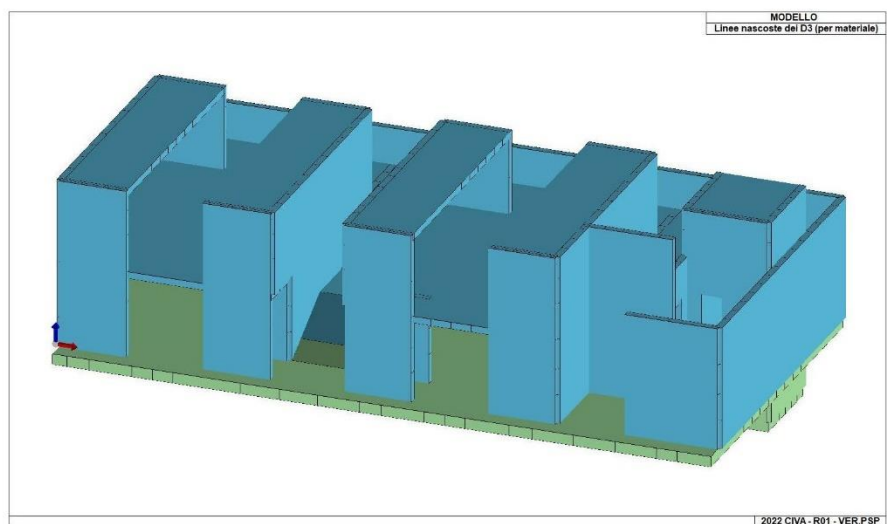
Calcestruzzo Classe C30/37			
Id	-	-	u.m.
4		< MATERIALE NUOVO >	
		Resistenza caratteristica cubica R _{ck}	3.700e+04 kN/ m2
		Resistenza caratteristica cilindrica f _{ck}	3.071e+04 kN/ m2
		Resistenza f _{ctm}	2942.0 kN/ m2
		Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4.500e+05 kN/ m2
		Tipo acciaio	tipo C
		Coefficiente gamma c	1.50
		Coefficiente gamma s	1.15
		Rapporto R _{fessurata} (assiale)	1.00
		Rapporto R _{fessurata} (flessione)	1.00
		Rapporto R _{fessurata} (taglio)	1.00

[5]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Calcestruzzo Classe C32/40			
Id	-	-	u.m.
5		< MATERIALE NUOVO >	
		Resistenza caratteristica cubica R _{ck}	4.000e+04 kN/ m2
		Resistenza caratteristica cilindrica f _{ck}	3.320e+04 kN/ m2
		Resistenza f _{ctm}	3099.0 kN/ m2
		Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4.500e+05 kN/ m2
		Tipo acciaio	tipo C
		Coefficiente gamma c	1.50
		Coefficiente gamma s	1.15
		Rapporto R _{fessurata} (assiale)	1.00
		Rapporto R _{fessurata} (flessione)	1.00
		Rapporto R _{fessurata} (taglio)	1.00

[12]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Acciaio Fe430 - S275-acciaio Fe430-S275			
Id	-	-	u.m.
12		< MATERIALE NUOVO >	
		Tensione f _t	4.300e+05 kN/ m2
		Tensione f _y	2.750e+05 kN/ m2
		Coefficiente gamma _{M0} (resistenza)	1.05
		Coefficiente gamma _{M1} (stabilità)	1.05
		Coefficiente gamma _{M2} (frattura)	1.25



ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI

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

TABELLA_CARICHI_SOLAI

ID Arch.	Tipo SOL	G1	G2	Q	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi
-	-	kN/ m2	kN/ m2	kN/ m2	-	-	-	-	-	-	-
1	Neve	1.50	0.50	1.20		1.00	0.50	0.20	0.0	0.0	1.00
	Variab.			0.50			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 2 Coefficiente di combinazione che fornisce il valore Quasi Permanente dell'azione variabile Qi -(OPCM 3274)-
Fatt. Fi Coefficiente che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sull'intera struttura durante l'azione sismica -(OPCM 3274)-

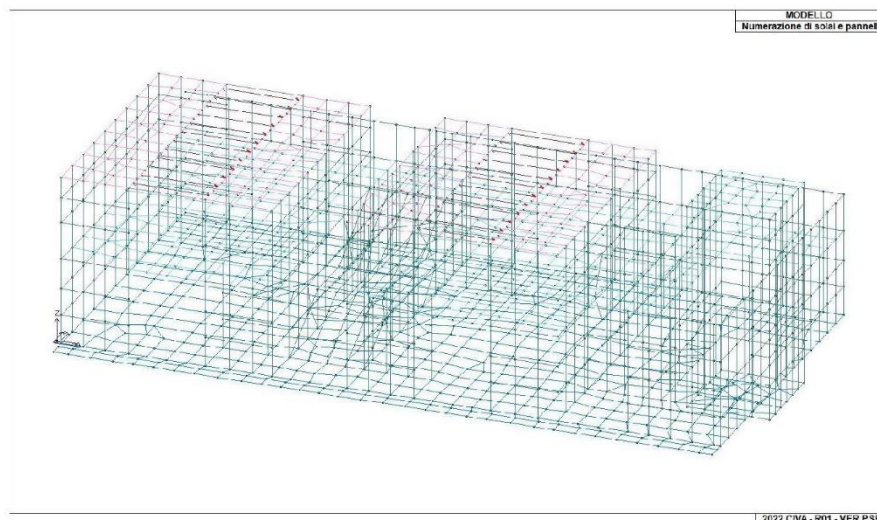
1 - Copertura Corridoi - Tipo 2b

Per il solaio si adottano i seguenti carichi in daN/mq:

Permanente G1	Permanente G2	Variabile Q	Neve
150.0	50.0	50.0	120.0

Coefficienti di combinazione carichi variabili: $\psi_0 = 0.00$, $\psi_1 = 0.00$, $\psi_2 = 0.00$

Coefficienti di combinazione carichi neve: $\psi_0 = 0.50$, $\psi_1 = 0.20$, $\psi_2 = 0.00$



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:

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

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

La struttura è localizzata in:

Localizzazione
Località VANZAGO (MI)
Comune di VANZAGO (MI)
Regione LOMBARDIA
Longitudine 8.995, Latitudine 45.527 (Riferimento WGS84)

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):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;
 Fo: 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	-

La risposta sismica locale (RSL) è definita come da NTC 2018 Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III

1.6 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	1.00	1.00	1.00
q SLU y	1.00	1.00	1.00
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

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

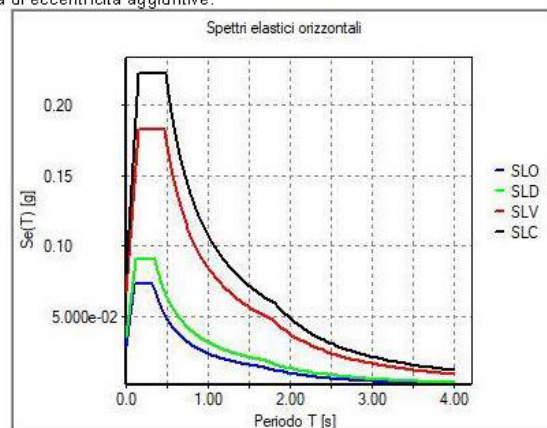
Classe d'uso <input type="radio"/> I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...] <input type="radio"/> II edifici ordinari <input checked="" type="radio"/> III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...) <input type="radio"/> IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)	Pericolosità e zonazione pericolosità sismica agS per SLV: 0.068 Modalità di progettazione semplificata per agS < 0.075 <input type="checkbox"/> Strutture esistenti <input checked="" type="radio"/> LC1: conoscenza limitata <input type="radio"/> LC2: conoscenza adeguata <input type="radio"/> LC3: conoscenza accurata Fattore di confidenza FC: 1.35
---	--

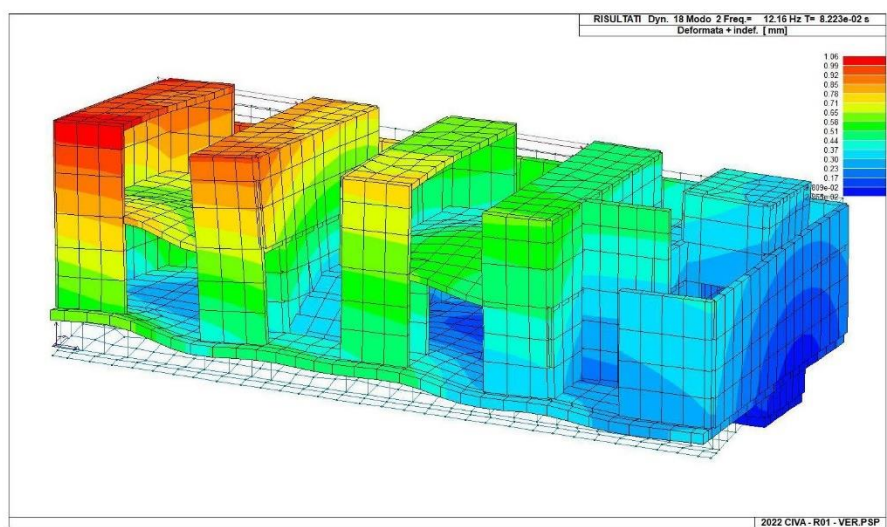
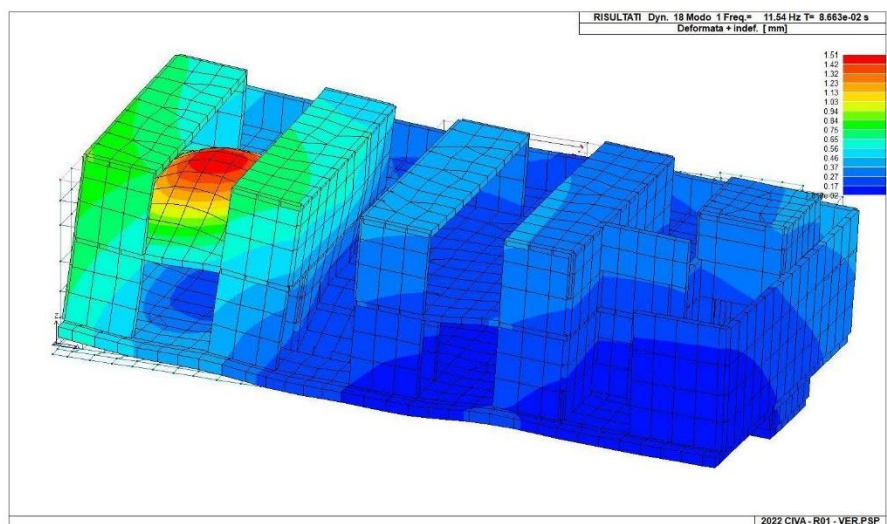
Categoria di suolo di fondazione <input type="radio"/> A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ... <input type="radio"/> B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ... <input checked="" type="radio"/> C Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ... <input type="radio"/> D Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ... <input type="radio"/> E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D ...	Categoria topografica <input checked="" type="radio"/> T1 <input type="radio"/> T2 in sommità al pendio <input type="radio"/> T3 in cresta al rilievo con moderata <input type="radio"/> T4 in cresta al rilievo 100 quota relativa (%) Spettri di progetto <input type="checkbox"/> Usa spettri esterni Sfogliala...
--	---

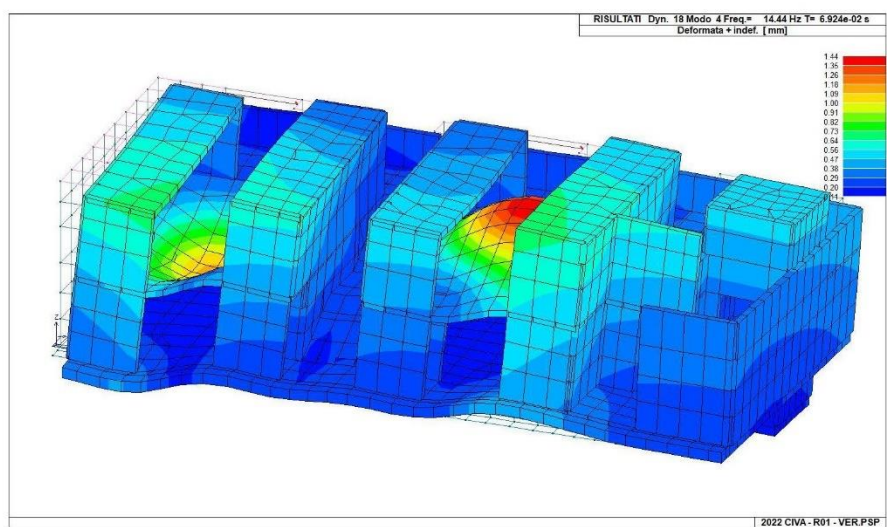
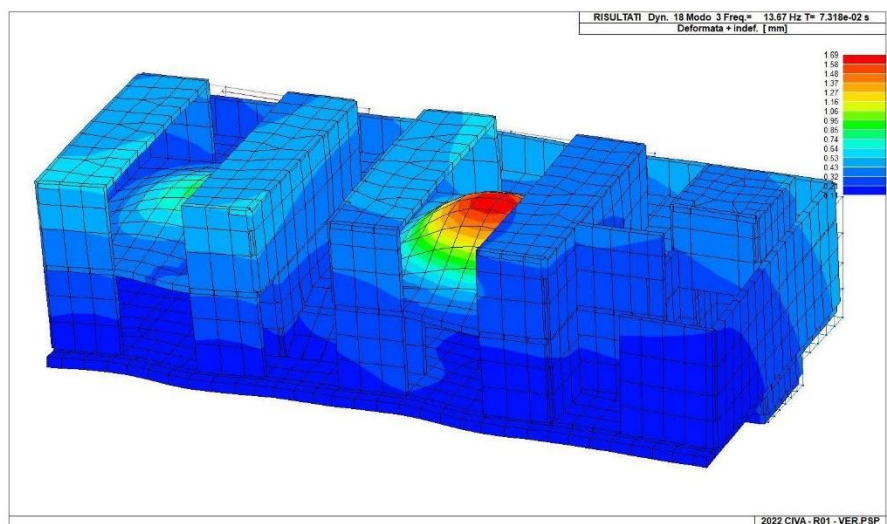
Parametri e fattori spettrali <table border="1"> <thead> <tr> <th>S.L.</th> <th>ag</th> <th>S</th> <th>Fo</th> <th>Fv</th> <th>TB</th> <th>TC</th> <th>TD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SLO</td> <td>0.019</td> <td>1.500</td> <td>2.531</td> <td>0.475</td> <td>0.111</td> <td>0.332</td> <td>1.677</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>0.024</td> <td>1.500</td> <td>2.539</td> <td>0.530</td> <td>0.119</td> <td>0.356</td> <td>1.696</td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>0.045</td> <td>1.500</td> <td>2.694</td> <td>0.773</td> <td>0.156</td> <td>0.468</td> <td>1.781</td> </tr> <tr> <td>SLC</td> <td>0.053</td> <td>1.500</td> <td>2.767</td> <td>0.864</td> <td>0.162</td> <td>0.486</td> <td>1.814</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Verticale per tutti:</td> <td>1.000</td> <td></td> <td></td> <td>0.050</td> <td>0.150</td> <td>1.000</td> </tr> </tbody> </table>								S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD	SLO	0.019	1.500	2.531	0.475	0.111	0.332	1.677	SLD	0.024	1.500	2.539	0.530	0.119	0.356	1.696	SLV	0.045	1.500	2.694	0.773	0.156	0.468	1.781	SLC	0.053	1.500	2.767	0.864	0.162	0.486	1.814	Verticale per tutti:		1.000			0.050	0.150	1.000	Duttilità <input checked="" type="radio"/> ND - non dissipativa <input type="radio"/> B - media <input type="radio"/> A - alta
S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD																																																	
SLO	0.019	1.500	2.531	0.475	0.111	0.332	1.677																																																	
SLD	0.024	1.500	2.539	0.530	0.119	0.356	1.696																																																	
SLV	0.045	1.500	2.694	0.773	0.156	0.468	1.781																																																	
SLC	0.053	1.500	2.767	0.864	0.162	0.486	1.814																																																	
Verticale per tutti:		1.000			0.050	0.150	1.000																																																	
eta SLO q SLD x q SLD y q SLD z q SLU x q SLU y q SLU z 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0 1.5 Aiuto...								Regolarità <input checked="" type="checkbox"/> in pianta <input checked="" type="checkbox"/> in altezza																																																
Smorzamento... 1.0 1.0 <= Esistenti v. fragili								Edifici isolati 2.0 T is 10.0 s esi Info...																																																

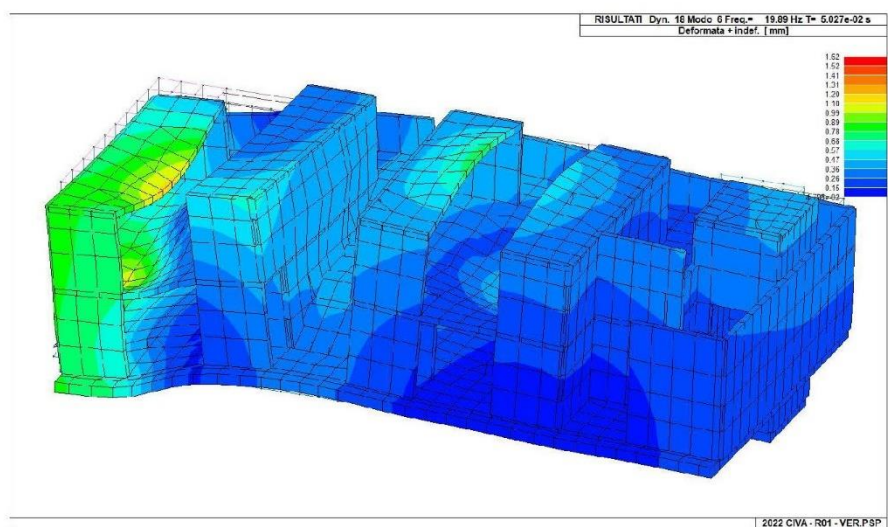
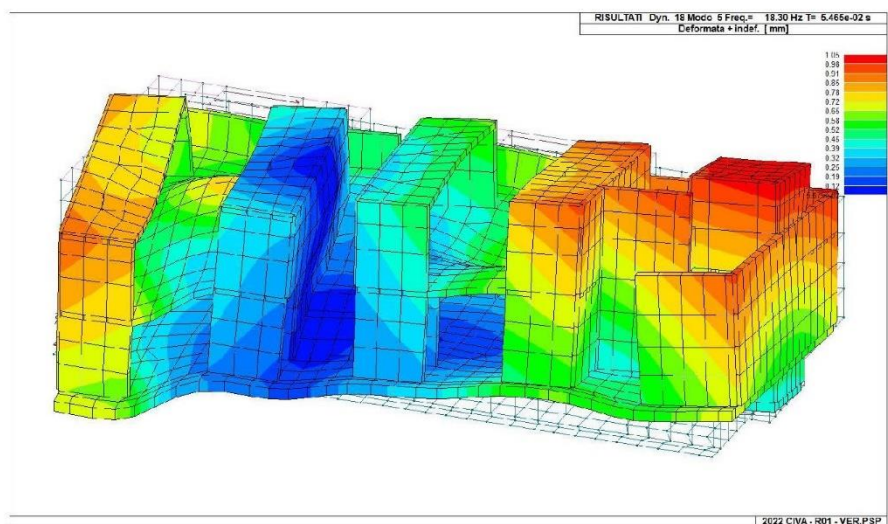
Dati comuni per le analisi		Dati per analisi statica lineare e non lineare	
Quota spiccato [cm]	0.0	Altezza edificio [cm]	600.0
Contributo carichi in fondazione	<input type="checkbox"/>	Fatt. Lambda [0.85 - 1]	1.0
Eccentricità aggiuntiva X:	5	Y:	5
Spost. relativo rapp. SLC/SLD	5	ex. muratura	
Dati per analisi dinamica		Calcola periodi T1	
N. modi	15	N. modi rigidi	0
		Periodo T1 [primo modo]	0.139
		Sd (T1) - SLU	0.17
		Se (T1) - SLD	0.091
		Rapp T1/TrZ	1.279
		dir. x-x	0.139
		dir. y-y	0.14
		dir. z-z	0.109
		suggesto:	
		Accelerazione uniforme [Fi=Fh]	<input type="checkbox"/> NO
		Eccentricità convenzionale con momenti Mz	<input type="checkbox"/> NO
		Usa spostamenti medi di piano per pushover	<input type="checkbox"/> SI

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









ANALISI MODALE NO_ECCENTRICITA

Modo	Frequenza Hz	Periodo sec	X M efficace x g kN	%	Y M efficace x g kN	%	Z M efficace x g kN	%	RZ M efficace x g kN m2	%
1	11.54	0.09	808.1	23	85.5	2	891.2	26	6.53e-04	0
2	12.16	0.08	286.6	8	2186.5	64	18.3	0	4.3	22
3	13.67	0.07	651.9	19	227.9	6	1357.2	40	1.54e-02	0
4	14.44	0.07	1079.4	32	53.3	1	31.9	0	0.5	2
5	18.30	0.05	219.3	6	53.3	1	1.0	0	10.4	54
6	19.89	0.05	65.4	1	9.0	0	13.3	0	0.9	4

SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

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

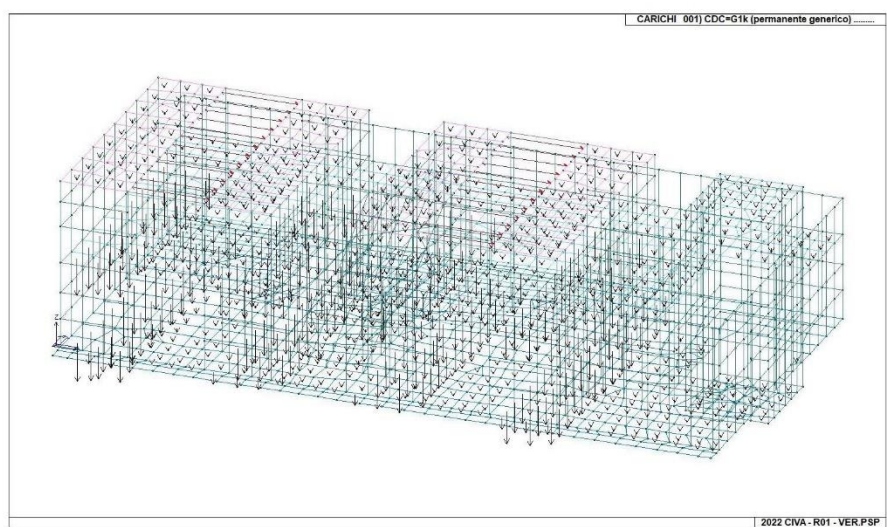
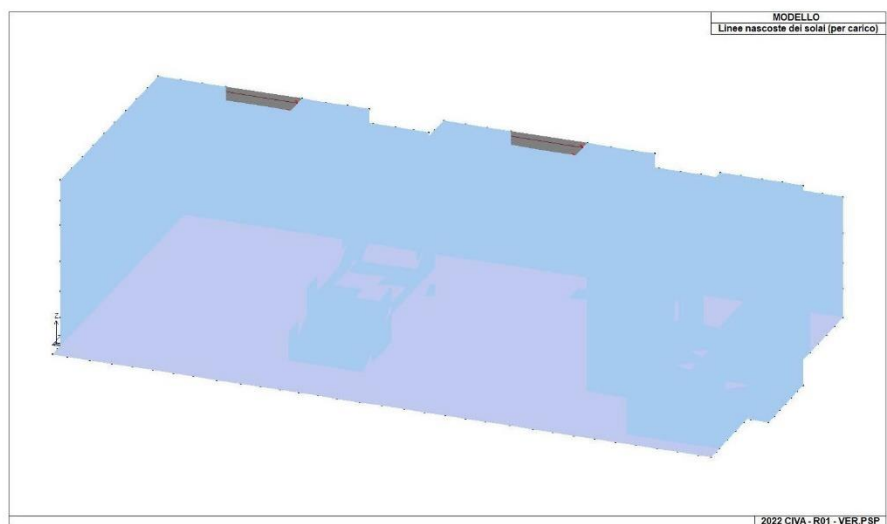
I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

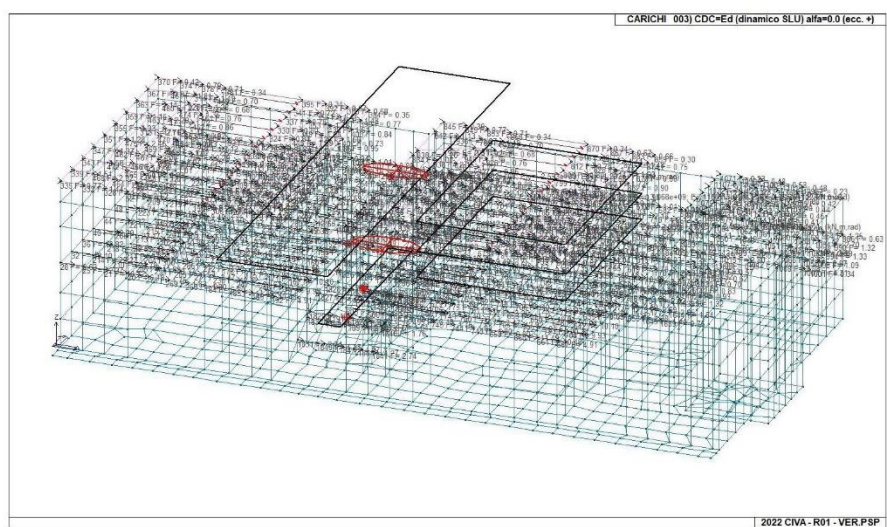
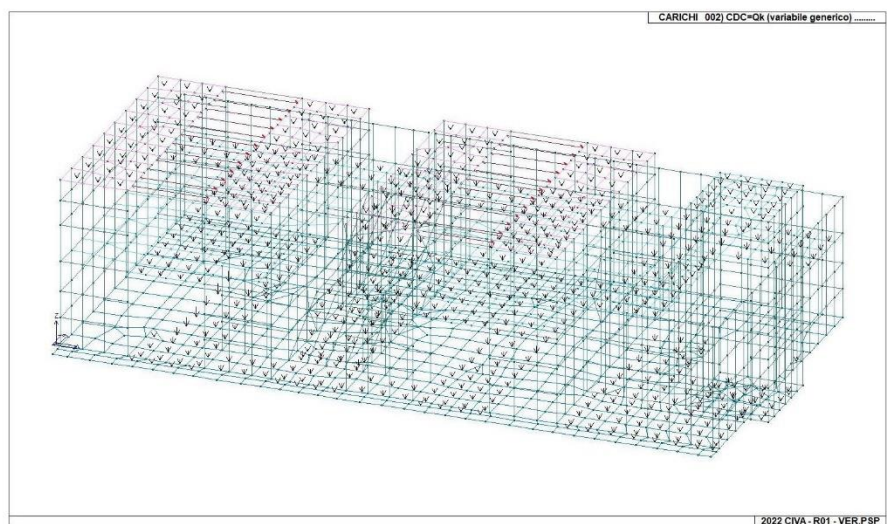
TABELLA_CASI_DI_CARICO

