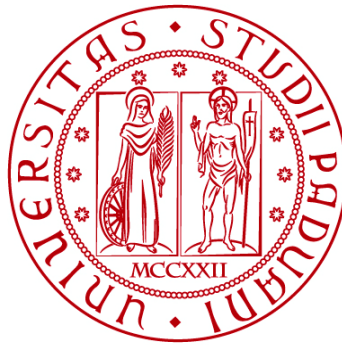


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE  
*Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering*

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile  
Indirizzo Progettazione Tecnologica e Recupero Edilizio



**TESI DI LAUREA**

**ANALISI DEL COMPORTAMENTO SISMICO DI TORRINI  
PIEZOMETRICI**

**Seismic behavior assessment of elevated hydraulic tanks**

Relatore:  
Chiar.ma PROF. FLORA FALESCHINI

Laureando: MARTINA BANO  
2087877

**ANNO ACCADEMICO 2023-2024**



# SOMMARIO

1	Abstract .....	9
2	Serbatoio Pensile .....	11
2.1	Funzione, impatto con il territorio e profili serbatoi .....	11
2.1.1	Funzione serbatoio pensile .....	11
2.1.2	Impatto con il territorio .....	11
2.1.3	Profili serbatoi .....	12
2.2	Nuova vita al serbatoio: alcuni esempi di riqualificazione .....	12
2.3	Problematiche serbatoio .....	13
2.3.1	Stato di degrado .....	13
2.3.2	Fondazioni .....	14
2.3.3	Azione sismica .....	15
2.3.4	Sloshing .....	20
3	Serbatoio Gramsci .....	21
3.1	Inquadramento .....	21
3.2	Sito di costruzione .....	21
3.2.1	Determinazione PGA e parametri sismici .....	21
3.3	Descrizione dell'opera .....	25
3.3.1	Normativa di riferimento .....	29
3.3.2	Fonti Conoscitive .....	29
3.4	Prima analisi delle strutture .....	30
3.5	Necessità valutazione della sicurezza .....	34
3.5.1	Valutazione della sicurezza: .....	34
3.6	Valutazione della sicurezza .....	35
3.6.1	Definizione del modello di riferimento .....	35
3.6.2	Livelli di conoscenza e fattori di confidenza .....	38
3.7	Determinazione delle Azioni .....	40
3.7.1	Azione sismica: .....	40
3.7.2	Azione del vento: .....	44
3.7.3	Azione della neve: .....	48
3.8	Combinazione dei carichi .....	49
3.9	Modello .....	50
3.9.1	Caratteristiche materiali, Elementi modello, carichi statici .....	54
3.9.2	Sollecitazioni struttura, Analisi statica, Analisi modale .....	59
3.9.3	Valutazione Torrino con serbatoio vuoto .....	63

3.9.4	Valutazione Torrino con Serbatoio Pieno .....	76
3.9.5	Applicazione del carico statico idrostatico lungo le pareti.....	88
3.9.6	Inquadramento teorico della problematica dello Sloshing .....	91
3.9.7	Valutazione Torrino con effetto Sloshing .....	99
3.9.8	Sistema di monitoraggio.....	109
4	Intervento di miglioramento .....	113
4.1	Calcolo controventatura.....	113
4.1.1	Verifica a trazione delle diagonali.....	114
4.1.2	Verifica del puntone compresso .....	115
4.1.3	Verifica della stabilità .....	117
4.1.4	Verifica a trazione delle diagonali.....	119
4.1.5	Verifica del puntone compresso .....	120
4.1.6	Verifica della stabilità .....	121
4.1.7	Verifica bullonatura a taglio e a rifollamento.....	123
4.1.8	Verifica della saldatura.....	125
4.2	Struttura post intervento .....	128
4.2.1	Confronto tra torrino vuoto prima e dopo miglioramento .....	128
4.2.2	Confronto torrino pieno prima e dopo il miglioramento .....	133
4.2.3	Confronto torrino effetto Sloshing prima e dopo il miglioramento.....	137
4.3	Verifica fondazioni.....	141
4.3.1	Verifica agli SLU della palificata.....	141
5	Conclusioni.....	145
6	Bibliografia.....	147
6.1	Normativa.....	147
6.2	Articoli scientifici e libri .....	147
6.3	Siti e fonti .....	147

# Figure

Figura 1: Zonazione del R.D. n. 431 del 1927	16
Figura 2: Zonazione sismica secondo DMLLPP del 1984	17
Figura 3: Zonazione sismica del 2003	18
Figura 4: Classificazione sismica al 31 marzo 2022	19
Figura 5: Ubicazione Torre idrica Gramsci	21
Figura 6: Prospetto generale, sezione verticale e piante, serbatoio Gramsci	26
Figura 7: Sezione verticale ed armature vasca, serbatoio Gramsci	27
Figura 8: Pianta e prospetto dei pali di fondazione, serbatoio Gramsci	28
Figura 9: Armatura vasca, serbatoio Gramsci	28
Figura 10: Spettro elastico allo SLO	42
Figura 11: Spettro elastico allo SLD	42
Figura 12: Spettro elastico allo SLV	43
Figura 13: Spettro elastico allo SLC	43
Figura 14: Mappa zone suddivisione Italia	45
Figura 15: Vista generale Modello	50
Figura 16: Reazioni Vincolari Direzione Y	52
Figura 17: Reazioni Vincolari Direzione X	52
Figura 18: Caratteristiche Calcestruzzo	54
Figura 19: Calcestruzzo C25/30 fessurato	54
Figura 20: Pianta Piano Terra	55
Figura 21: Assonometria elementi	55
Figura 22: Elementi Strutturali portanti Serbatoio	55
Figura 23: Serbatoio	56
Figura 24: Assonometria Serbatoio	56
Figura 25: Assonometria Copertura	57
Figura 26: Vincoli Struttura	57
Figura 27: Modello Finale	58
Figura 28: Funzione Reaction Midas	59
Figura 29: Tipologia Elementi, Reazioni	59
Figura 30: Funzione Midas Static Loads	60
Figura 31: Combinazione CQC	62
Figura 32: Forze Statiche Applicaziotte al CM	64
Figura 33: Spostamenti Sisma Statico dir. X	65
Figura 34: Spostamenti Sisma Statico dir. Y	65
Figura 35: Forze orizzontali alla base direzione X	65
Figura 36: Forze orizzontali alla base direzione Y	65
Figura 37: Momenti Sisma Statico in direzione X	66
Figura 38: Momenti sisma Statico in direzione Y e Z	66

Figura 39: Primo Modo di Vibrare	67
Figura 40: Secondo Modo di Vibrare	67
Figura 41: Terzo Modo di Vibrare	68
Figura 42: Quarto Modo di Vibrare	68
Figura 43: Sesto Modo di Vibrare	68
Figura 44: Quinto Modo di Vibrare	68
Figura 45: Stato tensionale pilastri Azione Sismica	70
Figura 46: Dominio di resistenza M-N colonne	71
Figura 47: Sezioni di Verifica	71
Figura 48: Sforzo Assiale $N_{Ed}$	72
Figura 49: Momenti $M_{Edy}$ e $M_{Edz}$	72
Figura 50: Taglio $V_{Edz}$	72
Figura 51: Taglio $V_{Edy}$	72
Figura 52: Serbatoio con quote Pressioni Statiche idrostatiche	76
Figura 53: Pressione esterna	76
Figura 54: Pressione interna	76
Figura 55: Elementi Plate Soletta carciati con il Carico $Q_{acqua}$	78
Figura 56: Assonometria elementi Plate caricati con carico $Q_{acqua}$	78
Figura 57: Forze Statiche Sisma Applicate al CM	79
Figura 58: Spostamenti Sisma Statico dir. X	79
Figura 59: Spostamenti Sisma Statico dir. Y	79
Figura 60: Forze orizzontali alla base direzione X	80
Figura 61: Forze orizzontali alla base direzione Y	80
Figura 62: Momenti Sisma Statico direzione Y e Z	80
Figura 63: Momenti Sisma Statico in direzione X	80
Figura 64: Secondo modo di Vibrare	82
Figura 65: Primo modo di Vibrare	82
Figura 66: Terzo modo di Vibrare	82
Figura 67: Quarto modo di Vibrare	82
Figura 68: Quinto modo di Vibrare	83
Figura 69: Sesto modo di Vibrare	83
Figura 70: Stato tensionale pilastri con Serbatoio Pieno	83
Figura 71: Taglio $V_{Edy}$	84
Figura 72: Taglio $V_{Edz}$	84
Figura 73: Momento $M_{Edy}$	84
Figura 74: Momento $M_{Edz}$	84
Figura 76: Carico idrodinamico sulle pareti	88
Figura 77: Secondo modo di Vibrare	89
Figura 78: Primo modo di Vibrare	89
Figura 79: Ventiduesimo modi di Vibrare	89
Figura 80: Ventitreesimo modo di Vibrare	89
Figura 81: Cinquantacinquesimo modo di Vibrare	90
Figura 82: Componente Impulsiva e Convettiva	91
Figura 83: Modello di Housner	93

Figura 84: Andamento dei parametri del modello sloshing di Housner	94
Figura 85: Rappresentazione modello IITK	95
Figura 86: Andamento dei parametri del modello sloshing di IITK	97
Figura 87: Andamento parametri allegato A Eurocodice 8	98
Figura 88: Andamento spinta impulsiva e convettiva e distribuzione nella circonferenza delle pressioni sismiche	99
Figura 89: Determinazione della pressione $p_{i(z)}$	101
Figura 90: Funzione Pressione Impulsiva	102
Figura 91: Andamento funzione $p_{i(z)}$	102
Figura 92: Determinazione della pressione $p_{c(z)}$	103
Figura 93: Andamento pressione $p_{c(t)}$	104
Figura 94: Schema vincoli Serbatoio	105
Figura 95: Schema molle sotto serbatoio	105
Figura 96: Secondo modo di Vibrare	107
Figura 97: Primo modo di Vibrare	107
Figura 98: Quarto modo di Vibrare	107
Figura 99: Terzo modo di Vibrare	107
Figura 100: Ventunesimo modo di Vibrare	108
Figura 101: Ventesimo modo di Vibrare	108
Figura 102: Cinquatassettesimo modo di vibrare	108
Figura 103: Posizioni Sistema di Monitoraggio	110
Figura 104: Profilo HEB	115
Figura 105: Profilo HEB	118
Figura 106: Disposizione dei fori	124
Figura 107: Vista in Pianta Controventatura	126
Figura 108: Particolare attacco controvento-pilastro	127
Figura 109: Sezione A-A Particolare costruttivo	127
Figura 110: Struttura Post Intervento Migliorativo	128

# Tabelle

Tabella 1: Categorie di sottosuolo per l'utilizzo dell'approccio semplificato	22
Tabella 2: Categorie Topografiche	22
Tabella 3: Espressioni di $S_s$ e di $C_c$	23
Tabella 4: Valori coefficiente $S_T$	23
Tabella 5: Valori minimi Vita Nominale $V_N$	24
Tabella 6: Valori del coefficiente d'uso $C_U$	24
Tabella 7: Valori dei parametri sismici	25
Tabella 8: Scheda Difettologica Pilastrini in Calcestruzzo	30
Tabella 9: Scheda Difettologica Soletta Inferiore	32
Tabella 10: Scheda Difettologica pilastrini Serbatoio	32
Tabella 11: Scheda Difettologica Soletta Superiore	32
Tabella 12: Scheda Difettologica Fusto Centrale	33
Tabella 13: Scheda Difettologica Tamponamenti Serbatoio	33
Tabella 14: Risultati Prova Sclerometrica Pilastrino Nord	36
Tabella 15: Risultati Prova sclerometria Pilastrino Sud	36
Tabella 16: Risultati Prova Sclerometrica Fondazione-Cordolo	37
Tabella 17: Determinazione Caratteristiche Muratura	38
Tabella 18: Valori parametri $v_{b0}, a_0, k$	44
Tabella 19: Classe di rugosità del terreno	45
Tabella 20: Definizione categoria esposizione	46
Tabella 21: Parametri definizione coefficiente di esposizione	46
Tabella 22: Determinazione valore di $q_s$	48
Tabella 23: Valori coefficiente di forma	49
Tabella 24: Valori di $C_E$	49
Tabella 25: Pesi singoli elementi, Peso totale Struttura	51
Tabella 26: Peso struttura programma MidasGen	52
Tabella 28: Modi di vibrare Serbatoio Vuoto: Frequenze e Periodi di Vibrazione	66
Tabella 29: Percentuale di massa e direzione massa messa in vibrazione in ogni singolo modo di vibrare	67
Tabella 30: Modi di vibrare Serbatoio Pieno: Frequenze e Periodi di Vibrazione	81
Tabella 31: Percentuale di massa e direzione massa messa in vibrazione in ogni singolo modo di vibrare	81
Tabella 32: Modi di Vibrare Significativi con carico idrico statico sulle pareti del serbatoio	88
Tabella 33: Parametri tabellari di $m_i, m_c, h_i, h_c$ riportati nell'Allegato A Eurocidice 8	98
Tabella 34: Estremi di Interpolazione	100
Tabella 35: Funzione Pressione Convettiva	103
Tabella 36: Modi di Vibrare Considerati	106
Tabella 37: Dati Profili HEB400	113
Tabella 38: Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità	115
Tabella 39: Massimi rapporti larghezza spessore per pareti compresse	116
Tabella 40: Curve di instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi	117



Tabella 41: Dati Profilo HEB320	119
Tabella 42: Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate	123
Tabella 43: Valori dei Coefficienti $\beta_1$ $\beta_2$	126
Tabella 44: Sforzo Normale Prima e Dopo Intervento Migliorativo	129
Tabella 45: Sollecitazione Tagliante $T_{Ed,y}$ e $T_{Ed,z}$ Prima e Dopo Intervento Migliorativo	130
Tabella 46: Momenti Agenti $M_{Ed,y}$ e $M_{Ed,z}$ Prima e Dopo Intervento Migliorativo	130
Tabella 47: Primo modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo	131
Tabella 48: Secondo modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo	131
Tabella 49: Terzo modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo	132
Tabella 50: Quarto modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo	132
Tabella 51: Sforzo Normale Prima e Dopo Intervento Migliorativo	133
Tabella 52: Sollecitazione Tagliante $T_{Ed,y}$ e $T_{Ed,z}$ Prima e Dopo Intervento Migliorativo	134
Tabella 53: Momenti Agenti $M_{Ed,y}$ e $M_{Ed,z}$ Prima e Dopo Intervento Migliorativo	134
Tabella 54: Primo modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo	135
Tabella 55: Secondo modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo	135
Tabella 56: Terzo modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo	136
Tabella 57: Quarto modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo	136
Tabella 58: Sforzo Normale Prima e Dopo Intervento Migliorativo	137
Tabella 59: Sollecitazione Tagliante $T_{Ed,y}$ e $T_{Ed,z}$ Prima e Dopo Intervento Migliorativo	138
Tabella 60: Momenti Agenti $M_{Ed,y}$ e $M_{Ed,z}$ Prima e Dopo Intervento Migliorativo	138
Tabella 61: Primo modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo	139
Tabella 62: Secondo modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo	139
Tabella 63: Terzo modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo	140
Tabella 64: Quarto modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo	140



# 1 ABSTRACT

In questa tesi di laurea ci si è posti l'obiettivo di studiare e valutare il comportamento sismico di torrioni piezometrici, studiando ed analizzando la torre idrica situata in via Gramsci del comune di Padova.

Per avere una visione completa e dettagliata della tipologia costruttiva con la quale nel corso degli anni le strutture sono state edificate, si è proceduto ad una ricerca storico-critica della normativa italiana, procedendo con l'analisi delle varie tappe normative che hanno permesso di arrivare alla vigente normativa.

Questo excursus normativo ha evidenziato come nel corso degli anni ci sia stata un'evoluzione sempre più rigida e restrittiva nella valutazione delle azioni sismiche e anche degli accorgimenti progettuali che progressivamente sono cambiati per limitare ed eliminare problematiche che possono nascere a seguito di eventi sismici.

Partendo dal caso studio: struttura esistente di tipo strategico, serbatoio per la distribuzione idrica, si è analizzato e valutato la situazione in cui essa riversa, consapevoli del fatto che l'intero territorio italiano è ricco di edifici simili sia per caratteristiche che per dimensioni.

Attraverso prove di tipo non invasivo, effettuate in loco, si sono determinate le condizioni di salute della stessa, valutandone lo stato di degrado strutturale che influenza le caratteristiche dei materiali e degli elementi, con conseguente impatto negativo sull'integrità dell'opera, che porta ad avere una maggiore vulnerabilità e compromettendone l'integrità strutturale.

Una volta ricavati i valori e le caratteristiche dei materiali, attraverso il programma FEM, agli elementi finiti, MidasGen, sono state effettuate analisi sismiche di tipo analisi statica lineare e analisi modale; conseguentemente ai risultati ottenuti, si è proceduto a considerare possibili soluzioni migliorative, per garantire una maggiore stabilità e durabilità dell'opera tenendo in considerazione le varie combinazioni di carico e conseguenti meccanismi che si innescano.



## 2 SERBATOIO PENSILE

Per avere una distribuzione razionalizzata di acqua, il più possibile omogenea, nelle periferie e nei centri abitati di pianura, vennero edificati e costruiti i serbatoi pensili.

Sono costituiti da una vasca di compenso, collocata ad una quota opportuna, che scarica il proprio peso e quello dell'acqua sul terreno di fondazione attraverso una struttura di sostegno, costituita da una serie di pilastri e travi o da un unico gambo, solitamente cilindrico, e cavo internamente.

### 2.1 FUNZIONE, IMPATTO CON IL TERRITORIO E PROFILI SERBATOI

#### 2.1.1 Funzione serbatoio pensile

Per ovviare al problema della distribuzione e razionalizzazione dell'acqua nei siti di pianura, nel corso degli anni vennero costruite delle strutture che permettessero all'acqua di raggiungere ogni parte della rete di distribuzione e di poter così alimentare ogni singola casa.

Lo scopo di questi "bacini" d'acqua è andato via via modificando nel corso del tempo:

inizialmente servivano da riserva d'acqua nei periodi di siccità e bassa piovosità, quando non si disponeva del quantitativo necessario per soddisfare la richiesta della popolazione; in questo modo si attingeva a queste riserve per poter affrontare la domanda d'acqua richiesta dai cittadini.

In seguito, avendo valutato e considerato che per ottenere riserve d'acqua con strutture pensili servissero opere imponenti e costi elevatissimi, vennero introdotti dei serbatoi di elevata capacità posti a terra e quelli sopraelevati iniziarono a svolgere la funzione di torri piezometriche<sup>1</sup> in cui l'acqua veniva pompata per poi essere introdotta nel sistema di adduzione cittadino.

#### 2.1.2 Impatto con il territorio

Dal punto di vista odierno, molte di queste strutture, site nei territori pianeggianti e all'interno dei centri abitati, risultano essere inutilizzate e/o in condizioni pessime e così sempre più interventi vengono studiati e progettati per la loro riqualificazione e per il loro riuso.

Questo loro stato di abbandono, nel quale riversano, può essere ricondotto alle seguenti cause:

- Una prima categoria di serbatoi può essere considerata relativamente bassa, ovvero di altezza che varia dai 20-40 m; questo è dovuto al fatto che le città erano inizialmente delle grosse borgate e gli edifici da raggiungere tramite alimentazione idropotabile non erano di altezze rilevanti;
- Una seconda categoria è quella dei serbatoi costruiti negli anni 50-60, i quali raggiungevano altezze di 55 m, questo fu dovuto al grande sviluppo urbanistico avvenuto negli anni e ai costi energetici di sollevamento dell'acqua non troppo influenti. In anni più recenti si è visto che un semplice abbassamento della pressione di pompaggio permette di avere un risparmio economico nella spesa energetica e questo ha comportato la loro messa fuori servizio.

Un'altra problematica dei torri piezometriche è il loro impatto visivo che risulta essere rilevante nel contesto urbano e tale aspetto è oggetto di valutazioni e considerazioni su eventuali riusi, riconversioni e recuperi della struttura stessa e su come integrarla nel contesto urbano.

---

<sup>1</sup> Torre piezometrica: torre idrica che comporta una disconnessione idraulica sollevata da terra, riempita d'acqua e grazie ad una pompa garantisce la fornitura d'acqua al bacino d'utenza.

### 2.1.3 Profili serbatoi

I serbatoi pensili si possono dividere e classificare in base ai materiali con i quali sono stati costruiti:

- Muratura;
- C.a.;
- C.a.p.;
- Acciaio.

Un'altra distinzione va fatta nel modo in cui è stata pensata la struttura:

- Serbatoio sopraelevato con sottostante serbatoio di riserva: il serbatoio pensile funge da torrino piezometrico, con ridotta capacità portante d'acqua;
- Serbatoio tipo HINTZE;
- Serbatoio pensile in c.a.p. di tipo troncoconico.

In Italia queste tipologie sono presenti: si potrebbe pensare che in base al periodo in cui sono stati edificati si sono utilizzate tecniche, tipologie costruttive che andavano di pari passo con lo sviluppo edilizio ed urbano.

## 2.2 NUOVA VITA AL SERBATOIO: ALCUNI ESEMPI DI RIQUALIFICAZIONE

I serbatoi pensili e non solo possono essere contestualizzati all'interno dei grandi edifici industriali dismessi da riqualificare, convertire. La "nuova" vita che si vuole dare a queste strutture è oggetto di accurati studi, nei quali si vanno a valutare le migliorie da apportare per valorizzare l'aspetto estetico e strutturale dell'edificio, il contesto urbano nei quali essi sono presenti, riqualificando le aree urbane, dando così valore ed importanza alla costruzione stessa.

In Italia, un esempio di riconversione e recupero strutturale ed architettonico, è la valorizzazione e conversione dell' "Ex Torre idrica Pontina" funzionante fino agli anni '70 come acquedotto ed attualmente è adibita a spazio espositivo valorizzandone la sua storia, ma al contempo stesso rendendola contenitore di una nuova storia, quella contemporanea, attraverso mostre.

Un esempio di reimpiego di un serbatoio pensile non più utilizzato per l'acquedotto è quello a Jægersborg, Danimarca, il quale è stato riadattato a complesso residenziale per studenti universitari. Questa torre idrica è locata a pochi passi da Copenaghen : l'intera struttura è stata mantenuta ed è costituita da dodici colonne in cemento armato e dal serbatoio cilindrico, di notevoli dimensioni, posizionato sopra ad esse.

L'edificio è stato poi diviso così: i primi quattro piani sottostanti sono stati adibiti a spazi ricreativi quali sala fitness, spazi laboratorio per svolgere i propri hobbies e sala multimediale; nei cinque piani sovrastanti il centro ricreativo sono stati studiati in modo tale da ottenere quasi una quarantina di appartamenti.

In Repubblica Ceca, a Kladno-Rodělov, nel 1936 fu costruito un serbatoio idrico a torre il quale recentemente è stato convertito ad edificio amministrativo. L'altezza totale del serbatoio idrico a torre è circa 41 m, che include il fusto alto 25 m. Mantenendo la struttura portante in acciaio, costituita da otto colonne, ne sono state aggiunte altre quattro. L'interno del gambo è stato adibito a centro di comunicazione, mentre la zona del serbatoio, locata in sommità, è stata adibita a sala riunioni/conferenze.

Questo è a dimostrazione del fatto che con accurate miglione strutturali e architettoniche un edificio che prima assolveva ad una precisa funzione può essere convertito ad un'altra attività del tutto diversa da quella iniziale, apportando miglione alla struttura e al contesto in cui essa è locata.

La stessa torre idrica, inoltre, può essere rimessa in funzione per la sua originaria funzione, ovvero di torrone piezometrico e/o vasca di accumulo acqua, in base alla domanda di adduzione che le singole città richiedono.

## 2.3 PROBLEMATICHE SERBATOIO

### 2.3.1 Stato di degrado

Lo stato nel quale riversano queste strutture è dovuto al fatto che via via nel corso del tempo questi edifici hanno perso la loro importanza a causa dello sviluppo tecnologico e della loro obsolescenza strutturale che ha comportato un progressivo abbandono.

Questa nuova situazione che si è venuta a creare ha comportato uno stato di degrado più o meno elevato, che varia da serbatoio a serbatoio.

Il degrado può essere di due tipi:

- *Endogeno*: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera;
- *Esogeno*: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

Fattori che influiscono maggiormente sulla precarietà degli edifici:

- *Agenti atmosferici*: la struttura dismessa è soggetta agli eventi climatici aggressivi, quali cicli di pioggia, gelo, sole, ecc, che influiscono sullo stato di salute degli elementi strutturali, i quali non essendo sottoposti a controlli periodici iniziano rapidamente a degradare. Due particolari fenomeni chimici, pericolosi per lo stato di salute di travi e pilastri, sono la carbonatazione<sup>2</sup> e l'ossidazione<sup>3</sup> che indeboliscono e compromettono l'integrità dei elementi e dei materiali con i quali sono stati costruiti i serbatoi.
- *Scarsa manutenzione*: i torrioni non essendo più in uso vengono lasciati privi di controlli e questo fa sì che si abbia un invecchiamento repentino e un forte degrado dei materiali e degli elementi strutturali che presentano i segni inevitabili della conclusione del loro ciclo di vita.

La conseguenza, dovuta a questi due aspetti, è di grande rilevanza: la durabilità della struttura, connessa alla funzionalità dell'opera, è fortemente messa in dubbio. La durabilità, infatti, è la capacità di una struttura di conservare le sue prestazioni di progetto per tutta la durata della sua vita utile nominale<sup>4</sup>, in specifiche condizioni ambientali e di manutenzione.

Per sopperire allo stato di degrado in cui riversano queste strutture bisogna operare per tre macro-aree:

- *Ripristino della sicurezza strutturale delle opere*: valutare lo stato limite in cui riversa il torrone, dovuta alle azioni a cui è soggetto e le eventuali carenze strutturali;

---

<sup>2</sup> Carbonatazione: processo chimico per cui una sostanza, in presenza di anidride carbonica, dà luogo alla formazione di carbonati. Tale fenomeno è presente nei materiali edili come i leganti, dove l'ossido di calcio reagisce con l'anidride carbonica con conseguente formazione di carbonato di calcio. Questo processo favorisce l'innescò della corrosione delle barre di armatura.

<sup>3</sup> Ossidazione: reazione chimica tra l'ossigeno atmosferico ed elementi metallici. Di particolare importanza è il fenomeno che avviene con il ferro, il quale ossidando comporta l'idratazione con formazione di ruggine accompagnata da un aumento di volume che può arrecare danni irreversibili ai materiali.

<sup>4</sup> Vita utile nominale: vita utile nominale di progetto di un'opera è definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

- *Ripristino della funzionalità*: la perdita di funzionalità, ovvero la rispondenza alle specifiche esigenze progettuali, non compromette la staticità della struttura, ma può limitare fortemente il suo utilizzo;
- *Miglioramento o ripristino dell'estetica*: non è connessa direttamente né alla staticità né alla sua funzionalità, ma a lungo andare nel corso del tempo può avere delle ricadute sulle stesse.

Per perseguire, raggiungere tali obiettivi bisogna riconoscere le forme di degrado dei materiali e delle strutture; determinare ed eliminare le cause responsabili dei dissesti ed individuare le carenze dei singoli elementi strutturali e dell'opera nel suo complesso.

Per avere un quadro il più chiaro possibile dello stato di salute delle strutture sono necessari dei controlli per capire ed individuare lo stato di conservazione dei materiali. Tali controlli possono essere:

- *Prelievo di alcuni provini di calcestruzzo o di muratura della struttura*: questo aiuta a determinare le caratteristiche degli stessi mediante prove in laboratorio che ne determinano le proprietà meccaniche e permettono di individuare lo stato di salute dei materiali;
- *Prove sclerometriche*: prova non distruttiva, fatta in situ, che attraverso l'utilizzo dello sclerometro, o martello di Schmidt, dà delle indicazioni riguardanti la capacità di resistenza del cls a compressione. Per avere un'attendibilità dei risultati è bene accoppiare questa prova ad altre.
- *Prove clorometriche*: prova utilizzata per l'individuazione dello stato di degrado del calcestruzzo. Su una carota, prelevata in situ, viene spruzzato uno specifico reagente, a seconda del materiale che si sta analizzando, il quale provoca una variazione di colore che identifica da una parte la zona affetta di degrado e dall'altra quella priva di contaminazione.
- *Prove con ultrasuoni o magnetoscopici*: prove non distruttive effettuate in situ sugli elementi da analizzare che permettono l'individuazione delle barre di armatura.

Una volta effettuati i vari accertamenti, fatti attraverso le prove e tramite controlli di tipo visivo, sono necessari degli interventi per cercare di migliorare, adeguare lo stato di degrado in cui versa l'opera e portarla alle sue originali proprietà meccaniche e strutturali.

Esempi di possibili interventi per il ripristino degli elementi:

- *Rimozione e sostituzione delle parti degradate ed ammalorate*: questo fa sì che si abbia un pieno recupero delle caratteristiche iniziali degli elementi, che gioveranno nel complesso strutturale;
- *Pulizia e trattamento dei ferri di armatura*: qual'ora la loro rimozione non fosse possibile, bisogna sottoporre i ferri danneggiati dai fenomeni chimici ad operazioni di ripulitura e ripristino in modo tale da garantire il loro stato prestazionale iniziale;
- *Rinforzo degli elementi*: se non è possibile la completa sostituzione degli elementi, bisogna valutare la possibilità di rinforzarli, mediante interventi locali che riguardano le singole parti strutturali oppure interventi che rinforzano la globalità della struttura.

### 2.3.2 Fondazioni

Per valutare la struttura nel suo complesso è bene tenere in considerazione le fondazioni, in quanto se non vengono analizzate e studiate potrebbero comportare eventuali dissesti e cedimenti che possono portare al danneggiamento dell'intera integrità strutturale o comunque causare danni e problematiche nel corso degli anni successivi agli interventi di miglioramento ed adeguamento strutturale e architettonico.



Nell'eventualità della mancanza di progetti originali, che ne identificano la tipologia strutturale e il tipo di suolo su cui l'opera poggia, è necessario programmare delle indagini geotecniche e sulle fondazioni stesse in modo che siano coerenti con la tipologia di intervento e della struttura. Questo fa sì che si abbia un quadro il più possibile completo della sottostruttura.

Le indagini, inoltre, devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari per la progettazione. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreni e di prove in sito. I risultati che ne derivano sono di notevole importanza, poiché ne definiscono la capacità portante del terreno e quindi dei carichi che lo stesso può sopportare.

### **2.3.3 Azione sismica**

Una volta analizzato lo stato di degrado del serbatoio pensile vengono effettuate le relative valutazioni in base alle problematiche emerse. Ciò che si evince dall'analisi è che la maggior parte di questi edifici ha serie problematiche dal punto di vista di due specifiche azioni:

- Azioni gravitazionali: ovvero a causa dello stato di abbandono e della poca manutenzione, la stessa struttura non è più in grado di sopportare i propri carichi statici alla quale era stata progettata ed ad un possibile aumento di questi comprometterebbe l'integrità strutturale;
- Azioni orizzontali: gli edifici storici e quelli progettati fino agli anni 90 non tenevano più di tanto in considerazione gli effetti derivanti da forze orizzontali, quali sisma e vento. Ora, negli interventi di adeguamento, bisogna tenerne in considerazione e provvedere ad apportare delle migliorie in modo tale che la costruzione riesca a far fronte ad eventuali eventi di azioni orizzontali.

I serbatoi pensili, qual'ora dovesse succedere un evento sismico, sono soggetti ad un rischio molto elevato in quanto non sono stati progettati per queste tipologie di forze.

Un serbatoio già esistente, infatti, può essere considerato come un telaio in c.a. o in acciaio, progettato solo alle azioni verticali, ai propri carichi statici ovvero quelli di tipo gravitazionale. Questo vale anche per gli edifici più storici, quelli in muratura portante i quali anch'essi non prevedono, nella loro progettazione, le azioni orizzontali.

Le criticità maggiori che si possono considerare da questo aspetto sono:

- Esposizione: ovvero l'opera è posizionata e localizzata all'interno dei centri abitati, i quali nel corso degli anni si sono sviluppati ed hanno così inglobato pienamente il serbatoio nel contesto urbano. Questa fa sì che nell'eventualità di un evento sismico, nel peggiore delle ipotesi, il completo cedimento strutturale dell'opera comporterebbe ingenti danni agli edifici circostanti;
- Pericolosità: essendo un'opera dalle grandi dimensioni e quindi occupante una macroscopica area, questa come appena suddetto, potrebbe danneggiare una considerevole zona circostante andando ad inficiare sull'economia dei danni del sito investito dal sisma;
- Vulnerabilità: la struttura, completamente progettata per azioni verticali, è del tutto vulnerabile ed "indifesa" per quanto riguarda le azioni orizzontali, andando a discapito della sua resistenza. Questo fa sì che la stessa è predisposta ad una serie di meccanismi strutturali di rottura che si innescano in seguito degli eventi sismici, causandone danni permanenti che rischiano seriamente di compromettere l'integrità e il possibile riutilizzo e riqualificazione dell'opera.

L'azione sismica può essere equiparata ad una forza d'inerzia con la quale la struttura risponde alle vibrazioni che nascono dal terreno e che investono l'edificio mettendolo in vibrazione. La massa della struttura è così soggetta ad un'accelerazione dovuta alle onde derivanti dal terreno. La forza che ne deriva può essere più o meno elevata, a seconda dell'intensità dell'accelerazione, ma anche al fatto che l'azione sismica è direttamente proporzionale alla massa, caratteristica intrinseca dell'opera, che dipende dal materiale utilizzato, dalla struttura e della configurazione/forma della stessa.

Un altro aspetto molto importante, che caratterizza l'intensità dell'azione sismica e gli effetti che questa ha sulla struttura è la rigidità strutturale dell'edificio: se si considera che la maggior parte dei serbatoi pensili hanno una struttura a telaio in c.a. o in acciaio non progettata a forze orizzontali, quindi resistenti solo a carichi gravitazionali, se ne deduce che gli elementi strutturali non riescano a contrastare l'evento sismico con conseguenza il crollo o il forte danneggiamento strutturale dell'intera opera.

Queste mancanze strutturali sono dovute al fatto che le opere sono state edificate in tempi nei quali non era prevista la progettazione sismica delle strutture, la quale è diventata sempre più importante nel corso degli anni attraverso specifiche normative che ne prendono sempre più in questione il problema.

#### *Evoluzione della normativa sismica:*

In Italia le prime misure di previdenza sismica si rifanno a quelle del 28 Marzo 1784 emanate dopo il terremoto che nel 1783 devastò la Calabria: riguardavano limitazioni prescrittive e l'altezza degli edifici.

Ne seguì il "Regio Decreto" n. 193 del 18 aprile 1909, che può essere considerata la prima normativa sismica italiana: imponeva alle strutture di resistere alle forze statiche equivalenti laterali, rappresentative degli effetti dinamici applicati alle masse dell'edificio e dovute al moto sismico.

A seguito di queste, venne introdotto il D.R. (Regio Decreto) del 1927 in cui venne introdotto il concetto di zona sismica: il territorio nazionale, per la prima volta, viene diviso in due zone a cui si fece corrispondere due categorie che prevedevano differenti forze sismiche di progetto.



*Fig. : 1 Zonazione del R.D. n. 431 del 1927*

Nel 1974 viene emanata in Italia una nuova legge: la legge n. 64 del 2 Febbraio 1974. È una norma di tipo prestazionale, che si focalizza nei confronti di terremoti violenti, con periodo di ritorno<sup>5</sup> di 475 anni, e richiede come prestazione la salvaguardia delle vite umane, ovvero evitare il crollo dell'edificio. Questa legge è ancora in vigore e rappresenta la legge quadro della normativa italiana sismica, in cui si stabiliscono le linee guida in materia di progettazione.

Da questa e dai successivi decreti sono derivate importanti innovazioni:

- *Classificazione sismica*: in cui tramite comprovate motivazioni tecnico-scientifiche si procede con il progetto dell'opera;
- *Effetti amplificativi del terreno*: attraverso la classificazione in micro-zonazione;
- *Analisi multi-modale*: viene introdotto questo concetto e la possibilità di utilizzarlo al posto dell'analisi statica equivalente;
- *Spettro di risposta*: viene usato in termini di accelerazione, con conseguente determinazione dei parametri sismici;
- *Capacità delle strutture di dissipare energia*: in campo plastico, mediante opportuni dettagli costruttivi.

Lo sviluppo normativo, che si è avuto nel corso del tempo, ha portato ad avere sempre più una classificazione e suddivisione del territorio italiano in base alla pericolosità sismica del sito.

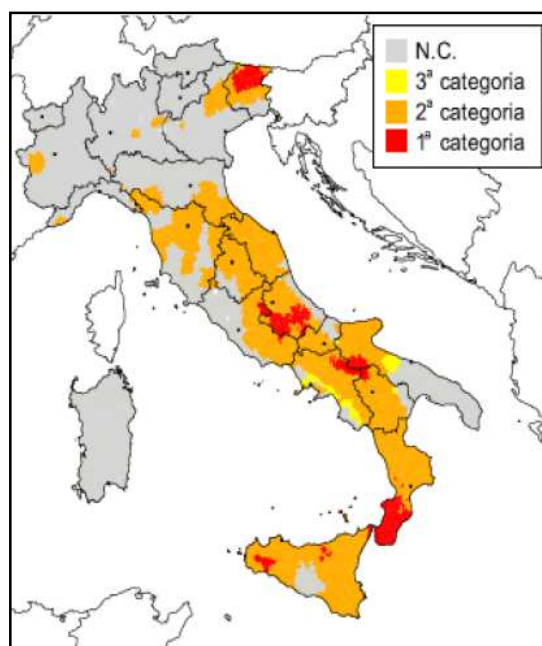


Fig. : 2 Zonazione sismica secondo DMLLPP del 1984

Successivamente si ha l'O.P.C.M. del 2003 e successive modifiche **NORME TECNICHE**, "Testo Unico del 2005": norme a doppio livello di prestazione in cui si ha l'adozione esclusiva del metodo del calcolo semiprobabilistico agli stati limite, a scapito di quello alle tensioni ammissibili.

La risposta dell'opera è analizzata tenendo come riferimenti principali due eventi sismici:

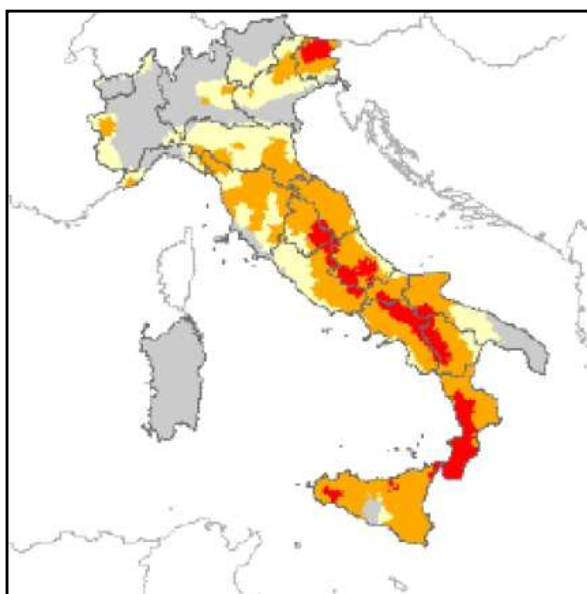
- Il *terremoto di servizio*, caratterizzato da un tempo di ritorno pari a 70 anni;
- Il *terremoto distruttivo*, con tempo di ritorno attorno ai 475 anni.

<sup>5</sup> Periodo di ritorno: o tempo di ritorno, è il tempo che intercorre tra il verificarsi di due eventi successivi di entità uguale o superiore ad un valore di assegnata intensità. Si può definire, in modo analogo, come il tempo medio in cui un valore di intensità assegnata viene uguagliato o superato almeno una volta.

Vengono associati ad essi due distinti livelli prestazionali o obiettivi di progetto:

- Lo Stato Limite di Esercizio o di Danno: la verifica consiste su l fatto che l'opera, soggetta a terremoto, non subisca un forte danneggiamento delle parti strutturali e non, e che lo spostamento d'interpiano sia contenuto entro determinati valori;
- Lo Stato Limite Ultimo: la struttura investita dall'evento sismico distruttivo, riportante danni gravi, deve essere in grado di fornire una resistenza residua alle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali, in modo da garantire la salvaguardia della vita .

Ad ogni emanazione di nuove normative, corrisponde un aggiornamento della classificazione sismica:



*Fig. : 3 Zonazione sismica del 2003*

Queste nuove normative iniziano a prevedere la possibilità di assorbire meno energia in ingresso, isolando l'edificio, oppure di dissipare l'energia sismica in ingresso mediante strategie progettuali basate sulla risposta controllata del sistema.

Questi aspetti possono essere raggiunti mediante:

- Uso di dissipatori speciali: dissipatori;
- Uso di sistemi iper-resistenti o non dissipativi;
- Attraverso la plasticizzazione di alcune parti della struttura e non di altre: **CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE.**

Nonostante le varie innovazioni apportate in campo progettuale, l'effetto devastante che i terremoti recenti hanno avuto su alcune tipologie strutturali, ha fatto sì che si ebbe un continuo aggiornamento da parte della legislazione italiana: dalle "Norme tecniche delle Costruzioni del 2008" si è arrivati ad avere quelle tutt'ora in vigore: le "Norme Tecniche delle Costruzioni del 2018" e relativa Circolare esplicativa.

Queste prevedono oltre allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo, dei livelli intermedi: tale necessità è correlata alla necessità di combinare considerazioni di carattere di sicurezza e salvaguardia della vita umana con quelle di carattere economico.

Di fondamentale importanza è il perseguimento di obiettivi puramente prestazionali, abbandonando caratteri convenzionali e prescrittivi dei metodi tradizionali, a favore di

un'impostazione esplicitamente prestazionale in cui gli obiettivi da raggiungere vengono dichiarati ed i metodi utilizzati per raggiungerli sono giustificati in modo opportuno.

I livelli prestazionali che l'opera deve soddisfare sono quattro:

*Stati limite di esercizio (SLE):*

- Stato Limite di Operatività: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali e non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno: a seguito di un terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

*Stati limite ultimi (SLU):*

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di Collasso: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei comportamenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Dal punto di vista della zonazione sismica si è avuto una rivisitazione ed aggiornamento nel marzo del 2022:

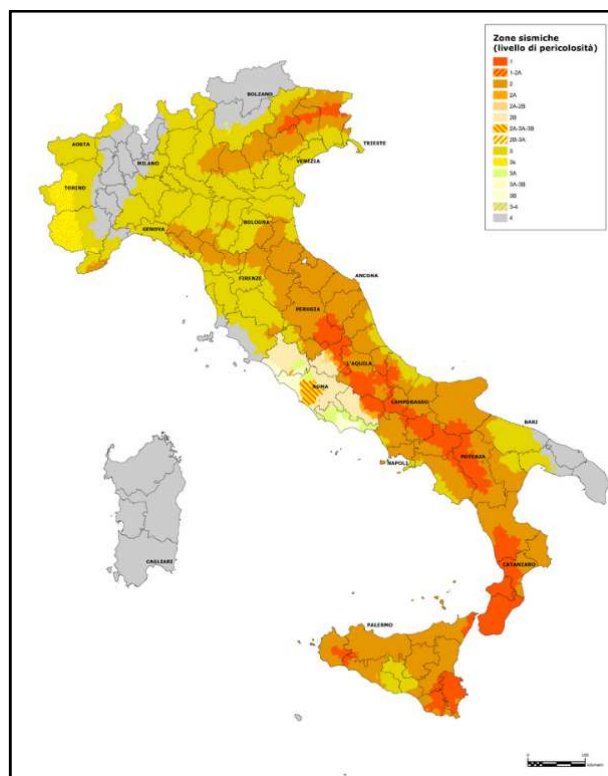


Fig. : 4 Classificazione sismica al 31 marzo 2022

### 2.3.4 Sloshing

Un'altra problematica che riguarda i serbatoi pensili è quella dello *Sloshing*, in cui quando questi vengono investiti da un'azione orizzontale, come quella sismica, la presenza della superficie libera del liquido, dovuta ad un riempimento parziale del serbatoio, comporta uno sviluppo di un moto relativo tra liquido e serbatoio stesso, provocandone un'accelerazione orizzontale del contenitore.

