



AIPO

Agenzia Interregionale per il fiume Po



COMUNE DI STAGNO LOMBARDO
Provincia di Cremona

SETTORE POLITICHE ENERGETICHE PATRIMONIO AMBIENTE SERVIZI LAVORI PUBBLICI

Titolo del Progetto

**CR-E-815 Rifacimento chiavica del Fossadone sull'Argine Maestro sinistro del fiume Po
in Comune di Stagno Lombardo (CR) - Cod OPERA 936 - CUP B53H19000290002 - CIG 82186558A7**

Livello di progettazione

PROGETTO DEFINITIVO



©I.S.I. Ingegneria e Ambiente
Ing. Gian Lorenzo Bernini - Ing. Rosaria Ragazzini
Via Martiri della Liberazione, 36 - 43126 Vicofertile (PR)
cod.fisc. e P.I. 02577010347
Tel. 0521 941229 - info@isiingegneriaeambiente.it

Progettazione
Ing. Gian Lorenzo Bernini
Ing. Rosaria Ragazzini

Titolo

**Verifica della sicurezza e vulnerabilità sismica
del fabbricato di regolazione esistente**

Numero

2020-815-CR-STR5

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
02	28.08.2020	Aut. Paesaggistica	RR	RR	FA
03	23.12.2020	Progetto Definitivo	RR	RR	FA

Sommario

1	PREMESSA	3
2	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	4
2.1	Condizioni stratigrafiche	4
2.2	Condizioni topografiche	5
2.3	Localizzazione dell'intervento.....	5
2.4	Vita nominale	5
2.5	Classe d'uso	5
2.6	Periodo di riferimento per l'azione sismica	5
2.7	Definizione degli spettri elastici di risposta.....	6
3	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	7
3.1	Sintesi delle analisi storico critiche delle evoluzioni che hanno interessato la costruzione.....	7
3.2	Acquisizione del livello di conoscenza, del fattore di confidenza FC e delle proprietà dei materiali	7
3.3	Stima delle armature mediante redazione di progetto simulato	8
3.3.1.	<i>Tensioni negli elementi piastra (platea, pareti e impalcato)</i>	<i>8</i>
3.3.2.	<i>Armature negli elementi piastra (platea, pareti e impalcato)</i>	<i>9</i>
3.3.3.	<i>Tensioni negli elementi pilastri</i>	<i>12</i>
3.3.4.	<i>Armature negli elementi pilastri</i>	<i>13</i>
3.3.5.	<i>Tensioni negli elementi trave.....</i>	<i>14</i>
3.3.6.	<i>Armature negli elementi trave.....</i>	<i>16</i>
4	PROCESSO DI VERIFICA DELLA COSTRUZIONE ESISTENTE.....	17
4.1	Caratteri generali della modellazione.....	17
4.2	Quadro normativo di riferimento adottato.....	19
4.3	Azioni di progetto sulla costruzione	19
4.4	Modello numerico	20
4.5	Costante di Winkler.....	20
4.6	Modellazione delle azioni	21
4.7	Combinazioni e/o percorsi di carico	22
4.8	Normativa di riferimento	22
4.9	Materiali per strutture in c.a.	23
4.9.1.	<i>Legenda tabella dati materiali</i>	<i>23</i>
4.10	Modellazione f.e.m. della struttura - Nodi	24
4.11	Modellazione f.e.m. della struttura - Elementi Shell.....	25
4.12	Modellazione f.e.m. della struttura - Elementi Trave.....	26
4.13	Modellazione delle azioni	27
4.13.1.	<i>Solaio di copertura</i>	<i>30</i>
4.13.2.	<i>Calcolo delle azioni della neve e del vento.....</i>	<i>30</i>
4.13.3.	<i>Murature di tamponamento.....</i>	<i>31</i>
4.13.4.	<i>Carico di esercizio sull'impalcato (locali interni).....</i>	<i>31</i>
4.13.5.	<i>Carico permanente sull'impalcato (pesi portati)</i>	<i>31</i>
4.13.6.	<i>Spinta statica del terreno</i>	<i>31</i>
4.13.7.	<i>Spinta idrostatica su paratoie.....</i>	<i>31</i>
4.13.8.	<i>Sottospinta idrostatica.....</i>	<i>32</i>
4.13.9.	<i>Azioni sulle forometrie di impalcato locale paratoie.....</i>	<i>32</i>
4.13.10.	<i>Setti di ammorsamento nel rilevato arginale : Contributo in massa sismica</i>	<i>32</i>
4.13.11.	<i>Spinta sismica del terreno.....</i>	<i>32</i>
4.14	Schematizzazione dei casi di carico	42
4.15	Definizione delle combinazioni.....	43
4.16	Azione sismica.....	47
4.16.1.	<i>Fattore di comportamento.....</i>	<i>48</i>

4.17	Risultati delle analisi sismiche	48
4.18	Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative	53
4.18.1.	<i>Pilastrì in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Statiche</i>	53
4.18.2.	<i>Pilastrì in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Sismiche</i>	55
4.18.3.	<i>Travi in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Statiche</i>	58
4.18.4.	<i>Travi in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Sismiche</i>	59
4.18.5.	<i>Pareti in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Statiche</i>	62
4.18.6.	<i>Pareti in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Sismiche</i>	64
4.18.7.	<i>Piastre in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Statiche</i>	67
4.18.8.	<i>Piastre in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Sismiche</i>	68
4.19	Verifiche Statiche agli Stati Limite Ultimi	69
4.19.1.	<i>Pilastrì in cemento armato</i>	69
4.19.2.	<i>Travi in cemento armato</i>	70
4.19.3.	<i>Pareti in cemento armato – Verifiche a pressoflessione</i>	72
4.19.4.	<i>Pareti in cemento armato – Verifiche a taglio</i>	73
4.19.5.	<i>Platea in cemento armato</i>	74
4.19.6.	<i>Soletta impalcato in cemento armato</i>	75
4.20	Verifiche Sismiche agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita	77
4.20.1.	<i>Pilastrì in cemento armato – Azione Sismica all' 80%</i>	77
4.20.2.	<i>Travi in cemento armato – Azione Sismica all' 80%</i>	79
4.20.3.	<i>Travi in cemento armato – Azione Sismica al 60%</i>	80
4.20.4.	<i>Pareti in cemento armato – Azione Sismica al 60%</i>	82
4.20.5.	<i>Setti : Verifiche sezionali a presso flessione</i>	84
4.20.6.	<i>Setti : Verifiche sezionali a taglio</i>	85
4.20.7.	<i>Platea in cemento armato – Azione Sismica al 60%</i>	86
4.20.8.	<i>Soletta di impalcato in cemento armato – Azione Sismica al 60%</i>	87
4.21	Risultati verifiche geotecniche	89
4.21.1.	<i>Carico limite di fondazioni superficiali su terreni</i>	90
4.21.2.	<i>Modalità di verifica a rottura per scorrimento di fondazioni superficiali</i>	92
4.21.3.	<i>Archivio Stratigrafie</i>	92
4.21.4.	<i>Archivio Terreni</i>	92
4.21.5.	<i>Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali</i>	92
4.21.6.	<i>Verifiche geotecniche agli SLU – Condizioni Statiche</i>	92
4.21.7.	<i>Verifiche geotecniche agli SLV – Condizioni Sismiche</i>	95
5	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE SULLA CAPACITÀ DEL FABBRICATO E SUI LIVELLI DI SICUREZZA	97

1 PREMESSA

Il progetto di adeguamento e potenziamento della chiavica esistente di compartimentazione dell'attraversamento del cavo Fossadone con l'argine maestro di Po, comporta la verifica del manufatto esistente ospitante le attuali paratoie.

La presente relazione contiene pertanto le verifiche strutturali statiche e sismiche dell'edificio esistente con lo scopo di determinare il livello di sicurezza del medesimo.

Per la progettazione dei nuovi manufatti si rimanda alle dedicate relazioni.



Figura 1: Indicazione delle opere strutturali del complesso principale e manufatti accessori

Nel seguito della trattazione vengono pertanto affrontati in prima analisi gli aspetti generali legati all'inquadramento della risposta sismica del sito succeduti dalla descrizione del processo conoscitivo del fabbricato esistente.

Note le geometrie e inquadrate le caratteristiche dei materiali costruttivi, in virtù anche della totale assenza di documentazione progettuale originaria, si è proceduto con l'esecuzione di un "progetto simulato" con lo scopo di stimare i quantitativi di armature presenti negli elementi strutturali in calcestruzzo armato.

A seguito di tale procedura sono state prodotte le verifiche del fabbricato esistente alla luce degli attuali orientamenti normativi (NTC 2018) con l'obiettivo di determinare la capacità di risposta del medesimo sia in ambito statico che in caso di evento sismico quantificando pertanto i conseguenti livelli di sicurezza.

2 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica è stato fatto riferimento alla relazione geologica-sismica e geotecnica redatta dal Dott. Alberto Trivioli in cui sono contenute le valutazioni inerenti la classificazione sismica del sottosuolo e degli effetti di amplificazione con lo scopo di definire una appropriata Risposta Sismica Locale.

2.1 Condizioni stratigrafiche

Dalle elaborazioni e dalle risultanze delle indagini sismiche il Geologo ha individuato valori di velocità $V_{s,eq}$ pari a circa 198 e 201 m/s. Secondo le NTC2018 per valutare l'effetto della risposta sismica locale si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo classificate all'interno della Tab. 3.2.II del D.M. 17/01/2018 (NTC2018).

I valori di $V_{s,eq}$ ricavati inquadrano il sottosuolo nella categoria C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento della proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

L'approfondimento delle analisi al 2° livello, contenuto sempre all'interno della relazione geologica, ha permesso di fornire una stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di amplificazione (F_a).

Il valore di F_a si riferisce agli intervalli di periodo tra 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s: i due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il valore di F_a sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio regionale; in particolare l'intervallo tra 0.1-0.5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0.5-1.5 s si riferisce a strutture più alte e più flessibili.

Nel caso in esame sono stati ottenuti i seguenti valori di F_a per i due periodi tipici.

	F_a	F_a
Periodo	0,1-0,5 s	0,5-1,5 s
Fattore calcolato	1,15	1,98

Figura 2: Valori di amplificazione F_a

Il parametro di F_a calcolato per ciascun comune della Regione Lombardia rappresenta il valore di soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.

COMUNE	Periodo	Valori soglia			
		B	C	D	E
STAGNO LOMBARDO	0.1 - 0.5s	1,4	1,8	2,1	1,9
STAGNO LOMBARDO	0.5 - 1.5s	1,7	2,4	4,0	3,0

Figura 3: Valori di amplificazione F_a soglia calcolati dalla Regione Lombardia per il Comune di Stagno Lombardo

Considerando che per l'area in oggetto la categoria di suolo è la C, ne deriva che il valore di $F_{a0,1-0,5}$ calcolato è risultato pari a 1,15 ed è inferiore valore di Soglia 0,1-0,5 pari a 1,8 determinato dalla Regione Lombardia; anche il valore di $F_{a0,5-1,5}$, che è risultato pari a 1,98, è inferiore al valore di Soglia 0,5-1,5 pari a 2,4.

Tipo di Suolo "C"	F_a	F_a
Periodo	0,1-0,5 s	0,5-1,5 s
Fattore calcolato	1,15	1,98
Fattore soglia comunale	1,8	2,4

Figura 4: Confronto tra i valori di F_a calcolati ed i valori soglia

Considerato che i valori di F_a calcolati nel sito in esame risultano essere sempre inferiori ai valori soglia è possibile utilizzare l'approccio semplificato e lo spettro di norma caratteristico della categoria C.

2.2 Condizioni topografiche

Dal punto di vista topografico al sito di intervento è assegnabile la Categoria T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ " (Tab. 3.2.III NTC2018).

2.3 Localizzazione dell'intervento

Località:	STAGNO LOMBARDO
Comune:	STAGNO LOMBARDO
Provincia:	CREMONA
Regione:	LOMBARDIA
Zona sismica	= 3
Coordinate GPS:	
Latitudine:	45,0554
Longitudine:	10,0630

2.4 Vita nominale

La vita nominale V_N , assunta alla base del progetto, è quella relativa alle costruzioni di Tipo 2, "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari" :

Vita Nominale $V_N \geq 50$ anni

2.5 Classe d'uso

Alla costruzione è stata assegnata la seguente classe d'uso:

Classe II, "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali...". (Par. 2.4.2 NTC2018)

Di concerto con la committenza si è optato di **declassare la struttura esistente rispetto ai manufatti di nuova realizzazione i quali vengono progettati considerando una classe d'uso IV**. "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti...". (Par. 2.4.2 NTC2018).

2.6 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento V_R si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Per le strutture in Classe d'uso II si ha $C_U = 1,0$ (Tab. 2.4.II NTC2018). Il conseguente periodo di riferimento per l'azione sismica V_R risulta:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Nelle figure seguenti vengono riportati i dati sismici del sito e gli spettri elastici di risposta che vengono considerati nella definizione dell'azione sismica da contemplare nella verifica delle strutture esistenti appartenenti alla Chiavica Fossadone.

2.7 Definizione degli spettri elastici di risposta

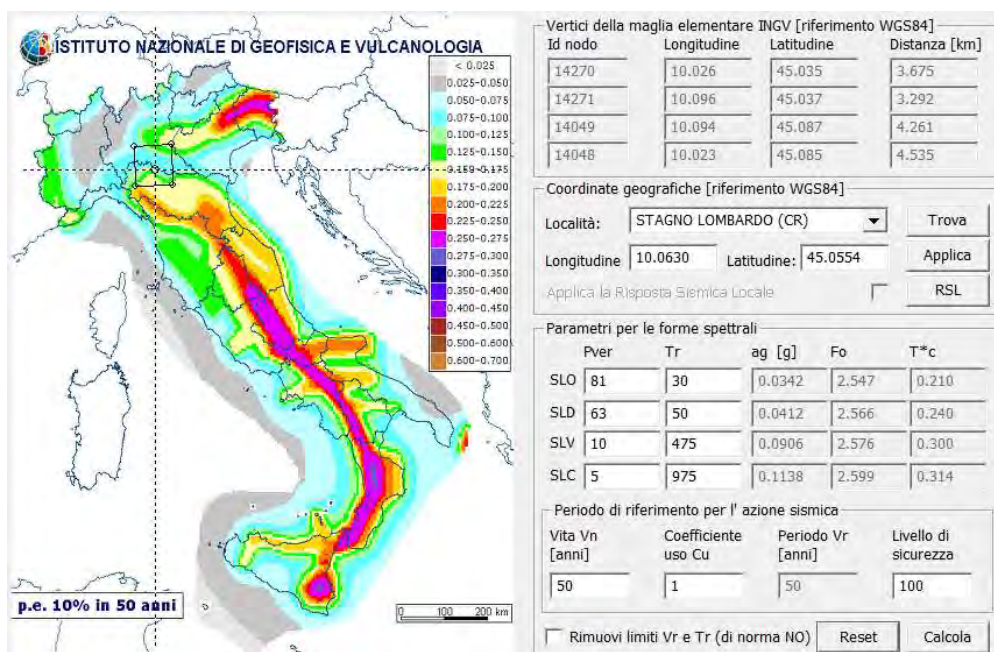


Figura 5: Coordinate geografiche e parametri di riferimento per l'azione sismica

Parametri e fattori spettrali							
S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.034	1.500	2.547	0.636	0.123	0.369	1.737
SLD	0.041	1.500	2.566	0.703	0.135	0.404	1.765
SLV	0.091	1.500	2.576	1.047	0.156	0.469	1.962
SLC	0.114	1.500	2.599	1.184	0.161	0.483	2.055
Verticale per tutti:		1.000			0.050	0.150	1.000

Figura 6: Parametri e fattori spettrali

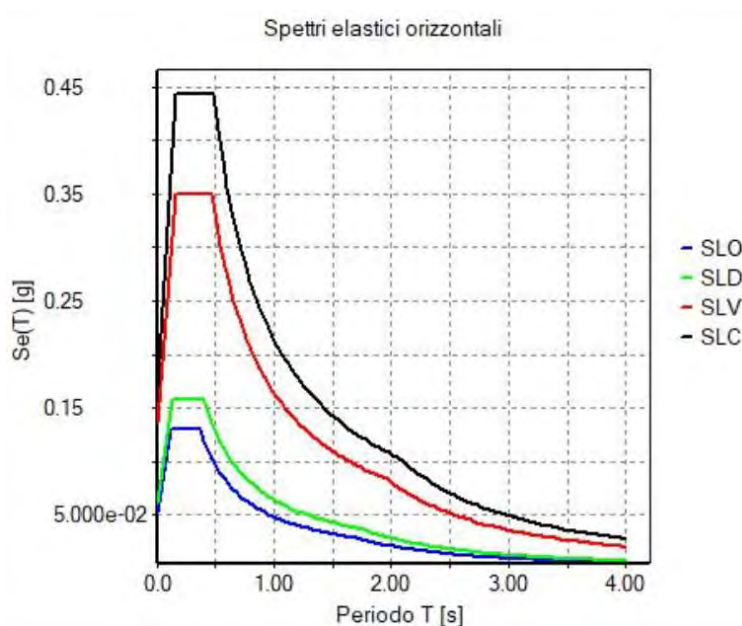


Figura 7: Spettri di risposta elastici SLO, SLD, SLV, SLC

3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'edificio esistente, che ospita l'alloggiamento di numero tre paratoie, è impostato su fondazione a platea in cemento armato, con spessore stimato pari a circa 120 cm, da cui si elevano quattro setti verticali di spessore pari a 58 cm ciascuno. L'estradosso della platea è posto alla quota +31.20 m.s.l.m..

L'altezza dei setti è compresa tra le quote di 31.20 e di 37.68 m s.l.m. quest'ultima coincidente con l'estradosso dell'impalcato formato da una soletta in cemento armato di spessore pari a 40 cm. L'orizzontamento concretizza di fatto il piano di manovra delle attuali paratoie. Sull'impronta dei setti sottostanti si eleva il fabbricato di alloggiamento delle paratoie costituito da un telaio in cemento armato composto da otto pilastri e orditure di travi perimetrali poste a due differenti livelli altimetrici. La copertura risulta essere costituita da una struttura in laterocemento.

Le specchiature perimetrali del telaio sono completate da tamponamenti costituiti in parte da laterizio pieno ed in parte da laterizio forato. Il manufatto in elevazione raggiunge una quota massima pari a +45.08 m.

In sede di analisi non si è tenuto in alcun conto della presenza di eventuali diaframature strutturali sia ad intradosso platea che ad immersione spondale, ritenendo, a favore di sicurezza, i nodi di connessione tra strutture profonde e strutture superficiali, compromessi.

3.1 Sintesi delle analisi storico critiche delle evoluzioni che hanno interessato la costruzione

L'analisi storico critica del fabbricato, nella totale assenza di elaborati progettuali del manufatto esistente, ha tenuto conto:

- Del rilievo geometrico strutturale
- Delle tecnologie costruttive applicate durante il periodo di costruzione del manufatto
- Delle indagini sui materiali effettuate sia in sede di progettazione preliminare che definitiva (per dettagli di rimanda all'elaborato progettuale 2020-815-CR-GEO3: Caratterizzazione dei materiali delle strutture esistenti).

Le verifiche statiche e sismiche sono quindi state condotte sulla base di un progetto simulato delle armature, considerando un approccio alle tensioni ammissibili. In sede di elaborazione progettuale esecutiva verranno quindi attivate ulteriori indagini di verifica delle assunzioni progettuali ricavate dalla modellazione simulata, a conforto dei risultati prestazionali di analisi ricavati per le combinazioni statiche e dinamiche.

3.2 Acquisizione del livello di conoscenza, del fattore di confidenza FC e delle proprietà dei materiali

Il processo conoscitivo dell'opera ha avuto origine con il rilievo delle geometrie esterne e dei dettagli effettivamente raggiungibili e identificabili. Le geometrie degli elementi principali sono state descritte nella maniera più completa possibile permettendo la realizzazione di un modello di calcolo affidabile.

Il rilievo geometrico ha consentito l'identificazione dell'organizzazione strutturale dell'opera, l'individuazione della posizione di pareti, pilastri e setti oltreché degli impalcati di fondazione e di piano.

È stato inoltre possibile rilevare la tipologia e le dimensioni degli elementi non strutturali quali i tamponamenti e le paratoie predisposte per la regolazione dei flussi d'acqua. Essendo nota la sostanziale geometria della struttura è stato possibile stimare la quantità e la disposizione dei ferri di armatura mediante l'esecuzione di un progetto simulato con le normative vigenti al momento della costruzione basate sul metodo delle tensioni ammissibili.

Secondo quanto possibile appurare e determinare in fase di rilievo e di indagini preliminari si ritiene conseguito un livello di conoscenza limitato così come di seguito riportato:

Livello di conoscenza LC1

Fattore di confidenza FC = 1,35

Alla struttura esistente è stato assegnato un calcestruzzo C25/30 (Rcm 300 daN/cm²). Alle strutture sostanzialmente interrato, alle pareti e alla soletta di impalcato è stato assegnato un copriferro di 30 mm; per le strutture in elevazione quali pilastri e travi sono stati considerati copriferri di 20 mm.

Per quanto concerne l'acciaio per cemento armato è stata considerata una tipologia FeB32 cui corrisponde un valore medio di snervamento pari a: $f_{ym} = 3200 \text{ kg/cm}^2$

3.3 Stima delle armature mediante redazione di progetto simulato

Per individuare le armature contenute negli elementi principali si è ritenuto opportuno ricorrere al progetto simulato dell'opera adottando i metodi vigenti all'epoca della progettazione originaria.

Nello specifico, in funzione della tipologia edificatoria e della datazione di costruzione, vengono considerati un calcestruzzo di resistenza caratteristica $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$ e un acciaio per armatura tipo FeB32.

Il dimensionamento viene svolto con il metodo delle tensioni ammissibili considerando pertanto per i materiali le seguenti caratteristiche:

- $\sigma_{adm} \text{ cls} = 97,5 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_{adm} \text{ acciaio} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

In virtù della localizzazione del sito, non classificato sismico alla data di edificazione, **il progetto simulato è stato condotto in condizione prettamente statica**. Lo scopo principale di tale procedura è quello di estrapolare armature in grado di soddisfare i requisiti statici richiesti dalle normative vigenti all'epoca. Nel seguito si riportano le risultanze in termini di tensioni ammissibili e di quantitativi di armatura contenuti negli elementi portanti che verranno assegnati alle strutture in sede di valutazione della sicurezza.

3.3.1. Tensioni negli elementi piastra (platea, pareti e impalcato)

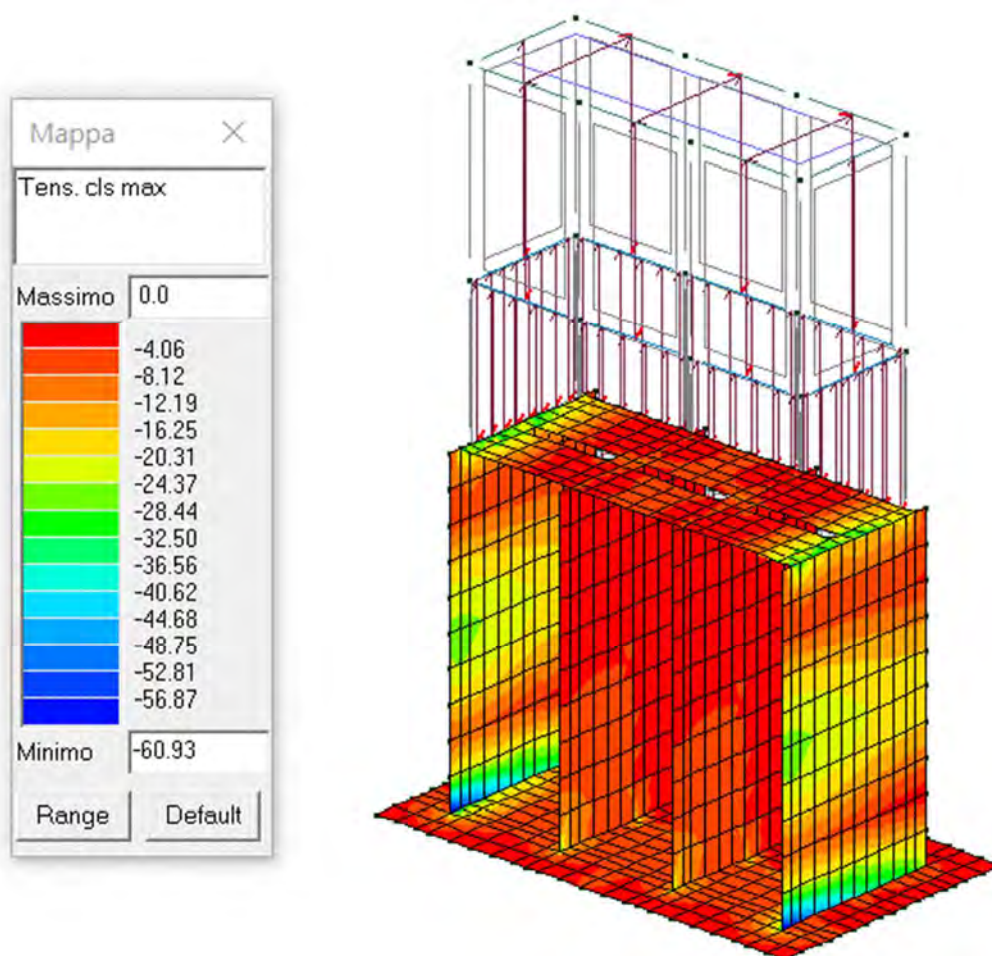


Figura 8: Tensione massima nel calcestruzzo

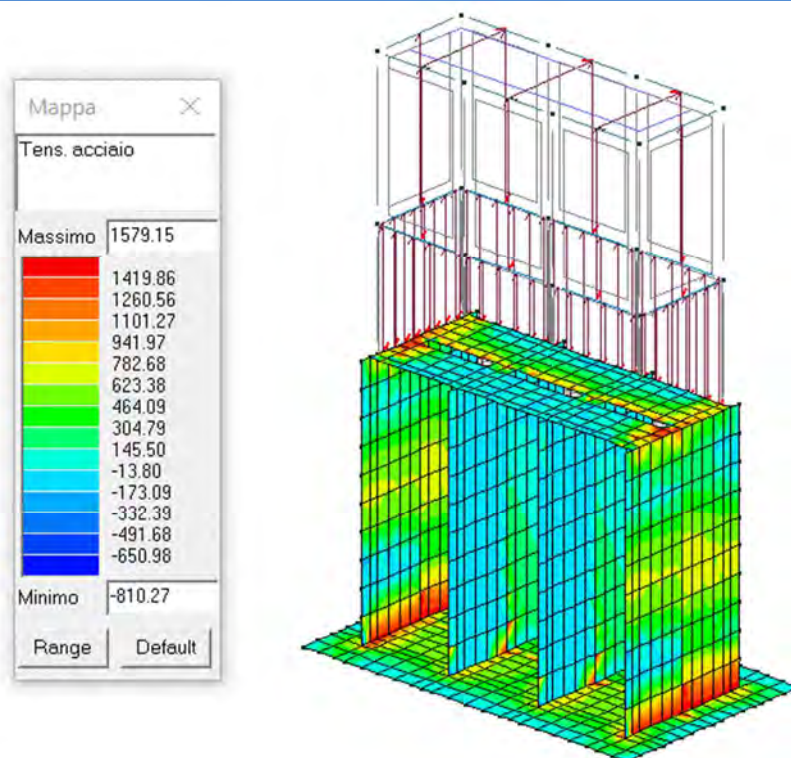


Figura 9: Tensione massima nell'acciaio

3.3.2. Armature negli elementi piastra (platea, pareti e impalcato)

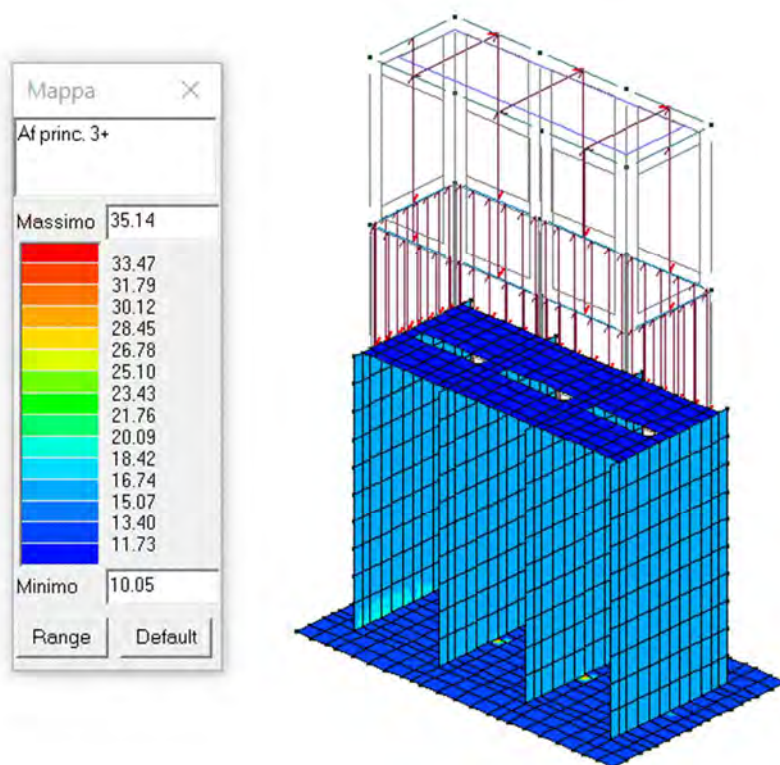


Figura 10: Armatura principale lato +

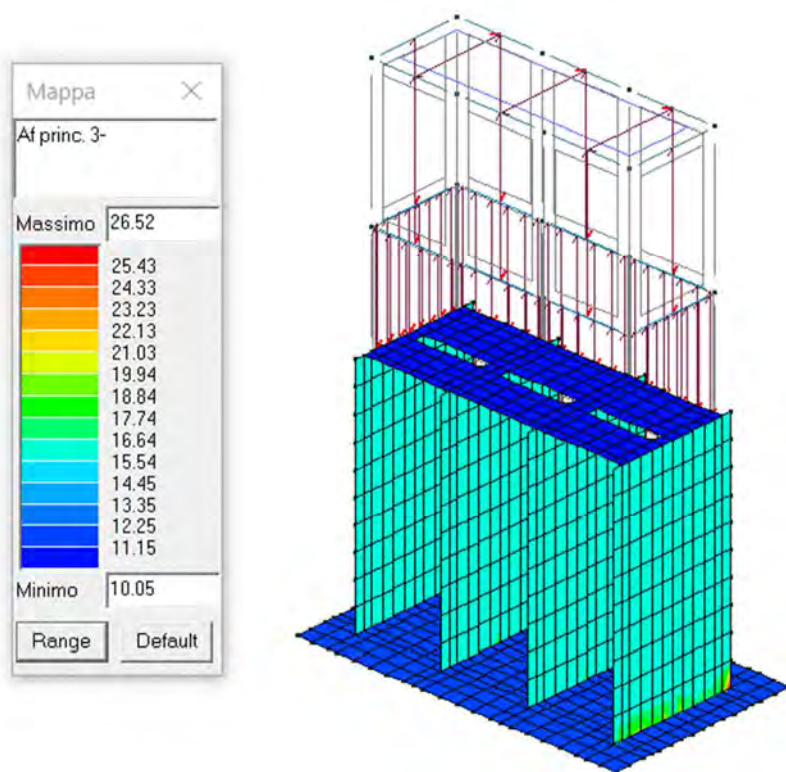


Figura 11: Armatura principale lato -

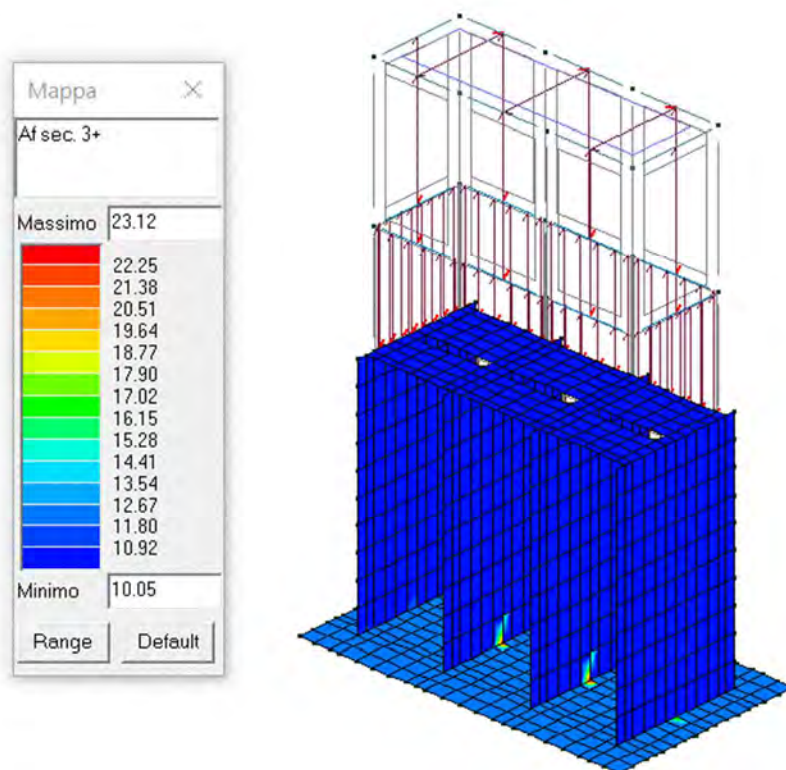


Figura 12: Armatura secondaria lato +

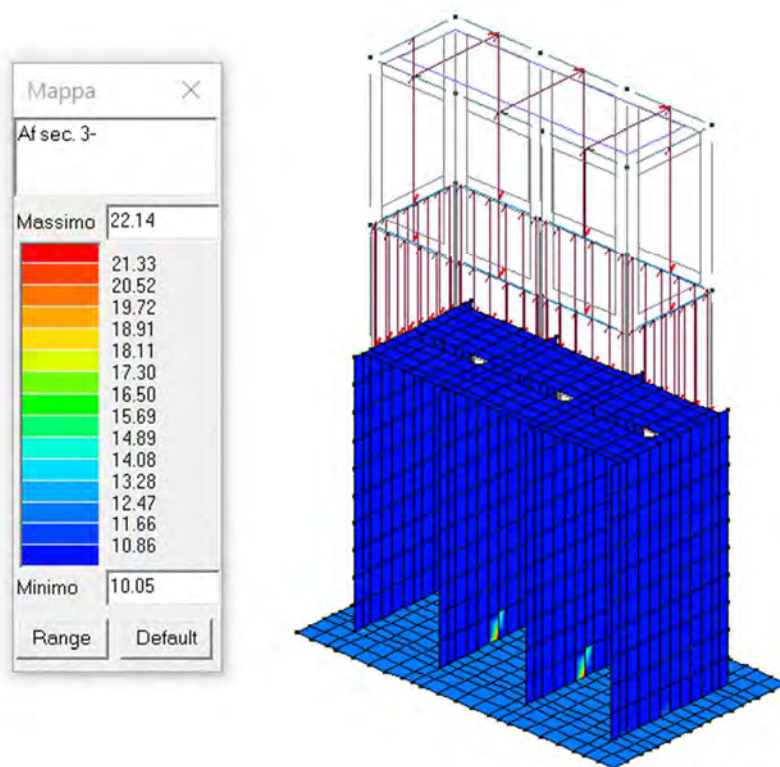


Figura 13: Armatura secondaria lato -

Dal progetto simulato è possibile estrapolare le armature come segue:

PLATEA DI FONDAZIONE:

- ✓ Armature costituite da ferri ϕ 16 a maglia 20x20 cm inferiori e superiori
- ✓ Armature raffittite in corrispondenza dell'innesto delle pareti con ferri ϕ 16 a maglia 10x10 cm inferiori e superiori

PARETI

- ✓ Armature verticali costituite da ferri ϕ 20 con passo 20 cm
- ✓ Armature verticali raffittite nella porzione di base (circa 1,20 m di altezza) costituite da ferri ϕ 20 con passo 10 cm
- ✓ Armature orizzontali costituite da ferri ϕ 16 con passo 20 cm
- ✓ Armature orizzontali raffittite nella porzione di base (circa 1,20 m di altezza) con ferri ϕ 16 con passo 10 cm