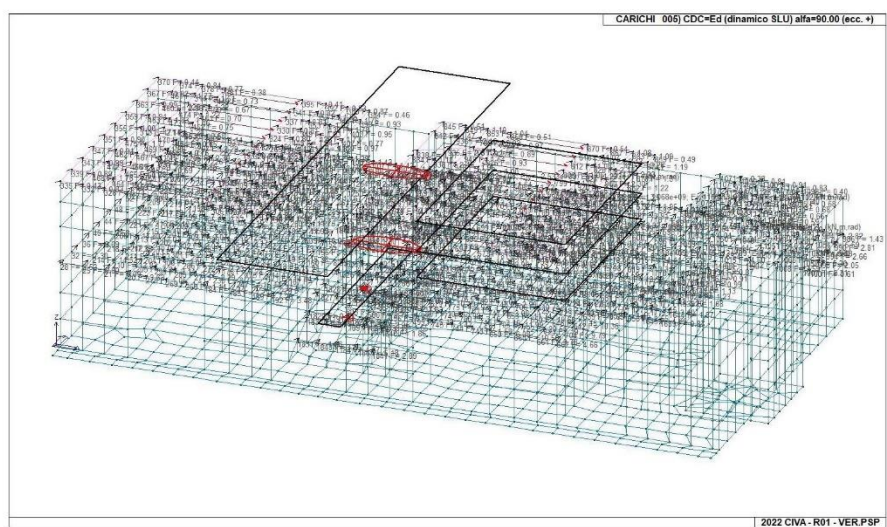
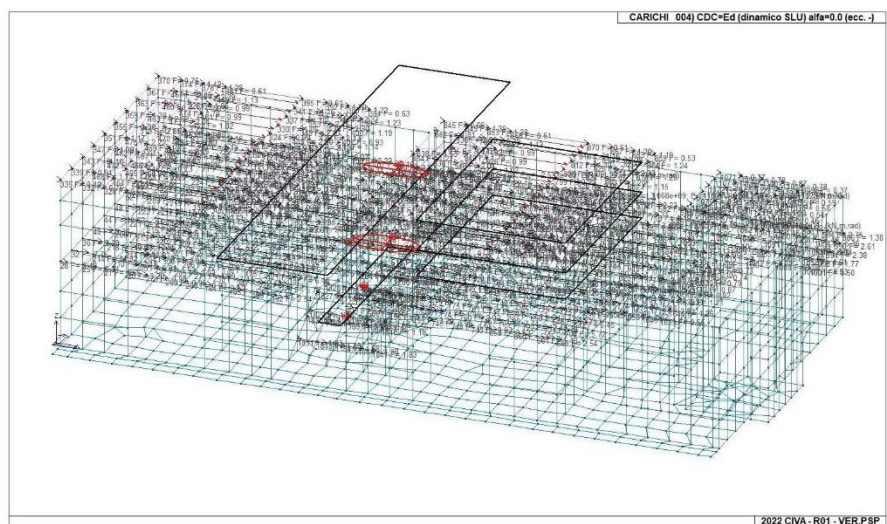
CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Gk	CDC=G1k (permanente generico)	
2	Qk	CDC=Qk (variabile generico)	
3	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	
11	Qk	CDC=Qk (variabile generico) - feretri	
12	Qk	CDC=Qk (neve)	
13	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
14	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
15	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
16	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
17	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	

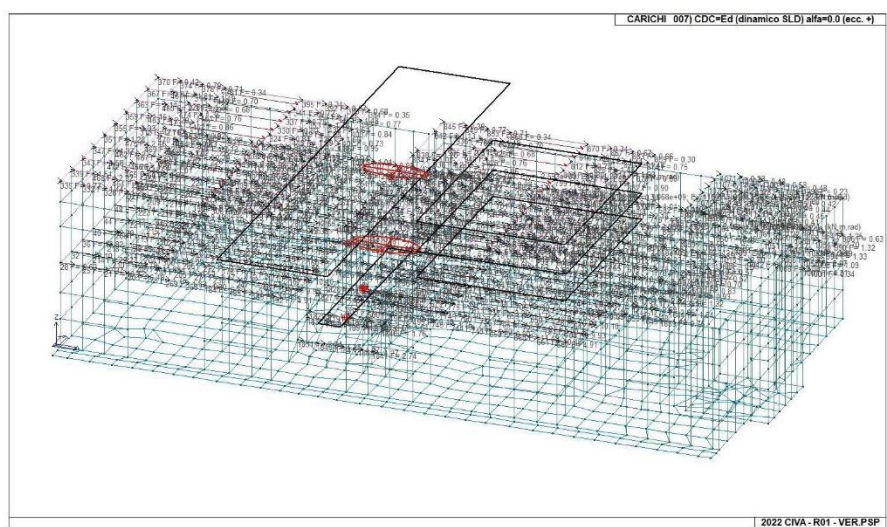
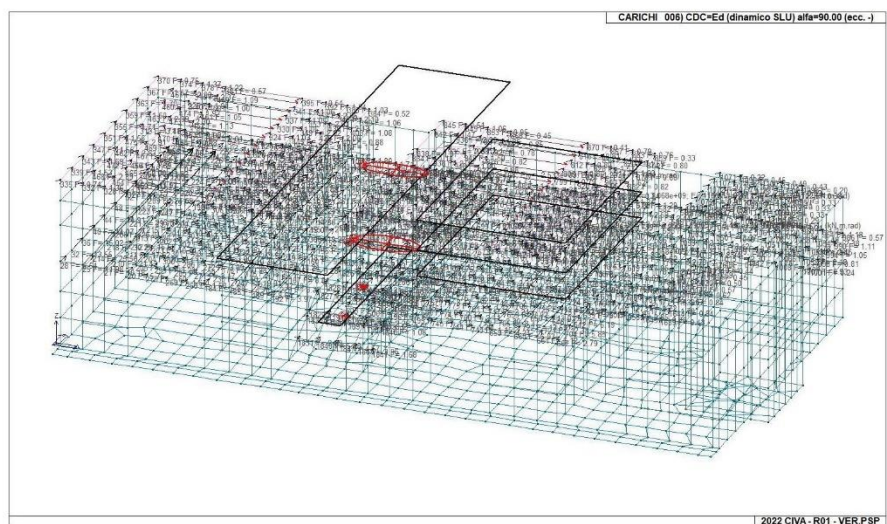
Legenda

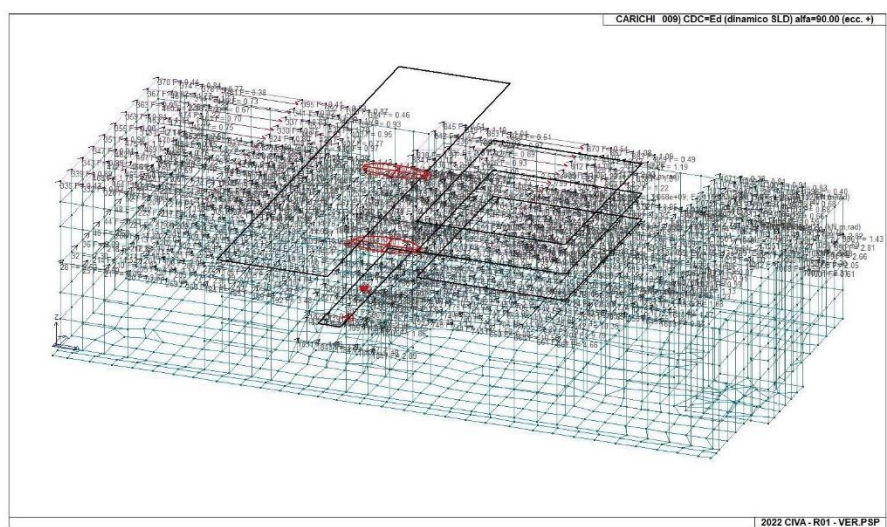
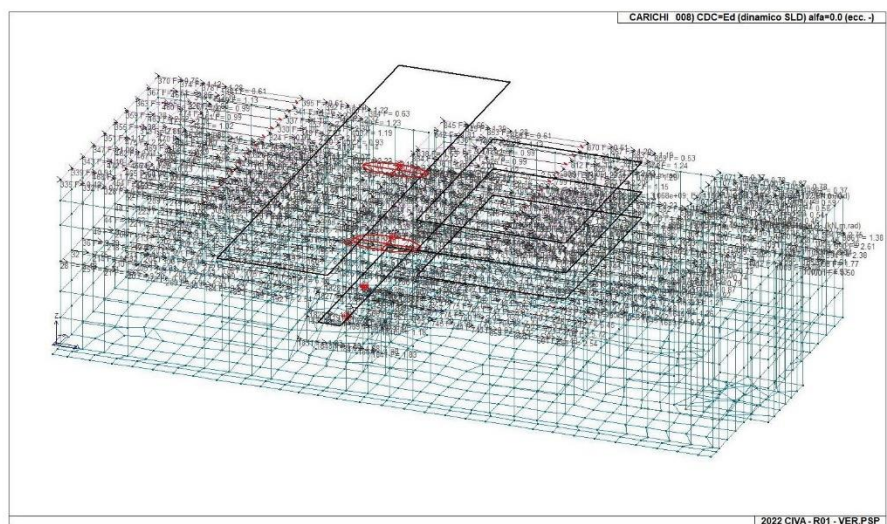
Tipo CDC Indica il tipo di caso di carico

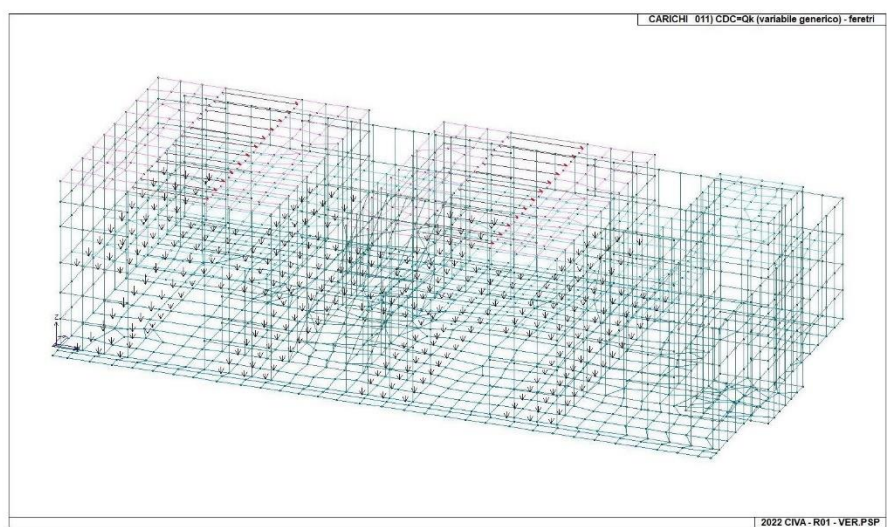
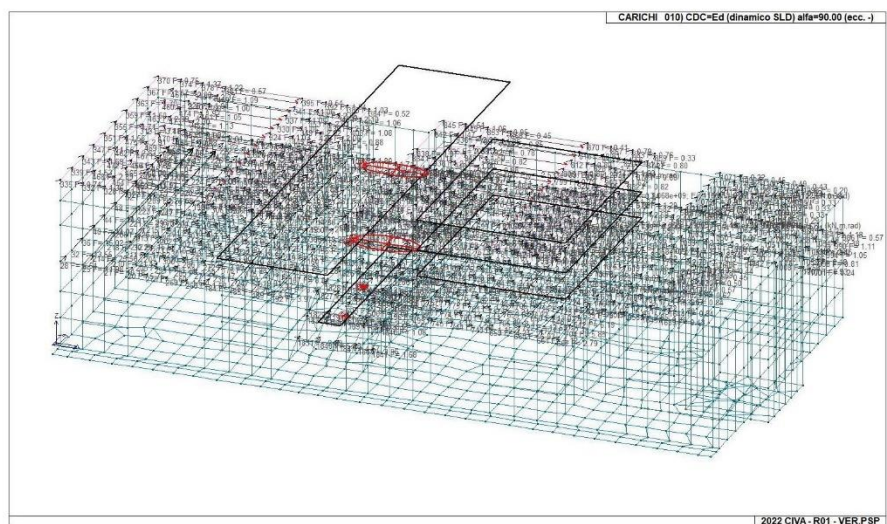


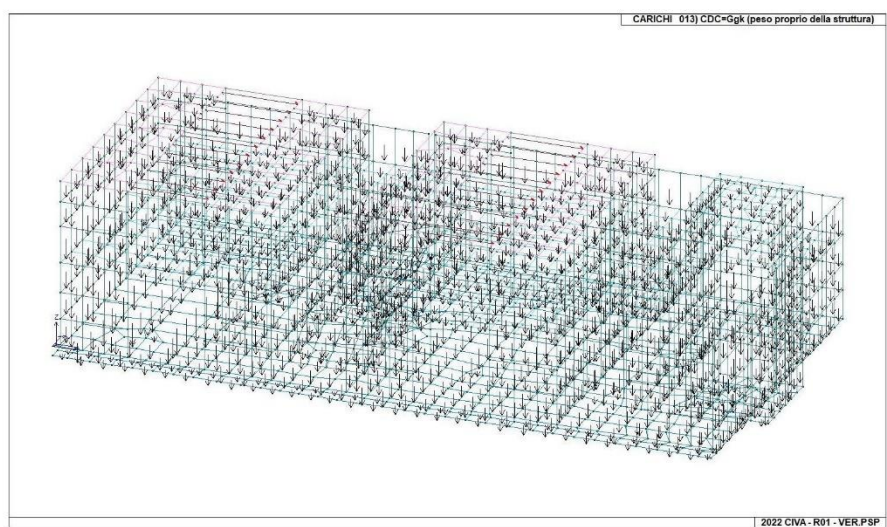
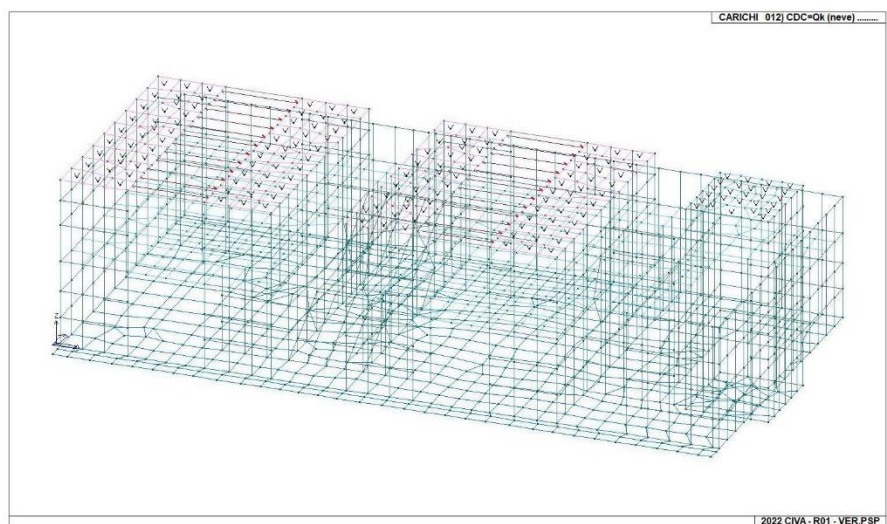


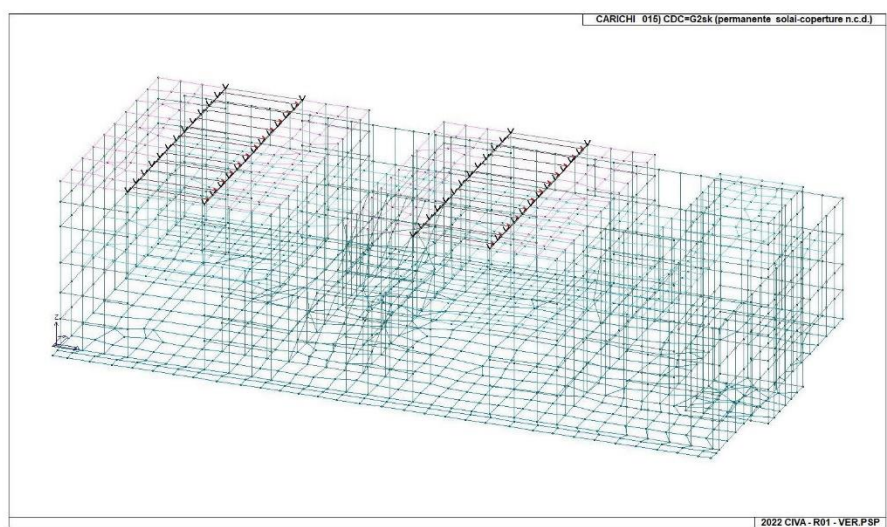
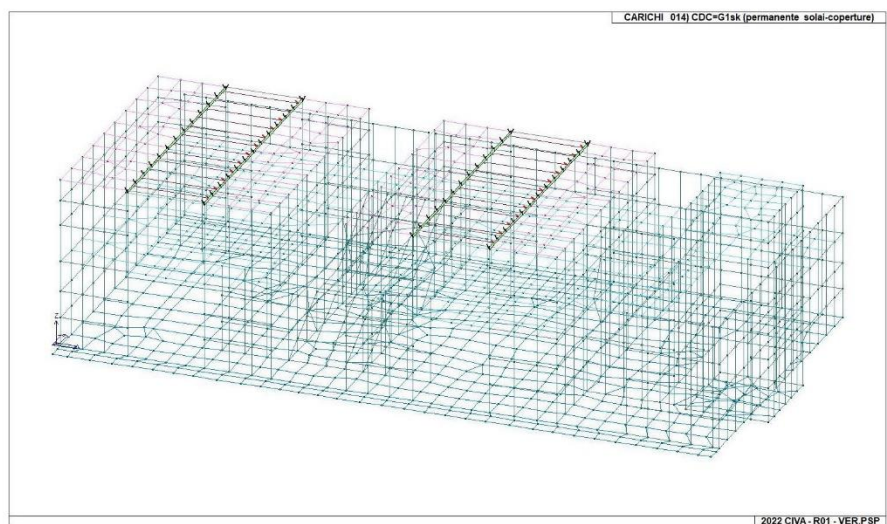


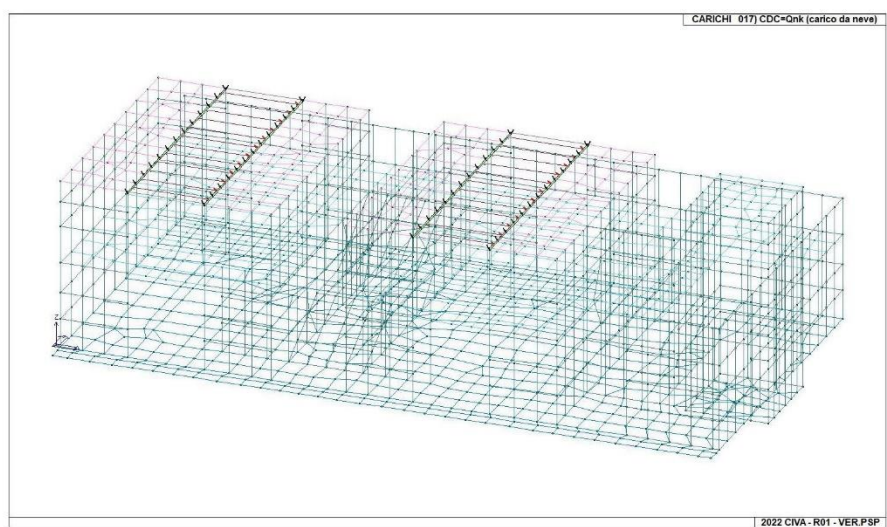
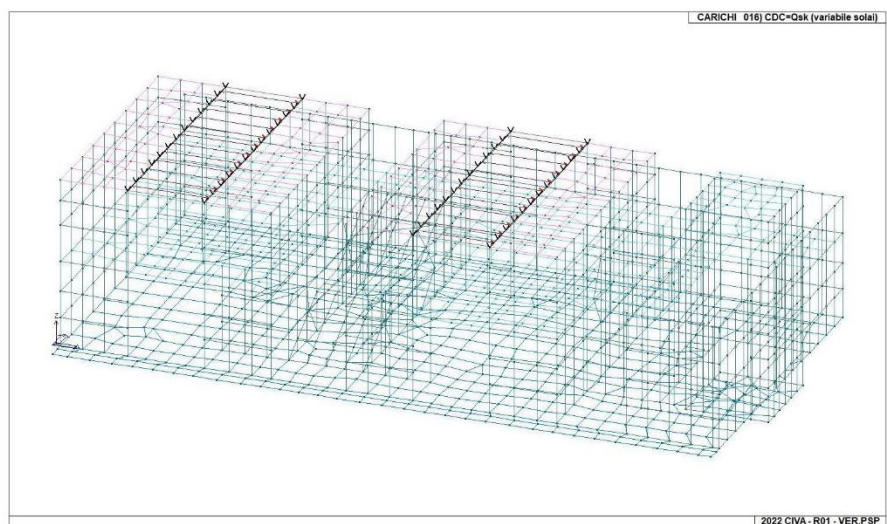












DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

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

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

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

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

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

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

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

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_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 ≤ 30 kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30 kN)	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 ≤ 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 γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non computamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

1.7 TIPO DI ANALISI EFFETTUATE

Tipo di analisi strutturale	
Analisi per carichi non sismici	SI
Sismica dinamica lineare	SI

1.8 COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLD	SI
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI

TABELLA_COMBINAZIONI				
Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	120	Comb. SLU A1 120
SLE rara	121	Comb. SLE(rara) 121	180	Comb. SLE(rara) 180
SLE frequente	181	Comb. SLE(freq.) 181	208	Comb. SLE(freq.) 208
SLV	209	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 209	272	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 272
SLD	273	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 273	336	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 336

Legenda

Tipo CMB Indica la categoria di combinazione

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

SLU non sismici

	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di comb. A1 [STR]	1.3	1	1.5	0.8	1	1	1.5
Fattori di comb. A2 [GEO]	1	1	1.3	0.8	1	1	1.3
<input type="checkbox"/> SLU EQU	1.1	0.9	1.5	0.8	1	1	1.5

SL per azioni sismiche

	g E	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di comb. A1	1	1	1	1	1	1	1	1
Fattori di comb. A2	1	1	1	1	1	1	1	1

☐ Non applicare automatismo per il punto NTC 7.2.5 (amplificazione azioni elementi soprastanti le fondazioni)

SLU per azioni eccezionali

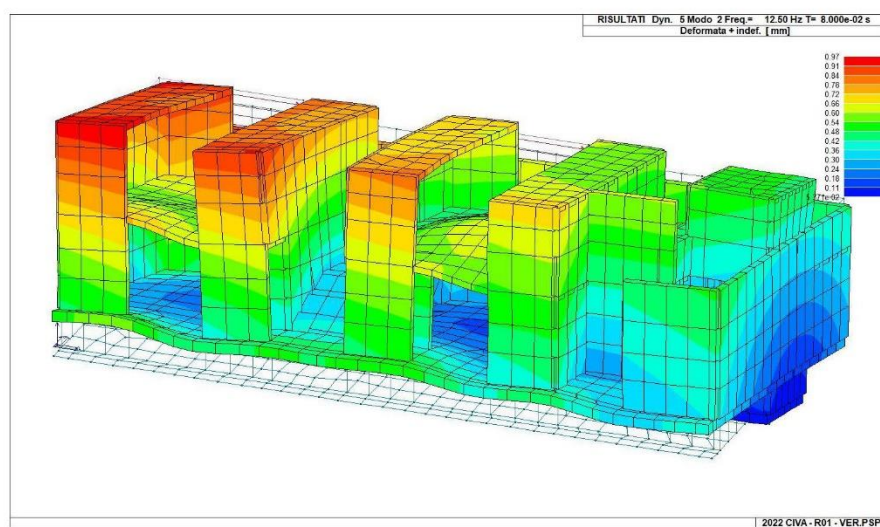
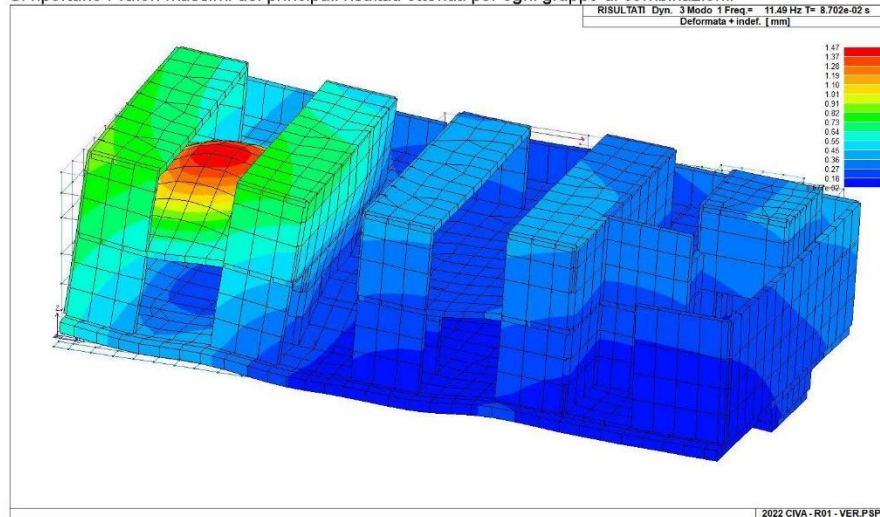
	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di combinazione	1	1	1	1	1	1	1

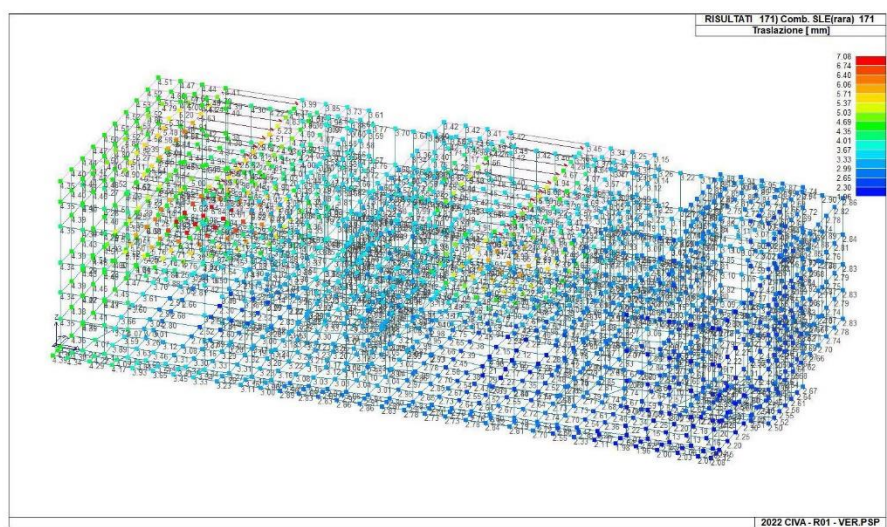
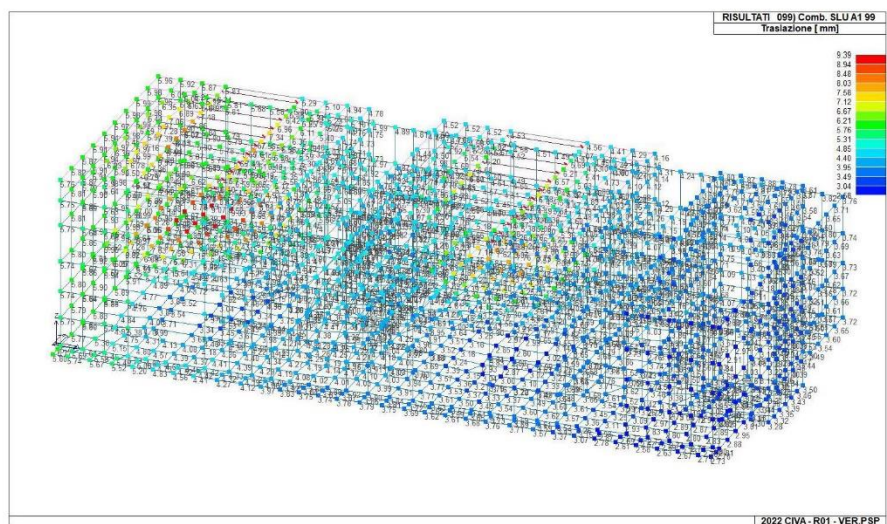
Nota importante: i valori max e min in tabella (riferiti ai cdc permanenti e precompressione) applicati con permutazione possono portare ad un numero di combinazioni particolarmente elevato.