Il liquido, infatti, messo in moto da un'accelerazione istantanea cerca di raggiungere lo stato di equilibrio nel quale prima riversava.

Le azioni idrodinamiche che ne derivano e che vengono esercitate sulle pareti del contenitore sono di tre tipologie:

- *Azioni impulsive*: la quota di massa d'acqua è pensata come rigidamente connessa alla struttura;
- *Azioni convettive*: dovute all'oscillazione della massa d'acqua;
- *Azioni impulsive di breve durata*: dovute ad una possibile deformazione delle pareti del contenitore.

Per simulare e rappresentare nel modo più fedele alla realtà queste casistiche, esse vengono affrontate attraverso il programma FEM, agli elementi finiti. I modelli più utilizzati sono quello di Bratu, modello a masse concentrate, a masse distribuite e modelli basati su formulazioni Lagrangiane, Euleriane e Langrangiane-Euleriane: quest'ultimi tre, basati su ipotesi complesse, sono meno utilizzati.

Il modello che permette di aver il miglior compromesso per le applicazioni civili è quello a masse concentrate, che attraverso l'utilizzo di una massa singola o di masse multiple permette di ottenere la rappresentazione della massa d'acqua.

Il modello, appena suddetto, prevede l'utilizzo di elementi, di opportuna rigidità, che rappresentano le diverse masse d'acqua e le analisi dinamiche che ne derivano con relative valutazioni ed interazioni degli effetti con la struttura.



### Categorie di sottosuolo:

Per la determinazione della categoria del sottosuolo, necessaria per la determinazione dell'azione sismica di progetto, si sono consultate tre relazioni geotecniche di interventi effettuati in prossimità del sito ove è ubicata la torre idrica.

Tutti i documenti consultati hanno riportato come categoria di sottosuolo la "Categoria C".

Si è proceduto ad un approccio semplificato, che si basa sulla classificazione del sottosuolo mediante la velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ .

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II delle NTC2018 §3.2.2.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositati 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 delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tab.: 1 Categorie di sottosuolo per l'utilizzo dell'approccio semplificato

### Condizioni topografiche:

Per la determinazione della categoria topografica si può procedere attraverso una classificazione semplificata mediante la tabella riportata dalle NTC2018, Tab 3.2.III § 3.2.2.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tab.: 2 Categorie Topografiche

Per la valutazione dell'azione sismica, e quindi dell'accelerazione di picco al suolo PGA, è necessario determinare il coefficiente S che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

A seconda della categoria di sottosuolo considerata si ha l'espressione per il calcolo del coefficiente stratigrafico  $S_S$ , Tab.3.2.IV, §3.2.3.2 delle NTC2018, e per tenere in considerazione delle condizioni topografiche, in assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente  $S_T$  riportato in Tab. 3.2.V, § 3.2.3.2 delle NTC2018.



Determinazione Coefficienti:

Coefficiente stratigrafico  $S_S$ :

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

Tab.: 3 Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$

Coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ :

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

Tab.: 4 Valori coefficiente  $S_T$

Coordinate del sito:

Latitudine: 45.419304 N

Longitudine: 11.902574 E

Caratteristiche struttura:

Classe d'uso della struttura: IV

Vita nominale: 50 anni

Dal programma *Spettri-NTCver.1.0.3*, messo a disposizione dal consiglio superiore dei lavori pubblici, si è potuto ricavare i seguenti parametri:

$a_g$ : accelerazione orizzontale massima del sito;

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

$T_C^*$ : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ognuno di questi parametri assume valori specifici a seconda dello Stato Limite considerato e del Periodo di riferimento.

*Periodo di riferimento:*

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale di progetto  $V_N$  per un coefficiente  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La Vita Nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di  $V_N$  sono riportati in Tab.2.4.1, §2.4.1 NTC2018:

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab.: 5 Valori minimi Vita Nominale  $V_N$

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe d'uso I:* costruzioni con presenza solo occasionale di persone;

*Classe d'uso II:* costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti;

*Classe d'uso III:* costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi;

*Classe d'uso IV:* costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti.

Il torrino, oggetto di studio, assolvendo alla funzione di immagazzinare acqua per poi ridistribuirlo nella rete di adduzione, svolge una funzione pubblica importante e per questo motivo rientra nelle opere edilizie di "Classe d'uso IV".

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come riportato in Tab.2.4.II, §2.4.3 NTC2018.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Tab.: 6 Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

Il periodo di riferimento risulta essere:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100$$

Parametri sismici:

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T^*_c$ [s]
SLO	60	0,04	2,547	0,263
SLD	101	0,048	2,508	0,295
SLV	949	0,109	2,576	0,351
SLC	1950	0,138	2,602	0,361

Tab.: 7 Valori dei parametri sismici

L'accelerazione di picco al suolo, considerando lo stato limite SLV, risulta essere:

$$PGA = a_g \cdot S$$

Calcolo del parametro  $S_S$ :

$$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.70 - 0.60 \cdot 2.604 \cdot \frac{0.137}{9.81} = 1.678$$

Il valore di  $S_S$  da considerare è pari a 1.50.

Calcolo del parametro  $S$ :

$$S = S_S \cdot S_T = 1.50 \cdot 1 = 1.50$$

Accelerazione di picco al suolo,  $PGA$ :

$$PGA = a_g \cdot S = 0.109 \cdot 1.50 = 0.164g$$

### 3.3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nel 1960 vennero realizzati tre serbatoi pensili nel comune di Padova, uguali tra loro, in calcestruzzo armato: *Morini*, *Gramsci* e *Palermo*, che entrarono in funzione nello stesso anno, 1960, ciascuno con la capacità di 1750 m<sup>3</sup>. Il diametro interno della vasca è di 18.26 m e il tirante è di 8.00 m. Nel 1985 le vasche sono state rivestite internamente con acciaio inox AISI 316 per eliminare le perdite.

L'opera è costituita da otto colonne perimetrali in calcestruzzo armato aventi diametro di 1.50 m e  $h_{max}$  di 35.14 m, con sviluppo regolare in pianta, sezione ed altezza. Tali elementi sono disposti su base circolare, equidistanti tra di loro, avente diametro di 13.00 m.

Al centro della costruzione si eleva una colonna in muratura di spessore 25 cm, in cui sono alloggiata una scala, per ispezionare la vasca, con sviluppo cielo/terra e le condotte necessarie per la distribuzione dell'acqua nella rete idrica.

Pilastrini e la torre idrica sono collegati in sommità da travi portanti in c.a. di fondo vasca, radiali e anulari di controvento ed aventi anche funzione di sostegno del serbatoio pensile circolare, di diametro pari 21.46 m con fondo a forma troncoconica.

La vasca interna ha pareti perimetrali circolari in c.a. di 9 cm che scaricano la spinta dell'acqua su costolature verticali adiacenti, collegate tra di loro mediante travi circolari di cerchiatura,

posizionate ad altezza regolare lungo l'altezza della vasca. Il tutto è rivestito perimetralmente da muratura di tamponamento. La vasca superiormente è limitata da una parete in c.a. di 8 cm e al di sopra di essa è realizzata una copertura con travi radiali e anulari in c.a., che sostengono una soletta in c.a. di diametro massimo di 24.30 m, con spessore variabile, fino ad un minimo di 23 cm.

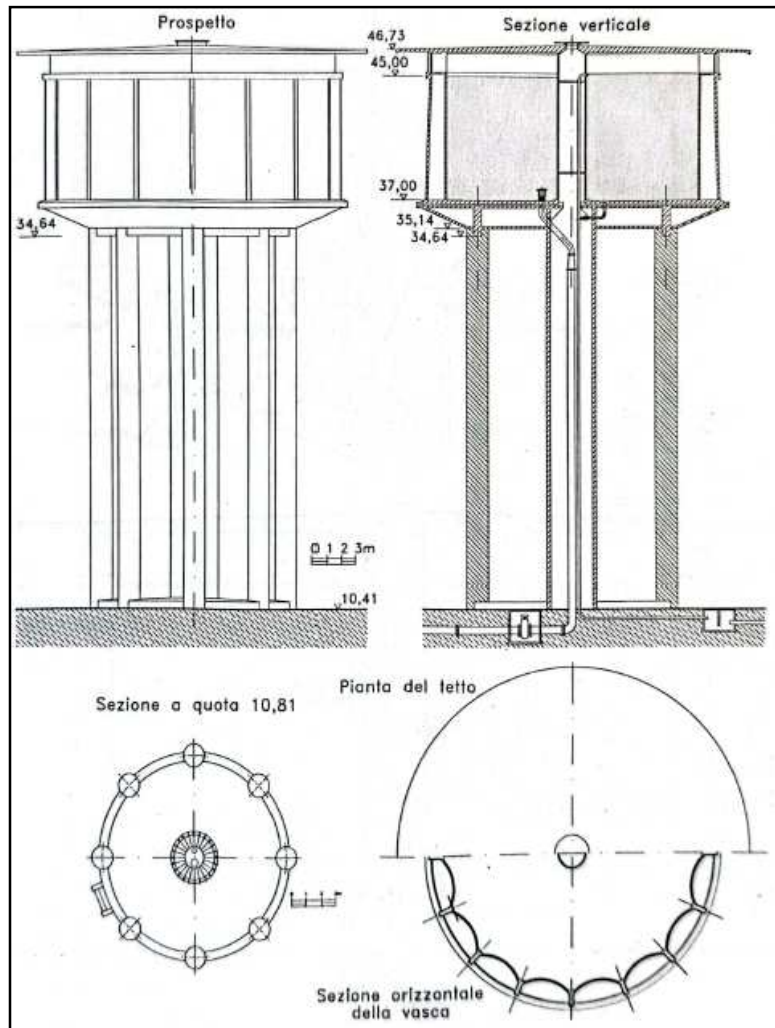


Fig. : 6 Prospetto generale, sezione verticale e piante, serbatoio Gramsci

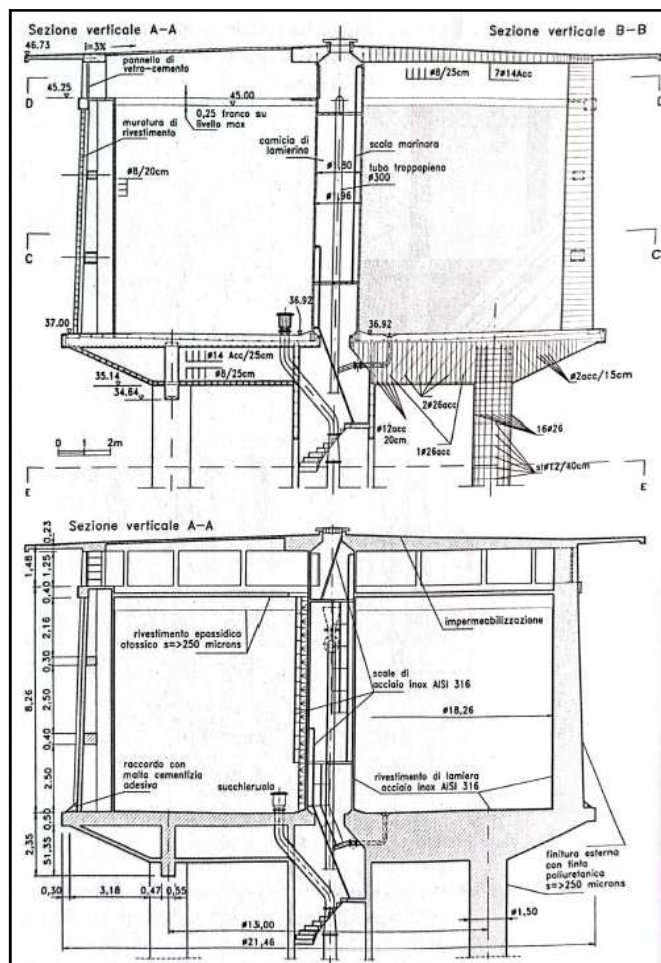


Fig. : 7 Sezioni verticali ed armature vasca, serbatoio Gramsci

Le colonne poggiano il loro peso e quello dell'intera struttura su fondazioni superficiali continue, con sviluppo trapezoidale e lo zoccolo inferiore ha dimensioni di 3.40 m x 0.50 m, tutte collegate tra di loro; questo permette di avere una ridistribuzione dei carichi agenti in modo omogeneo e un irrigidimento a livello fondazione. In corrispondenza delle colonne, sono posizionati sette pali di fondazione, questo per garantire maggiore portanza e trasmissione delle sollecitazioni più in profondità. Ogni palo è posizionato con interasse di 1.30 m l'uno dall'altro.



### 3.3.1 Normativa di riferimento

Per la stesura della seguente relazione e per avere una maggiore conoscenza delle tecniche strutturali e conseguenti valutazioni la normativa di riferimento è “R.D.L. 16 Novembre 1939 n. 2228 e 2229 (G.U. 18 Aprile 1940 n. 92) : *Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato*” e relativa circolare esplicativa: “*Circolare n.1472 del 23 maggio 1957 del Ministro dei lavori pubblici-consiglio superiore*”.

### 3.3.2 Fonti Conoscitive

Presso gli archivi di AcegasApsAmga S.p.a., in via Jacopo Corrado 1, Padova, è stata eseguita una ricerca documentale che ha consentito il recupero della seguente documentazione, comprensiva di elaborati grafici e relazioni:

“**Relazione tecnica**” del maggio 1993, di tipo strutturale, contenente:

- Stato di degrado e di fessurazione;
- Stato di conservazione del serbatoio;
- Interventi di progetto.

“**Documentazione fotografica**” dello stato attuale del serbatoio del maggio 1993, di tipo strutturale, contenente informazioni riguardanti:

- Struttura in c.a.;
- Murature;
- Vasca e fondo vasca;
- Copertura;
- Carpenteria metallica.

Documentazione relativa alla “**struttura in calcestruzzo**” contenente del maggio 1993, di tipo strutturale, riguardante:

- Sezioni verticali vasca 1:50;
- Sezione orizzontale pilastri 1:50;
- Prospetto fondazione a murature scoperte 1:50;
- Sezione orizzontale vasca 1:50;
- Armature travi portanti del sotto vasca 1:50;
- Armature tetto 1:50;
- Pianta pali di fondazione 1:50;
- Sezione verticale di fondazione 1:50;

Documentazione “**Ubicazione degli interventi di progetto**”, del maggio 1993, di tipo strutturale, riguardante:

- Sezione verticale 1:50;
- Pianta della vasca 1:50.

Documentazione “**Planimetrie-sezioni**”, del maggio 1993, di tipo strutturale, contenente:

- Sezione verticale 1:50;
- Pianta della vasca 1:50;
- Pianta della copertura 1:50.

Si è proceduto ad effettuare un'altra ricerca documentale presso gli archivi del Comune di Padova, che ha consentito di ottenere altre informazioni riguardanti la torre idrica:

Documentazione “**Serbatoio pensile: studio di un anello di fasciatura**”, del luglio 1960, di tipo strutturale, contenente:

- Sezioni verticali pareti vasca con armature;
- Sezioni orizzontali vasca.

Documentazione “**Serbatoio pensile località Sacra Famiglia**”, del luglio 1960, riguardante gli aspetti architettonici, contenente:

- Prospetto;
- Sezione orizzontale del fusto e della vasca;
- Pianta del tetto;
- Sezione verticale.

Documentazione “**Terebrazione relativa al serbatoio da 2000 mc alla Stanga in via Grassi**”, dell’agosto 1961, relativa all’aspetto geologico, riguardante:

- Profilo verticale del terreno.

### 3.4 PRIMA ANALISI DELLE STRUTTURE

È stata effettuata una prima analisi visiva delle strutture che ha potuto evidenziare le varie difettologie<sup>6</sup> presenti negli elementi strutturali. Il tutto è stato riportato in seguito tramite la compilazione di schede/tabelle che ne evidenziano la tipologia di difetto e la gravità con relative immagini illustrative.

**Elementi in calcestruzzo:**

*Pilastrì:*

Pilastrì					
Elemento strutturale	Materiale	N. Elementi			
		Pilastrì			
Difetto	Peso del difetto G	Estensione	Intensità	D <sub>R</sub>	
Macchie di umidità	2	-	-	-	
Cls dilavato	2	-	-	-	
Vespai	2	-	-	-	
Distacco del copriferro	2	-	-	-	
Armature principali ossidate	5	-	-	-	
Staffe scoperte/ossidate	3	-	-	-	
Fessure su elementi strutturali	5	-	-	-	
Fessure su elementi secondari	3	-	-	-	
Danneggiamento impermeabilizz. soletta	3	-	-	-	

*Tab.: 8 Scheda Difettologica Pilastrì in Calcestruzzo*

<sup>6</sup> Scheda difettologica: scheda riportante la descrizione dei fenomeni di degrado in sede di ispezione e i criteri per l’individuazione dei parametri da assegnare.



## **Tipologia difetto:**

### **Macchie di umidità:**

*Peso del difetto 2:* il difetto si presenta con aree di colorazione diversa dal materiale integro. Si tratta di tracce di calcio rilasciate sulla superficie dall'umidità di penetrazione attraverso il calcestruzzo.

### **Cls dilavato:**

*Peso del difetto 2:* il dilavamento e/o l'ammoramento del calcestruzzo sono dovuti alla percolazione di acque superficiali e si manifesta prevalentemente sulle superfici verticali o inclinate degli elementi. Per dilavamento si intende l'erosione dello strato superficiale di materiale dovuto al passaggio frequente di acqua, mentre per ammoramento ci si riferisce a quei fenomeni di rigonfiamento superficiale del calcestruzzo, scagliamento, perdita di coesione.

### **Vespai:**

*Peso del difetto 2:* i vespai o nidi di ghiaia sono difetti che compromettono la continuità superficiale del calcestruzzo. Possono coinvolgere zone estese o localizzate delle superfici degli elementi strutturali. Questo fenomeno si manifesta con la presenza di zone non omogenee sulle superfici degli elementi in cui sono presenti in modo localizzato inerti grossi, che nei casi più gravi, possono essere asportati manualmente.

### **Distacco del copri ferro:**

*Peso del difetto 2:* in questo caso si ha la mancanza di porzioni di strato di copri ferro in calcestruzzo delle armature longitudinali e trasversali degli elementi, con conseguente esposizione di queste agli agenti ossidanti e corrosivi.

### **Armature principali ossidate:**

*Peso del difetto 5:* a causa della mancanza di uno strato di ricoprimento in calcestruzzo, le armature di acciaio, a contatto con agenti aggressivi esterni, risultano essere ossidate o corrose. Questa situazione può provocare la riduzione della sezione resistente.

### **Staffe scoperte/ossidate:**

*Peso del difetto 3:* si ha l'esposizione delle armature trasversali con conseguente ossidazione dell'acciaio a contatto con l'aria e l'acqua presente nell'ambiente esterno. Questo fenomeno è dovuto alla mancanza o carenza di un copri ferro.

### **Fessure su elementi strutturali e elementi secondari:**

*Peso del difetto, strutturali 5, secondari 3:* possono essere longitudinali e trasversali in cui nel primo caso si sviluppano lungo l'asse longitudinale dell'elemento; mentre le seconde si sviluppano in modo trasversale all'asse dell'elemento.

### **Danneggiamento impermeabilizzazione soletta:**

*Peso del difetto 3:* in questo caso si ha la presenza l'attraversamento dei pori del calcestruzzo da parte di fluidi degradanti aggressivi che ne compromettono l'integrità dell'elemento strutturale.

**Soletta Inferiore:**

Soletta inferiore				
Elemento strutturale	Materiale	N. Elementi		
Soletta inferiore	Calcestruzzo	1		
Difetto	Peso del difetto G	Estensione	Intensità	D <sub>R</sub>
Macchie di umidità	2	-	-	-
Cis dilavato	2	Bassa	Alta	3
Vespai	2	-	-	-
Distacco del copriferro	2	Bassa	Alta	3
Armature principali ossidate	5	-	-	-
Staffe scoperte/ossidate	3	Bassa	Bassa	3
Fessure su elementi strutturali	5	-	-	-
Fessure su elementi secondari	3	-	-	-
Danneggiamento impermeabilizz. soletta	3	Bassa	Bassa	-

Tab.: 9 Scheda Difettologica Soletta Inferiore

**Pilastrini Serbatoio:**

Pilastrini serbatoio				
Elemento strutturale	Materiale	N. Elementi		
Pilastrini serbatoio	Calcestruzzo	16		
Difetto	Peso del difetto G	Estensione	Intensità	D <sub>R</sub>
Macchie di umidità	2	-	-	-
Cis dilavato	2	-	-	-
Vespai	2	-	-	-
Distacco del copriferro	2	-	-	-
Armature principali ossidate	5	-	-	-
Staffe scoperte/ossidate	3	-	-	-
Fessure su elementi strutturali	5	-	-	-
Fessure su elementi secondari	3	-	-	-
Danneggiamento impermeabilizz. soletta	3	-	-	-

Tab.: 10 Scheda Difettologica pilastrini Serbatoio

**Soletta Superiore:**

Soletta superiore				
Elemento strutturale	Materiale	N. Elementi		
Soletta superiore	Calcestruzzo	1		
Difetto	Peso del difetto G	Estensione	Intensità	D <sub>R</sub>
Macchie di umidità	2	-	-	-
Cis dilavato	2	-	-	-
Vespai	2	-	-	-
Distacco del copriferro	2	-	-	-
Armature principali ossidate	5	-	-	-
Staffe scoperte/ossidate	3	-	-	-
Fessure su elementi strutturali	5	-	-	-
Fessure su elementi secondari	3	-	-	-
Danneggiamento impermeabilizz. soletta	3	Bassa	Bassa	-

Tab.: 11 Scheda Difettologica Soletta Superiore

**Elementi in muratura:**

Fusto Centrale				
Elemento strutturale	Materiale	N. Elementi		
Fusto centrale	Muratura	1		
Difetto	Peso del difetto G	Estensione	Intensità	D <sub>R</sub>
Macchie di umidità	2	-	-	-
Fessure	5	-	-	-
Muratura mancante	3	-	-	-
Polverizzazione	3	-	-	-
Efflorescenza, patina biologica	1	-	-	-
Esfoliazione	1	-	-	-

Tab.: 12 Scheda difettologica Fusto Centrale

**Tamponamenti Serbatoi:**

Tamponamenti serbatoio				
Elemento strutturale	Materiale	N. Elementi		
Tamponamenti serbatoio	Muratura	16		
Difetto	Peso del difetto G	Estensione	Intensità	D <sub>R</sub>
Macchie di umidità	2	-	-	-
Fessure	5	Media	Media	9
Muratura mancante	3	-	-	-
Polverizzazione	3	-	-	-
Efflorescenza, patina biologica	1	-	-	-
Esfoliazione	1	-	-	-

Tab.: 13 Scheda Difettologica Tamponamenti Serbatoio

**Tipologie di difetto:**

**Macchie di umidità:**

*Peso del difetto 2:* si ha quando sono presenti macchie di colore pressoché uniforme, ma in generale più scure rispetto alla muratura circostante integra. Queste macchie hanno forma variabile, che dipendono o dall'umidità o dal tipo di tessuto murario.

**Fessure:**

*Peso del difetto 5:* possono essere trasversali o longitudinali. Le prime sono lesioni che si possono presentare lungo la direttrice del tessuto murario, generalmente interessano i giunti di malta. Le seconde hanno un andamento longitudinale e possono interessare sia i giunti di malta che gli elementi di laterizio.

**Muratura mancante:**

*Peso del difetto 3:* il difetto si evidenzia per la mancanza o la rottura di mattoni o blocchi appartenenti all'elemento strutturale del manufatto.

**Polverizzazione:**

*Peso del difetto:* si ha una caduta spontanea del materiale, vale a dire dei giunti di malta e degli elementi di muratura, in forma di polvere o granuli.

**Efflorescenza, patina biologica:**

*Peso del difetto 1:* la patina è costituita da microrganismi a cui può aderire polvere, terriccio, che possono formare uno strato sottile aderente alla superficie, morbido ed omogeneo. Se c'è la presenza di vegetazione, questa può provocare la disgregazione della malta e quindi la riduzione di ammorsamento tra i blocchi.

**Esfoliazione:**

*Peso del difetto 1:* il difetto prevede il distacco di uno o più strati superficiali approssimativamente paralleli tra di loro, sfoglie. Le sfoglie sono usualmente di spessore che varia tra qualche millimetro e qualche centimetro.

### 3.5 NECESSITÀ VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nelle NTC2018, nuove norme tecniche per le costruzioni, sono stabiliti i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti.

Si definisce costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione della sicurezza e/o del progetto d'intervento, la struttura completamente realizzata.

#### 3.5.1 Valutazione della sicurezza:

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa.

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- L'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- L'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- Sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra una delle seguenti situazioni:

- Riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionale (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- Provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- Cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- Esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modificano la resistenza;
- Ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4;

- Opere realizzate in assenza o in difformità del titolo abilitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

## 3.6 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

### 3.6.1 Definizione del modello di riferimento

*Analisi storico critica:*

*“Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo della costruzione, nonché gli eventi che l’hanno interessata”.*

Da quanto è emerso dalle consultazioni degli elaborati storici e dai progetti iniziali dell’opera, la costruzione risulta risalire agli anni ’60 e in seguito, nel 1993, è stata oggetto di un intervento di manutenzione, nel quale è stato inserito un rivestimento interno in lamiera d’acciaio inossidabile all’interno del serbatoio pensile.

*Rilievo geometrico-strutturale:*

*“Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia degli elementi costitutivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall’analisi storico-critica.*

*Il rilievo deve individuare l’organismo resistente della costruzione, tenendo conto anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.*

*Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno”.*

Con il rilievo geometrico e visivo effettuati si sono andate a determinare le dimensioni dell’edificio nello stato di fatto identificando la geometria complessiva dello stesso e degli elementi portanti che lo costituiscono.

Quanto è emerso dalle ispezioni ha confermato la tipologia strutturale e le dimensioni di progetto evidenziando qualche ammaloramento di qualche parte strutturale, senza però comprometterne l’integrità.

Da quanto riportato nella Relazione di “*Servizio di screening preliminare e valutazione dello stato delle strutture degli impianti acqua secondo le NTC2018 per la vulnerabilità sismica CIG Z7250E48C*”, *Pensile Gramsci (PD)*, si legge nel paragrafo sintesi:

*“nel manufatto oggetto sono state rilevate lievi percolazioni<sup>7</sup> di acqua della soletta inferiore che presenta un dilavamenti diffuso ma lieve causato dal danneggiamento dell’impermeabilizzazione. Sulla soletta inferiore sono presenti due distacchi del copri ferro con esposizione dell’armatura. Tali lesioni non sono rilevanti ai fini strutturali ma rimangono delle situazioni da monitorare con ispezioni successive.*

---

<sup>7</sup> Percolazione: passaggio lento di un liquido attraverso una massa porosa.

*Caratterizzazione meccanica dei materiali:*

Da quanto previsto dalla normativa vigente “Per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche in situ e su indagini sperimentali”. “ I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente in conto dell’entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni”.

Nel caso in esame, per avere una maggiore conoscenza delle caratteristiche meccaniche degli elementi in calcestruzzo, oltre ad aver effettuato un rilievo di tipo visivo, constatandone un buon grado di conservazione, sono state effettuate delle prove di tipo non distruttivo per permettere una più accurata determinazione delle proprietà dei materiali.

Si è proceduto ad effettuare delle prove tramite sclerometro, le quali non essendo distruttive, e effettuate su alcuni elementi, hanno permesso la determinazione e la conoscenza dei seguenti risultati che vengono sotto riportati.

Per avere una loro lettura e capirne il significato bisogna tenere in considerazione l’indice di rimbalzo N, dell’area sottoposta ad indagine, che sarà la media aritmetica di almeno 9 valori. Si considera non valida quella serie di misure che presenta più del 20% delle registrazioni che si discostino dalla media per più di sei unità.

Il giudizio inerente la qualità dei calcestruzzi viene espresso secondo la seguente scala:

calcestruzzi di qualità scadente:  $20 < N < 25$ ;

calcestruzzi di qualità media:  $25 < N < 50$ ;

calcestruzzi di qualità eccellente:  $N > 50$ .

Tabelle riportanti i risultati delle prove:

PROVA: Sclerometro, Martello di Schmidt-N				
	N. Colpo	Valore Misurato	Valore Medio	Rck Stimata [kg/cm <sup>2</sup> ]
Pilastro Nord	1	32	33,4	300
	2	32		
	3	35		
	4	32		
	5	39		
	6	36		
	7	34		
	8	32		
	9	31		
	10	32		

Tab.: 14 Risultati Prova Sclerometrica Pilastro Nord

PROVA: Sclerometro, Martello di Schmidt-N				
	N. Colpo	Valore Misurato	Valore Medio	Rck Stimata [kg/cm <sup>2</sup> ]
Pilastro Sud	1	42	39,4	400
	2	39		
	3	40		
	4	40		
	5	42		
	6	40		
	7	40		
	8	37		
	9	40		
	10	34		

Tab.: 15 Risultati Prova Sclerometrica Pilastro Sud

PROVA: Sclerometro, Martello di Schmidt-N				
Fondazione Cordolo	N. Colpo	Valore Misurato	Valore Medio	Rck Stimata [kg/cm <sup>2</sup> ]
	1	34	34	300
	2	36		
	3	39		
	4	32		
	5	32		
	6	30		
	7	39		
	8	32		
	9	34		
	10	32		

Tab.: 16 Risultati Prova Sclerometrica Fondazione - Cordolo

Con i valori ricavati dalle prove sclerometriche si può stimare, e prendere in considerazione, una classe di resistenza del calcestruzzo dei pilastri e delle fondazioni pari a C25/30.

Caratteristiche Calcestruzzo armato:

- Classe Calcestruzzo C25/30;
- Peso per unità di volume  $\gamma$ : 25,00 kN/m<sup>3</sup>;
- Resistenza Cubica  $R_{ck}$ : 30 N/mm<sup>2</sup>;
- Resistenza Cilindrica  $f_{ck}$ : 25 N/mm<sup>2</sup>;
- Resistenza di progetto a compressione  $f_{cd}$ : 14.17 N/mm<sup>2</sup>;
- Modulo di elasticità longitudinale (a 28 gg) E: 31479 N/mm<sup>2</sup>;
- Modulo di elasticità tangenziale (a 28 gg) G: 1885 N/mm<sup>2</sup>.

Per quanto riguarda la determinazione delle caratteristiche dell'acciaio da carpenteria, si è proceduto alla consultazione del "Regio Decreto del 16.11.1939 n. 2229" in cui vengono riportate le seguenti caratteristiche degli acciai in uso a quel tempo:

Tipologia: liscio

Denominazione: Dolce (ferro omogeneo)

Snervamento [kgf/mm<sup>2</sup>] :  $\geq 23$

Rottura [kgf/mm<sup>2</sup>] : 42-50

Allungamento [%] : 20

Muratura laterizia sigillata con malta di cemento bastarda dello spessore di cm. 12 per la formazione dei paramenti di vasca e torre centrale:

**Tabella C8.5.I - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:  $f$  = resistenza media a compressione,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $f_{v0}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $E$  = valore medio del modulo di elasticità normale,  $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $w$  = peso specifico medio.**

Tipologia di muratura	$f$	$\tau_0$	$f_{v0}$	$E$	$G$	$w$
	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(\*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(\*\*) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione  $f_{pu}$  può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(\*\*\*) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Tab.: 17 Determinazione Caratteristiche Muratura

### 3.6.2 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Secondo quanto riportato dalle normative vigenti, § C8.5.4, prima di procedere con le verifiche degli elementi strutturali dell'edificio bisogna tenere in considerazione la conoscenza che si ha della struttura, più precisamente si parla di "livelli di conoscenza". In base agli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive, per determinare i parametri e le caratteristiche dei singoli elementi, si hanno dei fattori di confidenza correlati al livello di conoscenza, che vengono utilizzati per le verifiche di sicurezza.

Per stabilire i livelli conoscenza vengono considerati alcuni aspetti e sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessione tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

La conoscenza della struttura, e quindi del fabbricato, si divide in tre livelli, che vanno dal meno accurato a quello più preciso, ovvero ordinati per informazioni crescenti:

- LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e *indagini limitate* sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, *prove limitate* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C.8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1.35** ;
- LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e *indagini estese* sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C.8.5.2, *prove estese* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C.8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1.2**;



- LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, come descritta al § C8.5.1, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e **indagini esaustive** sui dettagli costruttivi, come descritto al § C.8.5.2, **prove esaustive** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al § C.5.8.3; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1$ .

Per la caratterizzazione meccanica dei materiali, come riportato nei livelli di confidenza, in relazione al loro grado di approfondimento, si possono distinguere tre livelli di prova:

- **Prove limitate:** Si tratta di indagini non dettagliate e non estese, basate principalmente su esami visivi delle superfici, che prevedono limitati controlli degli elementi costituenti la muratura. Sono previste rimozioni locali dell'intonaco per identificare i materiali di cui è costituito l'edificio; in particolare, avvalendosi anche dell'analisi storico-critica, è possibile suddividere le pareti murarie in aree considerabili come omogenee. Scopo delle indagini è consentire l'identificazione delle tipologie di muratura alla quale fare riferimento ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche; questo prevede il rilievo della tessitura muraria dei paramenti ed una stima della sezione muraria.
- **Prove estese:** Si tratta di indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Si prevedono saggi estesi, sia in superficie sia nello spessore murario (anche con endoscopie), mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all'individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale, oltre che dei fenomeni di degrado. È inoltre prevista l'esecuzione di analisi delle malte e, se significative, degli elementi costituenti, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometriche, soniche, termografiche, radar, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la sua qualità.
- **Prove esaustive:** In aggiunta alle richieste della categoria precedente, si prevedono prove dirette sui materiali per determinarne i parametri meccanici. Il progettista ne stabilisce tipologia e quantità in base alle esigenze di conoscenza della struttura. Le prove devono essere eseguite o in situ o in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in situ; esse possono comprendere, se significative: prove di compressione (ad esempio: su pannelli o tramite martinetti piatti doppi); prove di taglio (ad esempio: compressione e taglio, compressione diagonale, taglio diretto sul giunto), selezionate in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi. Le prove devono essere eseguite su tutte le tipologie murarie o comunque su quelle relative agli elementi che, dall'analisi di sensibilità basata sui dati preliminari (§ C8.5), sono risultati significativi per la valutazione della sicurezza. I valori per le verifiche saranno ottenuti, a partire dai valori medi presenti nella Tabella C8.5.I, utilizzando misure sperimentali dirette sull'edificio, tenendo conto dell'attendibilità del metodo di prova. In sostituzione, possono essere considerati i risultati di prove eseguite su altre costruzioni della stessa zona, in presenza di chiara e comprovata corrispondenza tipologica per materiali e morfologia.

Sia che si disponga dei disegni originali, sia che si sia prodotto un progetto simulato, per verificarne la rispondenza alla realtà del costruito in termini di particolari costruttivi occorre effettuare rilievi in situ. Nei rilievi si possono individuare tre livelli di indagine, in relazione al loro grado di approfondimento.

- **Indagini limitate:** consentono di valutare, mediante saggi a campione, la corrispondenza tra le caratteristiche dei collegamenti riportate negli elaborati progettuali originali o ottenute attraverso il progetto simulato, e quelle effettivamente presenti.
- **Indagini estese:** si effettuano quando non sono disponibili gli elaborati progettuali originali, o come alternativa al progetto simulato seguito da indagini limitate, oppure quando gli elaborati progettuali originali risultano incompleti.

- **Indagini esaustive:** si effettuano quando si desidera un livello di conoscenza accurata e non sono disponibili gli elaborati progettuali originali.

In base a quanto riportato in normativa e con le informazioni a nostra disposizione, si è considerato un livello di confidenza 1, LC1, e quindi un fattore di confidenza pari a 1.35, FC=1.35 che verranno presi in considerazione nel momento in cui si andranno ad effettuare le verifiche agli SLU, previste da normativa vigente.

### 3.7 DETERMINAZIONE DELLE AZIONI

*“I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni”.*

#### **Analisi dei carichi e caratteristiche materiali:**

Pesi dell'unità di volume dei principali materiali

Calcestruzzo armato e/o precompresso:

- Peso per unità di volume  $\gamma$ : 25,00 kN/m<sup>3</sup>;

Muratura in mattoni pieni e malta di calce:

Peso per unità di volume  $\gamma$ : 18,00 kN/m<sup>3</sup>.

#### 3.7.1 Azione sismica:

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica.

La pericolosità del sisma è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, in ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{v_R}$ , definite nel §3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , definito nel §2.4.

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

$V_N$ : 50 anni;

$C_U$ : coefficiente d'uso definito dalla Tab. 2.4.II. Essendo edificio di classe d'uso II si ha un coefficiente  $C_U=2$ .

Si ottiene:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100$$

Nella normativa vigente, le forme spettrali sono definite a partire dai valori delle seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$ : accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$ : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelle non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali. Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Con le caratteristiche del sito e le considerazioni fatte precedentemente riportate al §1.1 di questa relazione, vengono riportati gli spettri elastici del sito in cui sorge la costruzione in relazione ai diversi stati limite di danno ottenuti dal programma *Spettri-NTC*.

**Spettro elastico allo SLO:**

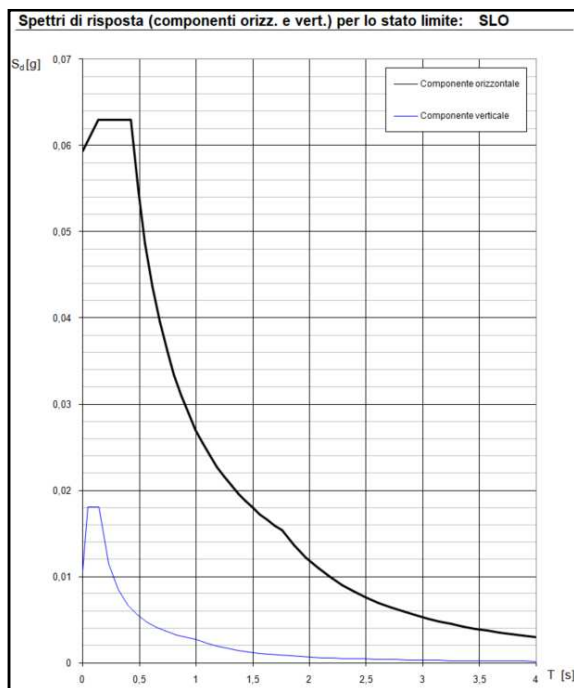


Fig. : 10 Spettro elastico allo SLO

**Spettro elastico allo SLD:**

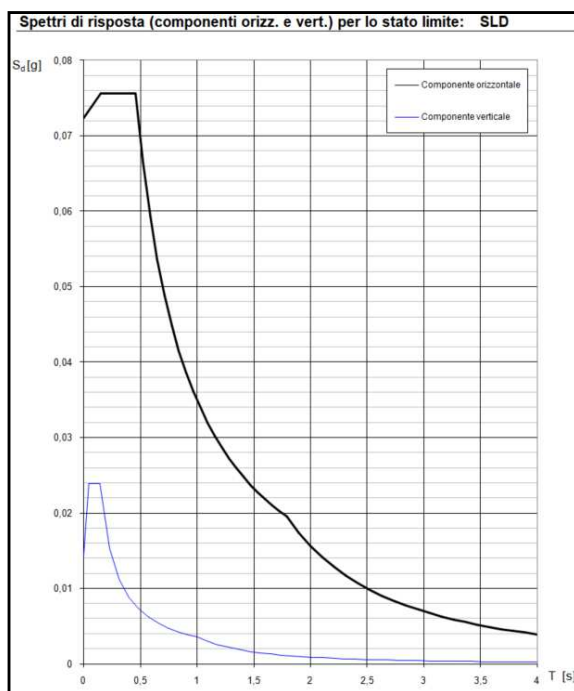
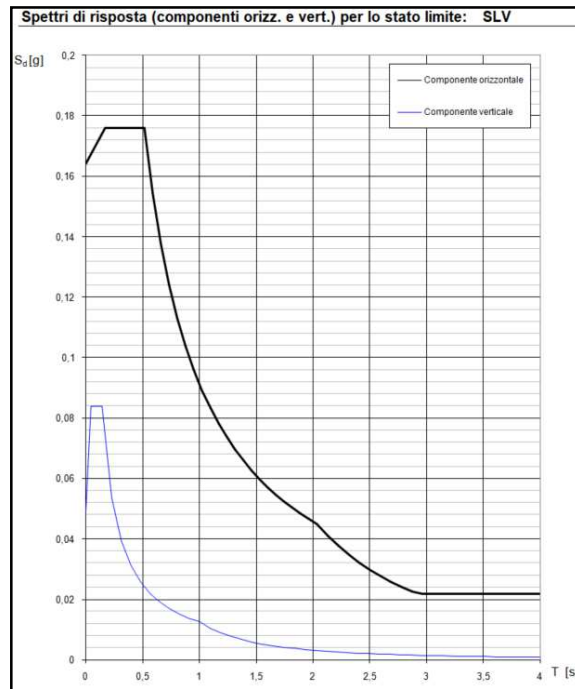


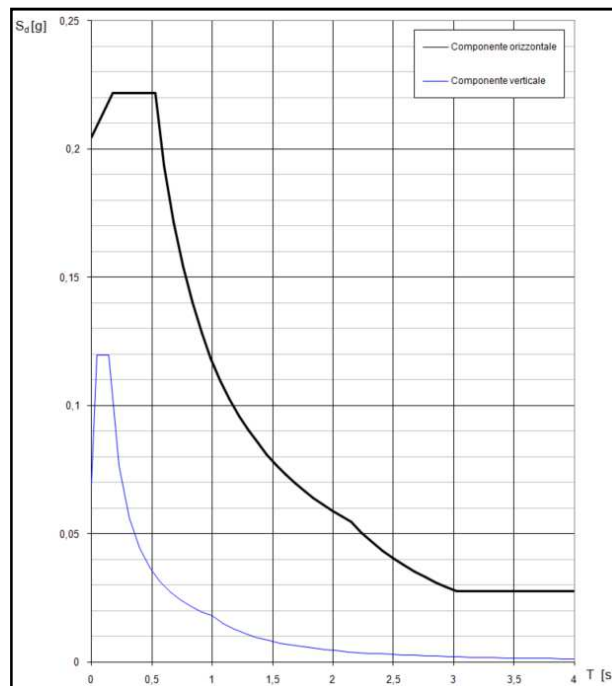
Fig. : 11 Spettro elastico allo SLD

*Spettro elastico allo SLV:*



*Fig. : 12 Spettro elastico allo SLV*

*Spettro elastico allo SLC:*



*Fig. : 13 Spettro elastico allo SLC*

### 3.7.2 Azione del vento:

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Dove:

- $q_r$ : pressione cinetica di riferimento di cui al §3.3.6;
- $c_e$ : coefficiente di esposizione di cui al §3.3.7;
- $c_p$ : coefficiente di pressione di cui al §3.3.8;
- $c_d$ : coefficiente dinamico di cui al §3.3.9.

Calcolo Pressione cinetica di riferimento  $q_r$ :

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

- $\rho$ : densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari  $1.25 \text{ kg/m}^3$ ;
- $v_r$ : velocità di riferimento del vento di cui al §3.3.2.

Calcolo di  $v_r$ :

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

- $v_b$ : velocità di riferimento di cui §3.3.1;
- $c_r$ : coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto
- $T_R$ : 50 anni

$$c_r = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

- $v_{b,0}$ : velocità di base di riferimento al livello di mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- $c_a$ : coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \text{ per } a_0 < a_s < 1500 \text{ m}$$

- $a_0$ ,  $k_s$ : sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione Fig. 3.3.I;
- $a_s$ : altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Fig. : 14 Mappa zone suddivisione Italia

Dalle formule precedentemente illustrate si ricavano i seguenti valori:

$$v_{b,0}: 25 \text{ m/s};$$

$$c_a: 1;$$

$$v_b: 25 \text{ m/s};$$

$$c_r: 1$$

$$v_r: 25 \text{ m/s};$$

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = 390,625 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} 0.3906 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Calcolo Coefficiente di esposizione  $c_e$ :

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \text{ per } z \geq z_{lim}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{lim}) \text{ per } z \leq z_{lim}$$

$z$ : altezza fabbricato;

$k_r, z_0, z_{min}$ : sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$c_t$ : coefficiente di topografia.