SOLETTA DI IMPALCATO

- ✓ Armature costituite da ferri ϕ 16 a maglia 20x20 cm inferiori e superiori

3.3.3. Tensioni negli elementi pilastri

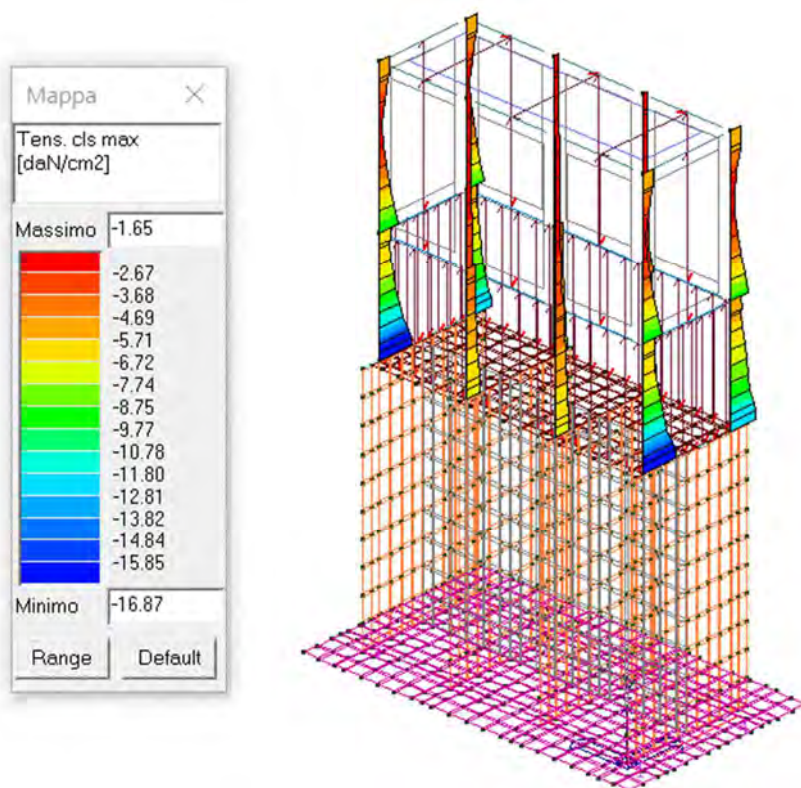


Figura 14: Tensione massima nel calcestruzzo

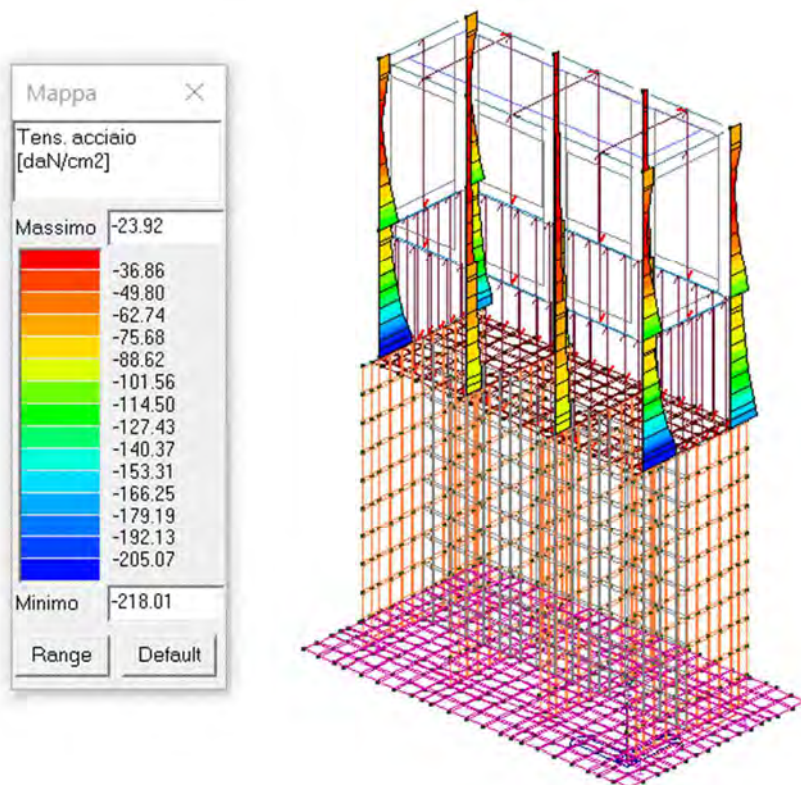


Figura 15: Tensione massima nell'acciaio

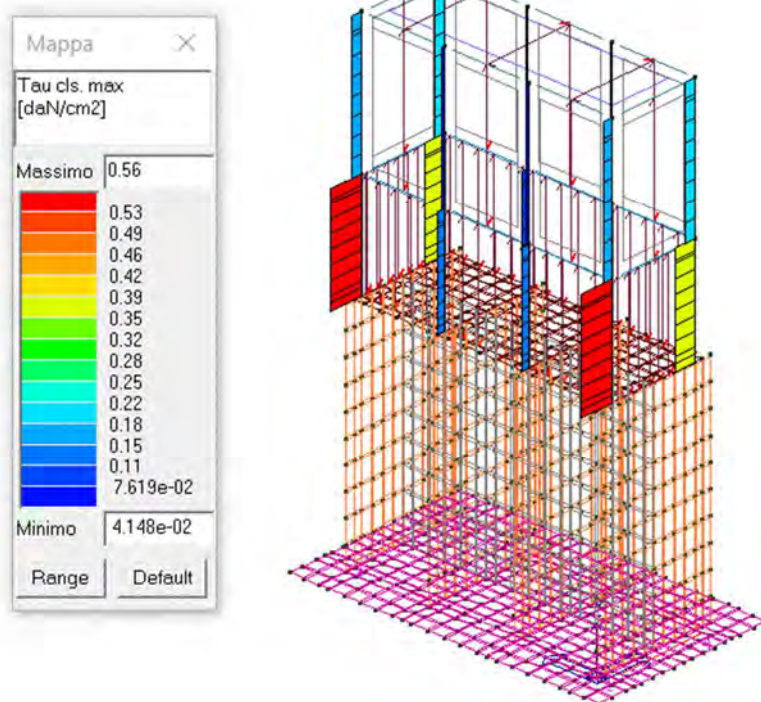


Figura 16: Tensione tagliante massima nel calcestruzzo

3.3.4. Armature negli elementi pilastri

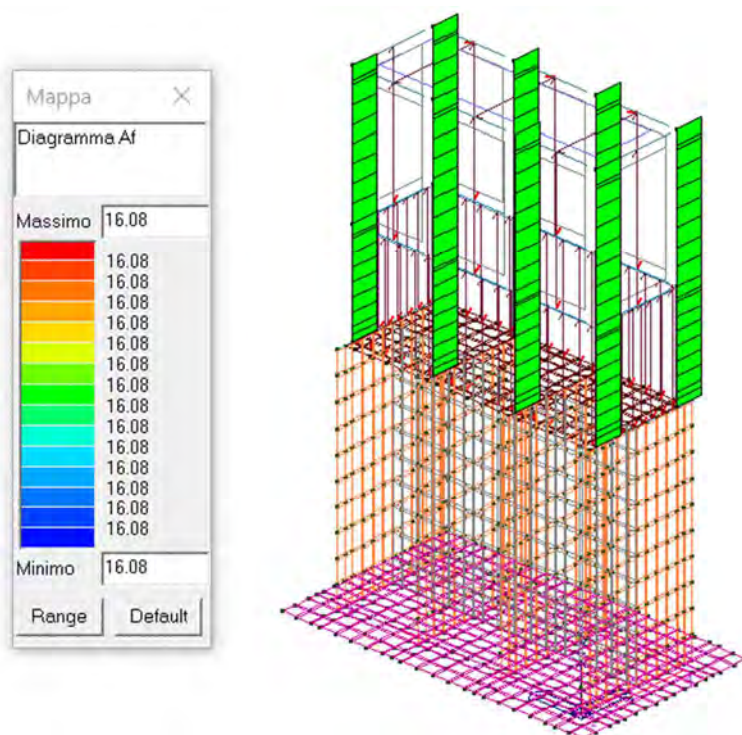


Figura 17: Diagramma Af armature longitudinali

Dal progetto simulato è possibile estrapolare le armature come segue:

PILASTRI:

- ✓ Armature longitudinali: 8 ferri correnti di diametro 16 mm
- ✓ Armature trasversali: staffe di diametro 6 mm con passo 15 cm

3.3.5. Tensioni negli elementi trave

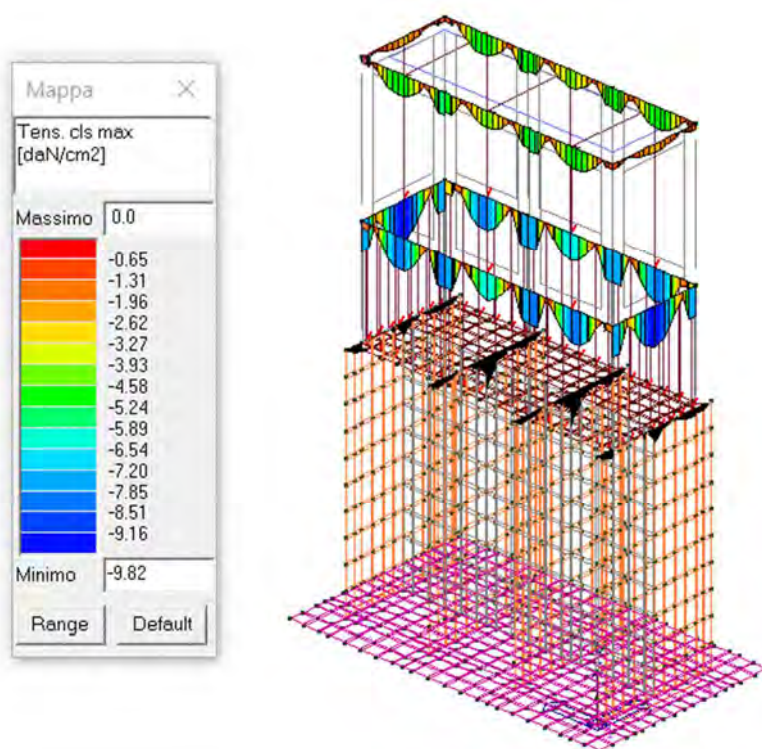


Figura 18: Tensione massima nel calcestruzzo

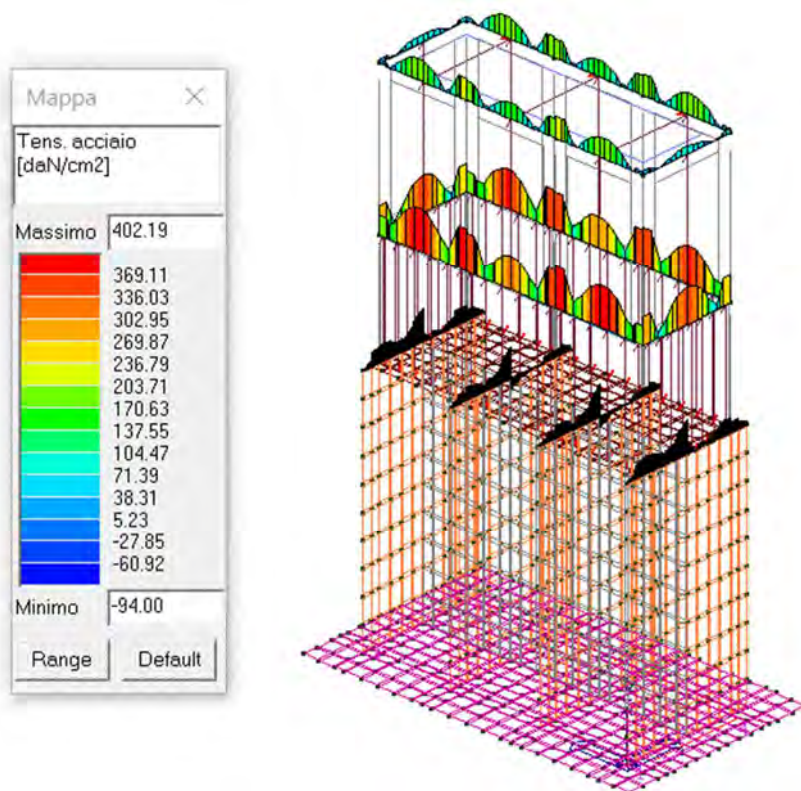


Figura 19: Tensione massima nell'acciaio

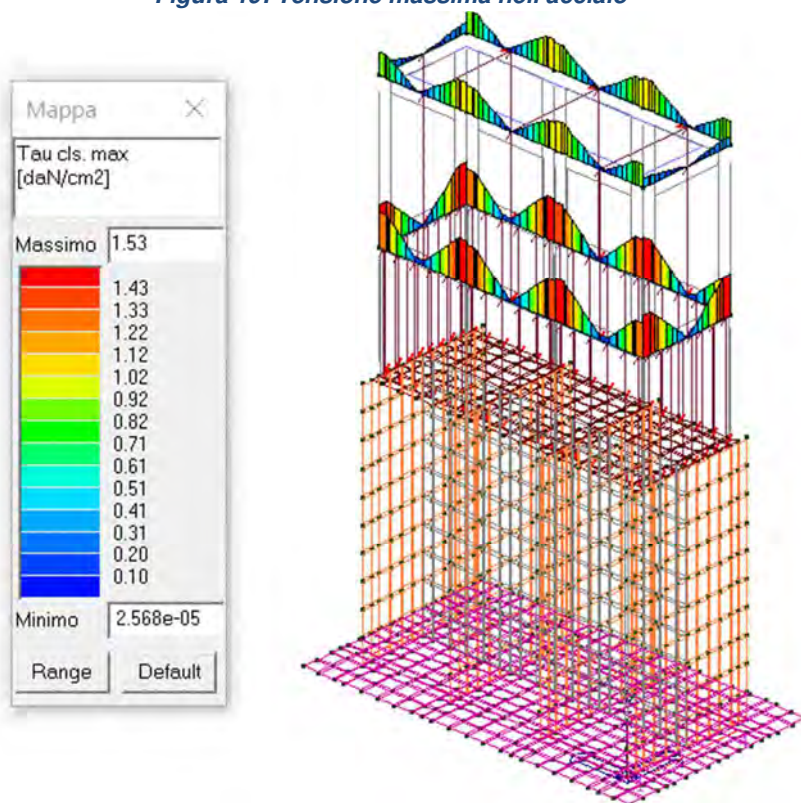


Figura 20: Tensione tagliante massima nel calcestruzzo

3.3.6. Armature negli elementi trave

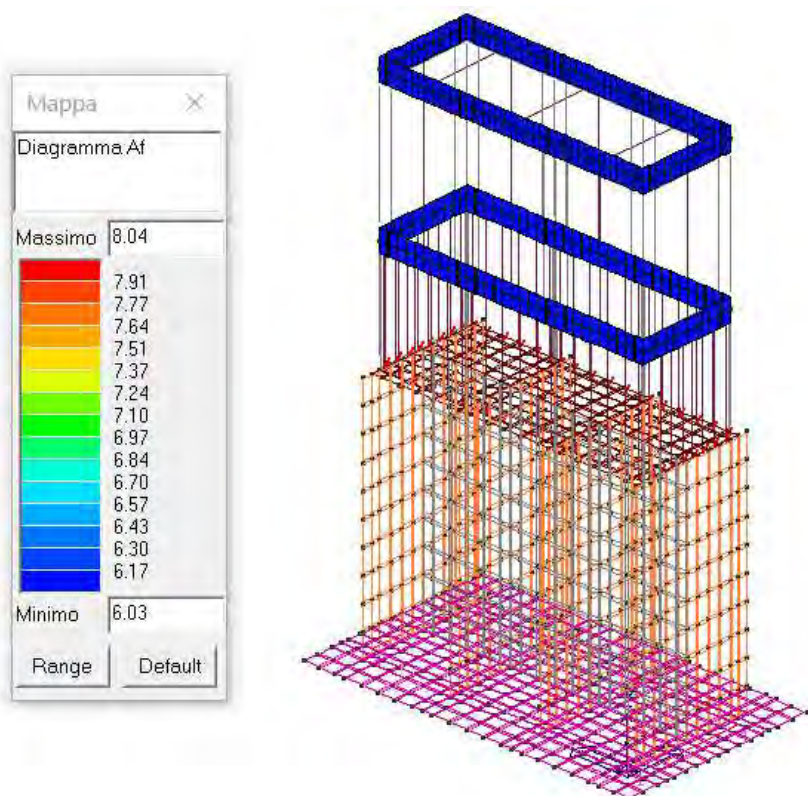


Figura 21: Diagramma Af armature longitudinali

Dal progetto simulato è possibile estrapolare le armature come segue:

TRAVI:

- ✓ Armature longitudinali: 4+4 ferri correnti di diametro 16 mm
- ✓ Armature trasversali: staffe di diametro 6 mm con passo 15 cm nei primi 60 cm dai nodi e con passo pari a 20 cm in luce

4 PROCESSO DI VERIFICA DELLA COSTRUZIONE ESISTENTE

Facendo seguito al processo di acquisizione delle informazioni inerenti la struttura in esame, in termini di geometrie, materiali e armature, si è proceduto alla verifica della medesima sia in ambito statico che in ambito sismico alla luce degli attuali orientamenti normativi.

4.1 Caratteri generali della modellazione

La struttura è stata schematizzata mediante un modello di calcolo tridimensionale ad elementi finiti realizzato con software PROSAP della 2Si di Ferrara.

La platea di fondazione viene schematizzata mediante elementi bidimensionali tipo "D3" ed è stata considerata appoggiata su **suolo elastico alla Winkler con un coefficiente di sottofondo pari a 1,09 kg/cm³**.

I setti in elevazione sono stati schematizzati con elementi bidimensionali tipo "D3" incastrati sia alla platea inferiore che all'impalcato di piano modellato con elementi a shell bidimensionali tipo "D3".

I pilastri della sovrastruttura sono modellati con vincoli di continuità al solaio da cui si elevano e vengono inseriti mediante elementi monodimensionali tipo "D2". Con le medesime caratteristiche sono state modellate le travi orizzontali.

In funzione dell'incerta rigidità del solaio di copertura si è convenuto considerare, a favore di sicurezza, un comportamento deformabile dell'orizzontamento.

Sul piano di manovra delle paratoie è stato considerato un carico permanente pari a 100 kg/m² ed un carico variabile di esercizio pari a 500 kg/m².

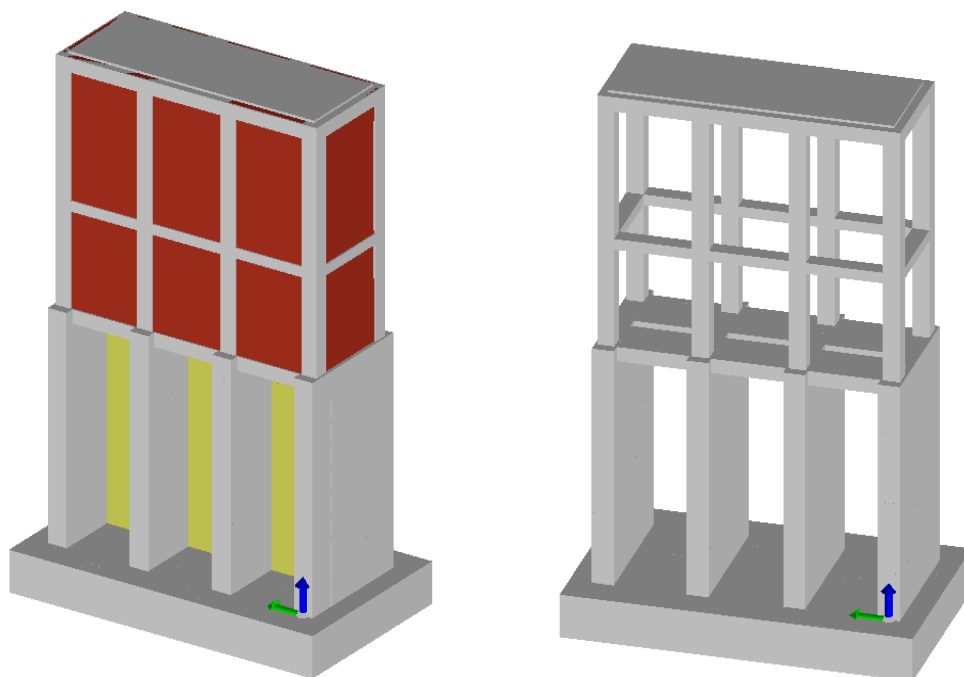
In considerazione della presenza e della eventuale movimentazione delle paratoie sono stati considerati carichi lineari uniformemente distribuiti sui bordi longitudinali delle forometrie di piano pari a 1000 kg/m; tali carichi sono stati annoverati tra quelli permanenti non completamente definiti.

Le spinte litostatiche laterali del terreno sono state applicate ai due setti verticali di estremità quantificandole mediante il **coefficiente di spinta a riposo**.

La spinta sismica del terreno, ottenuta come spinta statica + sovrappinta sismica mediante formulazione di **Mononobe-Okabe**, è stata incrementata della **quotaparte di sovrappinta idraulica**. Le azioni così definite vengono applicate, in termini di pressioni, sulle superfici dei paramenti esposti all'azione sismica (concorde con direzione e verso di ingresso allo scuotimento sismico) escludendo un qualsiasi effetto di contrasto passivo sulla superficie opposta. Ci si pone in tale condizione sfavorevole con lo scopo di tenere in debito conto il fenomeno di liquefazione che può interessare i terreni circostanti e sottostanti il manufatto oggetto di analisi.

La spinta esercitata dall'acqua viene considerata nel caso maggiormente sfavorevole in cui si raggiunga il livello idrometrico di Po TR 200 (38.17 m). In questo caso si esercita una spinta sulle paratoie e sugli altri setti che perimetrano il volume di piena; evidentemente sulle pareti intermedie le spinte si annullano le une con le altre in quanto applicate su entrambe le facce. Sulla superficie di platea opposta all'ondata di piena si considera la sottospinta idraulica.

Negli elementi in cemento armato sono stati inputati i quantitativi di armatura scaturiti dal progetto simulato compresi i raffittimenti derivanti dal calcolo. Essendo la presente valutazione condotta con Livello di conoscenza limitato LC1 saranno effettuate, in sede di elaborazione esecutiva del progetto, le opportune verifiche in sito con lo scopo di accrescere il grado conoscitivo del fabbricato ed approfondire ulteriormente le verifiche oggi eseguite.


Figura 22: Viste solide della struttura

Sulla modellazione delle fondazioni occorre evidenziare che le stesse sono state schematizzate con appoggio su suolo elastico alla Winkler.

Descrizione generale dell'opera	
Ubicazione	Comune di STAGNO LOMBARDO (CR) (Regione LOMBARDIA) Longitudine 10.0630, Latitudine 45.0554
Numero di piani	Quota di estradosso della platea di fondazione a +31.20 m s.l.m.
	Quota di estradosso impalcato a + 37.68 m s.l.m. le dimensioni dell'opera in pianta sono racchiuse in un rettangolo di circa 3.20x8.0 m
Tipo di fondazione	Platea in cemento armato sp.120 cm

Principali caratteristiche della struttura	
Struttura regolare in pianta	NO
Struttura regolare in altezza	NO
Classe di duttilità	ND
Tipo di fondazione	PLATEA
Condizioni per cui è necessario considerare la componente verticale del sisma	NO

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	C	T1

Fattore di comportamento edificio esistente

Si assume un fattore di struttura pari a 1.5, per edificio esistente, sia per le analisi degli elementi duttili che per le analisi degli elementi fragili (Par. C8.7.2.2.1):

q = 1.50

4.2 Quadro normativo di riferimento adottato

Le norme ed i documenti assunti quale riferimento per la progettazione strutturale vengono indicati di seguito. Nel capitolo "Normativa di riferimento" è comunque presente l'elenco completo delle normative disponibili.

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

4.3 Azioni di progetto sulla costruzione

Nei capitoli "modellazione delle azioni" e "schematizzazione dei casi di carico" sono indicate le azioni sul manufatto con esplicitazione della modalità di scelta del modulo della azione introdotta.

Nel prosieguo si indicano tipo di analisi strutturale condotta (statico, dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame *sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica*.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo 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 tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale è 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:

$$K \cdot u = F$$

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

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad 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.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo *TRUSS* (biella-D2)
- Elemento tipo *BEAM* (trave-D2)
- Elemento tipo *MEMBRANE* (membrana-D3)
- Elemento tipo *PLATE* (piastra-guscio-D3)
- Elemento tipo *BOUNDARY* (molla)
- Elemento tipo *STIFFNESS* (matrice di rigidezza)
- Elemento tipo *BRICK* (elemento solido)
- Elemento tipo *SOLAIO* (macro elemento composto da più membrane)

4.4 Modello numerico

In questa parte è descritto il modello numerico utilizzato (o i modelli numerici utilizzati) per l'analisi della struttura. La presentazione delle informazioni deve essere, coerentemente con le prescrizioni del paragrafo 10.2 delle NTC-18, tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. *Il manufatto viene modellato in ambito lineare mediante elementi D3 di fondazione (su terreno "elastico" tipo Winkler) e di elevazione.*

4.5 Costante di Winkler

La interazione tra struttura di fondazione e terreno è stata schematizzata con modello di suolo elastico alla Winkler con applicazione di un valore per la costante di sottofondo k.

$$k = q/d \text{ [daN/cm}^3\text{]}$$

dove q è la pressione esercitata e d è il cedimento.

Il calcolo più immediato si ottiene dalla formulazione proposta nel volume Fondazioni (Viggiani) sotto riportata:

$$k = E_{ed,k,med} / B \text{ min}$$

dove:

$E_{ed,k}$ = modulo edometrico

B_{min} = Lato minore della platea

In considerazione del fatto che:

- ✓ i cedimenti, a cui è collegata la definizione della costante di winkler, interessano di norma una profondità che va da B_{min} a $1.5 B_{min}$ (quest'ultima per fondazioni nastriformi), visto il rapporto tra le dimensioni della fondazione che non sono mai maggiori del doppio una dell'altra, si può considerare la profondità interessata dai cedimenti fondali pari a B_{min} ;
- ✓ la maggior parte del bulbo pressorio è nel livello delle sabbie (C1) caratterizzate da modulo elastico minimo pari a 350 kg/cm^2 .

COSTANTE WINKLER	
B_{min} (cm)	320
$E_{ed,k}$ (kg/cm ²)	350
k (daN/cm ³) =	1.09

Nel caso in esame è stato adottato il valore di 1.09 daN/cm^3 per k

Tipo di analisi strutturale	
Carichi statici	SI
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
LICENZA	DSI5972

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software *ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l' idoneità al caso specifico*. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una

esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati	
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm	

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	1227
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	108
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	1180
elementi solaio	17
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-88.00
Xmax =	454.00
Ymin =	-88.00
Ymax =	838.53
Zmin =	0.00
Zmax =	1357.50
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	SI
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	SI
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	SI
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	SI
Fondazioni con elementi solidi	NO

4.6 Modellazione delle azioni

Si veda il capitolo **"Schematizzazione dei casi di carico"** per le informazioni necessarie alla comprensione ed alla ricostruzione delle azioni applicate al modello numerico, coerentemente con quanto indicato nella parte **"Azioni di progetto sulla costruzione"**.

4.7 Combinazioni e/o percorsi di carico

Si veda il capitolo "Definizione delle combinazioni" in cui sono indicate le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti.

Per quanto riguarda le verifiche sulle strutture esistenti si trae utile riferimento al Par. 8.3. delle NTC 2018, in cui viene chiarito che "la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti possono essere eseguiti facendo riferimento ai soli SLU. [...] 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)". Nel caso in esame sono state effettuate le verifiche ai soli SLU e, per la condizione sismica, rispetto alla condizione SLV. Non si sono rese necessarie analisi e verifiche correlate agli stati limite di esercizio.

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

4.8 Normativa di riferimento

1. Come da indicazioni di Disciplinare di affidamento di incarico, si è proceduto al predimensionamento strutturale secondo le normative vigenti, quali:
2. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
3. Circolare 21/01/19, n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
4. D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
5. D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
6. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
7. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
8. Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.
9. Circ. 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
10. D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
11. Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
12. D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
13. D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
14. UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001

15. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.
16. UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
17. UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
18. UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
19. UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
20. UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
21. UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
22. UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e per gli edifici.
23. UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
24. UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
25. UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
26. UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
27. UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
28. UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.
29. UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
30. UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
31. UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
32. UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
33. UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
34. UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
35. UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

4.9 Materiali per strutture in c.a.

Alla struttura esistente è stato assegnato un calcestruzzo C25/30 (R_{cm} 300 daN/cm²). Alle strutture sostanzialmente interrate, alle pareti e alla soletta di impalcato è stato assegnato un copriferro di 30 mm; per le strutture in elevazione quali pilastri e travi sono stati considerati copriferri di 20 mm. L'acciaio considerato in analisi è del tipo FeB32

4.9.1. Legenda tabella dati materiali

Le epoche costruttive del manufatto e le analisi correlate al progetto simulato hanno indotto all'utilizzo di un calcestruzzo esistente C25/30.

Per quanto riguarda il calcestruzzo delle strutture a telaio (sovrastutture appartenenti al fabbricato paratoie) è stato ritenuto opportuno considerare rigidezze fessurate al 50%. Per le strutture sottostanti invece è stato utilizzato un calcestruzzo con rigidezze integre.

Id	Tipo / Note	V. caratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
		daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3		
1	Calcestruzzo Classe C25/30-Calcestruzzo Classe C25/30 < MATERIALE ESISTENTE >			3.145e+05	0.20	1.310e+05	2.50e-03	1.00e-05	
	Fattore di confidenza FC m								1.35
	Fattore di confidenza FC a								1.35
	Resistenza Rc	203.6	300.0						
	Resistenza fctm		25.6						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
2	Calcestruzzo Classe C25/30 FESSURATO- Calcestruzzo Classe C25/30 < MATERIALE ESISTENTE >			1.572e+05	0.20	6.552e+04	2.50e-03	1.00e-05	
	Fattore di confidenza FC m								1.35
	Fattore di confidenza FC a								1.35
	Resistenza Rc	203.6	300.0						
	Resistenza fctm		25.6						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05

Per quanto concerne l'acciaio per cemento armato è stata considerata una tipologia FeB32 cui corrisponde un valore medio di snervamento pari a: $f_{ym} = 3200 \text{ kg/cm}^2$

4.10 Modellazione f.e.m. della struttura - Nodi

Il programma f.e.m., utilizzato per il dimensionamento delle parti strutturali dell'edificio, utilizza per la modellazione nodi strutturali. Ogni nodo è individuato dalle coordinate cartesiane nel sistema di riferimento globale (X Y Z). Ad ogni nodo è eventualmente associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale, ed un set di sei molle (tre per le traslazioni, tre per le rotazioni). In questa sede si omette la tabulazione dell'elenco completo dei nodi di modellazione, richiamandone solo la consistenza mediante immagine.

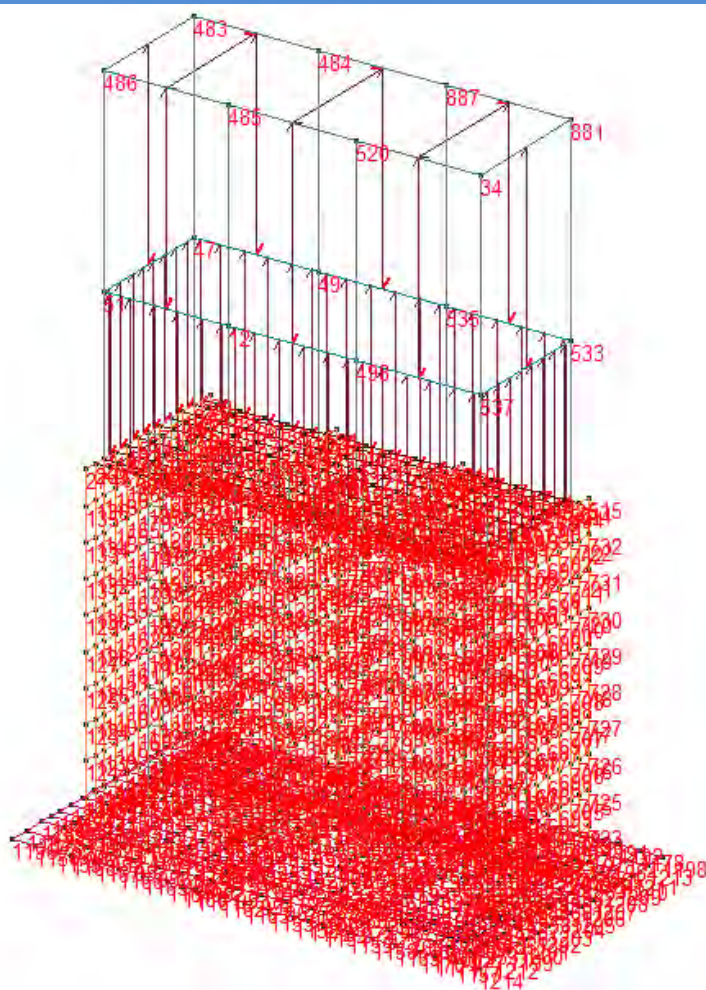


Figura 23: Numerazione nodi

4.11 Modellazione f.e.m. della struttura - Elementi Shell

Il programma utilizza per la modellazione elementi a tre o quattro nodi denominati in generale shell.

Ogni elemento shell è individuato dai nodi I, J, K, L (L=I per gli elementi a tre nodi) ed è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione. In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: trave, trave di fondazione, pilastro, asta, asta tesa, asta compressa,
Nodo I (J)	numero del nodo iniziale (finale)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Sez.	codice della sezione assegnata all'elemento
Rotaz.	valore della rotazione dell'elemento, attorno al proprio asse, nel caso in cui l'orientamento di default non sia adottabile; l'orientamento di default prevede per gli elementi non verticali l'asse 2 contenuto nel piano verticale e l'asse 3 orizzontale, per gli elementi verticali l'asse 2 diretto secondo X negativo e l'asse 3 diretto secondo Y negativo
Svincolo I (J)	codici di svincolo per le azioni interne; i primi sei codici si riferiscono al nodo iniziale, i restanti sei al nodo finale (il valore 1 indica che la relativa azione interna non è attiva)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione della trave su suolo elastico
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

In questa sede si omette la tabulazione dell'elenco completo dei nodi di modellazione, richiamandone solo la consistenza mediante immagine.

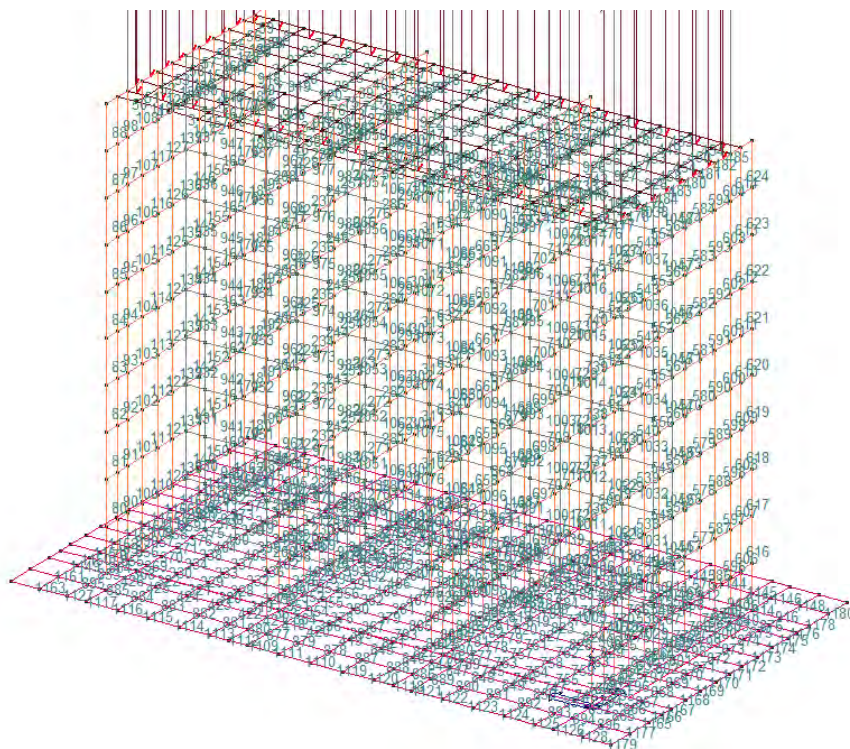
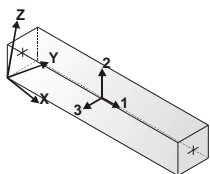



Figura 24: Modellazione elementi D3

4.12 Modellazione f.e.m. della struttura - Elementi Trave

Il programma utilizza per la modellazione elementi a due nodi denominati in generale travi. Ogni elemento trave è individuato dal nodo iniziale e dal nodo finale. Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.

	
orientamento elementi 2D non verticali	orientamento elementi 2D verticali

In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: trave, trave di fondazione, pilastro, asta, asta tesa, asta compressa,
Nodo I (J)	numero del nodo iniziale (finale)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Sez.	codice della sezione assegnata all'elemento
Rotaz.	valore della rotazione dell'elemento, attorno al proprio asse, nel caso in cui l'orientamento di default non sia adottabile; l'orientamento di default prevede per gli elementi non verticali l'asse 2 contenuto nel piano verticale e l'asse 3 orizzontale, per gli elementi verticali l'asse 2 diretto secondo X negativo e l'asse 3 diretto secondo Y negativo
Svincolo I (J)	codici di svincolo per le azioni interne; i primi sei codici si riferiscono al nodo iniziale, i restanti sei al nodo finale (il valore 1 indica che la relativa azione interna non è attiva)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione della trave su suolo elastico
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

In questa sede si omette la tabulazione dell'elenco completo delle travi di modellazione, richiamandone solo la consistenza mediante immagine.

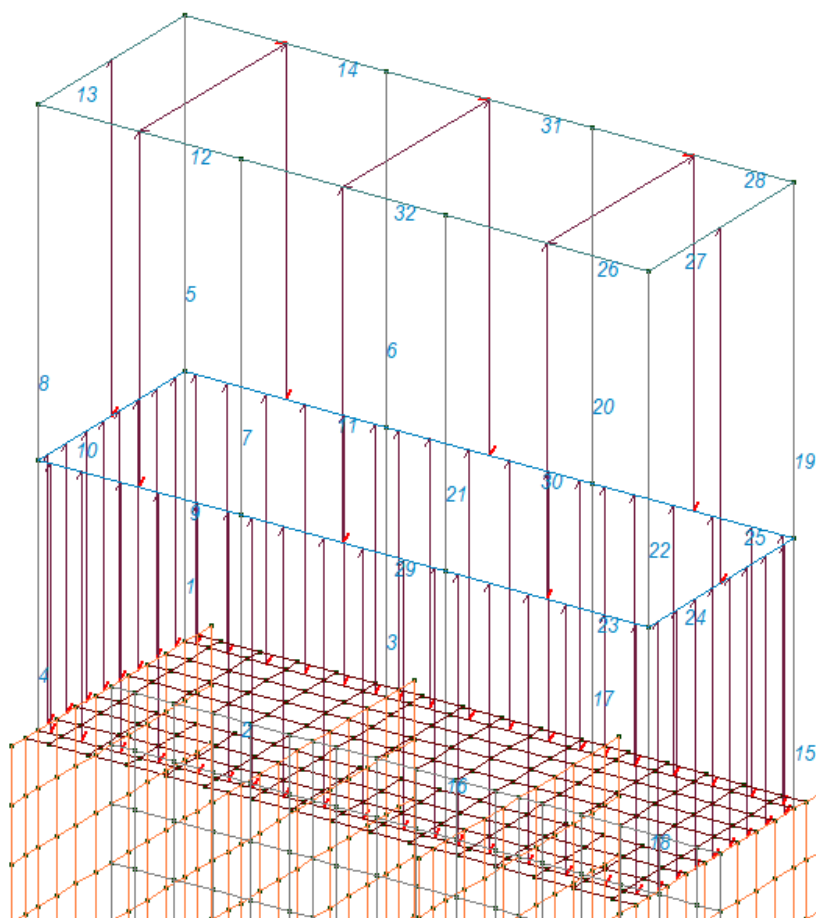


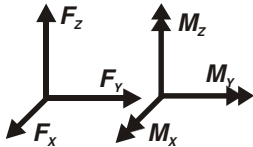
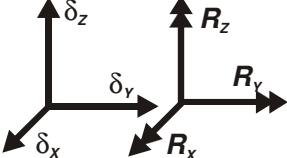
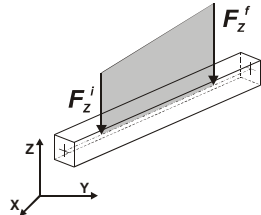
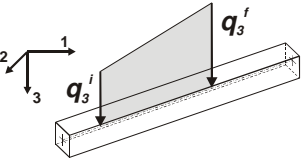
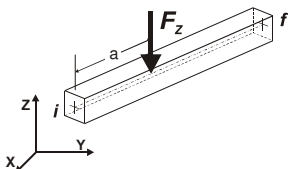
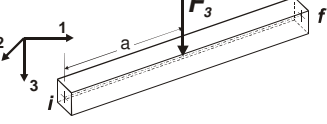
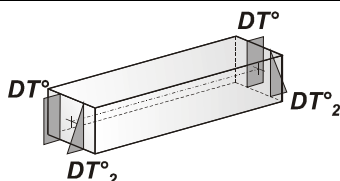
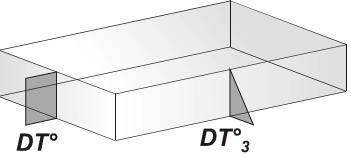
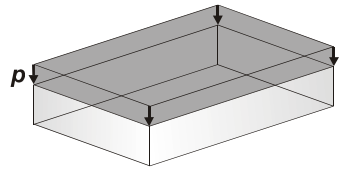
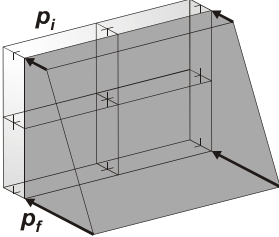
Figura 25: Modellazione elementi D2

4.13 Modellazione delle azioni

Il programma consente l'uso di diverse tipologie di carico (azioni). Le azioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni azione applicata alla struttura, è riportato il codice, il tipo e la sigla identificativa. Le tabelle successive dettagliano i valori caratteristici di ogni azione in relazione al tipo. Le tabelle riportano, infatti, i seguenti dati in relazione al tipo:

1	carico concentrato nodale 6 dati (forza F_x , F_y , F_z , momento M_x , M_y , M_z)
2	spostamento nodale impresso 6 dati (spostamento T_x , T_y , T_z , rotazione R_x , R_y , R_z)
3	carico distribuito globale su elemento tipo trave 7 dati (f_x , f_y , f_z , m_x , m_y , m_z , ascissa di inizio carico)
4	carico distribuito locale su elemento tipo trave 7 dati (f_1 , f_2 , f_3 , m_1 , m_2 , m_3 , ascissa di inizio carico)
5	carico concentrato globale su elemento tipo trave 7 dati (F_x , F_y , F_z , M_x , M_y , M_z , ascissa di carico)

6	carico concentrato locale su elemento tipo trave 7 dati (F_1 , F_2 , F_3 , M_1 , M_2 , M_3 , ascissa di carico)
7	variazione termica applicata ad elemento tipo trave 7 dati (variazioni termiche: uniforme, media e differenza in altezza e larghezza al nodo iniziale e finale)
8	carico di pressione uniforme su elemento tipo piastra 1 dato (pressione)
9	carico di pressione variabile su elemento tipo piastra 4 dati (pressione, quota, pressione, quota)
10	variazione termica applicata ad elemento tipo piastra 2 dati (variazioni termiche: media e differenza nello spessore)
11	carico variabile generale su elementi tipo trave e piastra 1 dato descrizione della tipologia
12	gruppo di carichi con impronta su piastra 9 dati (numero di ripetizioni in direzione X e Y, valore di ciascun carico, posizione centrale del primo, dimensioni dell'impronta, interasse tra i carichi)

	Carico concentrato nodale		Spostamento impresso
	Carico distribuito globale		Carico distribuito locale
	Carico concentrato globale		Carico concentrato locale
	Carico termico 2D		Carico termico 3D
	Carico pressione uniforme		Carico pressione variabile

Le azioni attive sul manufatto sono state modellate con tipi di carico concentrati, carichi distribuiti o carichi variabili generali (di superficie).