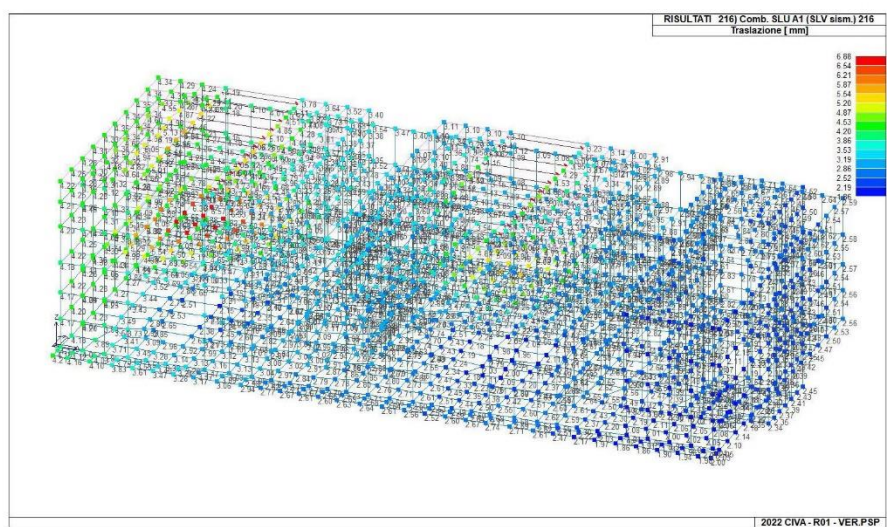
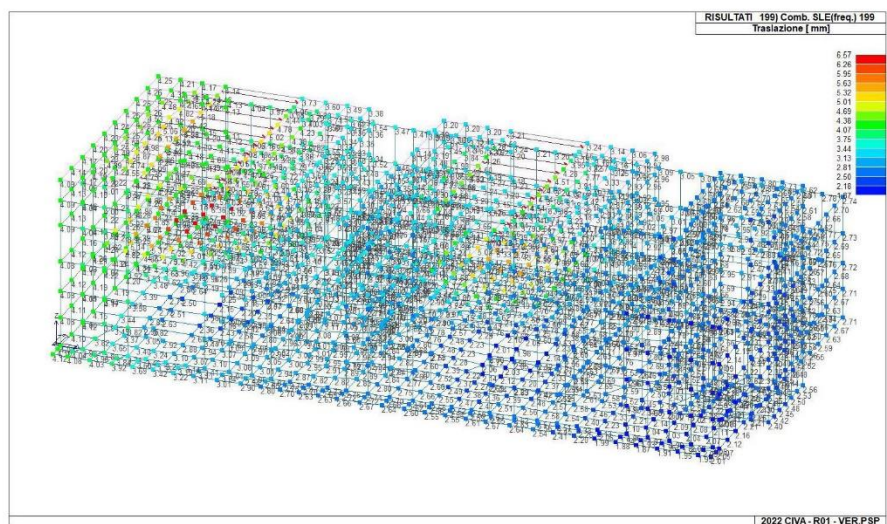
☐ Permuta valori g min e g max

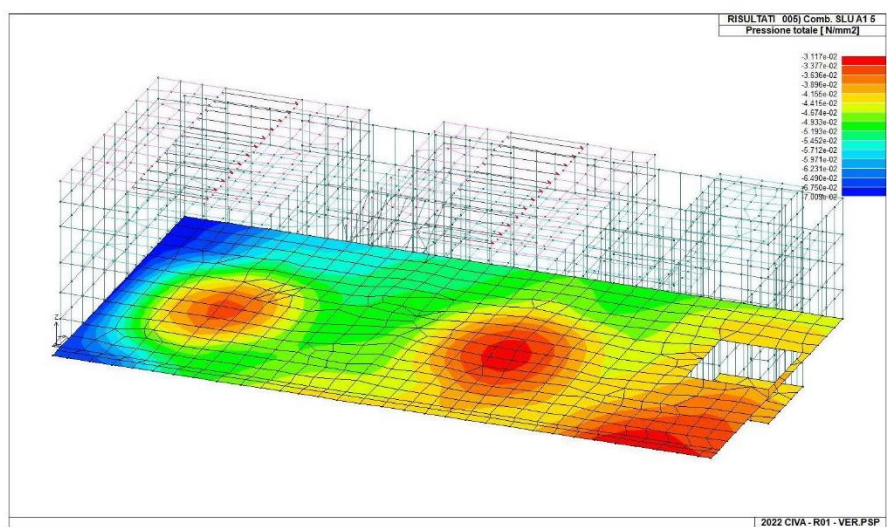
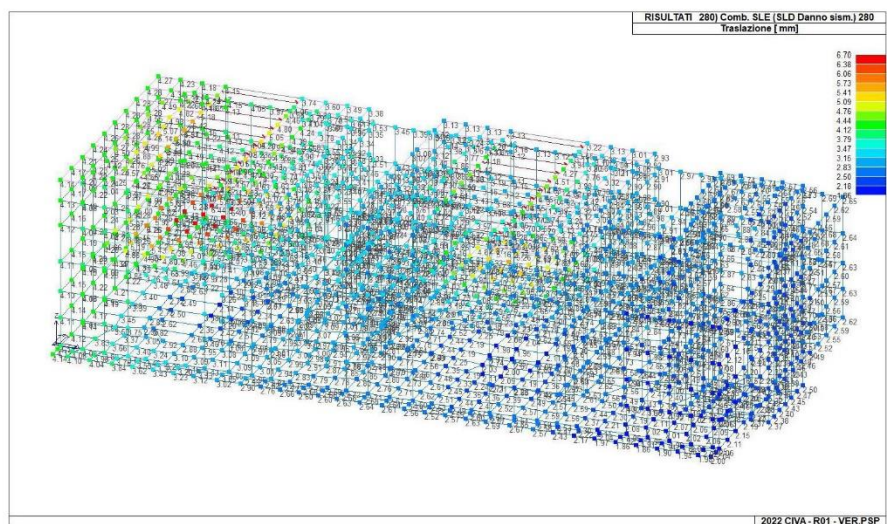
PRINCIPALI RISULTATI

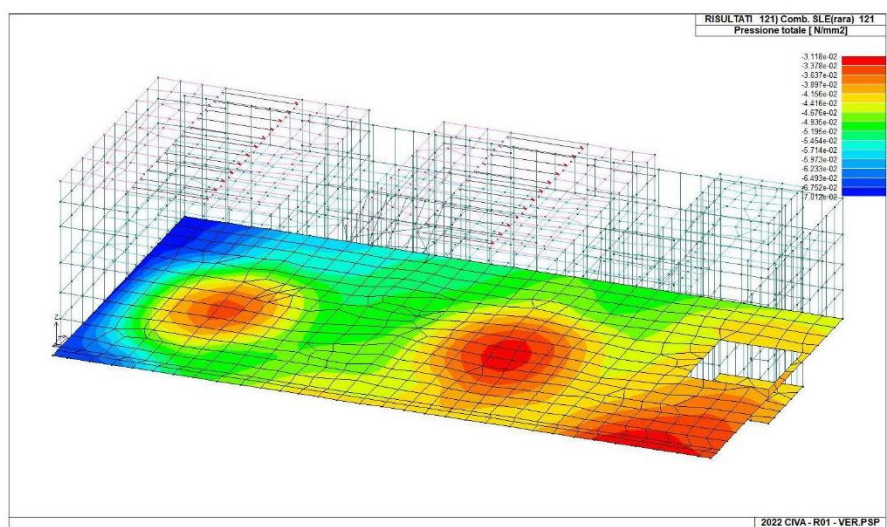
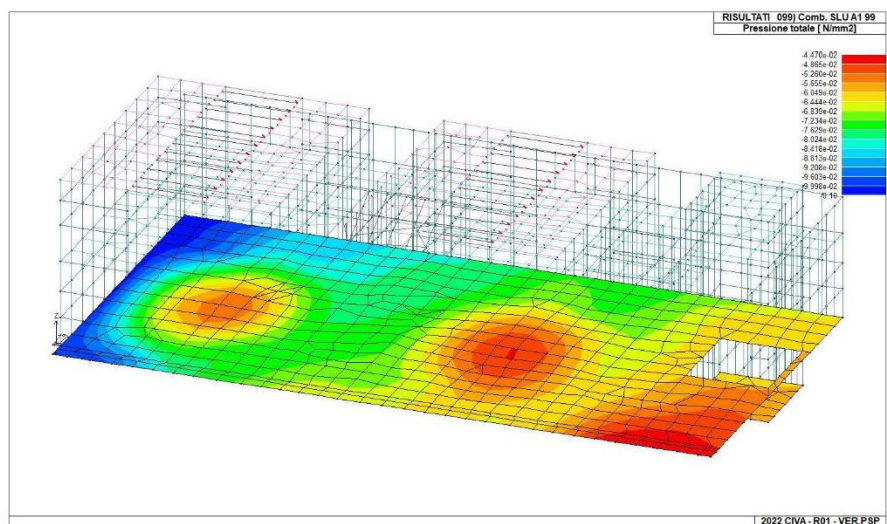
Si riportano i valori massimi dei principali risultati ottenuti per ogni gruppo di combinazioni:

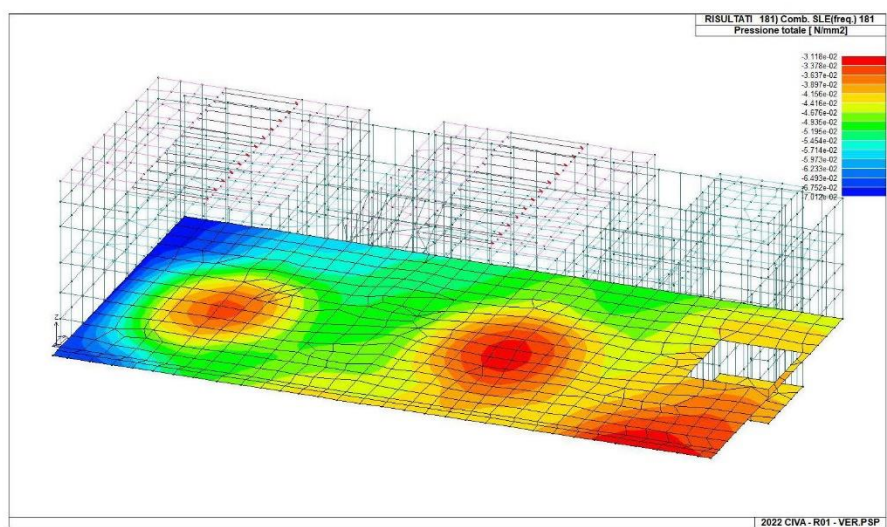
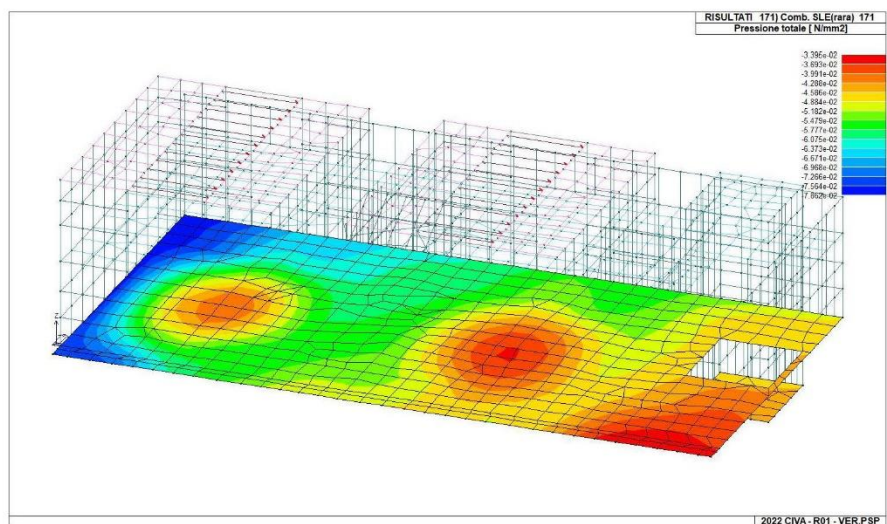


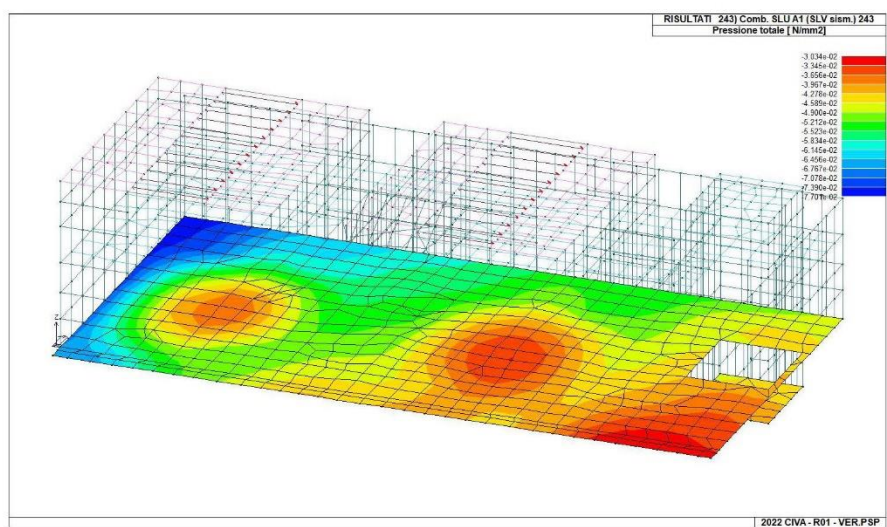
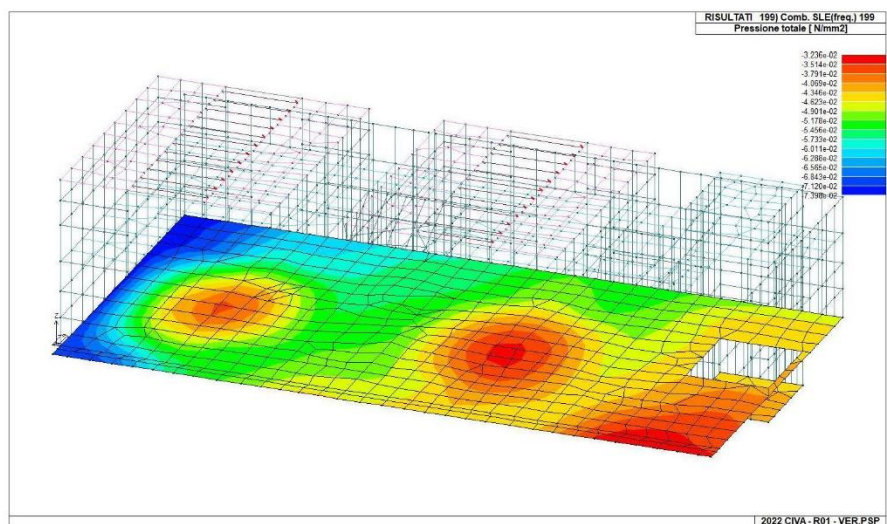


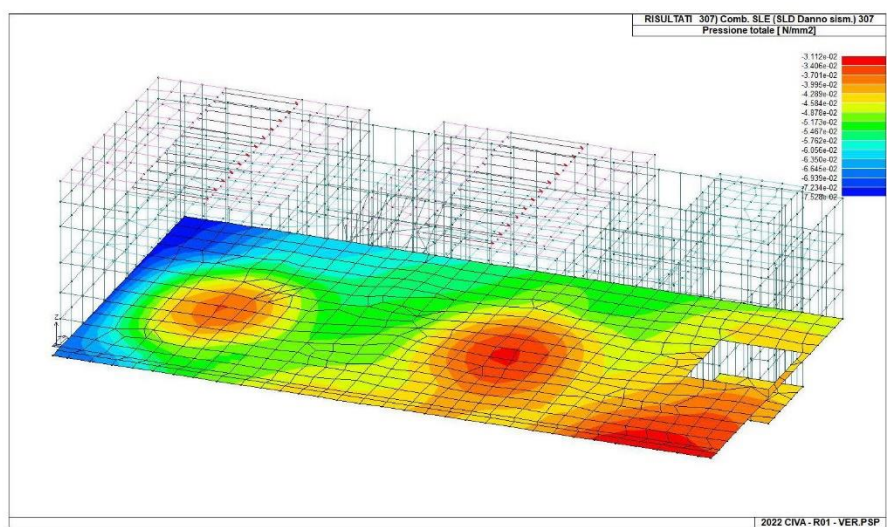
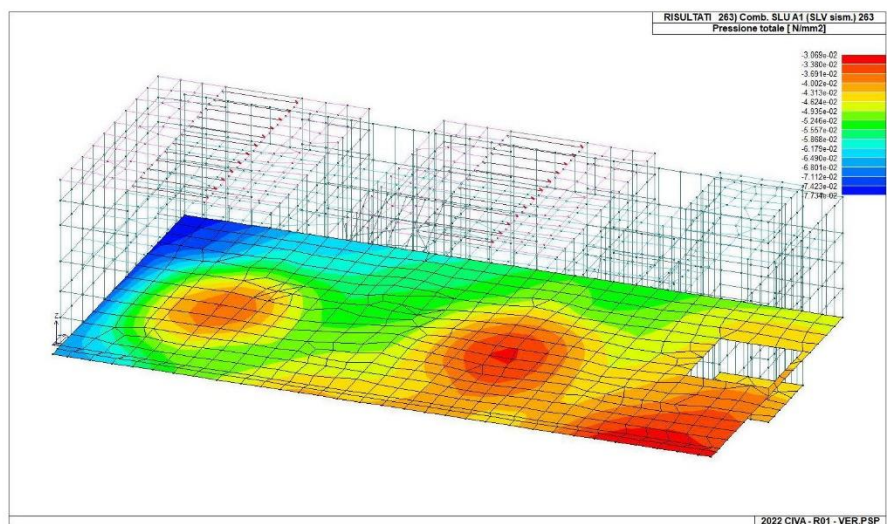


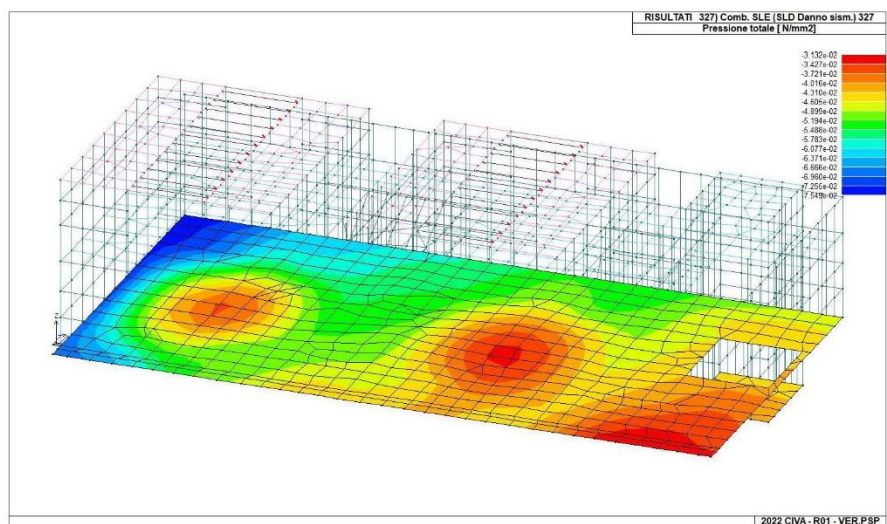












10.2 Verifiche di sicurezza

Si riportano le schede delle verifiche di sicurezza svolte. Nel paragrafo successivo si riportano le specifiche delle verifiche svolte.

10.2.1 Procedura verifica elementi D3

Il controllo dei risultati della progettazione e delle verifiche dei d3, sia orizzontali che verticali, viene eseguito dal software in base alle armature effettivamente disposte. Le verifiche vengono poi espresse tramite mappe cromatica.

Le verifiche sono normalizzate ad 1 quindi risultano verificate se < 1 .

Verifiche SLU

Verifica N/M: riporta il risultato della verifica a pressoflessione

Verifica (25): riporta il risultato della verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}

Rapporto x/d : riporta il rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione.

Tensione da V3: riporta la mappa della tensione tangenziale. In ogni punto viene riportato il valore massimo della tensione derivante dalle azioni V13 e V23.

La tensione da V3 è calcolata a partire dall'Azione V (sollecitazione) che è espressa in daN/cm e nel caso di verifica agli SLU indica il taglio per unità di lunghezza divisa per l'altezza utile H_u . L'azione viene combinata nelle due direzioni.

Verifica V cls: riporta il valore della verifica a taglio lato calcestruzzo. La verifica è necessaria solo se tensione da V3 $> V_{Rd}$, viceversa questo risultato non è disponibile

Verifica punz. EC2 6.47-6.50: riporta il valore della verifica a punzonamento per elementi privi di armatura specifica (formule 6.47 e 6.50 dell'Eurocodice 2)

Verifica punz. EC2 6.53: riporta il valore della verifica a punzonamento sul bordo del pilastro (formula 6.53 dell'Eurocodice 2)

A_{sw} totale: area di armatura necessaria per punzonamento, espressa in cm^2

Fattore d: valore del parametro d della formula 6.54 dell'Eurocodice 2

Verifiche SLE

Fessure rare: ampiezza delle fessure in combinazioni rare, espressa in mm. Se i valori in mappa sono tutti nulli non si aprono fessure. La verifica si intende soddisfatta se i valori in mappa sono minori dei limiti indicati al §4.1.2.2.4 del D.M.2018

Fessure frequenti: ampiezza delle fessure in combinazioni frequenti, espressa in mm. Se i valori in mappa sono tutti nulli non si aprono fessure. La verifica si intende soddisfatta se i valori in mappa sono minori dei limiti indicati al §4.1.2.2.4 del D.M.2018

Fessure quasi permanenti: ampiezza delle fessure in combinazioni quasi permanenti, espressa in mm. Se i valori in mappa sono tutti nulli non si aprono fessure. La verifica si intende soddisfatta se i valori in mappa sono minori dei limiti indicati al §4.1.2.2.4 del D.M.2018

Tensioni calcestruzzo rare: formula 4.1.15 del D.M.2018. La verifica si intende soddisfatta se i valori in mappa sono < 1

Tensioni acciaio rare: formula 4.1.17 del D.M.2018. La verifica si intende soddisfatta se i valori in mappa sono < 1

Tensioni calcestruzzo perm.: formula 4.1.16 del D.M.2018. La verifica si intende soddisfatta se i valori in mappa sono < 1

10.2.2 Sintesi delle verifiche

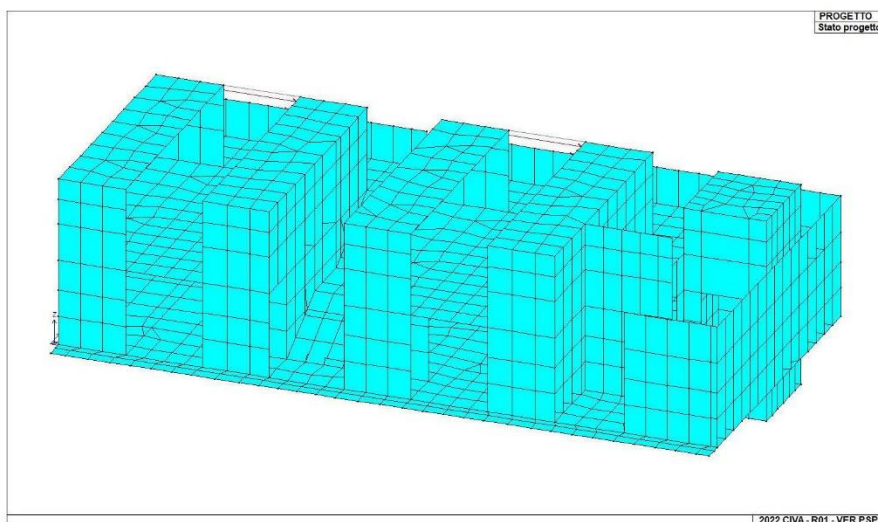
SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

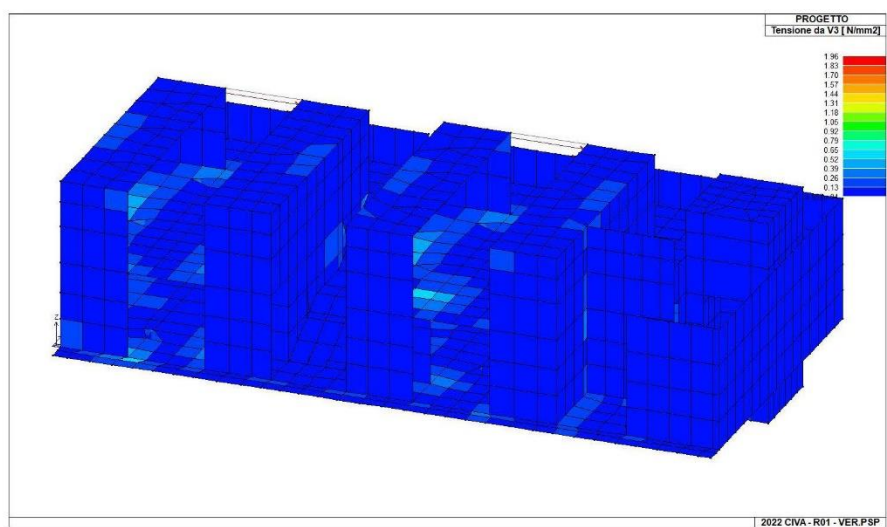
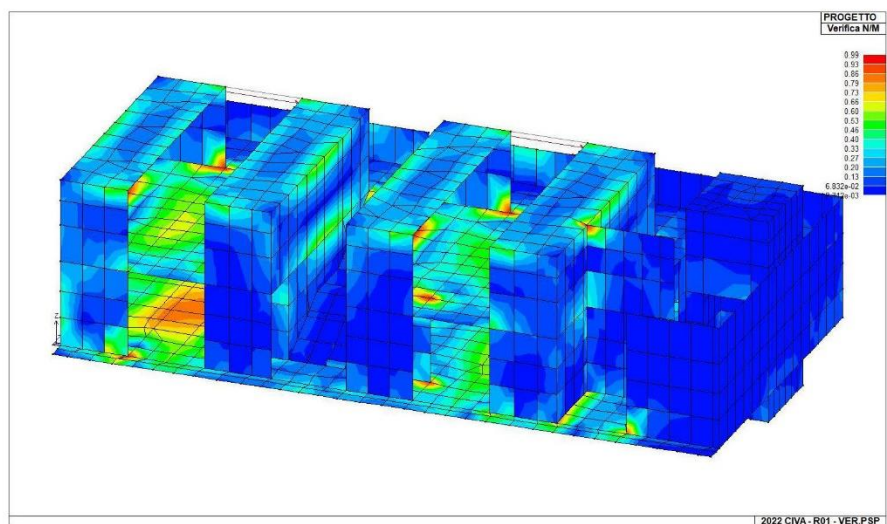
Si riportano a seguire i risultati della progettazione e delle verifiche effettuate.