La categoria di esposizione viene determinata tramite la Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno della Tab. 3.3.III.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno	
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorge nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Tab.: 19 Classe di rugosità del terreno

ZONE 1,2,3,4,5						
		costa		500m	750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Tab.: 20 Definizione categoria esposizione

Essendo la costruzione posizionata a circa 30 km dal mare e tenuta conto di una classe di rugosità C, la categoria di esposizione del sito considerata è di tipo III.

Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Avendo determinato la categoria di esposizione tramite la Tab. 3.3.II si determinano i parametri  $k_r, z_0, z_{lim}$ .

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tab.: 21 Parametri definizione coefficiente di esposizione

z altezza edificio:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \text{ per } z \geq z_{lim}$$

$$c_e(z) = 0.20^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{46.73}{0.10}\right) \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{46.73}{0.1}\right)\right] = 3.23$$

z=46.73 m, livello di gronda.

Calcolo del Coefficiente di pressione  $c_p$ :

Il coefficiente  $c_p$ , viene determinato tramite Circolare Applicativa al § C3.3.8.



Si assume coefficiente  $c_p$  sopravento pari a 0.8, mentre si assume coefficiente  $c_p$  sottovento pari a -0.4.

Calcolo del Coefficiente dinamico  $c_d$ :

il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente.

$$c_d = 1$$

**Pressione del vento:**

$$p^+ = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.3906 \cdot 3.23 \cdot 0.8 \cdot 1 = 1.01 \text{ kN/m}^2$$

$$p^- = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = -0.3906 \cdot 3.23 \cdot 0.4 \cdot 1 = -0.505 \text{ kN/m}^2$$

### 3.7.3 Azione della neve:

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è dato dalla seguente espressione:


$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

Dove:

- $q_{sk}$ : valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al §3.4.2;
- $\mu_i$ : coefficiente di forma della copertura, di cui al §3.4.3;
- $C_E$ : coefficiente di esposizione di cui al §3.4.4;
- $C_t$ : coefficiente termico di cui al §3.4.5.

Calcolo Valore di riferimento del carico della neve al suolo  $q_{sk}$ :

<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbanico-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:	$q_{zk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_z \leq 200 \text{ m}$
	$q_{zk} = 1,39 [1 + (a_z/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_z > 200 \text{ m}$
<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza, Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:	$q_{zk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_z \leq 200 \text{ m}$
	$q_{zk} = 1,35 [1 + (a_z/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_z > 200 \text{ m}$
<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:	$q_{zk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_z \leq 200 \text{ m}$
	$q_{zk} = 0,85 [1 + (a_z/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_z > 200 \text{ m}$
<b>Zona III</b> Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:	$q_{zk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_z \leq 200 \text{ m}$
	$q_{zk} = 0,51 [1 + (a_z/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_z > 200 \text{ m}$



**$q_{sk}$**  (valore di riferimento del carico della neve al suolo)

Tab.: 22 Determinazione valore di  $q_s$

$a_s$ : altitudine di riferimento, espressa in metri, quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Essendo la costruzione situata a circa 30 m s.l.m si ottiene un valore di  $q_s$ , ricavato dalla figura sopra riportata, pari a :

$$q_{sk} = 1,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Calcolo il Coefficiente di forma della copertura  $\mu_i$ :

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue componenti e dalle condizioni locali ove sorge la costruzione.

In riferimento a quanto riportato nella Tab. 3.4.II, tenendo conto dell'angolo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma			
Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tab.: 23 Valori coefficiente di forma

Calcolo Coefficiente di esposizione  $C_E$ :

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. I valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I. Si considera una classe di esposizione "Normale" con  $C_E=1$ .

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Tab.: 24 Valori di  $C_E$

Calcolo Coefficiente termico  $C_t$ :

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Non essendo in possesso di uno specifico e documentato studio, come riportato in NTC18 si considera un  $C_t=1$ .

**Carico neve:**

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 0,8 \frac{kN}{m^2}$$

### 3.8 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. Per la determinazione delle azioni e delle loro combinazioni si fa riferimento alle nuove norme tecniche, NTC2018, §2.5.3.

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

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

$$\gamma_{G_1} \cdot G_1 + \gamma_{G_2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q_1} \cdot Q_{k_1} + \gamma_{Q_2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k_2} + \gamma_{Q_3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k_3} + \dots$$

- $G_1$ : carichi permanenti strutturali;

- $G_2$ : carichi permanenti non strutturali;
- $Q_k$ : carichi variabili.

Per la determinazione degli effetti dell'azione sismica saranno tenuti in considerazione le masse derivanti dai carichi gravitazionali di  $G_1$ ,  $G_2$ ,  $Q_k$ .

Nella Tab. 2.5.I delle NTC2018 vengono riportati i coefficienti di combinazione da adottare per gli edifici civili ed industriali.

Come riportato al §7.3.5 delle NTC2018, per determinare gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, spostamenti, deformazioni, ecc.) è necessario combinare i valori massimi degli effetti nelle due direzioni sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione, ovvero:

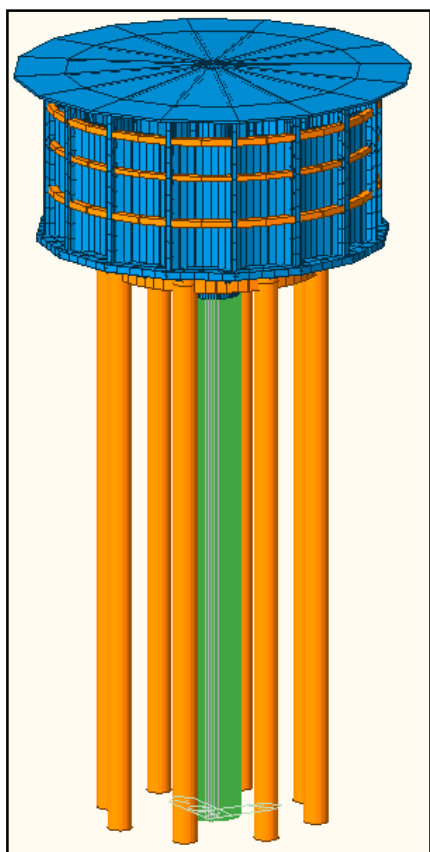
$$\begin{cases} \pm 1.00E_x \pm 0.30E_y \\ \pm 0.30E_x \pm 1.00E_y \end{cases}$$

### 3.9 MODELLO

Per la realizzazione del modello di calcolo è stato utilizzato il software Midas Gen agli elementi finiti che permette di svolgere azioni statiche lineari e non lineari e analisi dinamiche.

Nel modello di riferimento sono stati implementati i carichi verticali e quelli orizzontali, carichi sismici, l'analisi statica lineare non lineare e relative verifiche riguardanti gli elementi strutturali.

Il modello è formato da:



**2845 Nodi;**



**208 elementi Beam:** elemento trave rettilinea a 2 nodi capace di trasferire ai nodi a cui è connesso rigidità per tutti i 6 gradi di libertà e pertanto atto a trasmettere tutte le tipologie di sollecitazioni;



**64 elementi Truss Compression Only:** elemento rettilinea a 2 nodi che ha rigidità solo per le traslazioni e pertanto è atto a trasmettere sole forze assiali. Nel caso in esame simula il comportamento della muratura, la quale resiste bene a compressione e male a trazione;



**2817 elementi Plate:** elemento piastra, aventi due dimensioni, lunghezza e larghezza, prelevanti rispetto alla terza, lo spessore, con superficie piana.

È stata fatta una prima verifica per validare il modello, ovvero si è andati a confrontare il peso della struttura derivante dal programma dato dal file output con quello ricavato a mano consultando i progetti strutturali. Per il calcolo manuale del peso strutturale si è proceduto a ricavare il volume dei singoli elementi per poi

Fig. : 15 Vista generale Modello

moltiplicarlo per il  $\gamma$  dei materiali.

Vengono riportati in tabella i pesi dei singoli elementi e il peso totale della struttura.

Peso Elementi			Elementi in muratura:			
Pesi specifici materiali:			Corpo centrale Scale	R	1,7 m	
$\gamma_{cls}$	25 kN/m <sup>3</sup>	r		1,45 m		
$\gamma_{muratura}$	18 kN/m <sup>3</sup>	h		32,9 m		
		$A_{scale}$		$\pi \cdot (R^2 - r^2)$	2,474 m <sup>2</sup>	
			$V_{scale\ muratura}$	$A \cdot h$	81,39 m <sup>3</sup>	
			$P_{scale}$		1465 kN	
Elementi in cls:						
Corpo centrale Scale	R	1,7 m	Colonne	n colonne	8 -	
	r	1,45 m		R	0,75 m	
	$A_{scale}$	$\pi \cdot (R^2 - r^2)$		h <sub>colonne</sub>	35,14 m	
	$V_{scale}$	$A \cdot h$		$A_{colonne}$	$\pi \cdot R^2$	1,767 m <sup>2</sup>
		h <sub>scale muratura</sub>	V <sub>colonne</sub>	$A \cdot h$	62,1 m <sup>3</sup>	
		$P_{scale}$		$P_{colonne}$	12420 kN	
Cordolo sopra colonne	R	6,775 m	Platea Serbatoio	R	10,73 m	
	r	6,225 m		r	0,6 m	
	h <sub>cordolo</sub>	2,05 m		h <sub>platea</sub>	0,45 m	
	$A_{scale}$	$\pi \cdot (R^2 - r^2)$		$A_{scale}$	$\pi \cdot (R^2 - r^2)$	360,6 m <sup>2</sup>
		$V_{scale}$	$A \cdot h$	$V_{scale}$	$A \cdot h$	162,3 m <sup>3</sup>
		$P_{cordolo}$		$P_{cordolo}$	4056 kN	
Travi sotto serbatoio	B	9,03 m	Contrafforti	n <sub>contraf</sub>	16 -	
	b	5,85 m		B	1,25 m	
	h	1,35 m		b	0,9 m	
	n travi	16 -		h <sub>contraf</sub>	9,74 m	
$A_{trave}$	$[(B+b) \cdot h]/2$	10,044 m <sup>2</sup>	spessore	0,3 m		
$V_{trave}$	$A \cdot s$	4,7709 m <sup>3</sup>	$A_{contrafforte}$	$[(B+b) \cdot h]/2$	10,47 m <sup>2</sup>	
		S medio	$V_{contrafforte}$	$A \cdot s$	3,141 m <sup>3</sup>	
		$P_{travi}$		$P_{travi}$	1256 kN	
Cordolo Irrigidimento 1	R	10,05 m	Cordolo Irrigidimento 2	R	9,825 m	
	r	9,55 m		r	9,425 m	
	h <sub>cordolo</sub>	0,4 m		h <sub>cordolo</sub>	0,3 m	
	$A_{scale}$	$\pi \cdot (R^2 - r^2)$		$A_{scale}$	$\pi \cdot (R^2 - r^2)$	24,19 m <sup>2</sup>
		$V_{scale}$	$A \cdot h$	$V_{scale}$	$A \cdot h$	7,257 m <sup>3</sup>
		$P_{cordolo}$		$P_{cordolo}$	181,4 kN	
Cordolo Irrigidimento 2	R	10,13 m	Cordolo Irrigidimento 4	R	9,93 m	
	r	9,73 m		r	9,23 m	
	h <sub>cordolo</sub>	0,4 m		h <sub>cordolo</sub>	0,22 m	
	$A_{scale}$	$\pi \cdot (R^2 - r^2)$		$A_{scale}$	$\pi \cdot (R^2 - r^2)$	42,14 m <sup>2</sup>
		$V_{scale}$	$A \cdot h$	$V_{scale}$	$A \cdot h$	9,27 m <sup>3</sup>
		$P_{cordolo}$		$P_{cordolo}$	231,7 kN	
Travi Tetto	n travi	16 -	Tetto	R	12,15 m	
	B	0,5 m		spessore	0,15 m	
	b	0,22 m		$A_{scale}$	$\pi \cdot R^2$	463,8 m <sup>2</sup>
	h <sub>contraf</sub>	8,13 m		$V_{scale}$	$A \cdot s$	69,57 m <sup>3</sup>
		spessore		$P_{cordolo}$	1739 kN	
$A_{contrafforte}$	$[(B+b) \cdot h]/2$	2,9268 m <sup>2</sup>	Fusto Centrale Serbatoio	R	0,98 m	
$V_{contrafforte}$	$A \cdot s$	1,1707 m <sup>3</sup>		r	0,9 m	
$P_{travi}$		468,29 kN		h <sub>fusto</sub>	9,51 m	
Pareti Serbatoio	R	2,84 m	$A_{scale}$	$\pi \cdot (R^2 - r^2)$	0,472 m <sup>2</sup>	
	r	2,75 m	$V_{scale}$	$A \cdot h$	4,493 m <sup>3</sup>	
	h <sub>pareti</sub>	8,26 m		$P_{cordolo}$	112,3 kN	
	n <sub>pareti</sub>	16 -				
$A_{scale}$	$\pi \cdot (R^2 - r^2)$	0,7903 m <sup>2</sup>	<b>Peso totale Struttura</b>			
$V_{scale}$	$A \cdot h$	6,5276 m <sup>3</sup>	<b>Ptot</b>	28393	kN	
$P_{cordolo}$		2611 kN				

Tab.: 25 Pesi singoli elementi, Peso totale Struttura

Dal file out-put del programma Misad Gen si ottiene un peso totale della struttura pari a:

THE TOTAL WEIGHT OF MODEL	
-----	
TOTAL WEIGHT .....	2.81823E+04 KN

Tab.: 26 Peso struttura programma Midas Gen

Peso struttura calcolato tramite Excel:  $2.8393 \cdot 10^4$  kN

Peso struttura Midas Gen:  $2.81823 \cdot 10^4$  kN

Come si può vedere i due pesi risultano essere pressoché uguali, il rapporto tra i due pesi è pari a:

$$\frac{P_{Midas}}{P_{Strutt.a\ mano}} = \frac{2.81823 \cdot 10^4}{2.8393 \cdot 10^4} = 0.99$$

Il rapporto tra i due pesi ottenuti da Programma e da calcolo manuale risulta pressoché identico.

Una seconda validazione del modello è stata effettuata applicando prima un carico concentrato orizzontale Fx e poi, in un secondo momento un carico orizzontale concentrato Fy, entrambi di intensità 1000 kN. Successivamente si è andanti a verificare se la somma totale delle reazioni vincolari alla base della struttura desse come risultato una sommatoria di uguale valore e di verso opposto.

Questa forza viene applicata all'altezza di 36.69 m, quota della soletta in c.a. atta a sostenere il serbatoio.

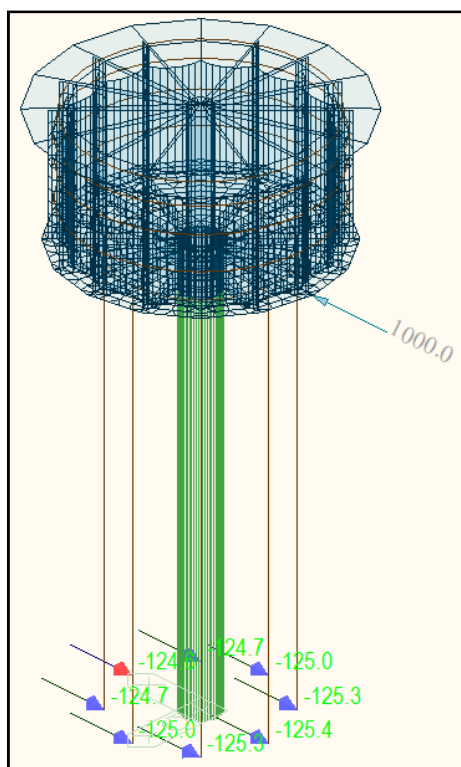


Fig. : 17 Reazioni Vincolari Direzione X

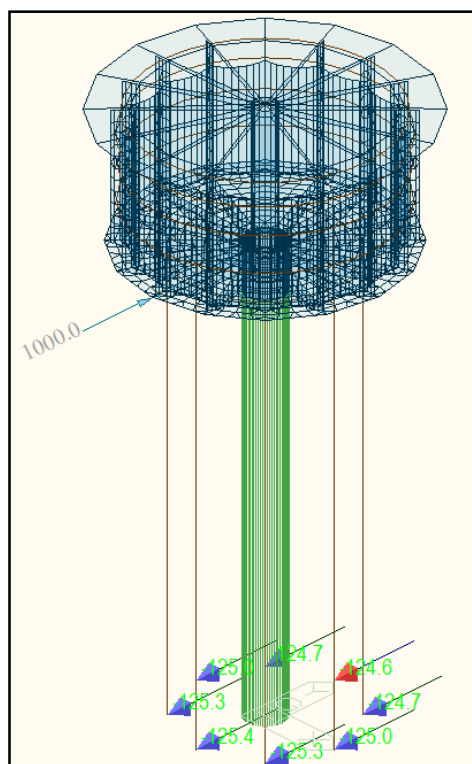


Fig. : 16 Reazioni Vincolari Direzione Y

$F_x$ : 1000 kN

$\Sigma R_x$ : 124.7+124.6+124.7+125+125+125.3+125.3+125.4= 1000 kN

$F_y$ : 1000 kN

$\Sigma R_y$ : 124.7+124.6+124.7+125+125+125.3+125.3+125.4= 1000 kN

Come si può vedere, in entrambe le direzioni la sommatoria delle reazioni vincolari, alla base della struttura, da come sommatoria una reazione contraria e uguale a quella applicata alla quota sopra indicata.

Una terza validazione effettuata è stata quella di controllare il periodo di oscillazione proprio della struttura, confrontando quello dato dal programma e quello ricavato da un calcolo manuale. Per determinare il periodo proprio di vibrazione è stata applicata la seguente formula:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K}}$$

m: massa del torrino vuoto;

K: rigidità flessionale della struttura, considerata come mensola a doppio incastro, sia alla base, che a fine altezza colonne.

Si è ottenuto:

T ottenuto da *Midas Gen*: 3.1934 secondi;

T *calcolo manuale*: 3.34 secondi.

Come si può vedere i due valori del Periodo Proprio di Vibrazione della struttura risultano essere pressoché uguali, il rapporto tra i due pesi è pari a:

$$\frac{T_{Midas}}{T_{Strutt.a\ mano}} = \frac{3.1934}{3.34} = 0.956$$

Da questo ne deriva che i due valori ottenuti sono pressoché identici.

### 3.9.1 Caratteristiche materiali, Elementi modello, carichi statici

#### Caratteristiche materiali:

Per la determinazione delle caratteristiche dei materiali, il programma permette l'inserimento di tutti i parametri attraverso le librerie presenti in esso, sia in base al paese in cui la struttura si trova e di conseguenza attraverso le relative normative vigenti e passate.

Per quanto riguarda il calcestruzzo armato classe C25/30 si ha:

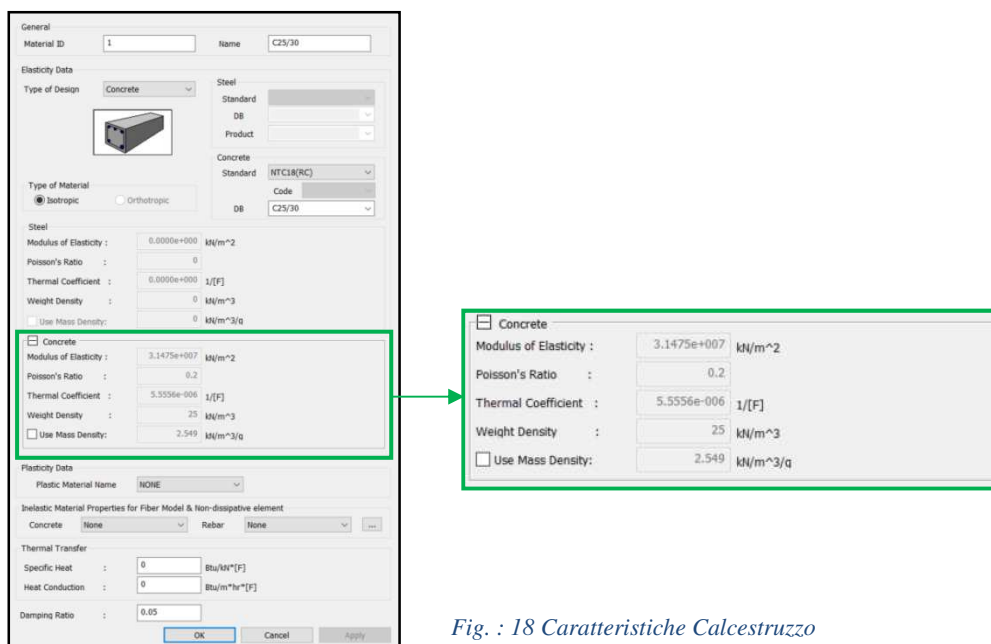


Fig. : 18 Caratteristiche Calcestruzzo

Nel caso in esame essendo la costruzione già esistente, e quindi non di nuova costruzione, per le verifiche e il calcolo delle rigidezze vengono considerati un modulo di elasticità longitudinale  $E$  e un modulo di elasticità tangenziale  $G$  fessurati, ovvero ridotti di un 50% come viene richiesto nelle NTC2018, §7.2.6: “*Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano state effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi di muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente*”.

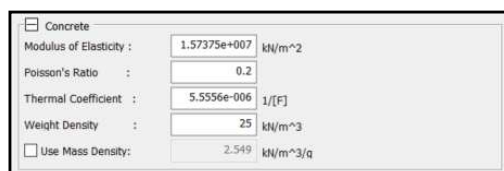


Fig. : 19 Calcestruzzo C25/30 fessurato

Per quanto riguarda la muratura, il programma permette l'inserimento manuale delle caratteristiche meccaniche del materiale; sono state considerate quelle riportate al § 3.6.1 di questa relazione.



*Elementi modello:*

Le otto colonne verticali in calcestruzzo armato sono state modellate come elementi *beam* aventi un diametro pari a 1.50 m ed un'altezza totale di 35.14 m; il setto circolare in muratura, di spessore pari a 25 cm è stato modellato attraverso elementi *truss compression only*: questa scelta è stata dettata dal fatto che la muratura lavora a compressione e in questo modo si è cercato di rappresentare al meglio il comportamento di questo materiale. Inoltre, in sommità di tale corpo centrale si è andati a modellare il getto di calcestruzzo tramite elementi *beam*, il quale ha lo scopo di legare ed uniformare il corpo scale centrale con l'intera struttura.

Gli elementi di partenza sono così disposti:

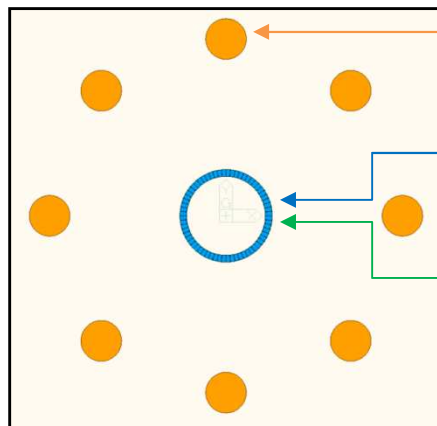


Fig. : 20 Pianta Piano Terra

Elementi *Beam*

Elementi *Plate*

Elementi *Truss*

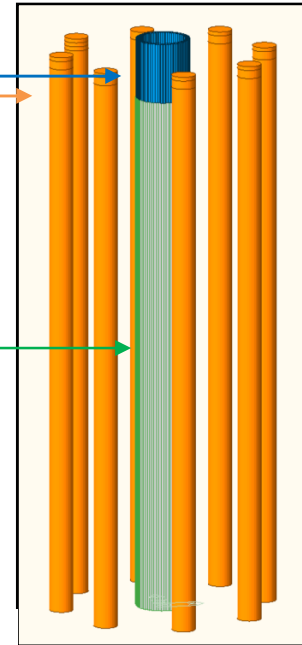
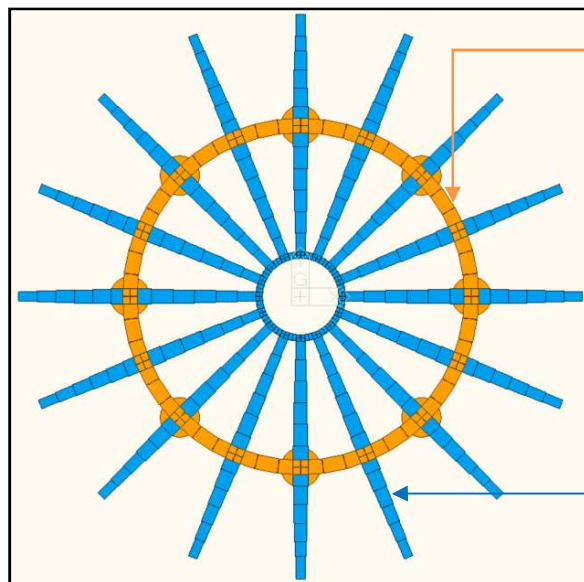


Fig. : 21 Assonometria elementi

Sopra a questi elementi portanti sono stati modellati gli elementi strutturali che hanno la funzione di sostenere il serbatoio:

Il cordolo circolare poggiante sopra le otto colonne ha sezione costante rettangolare di 0.55 x 2.05 m è stato modellato attraverso elementi *beam*.

Dal setto centrale partono verso le colonne, per poi proseguire a sbalzo, oltre a queste, 16 travi a sezione rettangolare variabile, ma aventi altezza costante di 1.35 m. Questi elementi hanno spessore massimo pari a 0.60 m e spessore minimo di 0.35 m: per rappresentare al meglio questa variazione di sezione si è proceduto modellandoli attraverso elementi *plate*.



Elementi *Beam*

Elementi *Plate*

Fig. : 22 Elementi Strutturali portanti Serbatoio

Il fondo vasca del serbatoio è una soletta in c.a. dello spessore di 45 cm avente diametro di 21.46 m; è stata modellata con elemento *plate*;

Le pareti laterali del serbatoio, aventi meccanismo resistente ad arco, hanno spessore di 9 cm, altezza  $h$  di 8.30 m e sono state modellate con elementi *plate*.

Sopra le travi che sostengono la vasca si elevano 16 setti in c.a. aventi forma trapezoidale con base maggiore 1.25 m, base minore 0.90 m, altezza  $h$  9.51 m e spessore di 0.30 m, che nella modellazione effettuata sono stati considerati come elementi rettangolari con sezione costante 1.25 x 9.51 m e spessore di 0.3 m; questi sono stati modellati come elementi *plate*.

Per irrigidire maggiormente la struttura del serbatoio, e quindi a contribuire ad assorbire sforzi dovuti alle oscillazioni della massa d'acqua, sono presenti tre giri di trave/cordolo ad altezze diverse, rispettivamente:

cordolo 1: sezione rettangolare 0.5 x 0.4 m ad altezza  $h$  39.69 m;

cordolo 2: sezione rettangolare 0.4 x 0.3 m ad altezza  $h$  42.54 m;

cordolo 3: sezione quadrata 0.4 x 0.3 m ad altezza  $h$  45.05 m.

Quest'ultimi tre sono stati modellati attraverso elementi *beam*.

All'interno della vasca è presente un setto circolare in c.a. che la divide in due parti aventi dimensioni uguali; e collega la platea di fondo con la copertura; questo elemento è stato implementato con elementi *beam*.

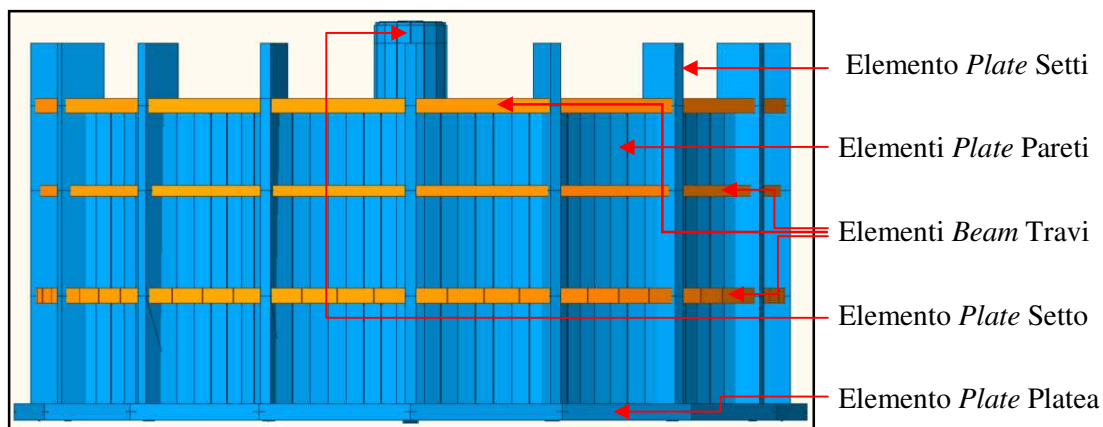


Fig. : 23 Serbatoio

H cordolo 3: 45.05 m

H cordolo 2: 42.54 m

H cordolo 1: 39.69 m

H platea Serbatoio 3: 36.69 m

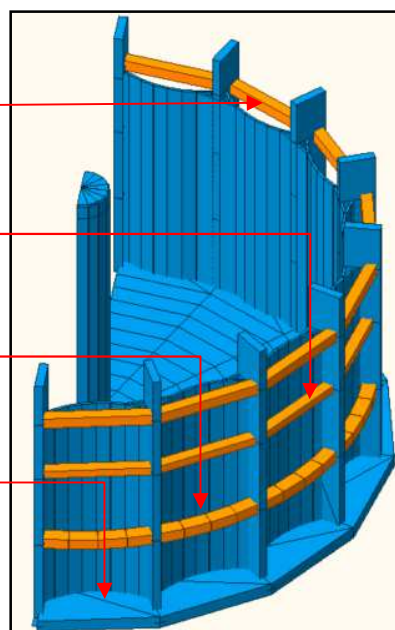


Fig. : 24 Assonometria Serbatoio

La copertura è formata da 16 travi in c.a. di forma trapezoidale aventi base maggiore di 0.50 m, base minore di 0.22m e lunghezza di 8.13 m, uscenti dal setto centrale in c.a. e poggianti sui “contrafforti” del serbatoio, dove si collegano ad essi mediante una cordolo di chiusura di sezione rettangolare 0.70 x 0.22 m. Sopra a questi poggia una soletta in c.a. di copertura dello spessore di 0.15 m.

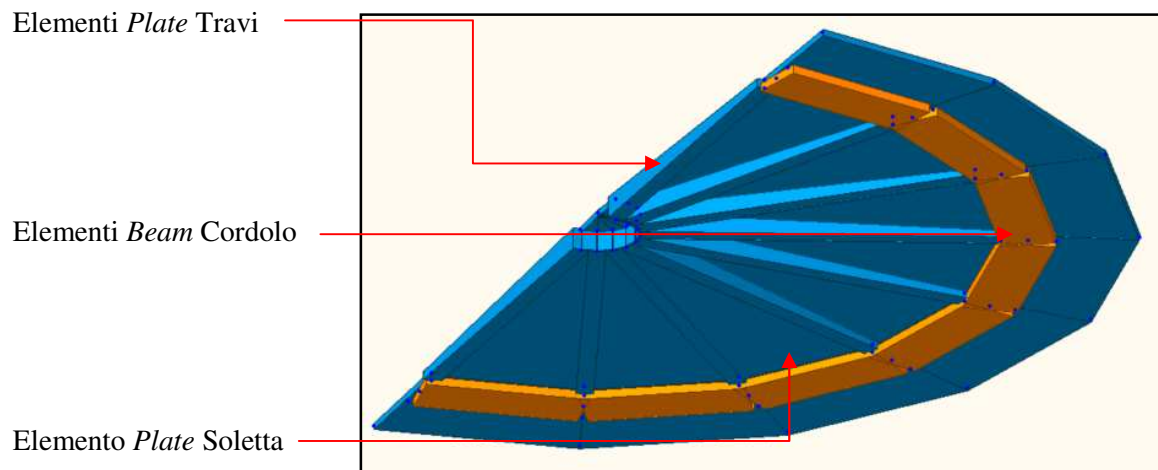
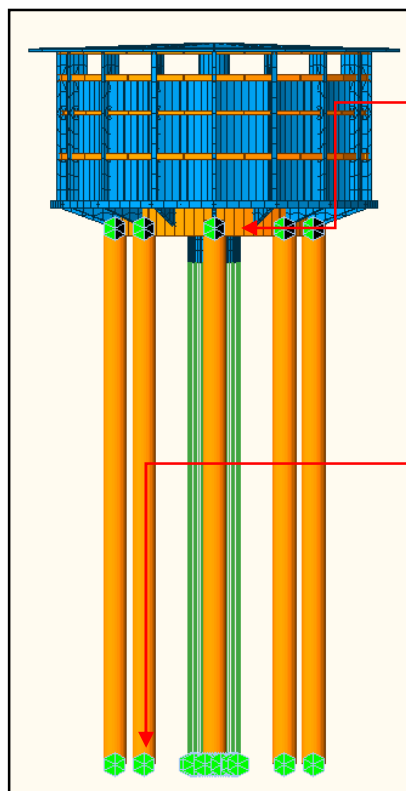


Fig. : 25 Assonometria Copertura

I vincoli che sono stati considerati sono i seguenti:



Nella figura affianco, viene riportato il modello completo della struttura, con le tipologie di vincoli esaminate.

a livello 35.14 m, in sommità delle colonne, si sono posizionate delle cerniere;

a livello 0.00 m la struttura è incastrata alla base, in quanto si ha una fondazione a nastro di trave rovescia che collega tutte le otto colonne e, inoltre, sotto ad esse si hanno dei plinti poggianti su pali prefabbricati in cemento armato.

Fig. : 26 Vincoli Struttura

Il modello complessivo di elementi e vincoli risulta essere il seguente:

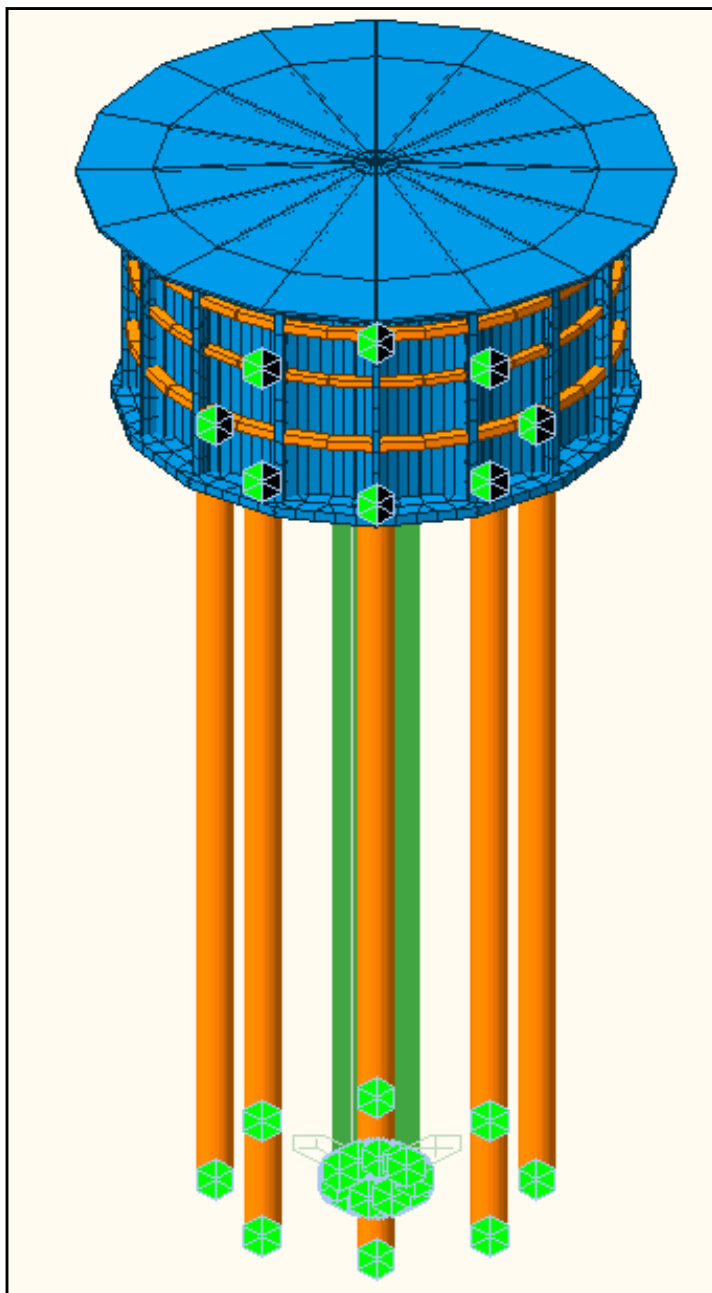


Fig. : 27 Modello Finale

#### *Carichi statici:*

Una volta definite le caratteristiche dei materiali e degli elementi si è proceduto all'inserimento dei carichi all'interno del modello.

Tramite la funzione "Load to masses" i carichi all'interno della modellazione sono trasformati in masse nodali, ovvero la ripartizione dei carichi viene concentrata nei punti nodali di congiunzione tra i vari elementi e permette di tener conto anche dei coefficienti di combinazione.

Il peso proprio degli elementi  $G_{k1}$  è calcolato in maniera automatica dal programma in base ai valori di peso specificati nelle NTC2018 alla tab 3.1.I e alle caratteristiche assegnate nella determinazione delle proprietà dei materiali. In questo caso si ha un  $\gamma_{cls}$  di 25 kN/m<sup>3</sup> e un  $\gamma_{muratura}$  di 18 kN/m<sup>3</sup>. Questo passaggio lo si ottiene con la funzione “*Self wight*”, nella quale si ha l’assegnazione del peso proprio al modello, settando il vettore z con valore pari a -1 in modo da stabilire la direzione del peso, dall’alto verso il basso.

Il peso permanente non strutturale  $G_{k2}$ , come i tamponamenti in muratura delle pareti di rivestimento del serbatoio, non sono stati considerati, di conseguenza neanche le relative masse e il loro contributo di rigidità.

I carichi accidentali  $Q_k$  che sono stati considerati nella modellazione sono il carico neve di 0.80 kN/m<sup>2</sup> e il carico previsto da normativa vigente di 0.5 kN/m<sup>2</sup>, ovvero aree accessibili per sola manutenzione e ripartizione; carichi che vengono considerati uniformemente distribuiti lungo gli elementi portanti della struttura.

Definite tutte le caratteristiche degli elementi, materiali e carichi si è proceduto con la determinazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura, con l’analisi statica e modale.

### 3.9.2 Sollecitazioni struttura, Analisi statica, Analisi modale

*Sollecitazioni struttura:*

Con l’assegnazione dei carichi, delle sezione dei vari elementi e relative caratteristiche dei materiali, si è provveduto ad una determinazione delle varie sollecitazioni agenti sulla struttura: in questo modo si è potuto constatare quale elemento fosse maggiormente sollecitato rispetto ad altri.

Questo è possibile grazie alla funzione “*Reactions*” del programma, la quale permette di identificare a video le sollecitazioni agenti a seconda se si vuole identificare “*Reaction Forces/Moments*”, oppure a seconda della tipologia di elemento: “*Truss Forces, Beam Forces/Moments, Beam Diagrams, Plate Forces/Moments*”, ecc..

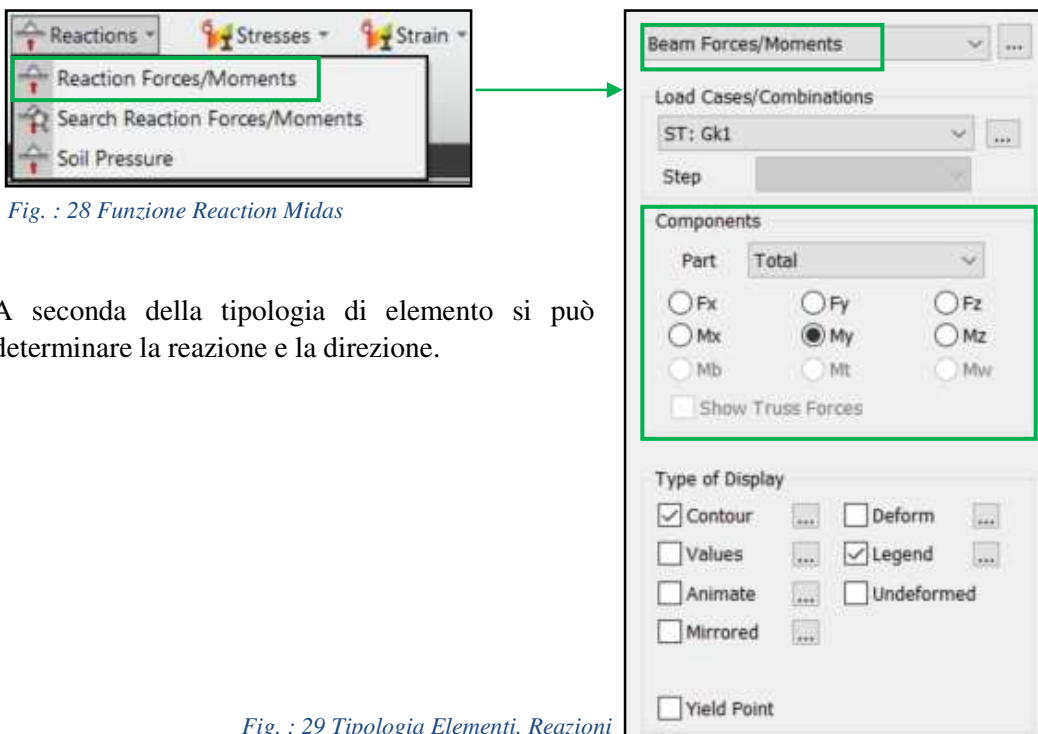


Fig. : 28 Funzione Reaction Midas

A seconda della tipologia di elemento si può determinare la reazione e la direzione.

Fig. : 29 Tipologia Elementi, Reazioni

*Analisi statica:*

Secondo quanto riportato dalle NTC2018 al §7.3.3.2: “l’analisi lineare statica consiste dell’applicazione di forze statiche equivalenti alle forze indotte dall’azione sismica”.

L’entità delle forze si ottiene dall’ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T_1$  e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La formula da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

- Fh:  $S_d(T_1)W\lambda/g$ ;
- Fi: forza applicata alla massa i-esima;
- Wi e Wj: pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
- zi e zj: quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;
- Sd(T1): ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- W: peso complessivo della struttura;
- $\lambda$ : coefficiente pari a 0.85 se  $T_1 < 2T_c$  e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1 in tutti gli altri casi;
- g: accelerazione di gravità.

Il programma *Midas Gen* permette, tramite la funzione “*Lateral, Seismic Loads*”, di svolgere l’analisi statica lineare sia in direzione X che in direzione Y.

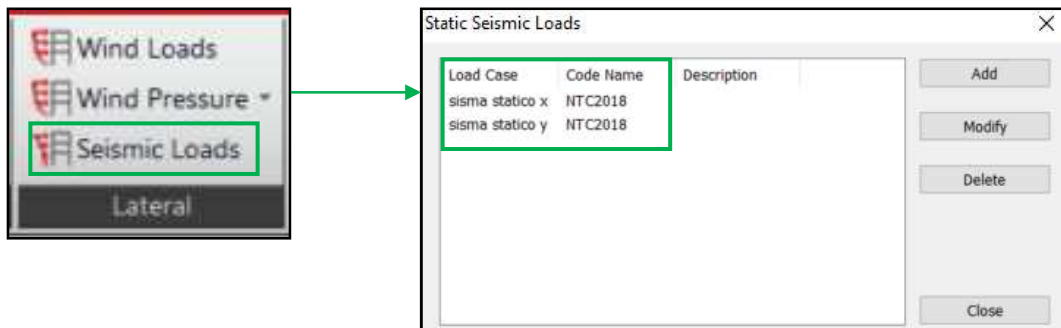


Fig. : 30 Funzione Midas Static Seismic Loads

*Analisi modale:*

Il metodo d’analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell’azione sismica, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, è l’analisi modale con spettro di risposta o “analisi lineare dinamica”. In essa l’equilibrio è trattato dinamicamente e l’azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto.

Nell’effettuare questo tipo di analisi, come per l’analisi lineare statica, bisogna tener in considerazione dell’eccentricità accidentale del centro di massa.

L’analisi lineare dinamica consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione, Analisi Modale;
- nel calcolo degli effetti dell’azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;

- nella combinazione di questi effetti.

Questo studio viene effettuato su modello tridimensionale della struttura indipendentemente dalla regolarità in altezza e dai periodi principali della struttura.