Tipo carico concentrato nodale

Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
19	Gk setti orto-CN:Fz=-672.00	0.0	0.0	-672.00	0.0	0.0	0.0

Tipo carico distribuito globale su trave

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
3	G2k PARATOIE-DG:Fzi=-10.00 Fzf=-10.00	0.0	0.0	0.0	-10.00	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-10.00	0.0	0.0	0.0

Tipo carico variabile generale

Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
1	G2k IMPALCATO-QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	-1.000e+05	-0.01	1.000e+06	-0.01
2	Qk IMPALCATO-QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	-1.000e+05	-0.02	1.000e+06	-0.02
4	SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	-1.000e+05	0.74	1.000e+06	0.74
9	Spinta terreno +Y-QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	1.06	657.50	0.0
10	Spinta terreno -Y-QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-1.06	657.50	0.0
11	Spinta idrostatica -x-QV:var z - Qx - Area				
	Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	-0.66	657.50	0.0
12	Spinta sismica +Y totale-QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	1.24	657.50	0.18
14	Spinta idrostatica +y-QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	0.66	657.50	0.0
15	Spinta idrostatica -y-QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.66	657.50	0.0
16	Spinta sismica +Y solo acqua-QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	0.68	657.50	0.02
17	Spinta sismica -X solo acqua-QV:var z - Qx - Area				
	Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	-0.68	657.50	-0.02
18	Pressione litostatica-QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	-1.000e+05	-1.27	1.000e+06	-1.27

Nel seguito vengono meglio identificate le diverse tipologie di carichi applicate alla struttura.

4.13.1. Solaio di copertura

SOLAIO DI COPERTURA					
	Pacchetto	Peso specifico (kg/mc)	Spessore (m)	Carico di calcolo (kg/mq)	
G1k	Solaio laterocemento			350	
			G1k =	350	kg/mq
G2k	Sottofondo pendenze	1800	0.1	180	
	Guaina bituminosa	100	0.04	4	
	Guaina bit. Ardesiata	100	0.04	4	
	Intonaco	2000	0.02	40	
			G2k =	228	kg/mq
Qk	Carico neve		Qkn =	120	kg/mq
			Totale =	698	kg/mq

4.13.2. Calcolo delle azioni della neve e del vento

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

4.13.2.1 NEVE:

Zona Neve

= I Mediterranea

Periodo di ritorno,

Tr = 50 anni

Ctr = 1 per

Tr = 50 anni

Ce (coeff. di esposizione al vento)

= 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo

= qsk Ce Ctr = 150 daN/mq

Copertura a due falde:

Angolo di inclinazione della falda

$\alpha_1 = 1.0^\circ$

$\mu_1(\alpha_1) = 0.80 \Rightarrow$

Q1 = 120 daN/mq

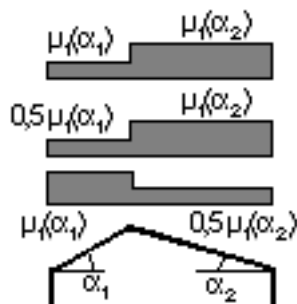
Angolo di inclinazione della falda

$\alpha_2 = 1.0^\circ$

$\mu_1(\alpha_2) = 0.80 \Rightarrow$

Q2 = 120 daN/mq

Schema di carico:



4.13.3. Murature di tamponamento

MURATURA TAMPONAMENTO					
	Pacchetto	Peso specifico (kg/mc)	Spessore (m)	Carico di calcolo (kg/mq)	
G2k	Laterizio pieno	1800	0.12	216	
	Laterizio forato	270	0.24	65	
			G2k =	281	kg/mq

4.13.4. Carico di esercizio sull'impalcato (locali interni)

CARICO DI ESERCIZIO LOCALI INTERNI	
Qk (kg/mq) =	500

4.13.5. Carico permanente sull'impalcato (pesi portati)

CARICO TRAFFICO	
G2k (kg/mq) =	100

4.13.6. Spinta statica del terreno

La spinta statica del terreno viene determinata ed applicata per la porzione di fronte arginale fino al raggiungimento della platea di fondazione. Per la determinazione della spinta del terreno si considera una massa volumica pari a $\gamma = 1950$ kg/mc ed un angolo di attrito pari a 10° tenendo in conto degli strati di terreno A e B.

Il coefficiente di spinta del terreno sulle pareti di sponda è considerato del tipo "a riposo" in cui:

K_0 : coefficiente di spinta a riposo = $(1 - \sin \phi)$

SPINTA TERRENO FRONTE ARGINALE	
γ terreno (kg/mc) =	1950
Angolo attrito ($^\circ$) =	10
Angolo attrito (rad) =	0.174
K_0 =	0.826
K_A =	0.704
K_P =	1.420
K_{AD} =	0.6443
H terreno (m) =	6,575
Spinta max t (kg/mq) =	10596

4.13.7. Spinta idrostatica su paratoie

La spinta idrostatica sulle paratoie viene considerata nel caso maggiormente gravoso di **livello idrometrico di Po TR 200 (38.17 m s.l.m.)** e quindi per una altezza di spinta dell'acqua di 6,575 m.

SPINTA IDROSTATICA PARATOIE	
γ acqua (kg/mc) =	1000
H paratoia (m) =	6,575
Spinta acqua fondo (kg/mq) =	6,575

4.13.8. Sottospinta idrostatica

La sottospinta idrostatica viene applicata sulla platea di fondazione (con direzione dal basso verso l'alto) sempre caso maggiormente gravoso di livello idrometrico di Po TR 200 (38.17 m s.l.m.) e quindi per una altezza di colonna d'acqua di 7,85 m circa (compresi gli spessori di fondazione).

SOTTOSPINTA IDROSTATICA	
γ acqua (kg/mc) =	1000
H di sottospinta (m) =	7,85
Spinta acqua fondo (kg/mq) =	7,850

4.13.9. Azioni sulle forometrie di impalcato locale paratoie

Le azioni indotte dalle paratoie sull'impalcato sono considerate come permanenti n.c.d. ed applicate come azioni lineari, lungo il perimetro della forometria di paratoia, il valore in modulo è quantificato in 1000 kg/m

g_{2k} permanenti n.c.d. = 1000 kg/m

4.13.10. Setti di ammorsamento nel rilevato arginale : Contributo in massa sismica

La modellazione strutturale ha tenuto conto in termini di massa sismica (quindi a favore di sicurezza) di una quotaparte di massa dovuta alla certa presenza di pareti ortogonali (di ammorsamento nel rilevato arginale) alle pareti della chiavica (ossia all'asse di deflusso del Fossadone) deputate ad allungare i percorsi di filtrazione dell'acqua.

In considerazione della assenza di un rilievo geometrico di tali componenti strutturali (la cui realizzazione rientrava tuttavia nella consuetudine costruttiva di manufatti analoghi nel periodo compreso tra il 1920 ed il 1960) si è considerata la presenza di due setti per parte (sponda) di spessore pari a 30 cm, lunghezza 150 cm ed altezza pari a quella delle pareti della chiavica.

Per ciascun setto si ha quindi:

Massa (G_{2k}) = $2500 * 0,30 * 1,50 * 6,575 = 7397$ kg

Nella modellazione tridimensionale si applicano forze puntuali ai nodi posti in allineamento verticale e coincidenti con il probabile posizionamento dei setti.

L'azione totale di 7393 kg viene discretizzata lungo 11 nodi applicando a ciascuno il valore di $G_{2k} = 7393 / 11 = 672$ kg

4.13.11. Spinta sismica del terreno

In fase sismica si applica sui diaframmi la spinta del terreno quantificata come la spinta statica attiva a cui viene sommata la sovraspinta sismica determinata secondo il metodo di Mononobe-Okabe. In aggiunta si considera anche la sovraspinta sismica dell'acqua considerandone un coefficiente di combinazione $\psi = 0,3$.

L'avvenimento di uno scuotimento sismico in contemporanea presenza di una fase di piena, con innalzamento del livello idrometrico alla quota di + 38.17 m, si può ritenere assai poco probabile.

Nel seguito si riporta in via esemplificativa la calcolazione della spinta sismica del terreno nella zona di fronte arginale.

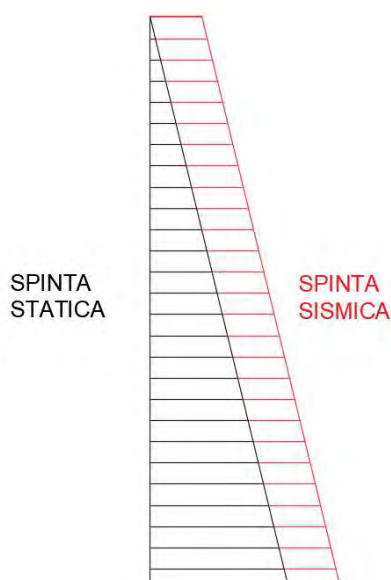
Si calcola la spinta statica.

SPINTA STATICA	
γ (kg/mc)	1950
H (m)	6.575
K_0	0.826
pa base (kg/mq)	10596

Si calcola la sovraspinta sismica mediante la contemplazione del coefficiente di spinta determinato con Mononobe-Okabe (K_{ae}).

SOVRASPINTA SISMICA SLV	
kae	1.000
kv	0.068
Δp (kg/mq)	362

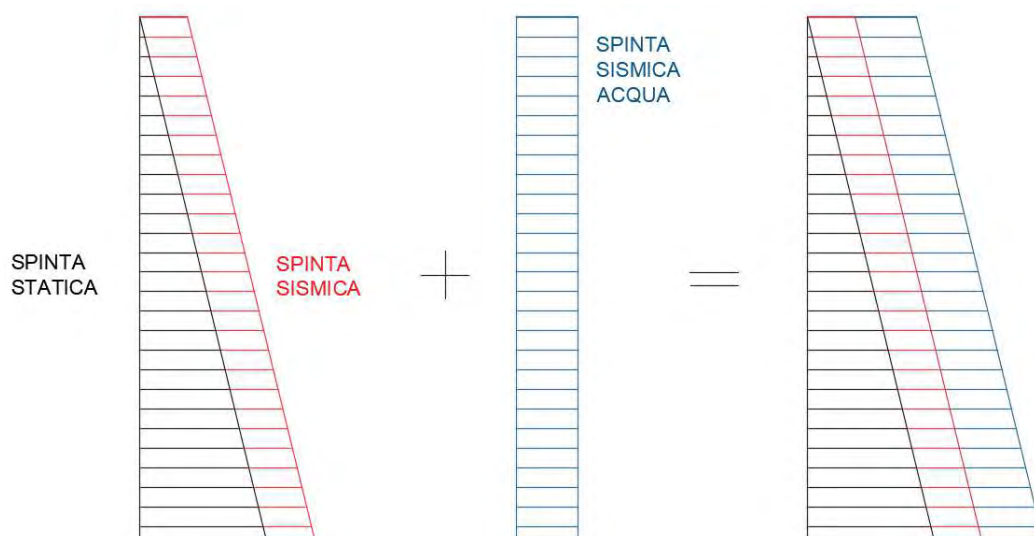
Si riporta una schematizzazione di quanto calcolato.



Alle spinte del terreno si aggiunge la spinta sismica dell'acqua calcolata come

$$\Delta s_{w} = (\gamma_w * S * a_{g/g} * H) * \psi_2 = 268 \text{ kg/m}^2$$

Il valore di sovraspinta idrodinamica sopra esposto rappresenta il caso di azione sismica pari al 100%. I valori di spinta per step inferiori di intensità sismica vengono di volta in volta determinati in proporzione al valore di $a_{g/g}$ di ingresso.



Di seguito si riportano le visualizzazioni delle azioni applicate nei diversi casi di carico. Si specifica che le sovraspinte sismiche vengono applicate in direzione $-x$ (spinta sismica acqua sulle paratoie) e in direzione $+y$ (spinta sismica terreno + sovraspinta acqua sulla parete laterale). Si evita l'applicazione delle spinte sismiche in direzione $-y$ in quanto la struttura presenta caratteristiche geometriche aventi esatta simmetria.

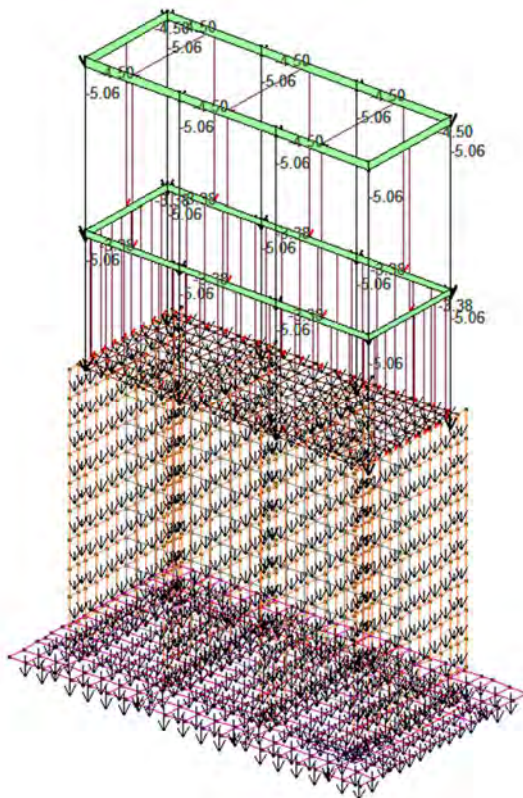


Figura 26: Peso proprio della struttura

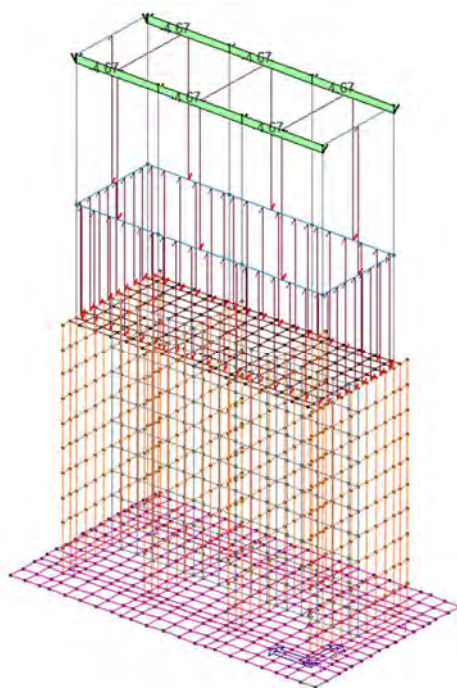


Figura 27: Carico permanente solai-coperture

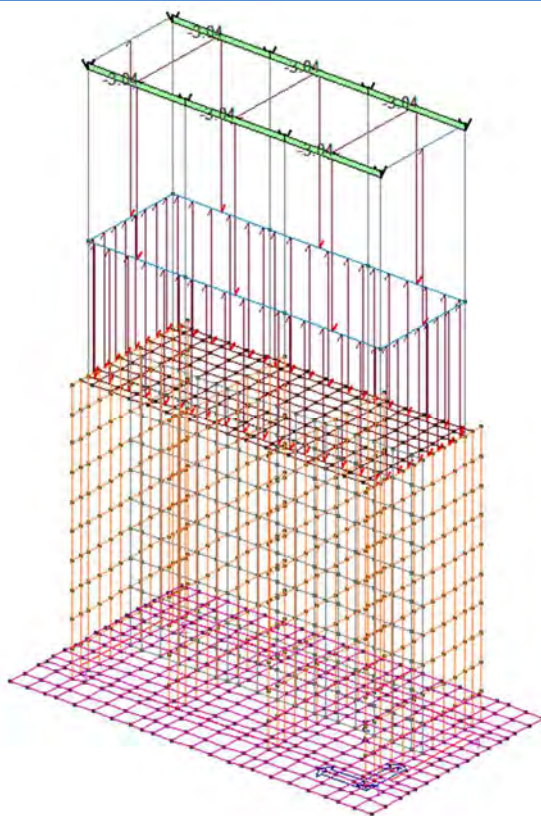


Figura 28: Carico permanente n.c.d. solai-coperture

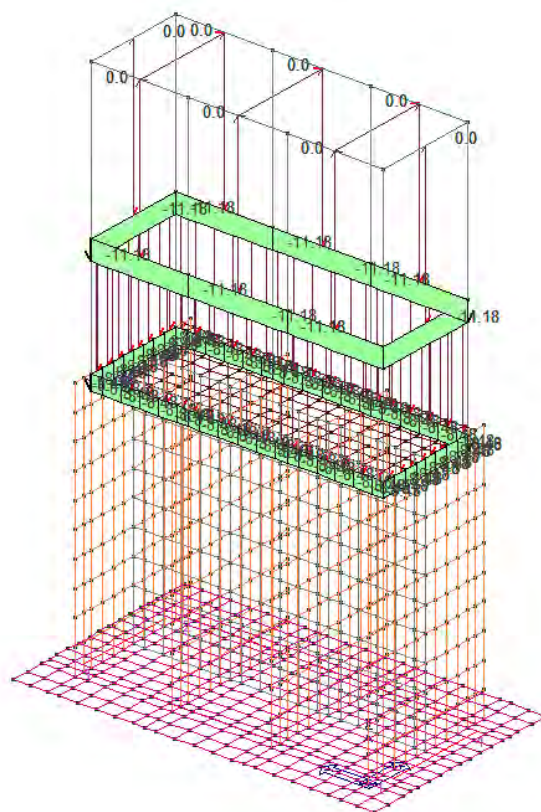


Figura 29: Carico permanente n.c.d. tamponamenti

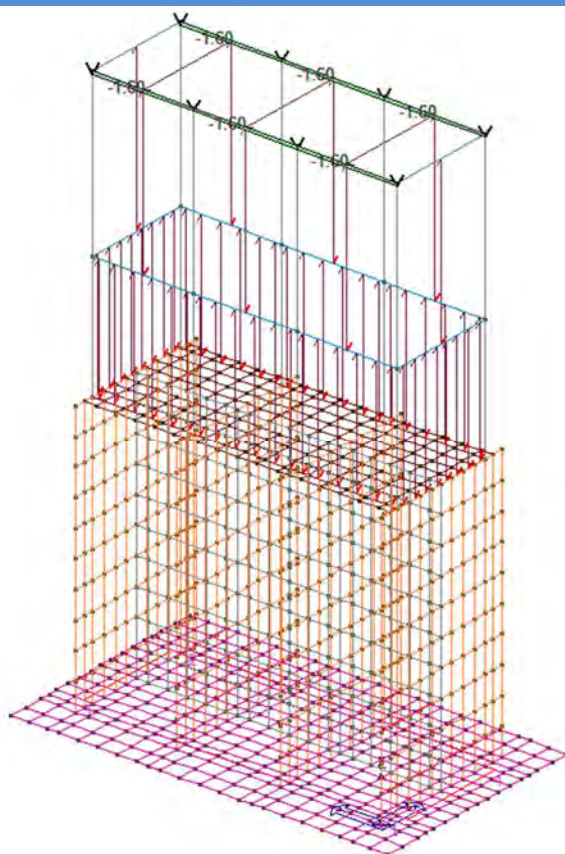


Figura 30: Carico variabile neve coperture

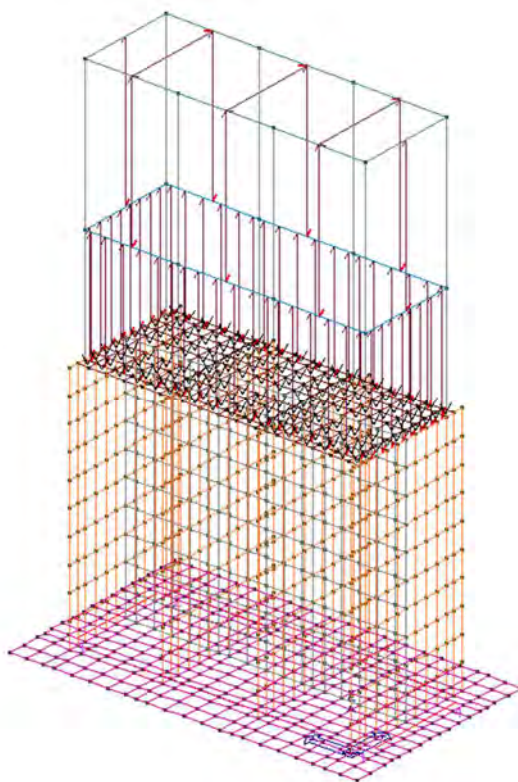


Figura 31: Carico variabile accidentale impalcato



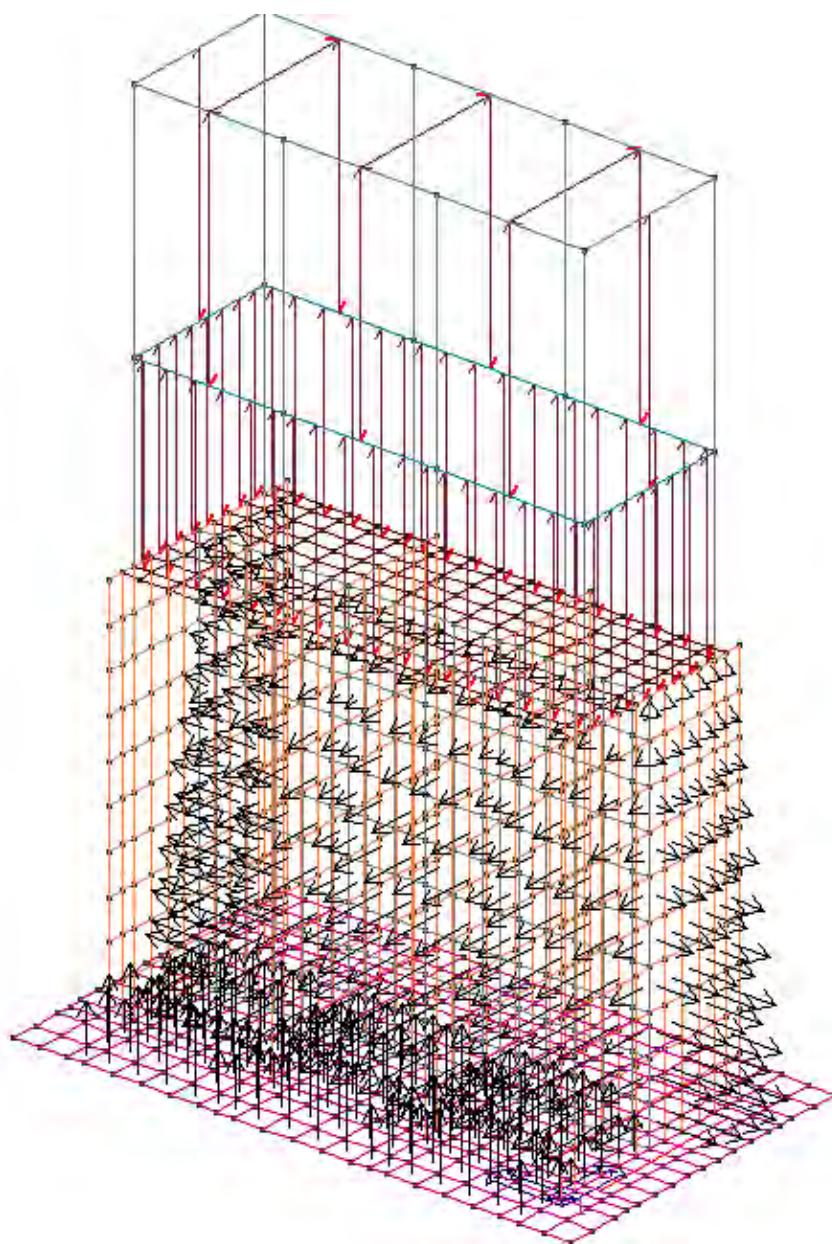


Figura 33: Spinta idrostatica su paratoie, pareti laterali e sottospinta

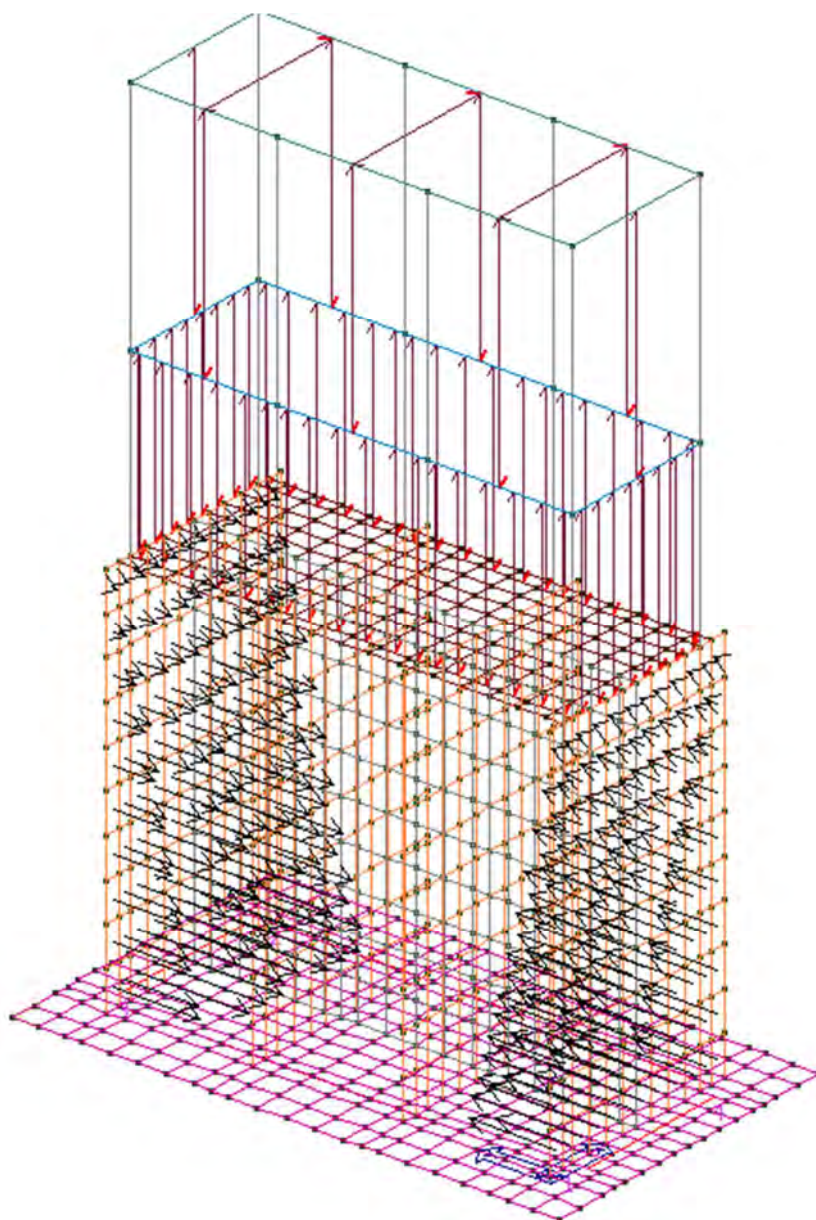


Figura 34.: Carico permanente spinte statiche terreno

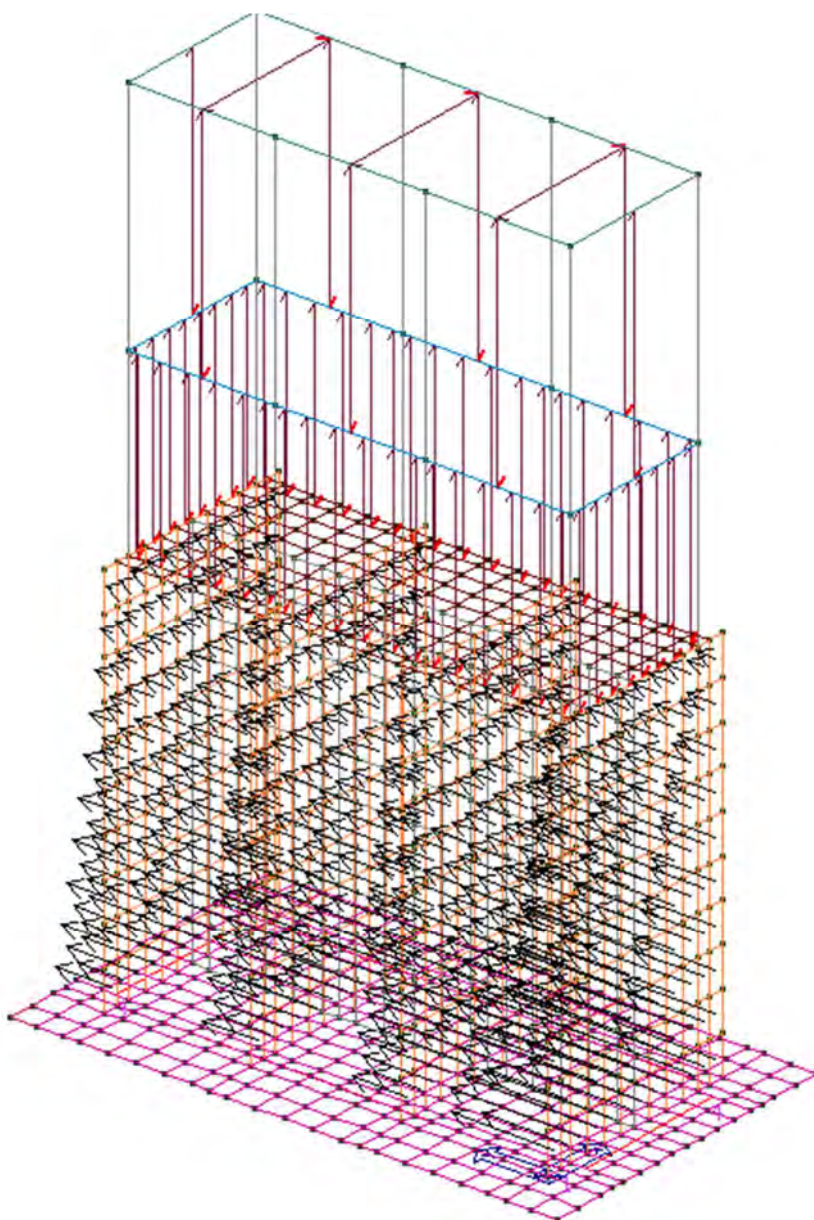


Figura 35: Spinta sismica terreno e acqua SLV +Y

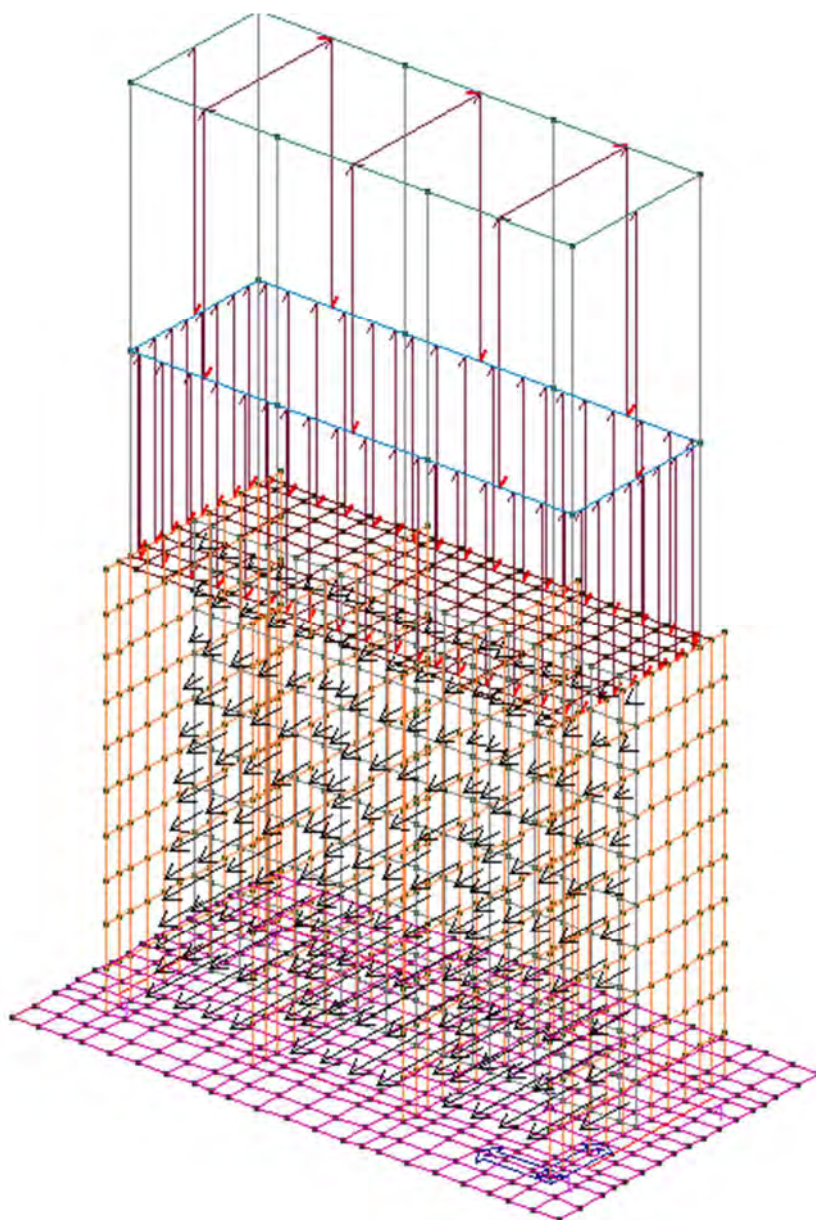


Figura 36: Spinta sismica terreno e acqua SLV -X

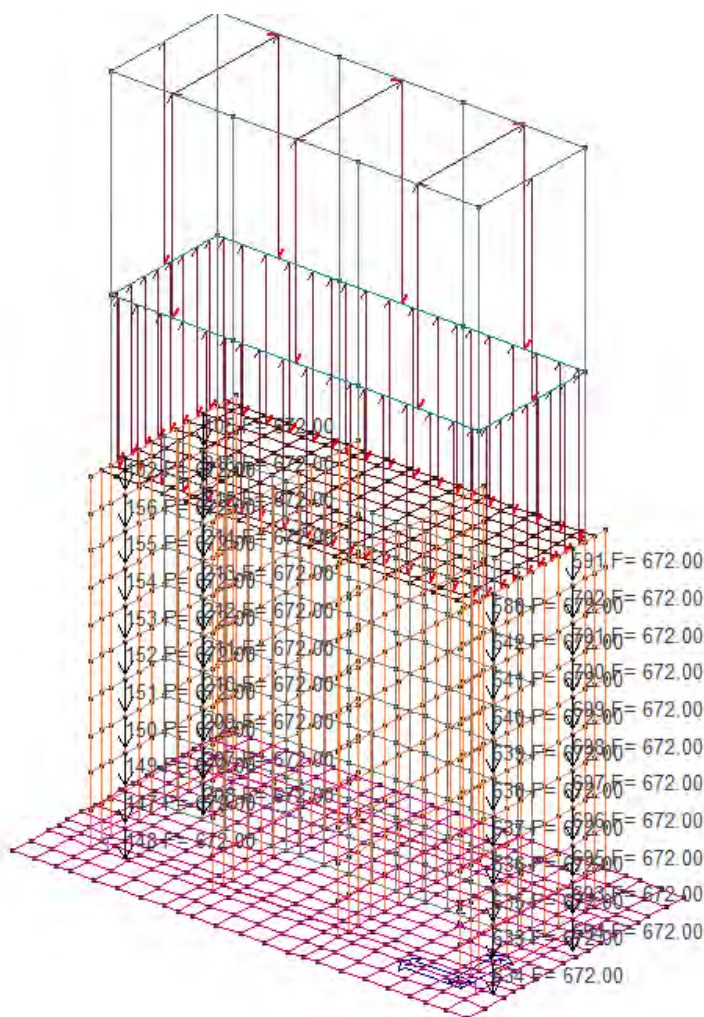


Figura 37: Massa setti laterali

4.14 Schematizzazione dei casi di carico

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 31 tipi di casi di carico:

CDC	Tipo	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	Gsk	CDC=G2pk (permanente pannelli n.c.d.)	
5	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione: 1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione: 1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione: 1.00 per 3 CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
			partecipazione: 1.00 per 4 CDC=G2pk (permanente pannelli n.c.d.)
			partecipazione: 1.00 per 5 CDC=Qnk (carico da neve)
			partecipazione: 1.00 per 10 CDC=G2k (permanente generico n.c.d.)
			IMPALCATO e PARATOIE
			partecipazione: 0.80 per 11 CDC=Gk (variabile generico) IMPALCATO
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
10	Gk	CDC=G2k (permanente generico n.c.d.) IMPALCATO e PARATOIE	Azioni applicate: D2 :da 85 a 108 Azione : G2k PARATOIE-DG:Fzi=-10.00 Fzf=-10.00 D3 :da 1 a 78 Azione : G2k IMPALCATO-QV:var x - Qz - Area D3 :da 427 a 504 Azione : G2k IMPALCATO-QV:var x - Qz - Area D3 :da 853 a 876 Azione : Pressione litostatica-QV:var x - Qz - Area D3 :da 895 a 896 Azione : Pressione litostatica-QV:var x - Qz - Area D3 :da 915 a 916 Azione : Pressione litostatica-QV:var x - Qz - Area D3 :da 917 a 928 Azione : G2k IMPALCATO-QV:var x - Qz - Area D3 :da 1127 a 1128 Azione : Pressione litostatica-QV:var x - Qz - Area D3 :da 1147 a 1180 Azione : Pressione litostatica-QV:var x - Qz - Area
11	Qk	CDC=Qk (variabile generico) IMPALCATO	Azioni applicate: D3 :da 1 a 78 Azione : Qk IMPALCATO-QV:var x - Qz - Area D3 :da 427 a 504 Azione : Qk IMPALCATO-QV:var x - Qz - Area D3 :da 917 a 928 Azione : Qk IMPALCATO-QV:var x - Qz - Area
12	Gk	CDC=G1k (permanente) SPINTA TERRE STATICA	Azioni applicate: D3 :da 79 a 198 Azione : Spinta terreno -Y-QV:var z - Qy - Area D3 :da 505 a 624 Azione : Spinta terreno +Y-QV:var z - Qy - Area
13	Qk	CDC=Qk (variabile) SPINTA IDROSTATICA	Azioni applicate: D3 :da 139 a 198 Azione : Spinta idrostatica +y-QV:var z - Qy - Area D3 :da 319 a 322 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 327 a 338 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 351 a 356 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 363 a 364 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 367 a 371 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 376 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 378 a 382 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 391 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 394 a 396 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 401 a 404 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 407 a 408 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 418 a 426 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 565 a 624 Azione : Spinta idrostatica -y-QV:var z - Qy - Area D3 :da 745 a 748 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 753 a 764 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 777 a 782 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 789 a 790 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 793 a 797 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 802 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 804 a 808 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 817 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 820 a 822 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 827 a 830 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 833 a 834 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 844 a 852 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 877 a 894 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area D3 :da 929 a 1108 Azione : Spinta idrostatica -x-QV:var z - Qx - Area D3 :da 1109 a 1126 Azione : SOTTOSPINTA IDRAULICA-QV:var x - Qz - Area
14	Gk	CDC=G1k (SPINTA SISMICA +Y)	Azioni applicate: D3 :da 79 a 318 Azione : Spinta sismica +Y solo acqua-QV:var z - Qy - Area D3 :da 505 a 624 Azione : Spinta sismica +Y totale-QV:var z - Qy - Area D3 :da 625 a 744 Azione : Spinta sismica +Y solo acqua-QV:var z - Qy - Area
15	Gk	CDC=G1k (SPINTA SISMICA -X)	Azioni applicate: D3 :da 929 a 1108 Azione : Spinta sismica -X solo acqua-QV:var z - Qx - Area
16	Gk	CDC=G2k (permanente generico n.c.d.)Setti orto	Azioni applicate: Nodo: 102 Azione : Gk setti orto-CN:Fz=-672.00 Nodo: 105 Azione : Gk setti orto-CN:Fz=-672.00 Nodo:da 147 a 156 Azione : Gk setti orto-CN:Fz=-672.00 Nodo:da 207 a 216 Azione : Gk setti orto-CN:Fz=-672.00 Nodo: 588 Azione : Gk setti orto-CN:Fz=-672.00 Nodo: 591 Azione : Gk setti orto-CN:Fz=-672.00 Nodo:da 633 a 642 Azione : Gk setti orto-CN:Fz=-672.00 Nodo:da 693 a 702 Azione : Gk setti orto-CN:Fz=-672.00

4.15 Definizione delle combinazioni

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni. La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: *Numero, Tipo, Sigla identificativa*. Una seconda tabella riporta il *peso nella combinazione*, assunto per ogni caso di carico.