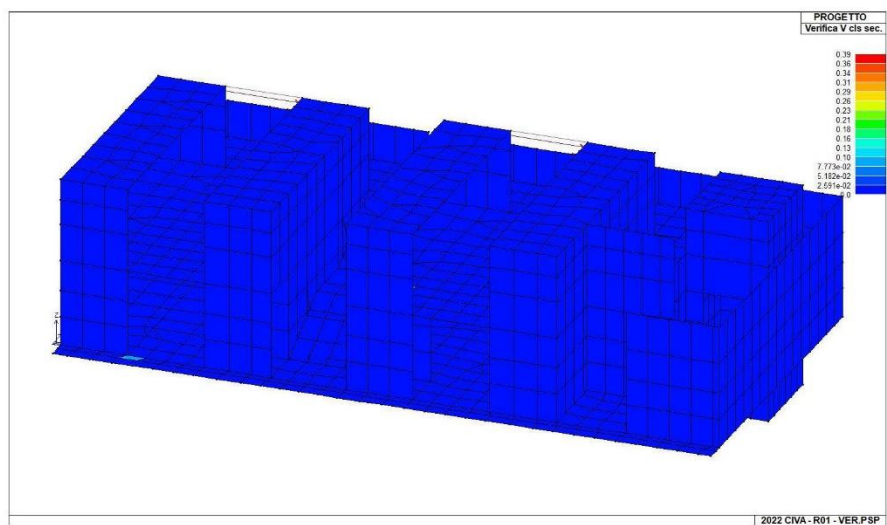
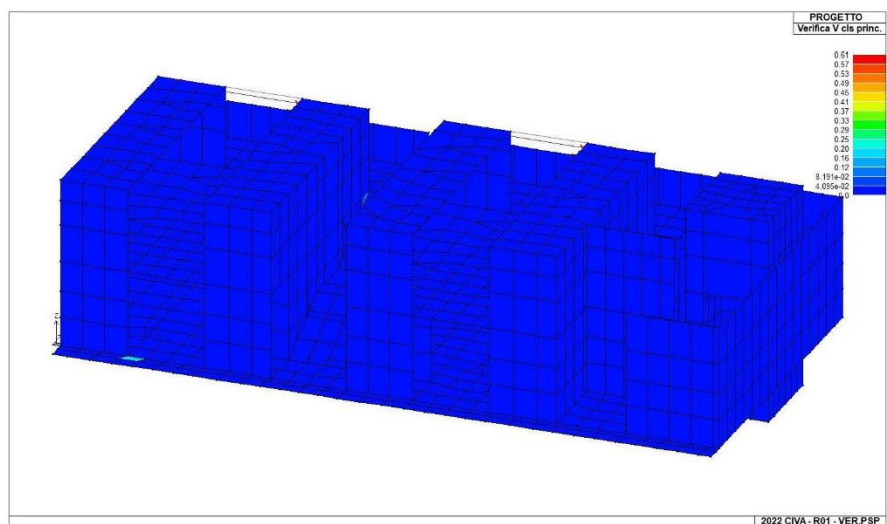
Gli stati di progetto *ciano* o *verde* indicano che le verifiche svolte sono interamente soddisfatte, gli stati di progetto *rossi*, al contrario, indicano che le verifiche non sono soddisfatte.

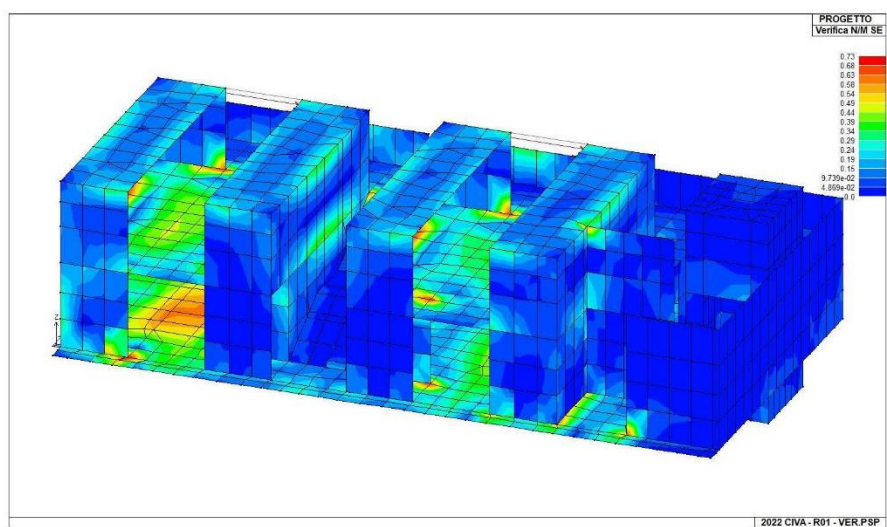
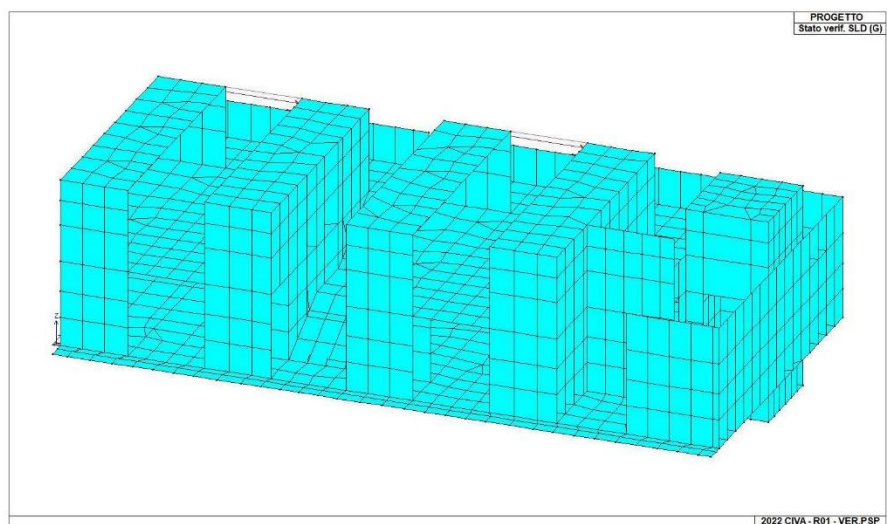
Laddove possibile le verifiche sono state normalizzate. Significa che se i valori indicati in mappa sono inferiori all'unità, la verifica può ritenersi soddisfatta.

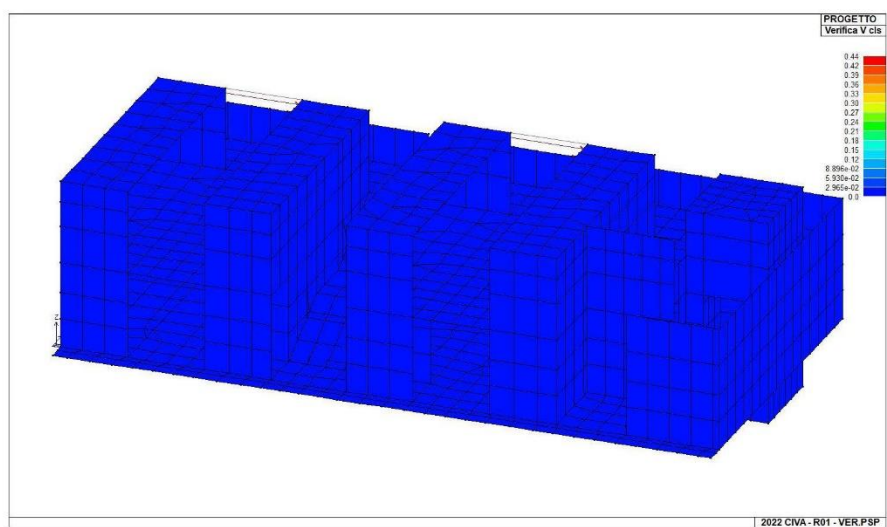
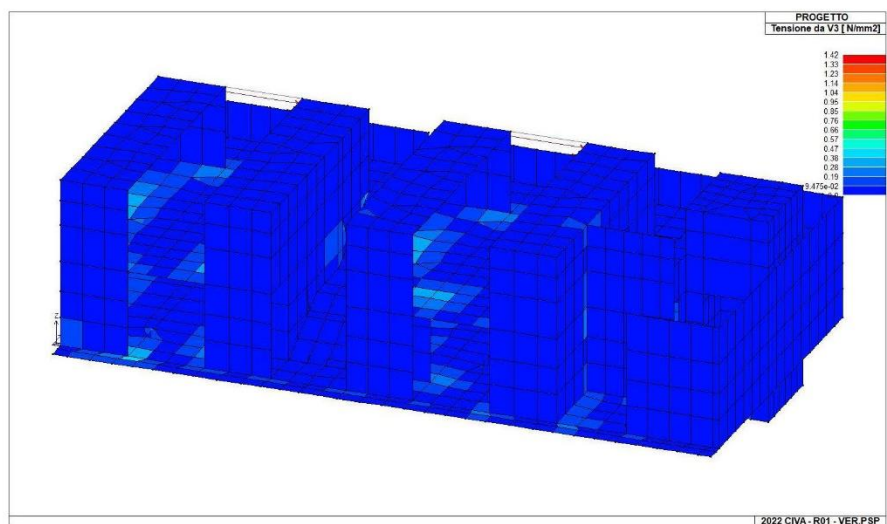
Per tutte le altre verifiche i valori riportati vanno confrontati con i valori limite indicati da Normativa.

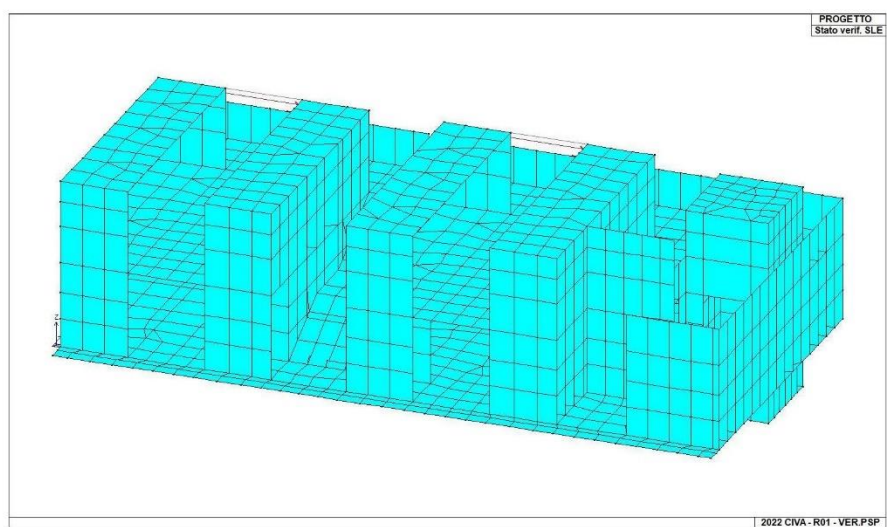
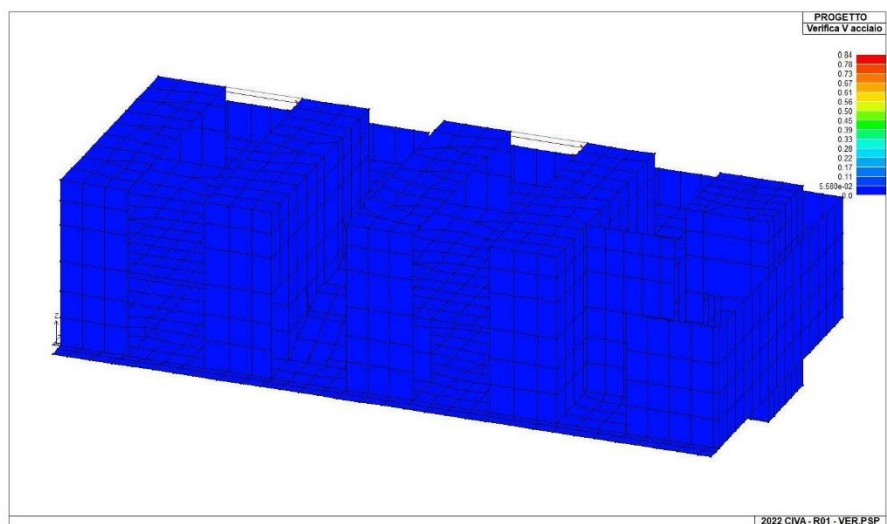


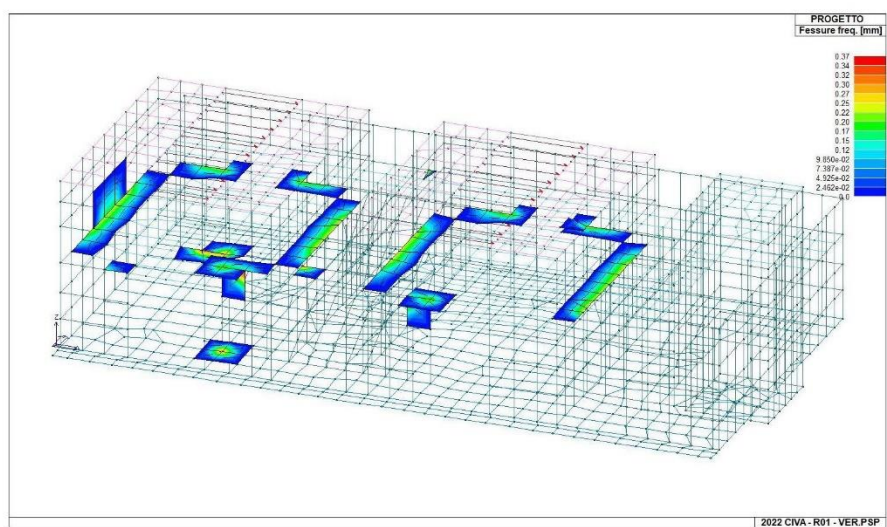
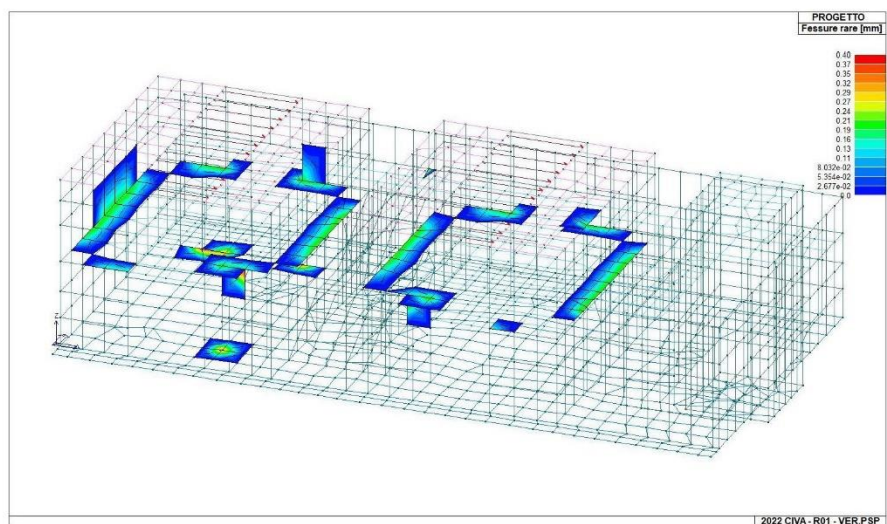


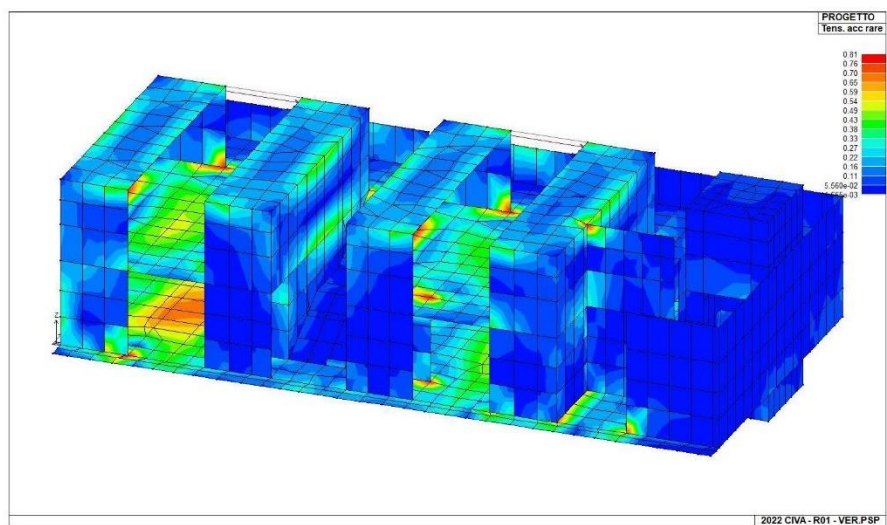
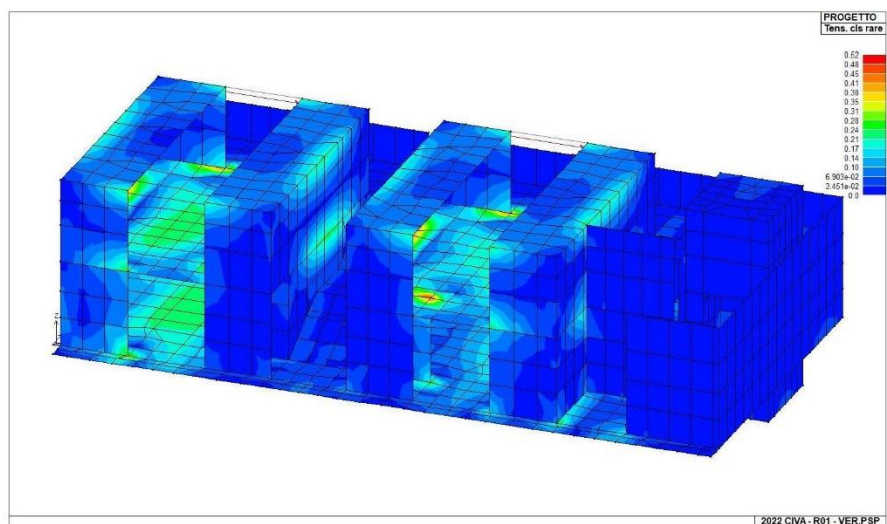


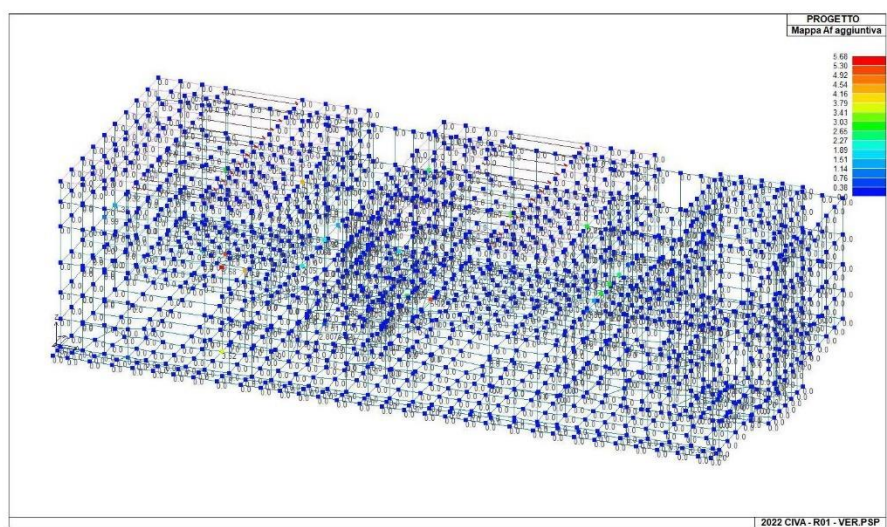
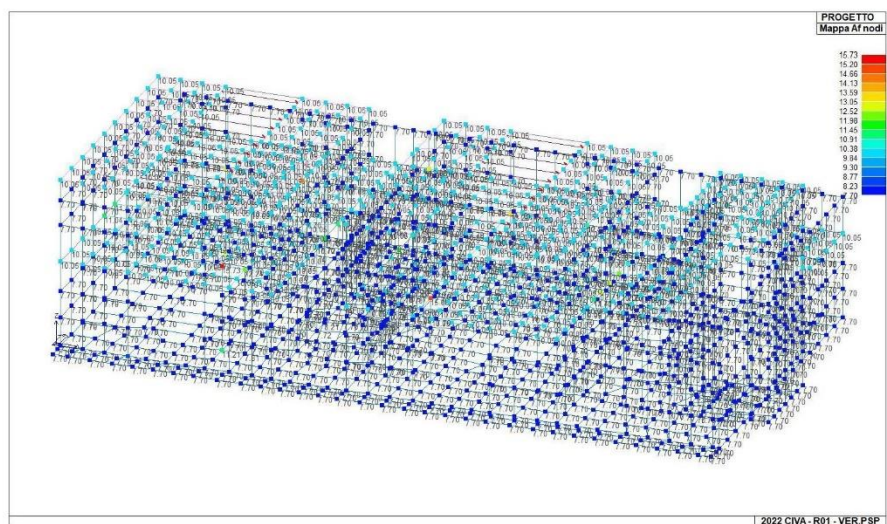


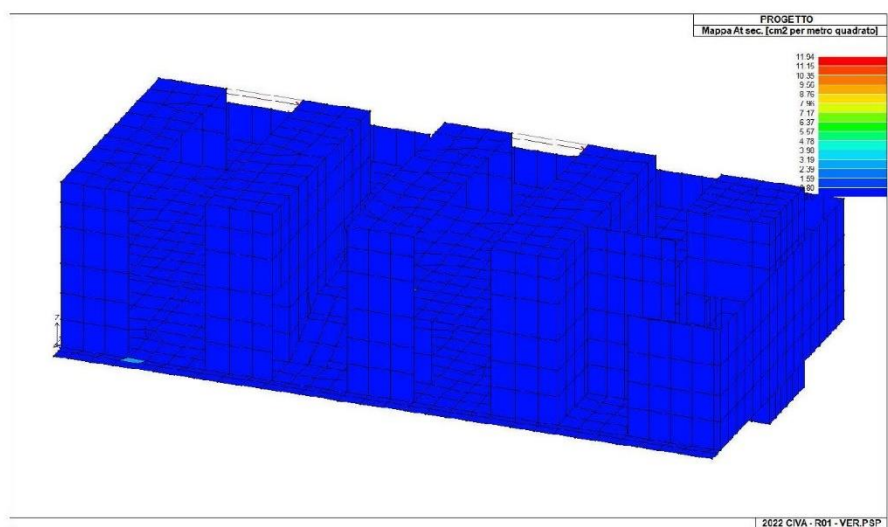
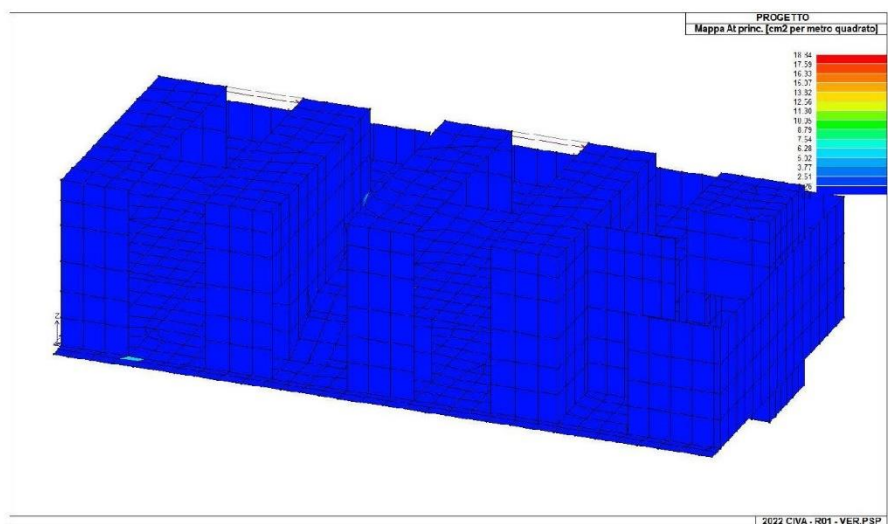