A differenza dell'analisi statica equivalente, nel calcolo dei parametri di risposta del sisma si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura attraverso i modi propri di vibrare di questa.

L'analisi consiste, attraverso l'utilizzo dello spettro di risposta di pseudo-accelerazione, il calcolo dei valori massimi delle sollecitazioni e degli spostamenti associati a ciascun modo di vibrare alla quale la struttura è soggetta: la costruzione viene considerata elastica lineare e di conseguenza si ha la possibilità di combinare i modi di vibrazione in modo opportuno tra loro.

L'equazione fondamentale che sta alla base di tutte queste considerazioni è **“l'equazione del moto, di equilibrio dinamico”**:

$$-c \cdot \dot{x} - k \cdot x = m \cdot \ddot{x}$$

c: coefficiente di smorzamento;

k: coefficiente di rigidità;

m: massa;

x: spostamento;

$\dot{x}$ : derivata prima dello spostamento, velocità;

$\ddot{x}$ : derivata seconda dello spostamento, accelerazione.

Questa equazione permette di conoscere, al variare del tempo, ogni caratteristica della struttura in esame. L'equazione del moto di equilibrio dinamico permette di studiare un sistema DOF, sistema ad un grado di libertà, quando questo è soggetto ad un carico dinamico  $p(t)$ , quale quello sismico, e come questo risponde nel tempo.

Da quando suddetto scritto si può passare ad un'altra forma equivalente di scrittura, la quale prende in considerazione il periodo proprio di vibrazione della struttura, ovvero T, e la frequenza  $\omega$  della stessa; si ottiene così:

$$\ddot{x} = -\omega^2 \cdot x - 2 \cdot \omega \cdot \xi \cdot \dot{x}$$

T: periodo proprio di vibrazione della struttura, ovvero tempo che questa ci compie per completare un'oscillazione completa, cioè tornare al suo punto iniziale,  $T=2\pi/\omega$ ;

$\omega$ : frequenza di vibrazione della struttura, è una velocità angolare; è data da  $\omega=\sqrt{(k/m)}$ ;

$\xi$ : rapporto di smorzamento.

Dalla conoscenza del moto della struttura è possibile ricavare, calcolare le azioni interne alla costruzione per poi progettare e verificarla.

Avendo una conoscenza temporale, istante per istante, sia degli spostamenti sia delle rotazioni e sapendo le rigidità dei singoli elementi è possibile determinare le caratteristiche delle sollecitazioni e degli sforzi che si vengono a creare come conseguenza dell'azione sismica.

L'opera viene quindi considerata come combinazioni di una serie di sistemi ad 1 g.d.l., anziché di uno solo a molti g.d.l.: questo permette l'estrazione delle frequenze proprie di vibrazioni e le relative configurazioni modali.

Come si può notare, a conferma di quanto detto, la risposta modale dipende dalla distribuzione delle masse presenti e delle rigidità degli elementi.

Per questo motivo è necessario convertire i carichi portati, permanenti ed accidentali, in masse tramite la funzione **“Loads to Masses”**: questo permette al programma *Midas Gen* di creare la

matrice delle masse necessaria per l'analisi degli autovalori, che in questo caso corrispondono alle frequenze di vibrazione.

I modi di vibrare posso essere di tipo traslazionale che torsionale a seconda di come varia il comportamento della struttura.

Le NTC2018 al §7.3.3 riportano: “devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore dell’85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell’espressione:”

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

E: risposta globale della struttura;

E<sub>j</sub>: valore dell'effetto relativo al modo j;

ρ<sub>ij</sub>: coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i \cdot \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{2/3}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2}$$

ξ<sub>i,j</sub>: smorzamento viscoso dei modi i,j;

β<sub>ij</sub>: rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi (β<sub>ij</sub>=T<sub>j</sub>/T<sub>i</sub>).

Questo processo è necessario poiché se si andasse a sommare, attraverso una semplice somma, i contributi dei modi di vibrare, si avrebbe una risposta globale della struttura enormemente sopravvalutata.

Il programma permette di tenere in considerazione anche questo tipo di accorgimento, infatti, andando nella sezione “Load, Dynamic Load, Response Spectrum Data, RS Load Case” si va a considerare la tipologia di combinazione richiesta da normativa.

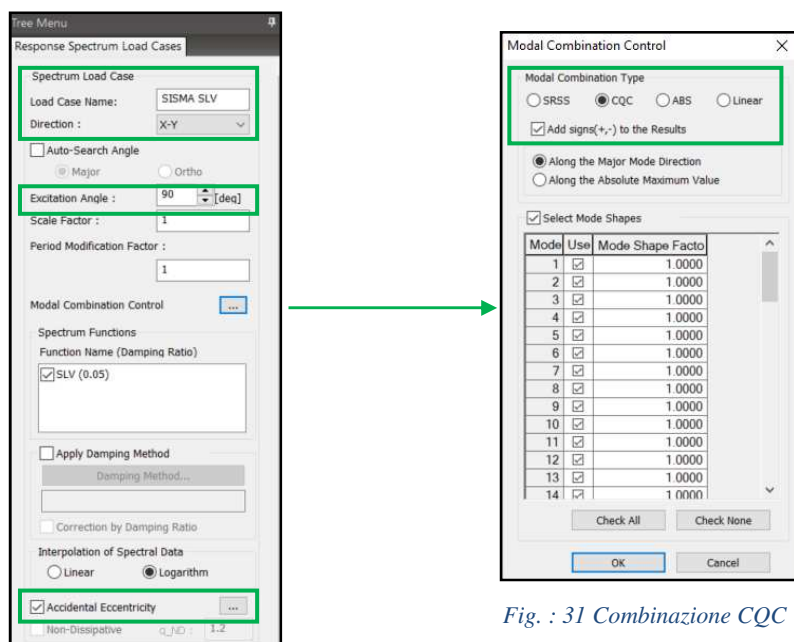


Fig. : 31 Combinazione CQC



### 3.9.3 Valutazione Torrino con serbatoio vuoto

Per prima cosa si è proceduto con l'analisi e la valutazione del torrino vuoto, tenendo in considerazione, come carico, solo il peso proprio della struttura. Con questa situazione si sono andate ad effettuare le verifiche, analisi e considerazioni derivanti dalla condizione iniziale di partenza, valutando dove esso viene maggiormente sollecitato e il comportamento che assume una volta "investito" dall'azione sismica.

Un'altra accortezza che viene assunta, come precedentemente detto, è stata quella di considerare i moduli G ed E fessurati: si è voluto considerare questa riduzione delle caratteristiche per "simulare" l'usura che gli elementi ed i materiali hanno subito nel corso del tempo.

Nell'analisi lineare dinamica e statica, lo spettro di risposta di progetto viene abbattuto del fattore di comportamento q: in questo modo si tiene conto delle capacità dissipative anelastiche della struttura, ovvero come questa risponde alla forza sismica assorbendone/contrastandone gli effetti attraverso resistenze degli elementi e dei materiali.

Si ha così una riduzione delle ordinate dello spettro; trattandosi di una struttura a pendolo inverso e considerata in "Classe di Duttilità" CDB, ovvero bassa, il fattore q considerato è pari a 1.5.

Avendo un libello di conoscenza LC1 e quindi un FC=1.35 si calcola:

Per le successive verifiche di resistenza strutturali, si andranno poi ad utilizzare le caratteristiche meccaniche dei materiali sotto calcolate.

*"Caratteristiche meccaniche di progetto dei materiali":*

le formule sotto riportate, non sono applicabili direttamente ai valori delle resistenze caratteristiche, ma a partire dalle resistenze medie calcolate a seguito di prove effettuate sugli elementi. Non essendo state effettuate prove di tipo "distruttivo", si è proceduto all'applicazione delle formule direttamente ai valori delle resistenze caratteristiche:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{FC \cdot \gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{25}{1.35 \cdot 1.5} = 10.49 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_s} = \frac{230}{1.35 \cdot 1.15} = 148.15 \frac{N}{mm^2}$$

I valori appena calcolati serviranno per la determinazione dello Sforzo normale resistente, dell'asse neutro x, e del Momento resistente.

**Analisi Statica lineare:**

Avendo effettuata un'analisi statica lineare, vengono riportati i valori di questa e come ci si aspettava, si ha la concentrazione delle forze orizzontali al livello di impalcato della soletta sottostante il serbatoio, unico piano rigido presente nell'intera struttura.

Viene riportato il profilo statico sismico in direzione X, ma essendo una struttura simmetrica vale anche per la direzione Y.

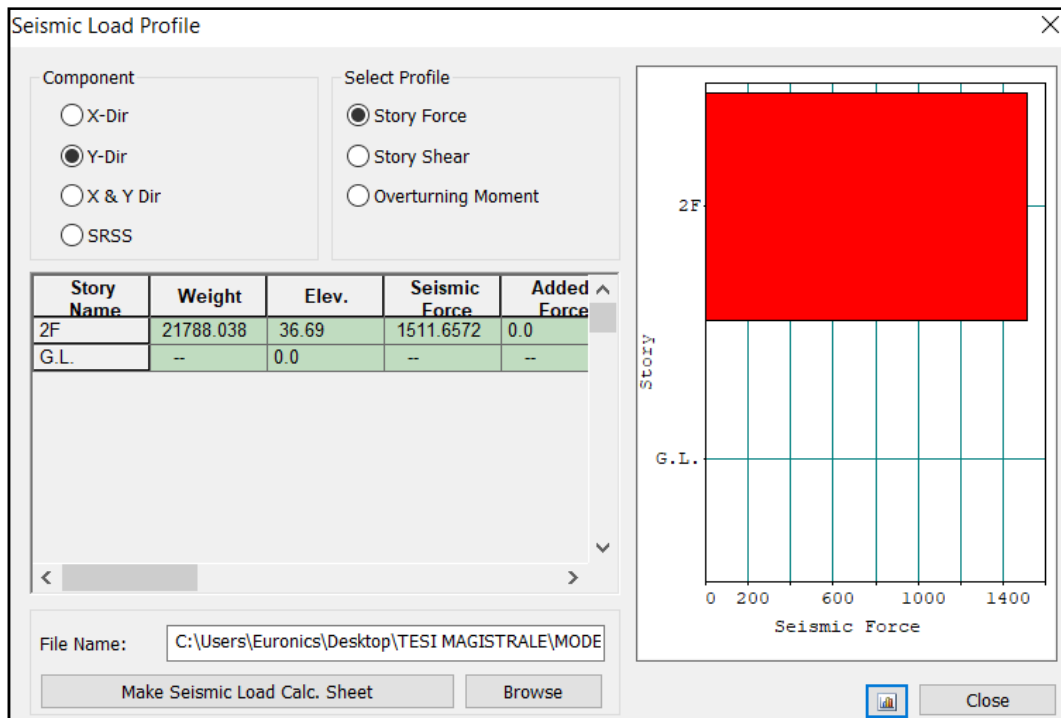


Fig. : 32 Forze Statiche Sisma Applicate al CM

Una volta ottenute la forza orizzontale totale agente nell'impalcato a sostegno del serbatoio questa viene ripartita per ogni singolo elemento della struttura mediante le seguenti relazioni:

$$F_{xi} = \frac{F_x \cdot W_{xi}}{\sum W_{xi}} - \frac{M \cdot y_i \cdot W_{xi}}{(\sum W_{yi} \cdot x_i^2 + \sum W_{xi} \cdot y_i^2)}$$

$$F_{yi} = \frac{F_y \cdot W_{yi}}{\sum W_{yi}} - \frac{M \cdot x_i \cdot W_{yi}}{(\sum W_{yi} \cdot x_i^2 + \sum W_{xi} \cdot y_i^2)}$$

Nell'effettuare la ripartizione degli effetti è necessario tenere sempre in considerazione quanto riportato nelle NTC2018 al §7.3.5: “è necessario combinare i valori massimi degli effetti nelle due direzioni sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione”.

Diagrammi di seguito riportati:

- Spostamenti della struttura;
- Forze agenti alla base lungo le due direzioni;
- Momenti agenti sugli elementi.

Spostamenti Torino Vuoto lungo direzioni X e Y:

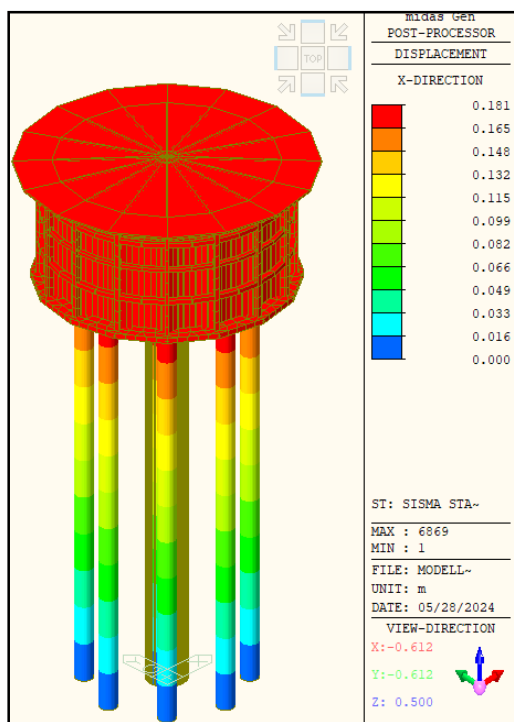


Fig. : 33 Spostamenti Sisma Statico dir. X

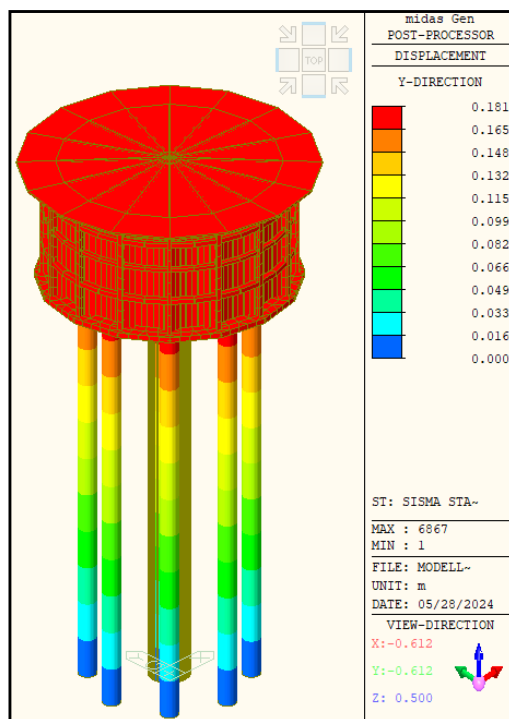


Fig. : 34 Spostamenti Sisma Statico dir. Y

Forze alla base:

Lungo X: combinazione  $100\%E_x+30\%E_y$

Lungo Y: combinazione  $30\%E_x+100\%E_y$

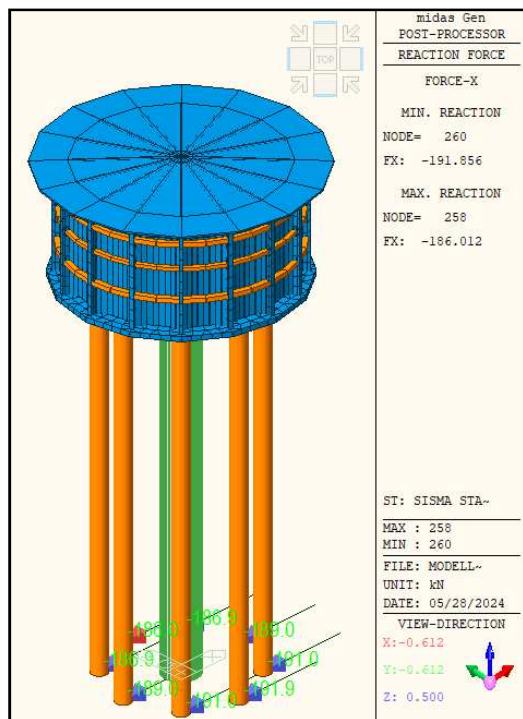


Fig. : 35 Forze orizzontali alla base direzione X

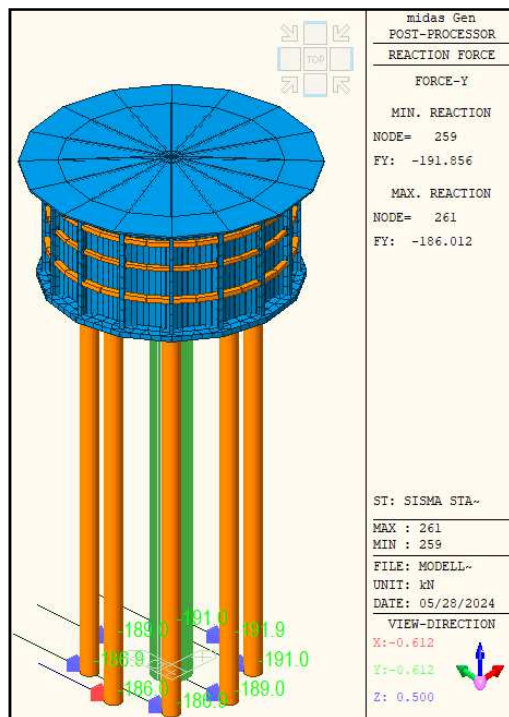


Fig. : 36 Forze orizzontali alla base direzione Y

Momenti agenti:

Momenti Torcenti: direzione X

Momenti Direzione y e Direzione Z

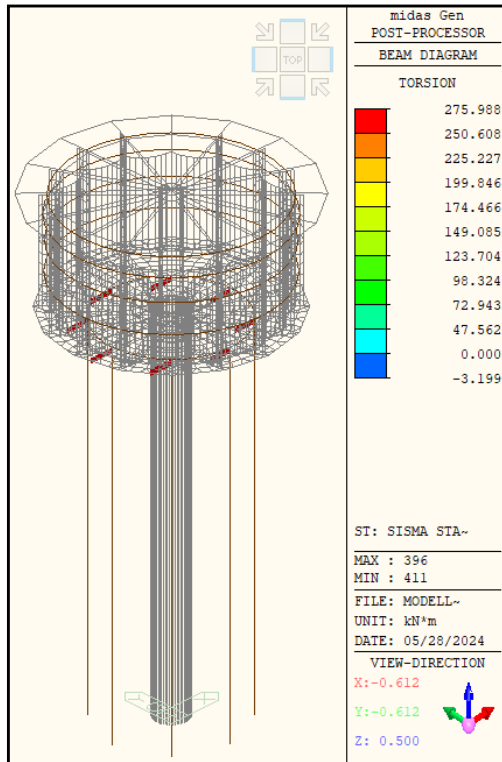


Fig. : 37 Momenti Sisma Statico in direzione X

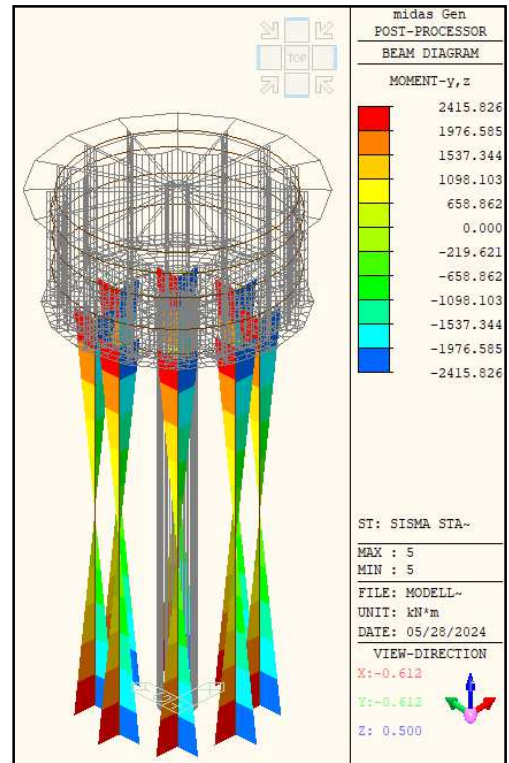


Fig. : 38 Momenti Sisma Statico in direzione Y e Z

**Analisi Modale:**

Nel calcolo dei parametri di risposta del sisma si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura attraverso i modi di vibrare.

Il programma *Midas Gen* fornisce la visualizzazione della tabella dei modi di vibrare in cui si ha la “descrizione” del modo di vibrare attraverso la frequenza e i periodi di vibrazione di ciascun modo e poi anche la percentuale di massa della struttura che viene sollecitata.

Più alto è il periodo di vibrazione e più è bassa la rigidezza della struttura per quel determinato di modo di vibrare.

Per le NTC2018 “*si considerano significativi tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore al 85%*”, come riportato al §7.3.3.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>							
	Mode No	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance		
	1	1.9676	0.3131	3.1934	5.7357e-016		
	2	1.9676	0.3131	3.1934	1.2619e-015		
	3	7.6721	1.2210	0.8190	2.4143e-016		
	4	31.2321	4.9707	0.2012	4.6620e-016		
	5	31.2385	4.9718	0.2011	5.8251e-016		
	6	43.3526	6.8998	0.1449	3.6294e-016		
	7	61.4825	9.7852	0.1022	3.3068e-012		
	8	64.7351	10.3029	0.0971	1.3239e-014		

Tab.: 28 Modi di vibrare Serbatoio Vuoto: Frequenze e Periodi di Vibrazione

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	95.8207	95.8207	4.1785	4.1785	0.0000	0.0000	2.4982	2.4982	57.2873	57.2873	0.0000	0.0000
2	4.1785	99.9992	95.8207	99.9992	0.0000	0.0000	57.2872	59.7854	2.4982	59.7855	0.0000	0.0000
3	0.0000	99.9992	0.0000	99.9992	0.0000	0.0000	0.0000	59.7854	0.0000	59.7855	79.9791	79.9791
4	0.0006	99.9998	0.0002	99.9994	0.0000	0.0000	8.6422	68.4276	23.4981	83.2835	0.0000	79.9791
5	0.0002	100.000	0.0006	100.000	0.0000	0.0000	23.5008	91.9284	8.6435	91.9271	0.0000	79.9791
6	0.0000	100.000	0.0000	100.000	0.0000	0.0000	0.0000	91.9284	0.0000	91.9271	0.5056	80.4847
7	0.0000	100.000	0.0000	100.000	0.0000	0.0000	0.0000	91.9284	0.0000	91.9271	7.3804	87.8652
8	0.0000	100.000	0.0000	100.000	0.0000	0.0000	0.0000	91.9284	0.0001	91.9271	0.0000	87.8652

Tab.: 29 Percentuale di massa e direzione massa messa in vibrazione in ogni singolo modo di vibrare

### Modi di vibrare:

Si riportano di seguito i comportamenti dei primi cinque modi di vibrare:

- I primi due modi, modo 1 e modo 2, prevedono una traslazione della struttura e sono accoppiati tra di loro: il periodo e la percentuale di massa attivata sono pressoché identiche a differenza della direzione in cui questa si attiva;
- Il terzo modo di vibrare è di tipo torcente lungo la direzione z;
- Il quarto, il quinto e il sesto modo di vibrare sono considerati modi “minori”, poiché attivano una percentuale di massa molto esigua.

Modo di vibrare 1:

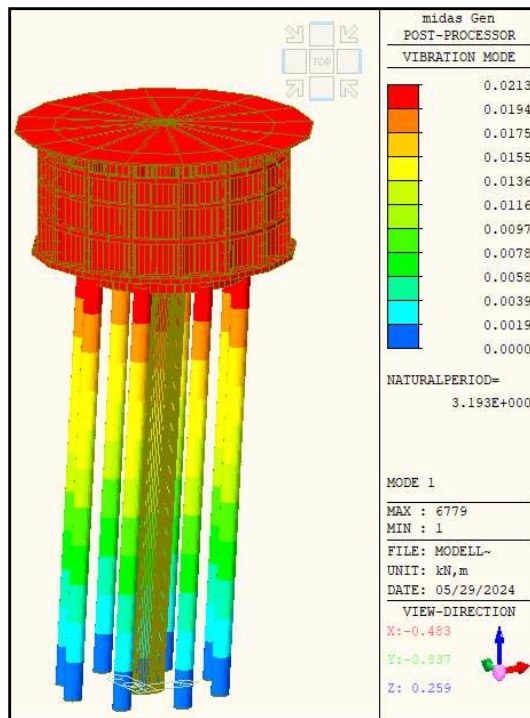


Fig. : 39 Primo Modo di Vibrare

Modo di vibrare 2:

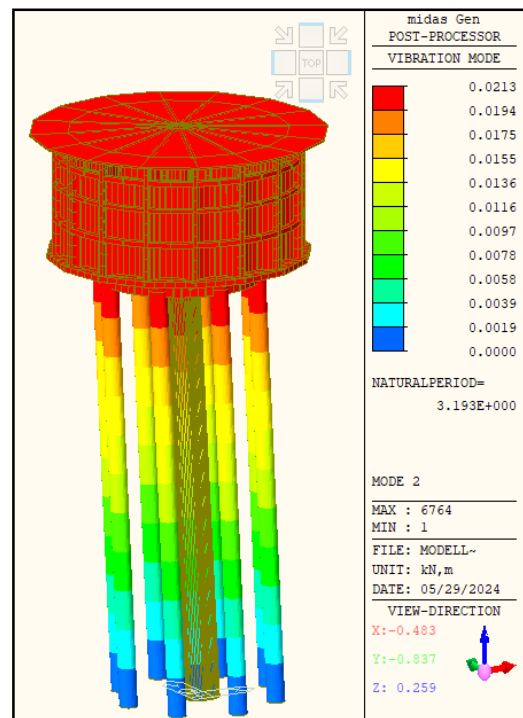


Fig. : 40 Secondo Modo di Vibrare

Modo di vibrare 3:

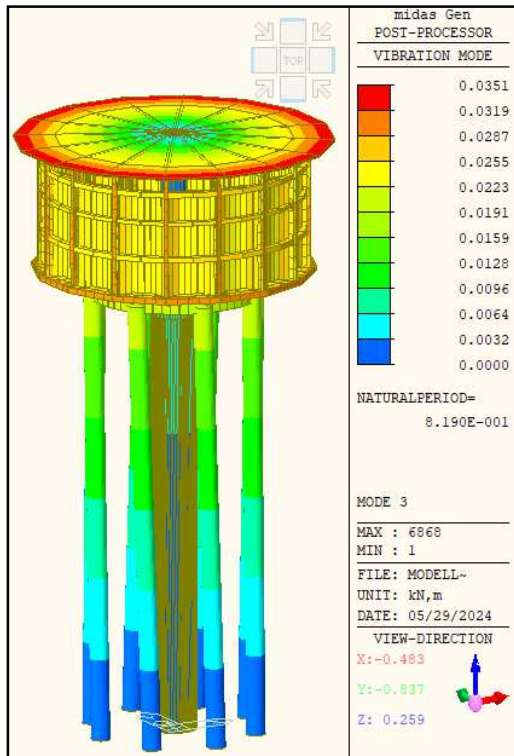


Fig. : 41 Terzo modo di Vibrare

Modo di vibrare 4:

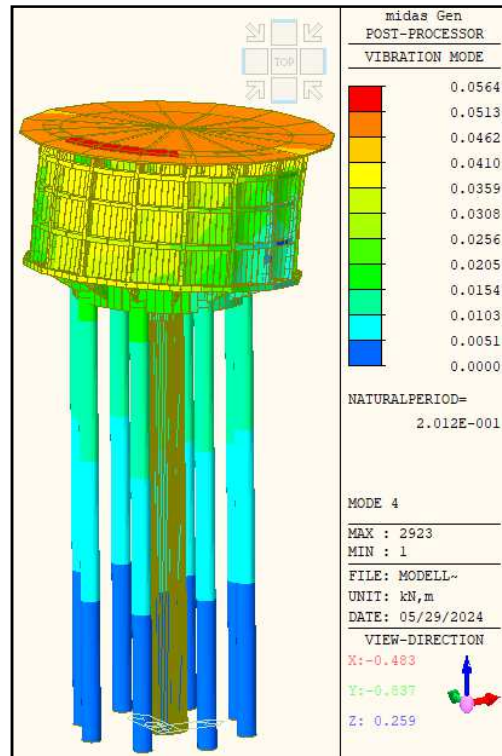


Fig. : 42 Quarto modo di Vibrare

Modo di vibrare 5:

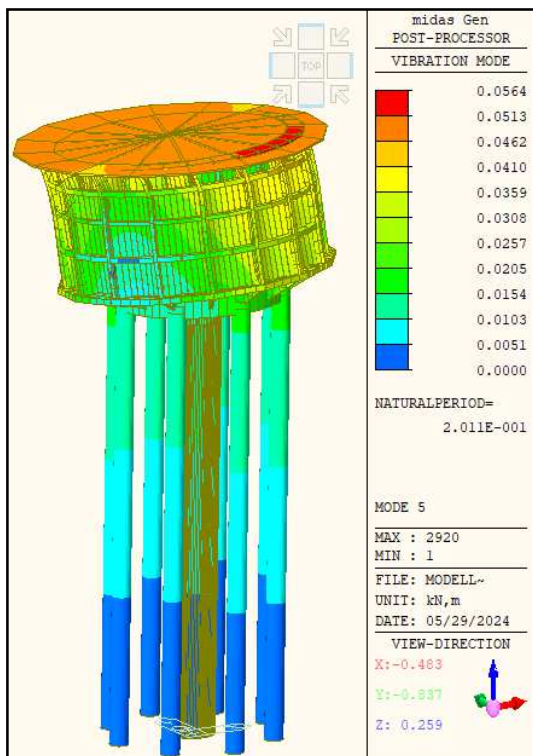


Fig. : 44 Quinto modo di Vibrare

Modo di vibrare:6

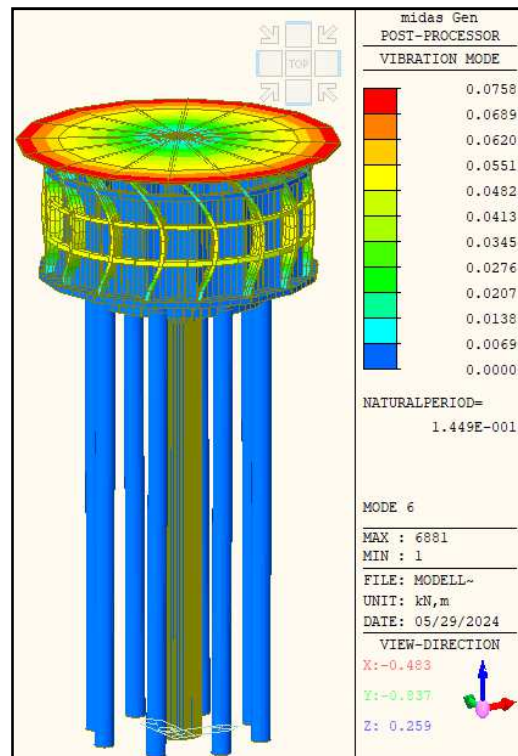


Fig. : 43 Sesto modo di Vibrare

La simmetria della struttura permette di avere dei modi di vibrare accoppiati con lo stesso periodo e con lo sviluppo di spostamenti uguali tra di loro lungo le direzioni principali perpendicolari.

Come si può notare i modi interessano principalmente, in termini di deformazione, il serbatoio, parte dell'opera in cui è concentrata la maggior parte della massa della struttura.

Una volta ricavati i modi di vibrare si procede ad analizzare le vulnerabilità della struttura e a verificare le resistenze degli elementi "colonne".

Le sezioni su cui si andranno ad affrontare le verifiche di resistenza sono quelle delle colonne, ovvero si andrà a valutare la sottostruttura portante del serbatoio.

Queste verranno analizzate a tre livelli di altezza:

*Livello 1:* sezione 1, h: 35.14 m, fine colonne;

*Livello 2:* sezione 2, h: 17.57 m, metà colonne;

*Livello 3:* sezione 3, h: 0.00 m, piano 0.00m.

Essendo in possesso dei progetti originali, ma non essendo state effettuate delle prove distruttive per verificare l'effettiva presenza dei ferri riportati, si è tenuto conto della quantità di armatura riportata in esso, ma come livello di conoscenza si è tenuto conto di un LC1.

La resistenza flessionale delle colonne è variabile a seconda del carico assiale che grava: ad ogni livello considerato, quindi ad una differente altezza, si ha una variazione di questo.

Il valore di resistenza flessionale, di una sezione circolare, è la stessa, qualsiasi sia la direzione di sollecitazione considerata, quindi si passa da una verifica di presso-flessione deviata ad una a presso-flessione retta, in cui il momento sollecitante è dato dalla somma vettoriale dei momenti agenti lungo le due direzioni,  $M_z$  e  $M_y$ , assi locali dell'elemento:

$$M_{Ed(tot)} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2}$$

Il momento resistente è variabile in funzione dello sforzo normale considerato, che è determinato in base alla combinazione sismica e al livello di sezione considerata.

Per far sì che la sezione risulti verificata è necessaria che la sollecitazione, somma del contributo Sforzo Normale dato dalle 32 combinazioni sismiche e del Momento Flettenti cada all'interno del dominio di resistenza della stessa sezione.

Dal punto di vista analitico, per ottenere la verifica della sezione, bisogna confrontare la sollecitazione Agente con quella Resistente attraverso un rapporto di queste. Si ottiene, così, la determinazione del "Coefficiente di Sicurezza", la cui verifica risulta essere soddisfatta se questo è maggiore o uguale ad 1:

COEFFICIENTE DI SICUREZZA MOMENTO:

$$CS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \geq 1$$

VERIFICATO

Il valore del taglio sollecitante agente  $V_{Ed(tot)}$  è somma vettoriale degli sforzi agenti nelle due direzioni  $V_{Edy}$  e  $V_{Edz}$ :

$$V_{Ed(tot)} = \sqrt{V_{Ed,y}^2 + V_{Ed,z}^2}$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA TAGLIO:

$$CS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} \geq 1$$

VERIFICATO

Lo stato tensionale delle colonne, per quanto riguarda il serbatoio vuoto, è simmetrico, sia esso di trazione che di compressione: il contributo assiale di deformazione è somma dei carichi verticali e del contributo flessionale.

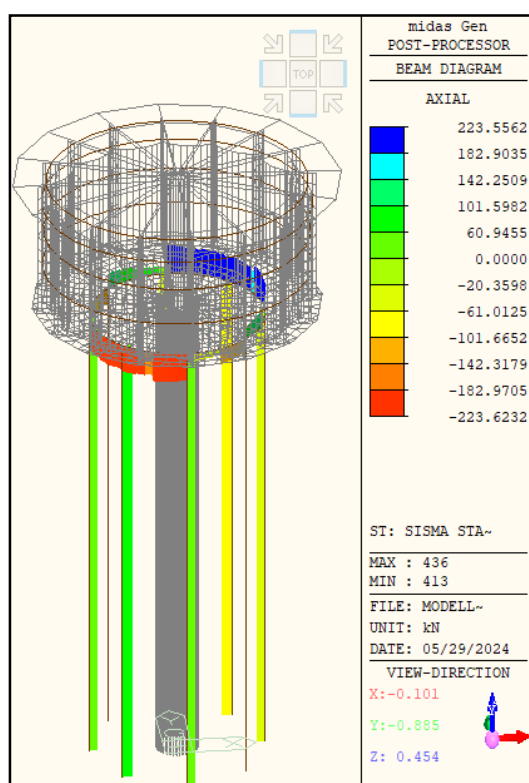


Fig. : 45 Stato tensionale pilastri Azione Sismica

Attraverso il programma “Verifica C.A. S.L.U.” del professor Gelfi si procede alla determinazione del dominio delle resistenze M-N della sezione in c.a. delle colonne.

Conoscendo le caratteristiche dei materiali, della sezione e il quantitativo delle armature si inserisce all’interno del programma i dati, con annesse considerazioni fatte precedentemente, per determinare il  $M_{Rd}$  della sezione.



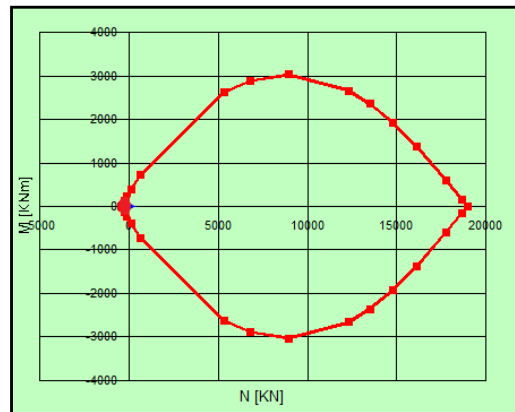
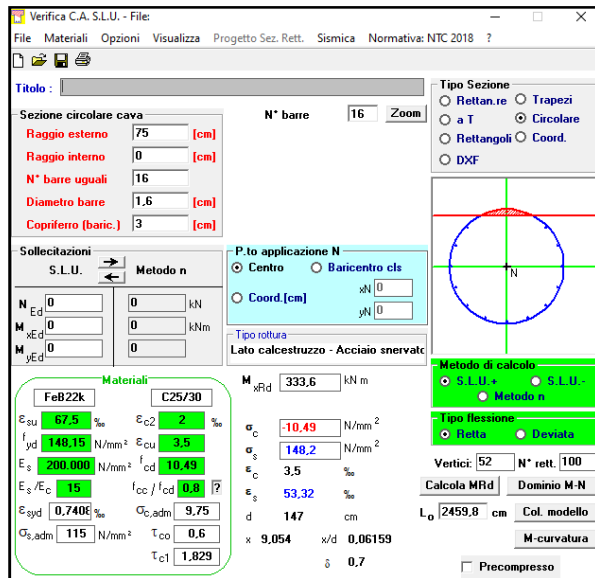


Fig. : 46 Dominio di resistenza M-N colonne

Sezioni considerate:

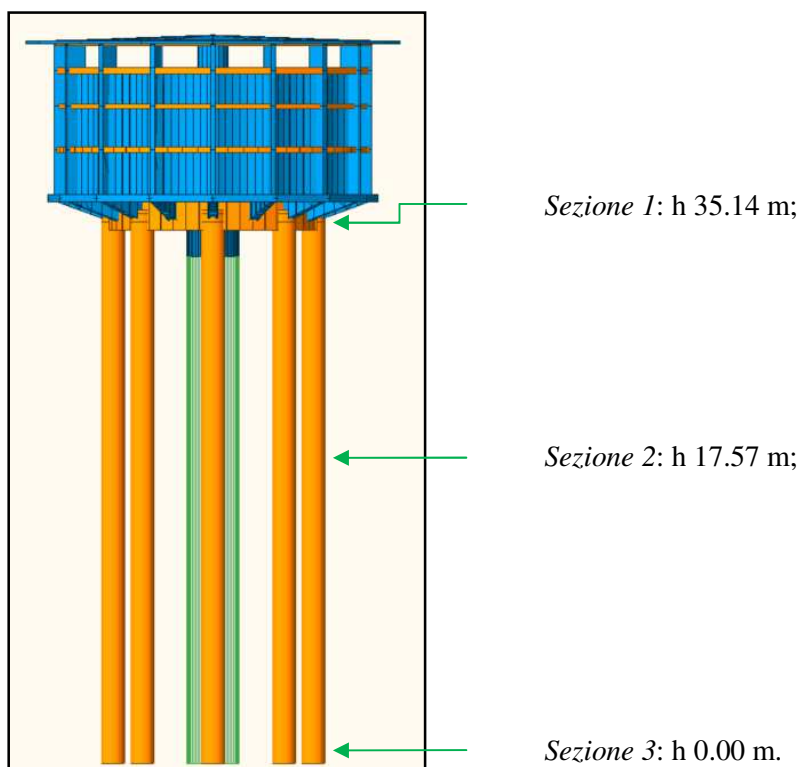


Fig. : 47 Sezioni di Verifica

Viene valutato il Momento Resistente  $M_{Rd}$  e Momento Agente  $M_{Ed}$  di ogni sezione, tenendo in considerazione che il Momento Agente  $M_{Ed}$  è somma vettoriale dei due Momenti  $M_{Edy}$  e  $M_{Edz}$ , come precedentemente detto e che lo Sforzo Normale Agente  $N_{Ed}$  su ogni singola sezione varia a seconda dell'altezza in cui ci si trova. Si ha una valutazione anche del taglio resistente  $V_{Rd}$ ,

tenendo in considerazione che il taglio agente  $V_{Ed}$  è somma vettoriale delle componenti  $V_{Edy}$  e  $V_{Edz}$ .

Attraverso il programma *Midas Gen* si ricavano le sollecitazioni sismiche a cui la struttura è soggetta e alla quale deve essere verificata.

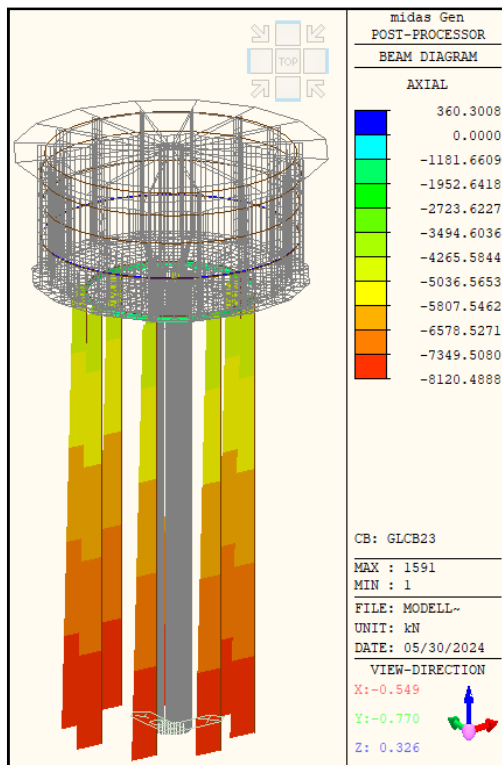


Fig. : 48 Sforzo Assiale  $N_{Ed}$

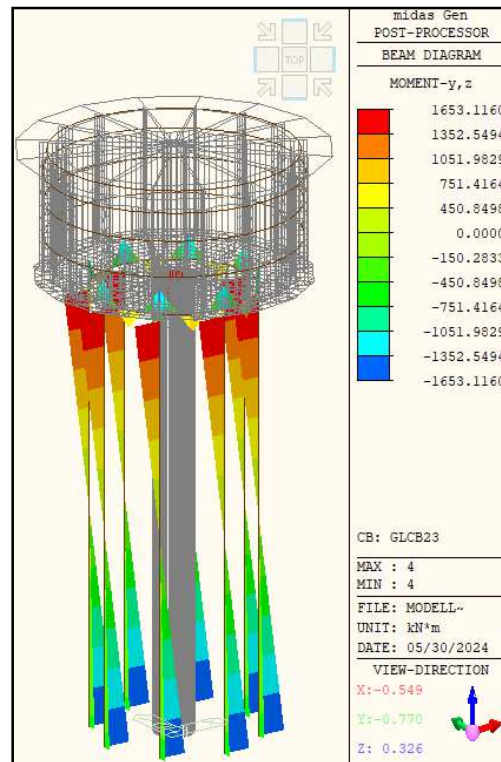


Fig. : 49 Momenti  $M_{Edy}$  e  $M_{Edz}$

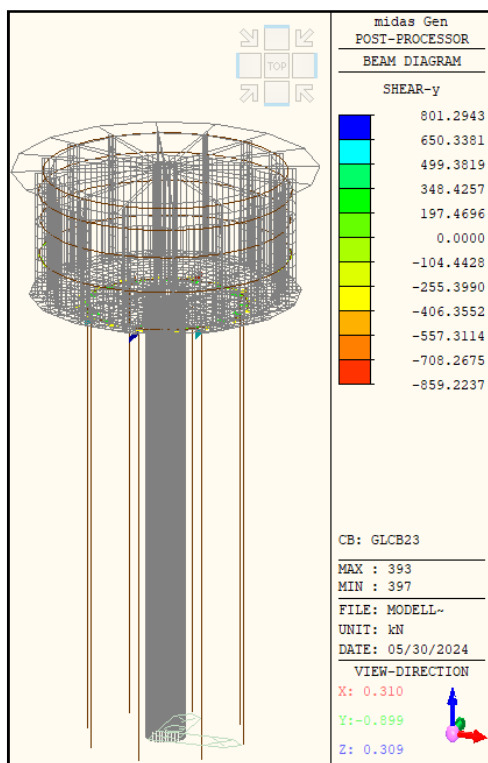


Fig. : 51 Taglio  $V_{Edy}$

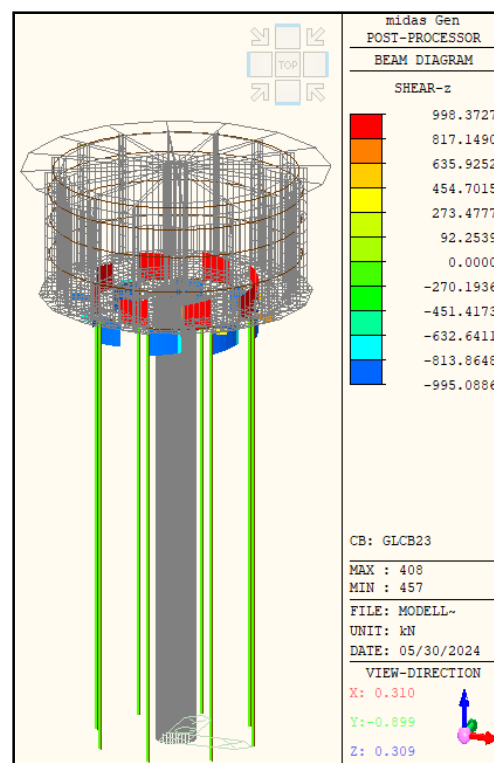


Fig. : 50 Taglio  $V_{Edz}$

Sezione 1:

$N_{Ed}$ : 1089.37 kN

$M_{Rd}$ : 996.1 kNm

$M_{Ed}$ :  $M_{Edy}$ : 1653.116 kNm

$M_{Edz}$ : 506.1249 kNm

$$M_{Ed(tot)} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2} = 1728.86 \text{ kNm}$$

**Verifica Momento:**

COEFFICIENTE DI SICUREZZA MOMENTO:

$$CS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{996.1}{1728.86} = 0.576 < 1$$

**NO VERIFICATO**

**Verifica a Taglio:**

Trattandosi di una sezione circolare ci si riconduce ad una equivalente di forma rettangolare. Per fare questa equivalenza ci si riconduce al metodo di “Clarke-Birjandi”:

$$\sin\alpha = \frac{2r_s}{\pi r}$$

$$A_v = r^2 \left( \frac{\pi}{2} + \alpha + \sin\alpha \cdot \cos\alpha \right)$$

$$d = r \cdot (1 + \sin\alpha)$$

$$b_w = \frac{A_v}{d}$$

$r_s$ : raggio sezione confinata, 720 mm;

$r$ : raggio sezione circolare, 750mm;

Si ottiene  $\alpha$ : 37°.673

$A_v$ : 1113443.96 mm<sup>2</sup>;

$d$ : 1208.37 mm

$b_w$ : 921.44 mm

Si ottiene così una sezione equivalente: 1210 x 925 mm.