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

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \cdot Qk2 + \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G1 + G2 + P + \psi 11 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

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

$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

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

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	$\psi 0$	$\psi 1$	$\psi 2$
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30kN$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30kN$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 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 γf	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	$\gamma G1$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	$\gamma G2$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γQi	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

La struttura e' stata dimensionata secondo **approccio 2**, applicando le seguenti combinazioni:

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 14	
15	SLU	Comb. SLU A1 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 1	
26	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 2	
27	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 3	
28	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 4	
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 5	
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 6	
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7	
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8	
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 9	
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 10	
35	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 11	
36	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 12	
37	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 13	
38	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 14	
39	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 15	
40	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 16	
41	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17	
42	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18	
43	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19	
44	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20	
45	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21	
46	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22	
47	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23	
48	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24	
49	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25	
50	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26	
51	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27	
52	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28	
53	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29	
54	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30	
55	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31	
56	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30 0.0	1.30 1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.30	0.0	0.0
2	1.30 0.0	1.30 1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.30	1.50	0.0
3	1.30 0.0	1.30 1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	1.30	0.0	0.0
4	1.30 0.0	1.30 1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	1.30	1.50	0.0
5	1.30 0.0	1.30 1.50	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.30	0.0	0.0
6	1.30 0.0	1.30 1.50	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.30	1.50	0.0
7	1.30 0.0	1.30 1.50	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	1.30	0.0	0.0
8	1.30 0.0	1.30 1.50	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	1.30	1.50	0.0
9	1.00	1.00	0.80	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	1.00	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0	0.80												
10	1.00	1.00	0.80	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	1.00	1.50	0.0
	0.0	0.80												
11	1.00	1.00	0.80	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.80												
12	1.00	1.00	0.80	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	1.00	1.50	0.0
	0.0	0.80												
13	1.00	1.00	0.80	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.80												
14	1.00	1.00	0.80	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	1.00	1.50	0.0
	0.0	0.80												
15	1.00	1.00	0.80	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.80												
16	1.00	1.00	0.80	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	1.00	1.50	0.0
	0.0	0.80												
17	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.30	0.0	0.0
	0.0	1.50												
18	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.30	1.50	0.0
	0.0	1.50												
19	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	1.30	0.0	0.0
	0.0	1.50												
20	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	1.30	1.50	0.0
	0.0	1.50												
21	1.00	1.00	0.80	0.80	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.80												
22	1.00	1.00	0.80	0.80	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	1.00	1.50	0.0
	0.0	0.80												
23	1.00	1.00	0.80	0.80	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.80												
24	1.00	1.00	0.80	0.80	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.50	1.00	1.50	0.0
	0.0	0.80												
25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	1.00	1.00												
26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	1.00	1.00												
27	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
28	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
29	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	1.00	1.00												
30	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	1.00	1.00												
31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
33	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	1.00	1.00												
34	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	1.00	1.00												
35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
36	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
37	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	1.00	1.00												
38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	1.00	1.00												
39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
41	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
42	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00												
43	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
44	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00												
45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
46	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00												
47	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0	1.00												
48	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	1.00	0.80	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00												
49	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00												
51	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
52	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00												
53	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
54	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00												
55	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00												
56	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00												

4.16 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. Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione). L'azione sismica viene definita in relazione ad 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 [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	C	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.5)

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km
Loc.	10.063	45.055	
14270	10.026	45.035	3.675
14271	10.096	45.037	3.292
14049	10.094	45.087	4.261
14048	10.023	45.085	4.535

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	30.0	0.034	2.547	0.210
SLD	81.0	30.0	0.034	2.547	0.210
SLV	38.0	104.0	0.054	2.573	0.269
SLC	22.0	201.0	0.068	2.568	0.287

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.034	1.500	2.547	0.636	0.123	0.369	1.737
SLD	0.034	1.500	2.547	0.636	0.123	0.369	1.737
SLV	0.054	1.500	2.573	0.809	0.145	0.436	1.817
SLC	0.068	1.500	2.568	0.905	0.152	0.455	1.873

4.16.1. Fattore di comportamento

Per le verifiche della struttura esistente è stata effettuata una analisi dinamica lineare con fattore di comportamento. Nel caso in esame è stato considerato fattore di comportamento $q = 1.50$ agli SLV sia per le verifiche dei meccanismi duttili (a favore di sicurezza) che per le verifiche dei meccanismi fragili.

4.17 Risultati delle analisi sismiche

Il programma consente l'analisi di diverse configurazioni sismiche.

Sono previsti, infatti, i seguenti casi di carico:

9. **Esk** caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10. **Edk** caso di carico sismico con analisi dinamica

Ciascun caso di carico è caratterizzato da un angolo di ingresso e da una configurazione di masse determinante la forza sismica complessiva (si rimanda al capitolo relativo ai casi di carico per chiarimenti inerenti questo aspetto).

Nella colonna "Note", in funzione della norma in uso sono riportati i parametri fondamentali che caratterizzano l'azione sismica. In particolare possono essere presenti i seguenti valori:

Angolo di ingresso	Angolo di ingresso dell'azione sismica orizzontale
Fattore di importanza	Fattore di importanza dell'edificio, in base alla categoria di appartenenza
Zona sismica	Zona sismica
Accelerazione ag	Accelerazione orizzontale massima sul suolo
Categoria suolo	Categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione
Fattore di struttura q	Fattore dipendente dalla tipologia strutturale
Fattore di sito S	Fattore dipendente dalla stratigrafia e dal profilo topografico
Classe di duttilità CD	Classe di duttilità della struttura – "A" duttilità alta, "B" duttilità bassa
Fattore riduz. SLD	Fattore di riduzione dello spettro elastico per lo stato limite di danno
Periodo proprio T1	Periodo proprio di vibrazione della struttura
Coefficiente Lambda	Coefficiente dipendente dal periodo proprio T1 e dal numero di piani della struttura
Ordinata spettro Sd(T1)	Valore delle ordinate dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo, componente orizzontale (verticale Svd)
Ordinata spettro Se(T1)	Valore delle ordinate dello spettro elastico ridotta del fattore SLD per lo stato limite di danno, componente orizzontale (verticale Sve)
Ordinata spettro S (Tb-Tc)	Valore dell' ordinata dello spettro in uso nel tratto costante
numero di modi considerati	Numero di modi di vibrare della struttura considerati nell'analisi dinamica

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.350
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.140 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.777 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.500
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls) ^ 2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1357.50	4.017e+04	183.00	375.26	0.0	-37.53	183.00	375.26	1.820	0.0	0.0
959.50	4.104e+04	183.00	375.26	0.0	-37.53	183.00	375.26	1.820	0.0	0.0
657.50	6.069e+04	183.54	375.26	0.0	-37.53	183.00	375.26	1.350	3.0468e-04	0.0
591.75	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	-37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
526.00	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	-37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
460.25	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	-37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
394.50	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	-37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
328.75	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	-37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
263.00	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	-37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
197.25	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	-37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
131.50	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	-37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
65.75	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	-37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
Risulta	2.675e+05									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x %	M efficace Y x %	M efficace Z x %	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN	daN	daN		
1	1.287	0.777	0.078	1.740e+05	3.97e-04	0.0	4.83e-03	1.80e-06
2	2.006	0.499	0.122	2.01e-04	1.643e+05	61.4	0.0	0.0
3	3.478	0.288	0.140	911.85	5.60e-04	0.0	4.35e-04	0.0
4	4.409	0.227	0.140	5.244e+04	9.21e-04	0.0	0.02	7.96e-06
5	5.932	0.169	0.140	1.79e-03	4.513e+04	16.9	0.0	0.0
6	7.067	0.141	0.138	0.02	6.93e-06	0.0	2.675e+05	100.0
7	13.741	0.073	0.111	5.59e-03	2.09e-06	5.797e+04	21.7	0.0
8	14.663	0.068	0.109	3.368e+04	12.6	5.97e-03	2.23e-06	6.66e-04
9	46.468	0.022	0.090	110.54	4.13e-02	5.14e-04	0.0	47.81
Risulta				2.612e+05	2.674e+05	2.675e+05		
In percentuale				97.62	99.96	100.00		

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.350
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.140 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.777 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.500
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls) ^ 2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1357.50	4.017e+04	183.00	375.26	0.0	37.53	183.00	375.26	1.820	0.0	0.0
959.50	4.104e+04	183.00	375.26	0.0	37.53	183.00	375.26	1.820	0.0	0.0
657.50	6.069e+04	183.54	375.26	0.0	37.53	183.00	375.26	1.350	3.0468e-04	0.0
591.75	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
526.00	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
460.25	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
394.50	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
328.75	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
263.00	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
197.25	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
131.50	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
65.75	1.396e+04	183.00	375.26	0.0	37.53	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
Risulta	2.675e+05									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x %	M efficace Y x %	M efficace Z x %	Energia	Energia x v			
	Hz	sec	g	daN	daN	daN					
1	1.287	0.777	0.078	1.740e+05	65.0	3.97e-04	0.0	4.83e-03	1.80e-06	0.0	0.0
2	2.006	0.499	0.122	2.01e-04	0.0	1.643e+05	61.4	0.0	0.0	0.0	0.0
3	3.478	0.288	0.140	911.84	0.3	5.60e-04	0.0	4.35e-04	0.0	0.0	0.0
4	4.409	0.227	0.140	5.244e+04	19.6	9.21e-04	0.0	0.02	7.96e-06	0.0	0.0
5	5.932	0.169	0.140	1.79e-03	0.0	4.513e+04	16.9	0.0	0.0	0.0	0.0
6	7.067	0.141	0.138	0.02	6.93e-06	0.0	0.0	2.675e+05	100.0	0.0	0.0
7	13.741	0.073	0.111	5.59e-03	2.09e-06	5.797e+04	21.7	0.0	0.0	0.0	0.0
8	14.663	0.068	0.109	3.368e+04	12.6	5.97e-03	2.23e-06	6.66e-04	0.0	0.0	0.0
9	46.468	0.022	0.090	110.54	4.13e-02	5.14e-04	0.0	47.81	1.79e-02	0.0	0.0
Risulta				2.612e+05		2.674e+05		2.675e+05			
In percentuale				97.62		99.96		100.00			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.350
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.140 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.499 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.500
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls) ^ 2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1357.50	4.017e+04	183.00	375.26	13.35	0.0	183.00	375.26	1.820	0.0	0.0
959.50	4.104e+04	183.00	375.26	13.35	0.0	183.00	375.26	1.820	0.0	0.0
657.50	6.069e+04	183.54	375.26	18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	3.0468e-04	0.0
591.75	1.396e+04	183.00	375.26	18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
526.00	1.396e+04	183.00	375.26	18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
460.25	1.396e+04	183.00	375.26	18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
394.50	1.396e+04	183.00	375.26	18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
328.75	1.396e+04	183.00	375.26	18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
263.00	1.396e+04	183.00	375.26	18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
197.25	1.396e+04	183.00	375.26	18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
131.50	1.396e+04	183.00	375.26	18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
65.75	1.396e+04	183.00	375.26	18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
Risulta	2.675e+05									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.289	0.776	0.078	1.742e+05	65.1	0.0	0.0	4.85e-03	1.81e-06	0.0	0.0
2	2.004	0.499	0.122	0.0	0.0	1.642e+05	61.4	0.0	0.0	0.0	0.0
3	4.413	0.227	0.140	5.309e+04	19.8	0.0	0.0	0.02	8.37e-06	0.0	0.0
4	5.628	0.178	0.140	0.0	0.0	3.362e+04	12.6	0.0	0.0	0.0	0.0
5	6.911	0.145	0.140	4.90	1.83e-03	9.59e-05	0.0	1.06	3.96e-04	0.0	0.0
6	7.067	0.141	0.138	0.02	6.73e-06	0.0	0.0	2.675e+05	100.0	0.0	0.0
7	9.807	0.102	0.122	0.0	0.0	5.228e+04	19.5	0.0	0.0	0.0	0.0
8	14.900	0.067	0.108	3.470e+04	13.0	0.0	0.0	3.63e-04	0.0	0.0	0.0
9	48.368	0.021	0.090	6.82	2.55e-03	2.23e-06	0.0	51.49	1.92e-02	0.0	0.0
Risulta				2.620e+05		2.501e+05		2.675e+05			
In percentuale				97.94		93.48		100.00			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.350
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.140 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.499 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 1.500
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls) ^ 2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1357.50	4.017e+04	183.00	375.26	-13.35	0.0	183.00	375.26	1.820	0.0	0.0
959.50	4.104e+04	183.00	375.26	-13.35	0.0	183.00	375.26	1.820	0.0	0.0
657.50	6.069e+04	183.54	375.26	-18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	3.0468e-04	0.0
591.75	1.396e+04	183.00	375.26	-18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
526.00	1.396e+04	183.00	375.26	-18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
460.25	1.396e+04	183.00	375.26	-18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
394.50	1.396e+04	183.00	375.26	-18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
328.75	1.396e+04	183.00	375.26	-18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
263.00	1.396e+04	183.00	375.26	-18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
197.25	1.396e+04	183.00	375.26	-18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
131.50	1.396e+04	183.00	375.26	-18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
65.75	1.396e+04	183.00	375.26	-18.30	0.0	183.00	375.26	1.350	0.0	0.0
Risulta	2.675e+05									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.289	0.776	0.078	1.742e+05	65.1	0.0	0.0	4.86e-03	1.81e-06	0.0	0.0
2	2.004	0.499	0.122	0.0	0.0	1.642e+05	61.4	0.0	0.0	0.0	0.0
3	4.413	0.227	0.140	5.309e+04	19.8	0.0	0.0	0.02	8.36e-06	0.0	0.0
4	5.631	0.178	0.140	0.0	0.0	3.373e+04	12.6	0.0	0.0	0.0	0.0
5	6.911	0.145	0.140	4.90	1.83e-03	1.51e-03	0.0	1.06	3.96e-04	0.0	0.0
6	7.067	0.141	0.138	0.02	6.72e-06	0.0	0.0	2.675e+05	100.0	0.0	0.0
7	9.823	0.102	0.122	0.0	0.0	5.224e+04	19.5	0.0	0.0	0.0	0.0
8	14.900	0.067	0.108	3.470e+04	13.0	0.0	0.0	3.55e-04	0.0	0.0	0.0
9	48.369	0.021	0.090	6.79	2.54e-03	1.56e-05	0.0	51.50	1.92e-02	0.0	0.0
Risulta				2.620e+05		2.502e+05		2.675e+05			
In percentuale				97.94		93.51		100.00			

A seguire i grafici relativi alla struttura indeformata e deformata in corrispondenza dei modi di vibrare più significativi.

Deformata + Indeformata Modo 1, Frequenza = 1,29 Hz, $T = 0,78$ s, M ecc. $X = 65,1\%$ (Caso Dyn 8, $\alpha=90$, ecc. +)

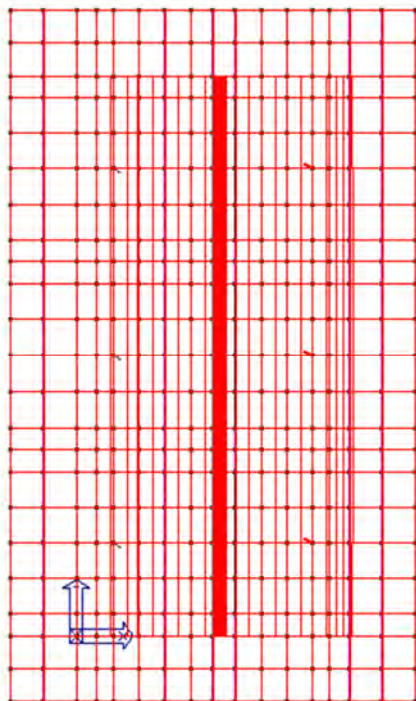


Figura 38: Struttura deformata CDC 7 Modo 8

Deformata + Indeformata Modo 2, Frequenza = 2,00 Hz, $T = 0,50$ s, M ecc. $Y = 61,4\%$ (Caso Dyn 6, $\alpha= 0$, ecc. +)

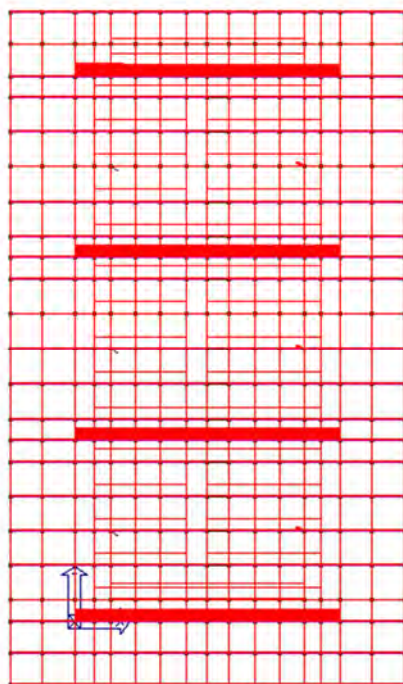


Figura 39: Struttura deformata CDC 7 Modo 7

4.18 Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative

Nelle immagini riportate di seguito si restituiscono gli involuppi delle sollecitazioni maggiormente significative per gli elementi in calcestruzzo armato, pilastri, travi, pareti e le tensioni massime totali negli elementi piastra.

4.18.1. Pilastri in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Statiche

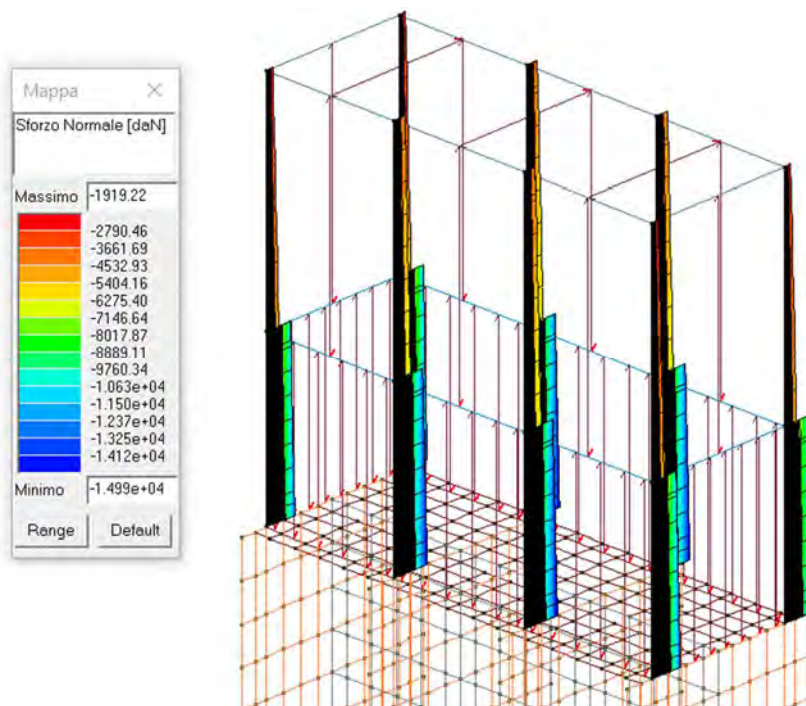


Figura 40: Involuppo sforzo normale (daN)

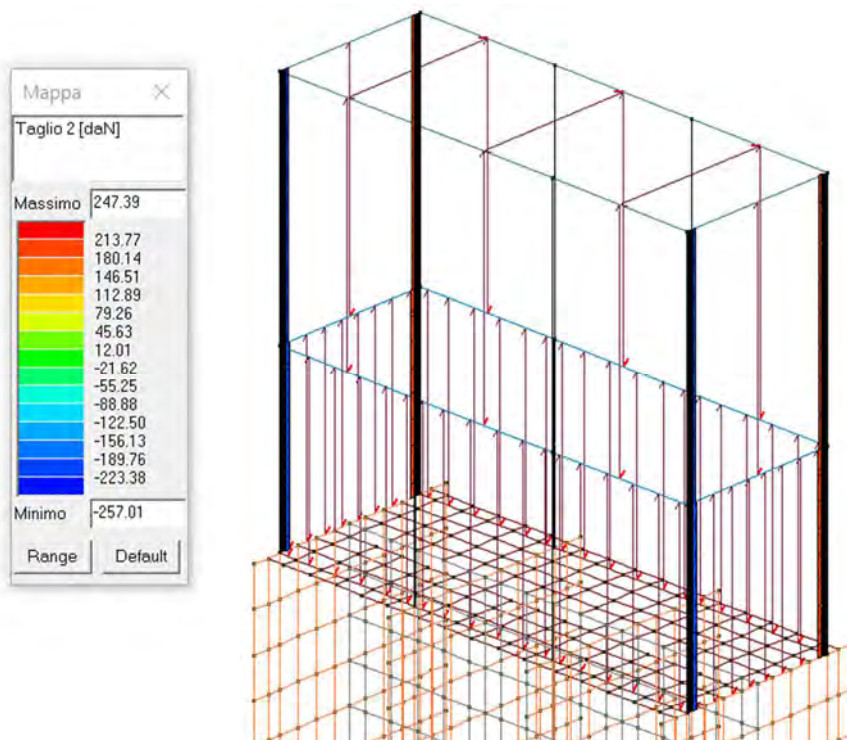


Figura 41: Involuppo Azione V 2 (daN)

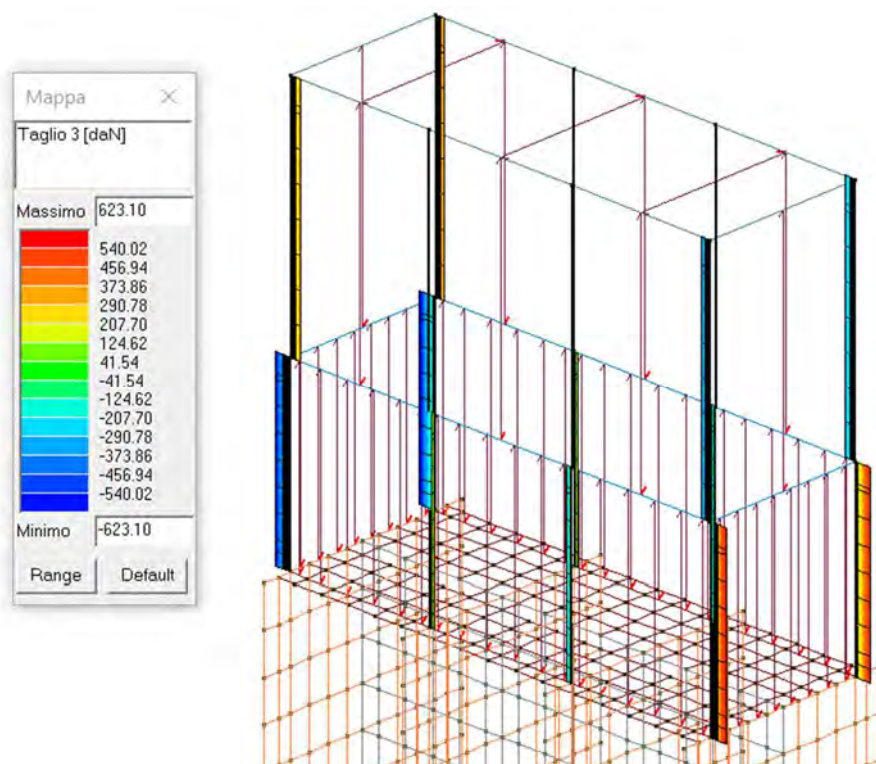


Figura 42: Involuppo Azione V 3 (daN)

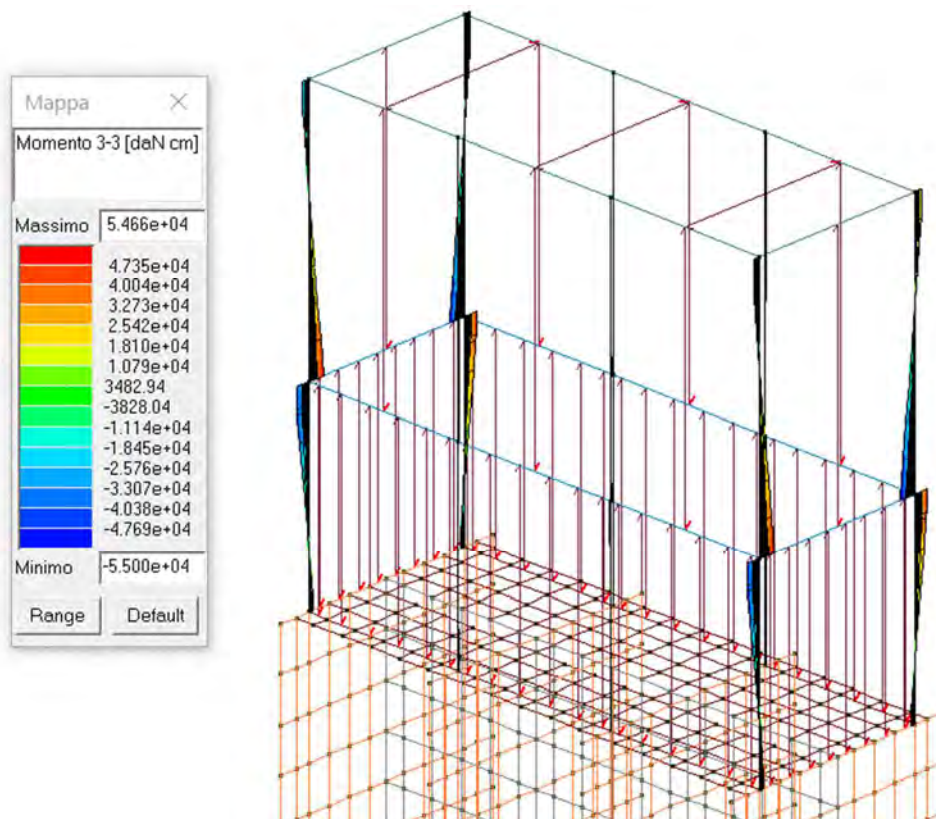


Figura 43: Involuppo Momento 3-3 (daN cm)

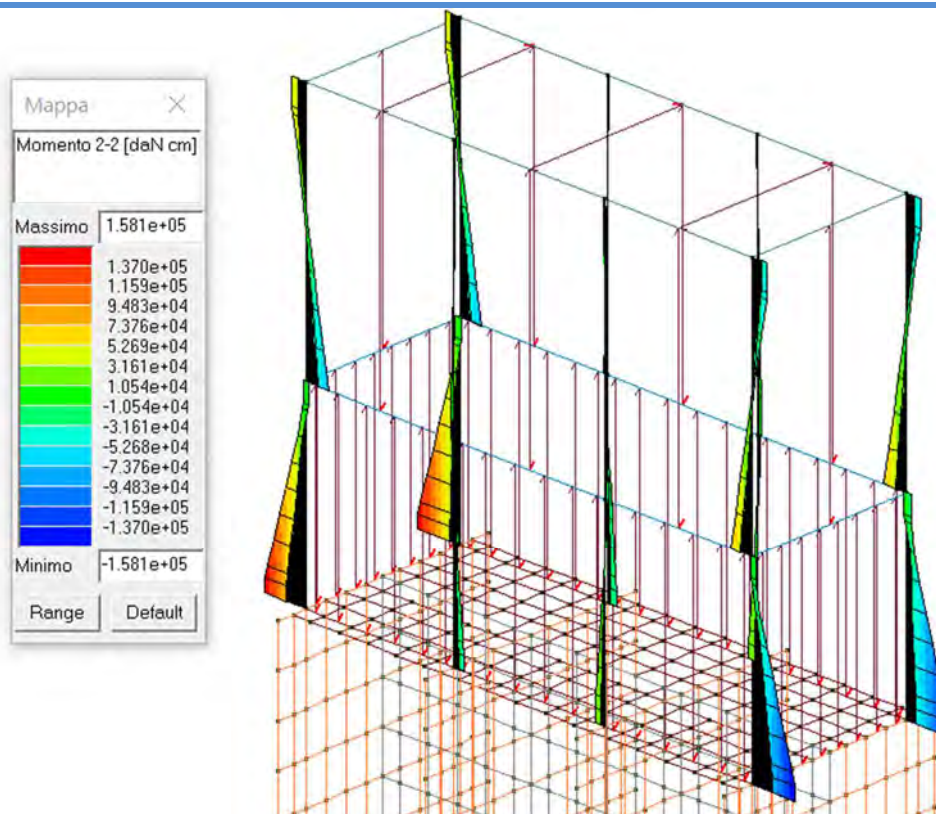


Figura 44: Involuppo Momento 2-2 (daN cm)

4.18.2. Pilastri in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Sismiche

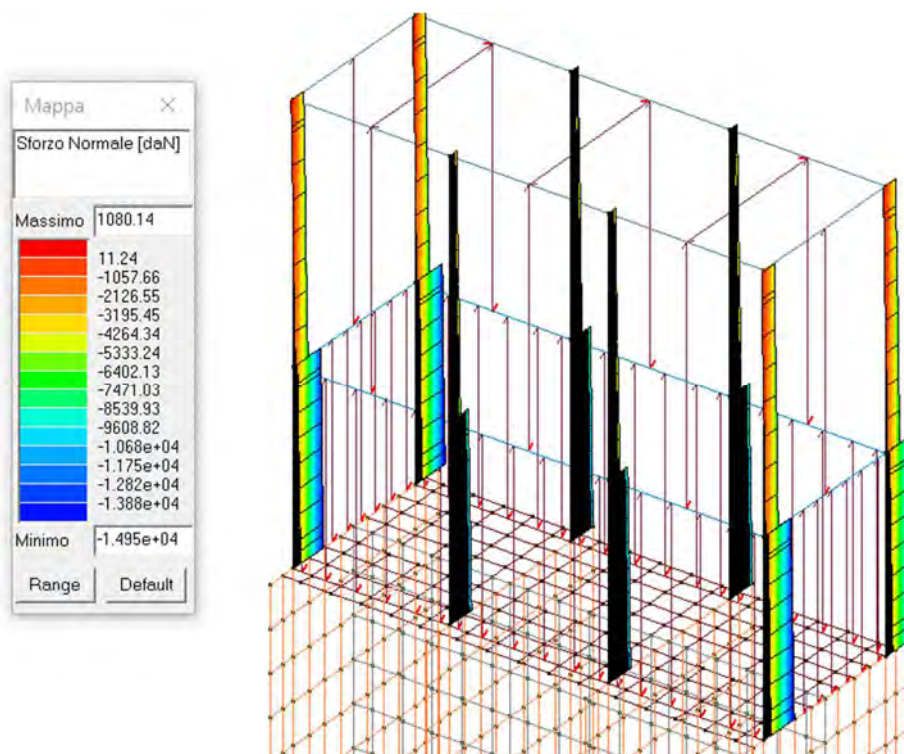


Figura 45: Involuppo sforzo normale (daN)

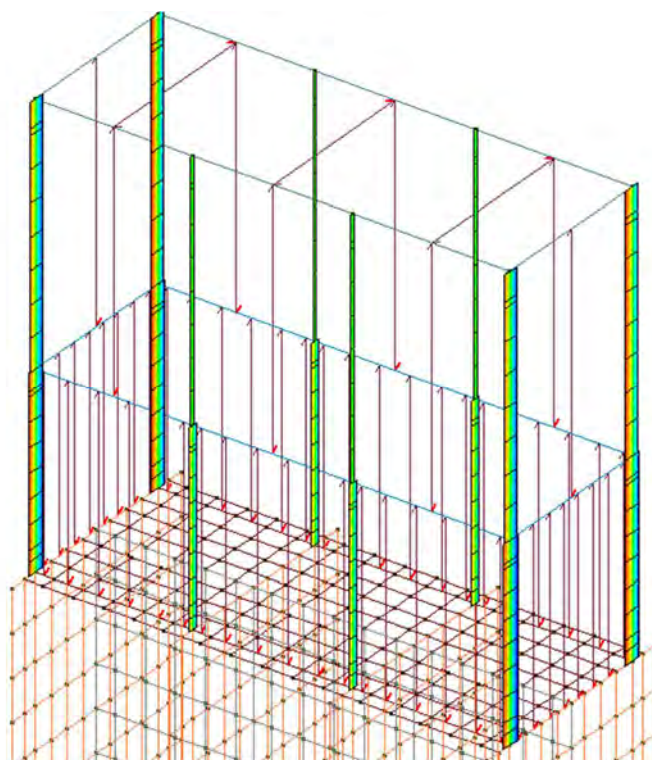
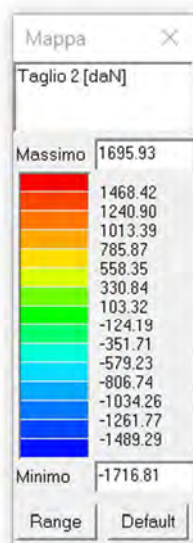


Figura 46: Inviluppo Azione V 2 (daN)

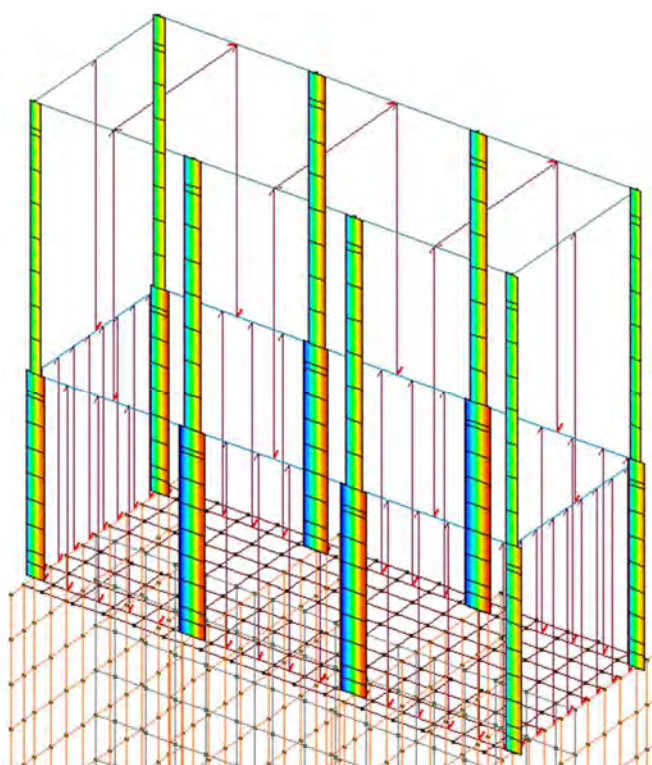
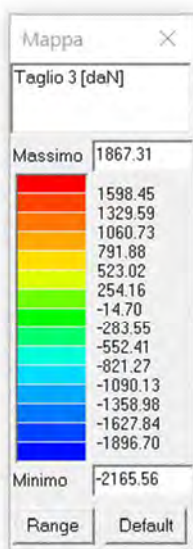


Figura 47: Inviluppo Azione V 3 (daN)

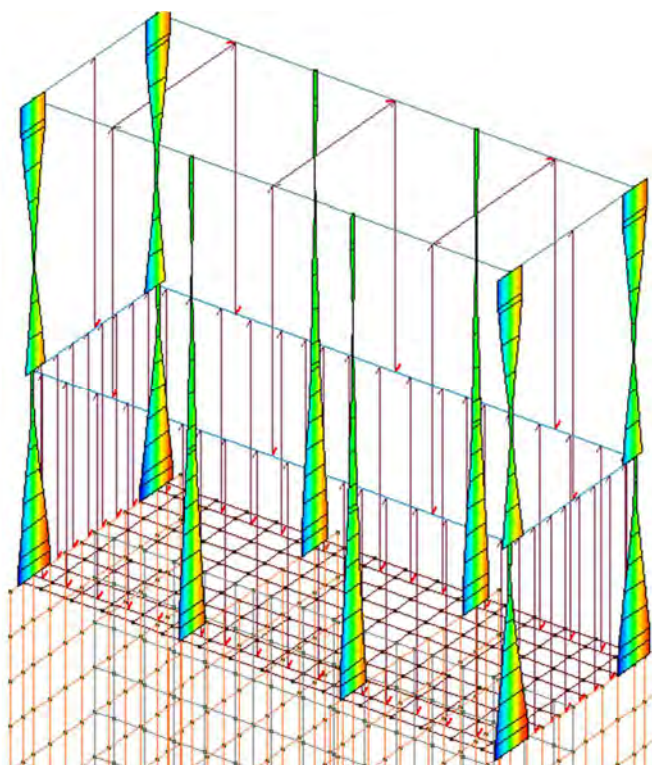
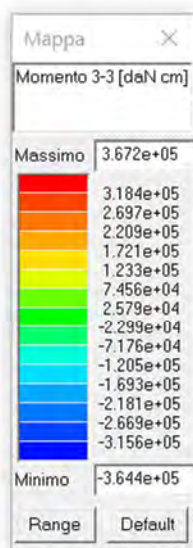