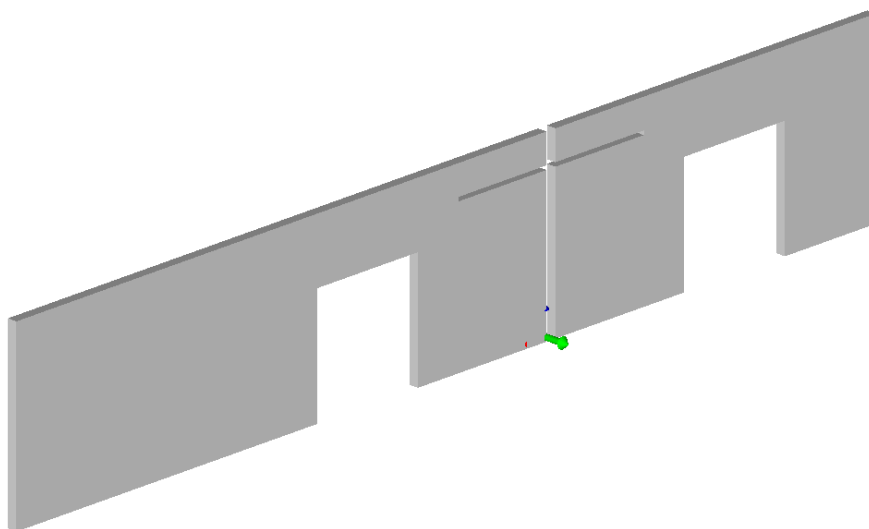


Elementi D3 singoli		
Elementi D3 singoli	Valore minimo	Valore massimo
Verifica N/M	2.31e-03	0.99
Tensione da V3 [N/mm2]	3.96e-04	1.96
Verifica V cls princ.	0.0	0.61
Verifica V cls sec.	0.0	0.39
Verifica N/M SE	0.0	0.73
Tensione da V3 [N/mm2]	0.0	1.42
Verifica V cls	0.0	0.44
Verifica V acciaio	0.0	0.84
Fessure rare [mm]	0.0	0.40

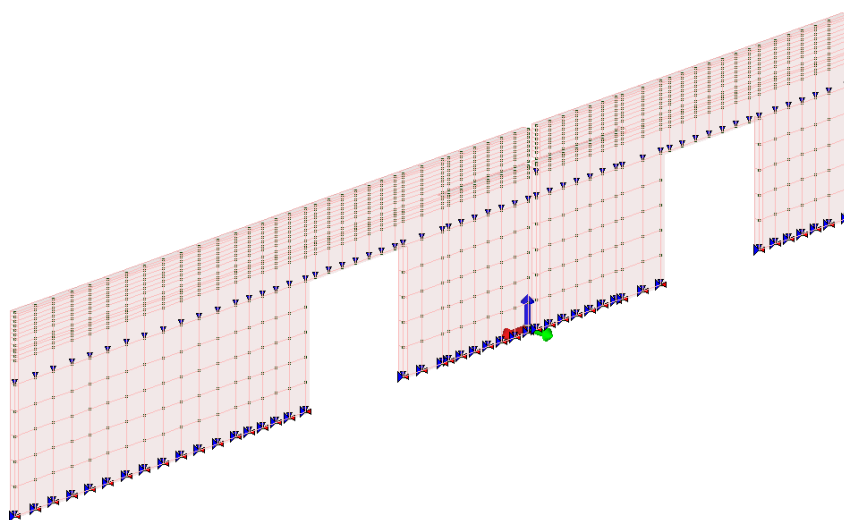
Elementi D3 singoli		
Elementi D3 singoli	Valore minimo	Valore massimo
Fessure freq. [mm]	0.0	0.37
Tens. cls rare	0.0	0.52
Tens. acc rare	1.66e-03	0.81

10.3 Parete 4 e 16 – Parapetto P1

La configurazione delle pareti 4 e 16 sono state modellate con uno specifico schema analitico per via della particolarità del “taglio” delle stesse a formare il motivo decorativo previsto dal progetto architettonico



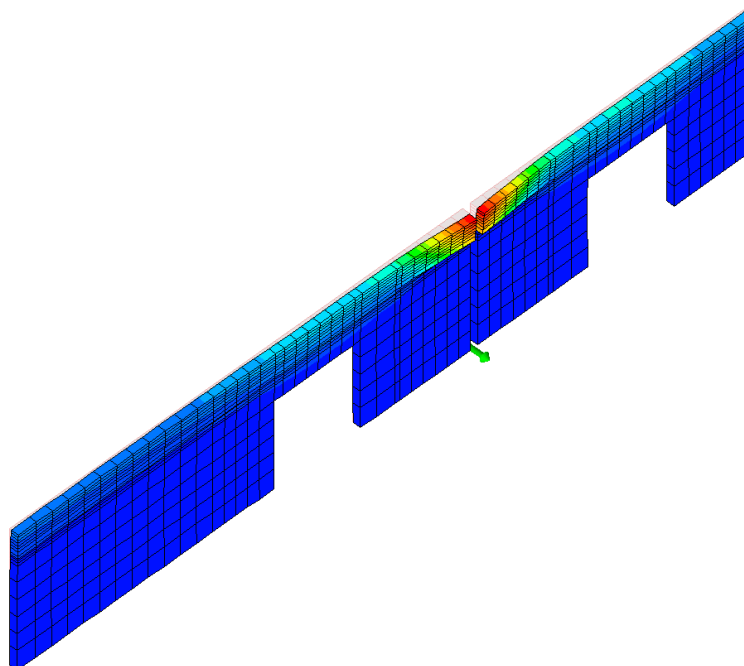
Per ottenere uno schema realistico rispetto al comportamento reale della parete inserita nel modello completo si sono schematizzati i vincoli corrispondenti a quelli della fondazione e al vincolo fornito dal solaio a quota +3.15.



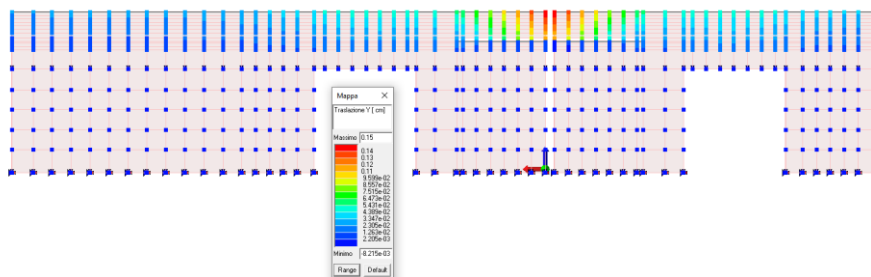
Il modello è stato analizzato per verificare la resistenza della porzione di parete a quota superiore rispetto al solaio a quota +3.15: sulla porzione

superiore è stata applicata una spinta orizzontale pari a 3.00KN/m al bordo superiore del parapetto

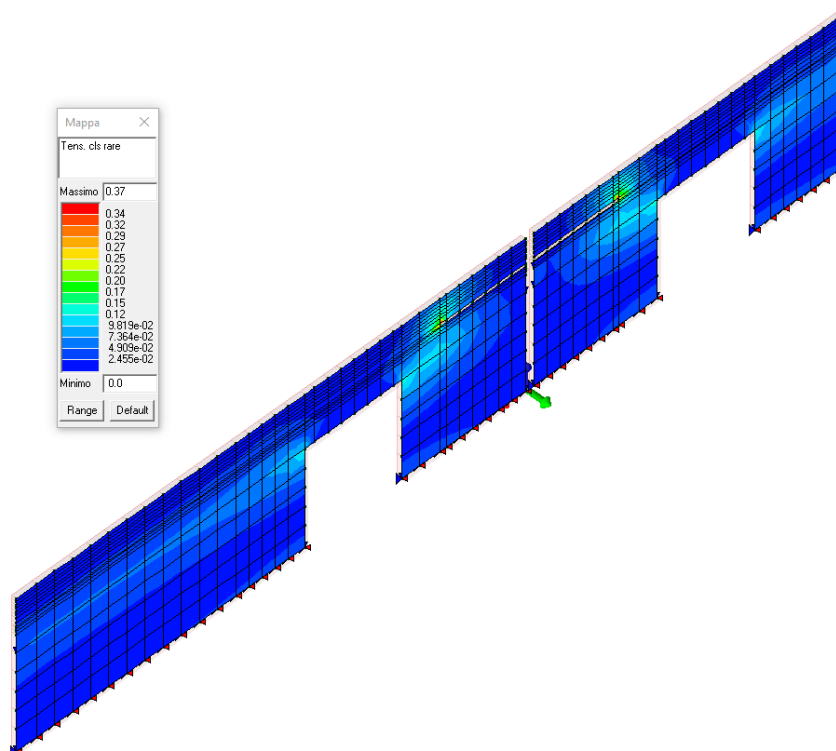
Si riporta un immagine della deformata per verificare la corretta impostazione del modello



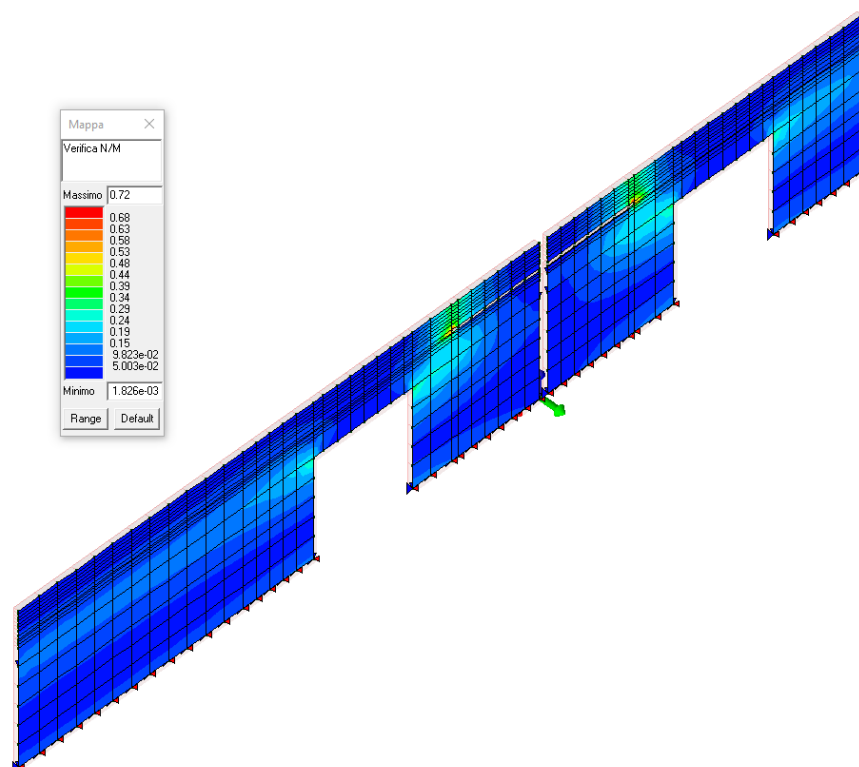
Si riporta la deformata teorica dell'elemento in relazione all'applicazione della spinta sul parapetto (spostamento massimo 0.15cm)



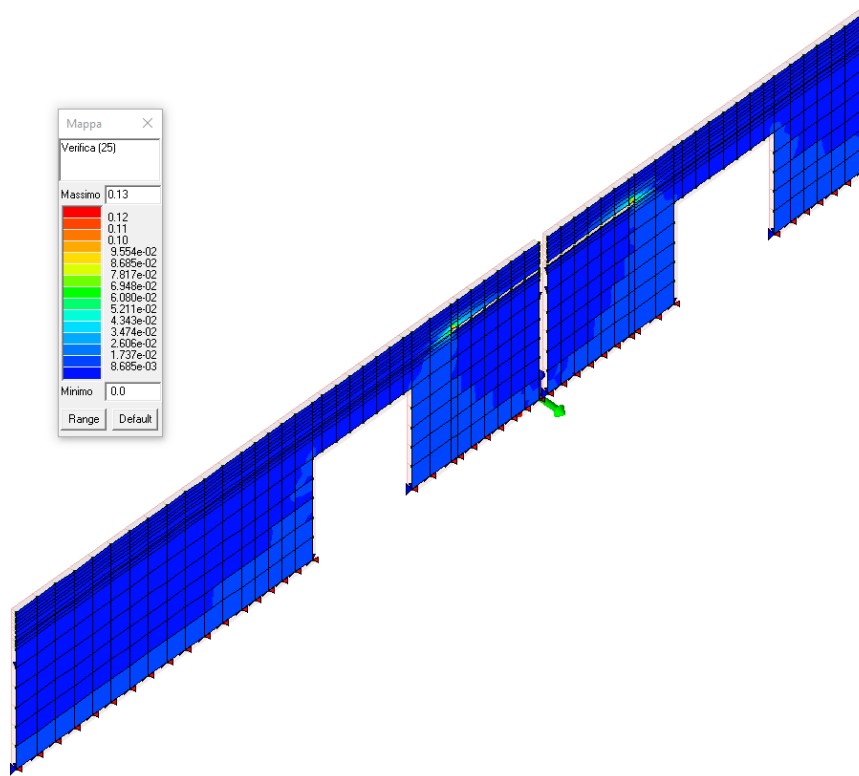
Tensioni calcestruzzo rare: formula 4.1.15 del D.M.2018. La verifica si intende soddisfatta se i valori in mappa sono < 1



Verifica N/M: riporta il risultato della verifica a pressoflessione



Verifica (25): riporta il risultato della verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}



10.4 Verifica pilastri picchetto 1

Per i pilastri del picchetto 1 è stata eseguita una verifica manuale alla torsione dovuta al vento. Si riportano le verifiche eseguite

10.4.1 Verifica a Torsione

Sezione rettangolare (250 x 250) mm in calcestruzzo di classe C32/40.
 Staffe con Ø10 disposte con passo 200 mm ed armata longitudinalmente
 con 4Ø16 disponibili per la torsione (come ipotesi di verifica
 consideriamo disponibili per la torsione 4 barre d'angolo Ø16).
 Ricoprimento $c=40$ mm delle barre longitudinali; Distanza del centro
 dell'armatura dal bordo 48mm
 Armatura B450C.

I parametri meccanici dei materiali sono:

calcestruzzo:

$$f_{cd}=0.85 \times 32/1.5=18.13 \text{ MPa}$$

$$f_{c wd}=0.5 \times f_{cd}=9.09 \text{ MPa}$$

acciaio:

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

$$f_{cw}/f_{yd}=0.02$$

I parametri geometrici della sezione sono:

$$A_c = 250 \times 250=62500 \text{ mm}^2$$

$u = 2 \times (250 + 250) = 1000 \text{ mm}$
 $t = A/u = 62500/1000 = 62,5 \text{ mm}$ $c_b = 48 \text{ mm}$
 poiché $62,5 \text{ mm} < 2 \times 48 = 96 \text{ mm}$, si assume come spessore t della sezione cava equivalente il valore 96 mm .
 $A_k = (250 - 96) \times (250 - 96) = 23716 \text{ mm}^2$
 $u_m = 2 \times [(250 - 96) + (250 - 96)] = 616 \text{ mm}$
 $A_{sl} = 4 \times 201 = 804 \text{ mm}^2$
 $\rho_l = A_{sl} / u_m = 804/616 = 1.3 \text{ mm}$
 $A_{sw} = 78 \text{ mm}^2$ $s = 200 \text{ mm}$
 $\rho_w = A_{sw} / s = 78/200 = 0.39 \text{ mm}$
 Allo snervamento dell'armatura l'inclinazione delle bielle compresse è:
 $\text{ctg} \Theta_d = \text{RADQ}(\rho_l / \rho_w) = 1.82 < 2.5 \Rightarrow \Theta = 28.78^\circ$
 $T_{Rd,s} = 2 * A_k * f_{yd} * (\rho_l * \rho_w)^{1/2} = 33,78 \text{ KNm}$
 (4.1.36 NTC2018)
 $T_{Rd,c} = 2 * f_{ctd} * t * A_k * \sin \Theta * \cos \Theta = 17,48 \text{ KNm}$
 (4.1.35 NTC2018)
 $T_{Rd,l} = 2 * A_k * f_{yd} * \rho_l / \text{ctg} \Theta = 13,25 \text{ KNm}$
 (4.1.37 NTC2018)
 Il momento torcente resistente della sezione è il minore dei due:
 $T_{Rd} = 13.25 \text{ KNm}$
 Il valore del momento torcente sulla sezione a sbalzo può essere calcolato considerando il vento applicato sulla lama in acciaio che ha altezza pari a $4,20 \text{ m}$ e larghezza pari a $0,75 \text{ m}$
 Considerando un carico del vento pari a $1,50 \text{ KN/m}^2$ si ha che il valore è pari a
 $T_{ed} = (0,75 \text{ m} \times 4,20 \text{ m}) * (1,50 \text{ KN/m}^2 * 1,5) * (0,75 \text{ m} / 2) = 2,66 \text{ KNm}$
 $T_{Rd} = 13.25 \text{ KNm} > T_{ed} = 2,66$
 La sezione risulta verificata a Torsione.

10.4.2 Verifica a flessione

Come da 4.1.2.3.6 delle NTC2018 nella zona tesa all'armatura longitudinale di flessione e sforzo normale deve essere aggiunta quella di torsione.
 Nelle ipotesi assunte per la verifica di torsione 2 barre $\varnothing 16$ superiori e 2 barre $\varnothing 16$ inferiori sono state considerate nel calcolo della torsione si considerano, a favore di sicurezza, le barre residue

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	5
2	4,02	20

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Diagramma della sezione rettangolare con armatura.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 27,82 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 10,05 ‰
 d 20 cm
 x 5,167 x/d 0,2583
 δ 0,7629

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso

Il valore di ottenuto è pari a

$$M_{rd} = 27,8 \text{ KNm}$$

Il valore del momento sollecitante sul pilastro può essere calcolato considerando il vento applicato sulla lama in acciaio che ha altezza pari a 4,20m e larghezza pari a 0,75m.

Considerando un carico del vento pari a 1,50KN/m² si ha che Il valore è pari a

$$M_{ed} = (0,75\text{m} \times 4,20\text{m}) \times (1,50 \text{ KN/m}^2 \times 1,5) \times (4,20\text{m} / 2) = 14,88 \text{ KNm}$$

$$M_{rd} = 27,8 \text{ KNm} < M_{ed} = 14,88\text{KNm}$$

La sezione risulta verificata a flessione.

10.4.3 Verifica a Taglio

Come da 4.1.2.3.5.2 delle NTC2018 (elementi con armatura trasversale al taglio) si ottengono i seguenti valori.

Considerando il valore ottenuto nel calcolo della torsione

$$\text{ctg} \Theta_d = \text{RADQ}(\rho_l / \rho_w) = 1,82 < 2,5 \Rightarrow \Theta = 28,78^\circ$$

Si ottengono I seguenti valori

$$V_{r,cd} = 193,8 \text{ KN}$$

$$V_{r,sd} = 56,24 \text{ KN}$$

Il valore del taglio resistente della sezione è il minore dei due:

$$V_{Rd} = 56,24 \text{ KN}$$

Il valore del taglio sollecitante sul pilastro può essere calcolato considerando il vento applicato sulla lama in acciaio che ha altezza pari a 4,20m e larghezza pari a 0,75m.

Considerando un carico del vento pari a 1,50KN/m² si ha che Il valore è pari a

$$M_{ed} = (0,75\text{m} \times 4,20\text{m}) \times (1,50 \text{ KN/m}^2 \times 1,5) = 7,09 \text{ KNm}$$

$$V_{Rd} = 56,24 \text{ KN} > V_{ed} = 7,09$$

La sezione risulta verificata a Taglio

10.4.4 Verifica a Torsione e taglio

Come da 4.1.2.3.6 b delle NTC2018 si ottengono i seguenti valori
 $2,66 \text{ KNm} / 13,25 \text{ KNm} + 7,09 \text{ KN} / 56,24 \text{ KN} = 0,2 + 0,13 = 0,33 < 1$

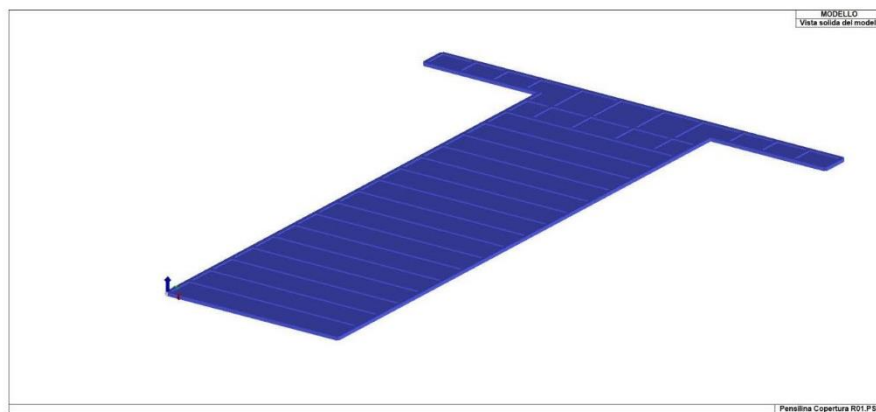
La verifica combinata torsione e taglio è soddisfatta.

11. VERIFICHE DI SICUREZZA ELEMENTI IN ACCIAIO

11.1 Baraccatura copertura

Per le verifiche degli elementi in acciaio è stato realizzato un modello di calcolo di cui si riportano i risultati. Tutte le verifiche che seguono sono eseguite considerando le sezioni e i materiali di progetto. Le strutture hanno schemi statici semplici e senza esigenze di calcolazioni complesse. Tutti gli assiemi riportati negli elaborati grafici sono saldati in officina lungo tutti i bordi e assemblati in opera tramite bullonature o giunti a cannotto.

Tabulato sintetico di verifica



Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Codice di calcolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2024-10-201)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l. Via Garibaldi, 90 44121 Ferrara FE (Italy) Tel. +39 0532 200091 www.2si.it
Codice Licenza:	Licenza dsi7514

In merito al punto 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (*Affidabilità dei codici utilizzati*), si fa riferimento al **Documento di Affidabilità** "Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST" disponibile per il download sul sito: <https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/>

INTRODUZIONE

PREMESSA

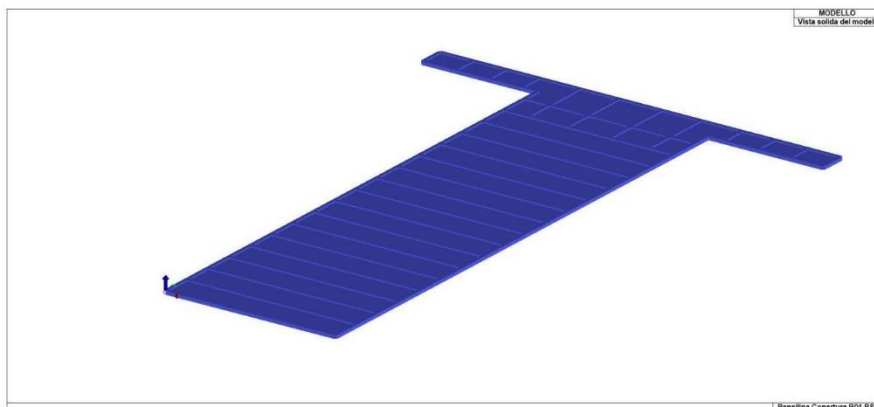
Nella presente introduzione sono riportati i principali elementi di inquadramento del progetto esecutivo riguardante le strutture, in relazione agli strumenti urbanistici, al progetto architettonico, al progetto delle componenti tecnologiche in generale e alle prestazioni attese dalla struttura.

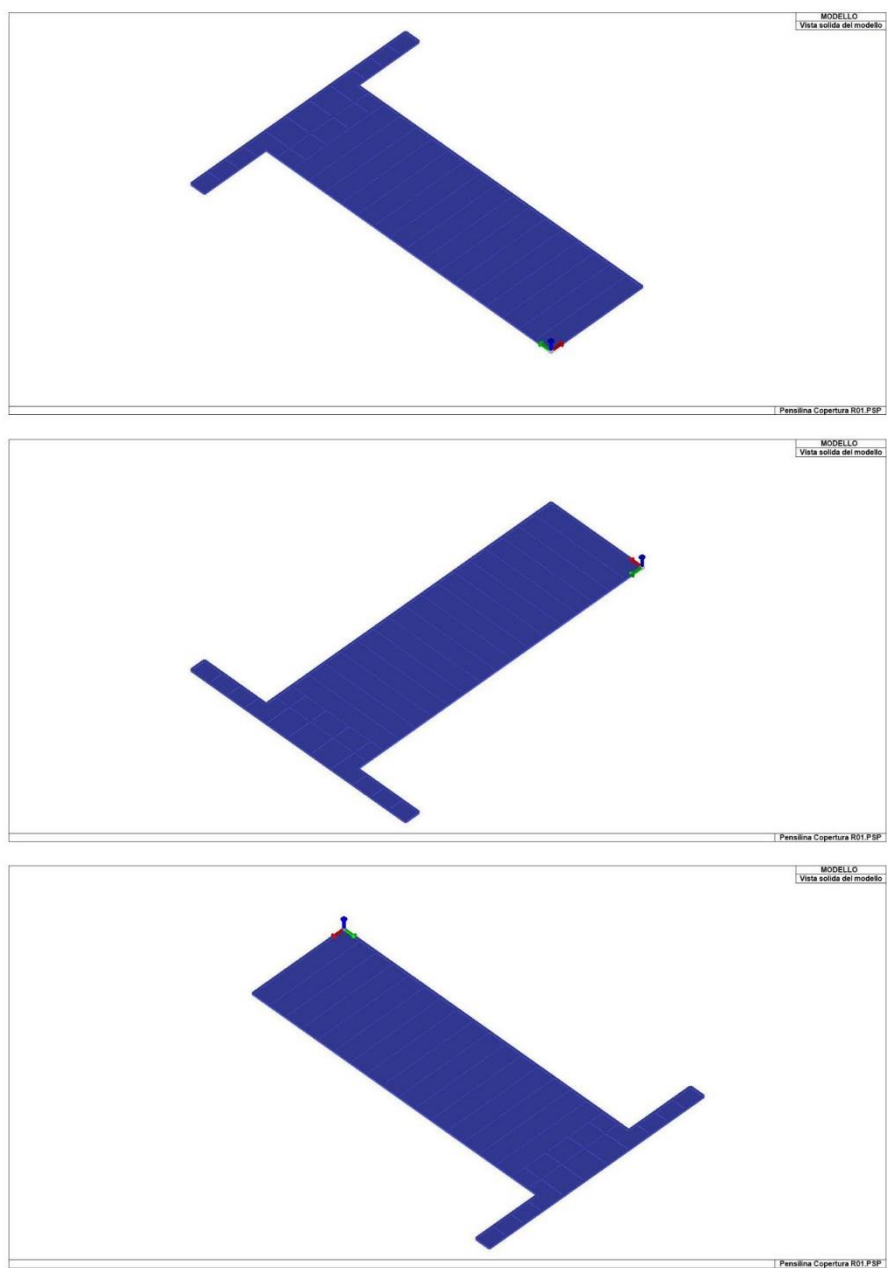
QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO

Le Norme e i documenti assunti a riferimento per la progettazione strutturale vengono indicati di seguito.