Per quanto riguarda l’armatura resistente a taglio, si legge dai progetti strutturali un’armatura Staffe a due braccia  $\phi 12/40$  cm.

Da NTC2018 “Elementi con armature trasversali resistenti a taglio”, al §4.1.2.3.5.2 si ha:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

$V_{Rds}$ : resistenza di progetto a “Taglio-Trazione” si calcola con:

$$V_{Rds} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$\alpha$ : angolo inclinazione staffe,  $90^\circ$ ;

$\theta$ : angolo inclinazione puntone compresso:  $45^\circ$

$V_{Rds}$  risulta essere pari a:

$$V_{Rds} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha = 137.432 \text{ kN}$$

$V_{Rcd}$ : resistenza di progetto a “Taglio-Compresione” si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{ctg\alpha + ctg\theta}{1 + ctg^2\theta}$$

$v$ : 0.5

$V_{Rcd}$  risulta essere pari a:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{ctg\alpha + ctg\theta}{1 + ctg^2\theta} = 1986.740 \text{ kN}$$

Taglio Resistente  $V_{Rd}$ :

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 137.432 \text{ kN}$$

Taglio agente  $V_{Ed}$ :

$V_{Ed}$ :  $V_{Edy}$ : 801.294 kN

$V_{Edz}$ : 270.1936 kN

$$V_{Ed(tot)} = \sqrt{V_{Ed,y}^2 + V_{Ed,z}^2} = 845.62 \text{ kN}$$

**Verifica Taglio:**

COEFFICIENTE DI SICUREZZA TAGLIO:

$$CS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{137.432}{845.62} = 0.16 < 1$$

**NO VERIFICATO**

La verifica è valida per tutte e tre le sezioni: si ha un taglio sollecitante costante lungo lo sviluppo delle colonne. La verifica risulta non essere soddisfatta per insufficienza e inadeguatezza delle armature resistenti a taglio.

Sezione 2:

$N_{Ed}$ : 1865.60 kN

$M_{Rd}$ : 1401 kNm

$M_{Ed}$ :  $M_{Edy}$ : 450.8498 kNm

$M_{Edz}$ : 138.0341 kNm

$$M_{Ed(tot)} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2} = 471.51 \text{ kNm}$$

**Verifica Momento:**

COEFFICIENTE DI SICUREZZA MOMENTO:

$$CS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{1401}{471.51} = 2.97 > 1$$

VERIFICATO

**Sezione 3:**

$N_{Ed}$ : 2641.87 kN

$M_{Rd}$ : 1756 kNm

$M_{Ed}$ :  $M_{Edy}$ : 1653.116 kNm

$M_{Edz}$ : 506.1249 kNm

$$M_{Ed(tot)} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2} = 1728.86 \text{ kNm}$$

**Verifica Momento:**

COEFFICIENTE DI SICUREZZA MOMENTO:

$$CS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{1756}{1728.86} = 1.02 > 1$$

VERIFICATO

Le verifiche a presso-flessione risultano non tutte verificate nelle sezioni considerate: questo porta ad una valutazione di intervento per migliorare il comportamento sismico e globale della struttura.

### 3.9.4 Valutazione Torino con Serbatoio Pieno

Prima di procedere con le verifiche riguardanti il serbatoio pieno, ovvero considerando una massa d'acqua congelata che si muove in modo solidale con la struttura, si procede ad una verifica puramente teorica dei carichi statici agenti sui setti di cemento armato del serbatoio e delle pareti. L'altezza massima della quota d'acqua, all'interno del serbatoio, è pari a 8m: il che implica, nel caso peggiore, quello di serbatoio pieno, che la risultante delle pressioni statiche idrauliche agenti si posizioni a 2/3 dell'altezza totale, ovvero alla quota, partendo da fondo vasca, di 2.7 m e a 5.3 dalla quota del pelo libero.

Come peso volumetrico dell'acqua è stato considerato un  $\gamma:10 \text{ kN/m}^3$  e viene presa in considerazione una distribuzione triangolare delle pressioni, si ottiene:

$$p_{z(5.3)} = \gamma \cdot z = 5.3 \cdot 10 = 53 \text{ kN/m}^2$$

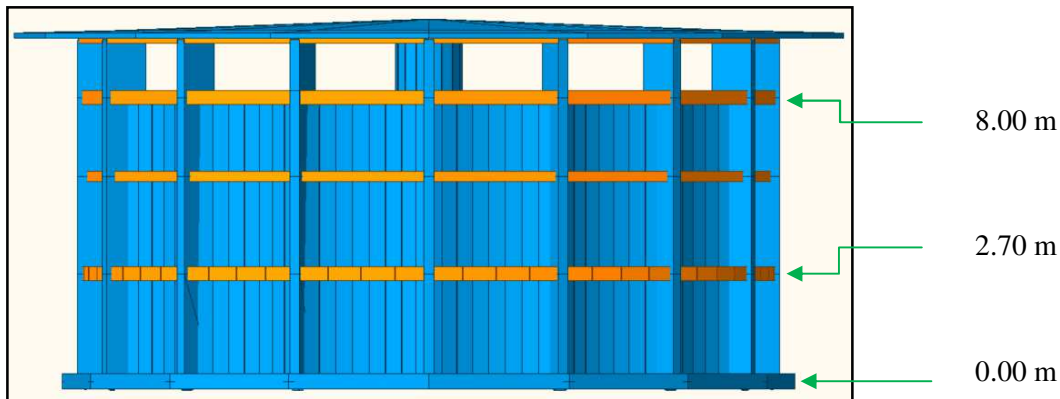


Fig. : 52 Serbatoio con quote Pressioni Statiche idrostatiche

Avendo calcolato la pressione esercitata dall'acqua alla quota di 5.3 m si è proceduto con la verifica.

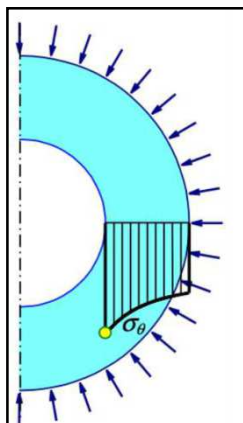


Fig. : 53 Pressione esterna

Caso a: la curvatura dei setti è verso l'interno del serbatoio, questo implica che l'acqua preme/spinge verso l'esterno all'arco dei setti.

Caso b: situazione opposta in cui l'acqua esercita la sua pressione internamente all'arco del setto.

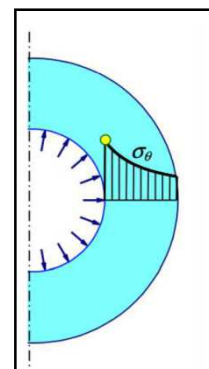


Fig. : 54 Pressione interna

Le tensioni circonferenziali sono state calcolate con le seguenti formulazioni:

Caso a:

$$\sigma_{\theta,c} = -\frac{\rho^2 + \beta^2}{\rho^2} \cdot \frac{1}{1 - \beta^2} \cdot p$$

Caso b:

$$\sigma_{\theta,t} = \frac{1 + \rho^2}{\rho^2} \cdot \frac{\beta^2}{1 - \beta^2} \cdot p$$

Con:

$\beta$ : rapporto  $r_i/r_e$ , con  $\beta < 1$ ;

$\rho$ : rapporto tra  $r/r_e$  con  $\rho < \beta < 1$ ;

$p$ : pressione calcolata a  $z$  5.3 m.

I valori di  $\beta$  e  $\rho$  sono stati calcolati con uno spessore dei setti pari a 9 cm, come riportato nel progetto.

I valori calcolati delle tensioni sono i seguenti:

$$\sigma_{\theta,c} = -1467 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\theta,t} = 1414 \text{ kN/m}^2$$

Tra le due tensioni è preferibile quella ricavata nel caso a, in quanto il calcestruzzo lavora meglio a compressione, il segno “-“ presente nel risultato della tensione indica compressione: si ipotizza che la tipologia strutturale sia quella considerata nel caso a.

### ***Torrino con serbatoio Pieno:***

Per la determinazione del carico d’acqua agente all’interno del torrino e quindi supportata dagli elementi strutturali, si è considerata la massa d’acqua come se fosse un cubo di ghiaccio che riempisse completamente il volume del contenitore.

Sapendo che il  $\gamma_{\text{acqua}}$ :  $1000\text{kg/m}^3$  si è proceduto alla determinazione del carico  $Q$  in  $\text{kN/m}^2$  conoscendo la geometria del serbatoio.

La soletta di fondo serbatoio è stata caricata con un carico pari a  $80\text{kN/m}^2$ , ovvero è stata considerata la massa totale di acqua complessiva ipotizzando il serbatoio completamente riempito di liquido con un  $h_{\text{max}}$  pari a 8m.

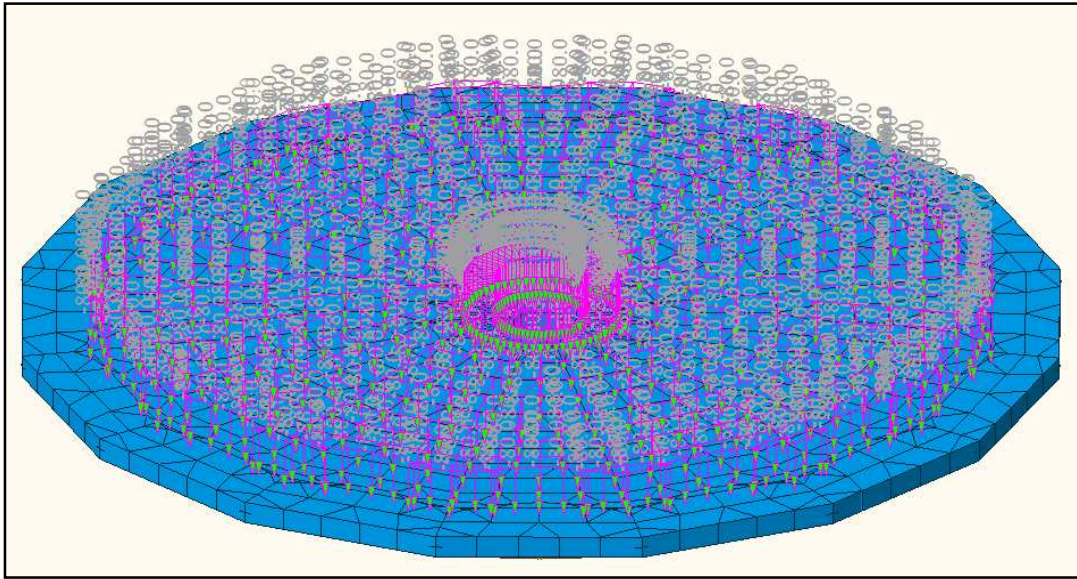


Fig. : 55 Elementi Plate Soletta caricati con il Carico  $Q_{acqua}$

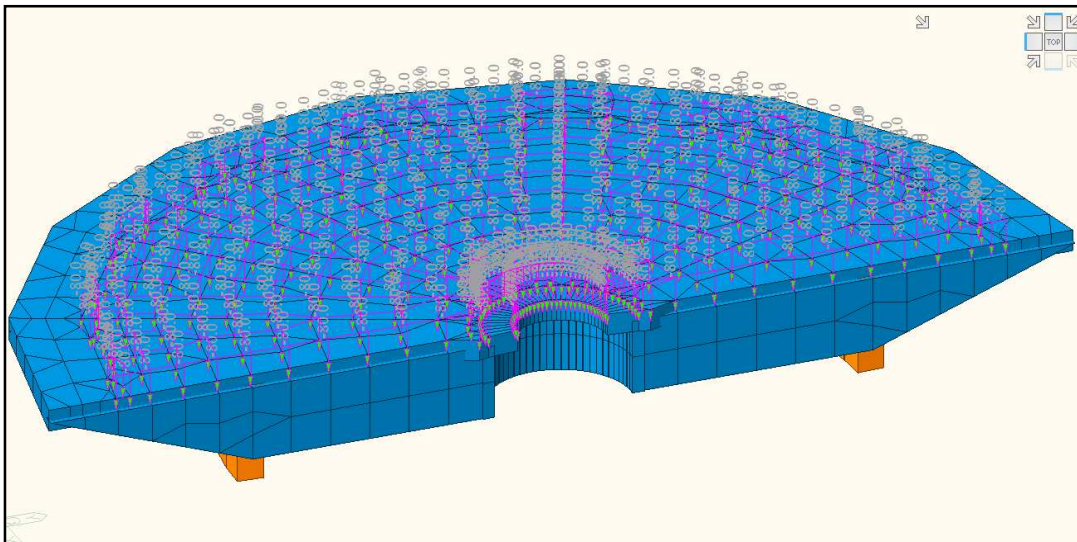


Fig. : 56 Assonometria elementi Plate caricati con il carico  $Q_{acqua}$



**Analisi Statica Lineare:**

E' stata effettuata anche con serbatoio pieno un'analisi statica lineare. Sostanzialmente si ha lo stesso andamento dei vari parametri del caso con serbatoio vuoto: l'unica differenza che cambia è che le varie sollecitazioni, spostamenti sono aumentati in quanto è stato messo in movimento un maggior quantitativo di massa data dall'acqua considerata come peso permanente non strutturale. Viene riportato il profilo statico sismico in direzione X, ma essendo una struttura simmetrica vale anche per la direzione Y.

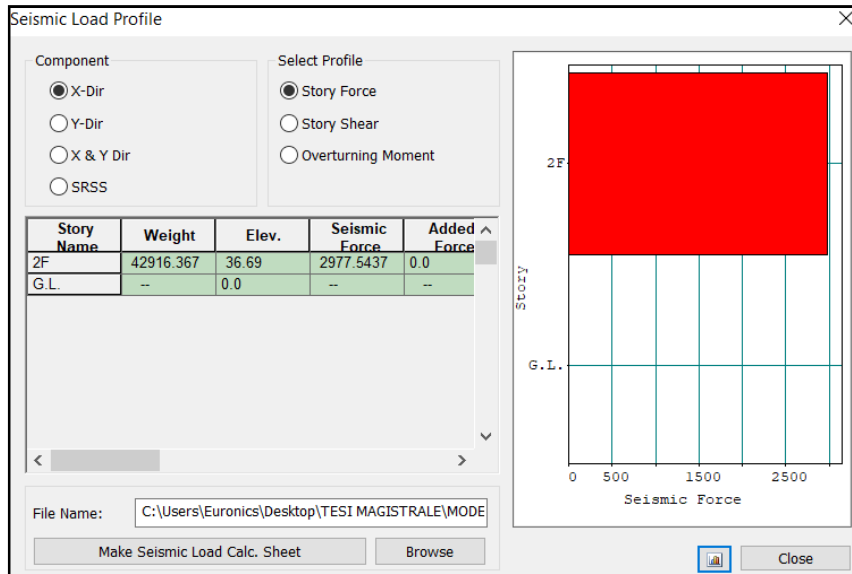


Fig. : 57 Forze Statiche Sisma Applicate al CM

Diagrammi di seguito riportati:

- Spostamenti della struttura;
- Forze agenti alla base lungo le due direzioni;
- Momenti agenti sugli elementi.

*Spostamenti Torino Pieno lungo direzioni X e Y:*

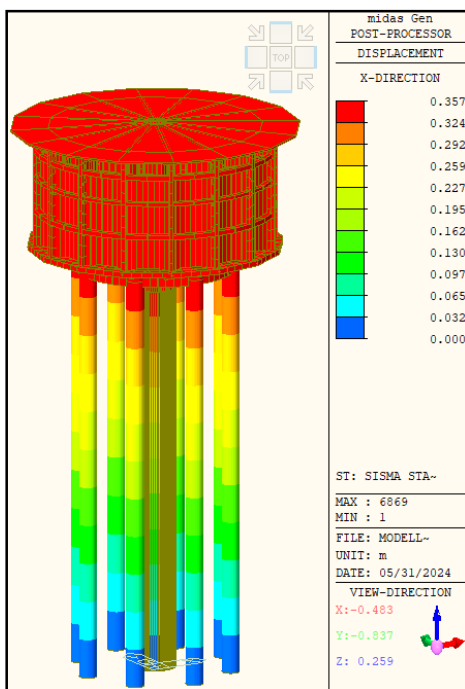


Fig. : 58 Spostamenti Sisma Statico dir. X

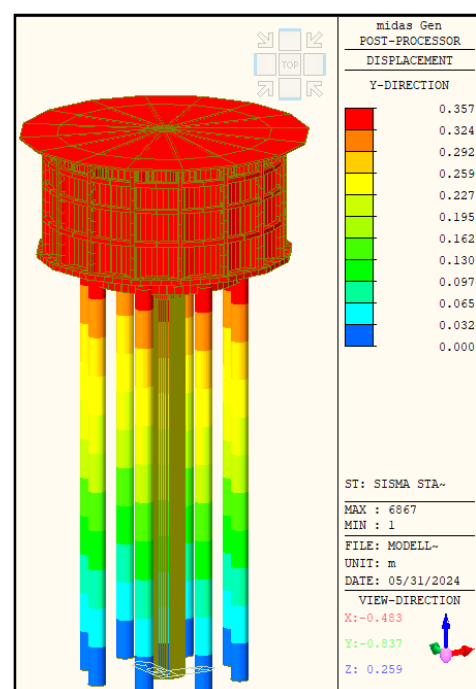


Fig. :59 Spostamenti Sisma Statico dir. Y

Forze alla base:

Lungo X: combinazione  $100\%E_x+30\%E_y$

Sisma Statico in Y: combinazione  $30\%E_x+100\%E_y$

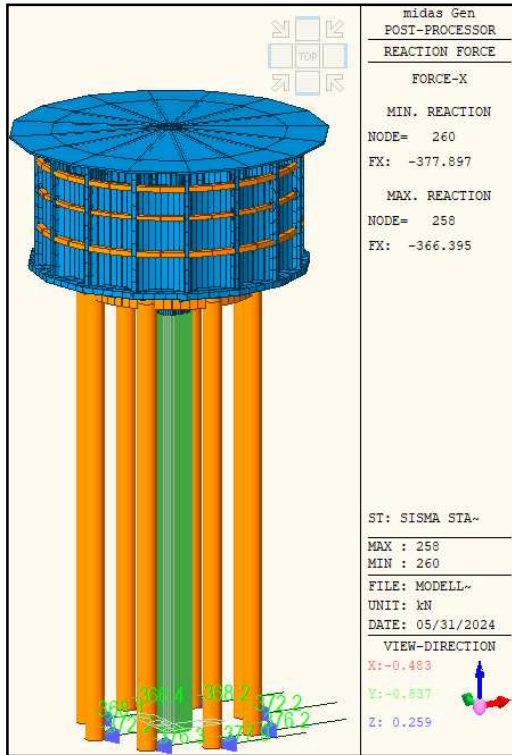


Fig. : 60 Forze orizzontali alla base direzione X

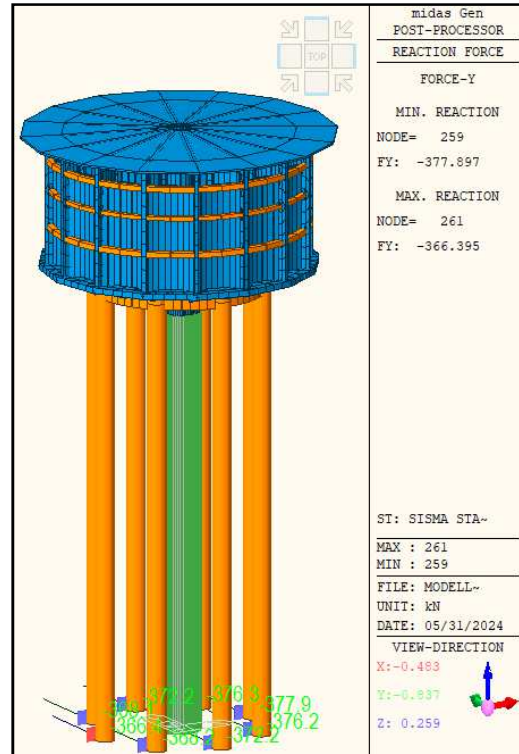


Fig. : 61 Forze orizzontali alla base direzione Y

Momenti agenti:

Momenti Torcenti: direzione X

Momenti Direzione y e Direzione Z

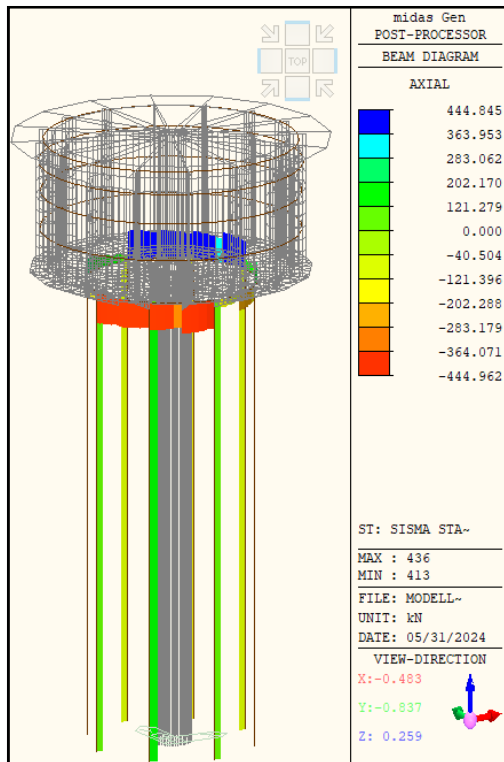


Fig. : 63 Momenti Sisma Statico in direzione X

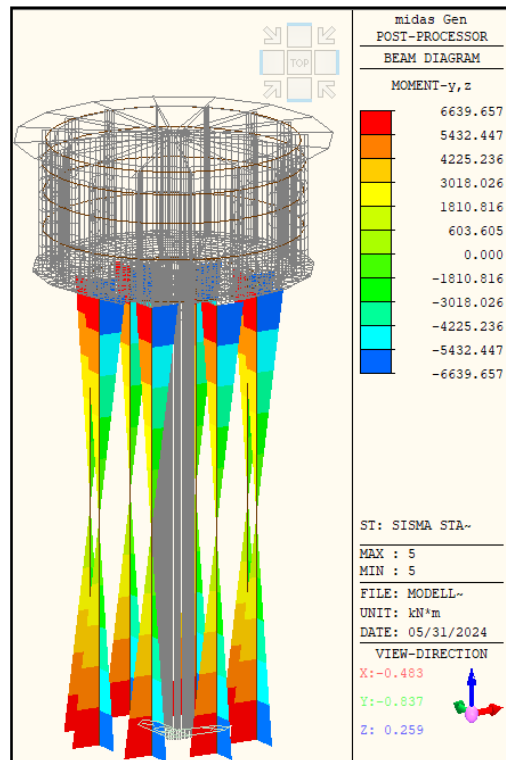


Fig. : 62 Momenti Sisma Statico direzione Y e Z

### Analisi Modale:

Avendo inserito il carico acqua si ha un aumento della massa del serbatoio e questo comporta un aumento del periodo di vibrazione della struttura, ma i modi di vibrare hanno lo stesso andamento di quelli con serbatoio vuoto.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>							
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1	1.4025	0.2232	4.4800	4.5153e-016		
	2	1.4025	0.2232	4.4799	1.1288e-016		
	3	5.8393	0.9294	1.0760	2.0839e-016		
	4	28.4743	4.5318	0.2207	1.4022e-015		
	5	28.4827	4.5332	0.2206	7.0068e-016		
	6	40.4536	6.4384	0.1553	2.0841e-015		
	7	60.5947	9.6439	0.1037	4.2913e-011		
	8	64.6697	10.2925	0.0972	1.6723e-012		

Tab.: 30 Modi di vibrare Serbatoio Pieno: Frequenze e Periodi di Vibrazione

<b>MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT</b>													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	98.0240	98.0240	1.9757	1.9757	0.0000	0.0000	1.4649	1.4649	72.6814	72.6814	0.0000	0.0000	
2	1.9757	99.9998	98.0240	99.9998	0.0000	0.0000	72.6813	74.1463	1.4649	74.1463	0.0000	0.0000	
3	0.0000	99.9998	0.0000	99.9998	0.0000	0.0000	0.0000	74.1463	0.0000	74.1463	88.4639	88.4639	
4	0.0002	99.9999	0.0001	99.9998	0.0000	0.0000	5.1639	79.3102	13.5762	87.7225	0.0000	88.4639	
5	0.0001	100.000	0.0002	100.000	0.0000	0.0000	13.5775	92.8877	5.1646	92.8871	0.0000	88.4639	
6	0.0000	100.000	0.0000	100.000	0.0000	0.0000	0.0000	92.8877	0.0000	92.8871	0.1456	88.6095	
7	0.0000	100.000	0.0000	100.000	0.0000	0.0000	0.0000	92.8877	0.0000	92.8871	2.3232	90.9327	
8	0.0000	100.000	0.0000	100.000	0.0000	0.0000	0.0000	92.8877	0.0001	92.8872	0.0000	90.9327	

Tab.: 31 Percentuale di massa e direzione massa messa in vibrazione in ogni singolo modo di vibrare

### **Modi di vibrare:**

Si riportano di seguito i comportamenti dei primi cinque modi di vibrare:

- I primi due modi, modo 1 e modo 2, prevedono una traslazione della struttura e sono accoppiati tra di loro: il periodo e la percentuale di massa attivata sono pressoché identiche a differenza della direzione in cui questa si attiva;
- Il terzo modo di vibrare è di tipo torcente lungo la direzione z;
- Il quarto e il quinto modo di vibrare sono considerati modi “minori”, poiché attivano una percentuale di massa molto esigua.

Modi di vibrare:

Modo di vibrare 1:

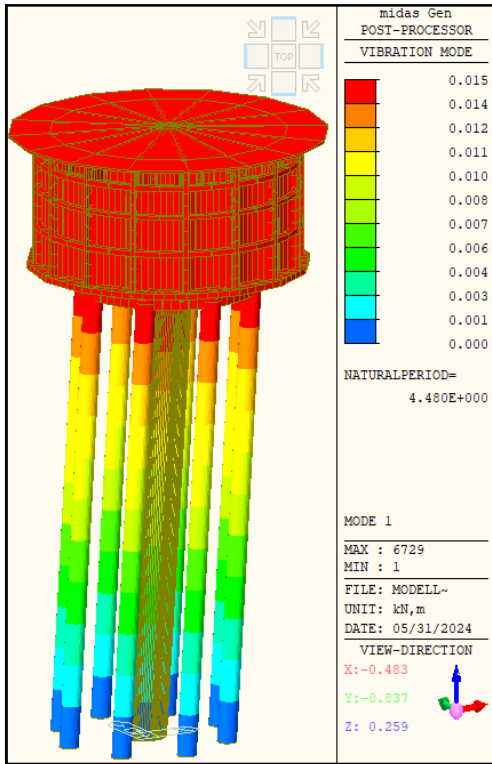


Fig. : 65 Primo modo di Vibrare

Modo di vibrare 2:

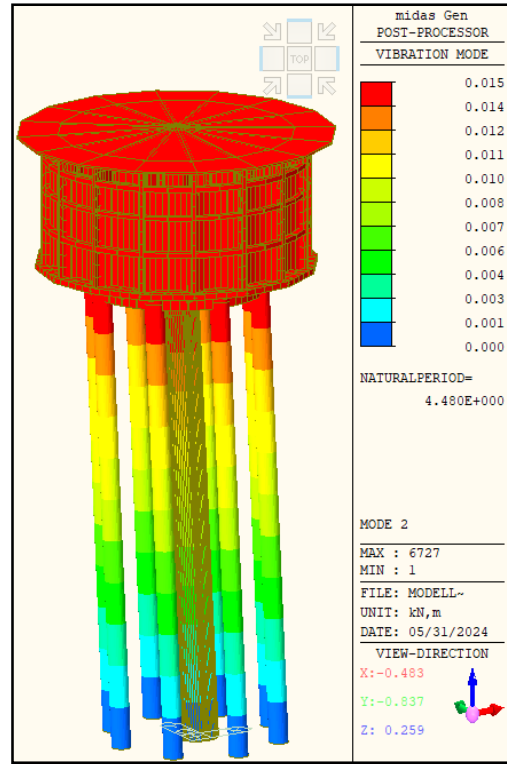


Fig. : 64 Secondo modo di Vibrare

Modo di vibrare 3:

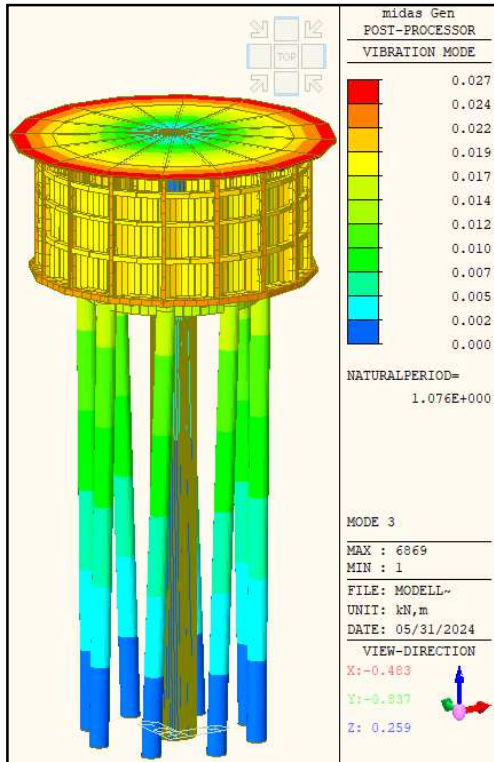


Fig. : 67 Terzo modo di Vibrare

Modo di vibrare 4:

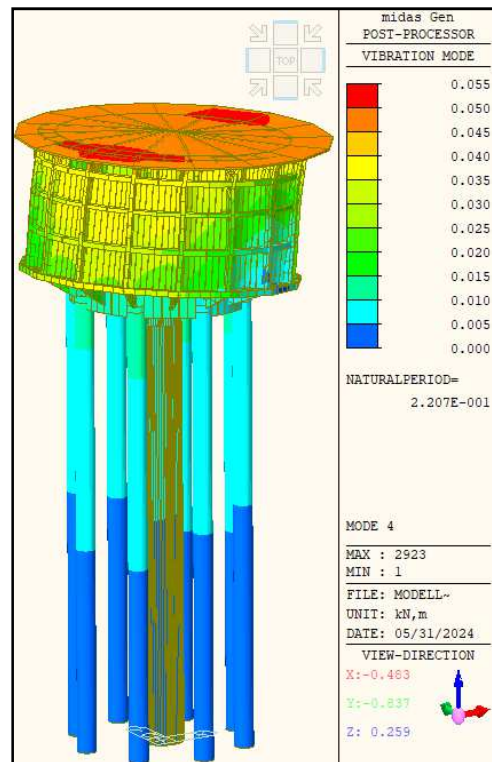


Fig. : 66 Quarto modo di Vibrare

Modo di vibrare 5:

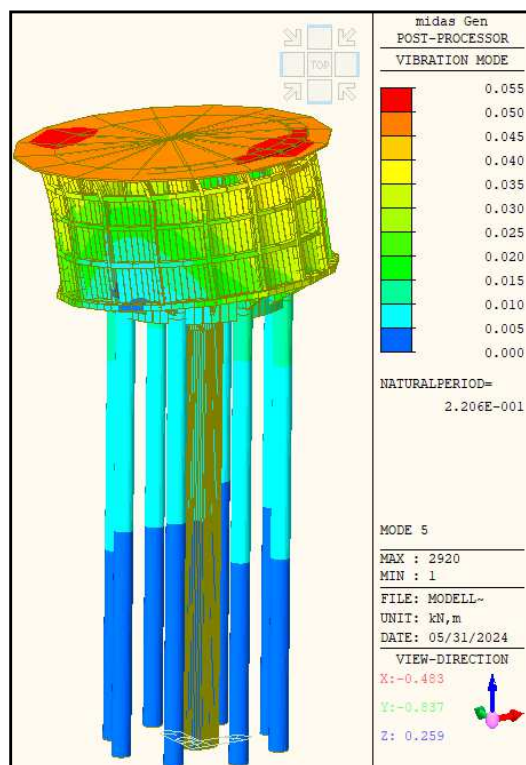


Fig. : 68 Quinto modo di Vibrare

Modo di vibrare 6:

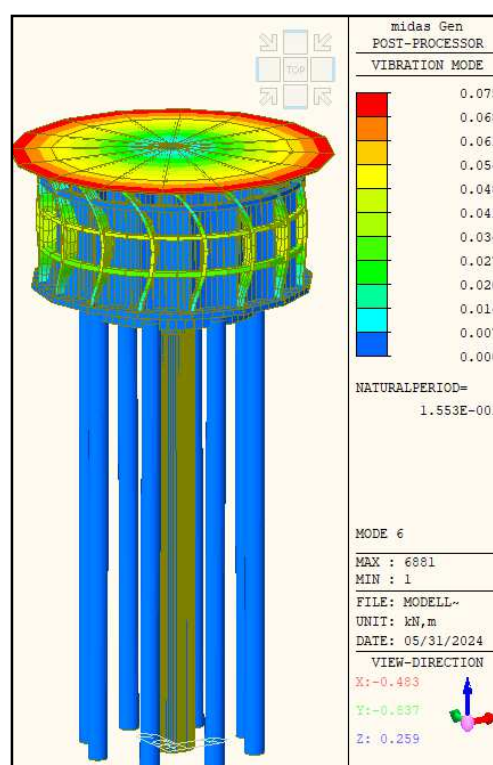


Fig. : 69 Sesto modo di Vibrare

Il momento esterno, derivante dal sisma, viene assunto come sforzo normale dei pilastri: in questo caso si ha un maggior stato di compressione dovuto al carico idrico.

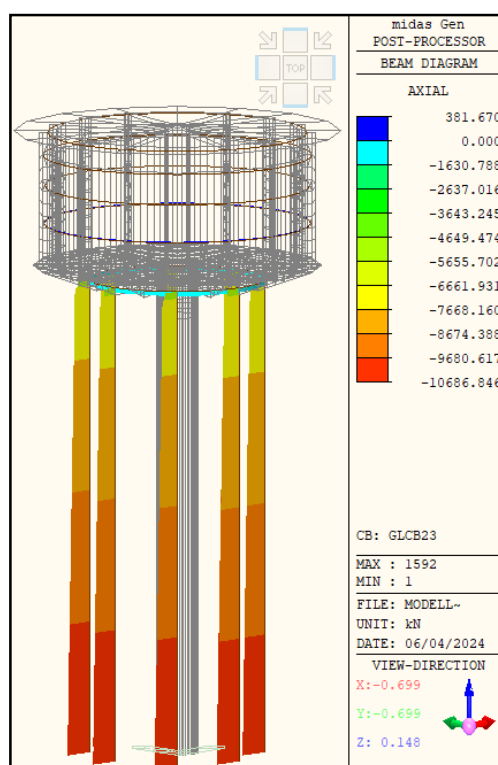


Fig. : 70 Stato tensionale pilastri con Serbatoio Pieno

Attraverso il programma “Verifica C.A. S.L.U.” del professor Gelfi si procede alla determinazione del dominio delle resistenze M-N della sezione in c.a. delle colonne.

Si procede alla determinazione delle resistenze e delle verifiche come precedentemente fatto con il caso di Torino vuoto.

Attraverso il programma *Midas Gen* si ricavano le sollecitazioni sismiche a cui la struttura è soggetta e alla quale deve essere verificata.

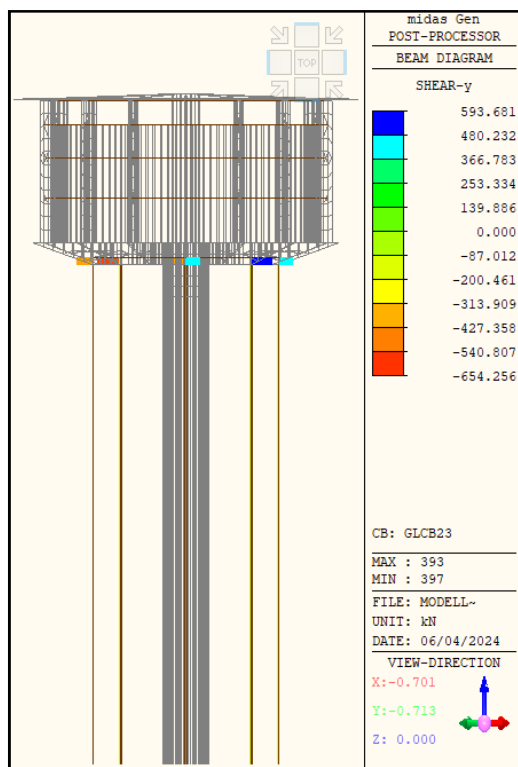


Fig. : 71 Taglio  $V_{Edy}$

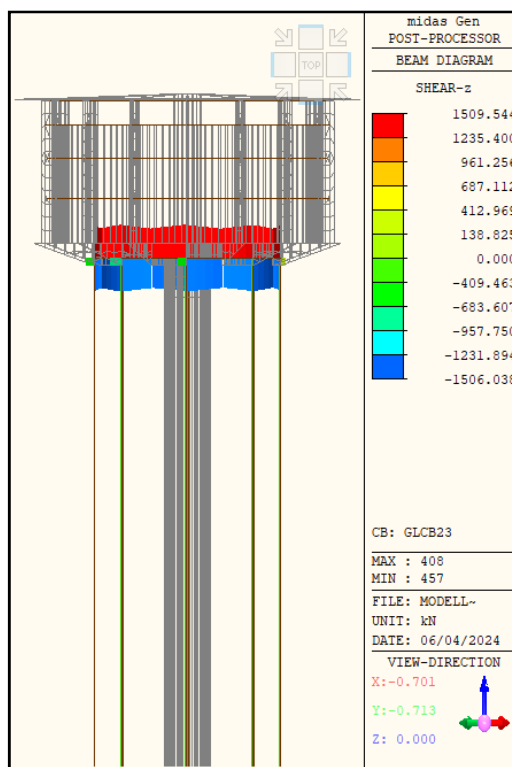


Fig. : 72 Taglio  $V_{Edz}$

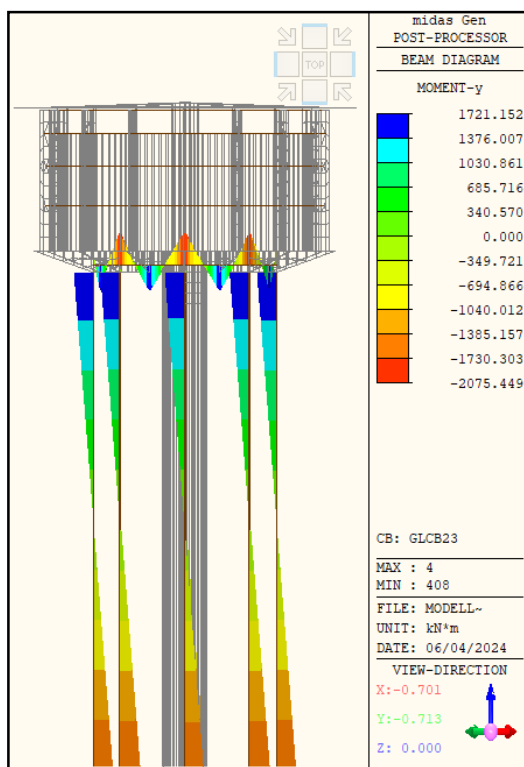


Fig. : 74 Momento  $M_{Edy}$

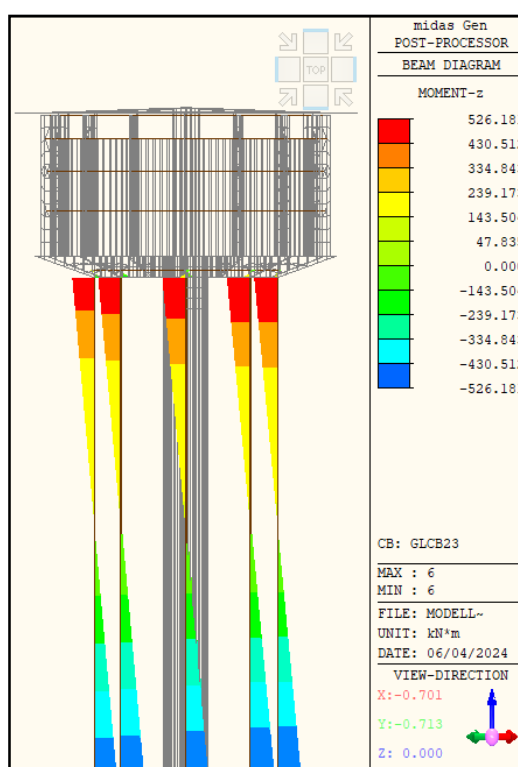


Fig. : 75 Momento  $M_{Edz}$

Viene valutato il Momento Resistente  $M_{Rd}$  e Momento Agente  $M_{Ed}$  di ogni sezione, tenendo in considerazione che il Momento Agente  $M_{Ed}$  è somma vettoriale dei due Momenti  $M_{Edy}$  e  $M_{Edz}$ , come precedentemente detto e che lo Sforzo Normale Agente  $N_{Ed}$  su ogni singola sezione varia a seconda dell'altezza in cui ci si trova. Si ha una valutazione anche del taglio resistente  $V_{Rd}$ , tenendo in considerazione che il taglio agente  $V_{Ed}$  è somma vettoriale delle componenti  $V_{Edy}$  e  $V_{Edz}$ .

Le sezioni che verranno valutate sono quelle precedentemente indicate nel caso di torrino vuoto, posizionate nelle otto colonne in c.a..