Figura 48: Involuppo Momento 3-3 (daN cm)

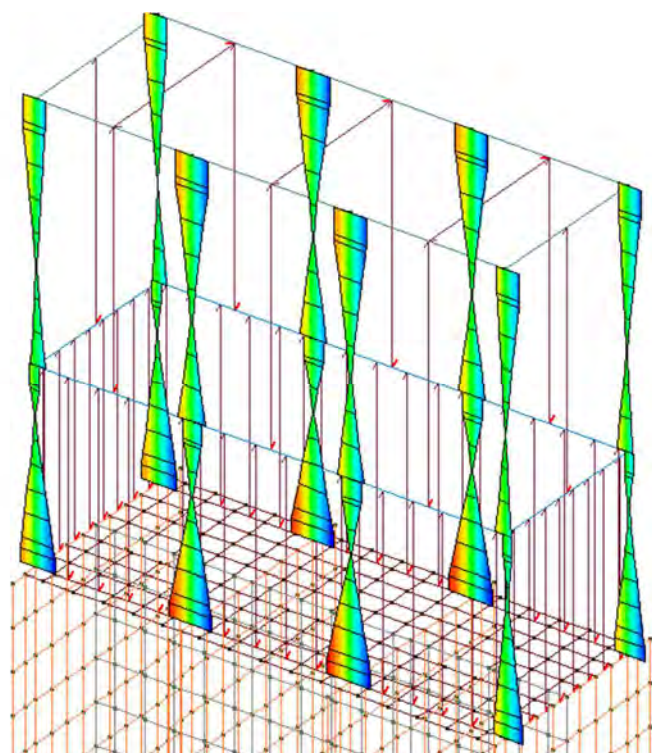
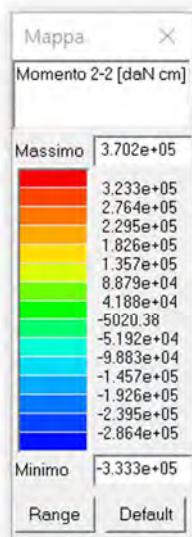


Figura 49: Involuppo Momento 2-2 (daN cm)

4.18.3. Travi in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Statiche

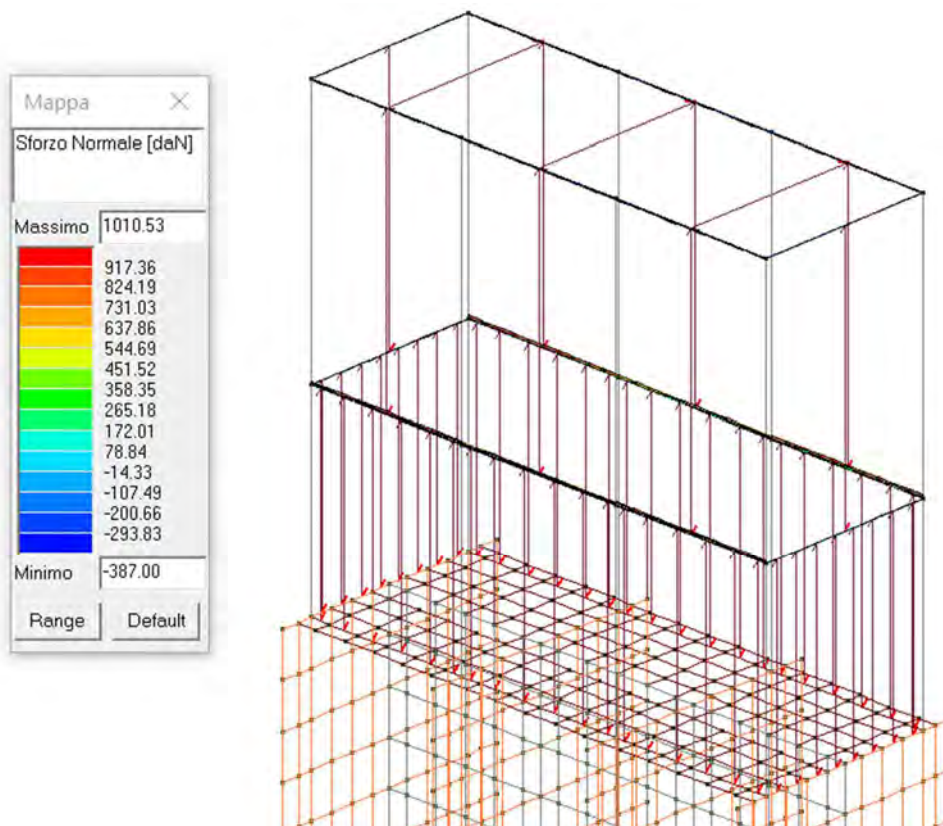


Figura 50: Inviluppo sforzo normale (daN)

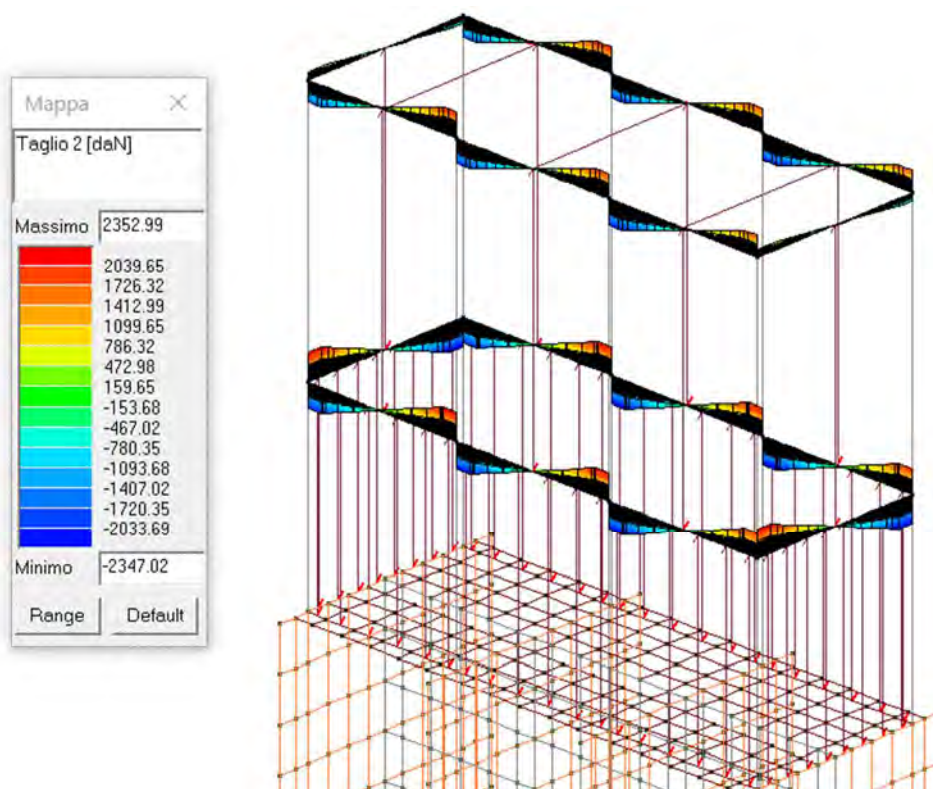


Figura 51: Inviluppo Azione V 2 (daN)

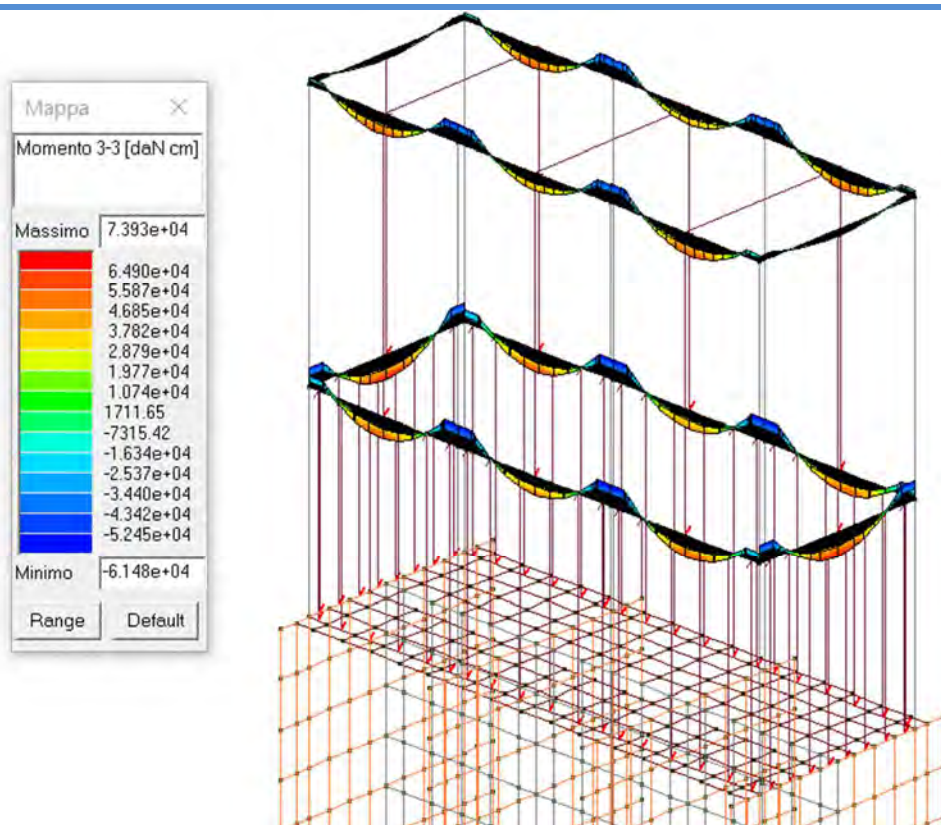


Figura 52: Involuppo Momento 3-3 (daN cm)

4.18.4. Travi in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Sismiche

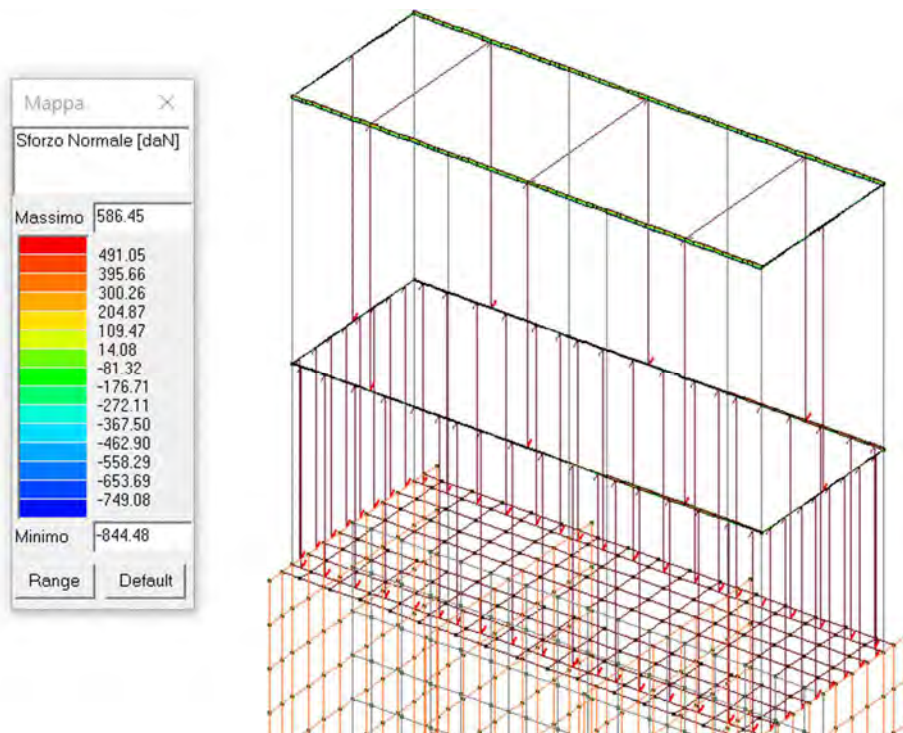


Figura 53: Involuppo sforzo normale (daN)

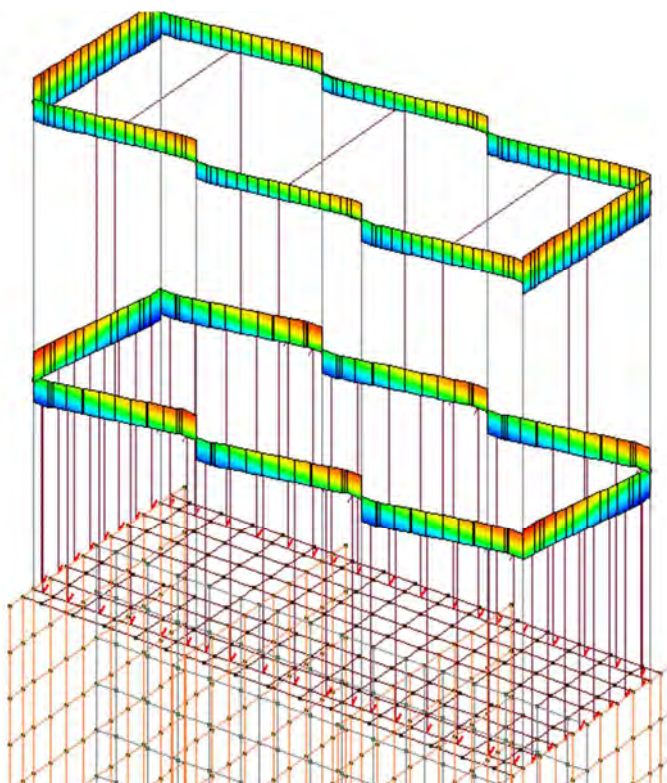
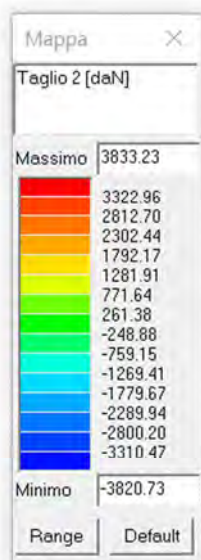


Figura 54: Involuppo Azione V 2 (daN)

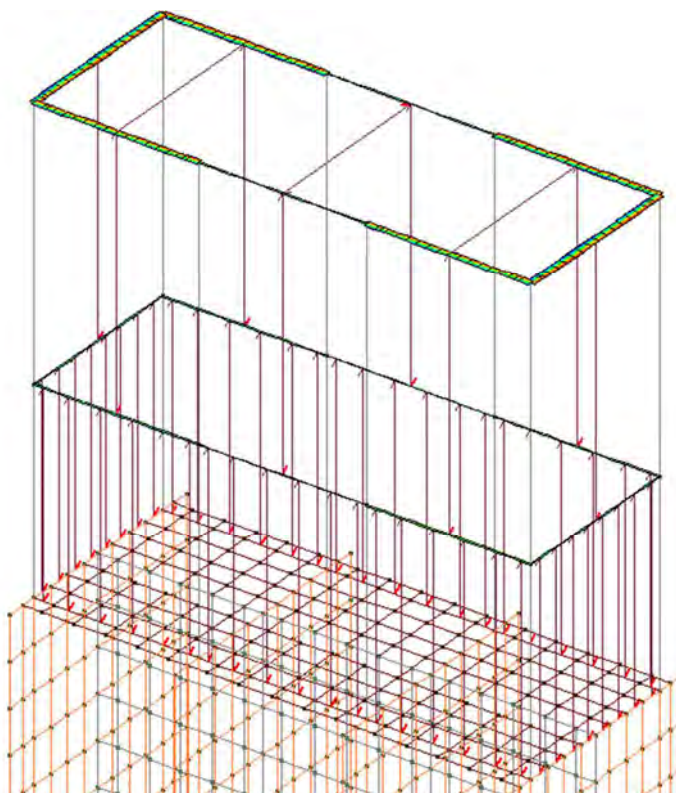
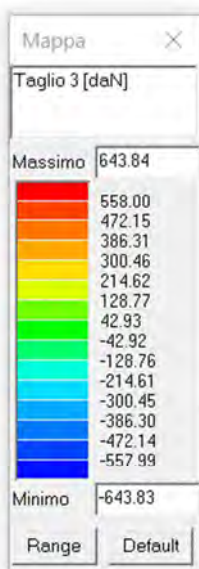


Figura 55: Involuppo Azione V 3 (daN)

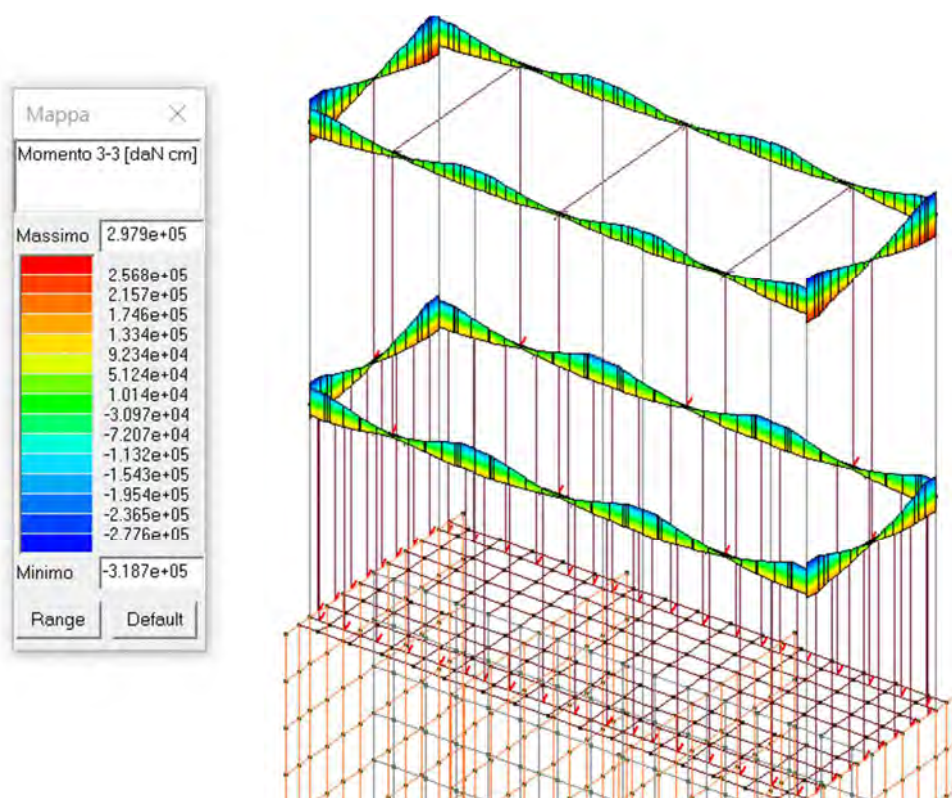


Figura 56: Involuppo Momento 3-3 (daN cm)

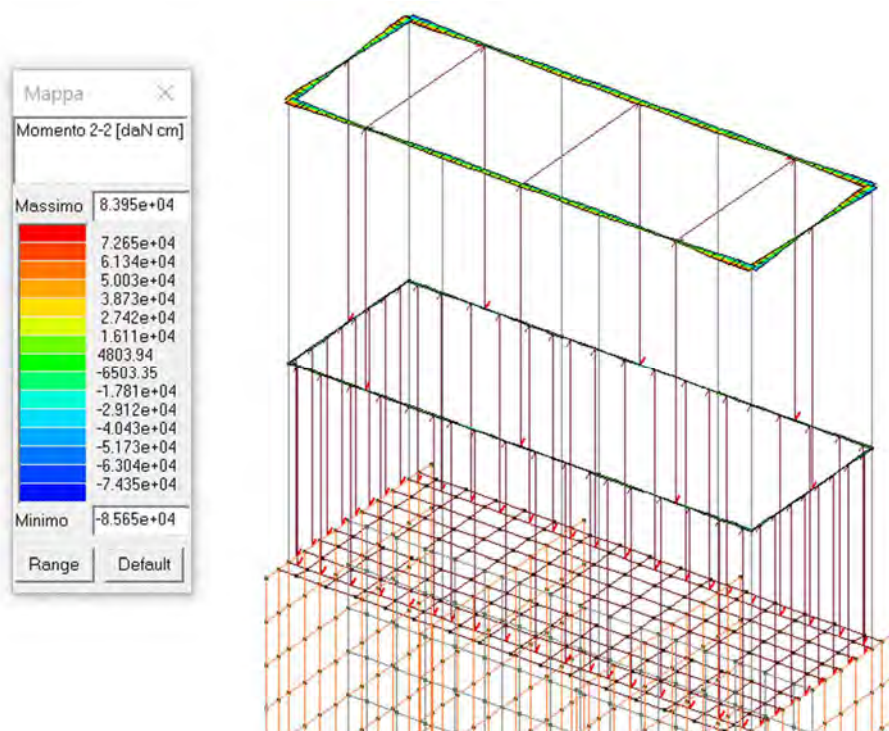


Figura 57: Involuppo Momento 2-2 (daN cm)

4.18.5. Pareti in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Statiche

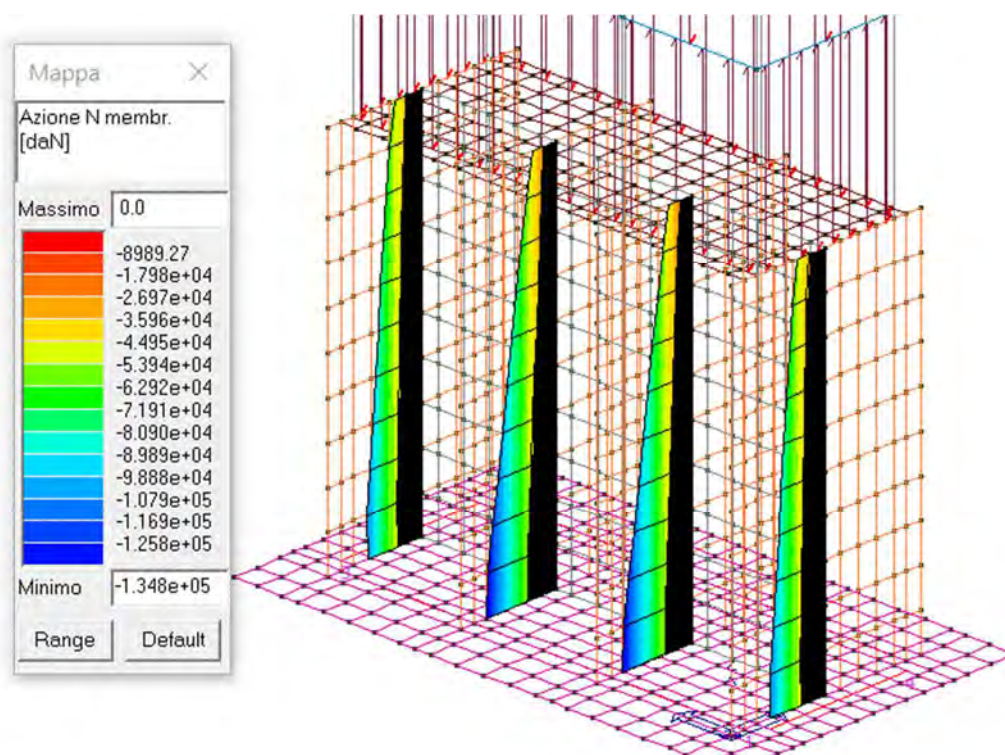


Figura 58: Involuppo sforzo normale (daN)

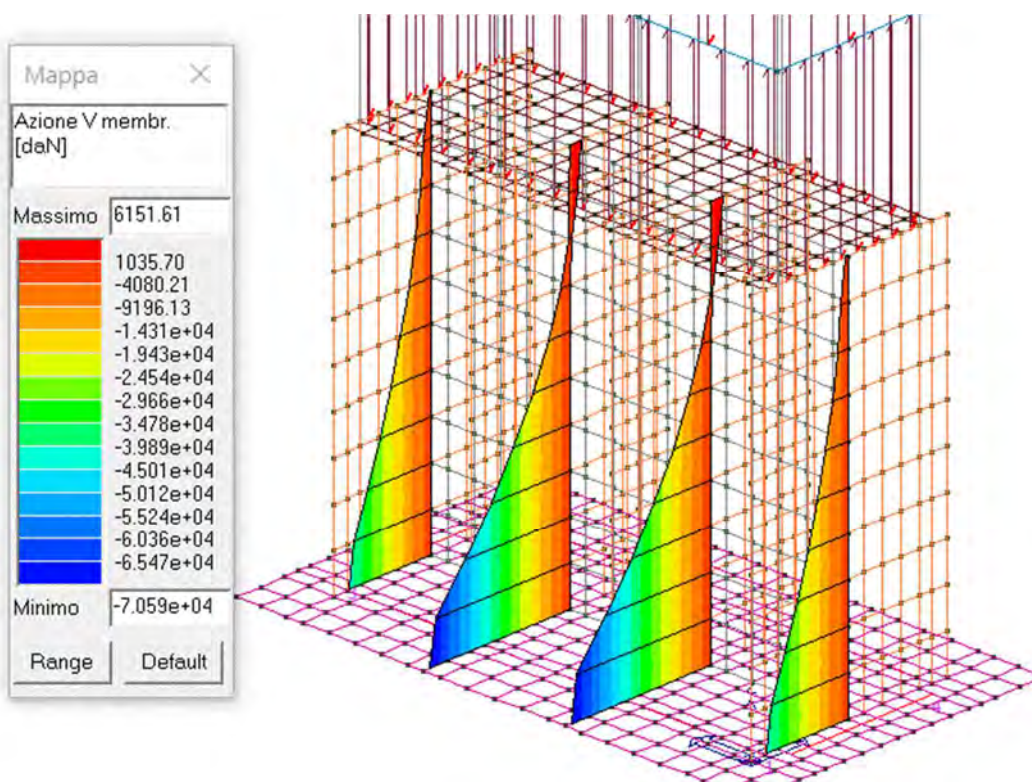


Figura 59: Involuppo Azione taglio membranale (daN)

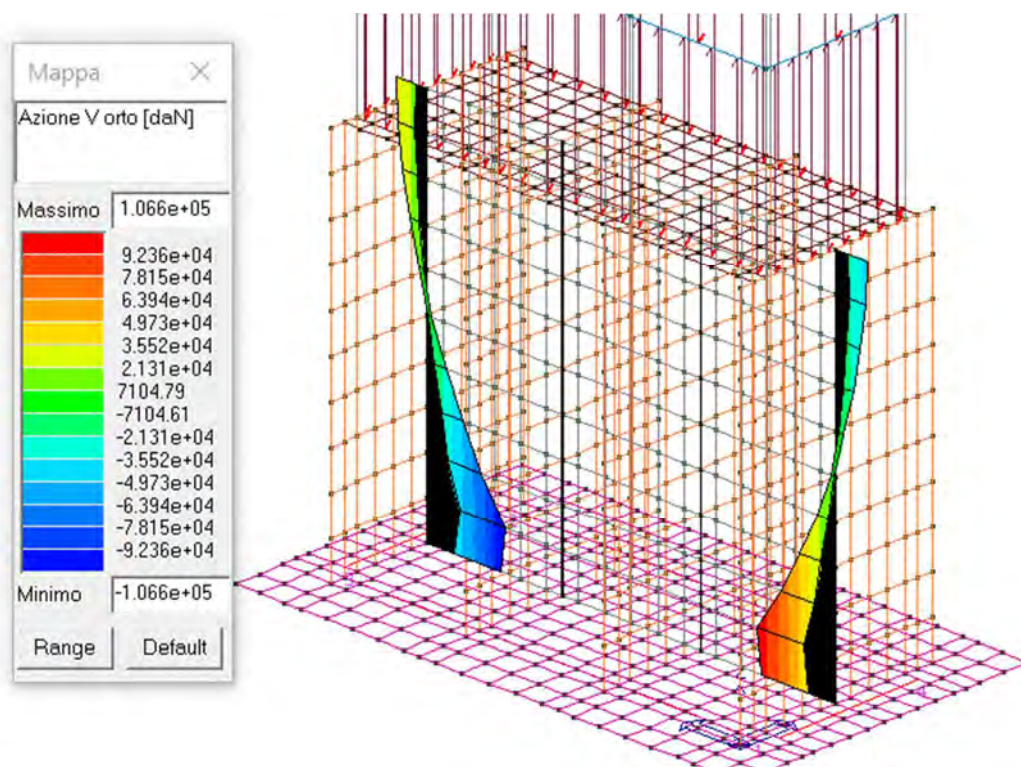


Figura 60: Involuppo Azione taglio ortogonale (daN)

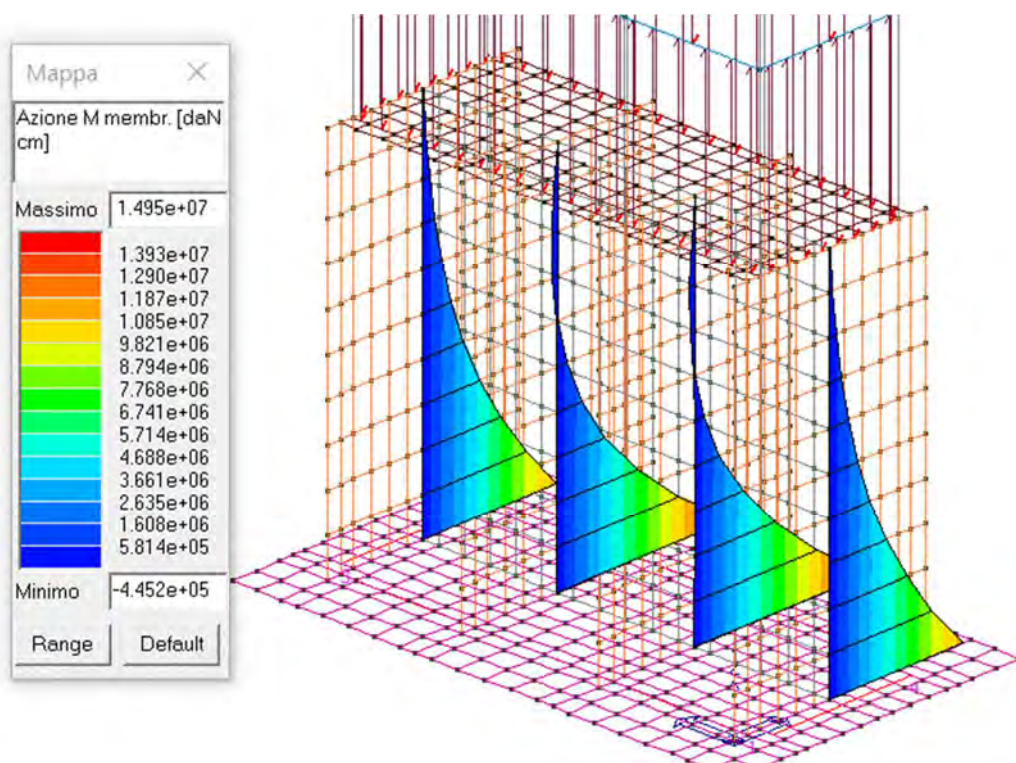


Figura 61: Involuppo Momento membranale (daN cm)

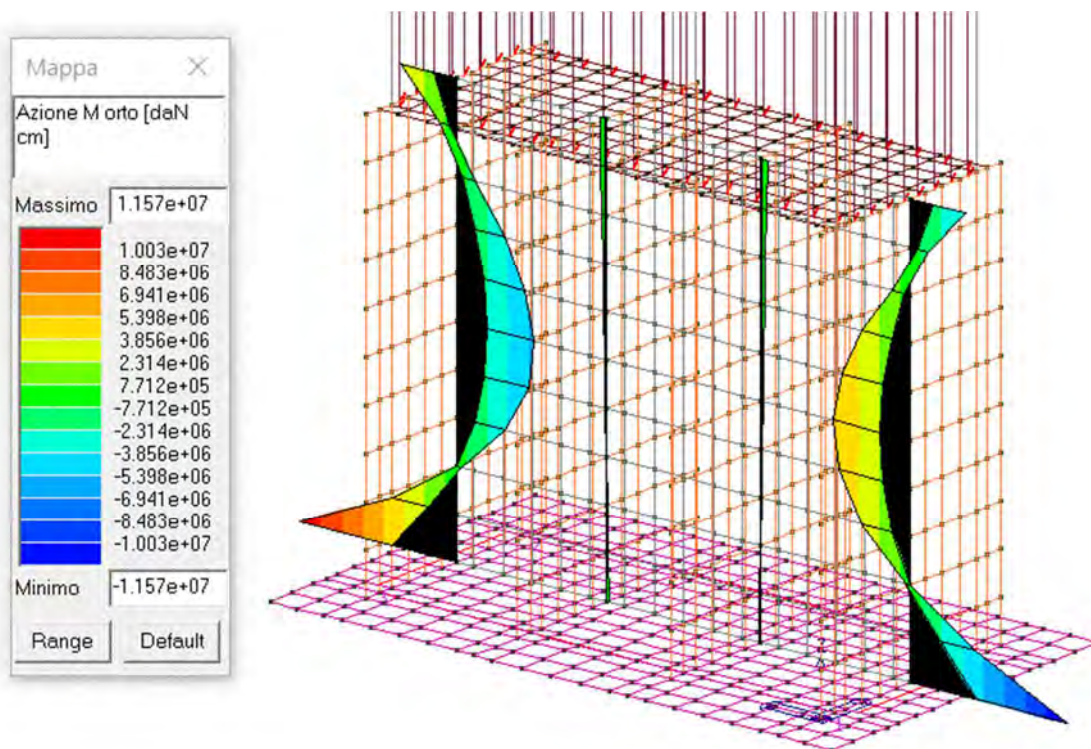


Figura 62: Involuppo Momento ortogonale (daN cm)

4.18.6. Pareti in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Sismiche

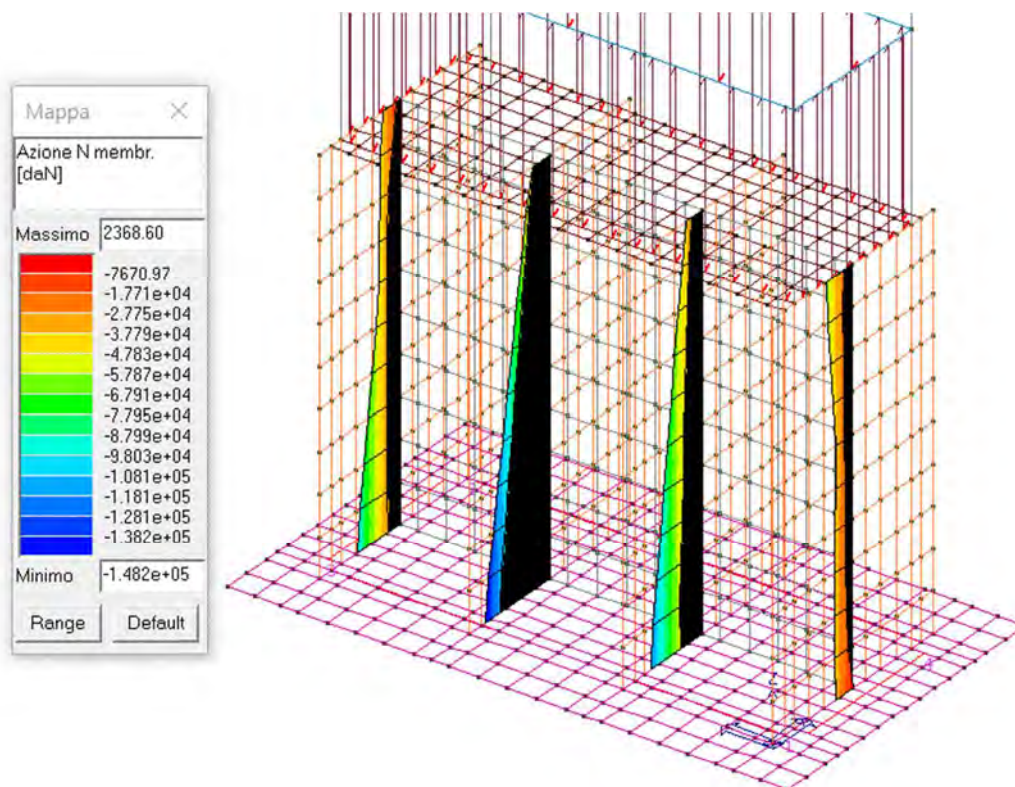


Figura 63: Involuppo sforzo normale (daN)

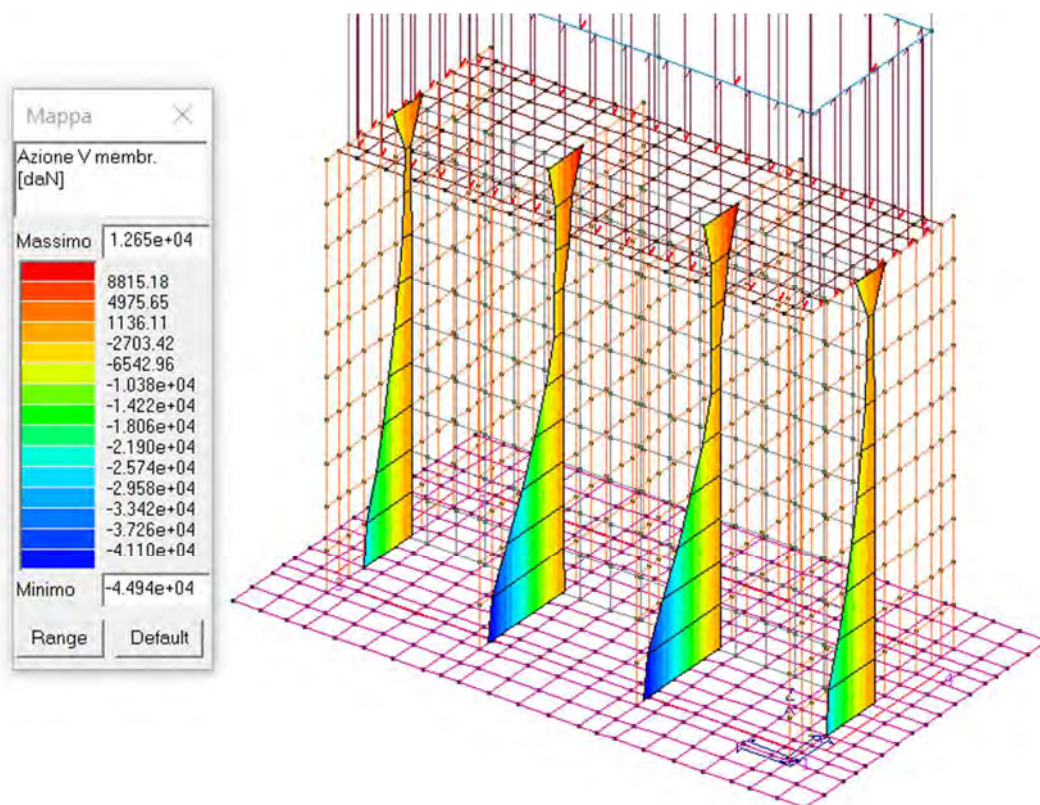


Figura 64: Involuppo Azione taglio membranale (daN)