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

Di seguito si riportano le immagini del modello strutturale:





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:

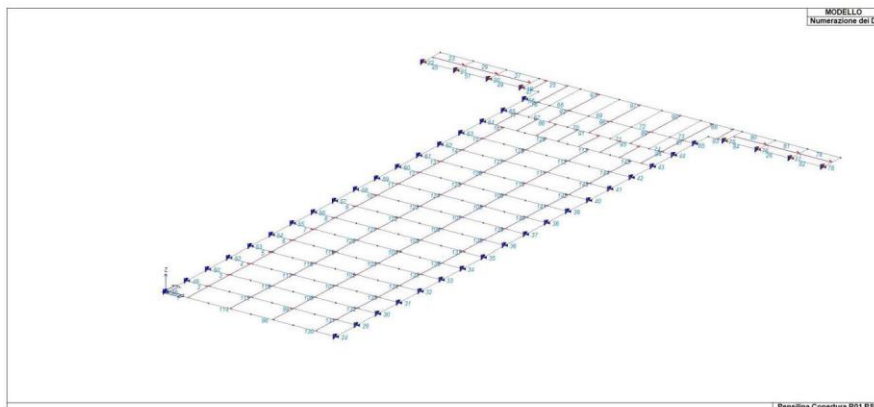
$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{dove} \quad \begin{array}{l} \mathbf{K} = \text{matrice di rigidezza} \\ \mathbf{u} = \text{vettore spostamenti nodali} \\ \mathbf{F} = \text{vettore forze nodali} \end{array}$$

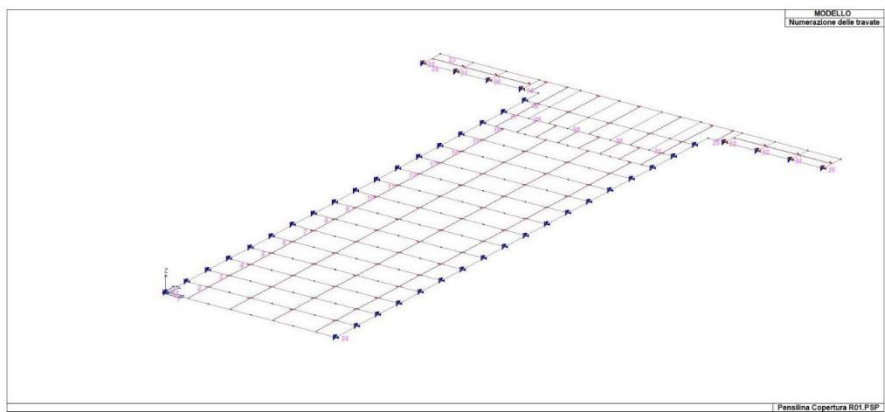
Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente a una terna locale all'elemento stesso.

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

ELEMENTI FINITI – SEZIONI E SPESSORI

A seguire si riportano le immagini relative alle numerazioni di interesse:





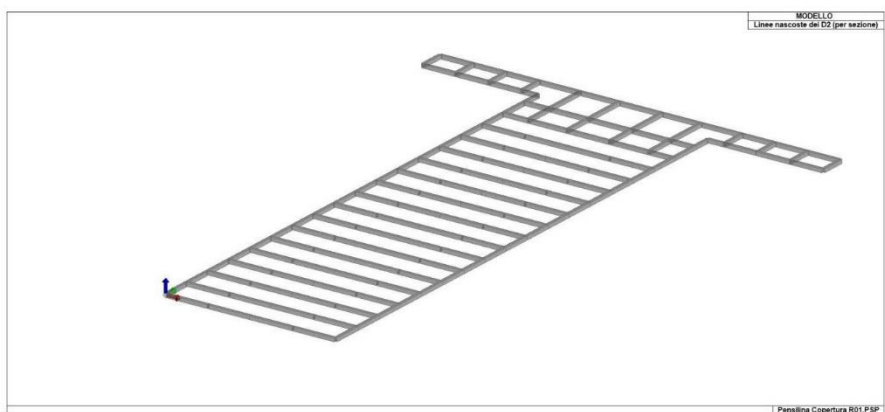
Si riportano di seguito le caratteristiche di sezioni e spessori degli elementi strutturali, in formato tabellare e immagini:

TABELLA_SEZIONI

Id	Tipo SEZ	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
-	-	cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	T.QU 60x60x4	8.55	0.0	0.0	72.64	43.55	43.55	14.52	14.52	17.64	17.64

Legenda

- Tipo SEZ Indica il nome identificativo e la tipologia di sezione
- Area Area della sezione
- A V2 Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 2)
- A V3 Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 3)
- Jt Momento di inerzia torsionale della sezione
- J 2-2 Momento di inerzia della sezione riferito all'Asse 2
- J 3-3 Momento di inerzia della sezione riferito all'Asse 3
- W 2-2 Modulo di resistenza della sezione riferito all'Asse 2
- W 3-3 Modulo di resistenza della sezione riferito all'Asse 3
- Wp 2-2 Modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'Asse 2
- Wp 3-3 Modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'Asse 3



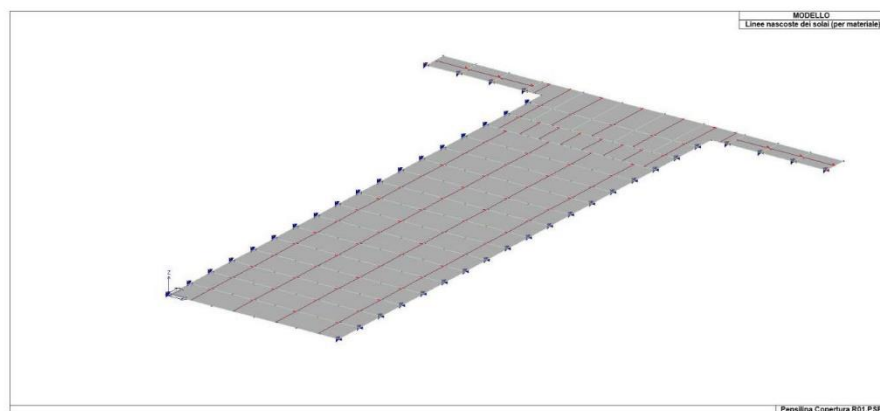
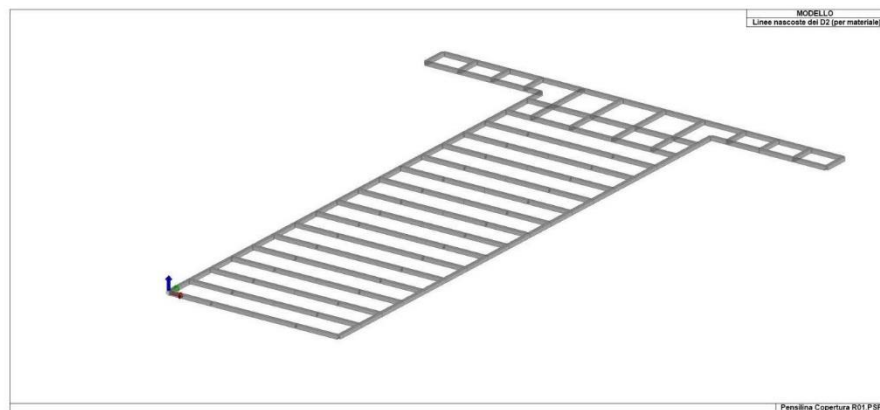
CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

Nell'esecuzione delle opere oggetto della presente relazione è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali con le relative caratteristiche:

ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI

[12]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Acciaio Fe430 - S275-acciaio Fe430-S275			
Id	-	-	u.m.
12	< MATERIALE NUOVO >		
	Tensione ft	4300.0	daN/cm2
	Tensione fy	2750.0	daN/cm2
	Coefficiente gammaM0 (resistenza)	1.05	
	Coefficiente gammaM1 (stabilità)	1.05	
	Coefficiente gammaM2 (frattura)	1.25	



ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI

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

TABELLA_CARICHI_SOLAI

ID Arch.	Tipo SOL	G1	G2	Q	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi
-	-	kN/ m2	kN/ m2	kN/ m2	-	-	-	-	-	-	-
1	Neve	0.50	0.50	1.20		1.00	0.60	0.20	0.0	0.0	1.00
	Variab.			0.50			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 2 Coefficiente di combinazione che fornisce il valore Quasi Permanente dell'azione variabile Qi -(OPCM 3274)-
Fatt. Fi Coefficiente che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sull'intera struttura durante l'azione sismica -(OPCM 3274)-

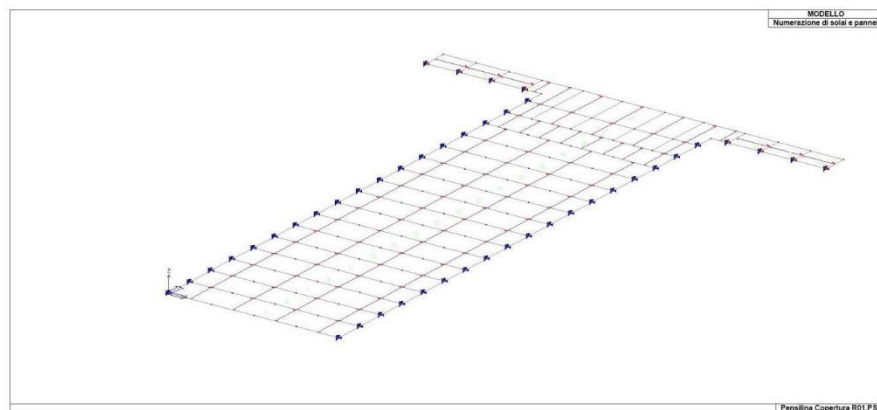
1 - Carichi solaio

Per il solaio si adottano i seguenti carichi in daN/mq:

Permanente G1	Permanente G2	Variabile Q	Neve
50.0	50.0	50.0	120.0

Coefficienti di combinazione carichi variabili: $\psi_0 = 0.00$, $\psi_1 = 0.00$, $\psi_2 = 0.00$

Coefficienti di combinazione carichi neve: $\psi_0 = 0.60$, $\psi_1 = 0.20$, $\psi_2 = 0.00$



SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

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

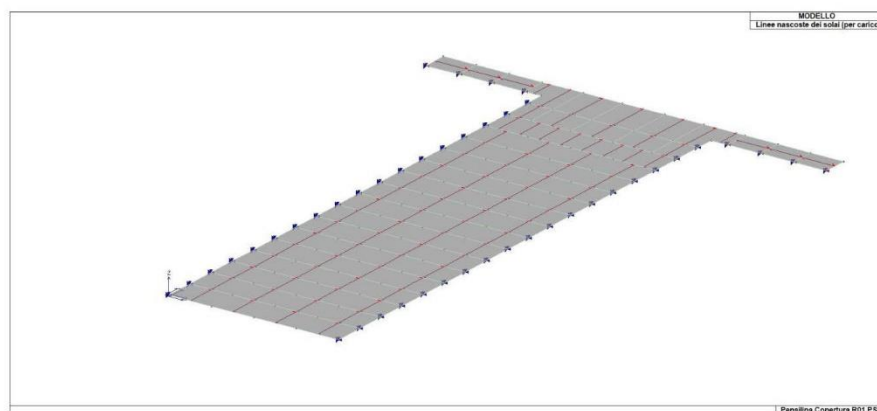
I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

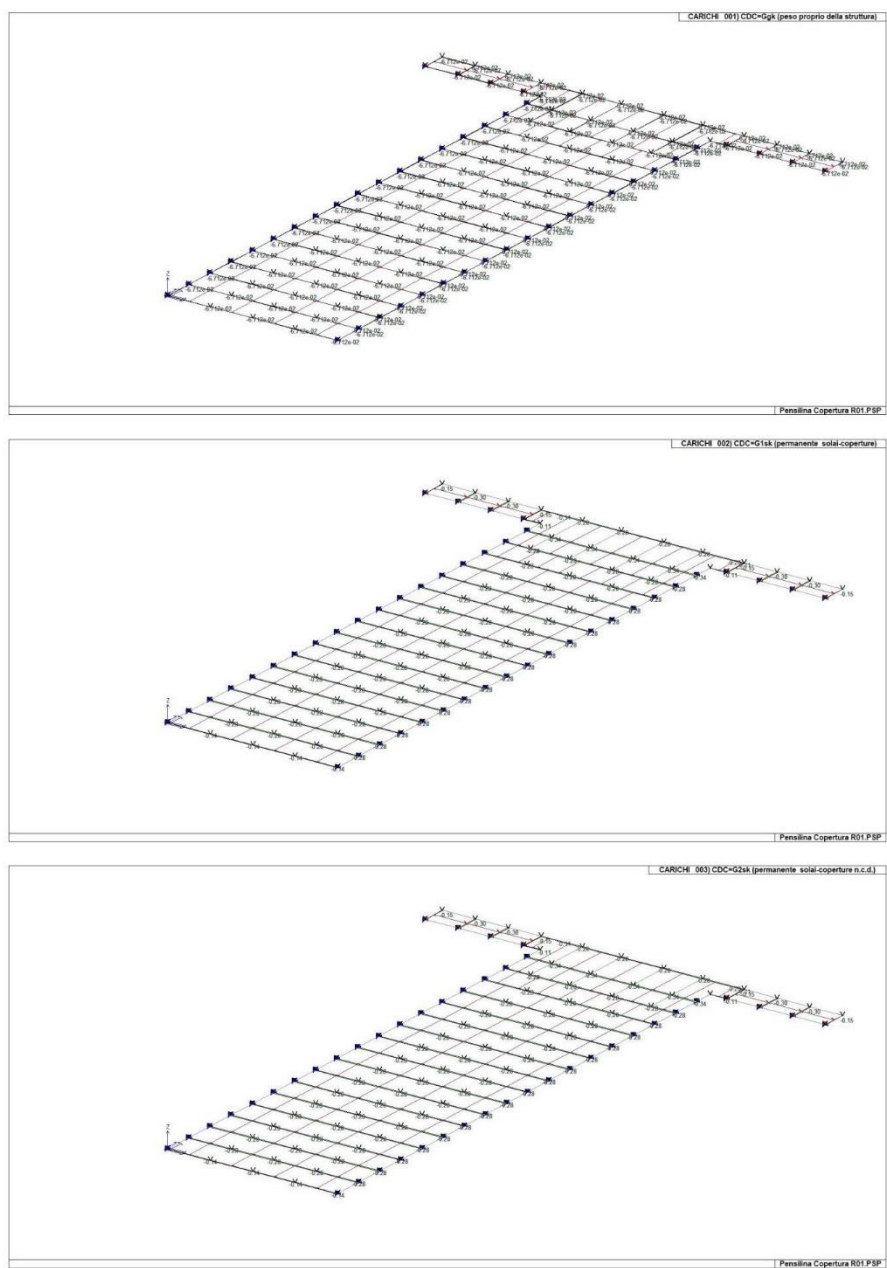
TABELLA_CASI_DI_CARICO

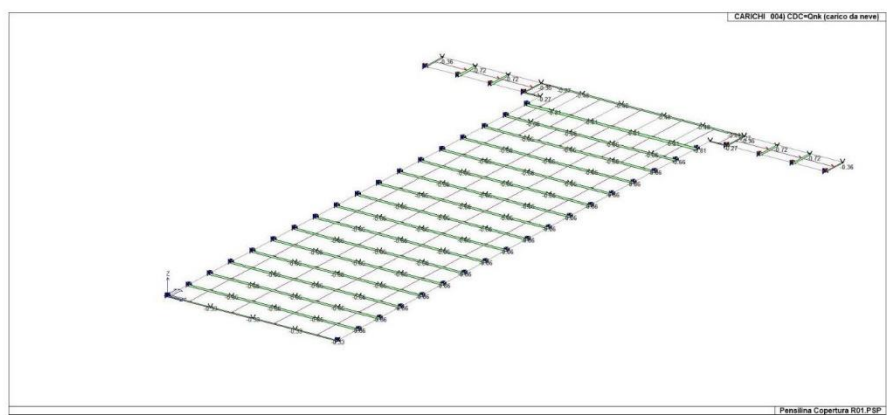
CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	

Legenda

Tipo CDC Indica il tipo di caso di carico







DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

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

$$\gamma G_1 + G_2 + \gamma P + \gamma Q_1 + \gamma Q_2 + \gamma Q_3 + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

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

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

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

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

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

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_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 ≤ 30 kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30 kN)	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 ≤ 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 γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non computamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI

TABELLA_COMBINAZIONI				
Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	4	Comb. SLU A1 4
SLE rara	5	Comb. SLE(rara) 5	6	Comb. SLE(rara) 6
SLE frequente	7	Comb. SLE(freq.) 7	8	Comb. SLE(freq.) 8

Legenda

Tipo CMB Indica la categoria di combinazione

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

[illegible]

[illegible][illegible]

SLU non sismici								
	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q	
Fattori di comb. A1 [STR]	1.3	1	1.5	0.8	1	1	1.5	
Fattori di comb. A2 [GEO]	1	1	1.3	0.8	1	1	1.3	
<input type="checkbox"/> SLU EQU	1.1	0.9	1.5	0.8	1	1	1.5	

SL per azioni sismiche								
g E	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q	
Fattori di comb. A1	1	1	1	1	1	1	1	
Fattori di comb. A2	1	1	1	1	1	1	1	
<input type="checkbox"/> Non applicare automatismo per il punto NTC 7.2.5 (amplificazione azioni elementi soprastanti le fondazioni)								

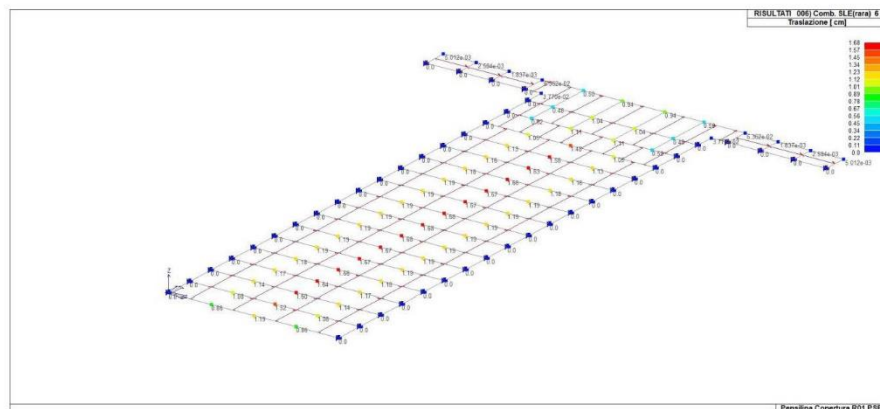
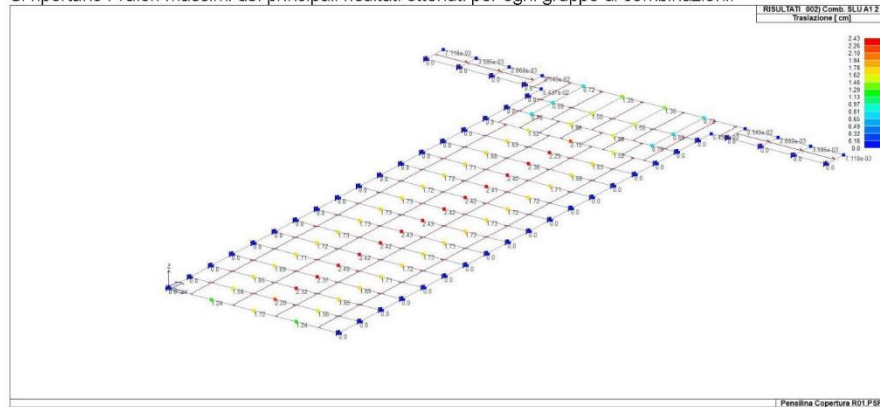
SLU per azioni eccezionali								
	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q	
Fattori di combinazione	1	1	1	1	1	1	1	

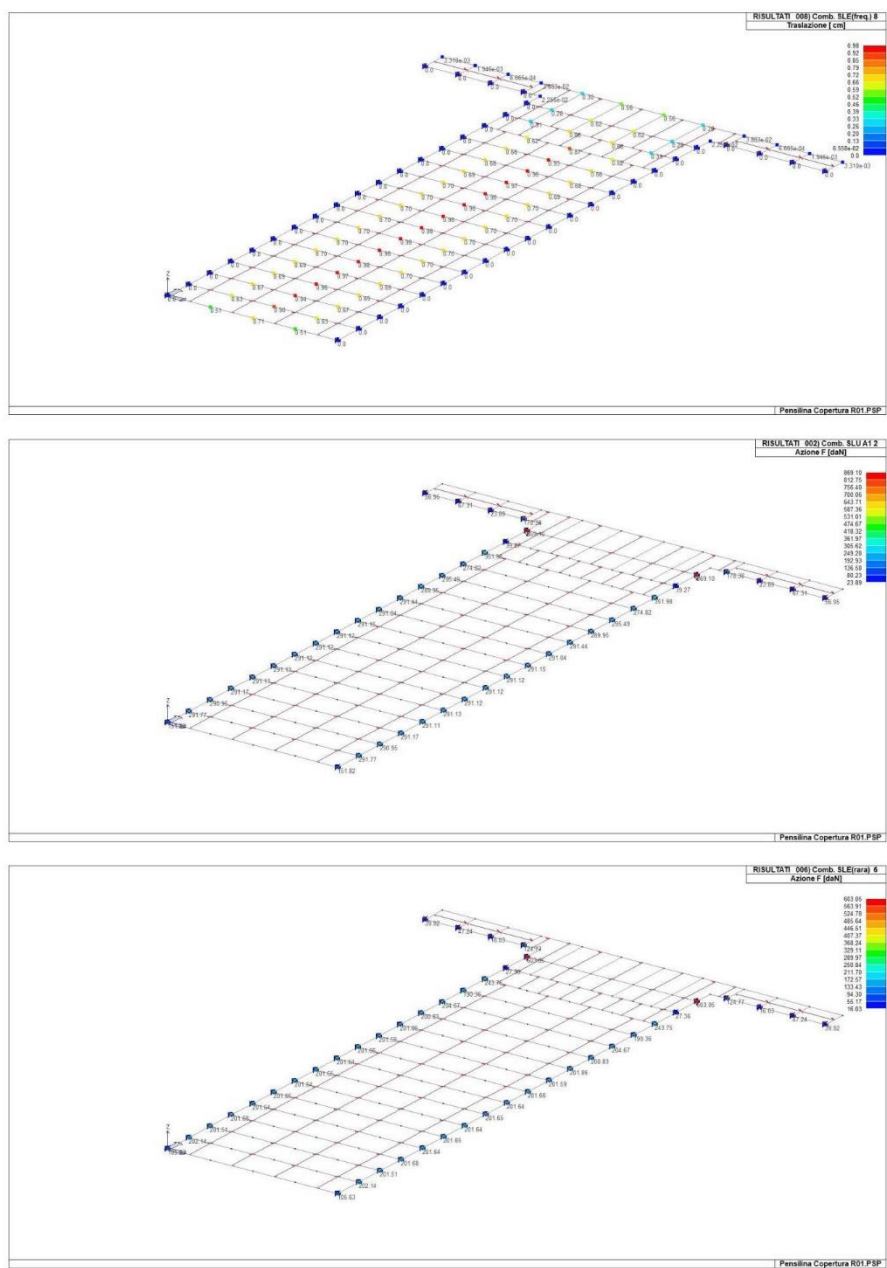
Nota importante: i valori max e min in tabella (riferiti ai cdc permanenti e precompressione) applicati con permutazione possono portare ad un numero di combinazioni particolarmente elevato.