*Sezione 1:*

$N_{Ed}$ : 4339.47 kN

$M_{Rd}$ : 2364 kNm

$M_{Ed}$ :  $M_{Edy}$ : 1721.152 kNm

$M_{Edz}$ : 526.181kNm

$$M_{Ed(tot)} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2} = 1799.79 \text{ kNm}$$

**Verifica Momento:**

COEFFICIENTE DI SICUREZZA MOMENTO:

$$CS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{2364}{1799.79} = 1.31 > 1$$

VERIFICATO

**Verifica a Taglio:**

Trattandosi di una sezione circolare ci si riconduce ad una equivalente di forma rettangolare. Per fare questa equivalenza ci si riconduce al metodo di "Clarke-Birjandi":

$$\sin\alpha = \frac{2r_s}{\pi r}$$

$$A_v = r^2 \left( \frac{\pi}{2} + \alpha + \sin\alpha \cdot \cos\alpha \right)$$

$$d = r \cdot (1 + \sin\alpha)$$

$$b_w = \frac{A_v}{d}$$

$r_s$ : raggio sezione confinata, 720 mm;

$r$ : raggio sezione circolare, 750mm;

Si ottiene  $\alpha$ : 37°.673

$A_v$ : 1113443.96 mm<sup>2</sup>;

$d$ : 1208.37 mm

$b_w$ : 921.44 mm

Si ottiene così una sezione equivalente: 1210 x 925 mm.

Per quanto riguarda l'armatura resistente a taglio, si legge dai progetti strutturali un'armatura Staffe a due braccia  $\phi 12/40$  cm.

Da NTC2018 “Elementi con armature trasversali resistenti a taglio”, al §4.1.2.3.5.2 si ha:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

$V_{Rds}$ : resistenza di progetto a “Taglio-Trazione” si calcola con:

$$V_{Rds} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$\alpha$ : angolo inclinazione staffe, 90°;

$\theta$ : angolo inclinazione puntone compresso: 45°

$V_{Rds}$  risulta essere pari a:

$$V_{Rds} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha = 137.432 \text{ kN}$$

$V_{Rcd}$ : resistenza di progetto a “Taglio-Compresione” si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{ctg\alpha + ctg\theta}{1 + ctg^2\theta}$$

$v$ : 0.5

$V_{Rcd}$  risulta essere pari a:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{ctg\alpha + ctg\theta}{1 + ctg^2\theta} = 1986.740 \text{ kN}$$

Taglio Resistente  $V_{Rd}$ :

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 137.432 \text{ kN}$$

Taglio agente  $V_{Ed}$ :

$V_{Ed}$ :  $V_{Edy}$ : 593.68 kN

$V_{Edz}$ : 532.00 kN

$$V_{Ed(tot)} = \sqrt{V_{Ed,y}^2 + V_{Ed,z}^2} = 797.17 \text{ kN}$$

**Verifica Taglio:**

COEFFICIENTE DI SICUREZZA TAGLIO:

$$CS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{137.432}{797.17} = 0.17 < 1$$

**NO VERIFICATO**

La verifica è valida per tutte e tre le sezioni: si ha un taglio sollecitante costante lungo lo sviluppo delle colonne. La verifica risulta non essere soddisfatta per insufficienza e inadeguatezza delle armature resistenti a taglio.



Sezione 2:

$$N_{Ed}: 5115.69 \text{ kN}$$

$$M_{Rd}: 2579 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}: \quad M_{Edy}: 340.57 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz}: 239.173 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed(tot)} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2} = 416.16 \text{ kNm}$$

**Verifica Momento:**

COEFFICIENTE DI SICUREZZA MOMENTO:

$$CS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{2579}{416.16} = 6.20 > 1$$

VERIFICATO

Sezione 3:

$$N_{Ed}: 5891.91 \text{ kN}$$

$$M_{Rd}: 2748 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}: \quad M_{Edy}: 1721.152 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz}: 526.181 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed(tot)} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2} = 1799.79 \text{ kNm}$$

**Verifica Momento:**

COEFFICIENTE DI SICUREZZA MOMENTO:

$$CS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{2748}{1799.79} = 1.53 > 1$$

VERIFICATO

Le verifiche a presso-flessione risultano non verificate in nessuna delle sezioni considerate: questo porta ad una valutazione di intervento per migliorare il comportamento sismico della struttura.

### 3.9.5 Applicazione del carico statico idrostatico lungo le pareti

Prima di procedere alla valutazione della problematica dello Sloshing è stato guardato come la struttura si comporta quando il carico idrico viene considerato come: carico idrostatico di pressione agente lungo le pareti del serbatoi e sul fondo vasca come pressione sul fondo.

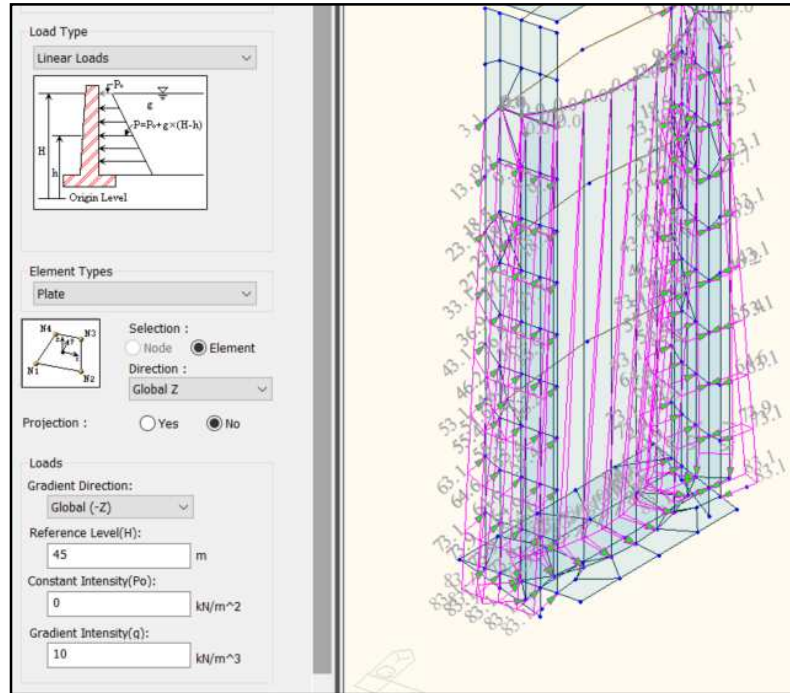


Fig. : 76 Carico idrostatico sulle pareti

Vengono riportati, di seguito, i modi di vibrare con massa partecipante significativa, ovvero con massa partecipante superiore al 5% ed è stato considerato un numero di modi pari a 300 poiché si ha il raggiungimento di una massa partecipante superiore al 85 %, come richiesto in normativa al §7.3.3.1 delle NTC2018.

<b>Modi di vibrare: Carico idrico statico sulle pareti</b>						
n° modo	% massa tran-X	% massa tran-Y	% massa tran-Z	% massa rotn- X	% massa rotn- Y	% massa rotn- Z
1	11,3871	8,1262	0	30,9359	43,4656	0
2	8,1247	11,3821	0	43,3377	31,0295	0
22	33,0043	12,2462	0	0,9306	2,4948	0
23	12,2578	32,9407	0	2,5083	0,9276	0
55	8,4108	0,0529	0	0,0095	1,4696	0,003

Tab.: 32 Modi di Vibrare Significativi con carico idrico statico sulle pareti del serbatoio

Modi di vibrare:

Modo di vibrare: 1

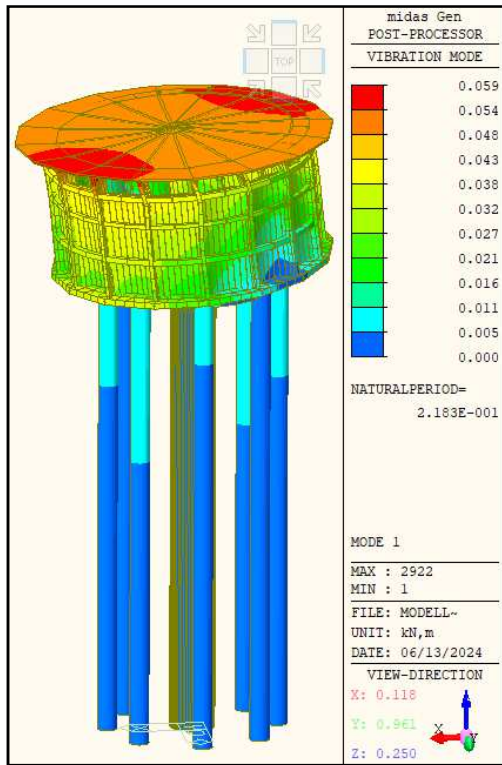


Fig. : 78 Primo modo di Vibrare

Modo di vibrare: 2

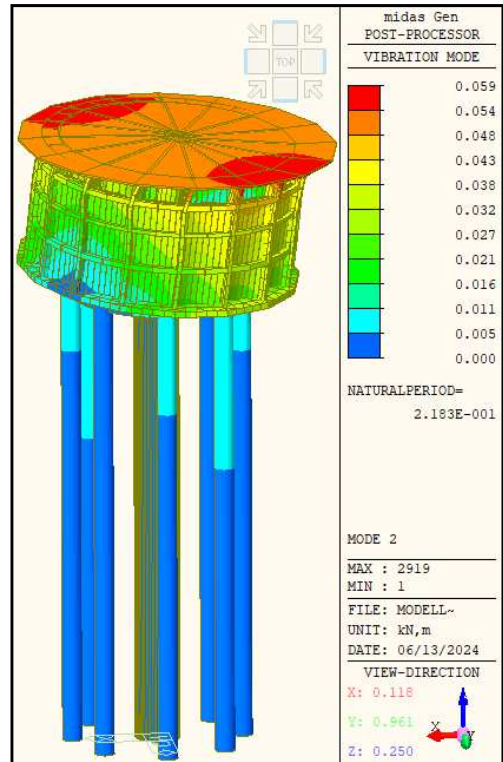


Fig. : 77 Secondo modo di Vibrare

Modo di vibrare: 22

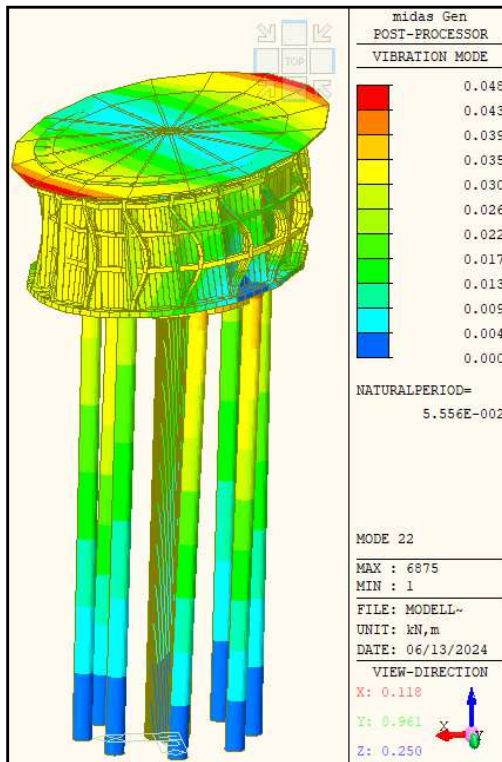


Fig. : 79 Ventiduesimo modo di Vibrare

Modo di vibrare: 23

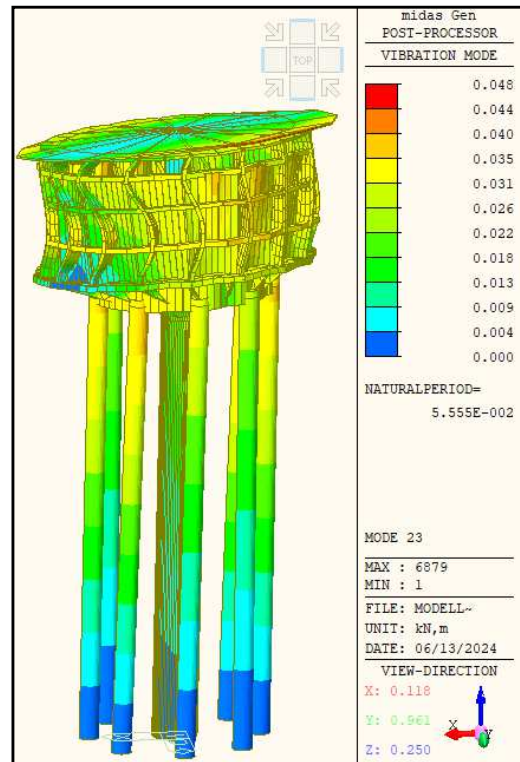


Fig. : 80 Ventitreesimo modo di Vibrare

Modo di vibrare: 55

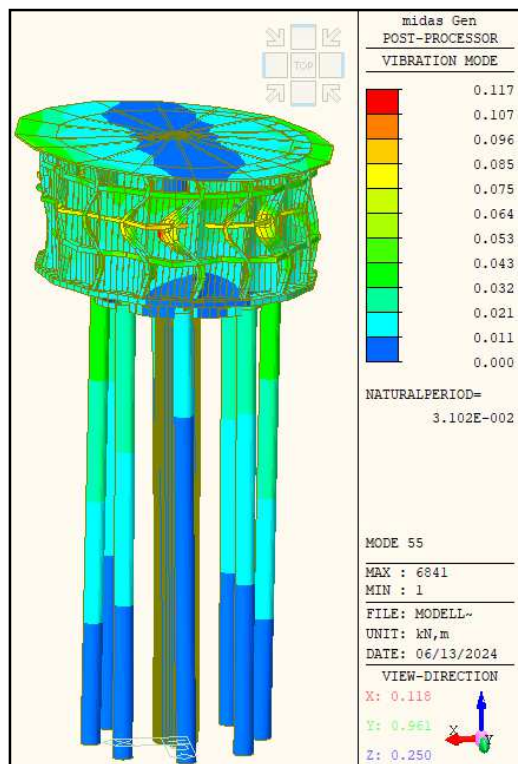


Fig. : 81 Cinquantacinquesimo modo di Vibrare

### 3.9.6 Inquadramento teorico della problematica dello Sloshing

L'analisi di questo problema riguarda l'iterazione tra fluido e struttura, dando luogo ad effetti non trascurabili. La massa d'acqua, contenuta in un serbatoio pieno e chiuso e posto ad un certo livello dalla quota del terreno, può essere considerata avente un comportamento solidale con l'intera struttura, in cui le forze inerziali che si generano portano ad avere un corpo rigidamente connesso al serbatoio stesso, in cui le pressioni assumono una distribuzione triangolare. Questo non avviene quando, il liquido, investito da una forza orizzontale, quale quella sismica, è libero di muoversi con una propria oscillazione di vibrazione, diversa da quella della struttura. Questa situazione è da valutare e tener in considerazione poiché provoca una variazione della distribuzione di pressione. La complessità del fenomeno è dovuta anche alla rigidità del contenitore: l'elasticità delle pareti influisce in modo rilevante sull'entità delle azioni idrodinamiche.

Per rendere l'idea di ciò che si innesca, la situazione può essere descritta come un fluido che messo in movimento, da una forzante istantanea (gravitazionale, traslazionale, ecc..) tenta di raggiungere uno stato di equilibrio, in cui la quantità di moto del fluido e i carichi esterni agenti sul contenitore ne impediscono lo stato di quiete. Questo porta ad avere due movimenti differenti da parte del volume d'acqua: nella regione più bassa del contenitore si ha una massa del liquido che può essere considerata rigidamente connessa con la struttura, mentre, per quanto riguarda la regione più alta si avranno delle oscillazioni.

Si innescano così tre tipologie di azioni idrodinamiche:

impulsive, di tipo inerziali con massa rigidamente connessa al contenitore;

convettive, conseguenti all'oscillazione della massa liquida;

impulsive di breve periodo, conseguenza della deformabilità delle pareti del contenitore.

L'impulso rigido che si viene a creare, soddisfa le condizioni al contorno, ma provoca pressione nulla alla quota del pelo libero dell'acqua, poiché non considera gli effetti dinamici delle onde generate dal sisma.

La componente impulsiva, di breve periodo, dipende dalla elasticità e dalla deformabilità delle pareti e può essere considerata trascurabile per pareti rigide come quelle in cemento armato.

Nell'immagine sotto riportata viene schematizzata la rappresentazione delle distribuzioni delle pressioni quando il contenitore viene investito da uno scuotimento orizzontale:

a sinistra si ha la distribuzione della componente impulsiva delle azioni idrodinamiche;

a destra si ha la distribuzione della componente convettiva delle azioni idrodinamiche.

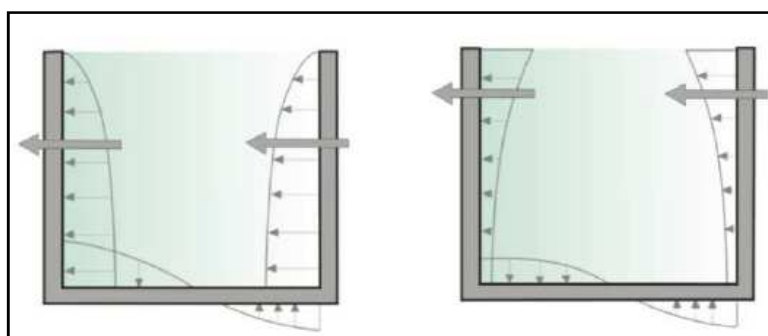


Fig. : 82 Componente Impulsiva e Convettiva

Lo *sloshing* non può essere trascurato: trattazioni teoriche e sperimentali dimostrano che ha una rilevante importanza già quando la differenza di quota tra pelo libero dell'acqua e bordo superiore della vasca differiscono di un 2%.

Per implementare questo fenomeno sono previsti diverse tipologie di approcci:

per quanto riguarda le azioni idrodinamiche che si sviluppano sulle pareti del serbatoio sono utilizzati:

- Approccio di Bratu: modello a masse concentrate;
- Approccio di Westgaard: a massa aggiunta distribuita;
- Approccio Euleriano, Lagrangiano e Euleriano-lagrangiano (questi meno considerati perchè troppo onerosi dal punto di vista computazionale).

Il *modello di Bratu* permette di valutare gli effetti idrodinamici tramite l'applicazione di azioni statiche che simulano le azioni dinamiche che si sviluppano nella realtà. Questo modello è di solito utilizzato per serbatoi a forma rettangolare e il vantaggio che ne deriva è quello di poter particolareggiare le relazioni di calcolo, considerando anche la direzione di ingresso del sisma.

Modellando a masse concentrate, il problema dello *sloshing* e gli effetti di interazione fluido-struttura, possono essere considerati, abbandonando una modellazione a singola massa concentrata e passando a modelli a più masse concentrate con molle di rigidità dipendente dalla geometria del serbatoio.

In conclusione, per poter considerare il comportamento dinamico del fluido all'interno del serbatoio, quando questo viene sottoposto ad una accelerazione sismica, occorre considerare ed adottare modelli a due o più gradi di libertà:

- la parte di fluido che oscilla insieme alle pareti della vasca è costituita da una massa impulsiva  $m_i$ , rigidamente connessa alle pareti;
- massa del fluido che oscilla, massa convettiva,  $m_c$ , connessa alle pareti del serbatoio tramite molle di rigidità  $k_c$ .

Questa implementazione della modellazione, a due masse concentrate, è indicata per tutti quei serbatoi in cui le pareti del contenitore possono essere considerate rigide, trascurando gli effetti di interazione associati alla deformabilità delle stesse.

Le suddette considerazioni valgono per serbatoi in c.a., mentre per quelli in acciaio la deformabilità delle pareti è da considerare e nel modello viene aggiunta una terza massa, definita massa impulsiva di breve periodo, che simula gli effetti di interazione fluido-struttura, dovuti alla deformabilità delle pareti.

Gli approcci a due masse concentrate,  $m_i$  e  $m_c$  che si andranno per la valutazione dello *sloshing* sono:

- *modello di Housner*;
- *modello dell'Indian Institute of Technology Kanpur (IITK)*;
- *modello tabellare riferito a serbatoi poggiati al suolo riportato nell'EC8*.

**Modello di Housner:**

Il torrino viene schematizzato nell'immagine sotto riportata. Questa semplificazione è generalmente utilizzata per serbatoi pensili a base fissa in cui si prevede l'utilizzo di masse concentrate.

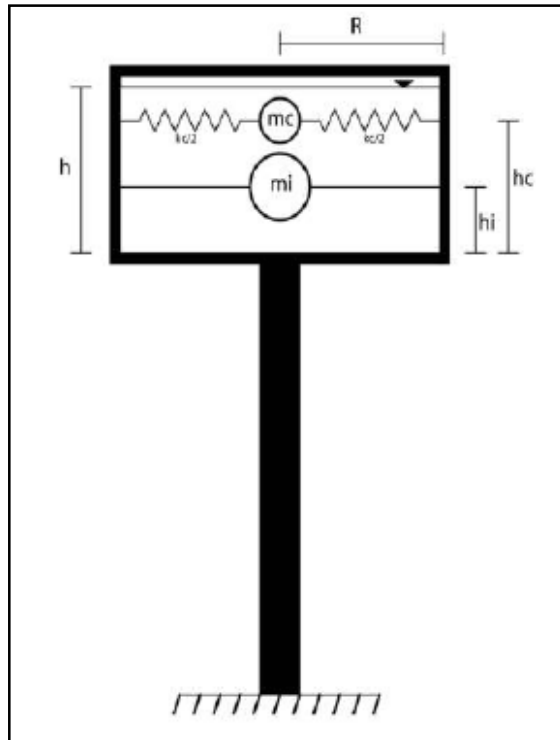


Fig. : 83 Modello di Housner

Le due masse mc e mi sono assunte con un comportamento indipendente e le forze d'inerzia, che nascono sul supporto per effetto dell'evento sismico, sono stimate considerando due sistemi ad un grado di libertà separati tra di loro.

La seguente formulazione dipendono dal rapporto h/R, in cui h è l'altezza del pelo libero all'interno del serbatoio e R è il raggio del serbatoio a forma cilindrica.

Le formulazione che vengono tenute in considerazione, che ne determinano le caratteristiche dei vari parametri, sono le seguenti:

*Rigidezza delle molle connesse alla massa convettiva:*

$$k_c = m_c \cdot \left(\frac{g}{R}\right) \cdot 1.84 \cdot \tanh\left(\frac{1.84 \cdot h}{R}\right)$$

*Massa impulsiva:*

$$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(1.74 \cdot \frac{R}{h}\right)}{1.74 \cdot \frac{R}{h}}$$

Massa convettiva:

$$\frac{m_c}{m} = 0.318 \cdot \frac{R}{h} \cdot \tanh \left( 1.84 \cdot \frac{R}{h} \right)$$

Altezza della massa convettiva:

$$\frac{h_c}{h} = \left[ 1 - \frac{\cosh \left( 1.84 \cdot \frac{h}{R} \right) - 1}{1.84 \cdot \left( \frac{h}{R} \right) \cdot \sinh \left( 1.84 \cdot \frac{h}{R} \right)} \right]$$

Altezza della massa impulsiva:

$$\frac{h_i}{h} = 0.375$$

Periodo di vibrazione della massa convettiva:

$$T_c = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m_c}{k_c}}$$

Con:

$K_1=K_s$ : rigidezza della struttura di supporto;

m: massa totale del fluido;

$m_v$ : massa delle vasca;

$m_{cc}$ : massa struttura di supporto.

Una volta calcolate le masse  $m_i$  e  $m_c$ , le relative distanze dal fondo vasca del serbatoio  $h_i$  e  $h_c$ , le rigidzze  $k_c$  e  $k_i$  e relativi periodi  $T_c$  e  $T_i$ , il tagliante alla base si può stimare utilizzando le usuali analisi dinamiche, ponendo attenzione allo spettro di riferimento.

Da quanto si può leggere al §2.3.3.2 dell'Eurocodice 8, il coefficiente di smorzamento da adottare per l'acqua è diverso da quello utilizzato per la struttura:

per la struttura si utilizzato un  $\xi= 5\%$  per il calcolo del tagliante alla base, in riferimento allo spettro di progetto; mentre per la massa convettiva  $m_c$  la forzante va estrapolata dallo spettro con  $\xi=0.5\%$ .

I parametri, sopra riportati mediante espressioni matematiche, possono essere rappresentati mediante il grafico sotto riportato in cui si può notare il loro andamento e le relazioni tra loro.

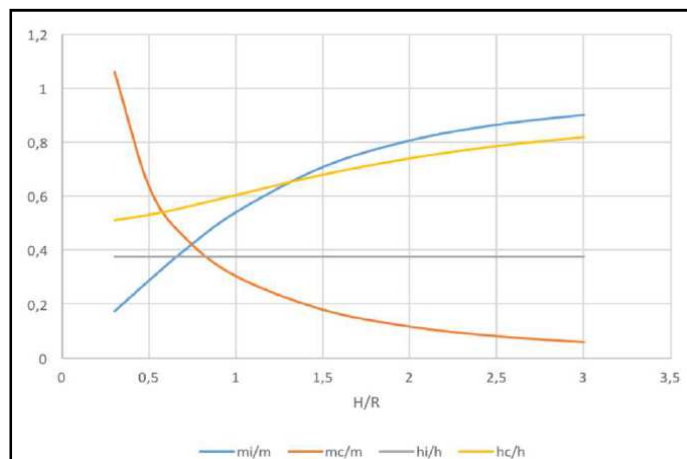


Fig. : 84 Andamento dei parametri del modello sloshing di Housner



### Modello IITK: Indian Institute of Technology Kanpur

Anche le linee guida per il progetto sismico di serbatoi di “Indian Institute of Technology Kanpur” si basano su una modellazione a due masse concentrate. Ciò che differisce dai criteri di calcolo di Housner sono le espressioni utilizzate per il calcolo dei parametri. La trattazione viene applicata sia a serbatoi poggianti al terreno che quelli sopraelevati.

In figura viene riportata la schematizzazione e la semplificazione del serbatoio sopraelevato, in cui si può vedere la semplificazione che viene fatta attraverso un modello a masse con molle, un pendolo inverso a due masse e per finire un modello equivalente disaccoppiato.

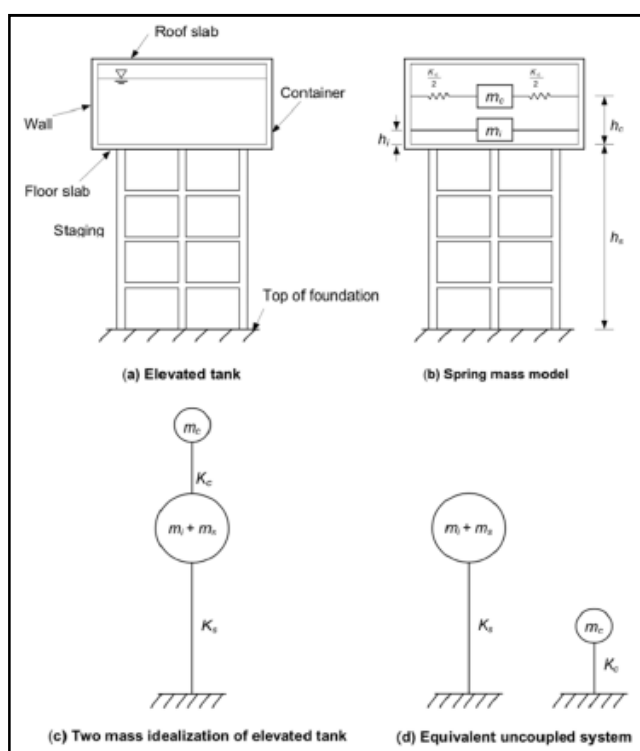


Fig. : 85 Rappresentazione modello IITK

Il serbatoio sopraelevato, a due gradi di libertà, può essere trattato come due sistemi disaccoppiati ad un grado di libertà, in cui uno rappresenta la massa impulsiva con rigidezza  $k_s$ , rigidezza sottostruttura, e l'altro rappresentante la massa convettiva di rigidezza  $k_c$  con caratteristiche del serbatoio.

I periodi dei due sistemi ad un grado di libertà sono ben distinti e separati tra di loro, quindi è preferibile trattarli come due sistemi SDOF, piuttosto di considerarne uno unico a due gradi di libertà, risolvibile tramite analisi dinamiche.

Le formulazioni sotto riportate, sono funzione del rapporto  $h/R$ , in cui  $h$  è l'altezza del pelo libero all'interno del serbatoio e  $R$  è il raggio del serbatoio a forma cilindrica.

Massa impulsiva del liquido:

$$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \frac{D}{h}\right)}{0.866 \cdot \frac{D}{h}}$$

Massa convettiva del liquido:

$$\frac{m_c}{m} = 0.23 \cdot \frac{\tanh\left(3.68 \cdot \frac{h}{D}\right)}{\frac{h}{D}}$$

Rigidità del moto convettivo:

$$k_c = 0.836 \cdot \frac{m \cdot g}{h} \cdot \tanh^2\left(3.68 \cdot \frac{h}{D}\right)$$

Altezza massa convettiva:

$$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \cdot \frac{h}{D}\right) - 1}{3.68 \cdot \frac{h}{D} \cdot \sinh\left(3.68 \cdot \frac{h}{D}\right)}$$

Altezza massa impulsiva:

$$\frac{h_i}{h} = \begin{cases} 0.375, \text{ per } \frac{h}{D} \leq 0.75 \\ 0.5 - \frac{0.09375}{h} \cdot D, \text{ per } \frac{h}{D} > 0.75 \end{cases}$$

Periodo impulsivo:

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i + m_s}{k_s}}$$

Periodo del moto convettivo:

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{m_c}{k_c}}$$

Se il serbatoio è di forma cilindrica, la formula per la determinazione del periodo della massa convettiva diventa:

$$T_c = C_c \sqrt{\frac{D}{g}}$$

Il termine  $C_c$  è un parametro che dipende dalla geometria della vasca:

$$C_c = \frac{2\pi}{\sqrt{3.68 \cdot \tanh\left(3.68 \cdot \frac{h}{D}\right)}}$$

Con:

$K_s$ : rigidità struttura di supporto, sottostruttura, data dal rapporto tra la forza unitaria applicata nel C.M. della struttura e lo spostamento che ne deriva;

$m$ : massa totale del fluido;

$m_v$ : massa della vasca;

$m_{str}$ : massa della struttura di supporto;

D:2R.

I parametri, sopra riportati mediante espressioni matematiche, possono essere rappresentati mediante il grafico sotto riportato in cui si può notare il loro andamento e le relazioni tra loro.

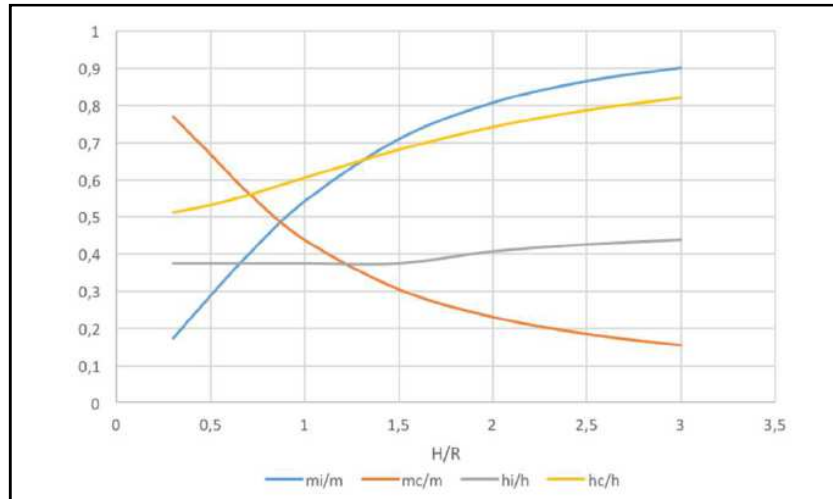


Fig. : 86 Andamento dei parametri del modello sloshing di IITK

Dopo aver calcolato i periodi di vibrazione delle due masse, si determinano i taglianti:

*Tagliante della massa impulsiva:*

$$V_i = (m_i + m_s) \cdot S_{ai} \cdot g$$

*Tagliante massa convettiva:*

$$V_c = m_c \cdot S_{ac} \cdot g$$

Con:

$S_{ai}$ : ordinata del periodi di vibrazione  $T_i$  con coefficiente di smorzamento  $\xi=5\%$ ;

$S_{ac}$ : ordinata del periodo di vibrazione  $T_c$  con coefficiente di smorzamento  $\xi=0.5\%$ .

Il tagliante totale alla base viene determinato come somma delle due forze impulsive attraverso la regola SRSS, Square Root of Squares:

$$V_c = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

### **Modello Eurocodice 08:**

L'ultimo approccio che viene trattato per lo studio della problematica dello *sloshing* è quello suggerito dall'Eurocodice 8, linee guida riguardanti le categorie del sottosuolo, gli stati limite, azioni sismiche e spettri di risposta.

L'allegato A fornisce un metodo tabellare semplificato per la determinazione dei parametri caratterizzanti il sistema; in tabella vengono riportati i valori e nel grafico sottostante il loro andamento, sempre in relazione ai rapporti tra le masse e le altezze.

H/R	C <sub>i</sub>	C <sub>c</sub> [s/m <sup>1/2</sup> ]	m <sub>i</sub> /m	m <sub>c</sub> /m	h <sub>i</sub> /H	h <sub>c</sub> /H
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825

Tab.: 33 Parametri tabellari di m<sub>i</sub>, m<sub>c</sub>, h<sub>i</sub>, h<sub>c</sub> riportati nell'Allegato A Eurocodice 8

Grafico riguardante l'andamento dei parametri e le relazioni tra loro.

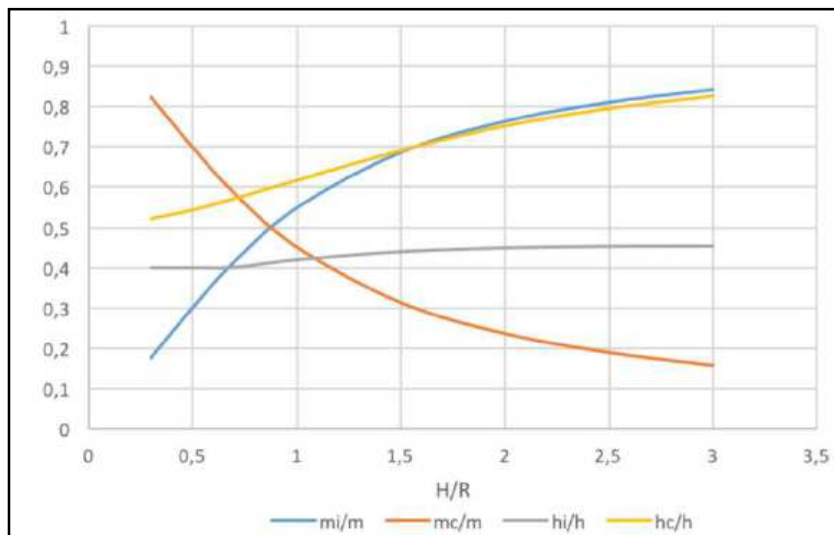


Fig. : 87 Andamento parametri allegato A Eurocodice 8

Una volta individuato il rapporto h/R si procede andando in tabella per la determinazione degli altri, mediante interpolazione.

Una volta determinati e calcolati si vanno a ricavare i periodi di vibrazione delle due masse:

Periodo della massa impulsiva:

$$T_i = C_i \cdot \frac{\sqrt{\rho} \cdot H}{\sqrt{\frac{s}{R}} \cdot \sqrt{E}}$$

Periodo della massa convettiva:

$$T_c = C_c \cdot \sqrt{R}$$

Con:

R: raggio del serbatoio;

H: altezza del pelo libero del liquido;

s: spessore delle pareti del serbatoio;  
 ρ: densità del liquido;  
 E. modulo elastico del materiale di cui è costruito il serbatoio.

Altezza dell'onda convettiva:

$$d_{max} = 0.84 \cdot R \cdot \frac{S_{e(cl)}}{g}$$

Questa formulazione è riportata nell'Allegato A, formula A.15.

Se(cl): accelerazione spettrale calcolata per il periodo proprio del primo modo convettivo del fluido, di solito è superiore ai 4 secondi.

Per quanto riguarda la formulazione appena trattata, questa riguarda i serbatoi poggiati al suolo, in cui il periodo  $T_1$  tiene in considerazione solo l'acqua che si muove rigidamente con il serbatoio stesso, omettendo la sottostruttura portante.

### 3.9.7 Valutazione Torino con effetto Sloshing

Dopo averne illustrato le tipologie con le quali il problema dello *Sloshing* può essere studiato/valutato, si è proceduto nell'implementazione dello stesso con il programma *MidasGen*.

In questo caso si è andati a considerare l'effetto dell'acqua come una forza di pressione, la quale varia linearmente con la quota altimetrica.

Nella modellazione FEM del serbatoio viene considerata sia la spinta impulsiva che convettiva attraverso il seguente schema di spinta:

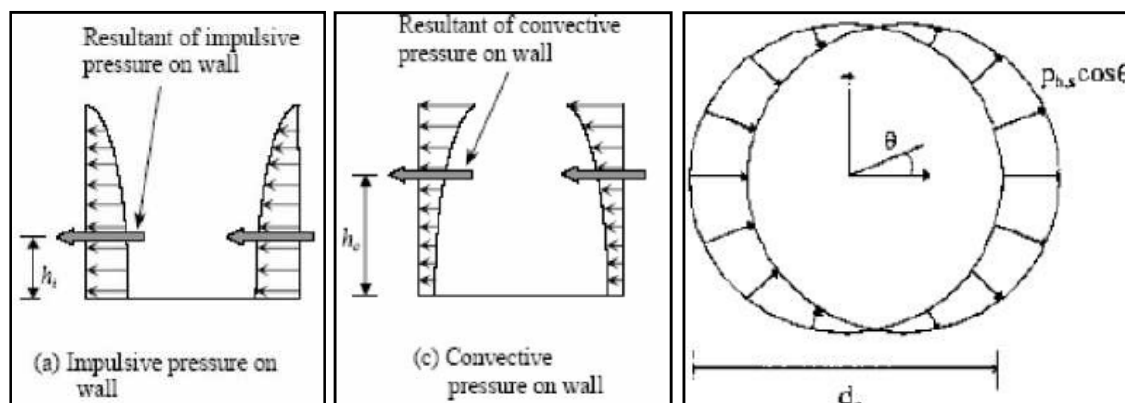


Fig. : 88Andamento spinta impulsiva e convettiva e distribuzione nella circonferenza delle pressioni sismiche

Per la determinazione del quantitativo di acqua convettiva ed impulsiva si è fatto riferimento alla tabella riportata nell'allegato A dell'Eurocodice8, che mediante il rapporto  $H/R$  permette di individuare le percentuali di fluido impulsivo e convettivo rispetto la massa totale dello stesso.

#### Determinazione rapporto $H/R$ :

H: 8.00 m, altezza del pelo libero;  
 R: 9.13 m, raggio del serbatoio.

$$\frac{H}{R} = \frac{8}{9.13} = 0.876$$

Con questo valore, appena calcolato, si procede a determinare tutti gli altri parametri per interpolazione lineare, entrando nella tabella dell'Allegato A dell'Eurocodice8 e considerando come estremi di interpolazione massimi e minimi quelli con rapporto H/R pari a 0.7 e a 1.

H/R	C <sub>i</sub>	C <sub>c</sub> [s/m <sup>1/2</sup> ]	m <sub>i</sub> /m	m <sub>c</sub> /m	h <sub>i</sub> /H	h <sub>c</sub> /H
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825

Tab.: 34 Estremi di Interpolazione

I parametri risultano essere:

C<sub>i</sub>: 6.482, parametro adimensionale;

C<sub>c</sub>: 4.536, espresso in [s/m<sup>1/2</sup>]

m<sub>tot</sub>: 2094987,397 kg=20551.83 kN, massa e peso totale acqua presente nel serbatoio;

m<sub>i</sub>/m<sub>tot</sub>: 0.5212, percentuale di massa impulsiva rispetto alla massa totale di acqua;

m<sub>i</sub>: 1091907.43 kg, massa impulsiva di acqua;

m<sub>c</sub>/m<sub>tot</sub>: 0.4788, percentuale di massa convettiva rispetto alla massa totale di acqua;

m<sub>c</sub>: 1003079.8 kg, massa convettiva di acqua;

h<sub>i</sub>/H: 0.4046, posizione massa impulsiva rispetto altezza totale;

h<sub>i</sub>:3.24 m;

h<sub>c</sub>/H:0.58, posizione massa convettiva rispetto altezza totale;

h<sub>c</sub>:4.64 m.

Come riportato in “*Procedimenti per l’analisi sismica di serbatoi*”, Eurocodice 8 *Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture Parte 4: Silos, serbatoi e tubazioni*, si è proceduto con la determinazione dell’Eccitazione sismica orizzontale.

La soluzione completa dell’equazione di Laplace per il moto del fluido in un cilindro rigido può essere espressa come somma di due contributi separati chiamati “rigido impulsivo” e “convettivo”.

La componente “rigida impulsiva” della soluzione soddisfa in modo esatto le condizioni al contorno alle pareti e al fondo serbatoio, congruenza tra la velocità del fluido e quelle del serbatoio, ma considera pressione nulla alla superficie libera del fluido. Per questo motivo viene aggiunto un secondo termine, che stabilisca correttamente le condizioni di equilibrio alla superficie.

Si utilizza un sistema di coordinate cilindriche:  $r, z, \Theta$ , avente origine al centro del fondo del serbatoio e con asse  $z$  verticale.

L'altezza ed il raggio del serbatoio sono indicate con  $H$  e  $R$ ,  $\rho$  densità del fluido,  $\xi: r/R$ ,  $\zeta: z/H$  sono coordinate adimensionali.

**Determinazione Pressione rigido-impulsiva:**

Variazione spazio-temporale della componente impulsiva è data da:

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \cdot \rho \cdot H \cdot \cos\theta \cdot A_g(t)$$

con:

$$C_i(\xi, \zeta) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1' \left( \frac{\nu_n}{\gamma} \right) \cdot \nu_n^2} \cdot \cos(\nu_n \cdot \zeta) \cdot I_1 \left( \frac{\nu_n}{\gamma} \cdot \xi \right)$$

$$\nu_n: \pi \cdot (2n+1)/2;$$

$$\gamma: H/R.$$

Essendo la determinazione del coefficiente  $C_i$  complesso, in quanto basata sulla funzione di Bessel, l'Euricodice fornisce dei grafici riportanti la pressione normalizzata lungo l'altezza del serbatoio e lungo il raggio dello stesso in funzione del rapporto  $\gamma: H/R$ .

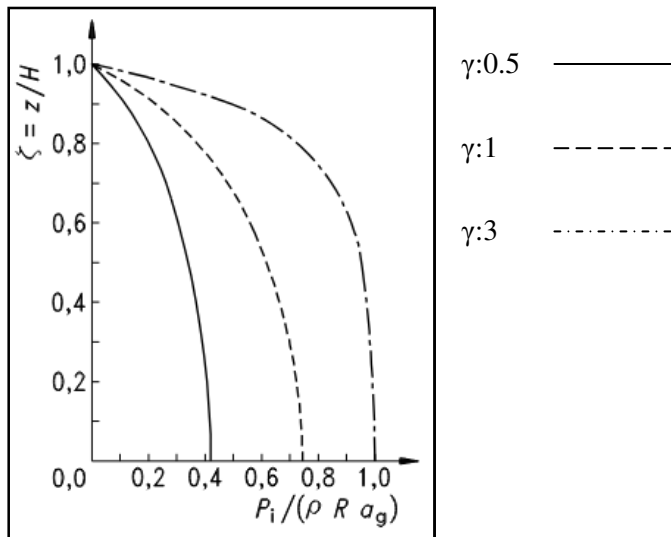


Fig. : 89 Determinazione della pressione  $p_i(z)$

Nel caso in esame risulta essere:

$$\gamma = \frac{H}{R} = \frac{8}{9.13} = 0.876$$

In questo caso avendo un rapporto pari a 0.88, si è deciso di seguire l'andamento della curva tratteggiata, ovvero con un  $\gamma:1$ , con pressioni nulle in sommità e alla base con valore normalizzato di 0.7.