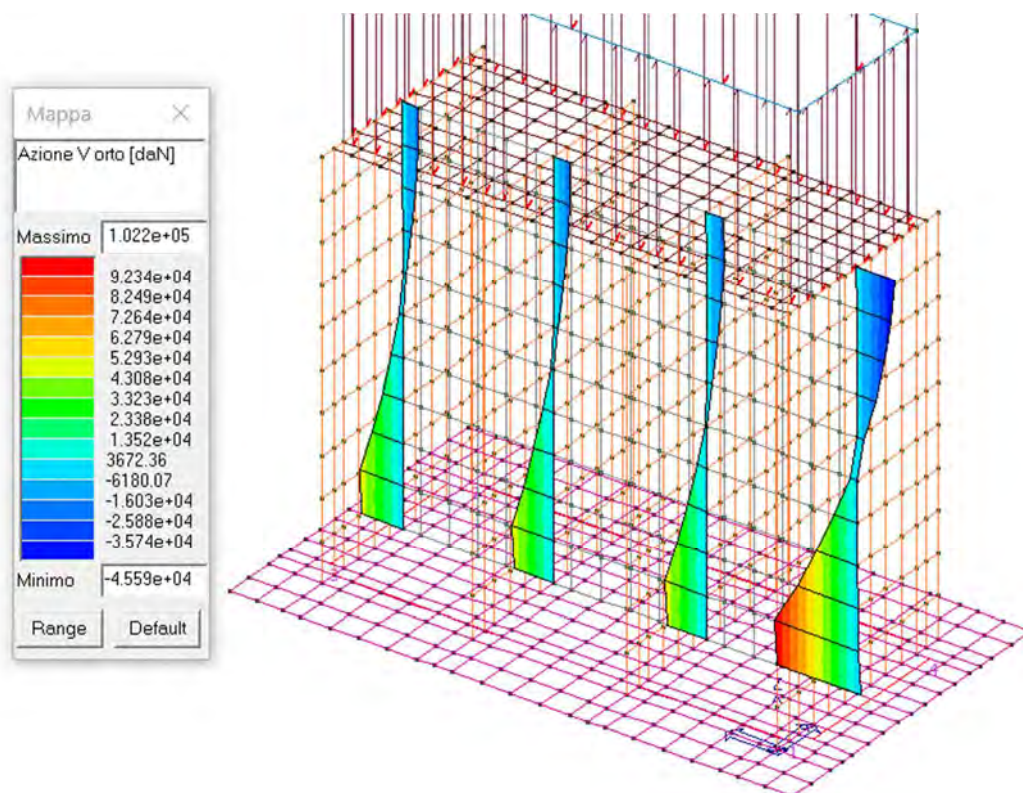


Figura 65: Involuppo Azione taglio ortogonale (daN)

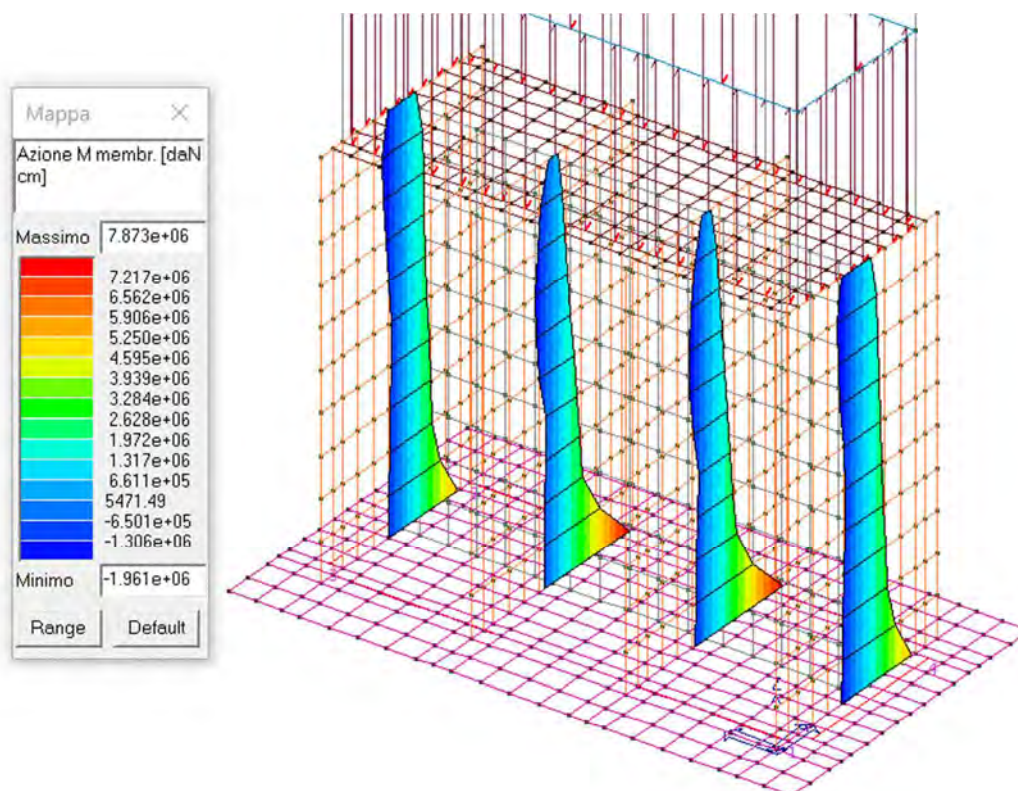


Figura 66: Involuppo Momento membranale (daN cm)

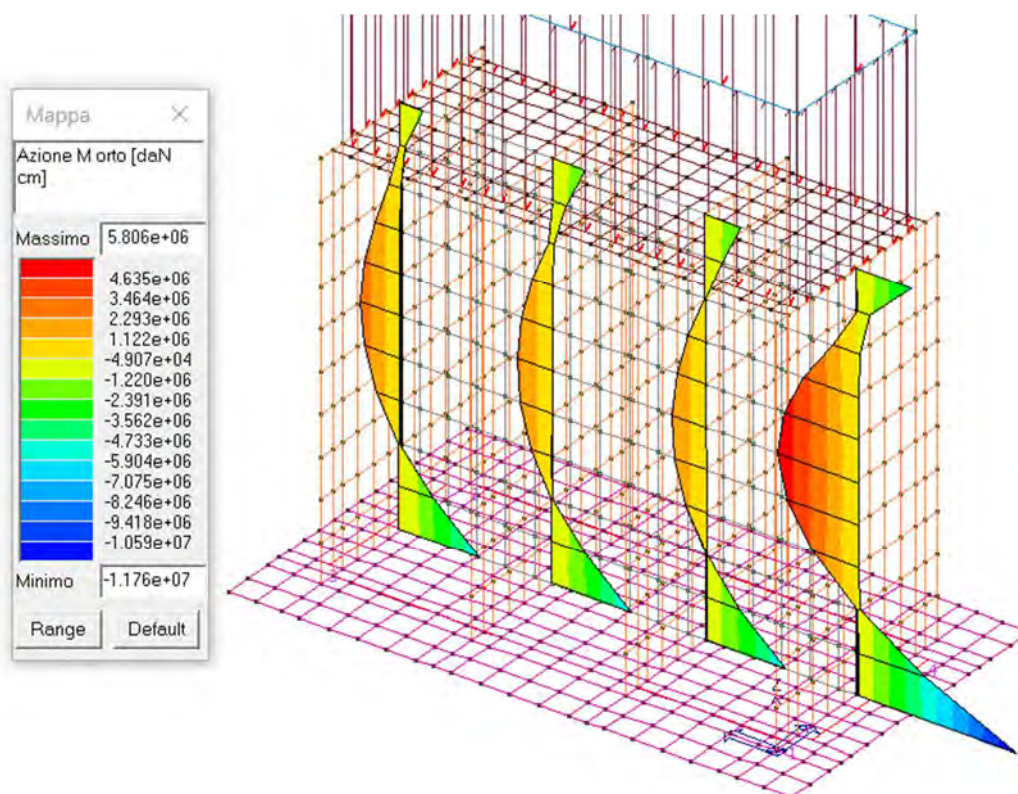


Figura 67: Involuppo Momento ortogonale (daN cm)

4.18.7. Piastre in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Statiche

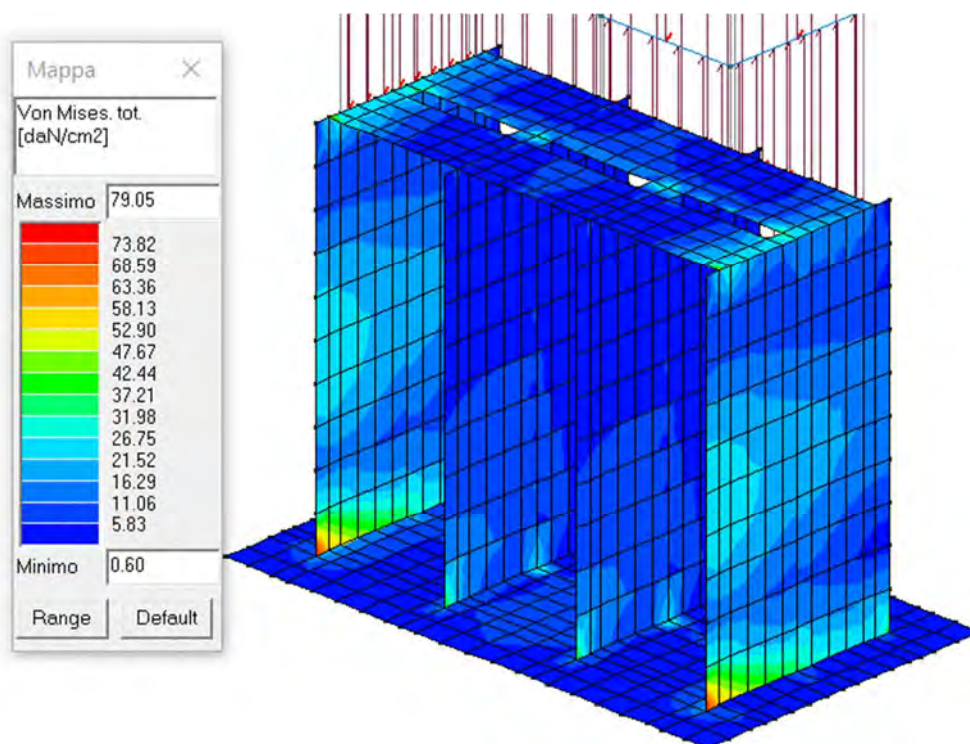


Figura 68: Tensioni totali Von Mises (daN/cm²)

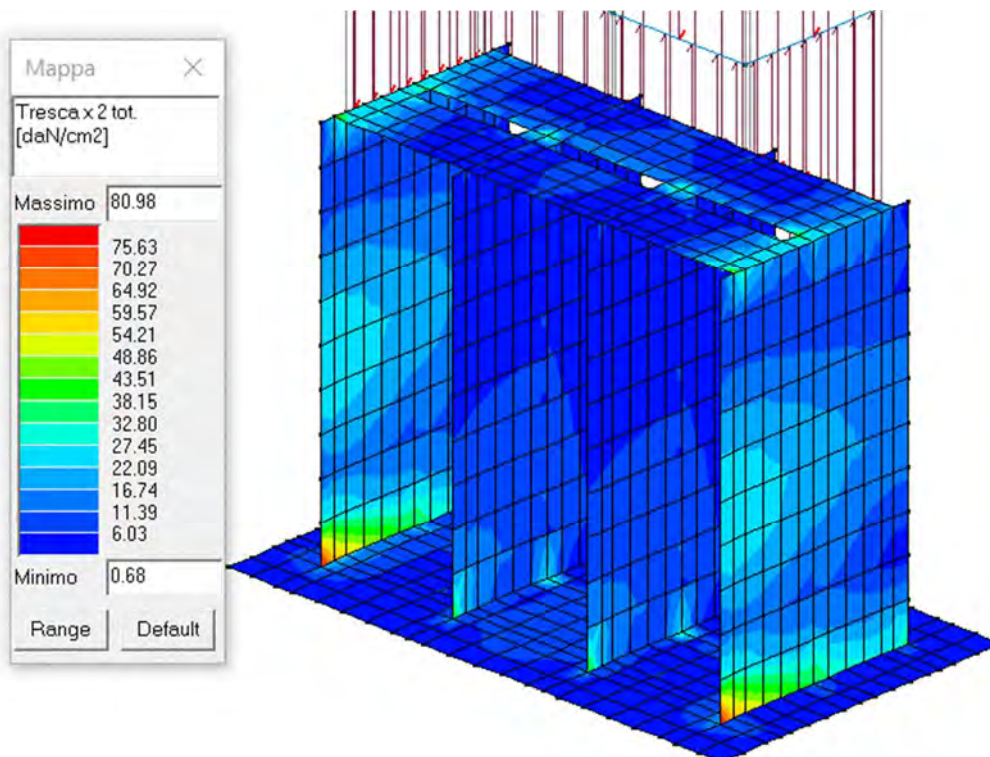


Figura 69: Tensioni Tresca (daN/cm²)

4.18.8. Piastre in calcestruzzo armato – Sollecitazioni Sismiche

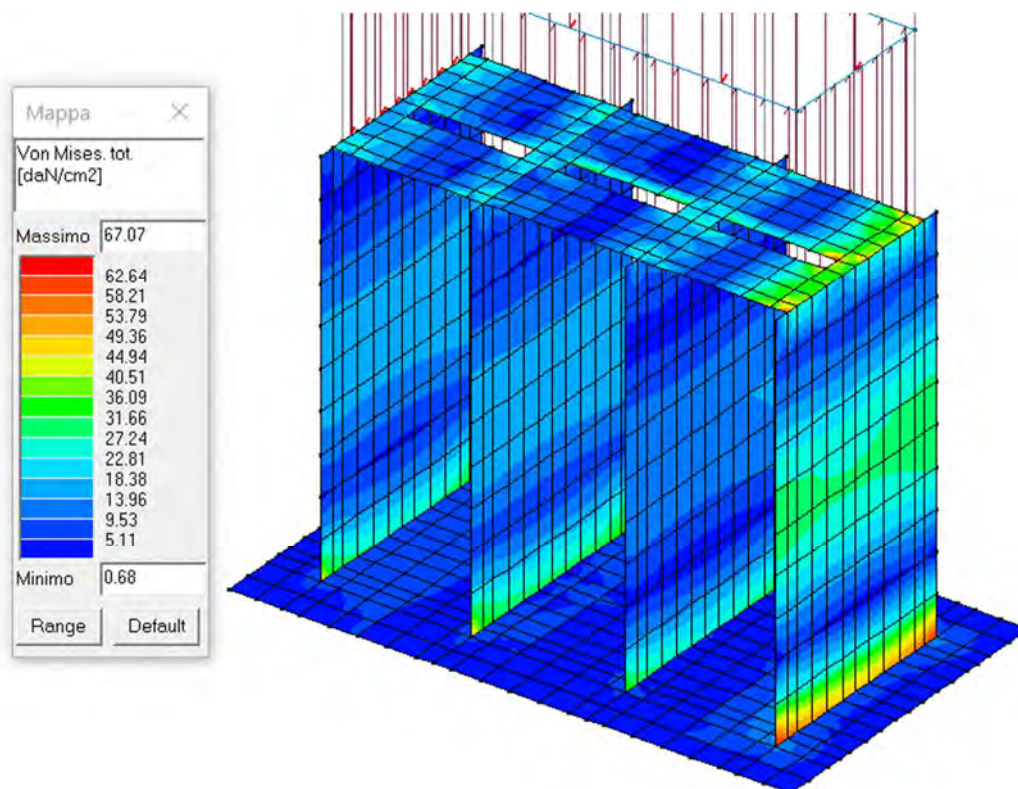


Figura 70: Tensioni totali Von Mises (daN/cm2)

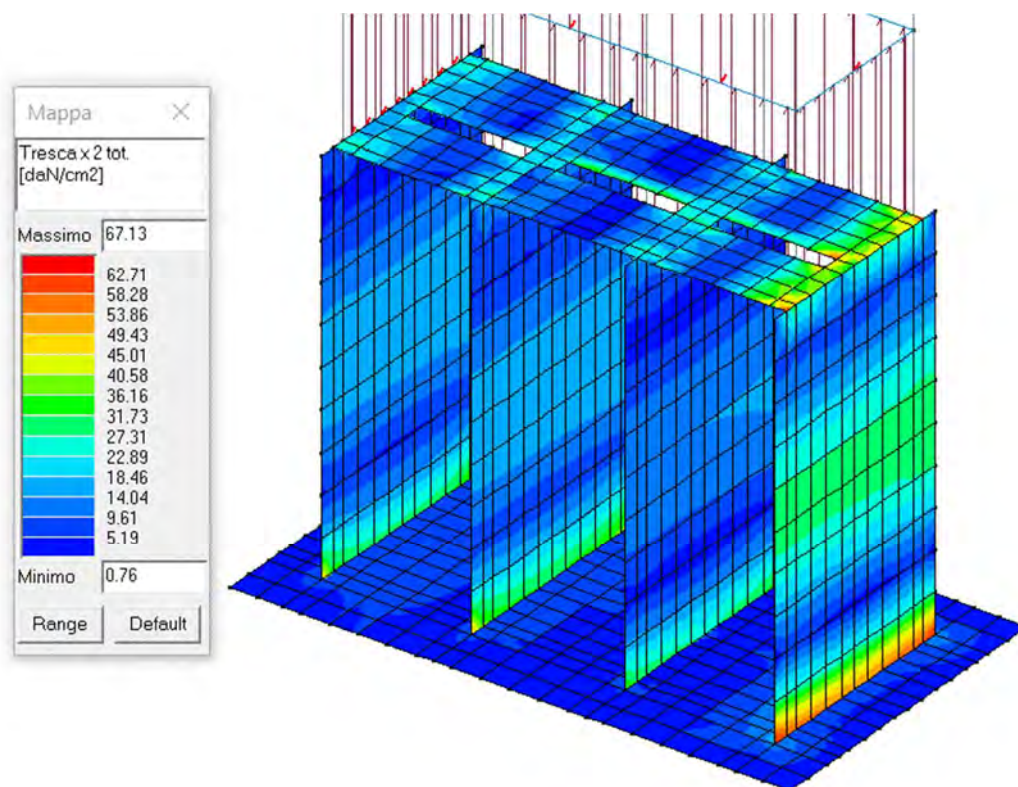


Figura 71: Tensioni Tresca (daN/cm2)

4.19 Verifiche Statiche agli Stati Limite Ultimi

Di seguito si riportano i diagrammi cromatici relativi alle verifiche previste dalle Normative vigenti per elementi portanti costituenti la struttura oggetto di analisi e verifica; le verifiche esprimono il rapporto tra azione sollecitante e resistente e le medesime sono da intendersi soddisfatte per valori minori o uguali all'unità.

4.19.1. Pilastri in cemento armato

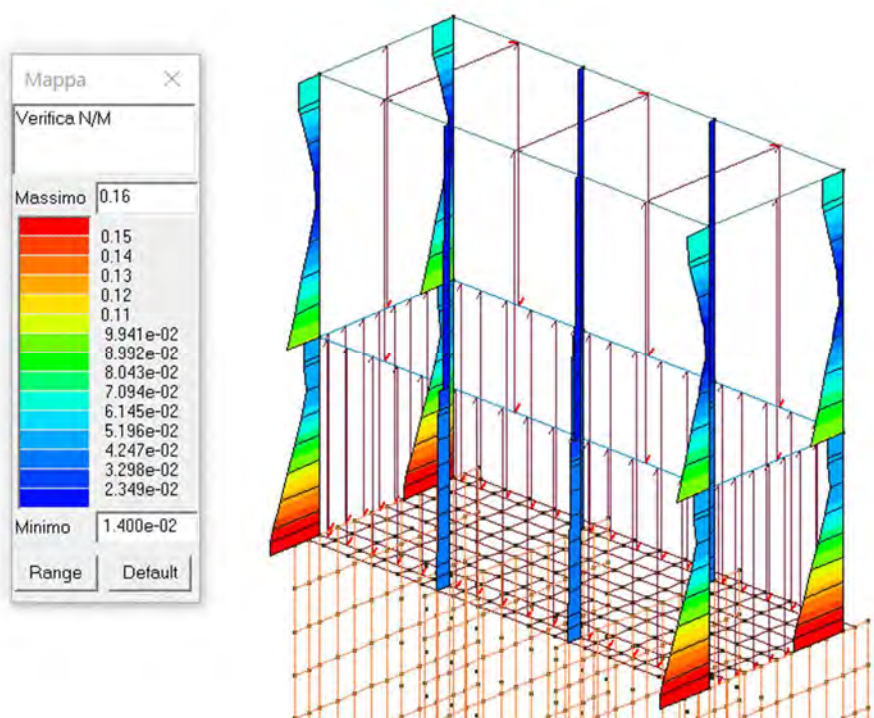


Figura 72: Verifica N/M

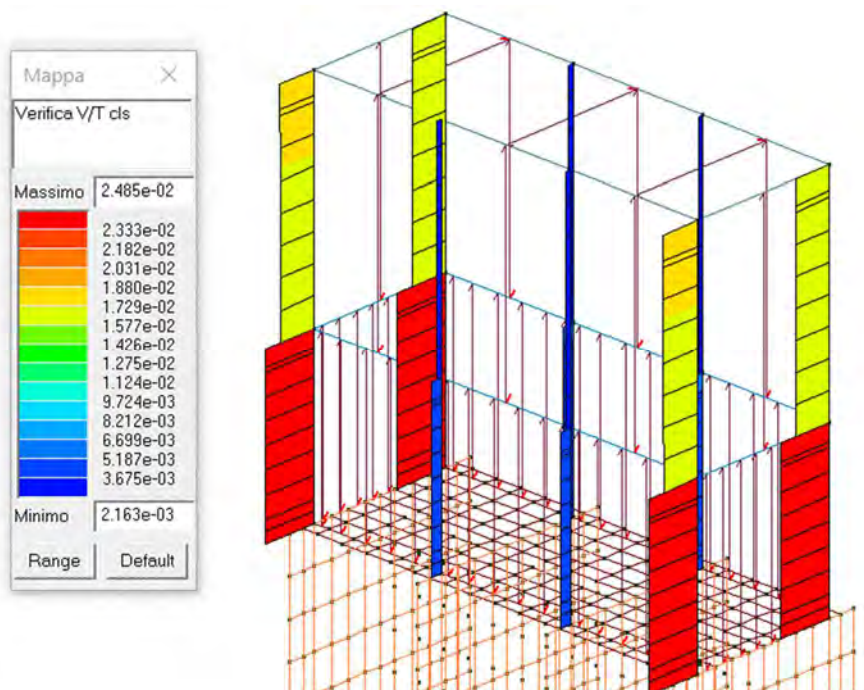


Figura 73: Verifica V/T cls

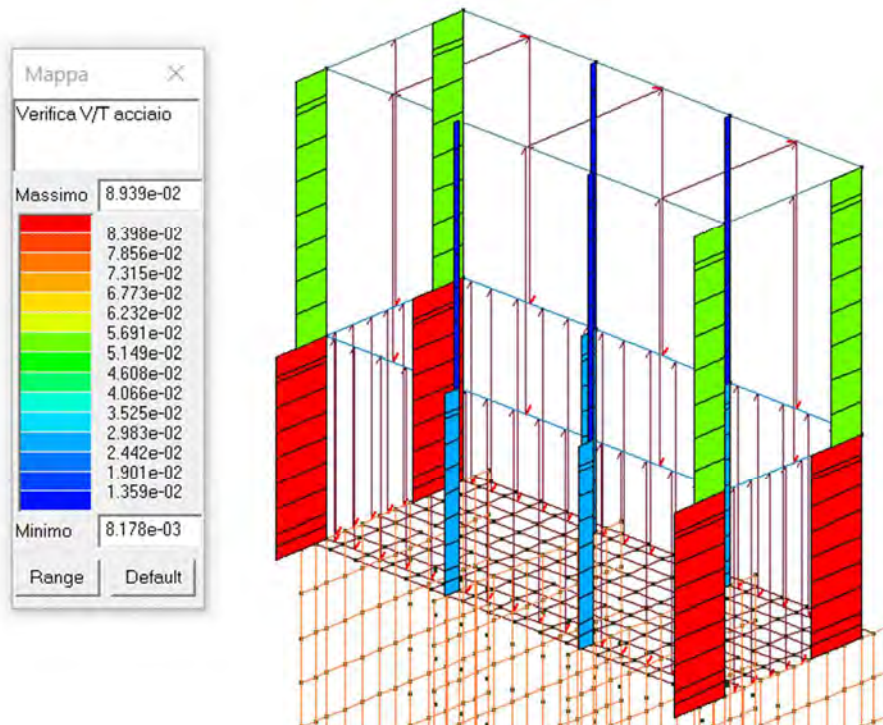


Figura 74: Verifica V/T acciaio

4.19.2. Travi in cemento armato

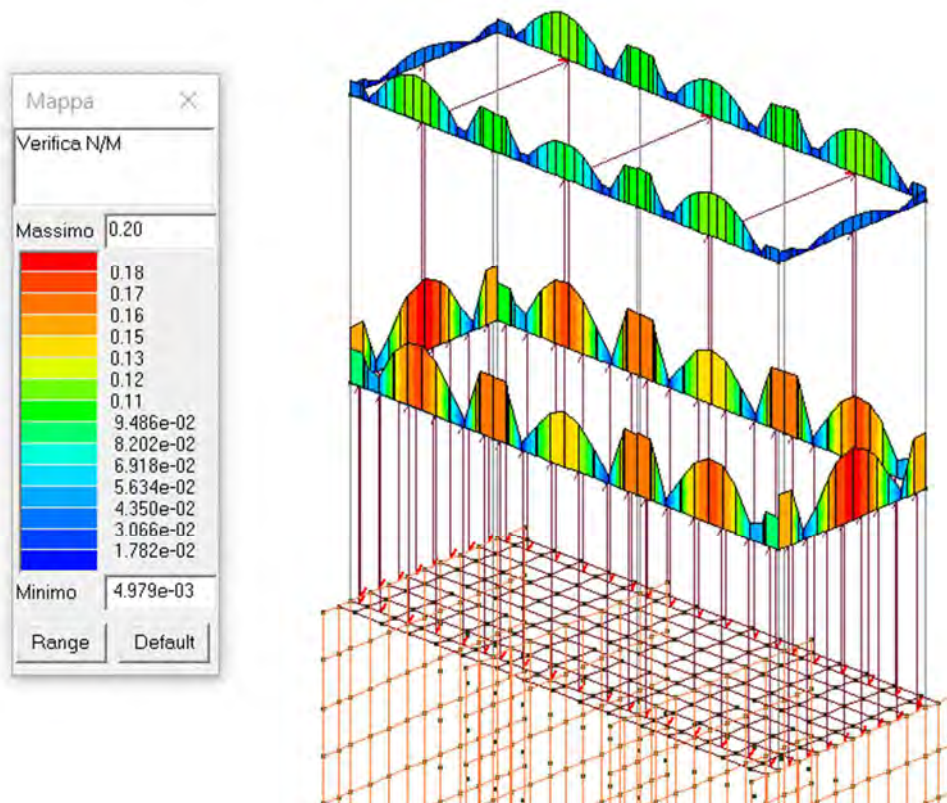


Figura 75: Verifica N/M

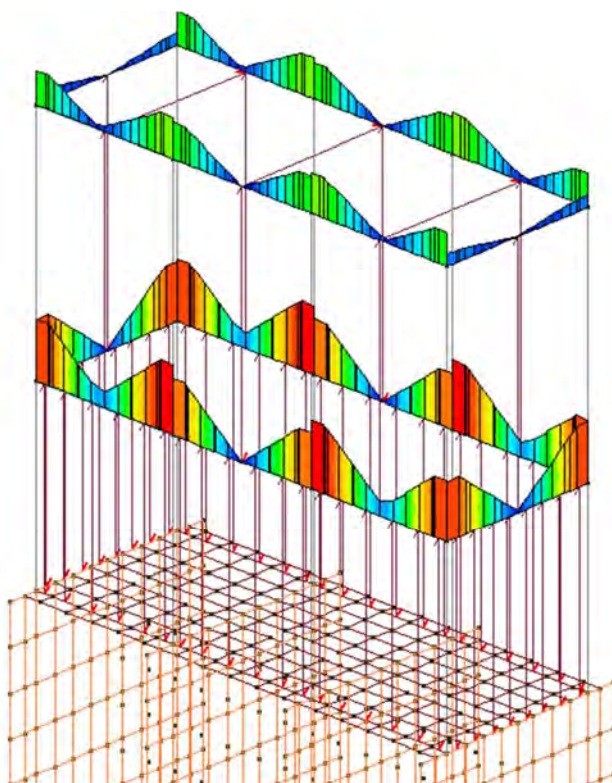
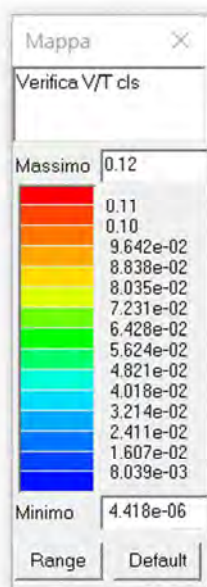


Figura 76: Verifica V/T cls

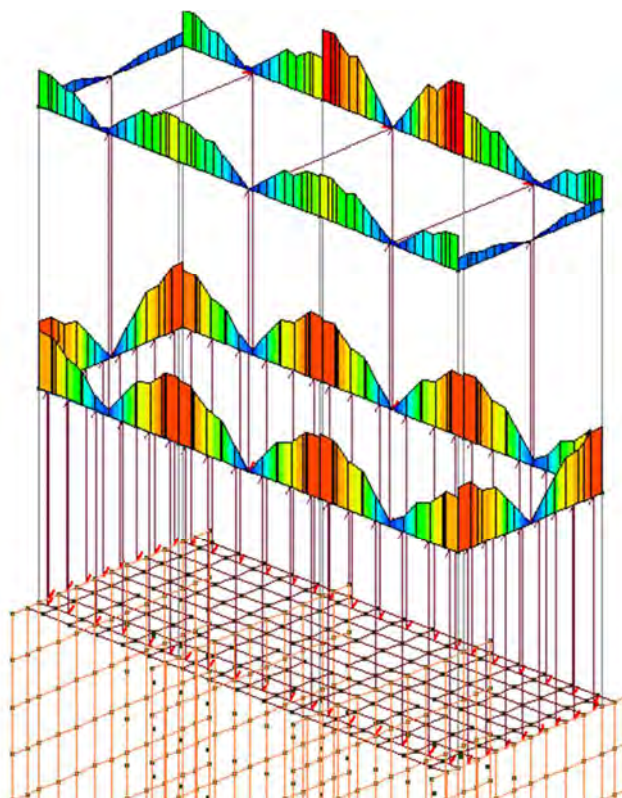
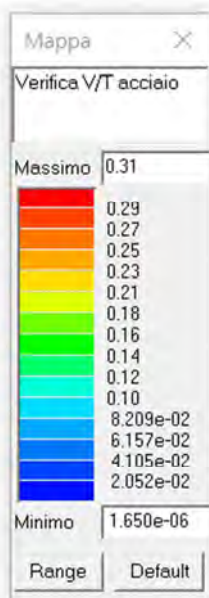


Figura 77: Verifica V/T acciaio

4.19.3. Pareti in cemento armato – Verifiche a pressoflessione

Nel seguito si effettua la verifica a pressoflessione della parete avente sezione pari a 366x58 cm.

La verifica viene condotta mediante il software di libero utilizzo del Prof. Gelfi considerando la sezione armata con 38+38 ferri di diametro 20 mm (1 ferro ogni 10 cm) così come determinato da progetto simulato.

Titolo : _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	366	58

N°	As [cm²]	d [cm]
1	119.32	3
2	119.32	55

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N 449.4 **Ed** 0 kN
M 1176 **xEd** 0 kNm
yEd 0

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

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

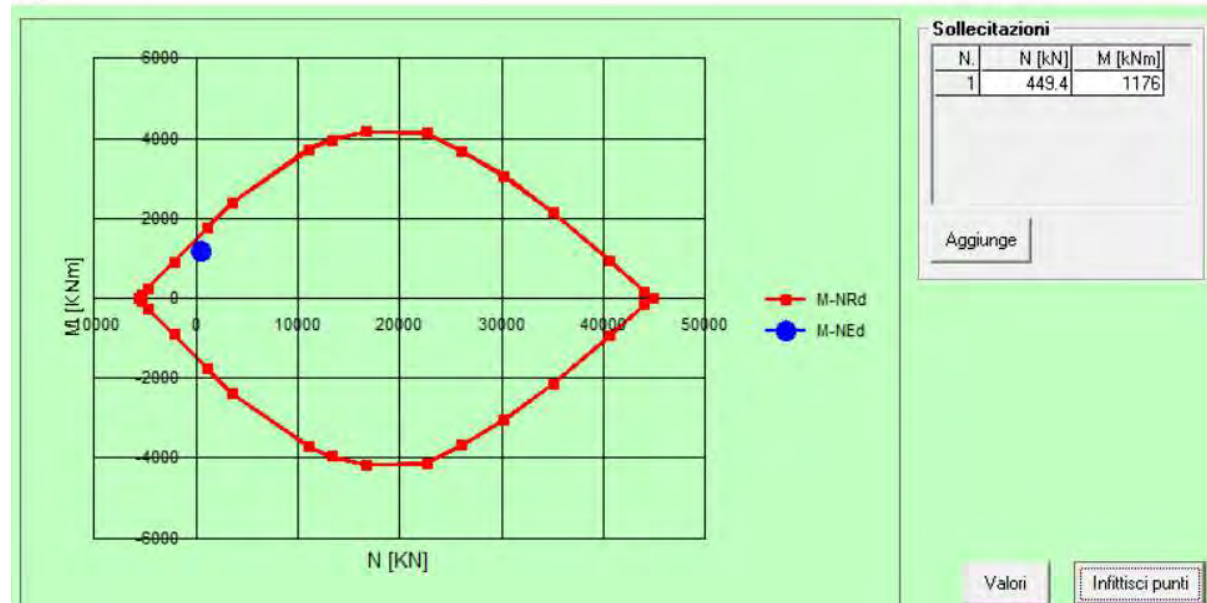
Precompresso

Materiali
FeB32k **C25/30**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 233.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.52 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.167 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 155 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 1.594 kN m
 σ_c -18.52 N/mm²
 σ_s 233.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 50.83 ‰
 d 55 cm
 x 3.543 x/d 0.06442
 δ 0.7

Dominio M-N

File



I valori di sollecitazione N e M risultano all'interno del dominio di resistenza e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

4.19.4. Pareti in cemento armato – Verifiche a taglio

Nel seguito si effettua la verifica a taglio della parete di sezione pari a 366x58 cm.