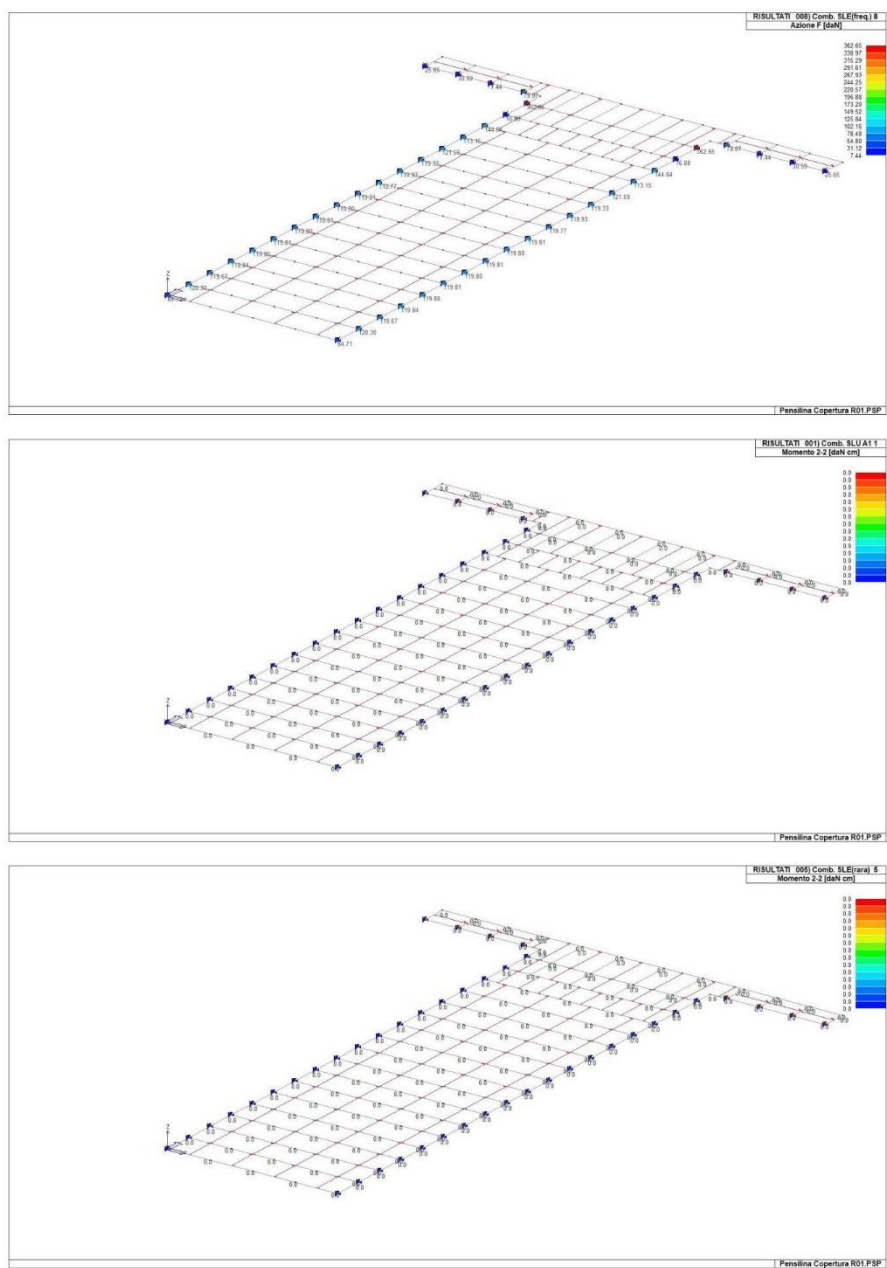
☐ Permuta valori g min e g max

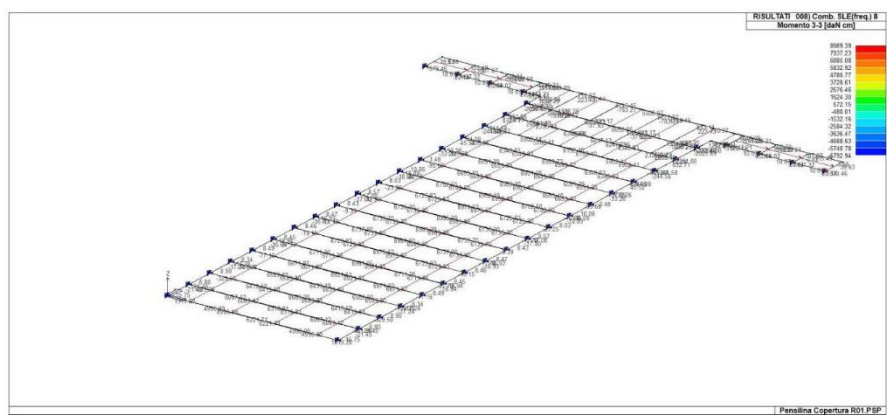
PRINCIPALI RISULTATI

Si riportano i valori massimi dei principali risultati ottenuti per ogni gruppo di combinazioni:









11.1.1 Sintesi delle verifiche di sicurezza

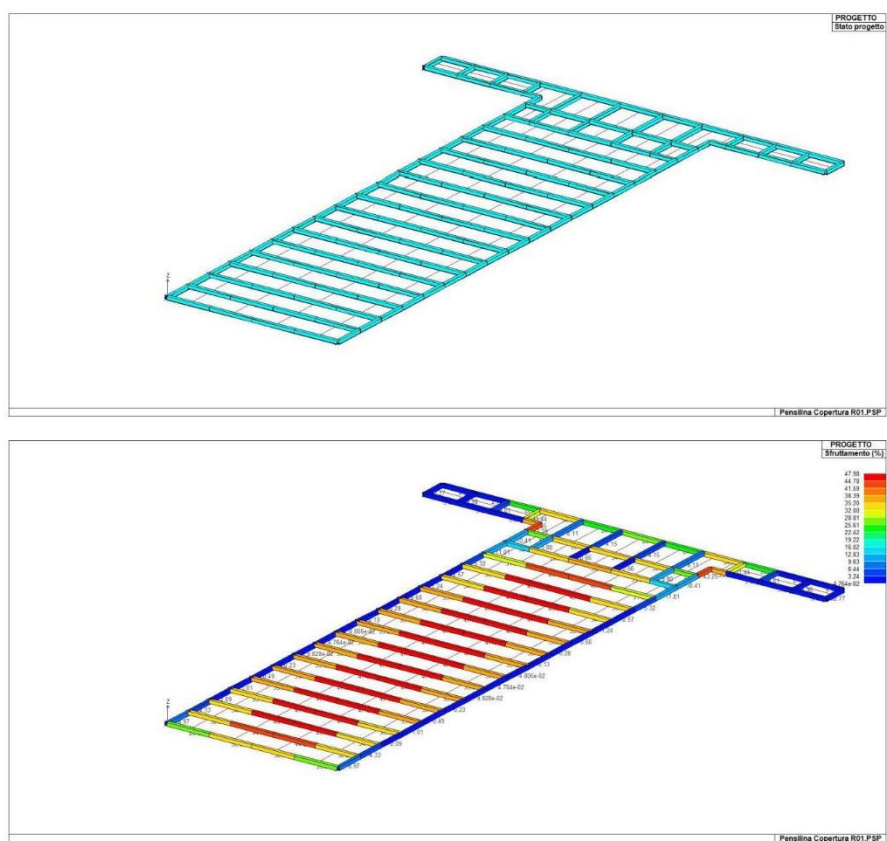
SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

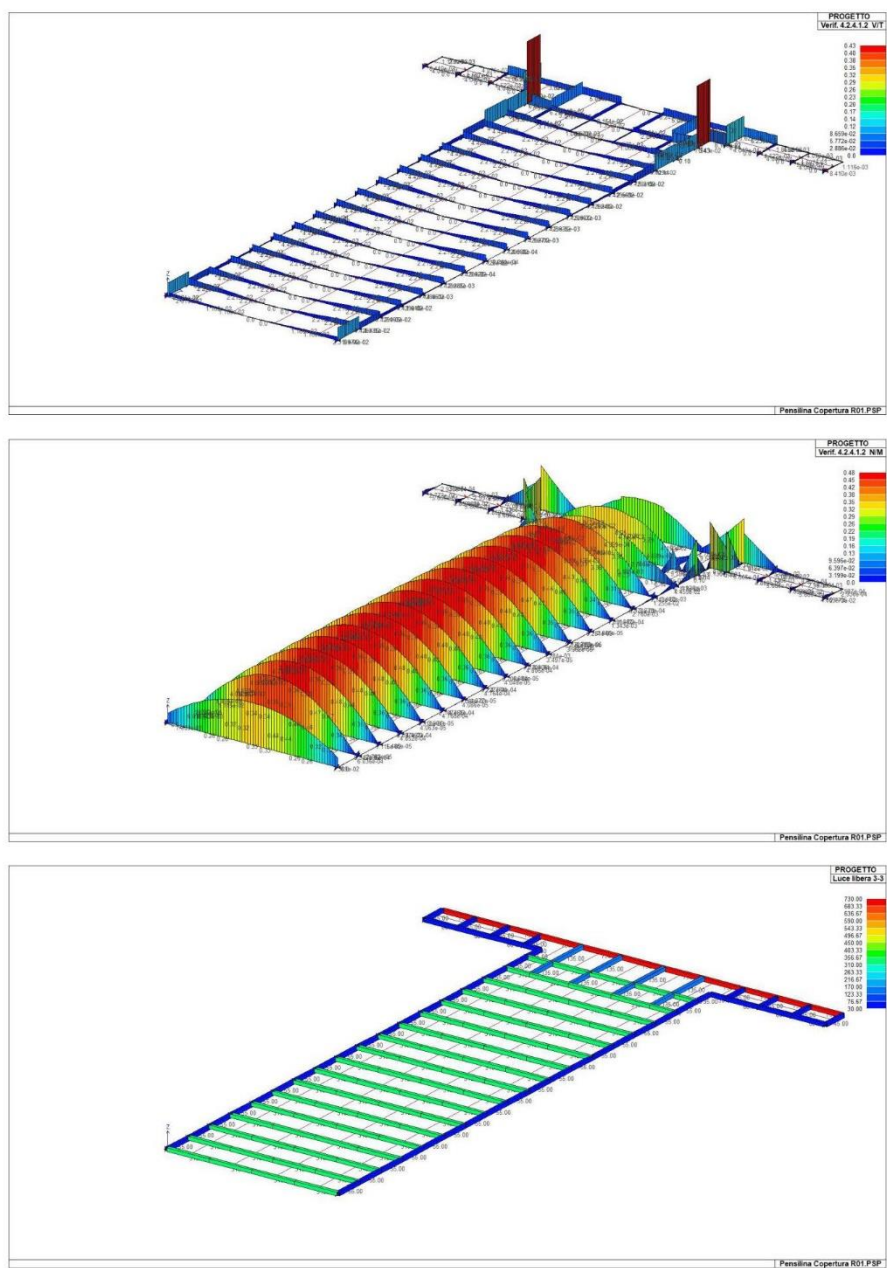
Si riportano a seguire i risultati della progettazione e delle verifiche effettuate.

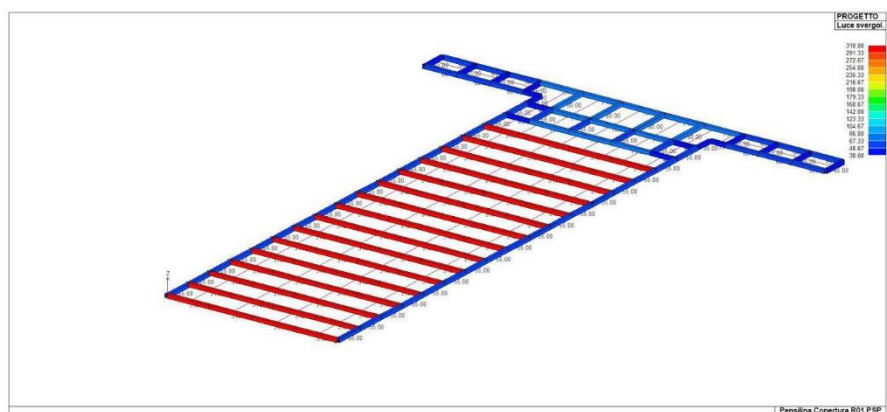
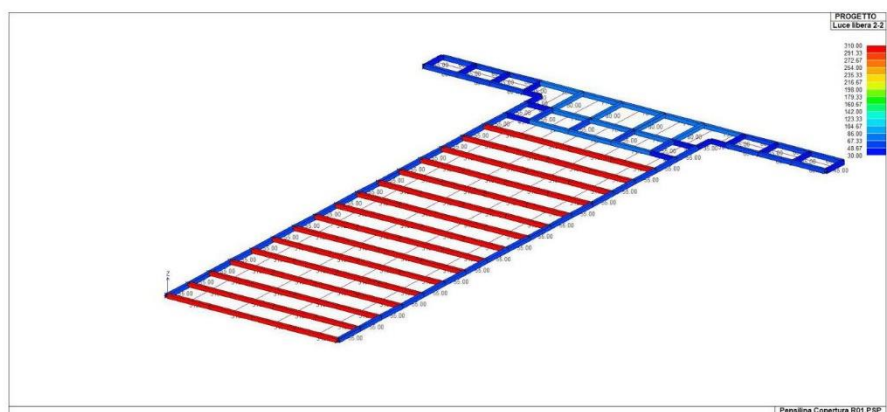
Gli stati di progetto *ciano* o *verde* indicano che le verifiche svolte sono interamente soddisfatte, gli stati di progetto *rossi*, al contrario, indicano che le verifiche non sono soddisfatte.

Laddove possibile le verifiche sono state normalizzate. Significa che se i valori indicati in mappa sono inferiori all'unità, la verifica può ritenersi soddisfatta.

Per tutte le altre verifiche i valori riportati vanno confrontati con i valori limite indicati da Normativa.





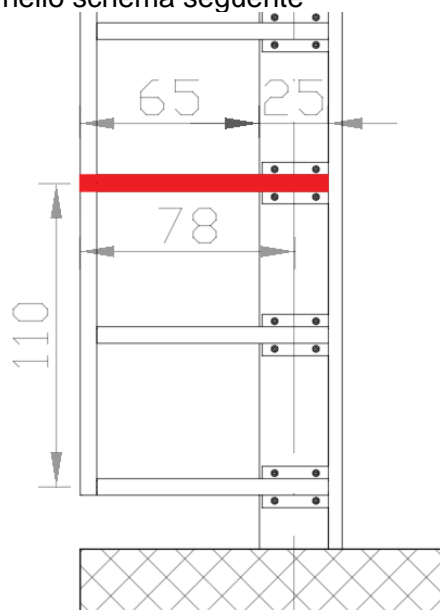


Elementi in acciaio		
Elementi in acciaio	Valore minimo	Valore massimo
Sfruttamento (%)	0.05	47.98
Verif. 4.2.4.1.2 V/T	0.0	0.43
Verif. 4.2.4.1.2 N/M	0.0	0.48
Luce libera 3-3	30.00	730.00
Luce libera 2-2	30.00	310.00
Luce svergol.	30.00	310.00

11.2 Ancoraggi baraccatura

Sulla struttura in c.a. in progetto è prevista l'installazione delle baraccature in acciaio tramite tassellatura. Si riporta una verifica eseguita per tasselli tipo HILTI.

La baraccatura è costituita da profilati in acciaio con sezione 60x40x4mm. Considerando la sezione a quota pari a +1,10 sulla quale è prevista la spinta su superfici verticali riportata nella tabella 3.1.11 delle NTC2018 si ottengono le sollecitazioni sotto riportate, considerando la geometria riportata nello schema seguente



La sollecitazione sul montante comporta un momento flettente (dovuto alla spinta orizzontale perpendicolare all'immagine sopra) in mezzzeria dei fissaggi, a favore di sicurezza, pari a

$$M_{sd} = 1,37 \text{ KNm}$$

E una sollecitazione di taglio orizzontale

$$V_{sd} = 3,51 \text{ KN (agente in orizzontale)}$$

Il profilo selezionato ha le seguenti caratteristiche

Geometria			
Altezza	h	60.0	mm
Larghezza	b	40.0	mm
Spessore	t	4.0	mm
Raggio dell'angolo esterno	r _o	8.0	mm
Raggio dell'angolo interno	r _i	4.0	mm
Altezza della porzione dritta dell'anima	d	44.0	mm
Area della sezione			
Area della sezione	A	6.95	cm ²
Flessione			
Area moment of inertia about y-axis	I _y	31.00	cm ⁴
Momento di inerzia intorno all'asse z	I _z	16.30	cm ⁴
Momento di inerzia polare	I _p	47.30	cm ⁴
Raggio di inerzia intorno all'asse y	i _y	21.1	mm
Raggio di inerzia intorno all'asse z	i _z	15.3	mm
Raggio di inerzia polare	i _p	26.1	mm
Momento statico massimo intorno all'asse y	max S _y	3.29	cm ³
Momento statico massimo intorno all'asse z	max S _z	2.47	cm ³
Modulo di resistenza elastico intorno all'asse y	W _y	10.30	cm ³
Modulo di resistenza elastico intorno all'asse z	W _z	8.14	cm ³

Il profilo è in acciaio S275JR al quale corrisponde un
M_{rd} = 2,12 KNm.

La sezione risulta verificata.

Considerando, a favore di sicurezza, di affidare il momento flettente alle sole saldature lungo i bordi più corti si ha che la sollecitazione sul cordone di saldatura è pari a (la piastra ha lunghezza pari a 0,24m)

$$1,37 \text{ KNm} / 0,24\text{m} = 5,70\text{KN}$$

Considerando uno sviluppo altezza di gola della saldatura, a favore di sicurezza, pari a 2,8mm si ha che lo sviluppo della saldatura necessario a resistere alla sollecitazione sopra riportata è pari a

$$5,70 \text{ KN} * 1000 / (233,7 \text{ N/mm}^2 * 2,8 \text{ mm}) = 8,70\text{mm}$$

I profili hanno sezione di 60mm in aderenza alla piastra e sono saldati lungo tutti i bordi. La verifica risulta quindi soddisfatta.

Si riporta il calcolo degli ancoraggi con le sollecitazioni sopra riportate



Hilti PROFIS Engineering 3.1.14

www.hilti.it

Impresa:	GP	Pagina:	1
Indirizzo:	Milano	Progettista:	Gabriele Porta
Telefono / Fax:		E-mail:	
Design:	CIVA - Piastre Ancoraggio Baraccatura	Data:	
Contratto N°:			

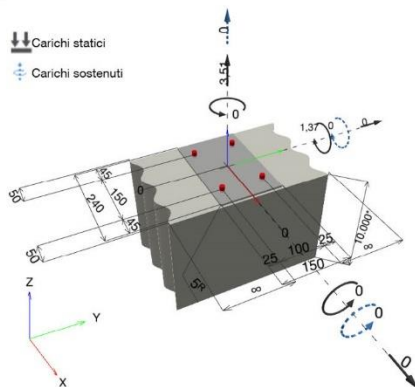
Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V4 + HAS-U 5.8 M12
Vita utile (durata in anni):	50
Codice articolo:	2223821 HAS-U 5.8 M12x110 (inserire) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (resina)
Specification text:	Hilti HAS-U 5.8 barra filettata with HIT-RE 500 V4 Resina ad iniezione with 70 mm embedment hef, M12, Acciaio zincato, Hammer drill bit installation per ETA 20/0541,
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef, opt} = 70,0 \text{ mm}$ ($h_{ef, limit} = 240,0 \text{ mm}$)
Materiale:	5.8
Certificazione No.:	ETA 20/0541
Emesso / Valido:	09/06/2023 -
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 5,0 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 240,0 \text{ mm} \times 150,0 \text{ mm} \times 5,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c, 0,9} = 30,00 \text{ N/mm}^2$, $h = 10.000,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C, fattore di sicurezza materiale parziale $\gamma_c = 1,500$
Installazione:	Hammer drilled hole, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Il cliente e/o l'utilizzatore finale è tenuto sempre a verificare la conformità dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità! Si applica sempre il paragrafo "Osservazioni: doveri di PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9434 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.1.14

www.hilti.it

Impresa:	GP	Pagina:	2
Indirizzo:	Milano	Progettista:	Gabriele Porta
Telefono / Fax:		E-mail:	
Design:	CIVA - Piastre Ancoraggio Baraccatura	Data:	
Contratto N°:			

1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = 3,510; V_x = 0,000; V_y = 0,000;$ $M_x = 0,000; M_y = 1,370; M_z = 0,000;$ $N_{SUS} = 0,000; M_{x,SUS} = 0,000; M_{y,SUS} = 0,000;$	no	no	68

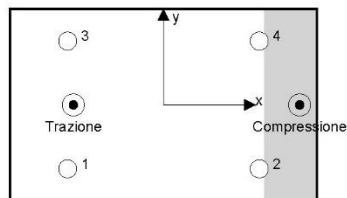
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	4,776	0,000	0,000	0,000
2	0,148	0,000	0,000	0,000
3	4,776	0,000	0,000	0,000
4	0,148	0,000	0,000	0,000

Max. concrete compressive strain: 0,07 [‰]
Max. concrete compressive stress: 2,10 [N/mm²]
Resulting tension force in (x/y)=(-70,5/0,0): 9,849 [kN]
Resulting compression force in (x/y)=(106,6/0,0): 6,339 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

Il cliente e/o l'utilizzatore finale è tenuto sempre a verificare la conformità dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità! Si applica sempre il paragrafo "Osservazioni: doveri di PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9434 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.1.14

www.hilti.it

Impresa:	GP	Pagina:	3
Indirizzo:	Milano	Progettista:	Gabriele Porta
Telefono / Fax:		E-mail:	
Design:	CIVA - Piastre Ancoraggio Baraccatura	Data:	
Contratto N°:			

3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	4,776	28,133	17	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	9,849	17,860	56	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	9,849	14,593	68	OK
Fessurazione**	9,553	28,340	34	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
42,200	1,500	28,133	4,776

Il cliente e/o l'utilizzatore finale è tenuto sempre a verificare la conformità dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità! Si applica sempre il paragrafo "Osservazioni: doveri di PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9434 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.1.14

www.hilti.it

Impresa:	GP	Pagina:	4
Indirizzo:	Milano	Progettista:	Gabriele Porta
Telefono / Fax:		E-mail:	
Design:	CIVA - Piastre Ancoraggio Baraccatura	Data:	
Contratto N°:			

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,Np} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus}^0 \cdot \tau_{Rk,c} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus}^0 = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus}^0 \cdot \tau_{Rk,c}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,c}}{\tau_{Rk,c}^0} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N} [\text{mm}^2]$	$A_{p,N}^0 [\text{mm}^2]$	$\tau_{Rk,ucr,20} [\text{N/mm}^2]$	$s_{cr,Np} [\text{mm}]$	$c_{cr,Np} [\text{mm}]$	$c_{min} [\text{mm}]$	$f_{c,oy} [\text{N/mm}^2]$
77.500	44.100	18,00	210,0	105,0	50,0	30,00
ψ_c	$\tau_{Rk,cr} [\text{N/mm}^2]$	k_3	$\tau_{Rk,c} [\text{N/mm}^2]$	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{s,Np}$	
1,041	11,46	7,700	9,36	1,000	1,000	
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
70,5	0,598	0,0	1,000	0,843	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0 [\text{kN}]$	$N_{Rk,p} [\text{kN}]$	γ_{Mp}	$N_{Rd,p} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$		
30.230	26.790	1,500	17.860	9.849		

ID gruppo ancoranti

1-4

Il cliente e/o l'utilizzatore finale è tenuto sempre a verificare la conformità dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità! Si applica sempre il paragrafo "Osservazioni: doveri di PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.1.14

www.hilti.it

Impresa:	GP	Pagina:	5
Indirizzo:	Milano	Progettista:	Gabriele Porta
Telefono / Fax:		E-mail:	
Design:	CIVA - Piastre Ancoraggio Baraccatura	Data:	
Contratto N°:			

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}^0}{A_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{MN} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_d^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{MN} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N} [\text{mm}^2]$	$A_{c,N}^0 [\text{mm}^2]$	$c_{cr,N} [\text{mm}]$	$s_{cr,N} [\text{mm}]$	$f_{ck} [\text{N/mm}^2]$		
77.500	44.100	105,0	210,0	30,00		
$e_{N,1} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{N,2} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$z [\text{mm}]$
70,5	0,598	0,0	1,000	0,843	1,000	177,1
ψ_{MN}	k_1	$N_{Rk,c}^0 [\text{kN}]$	γ_{Mc}	$N_{Rd,c} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$	
1,000	7,700	24,700	1,500	14,593	9,849	

ID gruppo ancoranti

1-4

Il cliente e/o l'utilizzatore finale è tenuto sempre a verificare la conformità dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità! Si applica sempre il paragrafo "Osservazioni: doveri del progettista".
PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.1.14

www.hilti.it

Impresa:	GP	Pagina:	6
Indirizzo:	Milano	Progettista:	Gabriele Porta
Telefono / Fax:		E-mail:	
Design:	CIVA - Piastre Ancoraggio Baraccatura	Data:	
Contratto N°:			

3.4 Fessurazione

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,N}^0}{A_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.23)}$$

$$N_{Rk,sp}^0 = \min(N_{Rk,D}^0, N_{Rk,C}^0) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,sp} \cdot s_{cr,sp} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N1}}{s_{cr,sp}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N2}}{s_{cr,sp}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq \max \left\{ 1; \left(\frac{h_d + 1,5 \cdot c_1}{h_{min}} \right)^{2/3} \right\} \leq 2,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.24)}$$

$A_{c,N} [\text{mm}^2]$	$A_{c,N}^0 [\text{mm}^2]$	$c_{cr,sp} [\text{mm}]$	$s_{cr,sp} [\text{mm}]$	$h_{min} [\text{mm}]$	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl} [\text{N/mm}^2]$
28.800	19.600	70,0	140,0	100,0	1,281	30,00
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0,0	1,000	0,0	1,000	0,914	1,000	7,700
$N_{Rk,sp}^0 [\text{kN}]$	γ_{Msp}	$N_{Rd,sp} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$			
24,700	1,500	28,340	9,553			

ID gruppo ancoranti

1, 3

Il cliente e/o l'utilizzatore finale è tenuto sempre a verificare la conformità dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità! Si applica sempre il paragrafo "Osservazioni: doveri di PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9434 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.1.14

www.hilti.it

Impresa:	GP	Pagina:	7
Indirizzo:	Milano	Progettista:	Gabriele Porta
Telefono / Fax:		E-mail:	
Design:	CIVA - Piastre Ancoraggio Baraccatura	Data:	
Contratto N°:			

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

When the input edge distance is set to "infinity", edge breakout verification is not performed in that direction

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	3,538 [kN]	δ_N	=	0,0670 [mm]
V_{Sk}	=	0,000 [kN]	δ_V	=	0,0000 [mm]
			δ_{NV}	=	0,0670 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	3,538 [kN]	δ_N	=	0,1877 [mm]
V_{Sk}	=	0,000 [kN]	δ_V	=	0,0000 [mm]
			δ_{NV}	=	0,1877 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- The equations presented in this report are based on metric units. When inputs are displayed in imperial units, the user should be aware that the equations remain in their metric format.
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria conformemente a EN 1992-A, allegato A!
- La progettazione è valida solamente se il foro passante non è più largo rispetto al valore riportato nella tabella 6.1 of EN 1992-4! Per diametri maggiori del foro passante vedere paragrafo 6.2.2 di EN 1992-4!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Per la determinazione del $\psi_{re,V}$ (rottura del bordo di calcestruzzo) è utilizzato il minimo copriferro definito nei parametri di calcolo come copriferro del rinforzo del bordo.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)
- L'adesione chimica caratteristica dipende dal periodo di ritorno (durata in anni): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

Il cliente e/o l'utilizzatore finale è tenuto sempre a verificare la conformità dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità! Si applica sempre il paragrafo "Osservazioni: doveri di PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9434 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.1.14

www.hilti.it

Impresa: GP
Indirizzo: Milano
Telefono / Fax: |
Design: CIVA - Piastre Ancoraggio Baraccatura
Contratto N°:

Pagina: 8
Progettista: Gabriele Porta
E-mail:
Data:

7 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: S 235; $E = 210.000,00 \text{ N/mm}^2$; $f_{yk} = 235,00 \text{ N/mm}^2$

Profilo: nessun profilo

Diametro del foro nella piastra: $d_f = 14,0 \text{ mm}$

Spessore della piastra (input): $5,0 \text{ mm}$

Spessore della piastra raccomandato: non calcolato

Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione

Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V4 + HAS-U 5.8 M12

Codice articolo: 2223821 HAS-U 5.8 M12x110 (inserire) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (resina)

Coppia di serraggio massima: 40 Nm

Diametro del foro nel materiale base: $14,0 \text{ mm}$

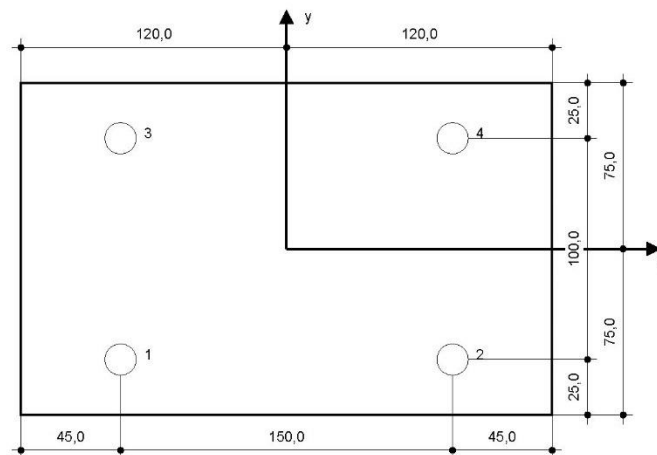
Profondità del foro nel materiale base: $70,0 \text{ mm}$

Spessore minimo del materiale base: $100,0 \text{ mm}$

Hilti HAS-U 5.8 barra filettata with HIT-RE 500 V4 Resina ad iniezione with 70 mm embedment hef, M12, Acciaio zincato, Hammer drill bit installation per ETA 20/0541

7.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none">• Idoneo per rotopercussione• Dimensione appropriata della punta del trapano	<ul style="list-style-type: none">• Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro.• Diametro appropriato dello scovolino	<ul style="list-style-type: none">• Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore• Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	c _x	c _x	c _y	c _y
1	-75,0	-50,0	50,0	200,0	-	-
2	75,0	-50,0	200,0	50,0	-	-
3	-75,0	50,0	50,0	200,0	-	-
4	75,0	50,0	200,0	50,0	-	-

Il cliente e/o l'utilizzatore finale è tenuto sempre a verificare la conformità dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità! Si applica sempre il paragrafo "Osservazioni: doveri di PROFIS Engineering" (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.1.14

www.hilti.it

Impresa:	GP	Pagina:	9
Indirizzo:	Milano	Progettista:	Gabriele Porta
Telefono / Fax:		E-mail:	
Design:	CIVA - Piastre Ancoraggio Baraccatura	Data:	
Contratto N°:			

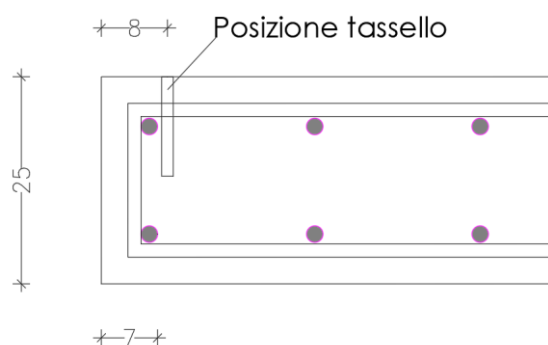
8 Osservazioni; doveri del cliente

- Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutti i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione.
- L'utente deve applicare tutti gli accorgimenti necessari e ragionevoli per prevenire o limitare i danni causati dal software. In particolare, l'utente deve organizzare un backup periodico dei programmi e dei dati e, se necessario, effettuare gli aggiornamenti del software offerti da Hilti in maniera regolare. Se non si utilizza la funzione di aggiornamento automatico del software, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione e quindi di mantenere aggiornato il Software effettuando aggiornamenti manuali dal sito web Hilti. Hilti non è responsabile per le conseguenze derivanti da una violazione colposa di responsabilità da parte dell'utente, come il recupero di dati o programmi persi o danneggiati.