Tabella riassuntiva dei parametri utilizzati per il calcolo della spinta impulsiva ed inseriti nel programma *MidasGen*

$z/H$	$z$	$\gamma \cdot C_i$	$P_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	8	0	0
0,8	6,4	0,35	5,6245
0,6	4,8	0,6	9,642
0,4	3,2	0,625	10,044
0,2	1,6	0,675	10,85
0	0	0,7	11,25

Fig. : 90 Funzione Pressione Impulsiva

Viene riportato graficamente l'andamento della pressione impulsiva lungo l'altezza del serbatoio

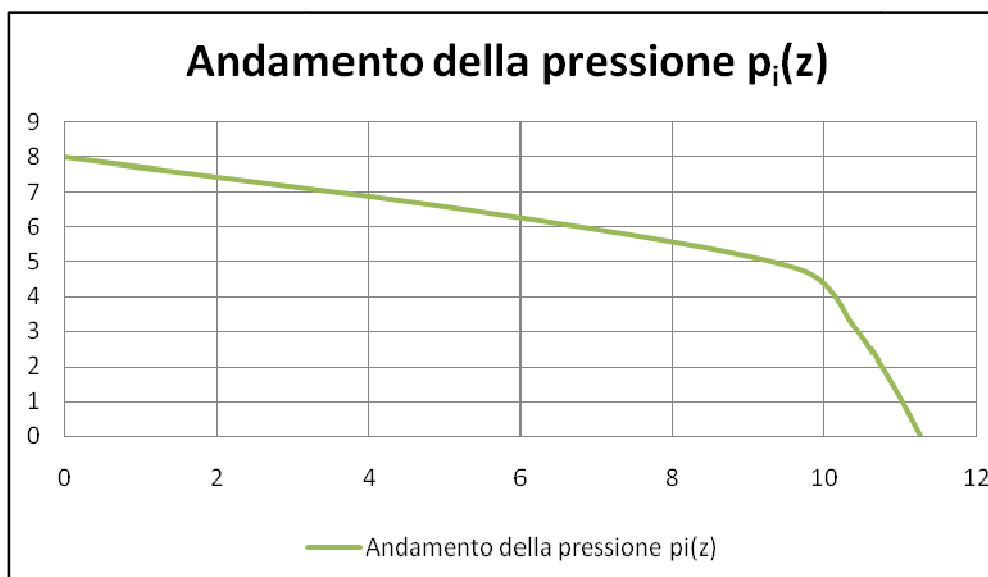


Fig. : 91 Andamento funzione  $p_i(z)$



**Determinazione Componente di pressione convettiva:**

la variazione spazio-temporale di questa componente è data dall'espressione:

$$p_c(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cdot \cosh(\lambda_n \cdot \gamma \cdot \zeta) \cdot J_1(\lambda_n \cdot \xi) \cdot \cos\theta \cdot A_n(t)$$

con:

$$\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1) \cdot J_1(\lambda_n) \cdot \cosh(\lambda_n \cdot \gamma)}$$

Anche in questo caso l'Eurocodice8 fornisce i grafici della grandezza normalizzata lungo l'altezza del serbatoio e lungo il raggio dello stesso in funzione del rapporto  $\gamma$ :H/R.

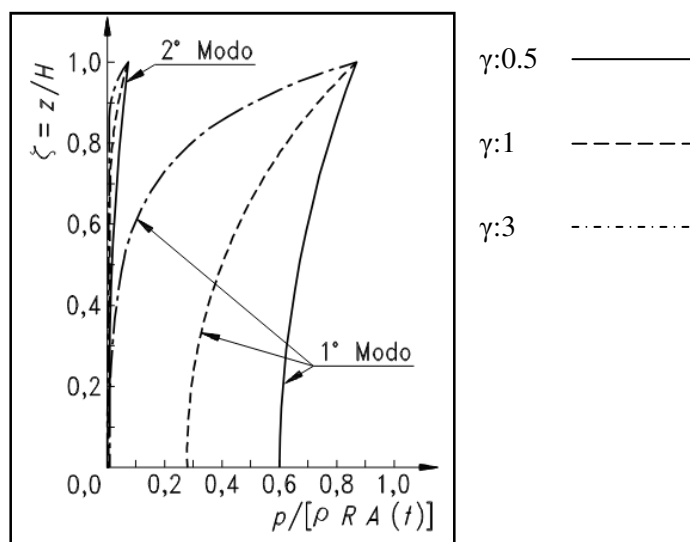


Fig. : 92 Determinazione della pressione  $p_c(z)$

Nel caso in esame risulta essere:

$$\gamma = \frac{H}{R} = \frac{8}{9.13} = 0.876$$

In questo caso avendo un rapporto pari a 0.88, si è deciso di seguire l'andamento della curva tratteggiata, ovvero con un  $\gamma$ :1, con pressioni con valore normalizzato a 0.825 sommità e alla base con valore normalizzato di 0.275.

Tabella riassuntiva dei parametri utilizzati per il calcolo della spinta convettiva ed inseriti nel programma *MidasGen*

z/H	z	$\gamma \cdot C_c$	$P_c$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	8	0,825	1,658
0,8	6,4	0,627	1,26
0,6	4,8	0,45	0,9045
0,4	3,2	0,325	0,653
0,2	1,6	0,3	0,603
0	0	0,275	0,553

Tab.: 35 Funzione Pressione Convettiva

Viene riportato graficamente l'andamento della pressione convettiva lungo l'altezza del serbatoio

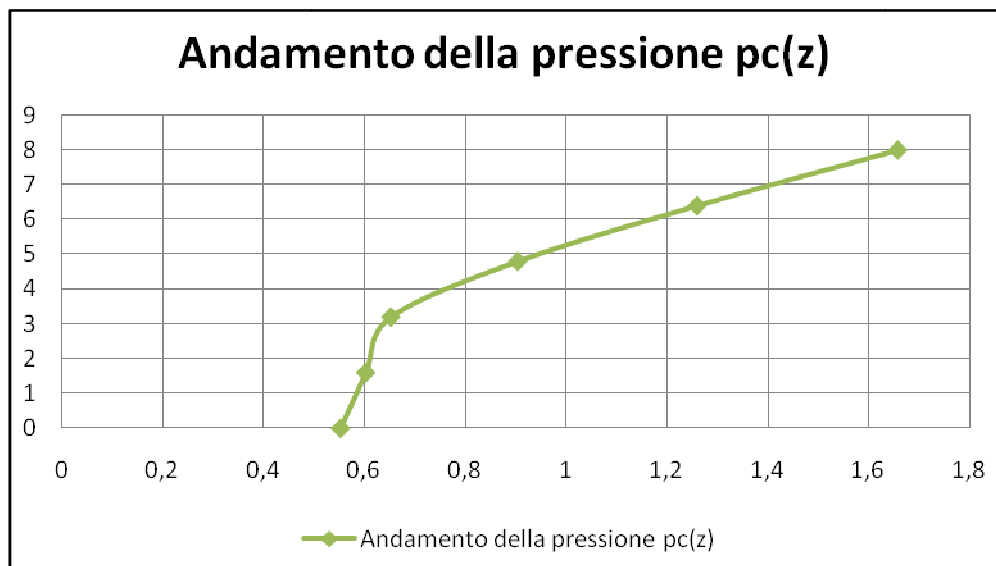


Fig. : 93 Andamento pressione  $p_c(z)$

Viene riportato, in assonometria, di seguito l'andamento della componente di pressione impulsiva e quella convettiva lungo l'andamento delle pareti del serbatoio considerate come carico di pressione, che varia la sua intensità in relazione alla quota del carico idrico considerato.

Una volta determinate le pressioni agenti sulle pareti, si è proceduto con l'implementazione della problematica attraverso il programma FEM, in modo tale da rappresentare verosimilmente la situazione.

A tal fine, il serbatoio è stato vincolato, impedendo le traslazioni lungo  $dx$  e  $dy$  perimetralmente sul bordo vasca, e al centro è stata impedita la rotazione  $R_x$  e  $R_y$ .

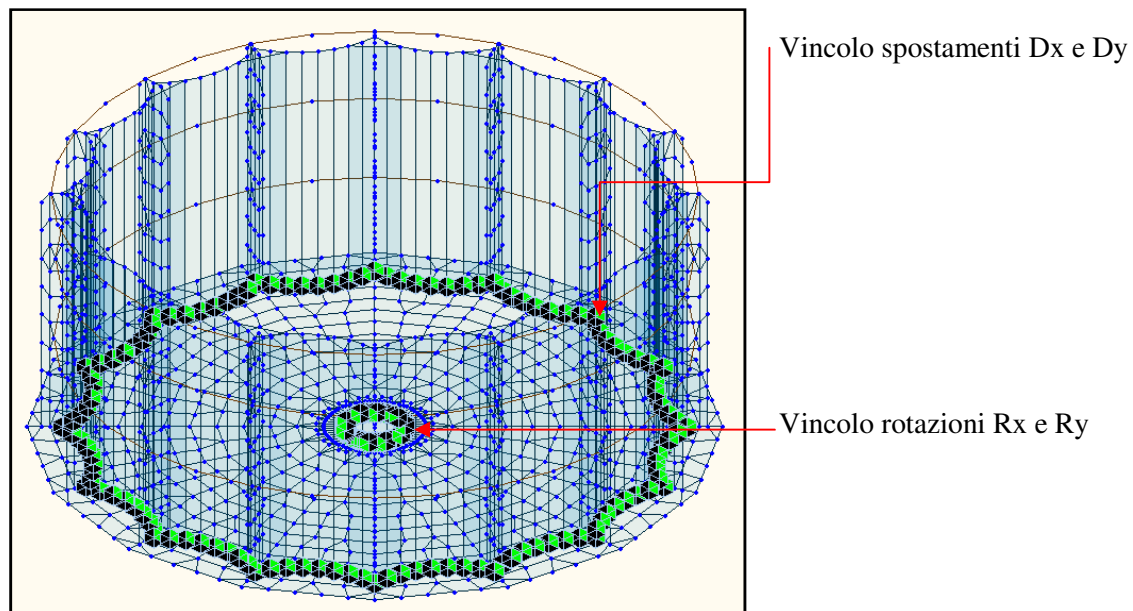


Fig. : 94 Schema vincoli Serbatoio

Per quanto riguarda il fondo vasca è stata introdotta, in direzione verticale  $Z$ , una molla che potesse rappresentare la situazione di sisma.

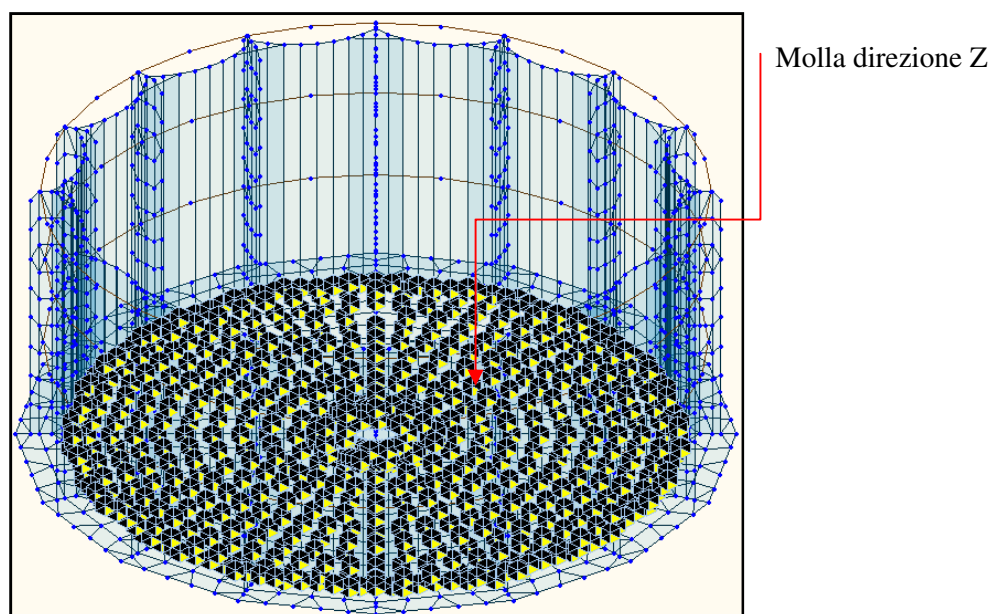


Fig. : 95 Schema molle sotto serbatoio

Dopo aver apportato queste accortezze, si è andato ad inserire nel modello le funzioni delle due pressioni, precedentemente calcolate, e poi lanciate le analisi per poter valutare gli effetti dell'acqua e dello sloshing attraverso un'analisi modale.

Ne deriva che sono stati presi in considerazione 250 modi di vibrare, questo è dovuto al fatto che è necessario un numero di modi la cui massa partecipante sia superiore al 85%, come riportato in normativa. Mentre per quanto riguarda i modi vibrare sono stati presi in considerazione quelli aventi massa partecipante superiore al 5%.

<b>Modi di vibrare: Carico idrico effetto Sloshing</b>						
n° modo	% massa tran-X	% massa tran-Y	% massa tran-Z	% massa rotn- X	% massa rotn- Y	% massa rotn- Z
1	2,3852	17,039	0	66,0255	9,2431	0
2	17,0433	2,3839	0	9,2383	66,0447	0
3	0	0	0	0	0	11,0057
4	0	0	0	0	0	30,8768
20	33,4377	10,9808	0	1,0255	3,1213	0
21	11,8093	35,2657	0	3,2989	1,104	0
57	5,5176	0,7956	0	0,1758	1,222	0,0006

*Tab.: 36 Modi di Vibrare Considerati*

Modi di vibrare:

Modo di vibrare:1

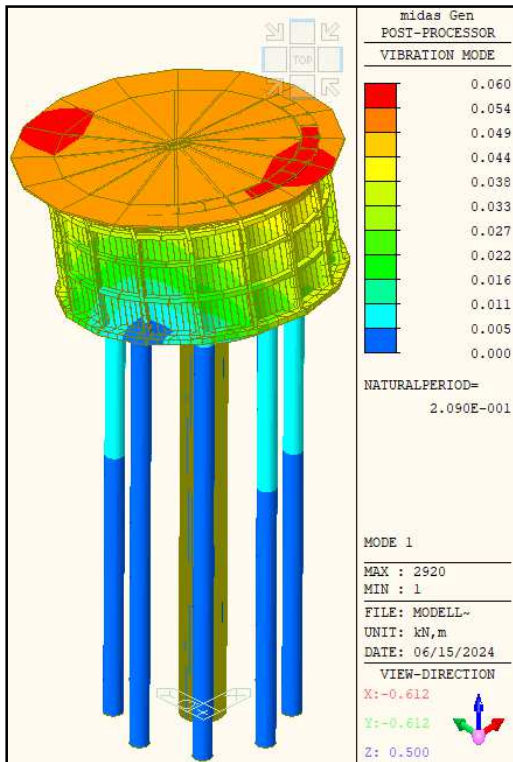


Fig. : 97 Primo modo di Vibrare

Modo di vibrare: 2

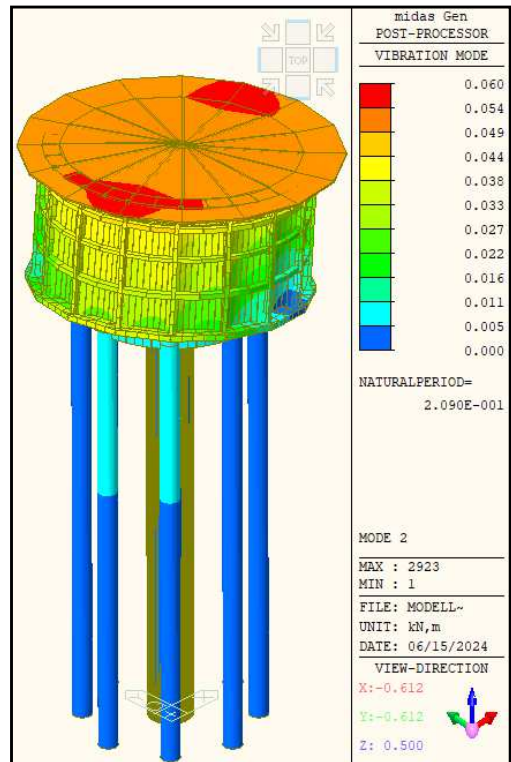


Fig. : 96 Secondo modo di Vibrare

Modo di vibrare:3

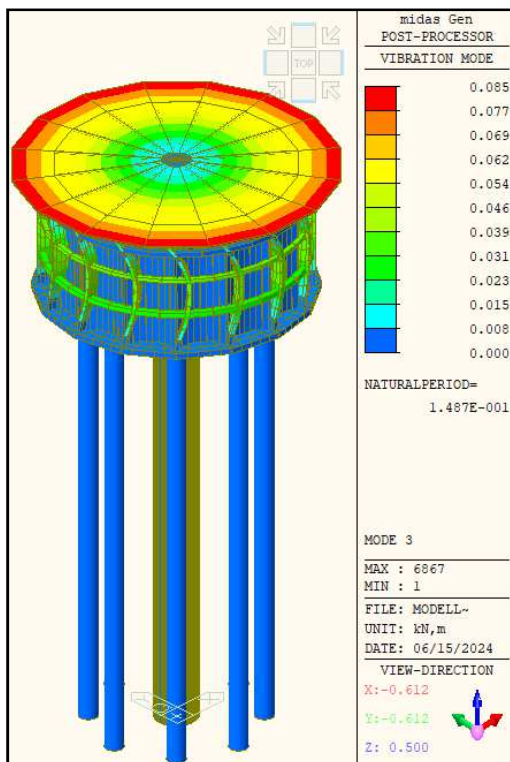


Fig. : 99 Terzo modo di Vibrare

Modo di vibrare: 4

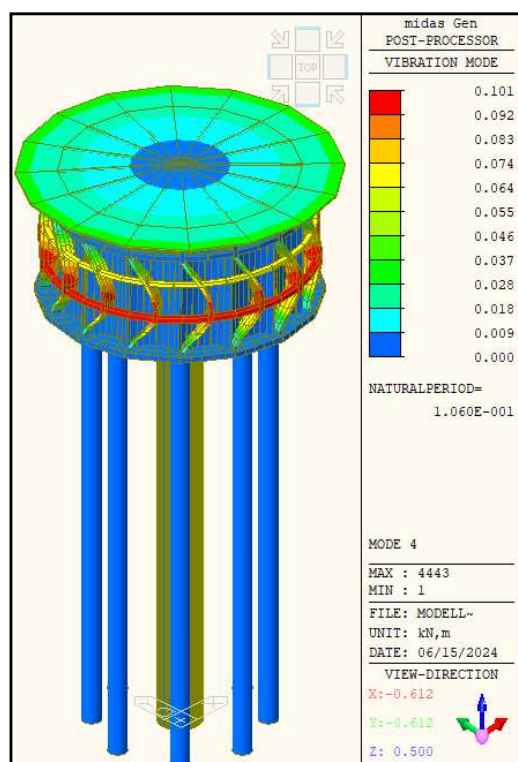


Fig. : 98 Quarto modo di Vibrare

Modo di vibrare:20

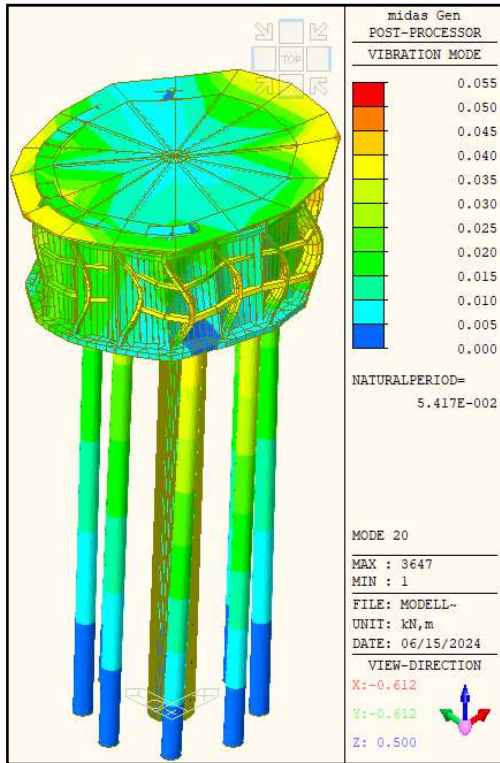


Fig. : 101 Ventesimo modo di Vibrare

Modo di vibrare: 21

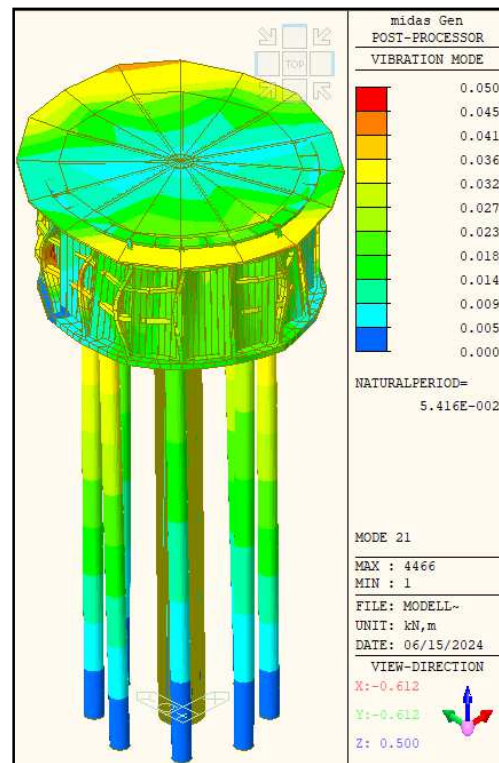


Fig. : 100 Ventunesimo modo di Vibrare

Modo di vibrare: 57

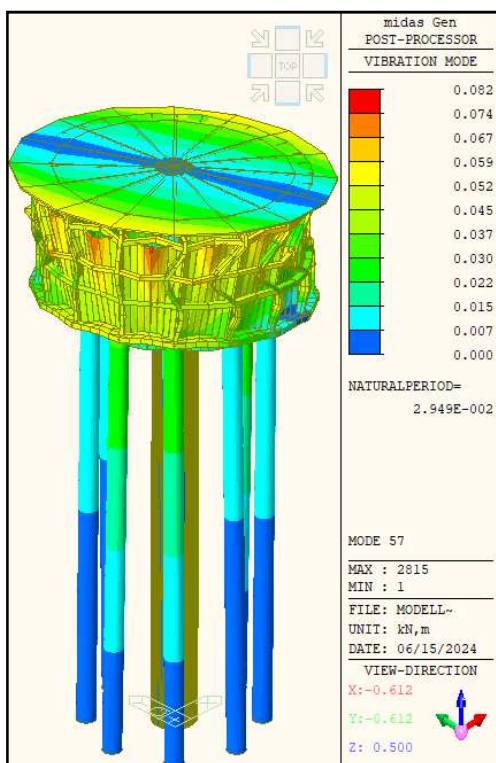


Fig. : 102 Cinquantasettesimo modo di Vibrare

### 3.9.8 Sistema di monitoraggio

Un sistema di monitoraggio dinamico si basa su una serie di accelerometri o velocimetri distribuiti sulla struttura da analizzare, collegati ad un sistema di acquisizione dati.

L'obiettivo è quello di determinare e misurare le accelerazioni e gli spostamenti che la struttura subisce a causa di eventi naturali o indotti.

Questo dispositivo viene installato direttamente sull'oggetto che vibra; questa soluzione permette la trasformazione dell'energia delle vibrazioni in un segnale elettrico, proporzionale all'accelerazione istantanea dell'oggetto.

La misurazione delle vibrazioni viene solitamente utilizzata per la diagnostica del funzionamento di macchinari, dispositivi o strutture soggette a sollecitazioni elevate, come ad esempio strutture in acciaio di piloni, ponti o edifici.

*Caso in esame:*

Per quanto riguarda la "Torre idrica Gramsci" sono state individuate delle posizioni per l'eventuale installazione di questo sistema di monitoraggio. Per determinarle sono stati presi in considerazione i modi di vibrare della struttura nelle tre tipologie di carico analizzate:

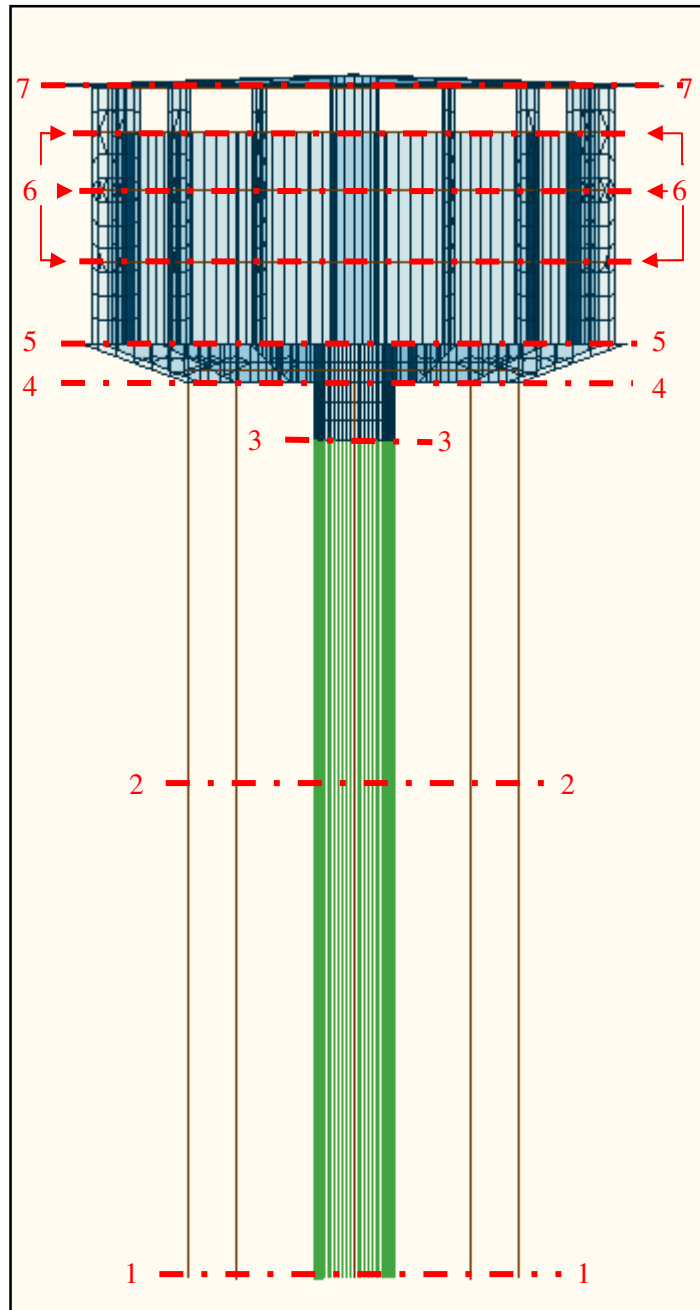
- Torrino vuoto;
- Torrino pieno;
- Torrino con effetto sloshing.

Dalla restituzione, avuta da programma, dei modi di vibrare si è deciso di prendere in considerazione le seguenti zone:

1. Alla base della struttura: per individuare ogni minimo spostamento, che potrebbe risultare impercettibile, ma che nel corso del tempo potrebbe causare danni irreparabili alla struttura;
2. A metà altezza delle colonne/corpo scale: per monitorare gli spostamenti nel centro ed avere un andamento qualitativo di come questi si propagano;
3. Sommità corpo scale: è presente l'interazione muratura/c.a.. è importante capire come questi due materiali interagiscono tra di loro e il loro comportamento.
4. In sommità delle colonne: in corrispondenza della soletta di fondo serbatoio, in cui si hanno gli spostamenti massimi dei pilastri e si ha l'interazione con il serbatoio;
5. Bordo esterno inferiore serbatoio: soggetto al carico acqua che ne può determinare un abbassamento o un innalzamento eccessivo;
6. Livello travi di cerchiatura: possono essere significative per capire l'andamento della deformata delle stesse travi e delle costolature del serbatoio;
7. Livello esterno tetto: per capire gli spostamenti che la copertura subisce in sommità della struttura.

Di seguito viene riportata un'immagine esplicativa delle posizioni in cui mettere questo sistema di monitoraggio.

*Posizioni Sistema di monitoraggio:*



*Fig. : 103 Posizioni Sistema di Monitoraggio*

Questa precauzione viene presa al fine di avere un riscontro effettivo tra spostamento reale e spostamento dato da programma fornendo una ricostruzione completa della cinematica della costruzione.

Un'eventuale discordanza tra le due tipologie è sinonimo di cedimenti o danni subiti dalla struttura, dando così la possibilità di intervenire tempestivamente nella struttura portante, evitando danni irreparabili.

Tale sistema permette di avere un monitoraggio strutturale permanente e di fornire informazioni continue, accessibili da remoto. Inoltre, può essere impostato un livello di soglia, che nel caso di



eventi improvvisi e di intensità significativa permetterà di avere una possibile ricostruzione delle condizioni dell'opera, determinando così il suo stato di funzionalità complessiva.

Non meno importante avere continue misurazioni, o ad intervalli regolari, permettono un controllo periodico e cadenzato che facilitano la stima di situazioni pericolose che possono comportare fenomeni di degrado, quali la perdita di rigidità degli elementi o cedimenti a livello di fondazione, valutandone lo stato di salute.



## 4 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Dopo aver valutato varie casistiche di carico del torrino ed avendo riscontrato che le verifiche eseguite a *Flessione* e a *Taglio* non risultano essere esaustive si è cercato di ipotizzare degli interventi di miglioramento per il comportamento strutturale dell'opera, cercando di andare a ridurre le sollecitazioni e gli effetti che ne derivano dall'azione sismica.

Per quanto riguarda il fusto centrale in muratura, questo è stato irrigidito andando ad effettuare, attraverso il programma *Midas Gen*, una cerchiatura in c.a. dello spessore di 40 cm; inoltre, sono state calcolate e successivamente modellate, sempre attraverso il programma fem, delle controventature per collegare le otto colonne perimetrali in c.a. con il corpo centrale.

### 4.1 CALCOLO CONTROVENTATURA

Per il dimensionamento della controventatura si è utilizzato la forza di piano orizzontale ricavata attraverso l'analisi lineare statica nel caso di "*Torrino Pieno*"; questa è stata successivamente aumentata del 30% per tenere conto della componente orizzontale perpendicolare, come riportato in *NTC2018 al §7.3.5*.

Una volta individuata la forza che sollecita l'intera struttura, si è andati a dividerla lungo le otto colonne portanti della torre idrica, in quanto sono gli elementi strutturali che si oppongono ad essa.

Si è preso in considerazione un profilo HEB400 e i dati relativi a questo elemento si sono ottenuti attraverso il software "*Profili*" del Professor Gelfi e sono sotto riportate.

La classe d'acciaio con la quale i calcoli sono stati effettuati è S275.

The screenshot shows the 'Doppio T Laminati - F1 per aiuto' software interface. The main window displays a table of profile data with the HEB 400 B profile selected. To the right, there is a diagram of the profile with dimensions labeled. Below the table, a detailed section properties panel for the HEB 400 B profile is shown, including various force and moment values and section characteristics.

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 320 B	127,0	320	300	11,50	20,50	27,00
HE 340 B	134,0	340	300	12,00	21,50	27,00
HE 360 B	142,0	360	300	12,50	22,50	27,00
HE 400 B	155,0	400	300	13,50	24,00	27,00
HE 450 B	171,0	450	300	14,00	26,00	27,00
HE 500 B	187,0	500	300	14,50	28,00	27,00

HE 400 B	
$N_{by,Rd}$ [kN]	5.180
$N_{bz,Rd}$ [kN]	5.180
$V_{ply,Rd}$ [kN]	1.058
$M_{cy,Rd}$ [kNm]	846,5
$M_{cz,Rd}$ [kNm]	289,1
$V_{plz,Rd}$ [kN]	2.177
g (Kg/m)	155
h (mm)	400
b (mm)	300
tw (mm)	13,5
tf (mm)	24
r1 (mm)	27
r2 (mm)	0
A (cm <sup>2</sup> )	197,8
iy (cm)	17,08
iz (cm)	7,4
Iy (cm <sup>4</sup> )	57.680
Iz (cm <sup>4</sup> )	10.820
IT (cm <sup>4</sup> )	355,7
Wy (cm <sup>3</sup> )	2.884
Wz (cm <sup>3</sup> )	721,3
Iw (cm <sup>6</sup> )	3.817.000
Wpl,y (cm <sup>3</sup> )	3.232
Wpl,z (cm <sup>3</sup> )	1.104

Tab.: 37dati Profili HEB 400

*Dati partenza per determinazione controventatura:*

Distanza colonna-colonna: 5m;

Interasse elementi controventatura: 5.75 m;

$F_{\text{orizzontale di piano}}$ : 2977.5437 kN;

$F_{\text{colonna}}$ :  $F_{\text{orizz}}/8 + 0.30(F_{\text{orizz}}/8)$ : 485 kN;

Classe Acciaio: S275

$f_y$ : 275 N/mm<sup>2</sup>;

$f_u$ : 430 N/mm<sup>2</sup>;

Scomposizione della forza orizzontale lungo le aste diagonali del controvento:

angolo di inclinazione degli elementi

$$\alpha = \text{tang}^{-1} = \frac{h}{l} = \text{tang}^{-1}\left(\frac{5.75}{5}\right) = 49^\circ$$

Sforzi agenti sugli elementi:

$$T_1 = \frac{F_{\text{orizz}}}{\cos\alpha} = \frac{485}{\cos 49} = 739.26 \text{ kN}$$

$$T_2 = \frac{2 \cdot T_1}{\cos\alpha} = \frac{2 \cdot 485}{\cos 49} = 1478.52 \text{ kN}$$

Determinati gli sforzi agenti sulle diagonali si procede con le verifiche come riportato al §4.2.4 delle NTC2018.

#### 4.1.1 Verifica a trazione delle diagonali

Da quanto riportato nelle NTC2018 l'azione assiale di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$N_{Ed}$ : azione di trazione di progetto, in questo caso è pari a 739.262 kN;

$N_{t,Rd}$ : azione di progetto a trazione resistente.

L'azione  $N_{t,Rd}$  risulta essere pari a:

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\}$$

Calcolo di  $N_{pl,Rd}$ : Resistenza plastica di progetto della sezione lorda A

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{197.8 \cdot 10^2 \cdot 275}{1.05} = 5180.476 \text{ kN}$$

A: area del profilo presa dal software del Prof. Gelfi pari a 197.8 cm<sup>2</sup>;  
 $\gamma_{M0}$ : coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature pari a 1.05.

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Tab.: 38 Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Calcolo di  $N_{u,Rd}$ : Resistenza di progetto a rottura della sezione netta  $A_{net}$

Ipotizzo gli elementi fissati con n 16 $\Phi$ 18 classe 8.8.  
 A n 8 $\Phi$ 18: 20.357 cm<sup>2</sup>.

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot (197.8 - 40.714) \cdot 10^2 \cdot 430}{1.25} = 4863.382 \text{ kN}$$

Risulta essere:

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\} = 4863.382 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{739.26}{4863.382} = 0.152 < 1$$

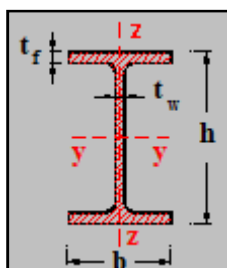
VERIFICATO

#### 4.1.2 Verifica del puntone compresso

Per poter procedere con la verifica del puntone compresso, bisogna determinare la classe della sezione.

Determinazione classe della sezione:

si va a controllare il rapporto c/t nell'anima della sezione e nelle ali:



b: 300 mm  
 $t_w$ : 13.5 mm  
 $t_f$ : 24 mm

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2}}{t_f} = \frac{\frac{300}{2} - \frac{13.5}{2}}{24} = 5.97$$

Fig. : 104 Profilo HEB

Per la determinazione della classe si confronta il rapporto appena calcolato con:

$$\frac{c}{t} = 5.97 < 9\varepsilon = 9 \cdot 0.92 = 8.28$$

$\varepsilon$ : 0.92 in quanto si è utilizzato una classe di acciaio S275.

In questo modo la classe di questa sezione è: *Classe 1*

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo		Sezioni saldate				
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Per $k_\sigma$ vedere EN 1993-1-5				
$E = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Tab.: 39 Massimi rapporti larghezza spessore per pareti compresse

Avendo determinato la classe della sezione, la verifica a compressione risulta essere data dalla seguente formula:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$N_{Ed}$ : forza di compressione di progetto, pari a 1478.52 kN;

$N_{c,Rd}$ : resistenza di progetto a compressione.

Calcolo  $N_{c,Rd}$ : Resistenza di progetto

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{197.8 \cdot 10^2 \cdot 275}{1.05} = 5180.476 \text{ kN}$$

Risulta essere:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1478.52}{5180.476} = 0.29 < 1$$

VERIFICATO

### 4.1.3 Verifica della stabilità

Come riportato nelle NTC2018 al §4.2.4.1.3.1 la verifica di stabilità si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa.

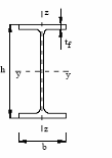
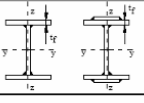
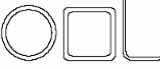
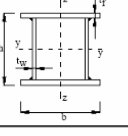
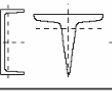

La verifica risulta essere soddisfatta se:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$N_{Ed}$ : azione di compressione di progetto;

$N_{b,Rd}$ : resistenza di progetto di instabilità nell'asta compressa.

Calcolo  $N_{b,Rd}$ : Resistenza di progetto di instabilità

Sezione trasversale	Limiti	Influenza laterale all'asse	Curva di instabilità		
			S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminare 	$h/b > 1.2$	y-y z-z	$t_f \leq 40$ mm	a b	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	b c	a a
	$h/b \leq 1.2$	y-y z-z	$t_f \leq 100$ mm	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	d d	c c
Sezioni ad I saldate 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave 	Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
	Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scalfate saldate 	In generale	qualunque	b	b	
	saldature "spesse": a=0.5t <sub>f</sub> b/t <sub>f</sub> ≤30, h/t <sub>w</sub> ≤30	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T 		qualunque	c	c	
Sezioni ad L 		qualunque	b	b	
Curva di instabilità	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Tab.: 40 Curve di instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Avendo la sezione classe 1,  $N_{b,Rd}$  si calcola:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$\chi$ : coefficiente che dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato;

$\gamma_{M1}$ : coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità pari a 1.05;

$\lambda$ : snellezza normalizzata;

$\alpha$ : fattore di imperfezione, in questo caso è pari a 0.34

$N_{cr}$ : carico critico Euleriano.

*Carico critico Euleriano:*

Lo schema statico adottato è quello cerniera-cerniera, quindi is ha  $l_0=1$

$$l = \frac{5}{\cos\alpha} = \frac{5}{\cos 49} = 7.62m$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{eff}}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.10 \cdot 10^7 \cdot 10820}{762^2} = 3862.214 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{197.8 \cdot 10^2 \cdot 275}{3862.214}} = 1.187$$

$\alpha:0.34$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (1.187 - 0.2) + 1.187^2] = 1.372$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \lambda^2}} = \frac{1}{1.372 + \sqrt{1.372^2 + 1.187^2}} = 0.314$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.314 \cdot 197.8 \cdot 10^2 \cdot 275}{1.05} = 1626.669 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1478.52}{1626.669} = 0.91 < 1$$

VERIFICATO



Avendo calcolato un profilo HEB400 con classe di acciaio S275, si è andati a cercare un'eventuale soluzione alternativa per determinare un profilo resistente di sezione minore, ma con classe di acciaio S355: questo per far sì che si abbia un minor aumento di peso da apportare alla struttura resistente.

Si è preso in considerazione un profilo HEB320 e i dati relativi a questo elemento si sono ottenuti attraverso il software "Profili" del Professor Gelfi e sono sotto riportate.

La classe d'acciaio con la quale i calcoli sono stati effettuati è S355.

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 220 B	71,5	220	220	9,50	16,00	18,00
HE 240 B	83,2	240	240	10,00	17,00	21,00
HE 260 B	93,0	260	260	10,00	17,50	24,00
HE 280 B	103,0	280	280	10,50	18,00	24,00
HE 300 B	117,0	300	300	11,00	19,00	27,00
<b>HE 320 B</b>	<b>127,0</b>	<b>320</b>	<b>300</b>	<b>11,50</b>	<b>20,50</b>	<b>27,00</b>
HE 340 B	134,0	340	300	12,00	21,50	27,00

Tab.: 41 Dati Profilo HEB320

#### 4.1.4 Verifica a trazione delle diagonali

Da quanto riportato nelle NTC2018 l'azione assiale di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$N_{Ed}$ : azione di trazione di progetto, in questo caso è pari a 739.262 kN;

$N_{t,Rd}$ : azione di progetto a trazione resistente.

L'azione  $N_{t,Rd}$  risulta essere pari a:

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\}$$

Calcolo di  $N_{pl,Rd}$ : Resistenza plastica di progetto della sezione lorda A

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{161.3 \cdot 10^2 \cdot 355}{1.05} = 5453.476 \text{ kN}$$

A: area del profilo presa dal software del Prof. Gelfi pari a 161.3 cm<sup>2</sup>;  
 $\gamma_{M0}$ : coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature pari a 1.05.

Calcolo di  $N_{u,Rd}$ : Resistenza di progetto a rottura della sezione netta  $A_{net}$

Ipotizzo gli elementi fissati con n 16Φ18 classe 8.8.

A n 8Φ18: 20.357 cm<sup>2</sup>.

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot (161.3 - 40.714) \cdot 10^2 \cdot 510}{1.25} = 4447.746 \text{ kN}$$

Risulta essere:

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\} = 4447.746 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{739.26}{4447.746} = 0.166 < 1$$

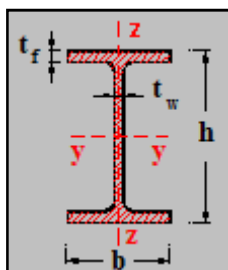
VERIFICATO

#### 4.1.5 Verifica del puntone compresso

Per poter procedere con la verifica del puntone compresso, bisogna determinare la classe della sezione.

Determinazione classe della sezione:

si va a controllare il rapporto c/t nell'anima della sezione e nelle ali:



b: 300 mm  
 $t_w$ : 11.5 mm  
 $t_f$ : 20.5 mm

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{b - t_w}{2}}{t_f} = \frac{\frac{300 - 11.5}{2}}{20.5} = 7.04$$

Fig. : 105 Profilo HEB

Per la determinazione della classe si confronta il rapporto appena calcolato con:

$$\frac{c}{t} = 5.97 < 9\epsilon = 9 \cdot 1 = 9$$

$\epsilon$ : 1 in quanto si è utilizzato una classe di acciaio S355.

In questo modo la classe di questa sezione è: *Classe 1*

Avendo determinato la classe della sezione, la verifica a compressione risulta essere data dalla seguente formula:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$N_{Ed}$ : forza di compressione di progetto, pari a 1478.52 kN;

$N_{c,Rd}$ : resistenza di progetto a compressione.

*Calcolo  $N_{c,Rd}$ : Resistenza di progetto*

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{161.3 \cdot 10^2 \cdot 355}{1.05} = 5453.476 \text{ kN}$$

Risulta essere:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1478.52}{5453.476} = 0.14 < 1$$

**VERIFICATO**

#### **4.1.6 Verifica della stabilità**

Come riportato nelle NTC2018 al §4.2.4.1.3.1 la verifica di stabilità si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa.

La verifica risulta essere soddisfatta se:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$N_{Ed}$ : azione di compressione di progetto;

$N_{b,Rd}$ : resistenza di progetto di instabilità nell'asta compressa.

Avendo la sezione classe 1,  $N_{b,Rd}$  si calcola:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$\chi$ : coefficiente che dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato;

$\gamma_{M1}$ : coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità pari a 1.05;

$\lambda$ : snellezza normalizzata;

$\alpha$ : fattore di imperfezione, in questo caso è pari a 0.34

$N_{cr}$ : carico critico Euleriano.

*Carico critico Euleriano:*

Lo schema statico adottato è quello cerniera-cerniera, quindi is ha  $l_0=l$

$$l = \frac{5}{\cos\alpha} = \frac{5}{\cos 49} = 7.62m$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{eff}}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.10 \cdot 10^7 \cdot 9239}{762^2} = 3297.874 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{161.3 \cdot 10^2 \cdot 355}{3297.874}} = 1.318$$

$\alpha:0.34$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (1.318 - 0.2) + 1.318^2] = 1.423$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \lambda^2}} = \frac{1}{1.423 + \sqrt{1.423^2 + 1.318^2}} = 0.297$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.297 \cdot 161.3 \cdot 10^2 \cdot 355}{1.05} = 1619.682 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1478.52}{1619.682} = 0.913 < 1$$

VERIFICATO

#### 4.1.7 Verifica bullonatura a taglio e a rifollamento

Il giunto bullonato è realizzato attraverso n.16  $\Phi 18$  bulloni M16 e classe 8.8 con due piastre resistenti aventi spessore di 20mm.