La verifica viene condotta mediante foglio di calcolo elettronico autoprodotta considerando la formulazione per elementi privi di armatura a taglio e determinando pertanto la resistenza del solo calcestruzzo.

fck (N/mm ²)	25
gamma c	1.50
FC	1.35
fc calcolo (N/mm ²)	12.35
SEZIONE	
b (mm)	3660
h (mm)	580
d (mm)	550
Ac (mm ²)	2122800
Asl (mm ²)	23864
ELEMENTI SENZA k	1.603
ARMATURE NEd (N)	449400
RESISTENTI A VEd (N)	0
TAGLIO σ_{cp} (N/mm ²)	0.212
ρ_l	0.012
v min (N/mm ²)	0.250
VRd 1 (N)	1484705
VRd 2 (N)	566357
VRd (N)	1484705
VRd (kg)	148471

$$VRd = 148471 \text{ kg} > VEd = 102200 \text{ kg}$$

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

4.19.5. Platea in cemento armato

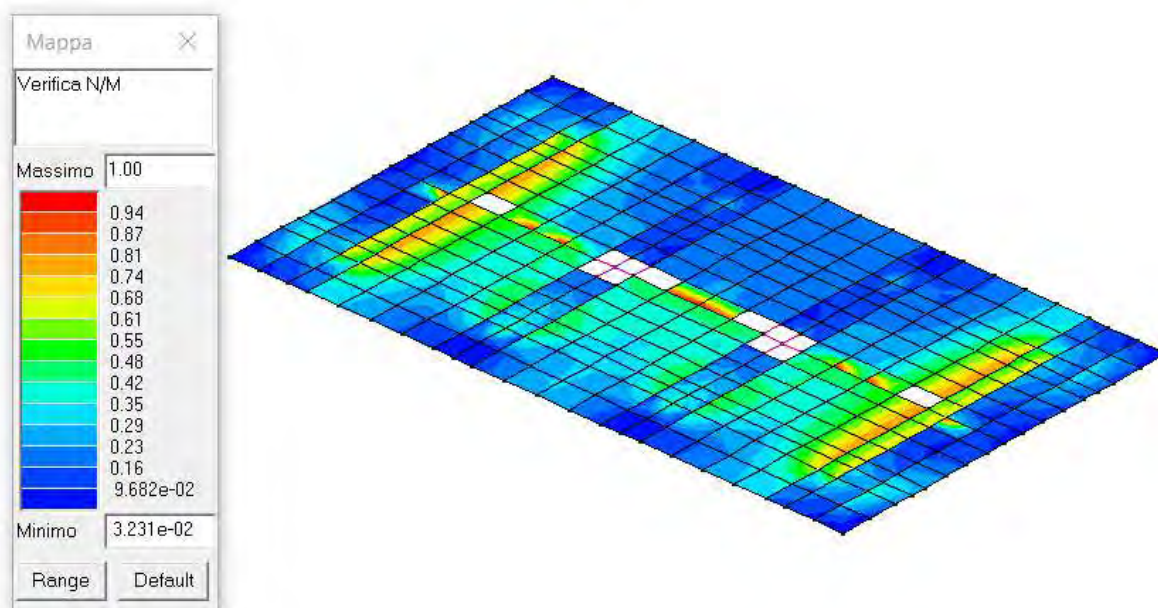


Figura 78: Verifica N/M

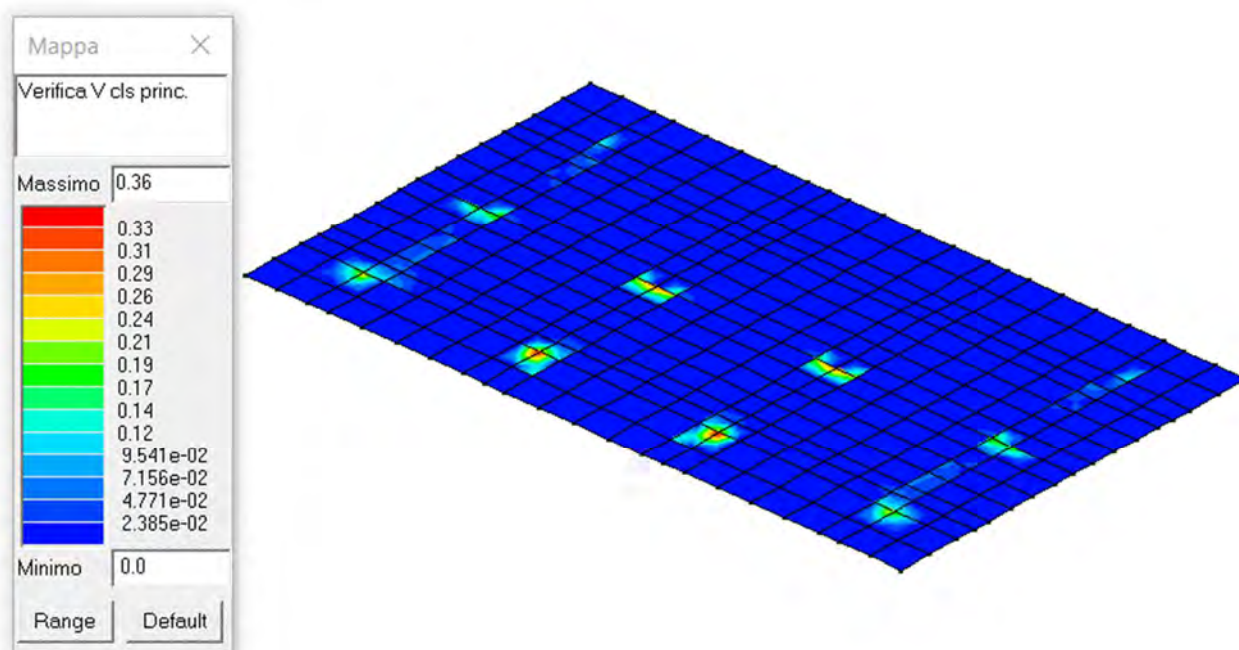


Figura 79: Verifica V cls principale

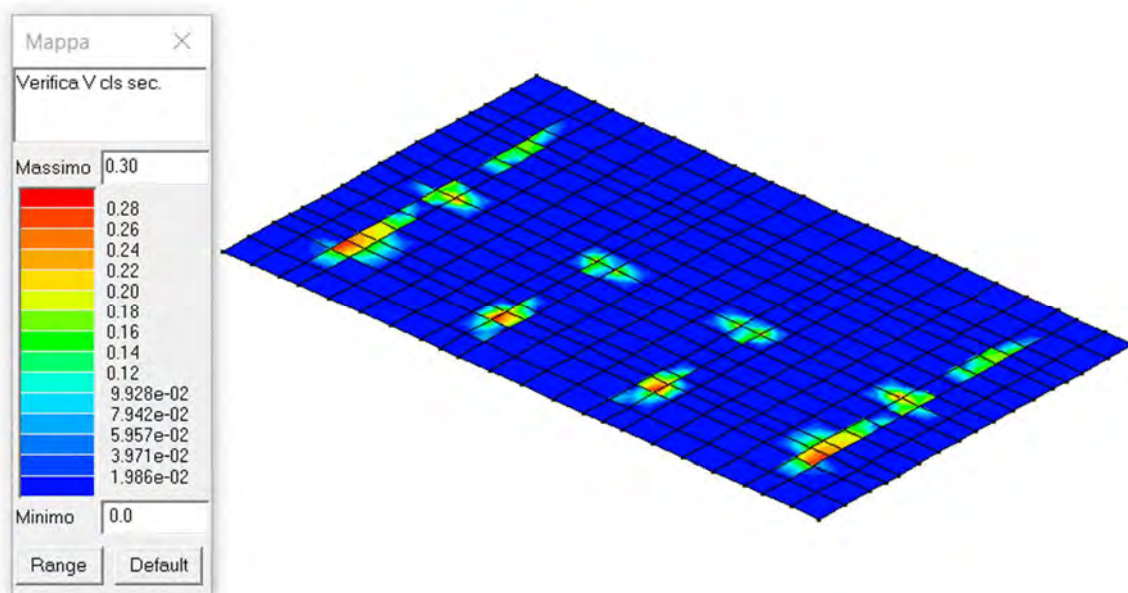


Figura 80: Verifica V cls secondaria

4.19.6. Soletta impalcato in cemento armato

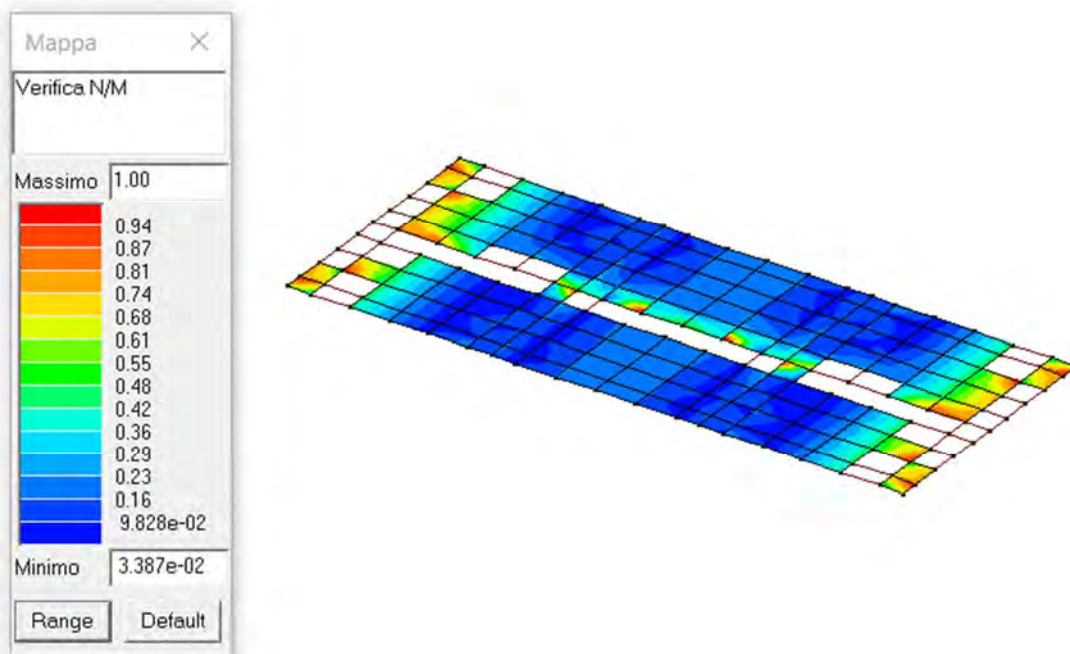


Figura 81: Verifica N/M

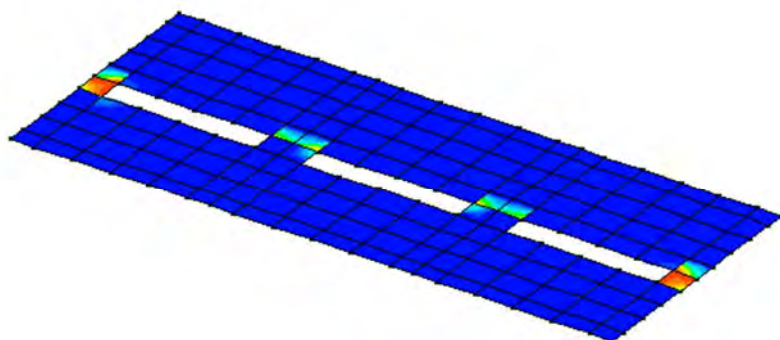
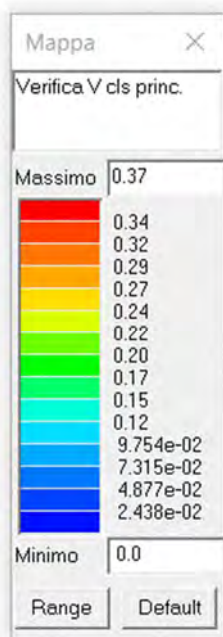


Figura 82: Verifica V cls principale

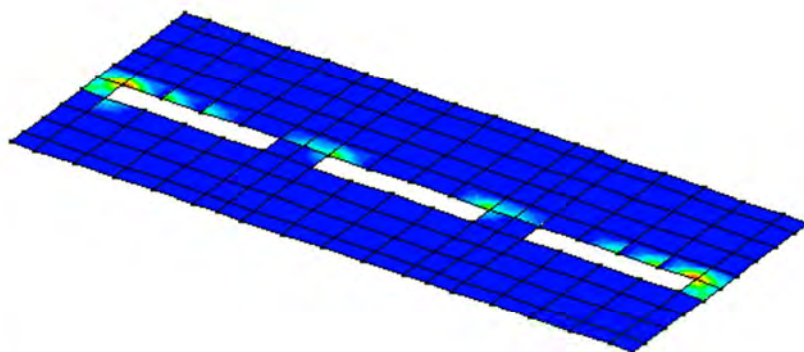
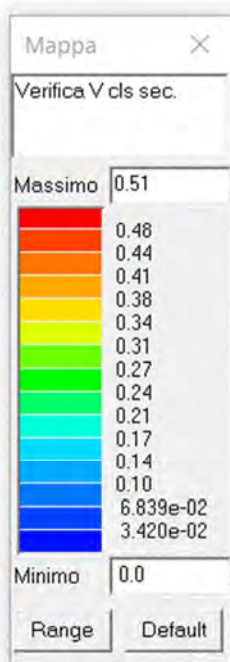


Figura 83: Verifica V cls secondaria

4.20 Verifiche Sismiche agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Le verifiche sono state condotte per diversi step di intensità dell'azione sismica con lo scopo di individuare la capacità della struttura. Mediante gli automatismi del software di calcolo infatti risulta possibile effettuare analisi con azioni sismiche via via inferiori rispetto al 100% dell'azione sismica di progetto prevista per una nuova struttura nel sito in esame.

In prima battuta le analisi e le verifiche di capacità hanno interessato gli elementi del telaio del fabbricato sovrastante e maggiormente interessato dagli scuotimenti in funzione delle elevazioni fuori terra e della apparente maggiore vulnerabilità alle sollecitazioni orizzontali.

Individuato il grado di resistenza offerto dalla sovrastruttura sono poi state indagate le porzioni di manufatto inferiori.

Di seguito si riportano quindi i diagrammi cromatici relativi alle verifiche previste dalle Normative vigenti per elementi portanti costituenti la struttura oggetto di analisi e verifica; le verifiche esprimono ancora una volta il rapporto tra azione sollecitante e resistente e le medesime sono da intendersi soddisfatte per valori minori o uguali all'unità.

Trascurando lo step di maggiore intensità sismica, pari al 100% di azione, sono state effettuate analisi in corrispondenza di step pari all'80% ed al 60% che, come si vedrà nel seguito, sono risultate sufficienti per inquadrare la capacità di risposta dinamica del fabbricato.

4.20.1. Pilastri in cemento armato – Azione Sismica all' 80%

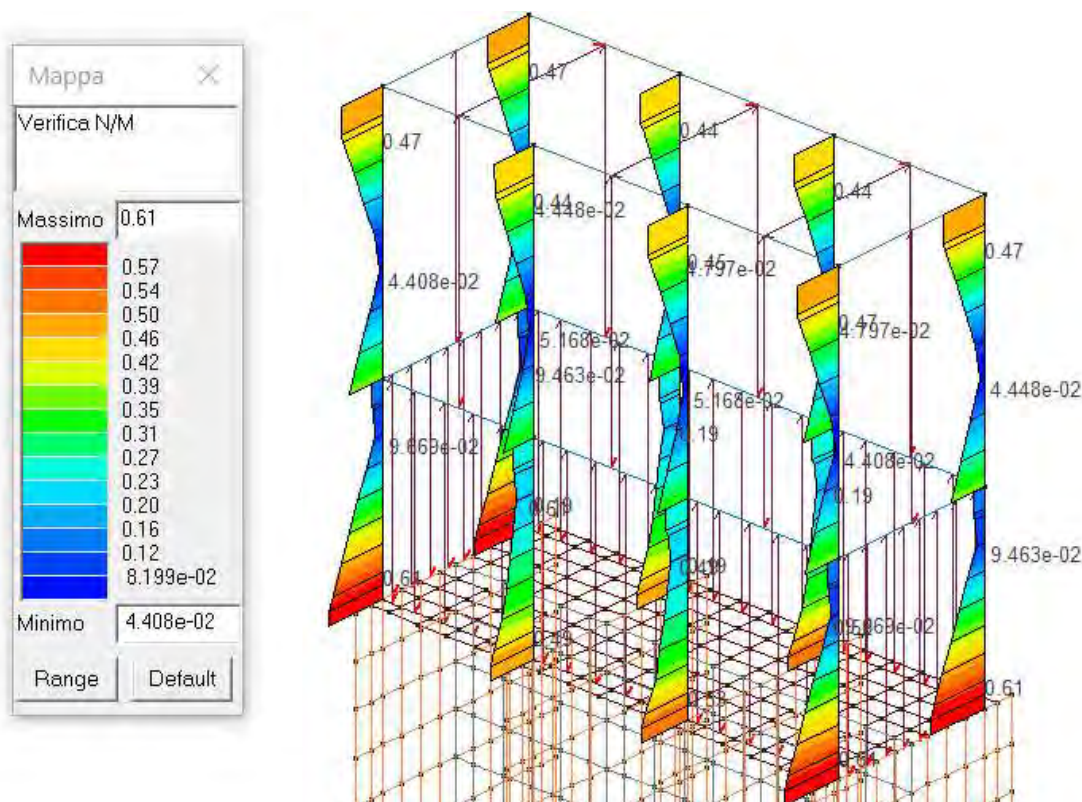


Figura 84: Verifica N/M

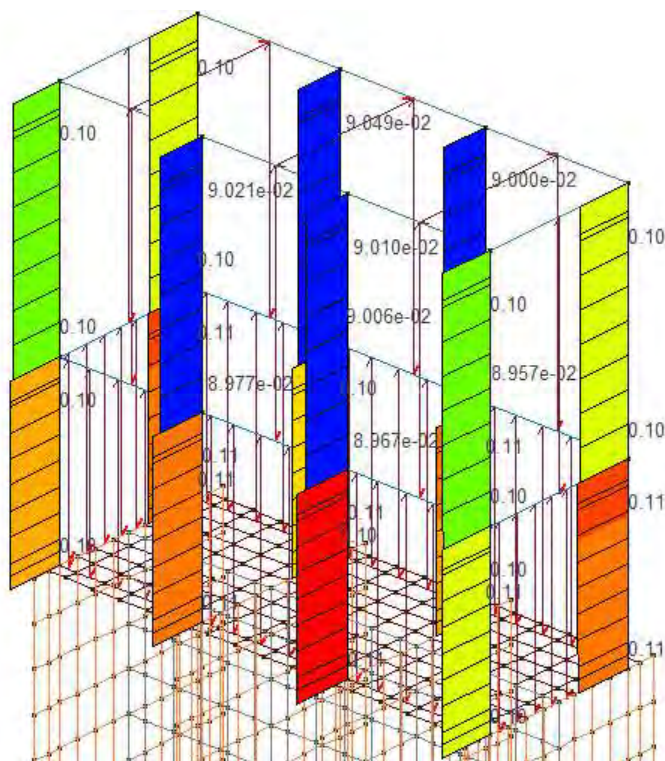
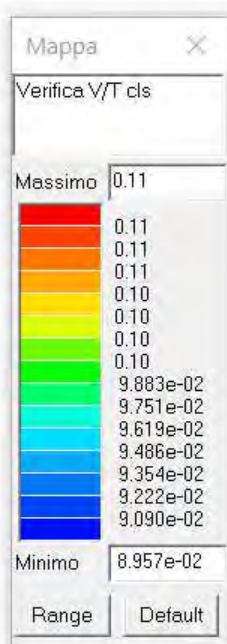


Figura 85: Verifica V/T cls

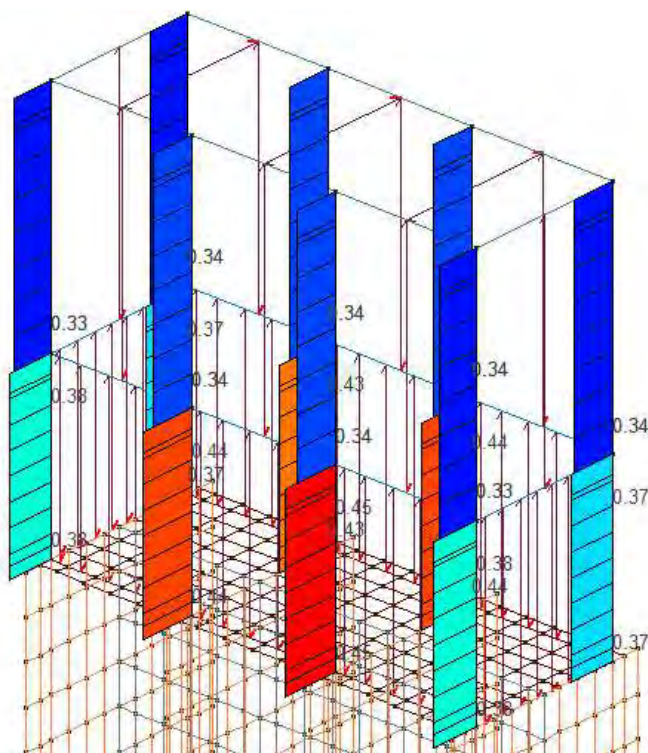
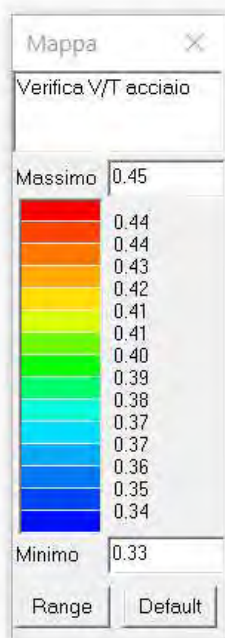


Figura 86: Verifica V/T acciaio

Le verifiche dei pilastri sono soddisfatte per intensità sismiche pari all'80%.

4.20.2. Travi in cemento armato – Azione Sismica all' 80%

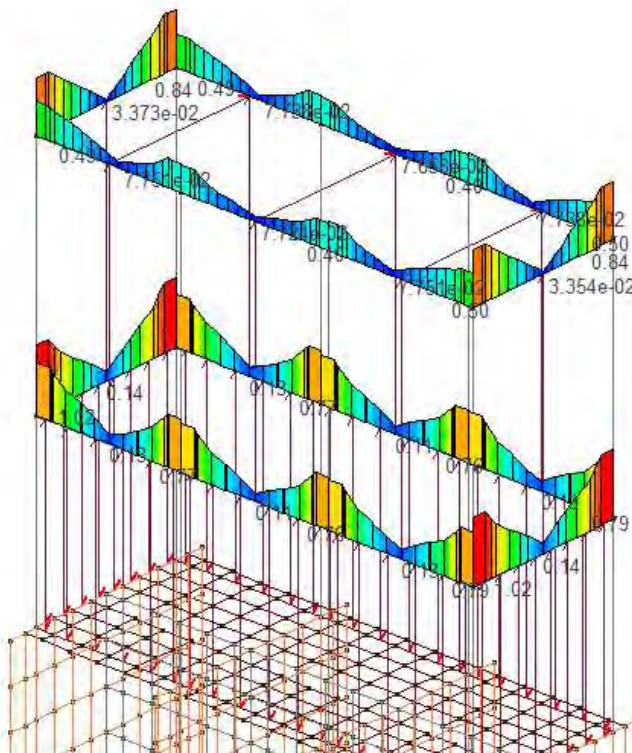
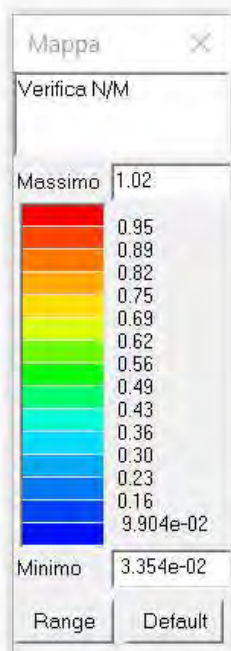


Figura 87: Verifica N/M

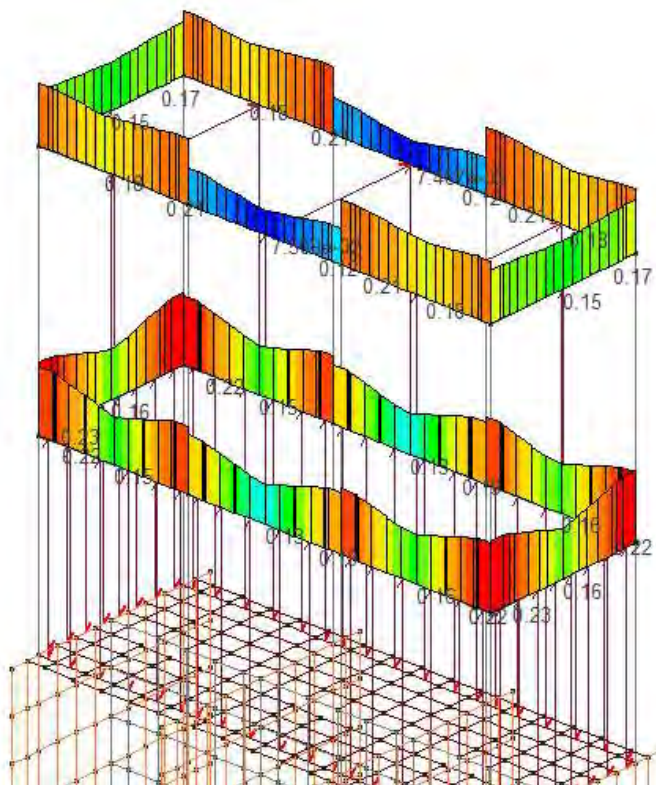
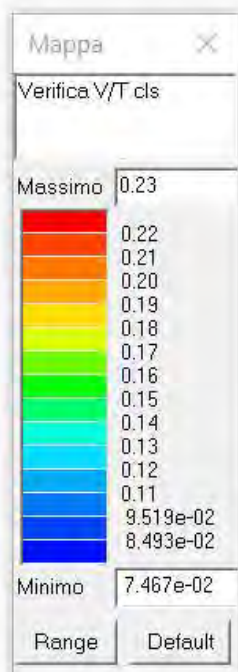


Figura 88: Verifica V/T cls

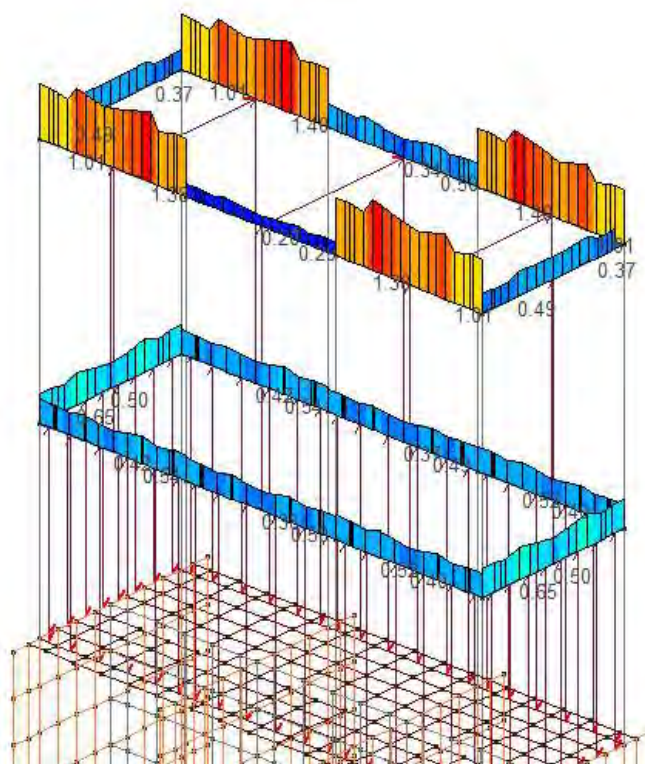
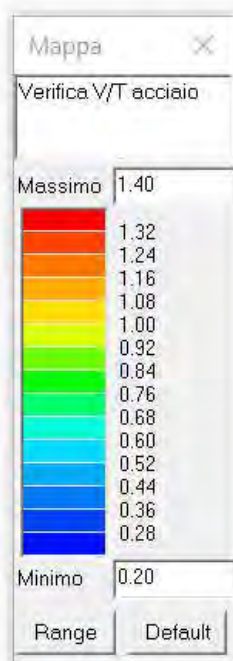


Figura 89: Verifica V/T acciaio

Le travi non risultano verificate se sottoposte ad una azione sismica di intensità pari a all'80%.
Occorre pertanto ridurre l'intensità del sisma per procedere nuovamente con le verifiche.

4.20.3. Travi in cemento armato – Azione Sismica al 60%

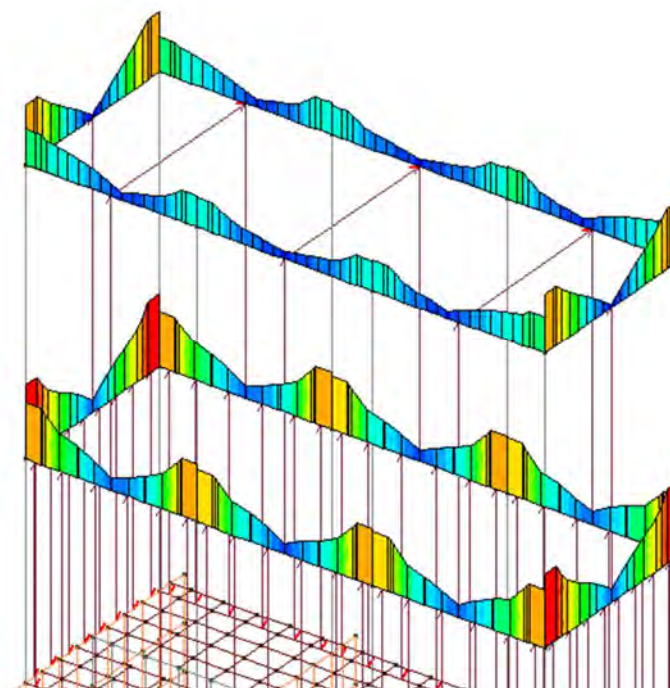
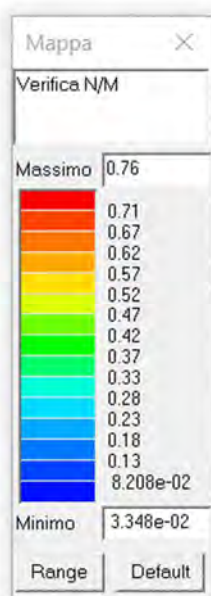


Figura 90: Verifica N/M

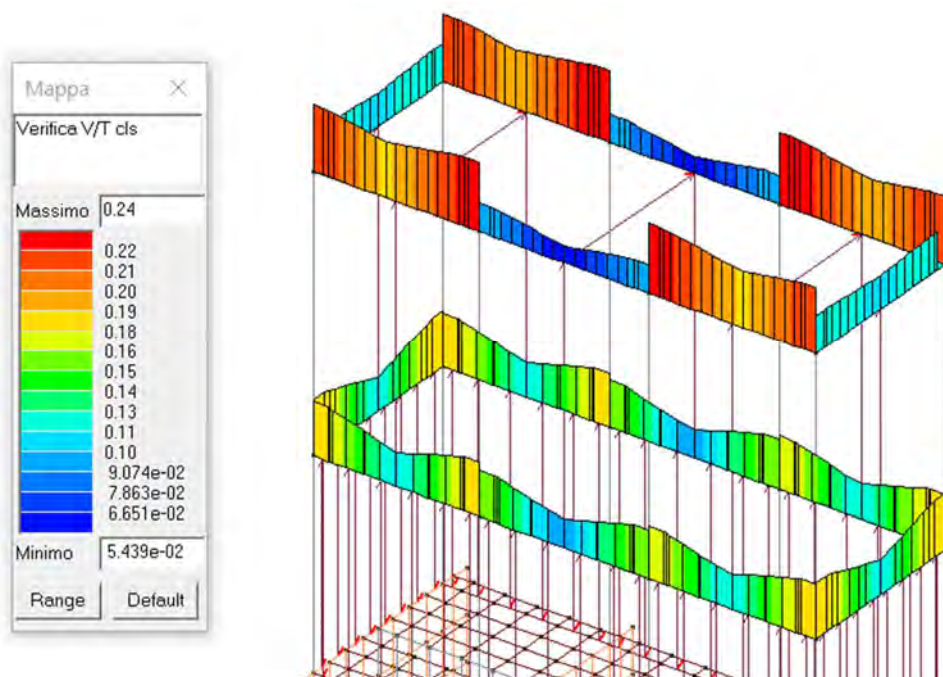


Figura 91: Verifica V/T cls

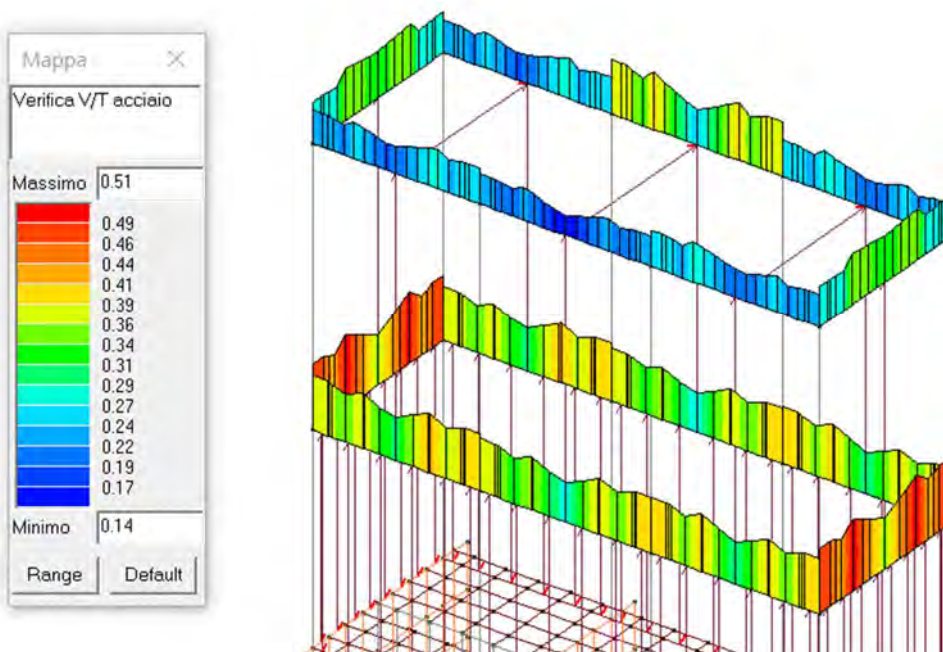


Figura 92: Verifica V/T acciaio

Le travi in questo caso risultano verificate e pertanto le medesime sono in grado di far fronte ad una azione sismica pari al 60% rispetto a quella che si adotterebbe per un nuovo edificio.

A valle delle verifiche è quindi possibile concludere che la capacità del fabbricato in elevazione è pari al 60% e per il medesimo si individua pertanto un indicatore di rischio $\mu_E = 0.60$.

Nel seguito si producono conseguentemente le verifiche delle pareti in cemento armato e delle piastre appartenenti alla platea ed all'impalcato. Le verifiche vengono naturalmente condotte con un grado di intensità sismica pari al 60%.

4.20.4. Pareti in cemento armato – Azione Sismica al 60%

Si riportano le sollecitazioni agenti sui setti in cemento armato in combinazione sismica con intensità del 60% rispetto a quella totale.

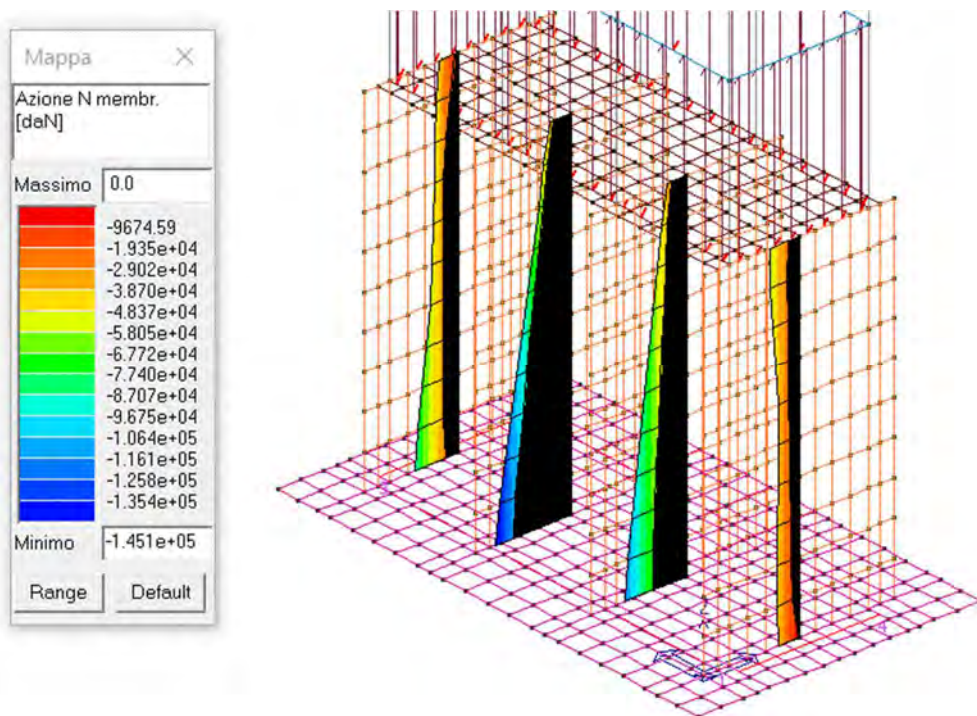


Figura 93: Involuppo sforzo normale (daN)

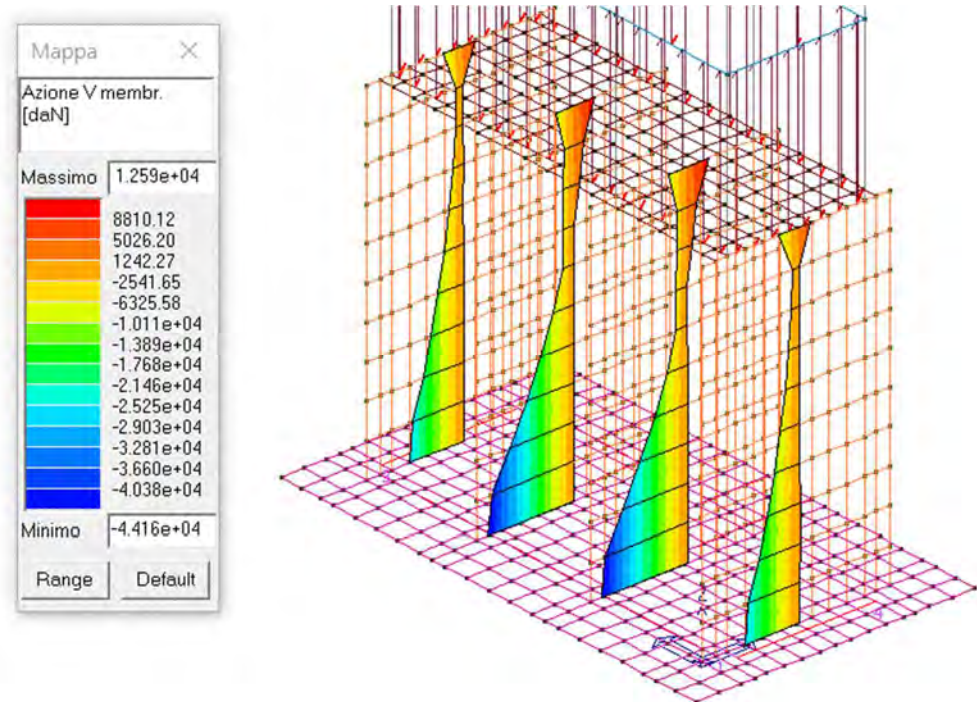


Figura 94: Involuppo Azione taglio membranale (daN)

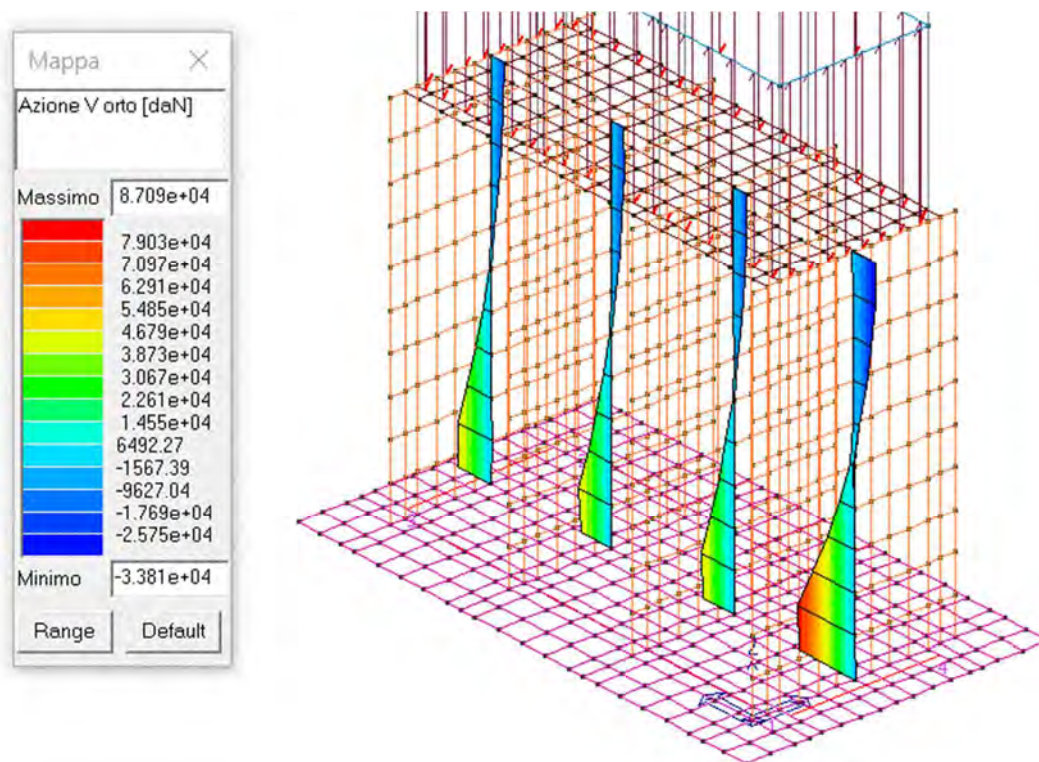


Figura 95: Involuppo Azione taglio ortogonale (daN)

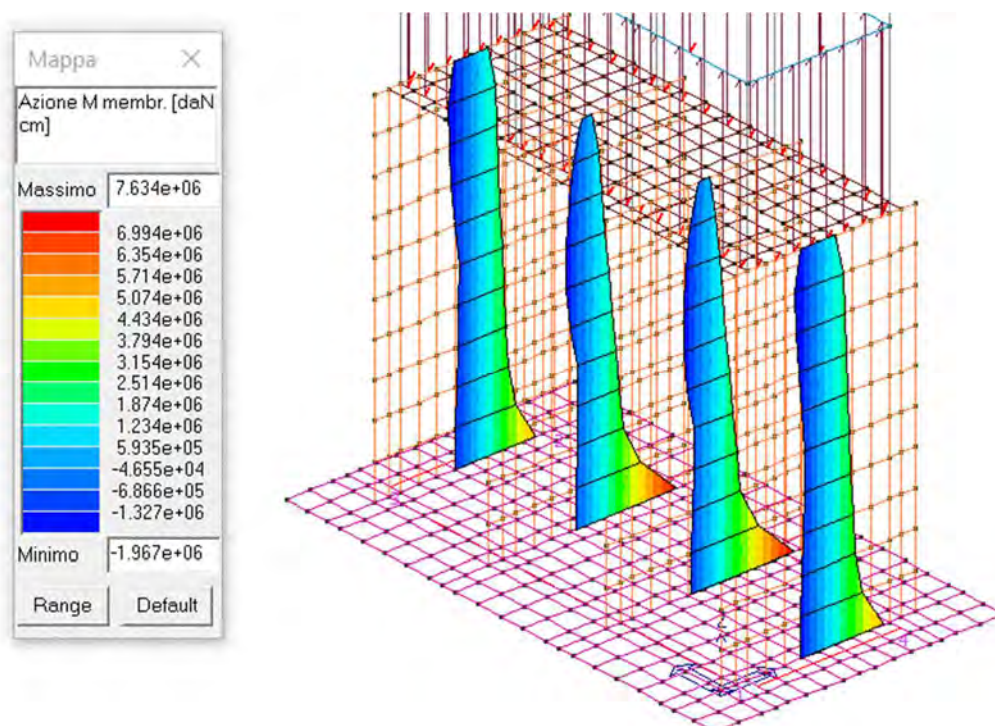


Figura 96: Involuppo Momento membranale (daN cm)

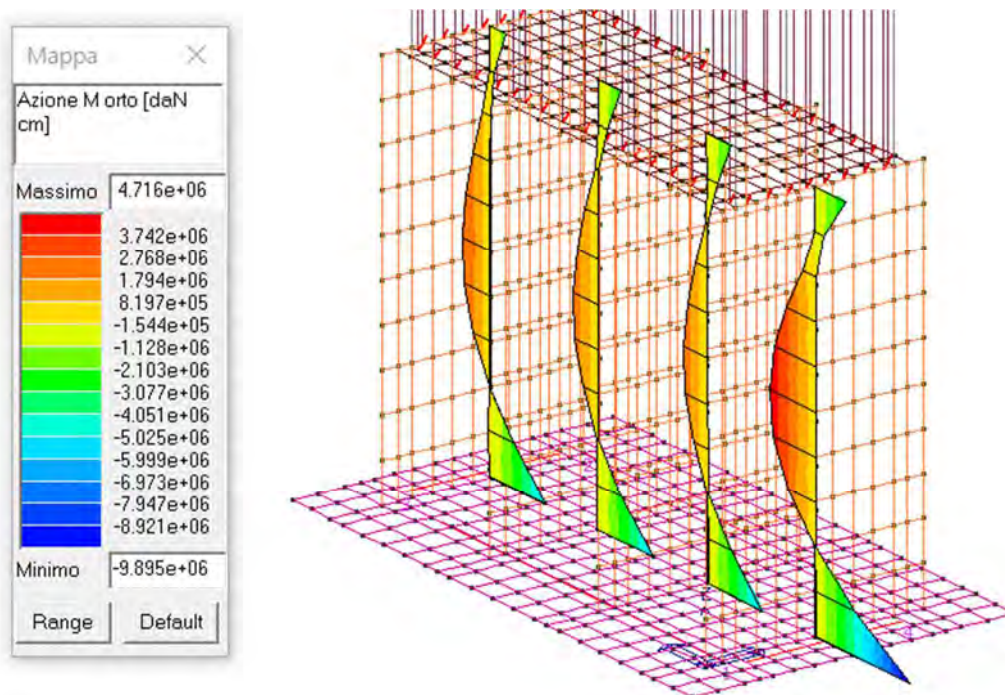


Figura 97: Involuppo Momento ortogonale (daN cm)

A seguire si producono le verifiche strutturali dei setti riferite ai livelli di sollecitazione indotti dalle condizioni sismiche SLV.