Il cliente e/o l'utilizzatore finale è tenuto sempre a verificare la conformità dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità! Si applica sempre il paragrafo "Osservazioni; doveri del cliente".
PROFIS Engineering (c) 2003-2025 Hilti AG, FL-9434 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

12. ANCORAGGI PARAPETTI

Per la struttura è prevista la posa di parapetti in vetro a delimitazione di alcuni spazi al piano primo. Tali spazi sono classificati come aree equiparate agli uffici, non essendo presente nelle NTC2018 una categoria specifica per i cimiteri. In relazione alla tipologia di opera si considera un carico di 3,0 KN/m, applicato come previsto dalle NTC2018. I parapetti in vetro e i relativi profili di ancoraggio vengono forniti comprensivi di certificazioni di prova per i carichi previsti a progetto. L'ancoraggio dei profili avviene normalmente con barre filettate e resina chimica al solaio. Il solaio del piano primo è realizzato in calcestruzzo pieno con armature correnti incrociate. La distanza minima del tassello dal bordo del solaio per poter essere posizionato all'interno delle armature del solaio è pari a 80mm; si riporta uno schema grafico del bordo solaio.



I produttori dei parapetti in vetro e dei relativi profili di ancoraggio forniscono il calcolo e le verifiche dei diversi elementi in base alle esigenze di resistenza alla spinta. Si riporta uno stralcio tipo delle schede di installazione dei parapetti in cui vengono indicate le specifiche di installazione. Lo stralcio riportato è solo a titolo indicativo e non vincola in alcun modo la fornitura ma è solo un riferimento per la documentazione di fornitura che l'elemento assemblato in cantiere dovrà avere.

TABELLA TEST
FAMIGLIA NINFA6

LEGENDA:
Prove Pubb. per Italia UNI 11678
Con vetro indotto o coarimano
Vedi norma EN-UNI 13.200-3

		VETRO 6+6		VETRO 8+8	
		PVB/EVA*	SENTRYGLASS	PVB/EVA*	SENTRYGLASS
NINFA 50-N	LAB. TEST			-Cat. C2 H 600 mm	
NINFA 36	LAB. TEST		-Cat. C2 H 600 mm	-Cat. C3 H 600 mm	
	CALCOLO		-Cat. C2 H 600 mm	-Cat. C2 H 900 mm	
NINFA 106	LAB. TEST			-Cat. C2 H 1200 mm	
	CALCOLO			-Cat. C2 H 1000 mm	
NINFA 116	LAB. TEST			-Cat. C2 H 1300 mm	
	CALCOLO			-Cat. C2 H 1000 mm	
NINFA 6	LAB. TEST				
	CALCOLO				
NINFA 176	LAB. TEST			-Cat. C2 H 1000 mm	
	CALCOLO				
NINFA 186	LAB. TEST		-Cat. C2 H 1200 mm	-Cat. C2 H 1300 mm	
	CALCOLO		-Cat. C2 H 1300 mm		

VETRO 10+10		VETRO 12+12		FISSAGGIO		
PVB/EVA*	SENTRYGLASS	PVB/EVA*	SENTRYGLASS	BARRA	PASSO (mm)	NOTE
				M12x130mm Hilti zincato 5.8/8.8 o inox A4-70 con chivico HLT1 HY170 o RES500V4	200	Cla classe C25/30 Distanza bordo c/s 50 mm
				M10x130mm Hilti zincato 5.8/8.8 o inox A4-70 con chivico HLT1 HY170 o RES500V4	200	Cla classe C25/30 Distanza bordo c/s 50 mm Cla classe C40/50 spessore largo 200 mm
-Cat. C3 H 1100 mm				M12x140mm Hilti zincato 5.8/8.8 o inox A4-70 con chivico HLT1 HY170 o RES500V4	200	Cla classe C25/30 Distanza bordo c/s 50 mm
-Cat. C2 H 1400 mm						Cla classe C25/30 Distanza bordo c/s 110 mm
-Cat. C3 H 800 mm						
-Cat. C2 H 1200 mm						
-Cat. C3 H 1300 mm				M12x140mm Hilti zincato 5.8/8.8 o inox A4-70 con chivico HLT1 HY170 o RES500V4	300	Cla classe C25/30 Distanza bordo c/s 90 mm
-Cat. C2 H 1400 mm						
-Cat. C3 H 700 mm						
-Cat. C2 H 1200 mm						
-Cat. C3 H 1300 mm		-Cat. C3 H 1500 mm		M12x140mm Hilti zincato 5.8/8.8 o inox A4-70 con chivico HLT1 HY170 o RES500V4	200	Cla classe C25/30 Distanza bordo c/s 50 mm
-Cat. C2 H 1400 mm						Cla classe C25/30 Distanza bordo c/s 110 mm
-Cat. C2 H 1200 mm		-Cat. C3 H 1100 mm	-Cat. C3 H 1400 mm			
				M12x140mm Hilti zincato 5.8/8.8 o inox A4-70 con chivico HLT1 HY170 o RES500V4	200	Cla classe C25/30 Distanza bordo c/s 100 mm
-Cat. C3 H 1300 mm		-Cat. C3 H 1400 mm	-Cat. C3 H 1500 mm			
-Cat. C2 H 1400 mm				M12x140mm Hilti zincato 5.8/8.8 o inox A4-70 con chivico HLT1 HY170 o RES500V4	200	Cla classe C25/30 Distanza bordo c/s 100 mm
-Cat. C3 H 1000 mm			-Cat. C3 H 1300 mm			
-Cat. C2 H 1400 mm						

Figure 6 - Stralcio tabella "faraone" con indicate le specifiche di resistenza e fissaggio

13. PROGETTO DELLE FONDAZIONI

13.1 Verifiche lato strutture

13.1.1 Procedura verifica elementi D3

Il controllo dei risultati della progettazione e delle verifiche dei d3, sia orizzontali che verticali, viene eseguito dal software in base alle armature effettivamente disposte. Le verifiche vengono poi espresse tramite mappe cromatica.

Le verifiche sono normalizzate ad 1 quindi risultano verificate se < 1 .

Verifiche SLU

Verifica N/M: riporta il risultato della verifica a pressoflessione

Tensione da V3: riporta la mappa della tensione tangenziale. In ogni punto viene riportato il valore massimo della tensione derivante dalle azioni V13 e V23.

La tensione da V3 è calcolata a partire dall'Azione V (sollecitazione) che è espressa in daN/cm e nel caso di verifica agli SLU indica il taglio per unità di lunghezza divisa per l'altezza utile H_u . L'azione viene combinata nelle due direzioni.

Verifica V cls: riporta il valore della verifica a taglio lato calcestruzzo. La verifica è necessaria solo se tensione da V3 $> V_{Rd}$, viceversa questo risultato non è disponibile

Verifiche SLE

Tensioni calcestruzzo rare: formula 4.1.15 del D.M.2018. La verifica si intende soddisfatta se i valori in mappa sono < 1

Tensioni acciaio rare: formula 4.1.17 del D.M.2018. La verifica si intende soddisfatta se i valori in mappa sono < 1

13.1.2 Verifiche di sicurezza

Si riportano le verifiche riferite all'elemento D3 di fondazione

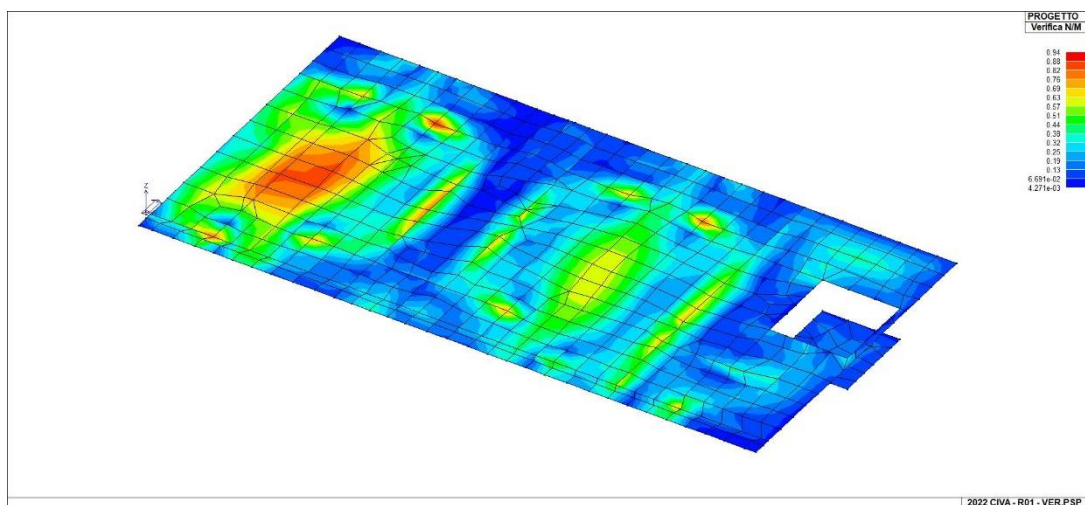


Figure 7 - Verifica N/M

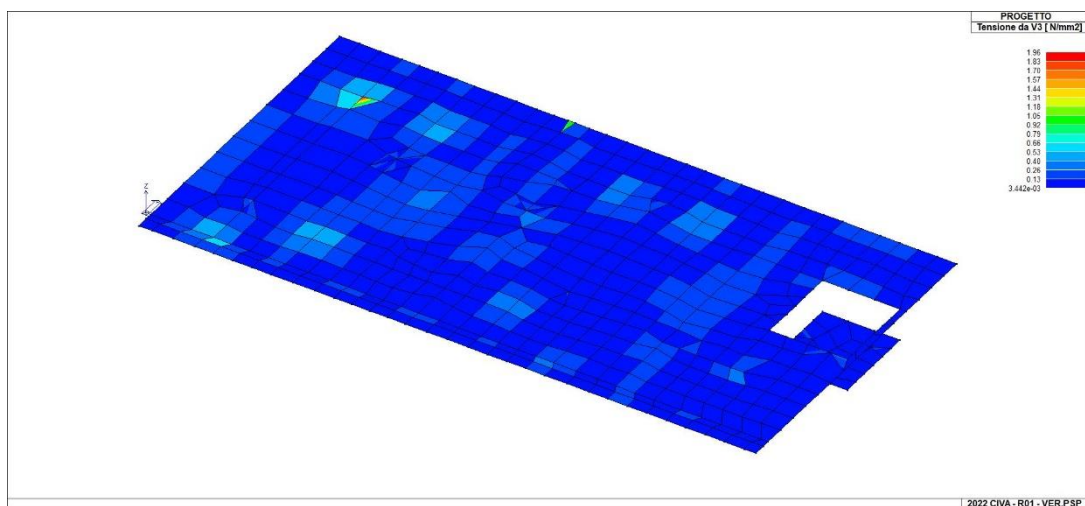


Figure 8 - Tensione da V3

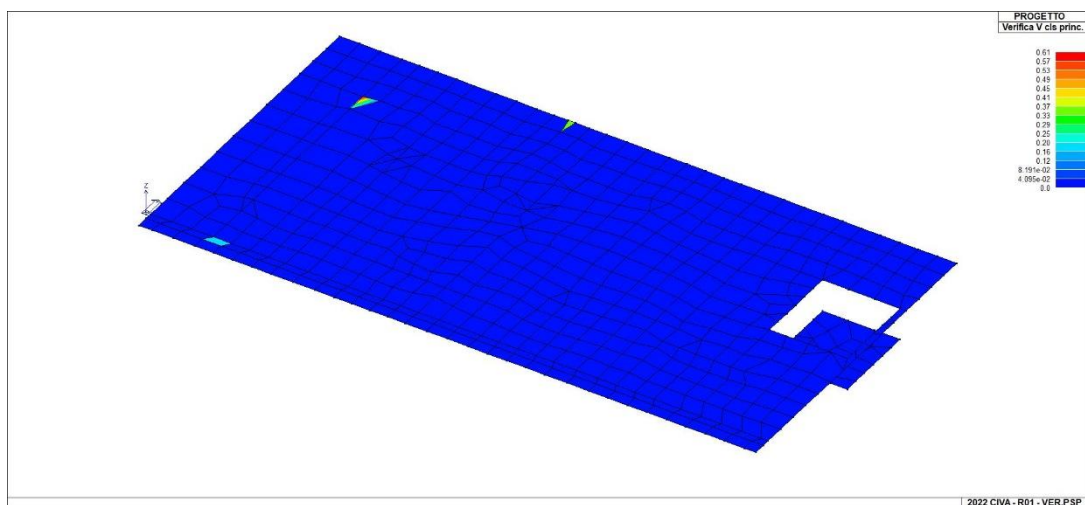


Figure 9 - Verifica Vcls principale

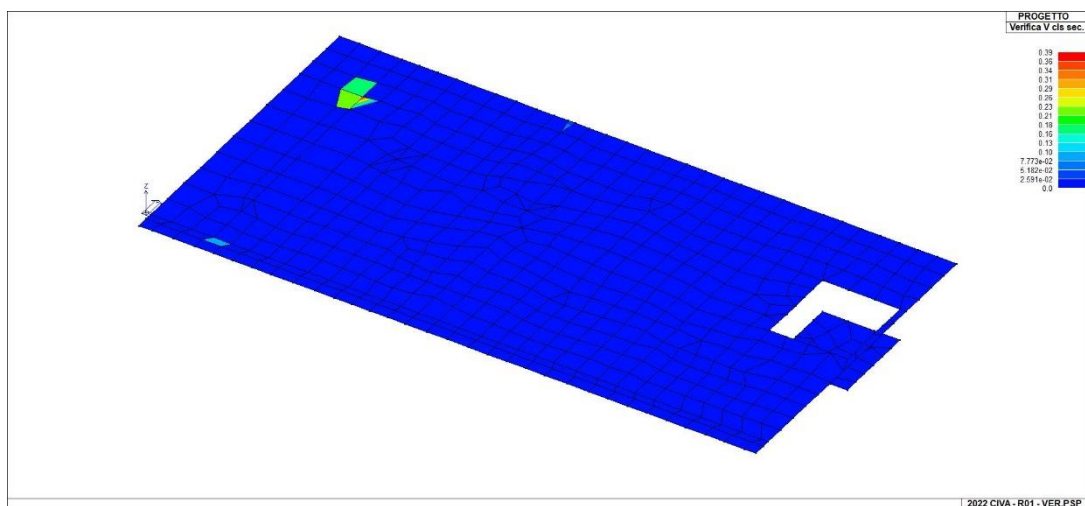


Figure 10 - Verifica Vcls secondaria

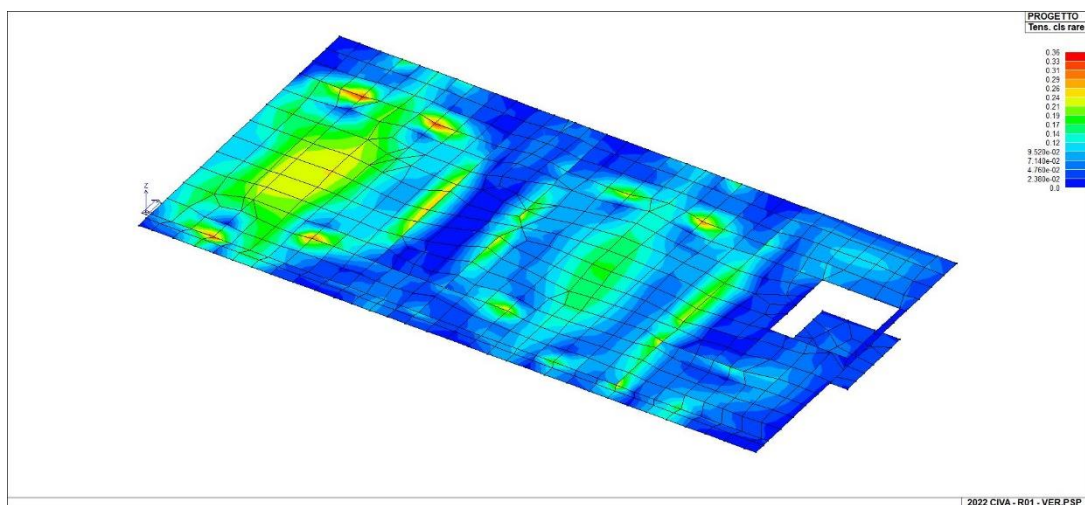


Figure 11 - Tensioni cls rare

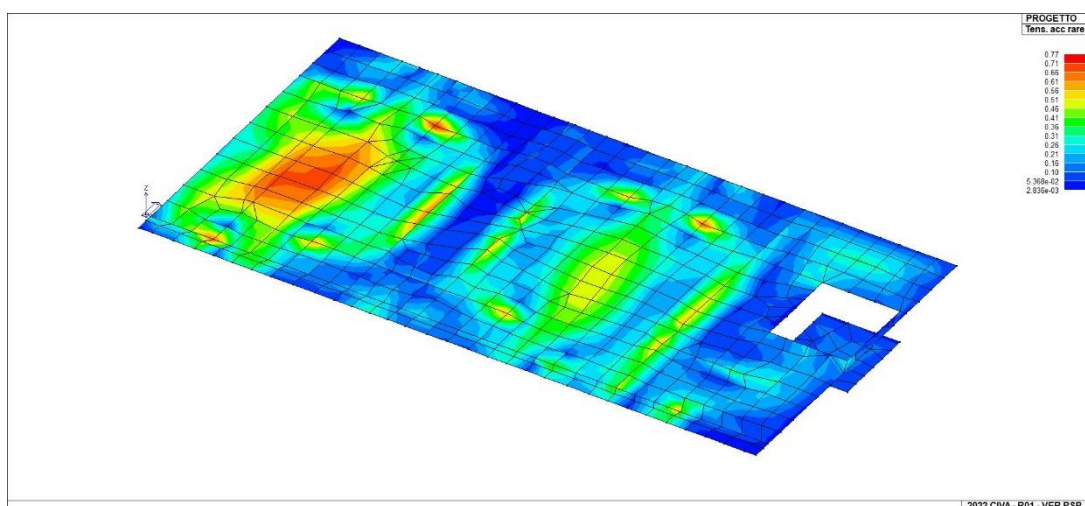


Figure 12 - Tensione Acciaio rare

13.2 Verifiche lato geotecnico

Il progetto delle opere di fondazioni è contenuto nella relazione di calcolo e nel fascicolo dei calcoli. Si riportano di seguito i risultati principali riferiti alle tensioni attese sul terreno di fondazione e sui cedimenti attesi.

Il piano di imposta delle fondazioni è previsto a quota -0.60m rispetto al p.c., collocandosi quindi sullo strato 2 individuato nella relazione geologica.

La modellazione delle fondazioni è eseguita come modello su suolo elastico alla Winkler con k_w impostato, a favore di sicurezza, con un

valore pari a 1,73 kg/cm³

Si riporta la massima tensione nel terreno sotto la platea allo SLU pari a -0,10 N/mm²

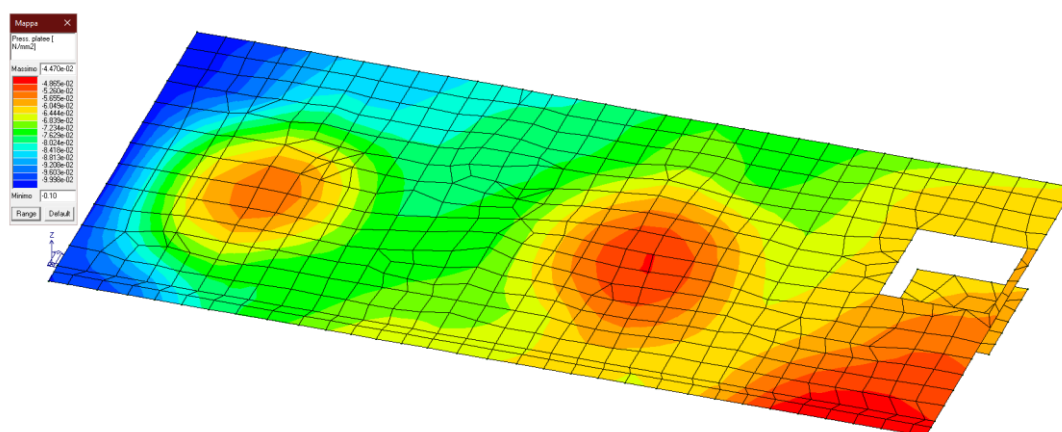


Figure 13 - massima tensione terreno SLU

La tensione è inferiore alla tensione da carico limite calcolata nella relazione geologica, di cui si riporta uno stralcio, per un fattore pari a

Fattore sicurezza = Carico limite / Valore sollecitante = 0,297 N/mm² / 0,1 N/mm² = 2,97 > 1 - Verificato

Carico limite verticale

Nome combinazi one	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)	
A1+M1+R3	TERZAGHI (1955)	6.83	2.97	2.13	3.21	Verificata	* Rottura generale; Ir=3039.4; Icrit=98.11	2.73	
SISMA	TERZAGHI (1955)	6.40	3.55	2.13	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=3039.4; Icrit=98.11	2.56	
S.L.E.	TERZAGHI (1955)	6.83	6.83	2.13	3.21	Verificata	* Rottura generale; Ir=3039.4; Icrit=98.11	2.73	
S.L.D.	TERZAGHI (1955)	6.83	6.83	2.13	3.21	Verificata	* Rottura generale; Ir=3039.4; Icrit=98.11	2.73	

Figure 14 - stralcio dalla relazione geotecnica

La massima tensione delle fondazioni in esercizio (SLE) è pari a 0,07 N/mm², inferiore a quella di accettabile di progetto riportata nella relazione geologica

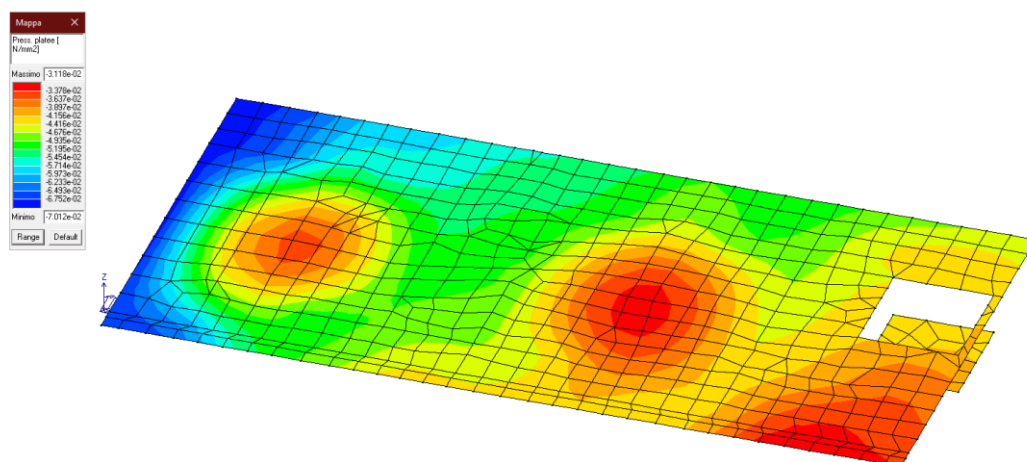


Figure 15 - massima tensione SLE