4.20.5. Setti : Verifiche sezionali a presso flessione

Nel seguito si effettua la verifica a pressoflessione della parete avente sezione pari a 366x58 cm.

La verifica viene condotta mediante il software di libero utilizzo del Prof. Gelfi considerando la sezione armata con 38+38 ferri di diametro 20 mm (1 ferro ogni 20 cm) così come determinato da progetto simulato.

Titolo : _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	366	58

N°	As [cm²]	d [cm]
1	119.32	3
2	119.32	55

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 22.65 0 kN
M_{xEd} 989.5 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB32k C25/30
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 233.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.52 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.167 ‰ Q_{c,adm} 9.75
Q_{s,adm} 155 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

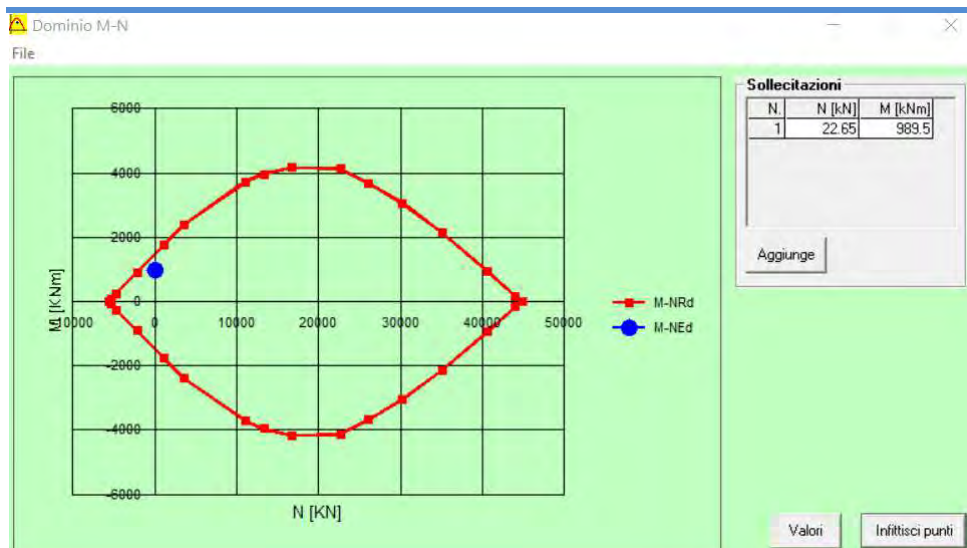
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd} 1.483 kN m
σ_c -18.52 N/mm²
σ_s 233.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 53.43 ‰
d 55 cm
x 3.381 x/d 0.06148
ξ 0.7



I valori di sollecitazione N e M risultano all'interno del dominio di resistenza e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

4.20.6. Setti : Verifiche sezionali a taglio

Nel seguito si effettua la verifica a taglio della parete di sezione pari a 366x58 cm.

La verifica viene condotta mediante foglio di calcolo elettronico autoprodotta considerando la formulazione per elementi privi di armatura a taglio e determinando pertanto la resistenza del solo calcestruzzo.

fck (N/mmq)	25	
gamma c	1.50	
FC	1.35	
fc calcolo (N/mmq)	12.35	
SEZIONE	b (mm)	3660
	h (mm)	580
	d (mm)	550
	Ac (mmq)	2122800
	Asl (mmq)	23864
ELEMENTI SENZA ARMATURE RESISTENTI A TAGLIO	k	1.603
	NEd (N)	22650
	VEd (N)	0
	σcp (N/mmq)	0.011
	ρl	0.012
	v min (N/mmq)	0.250
VRd 1 (N)	1424004	
VRd 2 (N)	505656	
VRd (N)	1424004	
VRd (kg)	142400	

$$VRd = 142400 \text{ kg} > VEd = 87090 \text{ kg}$$

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

4.20.7. Platea in cemento armato – Azione Sismica al 60%

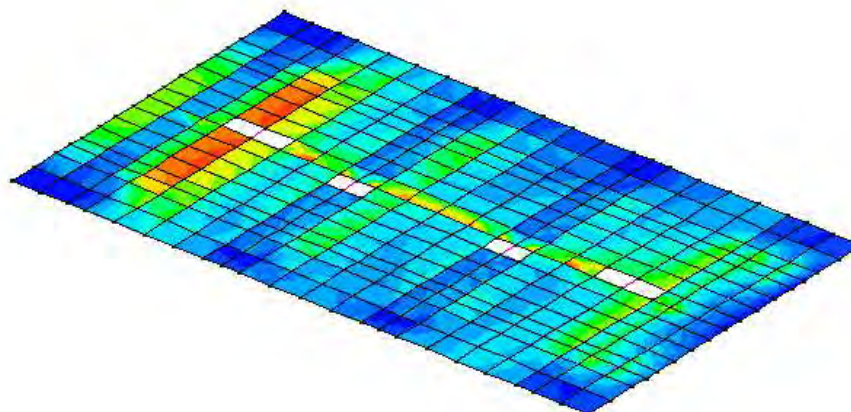
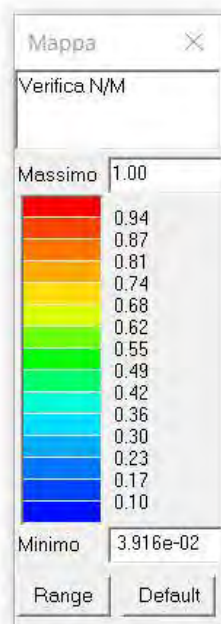


Figura 98: Verifica N/M

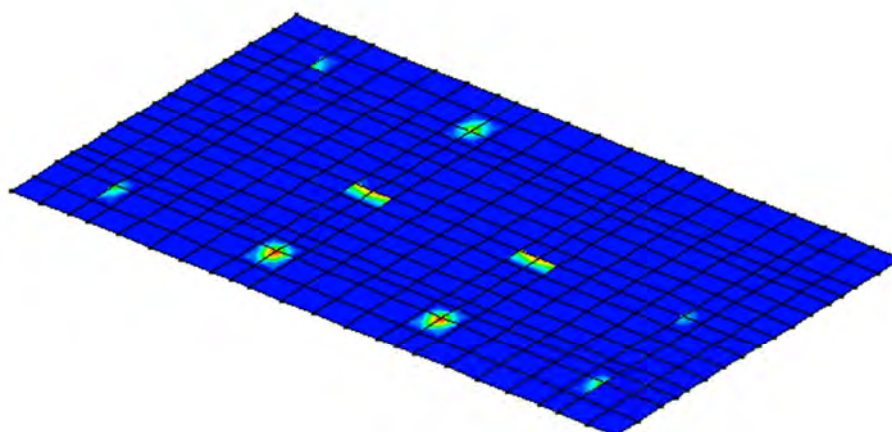
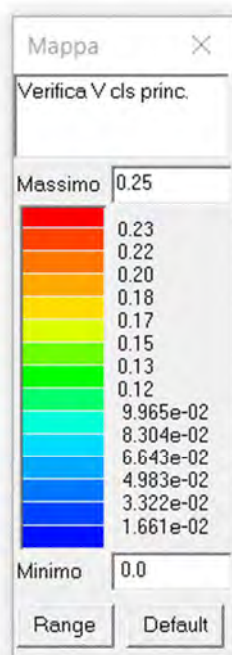


Figura 99: Verifica V cls principale

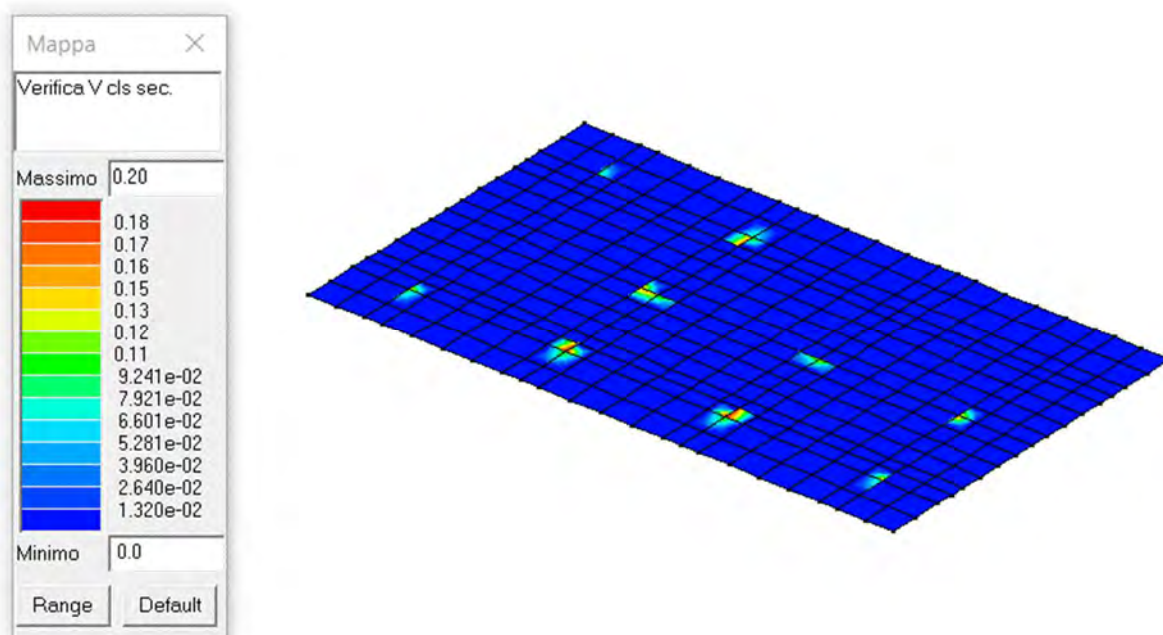


Figura 100: Verifica V cls secondaria

4.20.8. Soletta di impalcato in cemento armato – Azione Sismica al 60%

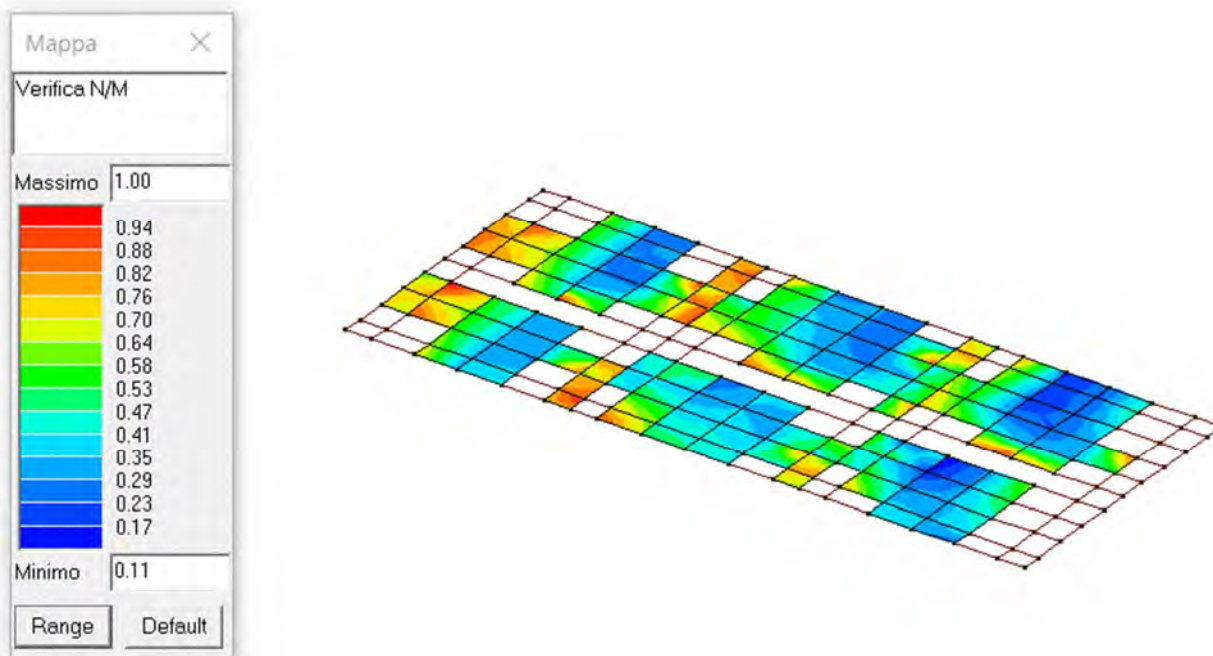


Figura 101: Verifica N/M

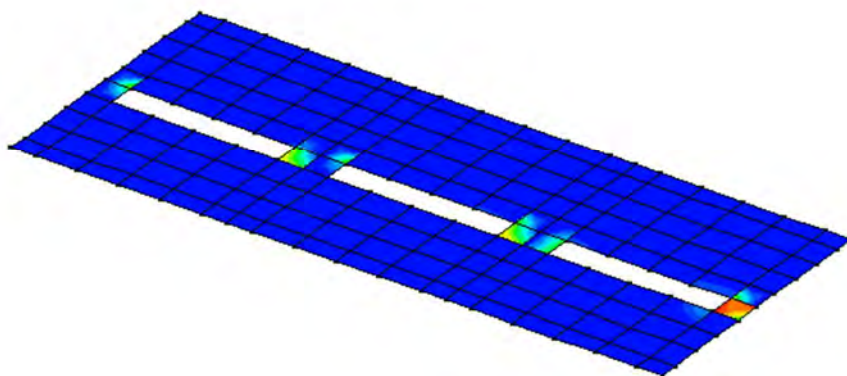


Figura 102: Verifica V cls principale

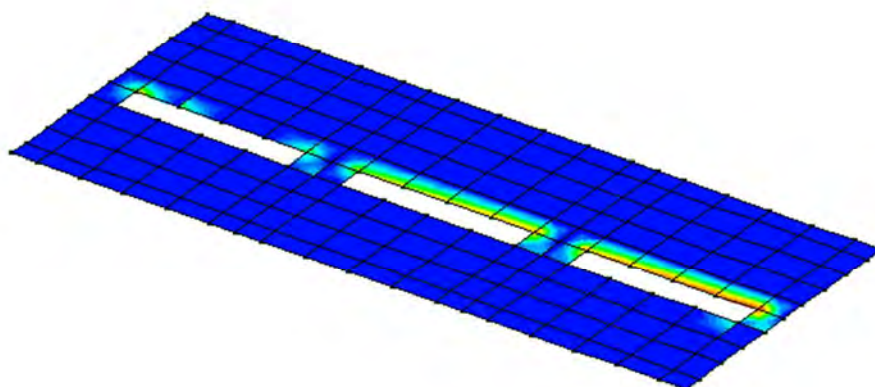
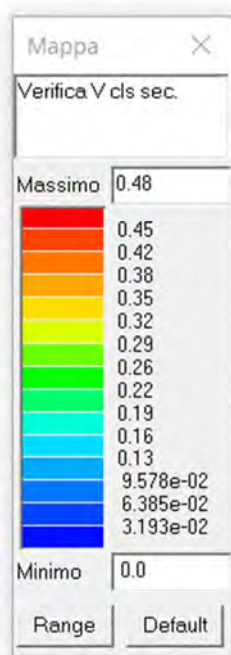


Figura 103: Verifica V cls secondaria

4.21 Risultati verifiche geotecniche

Le verifiche di tipo geotecnico vengono condotte mediante software PROSAP-G modulo applicativo del programma PROSAP. All'interno del modulo geotecnico viene inserita la stratigrafia del sottosuolo, così come estrapolabile dai contenuti della relazione geologica, e a ciascuno orizzonte vengono assegnati i relativi parametri geomeccanici.

Il software PROSAP-G recepisce le pressioni agenti in fondazione dall'analisi tridimensionale del modello globale effettuato con Prosap ed effettua le verifiche di capacità portante verticale e le verifiche a scorrimento (longitudinale e trasversale). Si seguito si riportano le pressioni massime agenti sulla platea di fondazione.

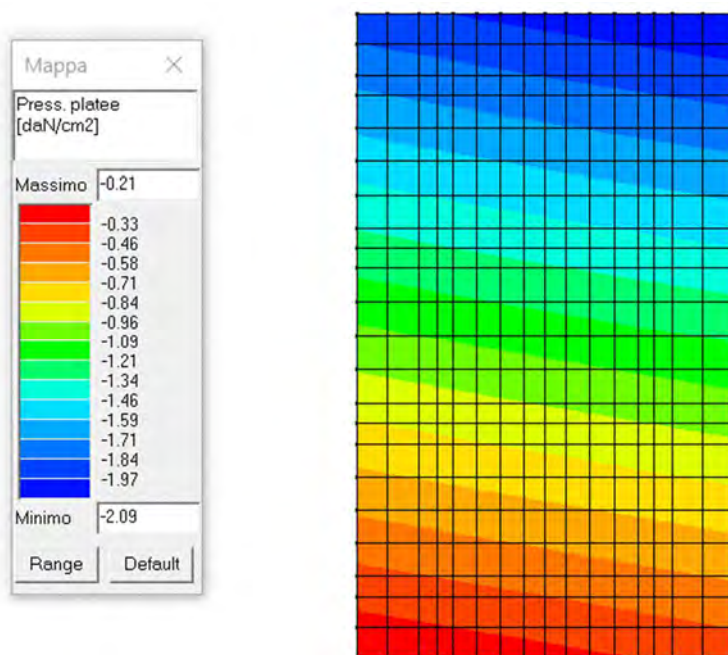


Figura 104: Pressioni massime in combinazione SLU

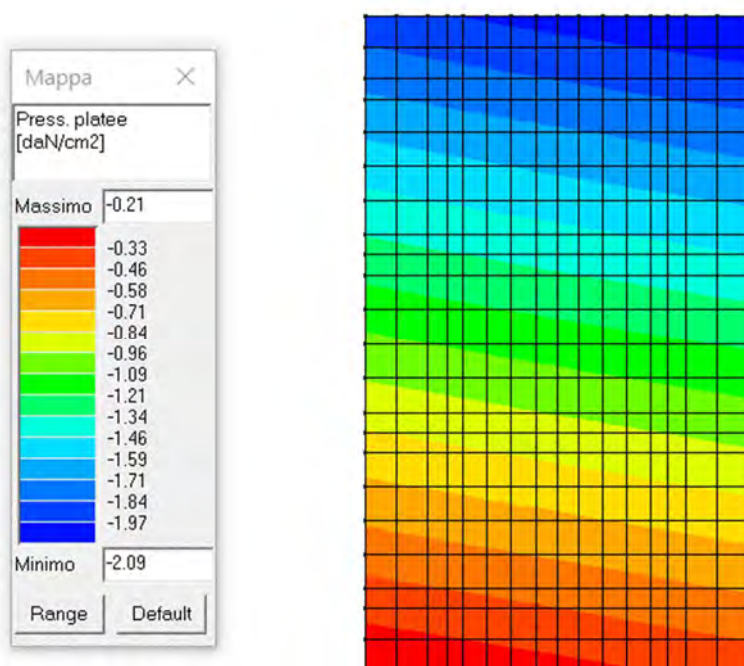


Figura 105: Pressioni massime in combinazione SLV

Nei paragrafi seguenti alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

4.21.1. Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

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

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

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

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

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

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

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

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

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

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

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

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

4.21.1.1 Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot tg(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

4.21.2. Modalità di verifica a rottura per scorrimento di fondazioni superficiali

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot tg(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

4.21.3. Archivio Stratigrafie

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 2

Profondità falda: 0.00 cm

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0.0 a -1176.0 cm	1176.0 cm	001 / SABBIE (C1)	Assente
2	da -1176.0 a -1626.0 cm	450.0 cm	002 / SABBIE (C2)	Assente

4.21.4. Archivio Terreni

Indice / Descrizione terreno: **001 / SABBIE (C1)**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1.950 E-3	2.000 E-3	30.000	0.050	350.000	350.000	60.0	0.333	0.95

Indice / Descrizione terreno: **002 / SABBIE (C2)**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1.950 E-3	2.000 E-3	35.000	0.050	400.000	400.000	60.0	0.299	0.95

4.21.5. Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 4	Macro-Platea	001	0.000	542.000	120.000	926.526	926.526

4.21.6. Verifiche geotecniche agli SLU – Condizioni Statiche

Il paragrafo riporta gli esiti di verifica in ambito statico che mostrano sempre il rapporto tra azione agente ed azione resistente (Ed/Rd). Le verifiche sono da intendersi quindi soddisfatte per rapporti inferiori all'unità.

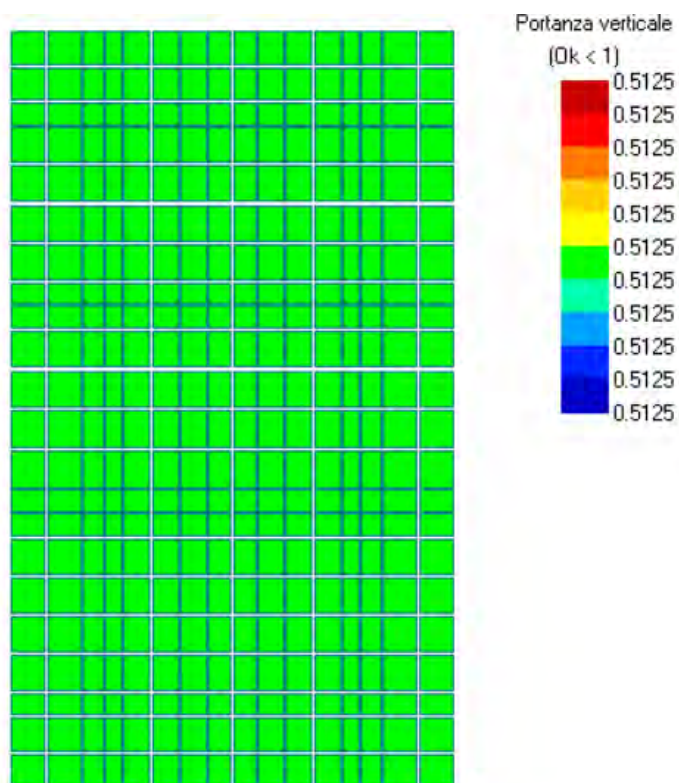


Figura 106: Verifica capacità portante verticale

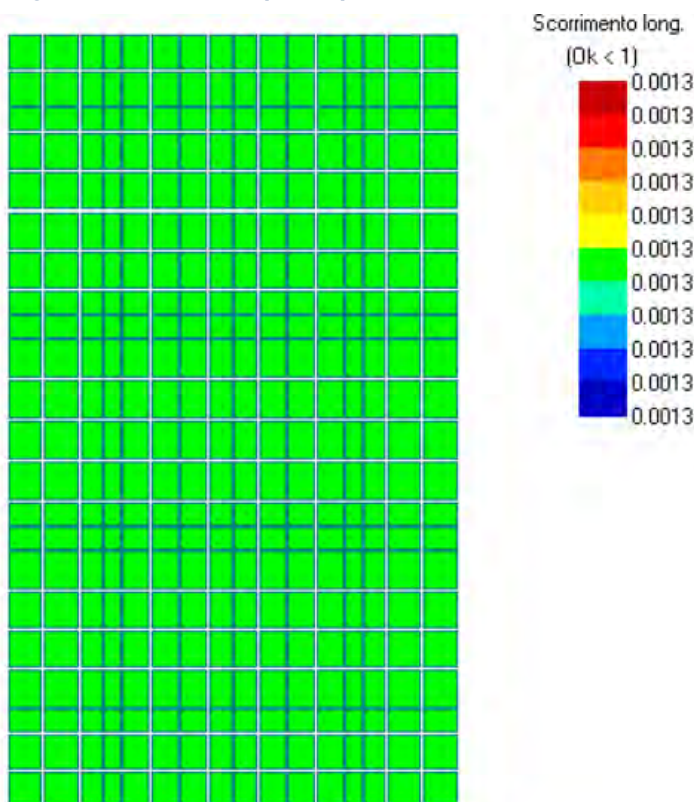


Figura 107: Verifica a scorrimento longitudinale

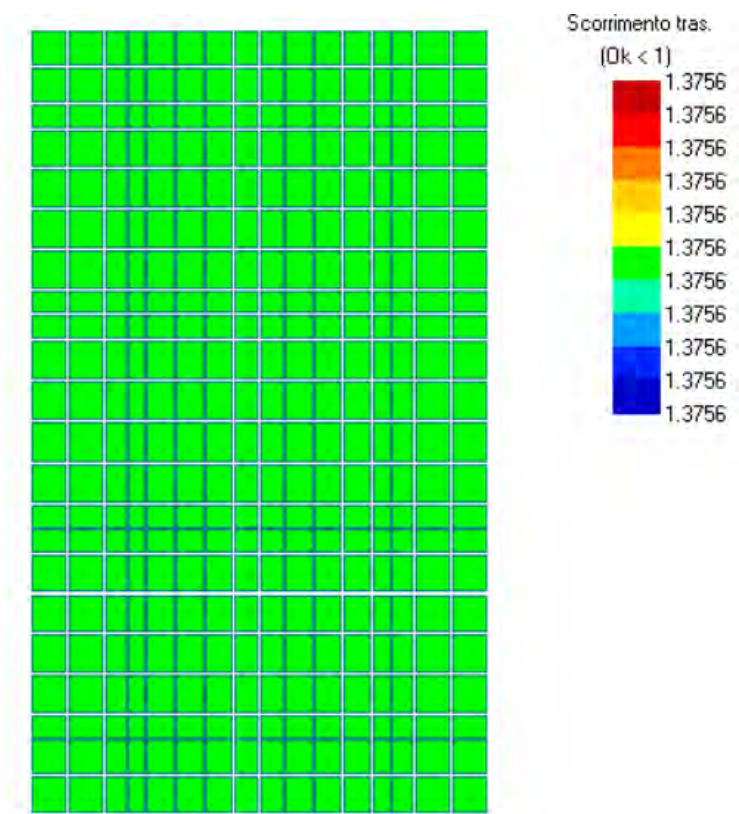


Figura 108: Verifica a scorrimento trasversale

Le verifiche di capacità portante verticale ed a scorrimento longitudinale risultano soddisfatte.

Le verifiche a scorrimento trasversale, in direzione parallela al Canale Fossadone, non producono esito positivo.

In merito a tale ultima verifica deve tuttavia essere tenuto in conto l'effetto stabilizzante indotto dal ponte in muratura adiacente oltre che dal nuovo manufatto idraulico in progetto.

4.21.7. Verifiche geotecniche agli SLV – Condizioni Sismiche

Di seguito si riportano gli esiti di verifica in ambito sismico (intensità pari al 60%) che mostrano sempre il rapporto tra azione agente ed azione resistente (E_d/R_d). Le verifiche sono da intendersi quindi soddisfatte per rapporti inferiori all'unità.

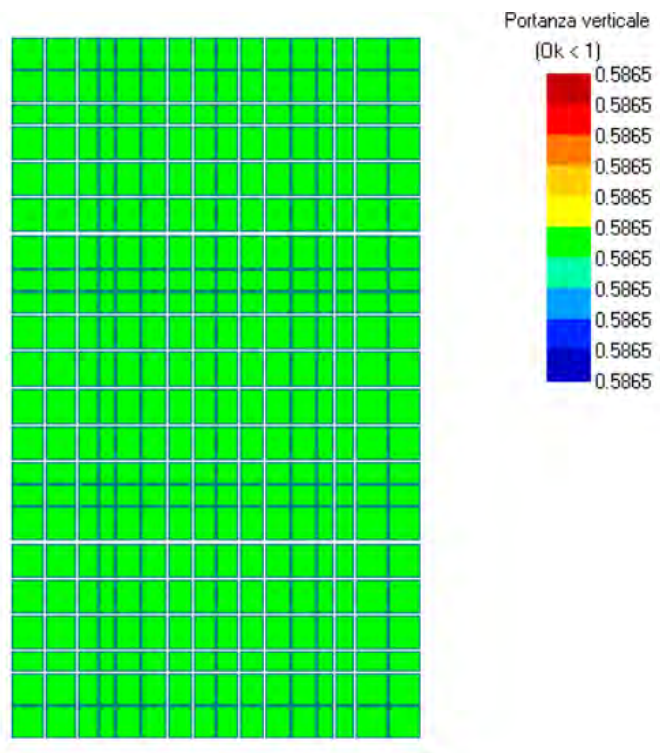


Figura 109: Verifica capacità portante verticale

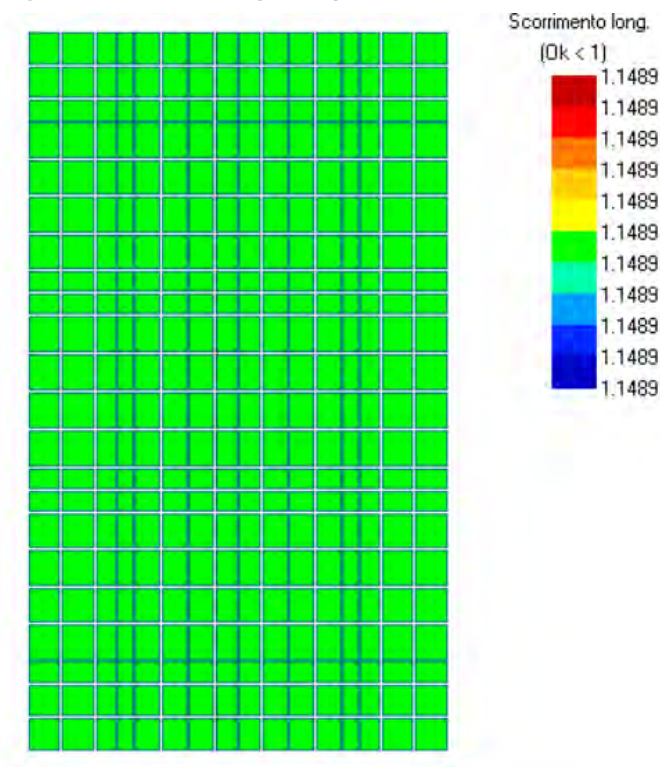


Figura 110: Verifica a scorrimento longitudinale

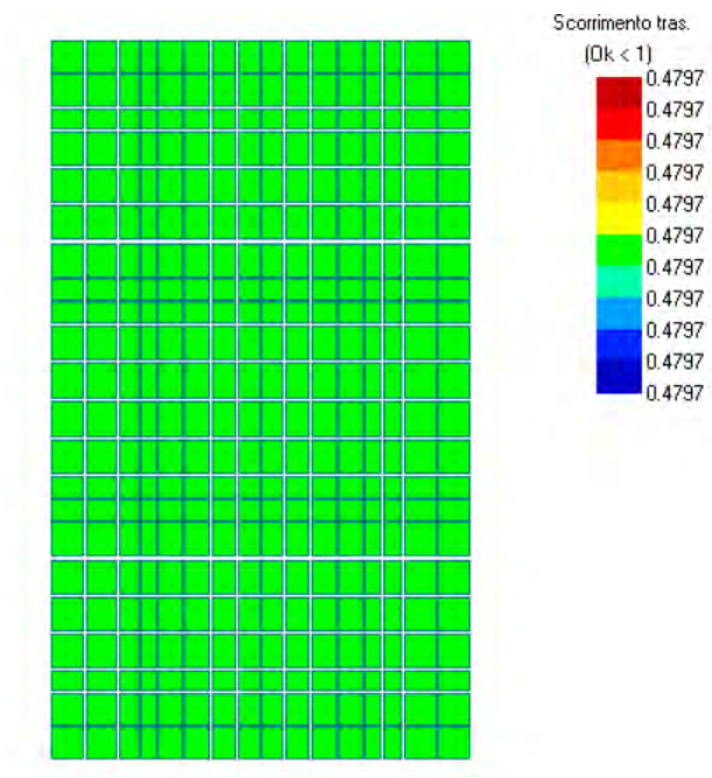


Figura 111: Verifica a scorrimento trasversale

Le verifiche di capacità portante verticale ed a scorrimento trasversale risultano soddisfatte.

Le verifiche a scorrimento longitudinale, in direzione perpendicolare al Canale Fossadone, non producono esito positivo.

In merito a tale ultima verifica a scorrimento non favorevole in condizione sismica dovrà essere accertata in sito la presenza e natura di eventuali setti laterali di ammortamento. In caso di assenza o inadeguatezza di tali strutture, dovranno essere considerati interventi di ammortamento della platea di fondazione a strati profondi, tali da garantire maggiore resistenza a scorrimento trasversale.

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE SULLA CAPACITÀ DEL FABBRICATO E SUI LIVELLI DI SICUREZZA

I livelli prestazionali del fabbricato esistente in ambito statico e sismico, con riferimento:

- alle prescrizioni normative da NTC;
- alle condizioni sismiche del sito (definite mediante analisi di risposta sismica locale di 2° livello)

Sono stati valutati considerando:

- Un'analisi in campo elastico lineare con fattore di comportamento pari a 1.5 (per meccanismi duttili e fragili)
- Una classe d'uso di tipo II
- Un livello di conoscenza di tipo LC1 (fattore di confidenza 1.35)

La limitata conoscenza della struttura ha infine indotto a ritenere in analisi:

- Non presenti strutture di fondazione di ammorsamento sia ad intradosso platea che nel rilevato arginale
- La considerazione della massa sismica indotta da eventuali strutture di ammorsamento (private tuttavia di ogni contributo alla resistenza del fabbricato)
- Un progetto simulato delle armature degli elementi in c.a., condotto con il metodo delle tensioni ammissibili in ambito statico.
- La non rigidezza nel piano del solaio di copertura del fabbricato di alloggiamento delle paratoie.

Le analisi SLV del fabbricato (non sono state infatti condotte valutazioni agli SLD) hanno permesso di accertare che:

1. Le Verifiche strutturali Statiche risultano sostanzialmente positive (pur sussistendo alcune incertezze nella verifica di soletta dell'impalcato correlate alla applicazione della armatura da progetto simulato);
2. Le Verifiche Geotecniche Statiche risultano sostanzialmente soddisfatte a portanza verticale e scorrimento longitudinale, non risultano invece soddisfatte a scorrimento trasversale (ossia in asse Fossadone)
In merito a tale verifica deve tuttavia essere tenuto in conto l'effetto stabilizzante indotto dal ponte in muratura adiacente oltre che dal nuovo manufatto idraulico in progetto.
3. Le Verifiche Sismiche sono condizionate dagli esiti delle travi del fabbricato che abbassano fino al 60% ag la capacità resistente della struttura, con particolare riferimento alle verifiche V/T lato acciaio ed in parte M/N (benchè sempre in ambito elastico lineare)
4. Alla intesità sismica di 60% ag (per altro valore minimo di soglia per garantire le condizioni di sicurezza sismica di strutture strategiche) sono invece soddisfatte le verifiche dei pilastri, della platea e dei setti. Rimangono sempre le medesime incertezze sulla verifica soletta di impalcato, connesse con la attribuzione della armatura degli elementi in c.a. da progetto simulato.
5. Le Verifiche Geotecniche Sismiche sono sostanzialmente soddisfatte a portanza verticale e scorrimento trasversale. Non risultano invece soddisfatte a scorrimento longitudinale. In merito a tale ultima verifica a scorrimento non favorevole in condizione sismica dovrà essere accertata in sito la presenza e natura di eventuali setti laterali di ammorsamento. In caso di assenza o inadeguatezza di tali strutture, dovranno essere considerati interventi di ammorsamento della platea di fondazione a strati profondi, tali da garantire maggiore resistenza a scorrimento trasversa

Da quanto esposto, è possibile concludere che la capacità del fabbricato in elevazione è pari al 60% e per il medesimo si individua pertanto un indicatore di rischio $\Gamma_E = 0,60$, tenuto conto di una classe d'uso II ed un livello "minimo" di conoscenza LC1.

In sede di progettazione esecutiva, si procederà quindi:

- Ad accertare la presenza e geometria di eventuali strutture profonde di ammorsamento, con particolare riferimento a setti laterali di ammorsamento arginale;
- Ad effettuare una valutazione di sicurezza e vulnerabilità sismica per l'adiacente ponte in muratura ad arco, considerando il suo declassamento a ponte ciclo-pedonale, in ragione della realizzazione in prossimità dell'impalcato carrabile della nuova struttura idraulica di regolazione sollevamento.