**Verifica a Taglio:**

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1$$

Azione agente su singolo bullone:

$$F_{v,Ed} = \frac{T}{n \cdot n_f} = \frac{1478.52}{16 \cdot 2} = 46.20 \text{ kN}$$

n: numero di bulloni;

$n_f$ : superfici resistenti, piastre.

Azione resistente di progetto singolo bullone:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tbk} \cdot \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 0.6 \cdot 640 \cdot \frac{1.57 \cdot 10^2}{1.25} = 48.23 \text{ kN}$$

$f_{tbk}$ : resistenza caratteristica a rottura del materiale;

$A_{res}$ : area resistente del bullone;

$\gamma_{M2}$ : coefficiente parziale di sicurezza materiale.

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{46.20}{48.23} = 0.88 < 1$$

**VERIFICATO**

*Distanza bullonature:*

come prescritto in normativa NTC2018 al §4.2.8.1.1 si determinano le distanze e gli interassi minimi da rispettare per eseguire l'unione bullonata.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
$e_1$	$1,2 d_0$	$4t+40 \text{ mm}$	-	$\max(8t;12 \text{ mm})$
$e_2$	$1,2 d_0$	$4t+40 \text{ mm}$	-	$\max(8t;125 \text{ mm})$
$p_1$	$2,2 d_0$	$\min(14t;200 \text{ mm})$	$\min(14t;200 \text{ mm})$	$\min(14t;175 \text{ mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200 \text{ mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400 \text{ mm})$	-	-
$p_2$	$2,4 d_0$	$\min(14t;200 \text{ mm})$	$\min(14t;200 \text{ mm})$	$\min(14t;175 \text{ mm})$

Tab.: 42 Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate

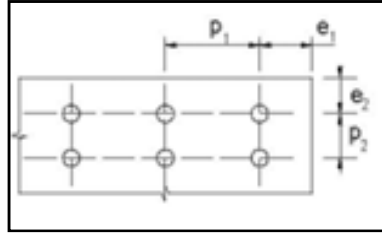


Fig. : 106 Disposizione dei fori

$$e_{1,min} = 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot (18 + 1) \cong 25mm$$

$$e_{2,min} = 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot (18 + 1) \cong 25mm$$

$$p_{1,min} = 2.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot (18 + 1) \cong 45mm$$

$$p_{2,min} = 2.4 \cdot d_0 = 1.2 \cdot (18 + 1) \cong 50mm$$

### Verifica a Rifollamento:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1$$

Sollecitazione a taglio agente sulla bullonatura

Resistenza di progetto a rifollamento del piatto dell'unione.

$$F_{v,Ed} = \frac{T}{n \cdot n_f} = \frac{1478.52}{16 \cdot 2} = 46.20 \text{ kN}$$

n: numero di bulloni;

n<sub>f</sub>: superfici resistenti, piastre.

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{M2}}$$

d: diametro normale del gambo del bullone;

t: spessore della piastra collegata;

f<sub>tk</sub>: resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata;

α: coefficiente determinato nel seguente modo

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tbk}}{f_{tk}}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{25}{3 \cdot 18}; \frac{640}{430}; 1 \right\} = 0.463$$

k: parametro determinato nel modo seguente

$$k = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\} = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{25}{18} - 1.7; 2.5 \right\} = 2.19$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{M2}} = 2.19 \cdot 0.463 \cdot 430 \cdot 18 \cdot \frac{20}{1.25} = 125.57 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{46.20}{125.57} = 0.37 < 1$$

VERIFICATO

#### 4.1.8 Verifica della saldatura

Si verificano le saldature dei fazzoletti che collegano la piastra di attacco tra HEB400 e colonna circolare.

Sforzo agente T: 1478.52 kN.

Lo sforzo viene scomposto nelle due componenti  $T_{\text{perpendicolare}}$  e  $T_{\text{parallela}}$

$$T_{\text{perpendicolare}} = T \cdot \cos\alpha = 1478.52 \cdot \cos 49 = 970 \text{ kN}$$

$$T_{\text{parallela}} = T \cdot \sin\alpha = 1478.52 \cdot \sin 49 = 1115.85 \text{ kN}$$

Si ipotizza un giunto di tipo cerniera con le seguenti caratteristiche:

a: spessore dell'anima della saldatura pari a 15 mm;

l: lunghezza del fazzoletto saldato pari a 400 mm.

Viene utilizzato acciaio S275,  $f_{yk}: 275 \text{ N/mm}^2$ .

Si determinano le tensioni che gli sforzo parallelo e perpendicolare producono nella saldatura:

$$\tau_{\text{parallela}} = \frac{T_{\text{parallelo}}}{2 \cdot a \cdot l} = \frac{1115.85 \cdot 10^3}{2 \cdot 15 \cdot 400} = 92.9875 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\text{perpendicolare}} = \frac{T_{\text{perpendicolare}}}{2 \cdot a \cdot l} = \frac{970 \cdot 10^3}{2 \cdot 15 \cdot 400} = 80.83 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche da soddisfare sono:

$$\sqrt{\tau_{\text{parallela}}^2 + \tau_{\text{perpendicolare}}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$\tau_{\text{perpendicolare}} \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

I coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$  sono forniti dalle NTC2018 al §4.2.8.3

	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

Tab.: 43 Valore dei Coefficienti  $\beta_1 \beta_2$

Le verifiche risultano essere:

$$\sqrt{\tau_{parallela}^2 + \tau_{pendicolare}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = \sqrt{92.9875^2 + 80.83^2} < 0.70 \cdot 275$$

VERIFICATO

$$\tau_{pendicolare} \leq \beta_2 \cdot f_{yk} = 80.83 < 0.85 \cdot 275$$

VERIFICATO

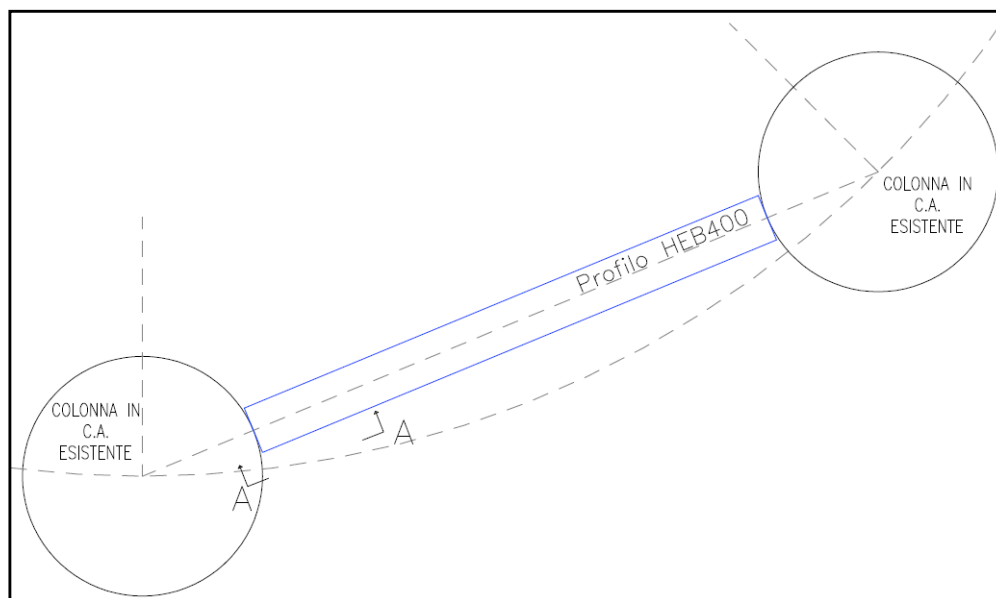


Fig. : 107 Vista in Pianta Controventatura



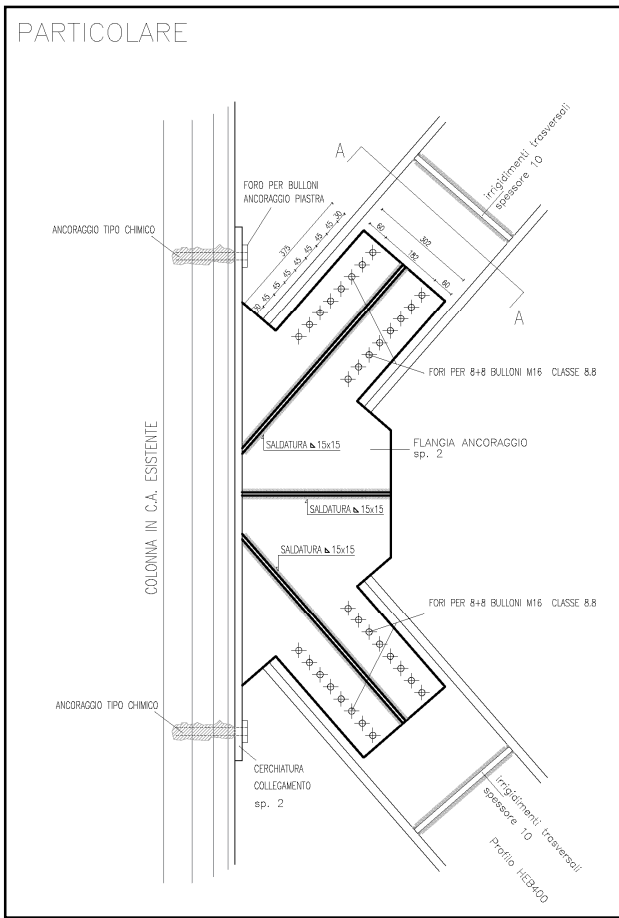


Fig. : 108 Particolare attacco controvento-pilastro esistente

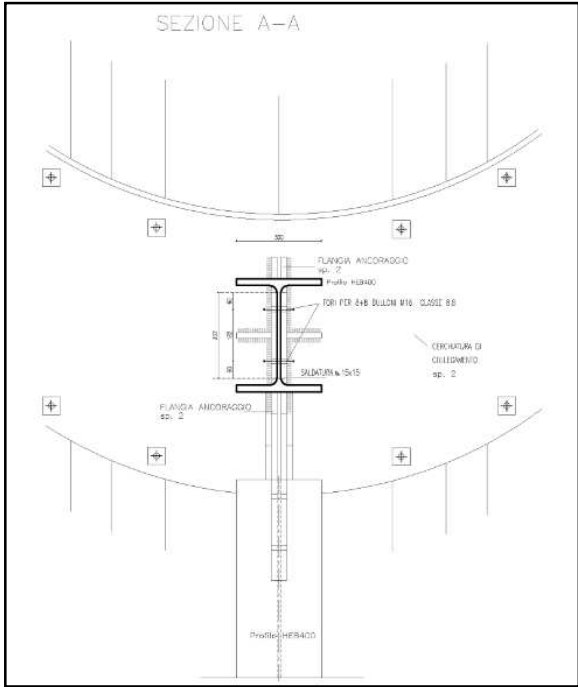
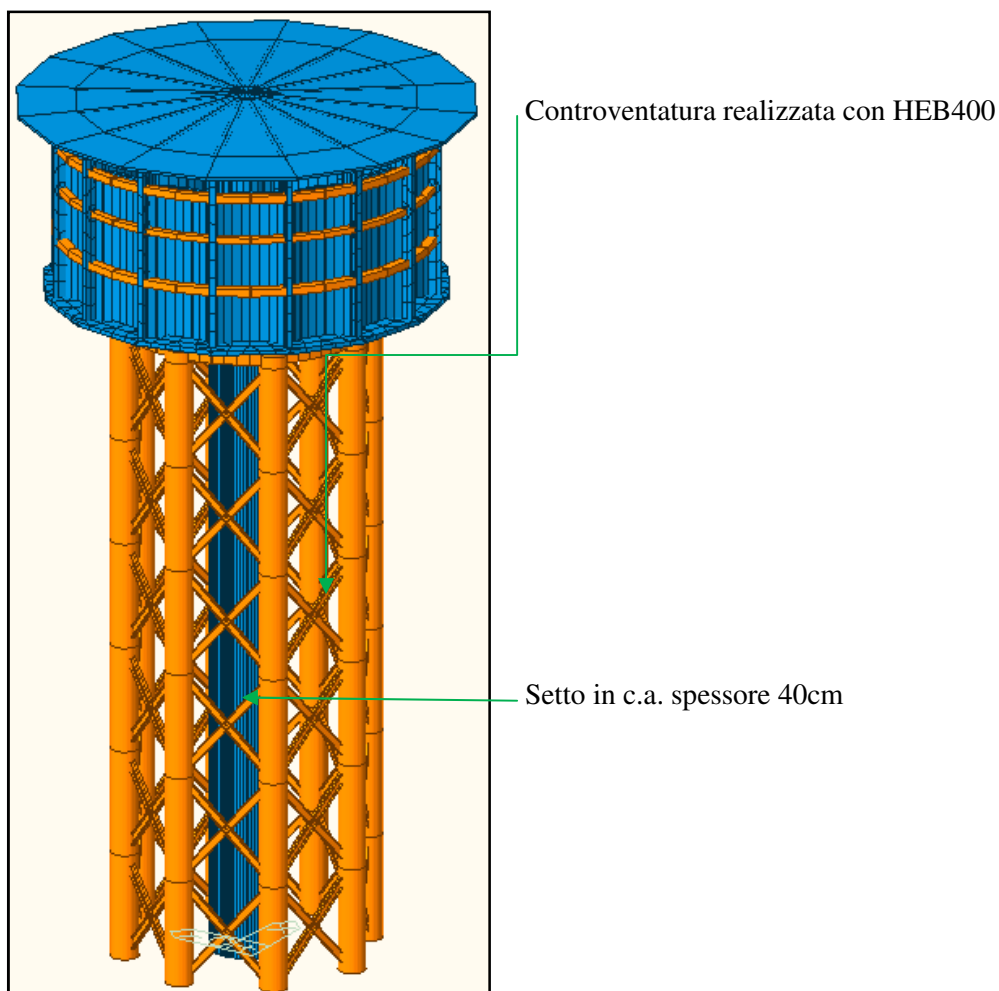


Fig. : 109 Sezione A-A Particolare costruttivo

## 4.2 STRUTTURA POST INTERVENTO

Una volta effettuato l'intervento migliorativo si è andato a vedere come questo vada ad influire sul comportamento della struttura, valutando tutte le casistiche precedentemente illustrate e comparando la costruzione prima e post migliorie.

*Struttura post intervento:*



*Fig. : 110 Struttura Post Intervento Migliorativo*

### 4.2.1 Confronto tra torrino vuoto prima e dopo miglioramento

Avendo ipotizzato l'intervento migliorativo, si è andato ad osservare l'andamento delle sollecitazioni, agenti su esso, e dei modi di vibrare dello stesso, confrontandole con la situazione antecedente all'intervento.

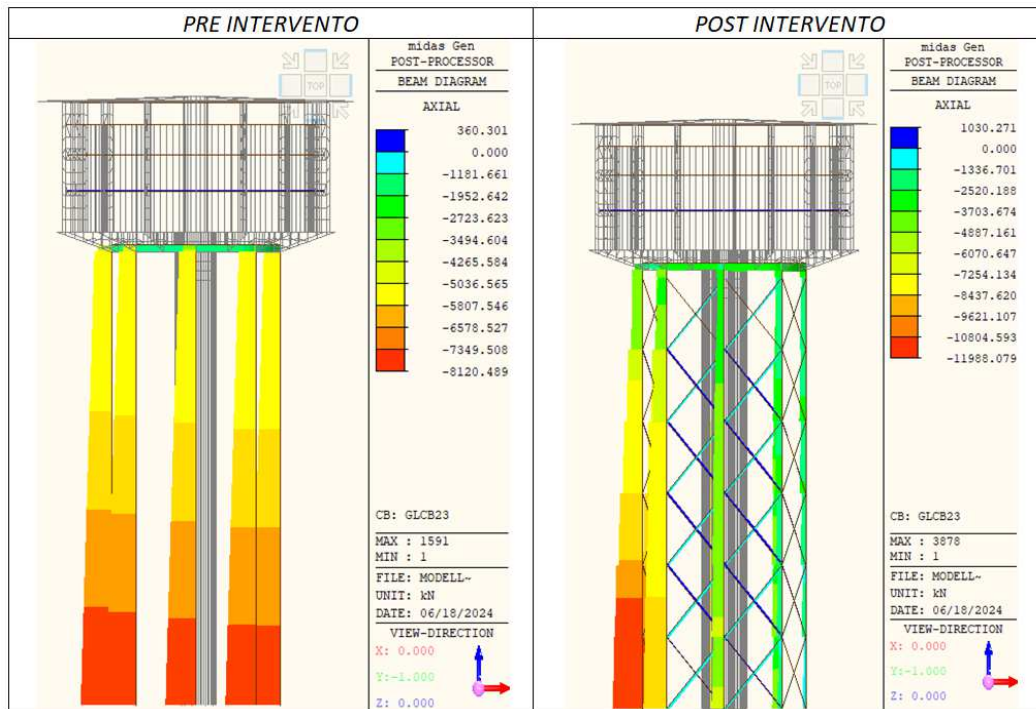
Quello che ne deriva dall'analisi dei risultati è la seguente situazione:

Tutte le sollecitazioni sono state considerate nella combinazione agli SLU più sfavorevole. Questa accortezza è stata adottata per valutare la situazione nelle condizioni peggiori in cui essa può ritrovarsi.

### Sforzo Normale:

Dal punto di vista dello Sforzo Normale agente sulle colonne si ha un aumento di questa situazione alla base della struttura, ovvero al livello 0.00 m.

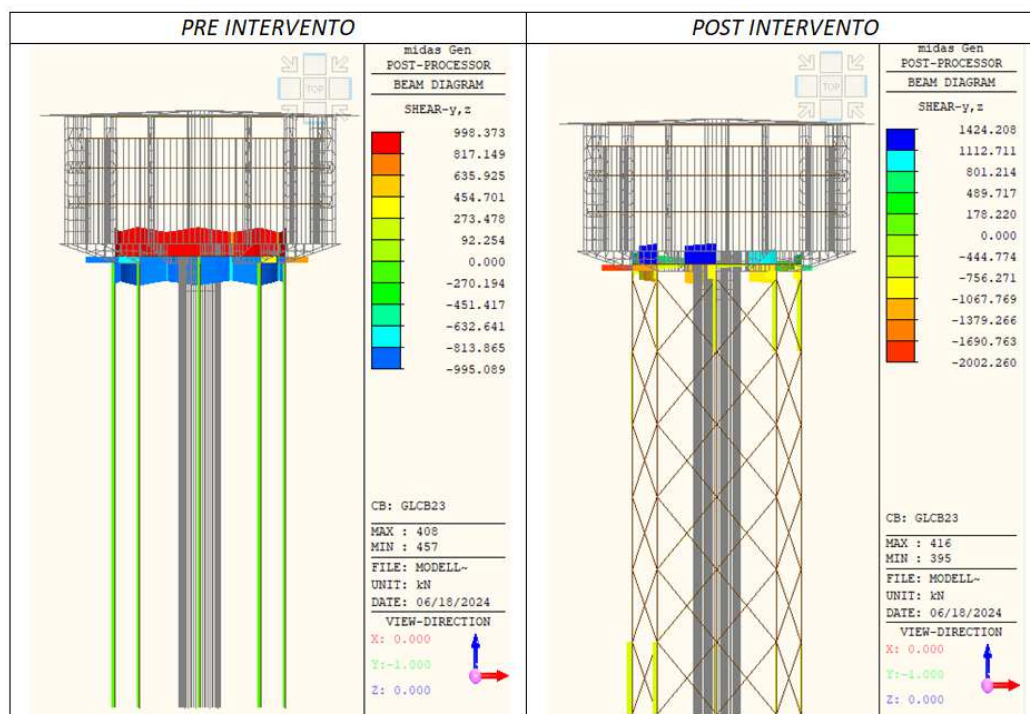
Questo aumento è conseguenza del fatto che si è andati ad inserire, nella struttura già esistente, un setto centrale in c.a. di 40 cm e sono state inserite delle controventature lungo l'andamento longitudinale delle colonne, che hanno comportato un aumento del peso complessivo della struttura.



Tab.: 44 Sforzo Normale Prima e Dopo Intervento Migliorativo

**Taglio:**

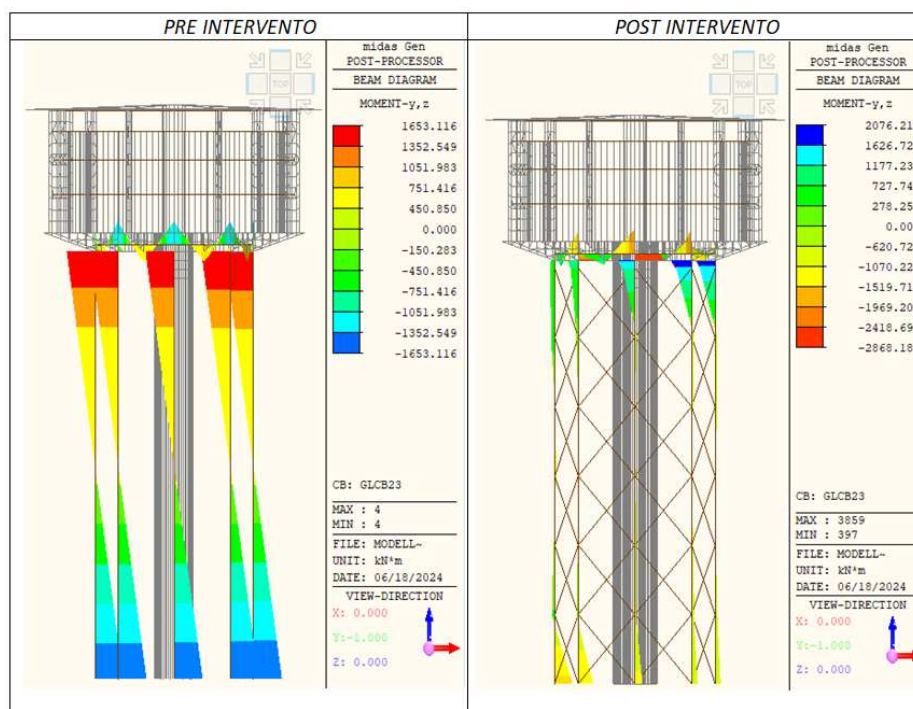
Per quanti riguarda lo sforzo tagliante si nota che questo, una volta effettuato l'intervento, lungo l'andamento delle colonne è quasi assente. Si hanno delle concentrazioni di questo alla base delle colonne e alla fine delle stesse.



Tab.: 45 Sollecitazione Tagliante  $T_{Edy}$  e  $T_{Edz}$  Prima e Dopo Intervento Migliorativo

**Momento:**

Come si può notare, il momento agente lungo le colonne post intervento di miglioramento è quasi nullo e non ha lo stesso andamento a farfalla che si aveva precedentemente, con struttura priva di irrigidimento.

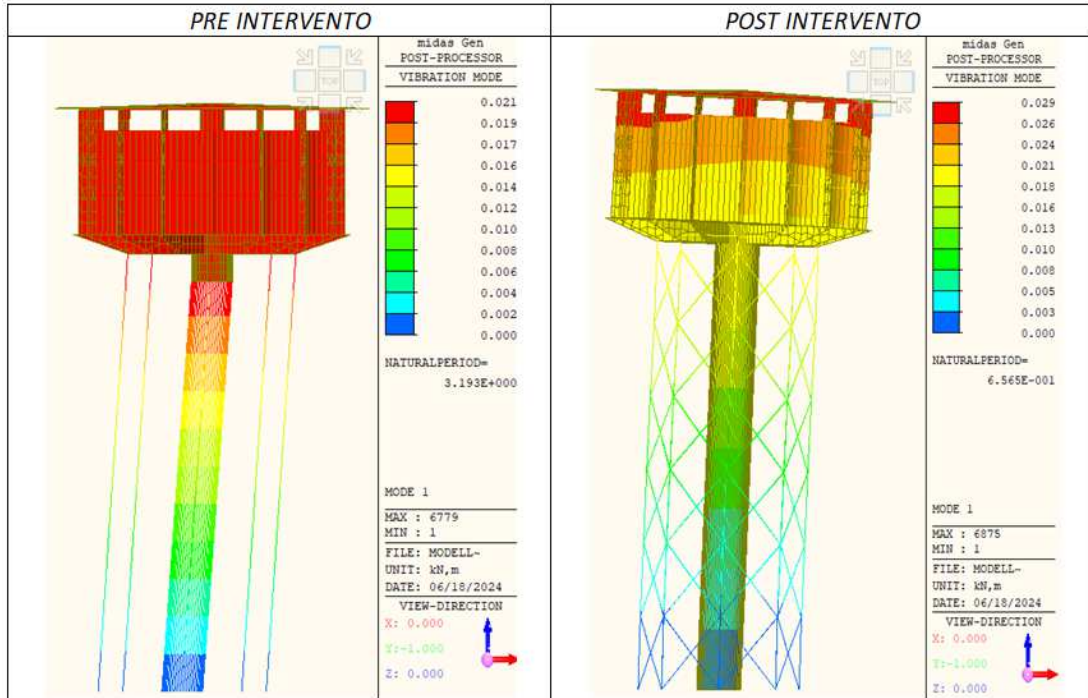


Tab.: 46 Momenti Agenti  $M_{Edy}$  e  $M_{Edz}$  Prima e Dopo Intervento Migliorativo

**Analisi modale:**

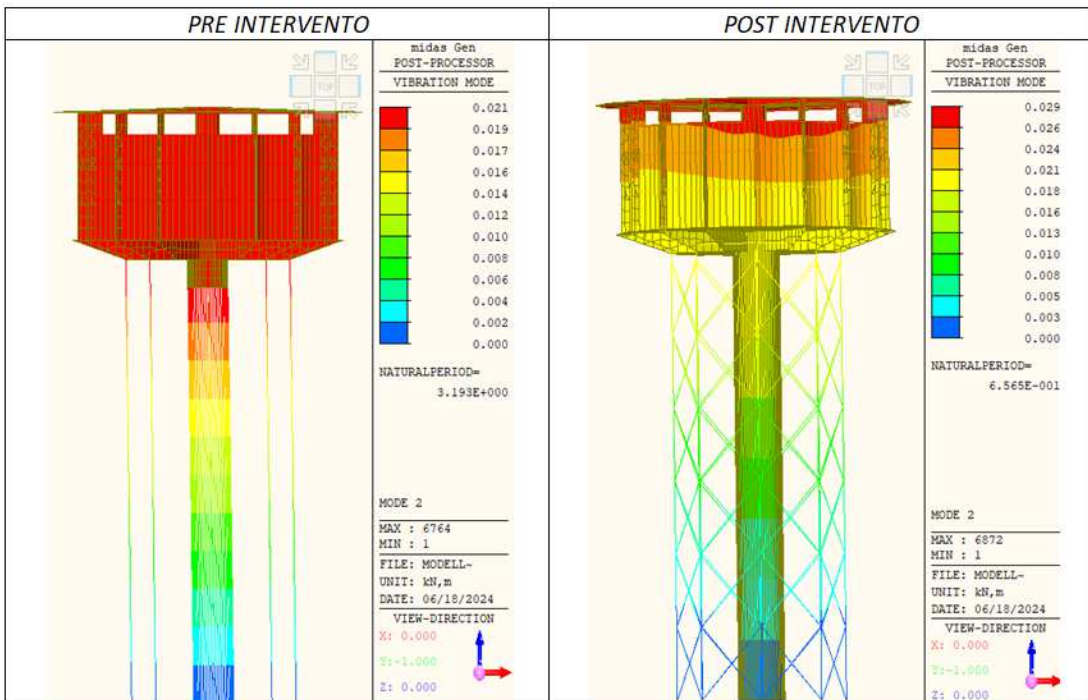
Si confrontano gli stessi modi di vibrare nelle situazioni prima e dopo dell'intervento per vedere come la costruzione agisce sotto l'evento sismico.

*Primo modo di Vibrare:*



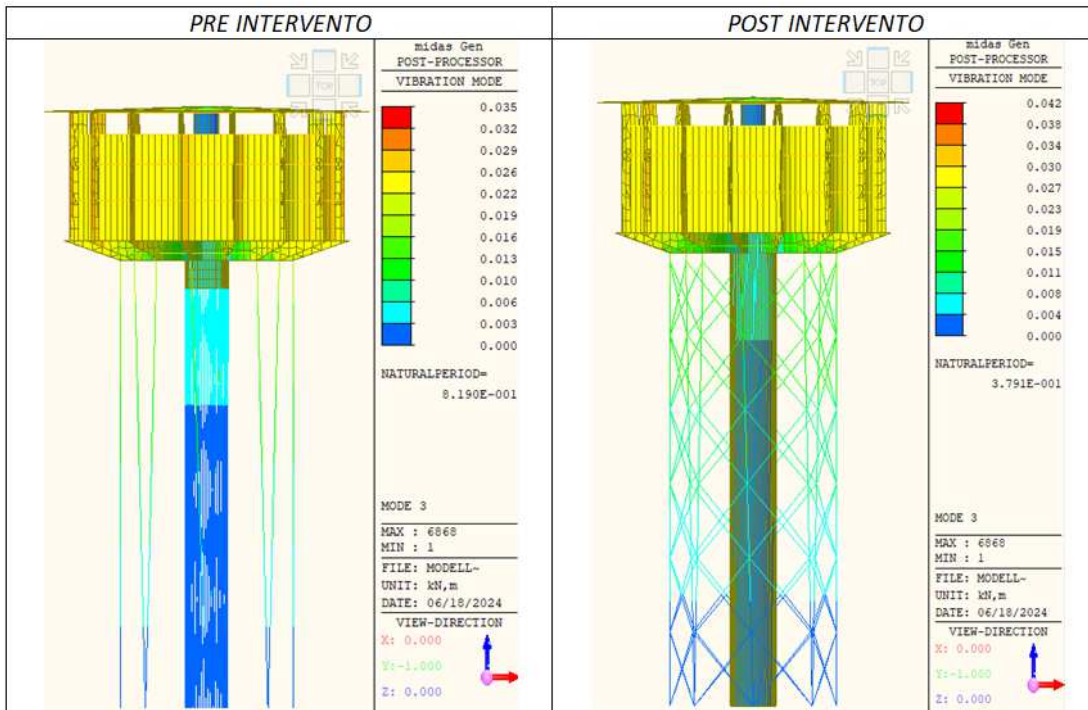
Tab.: 47 Primo modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo

*Secondo modo di Vibrare:*



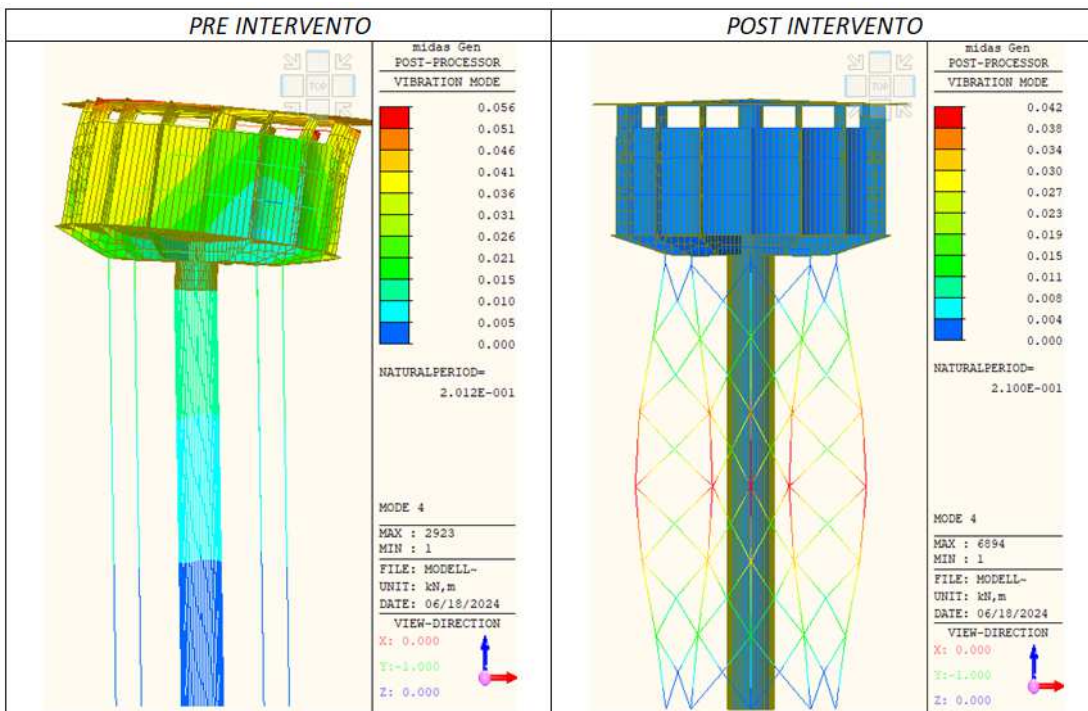
Tab.: 48 Secondo modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo

Terzo modo di Vibrare:



Tab.: 49 Terzo Modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo

Quarto modo di Vibrare:



Tab.: 50 Quarto Modo di Vibrare Prima e Dopo Intervento Migliorativo

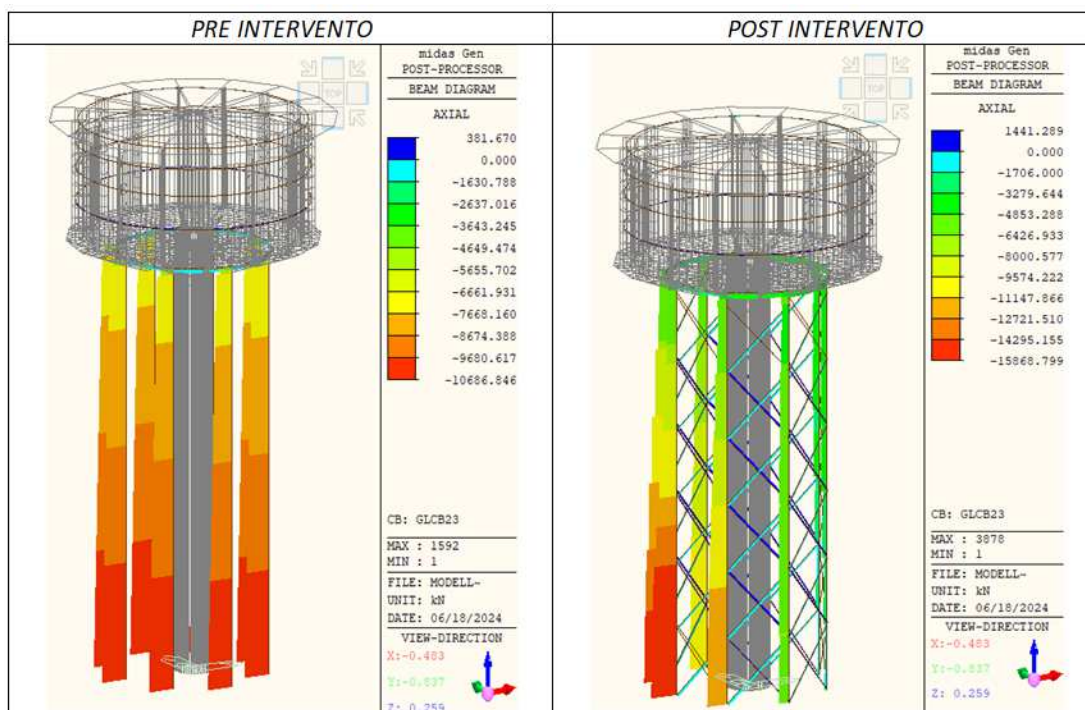
## 4.2.2 Confronto torino pieno prima e dopo il miglioramento

Si mettono a confronto il torrino pieno, avente carico dell'acqua ipotizzato come un cubo di ghiaccio che si muove solidariamente con la struttura, prima e dopo l'intervento.

Anche in questo caso per il confronto, sono state prese in considerazioni le sollecitazioni derivanti dalla combinazione dei carichi agli SLU nella situazione più gravosa per la struttura.

### Sforzo Normale:

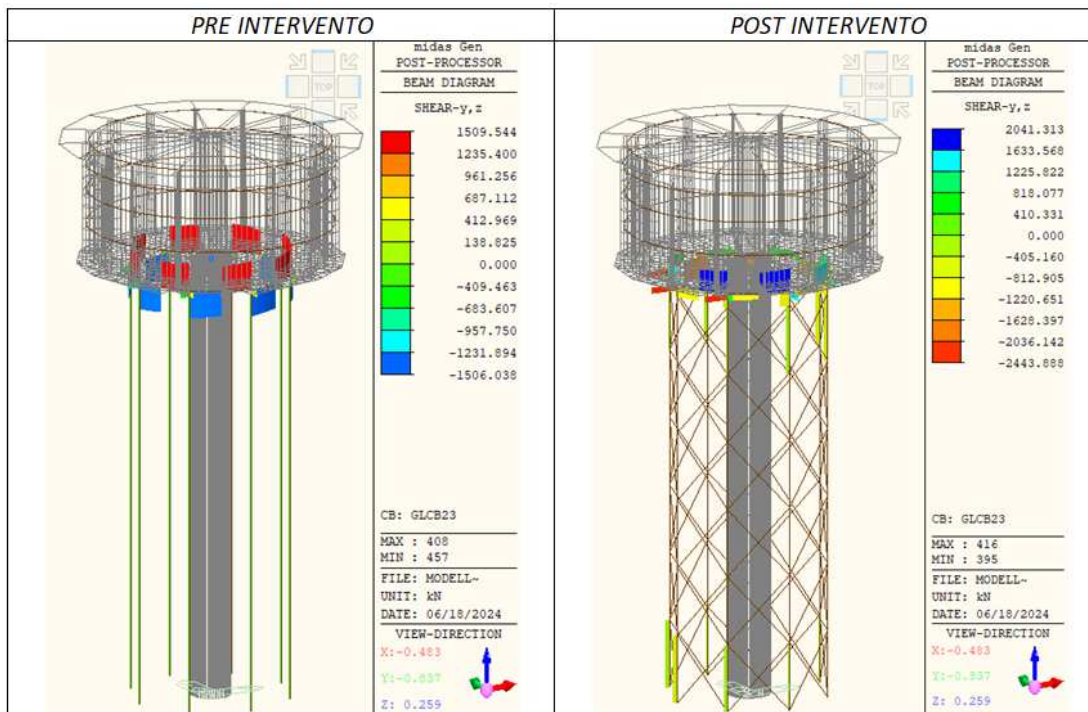
Anche in questo caso si ha un aumento dello Sforzo Normale agente alla base delle colonne, ovvero al livello 0.00 m.



Tab.: 51 Sforzo Normale, torino carico, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

**Taglio:**

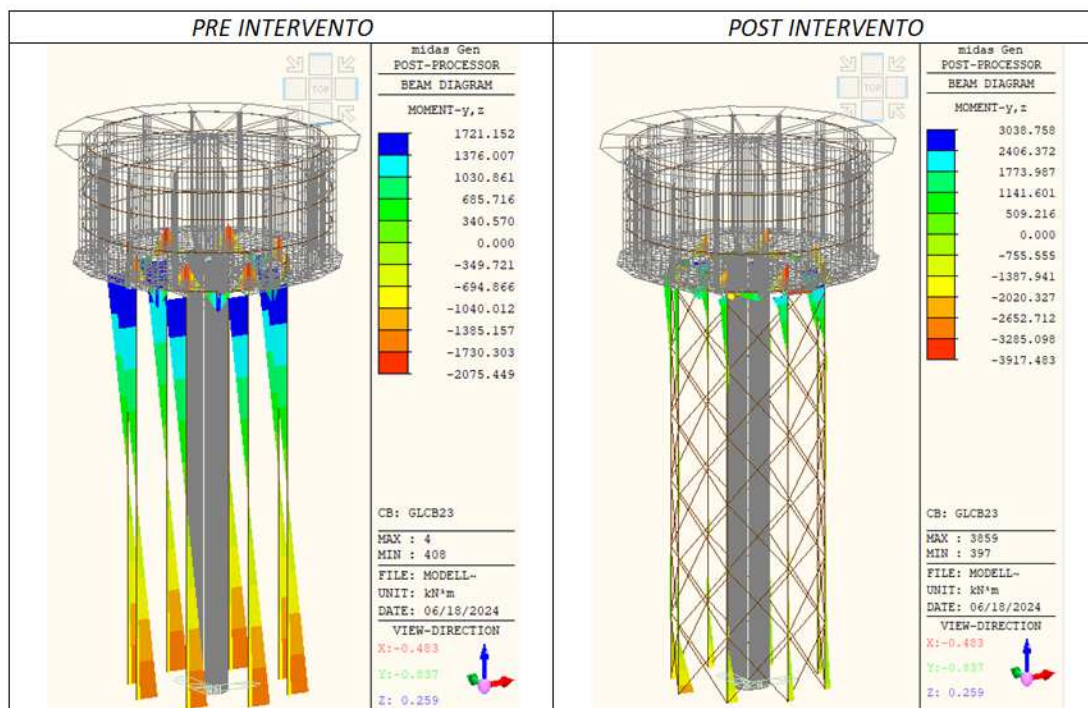
La sollecitazione tagliante risulta essere concentrata in sommità e alla base delle colonne, mentre lungo lo sviluppo in altezza queste risultano essere scariche.



Tab.: 52 Taglio agente  $V_{Ed,y}$  e  $V_{Ed,z}$  torino pieno, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

**Momento:**

Come si può vedere il momento agente post intervento, perde l'andamento a farfalla che aveva prima e si hanno delle concentrazioni della sollecitazione in cima e alla base delle colonne.



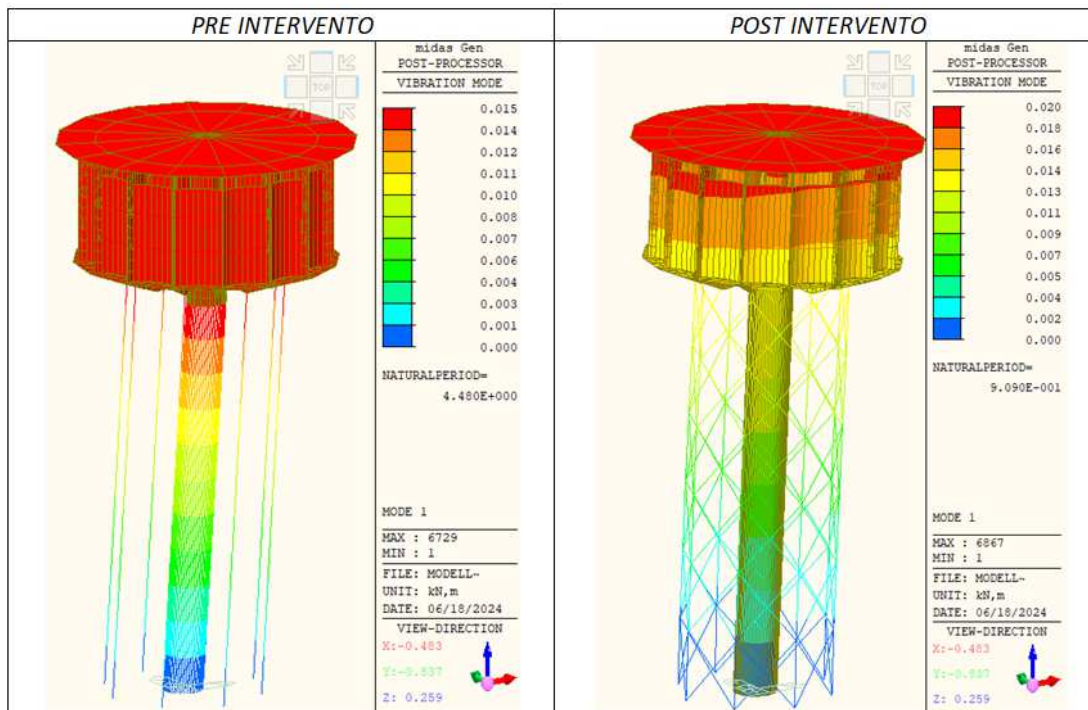
Tab.: 53 Momento agente  $M_{Ed,y}$  e  $M_{Ed,z}$  torino pieno, Prima e Dopo Intervento



**Analisi modale:**

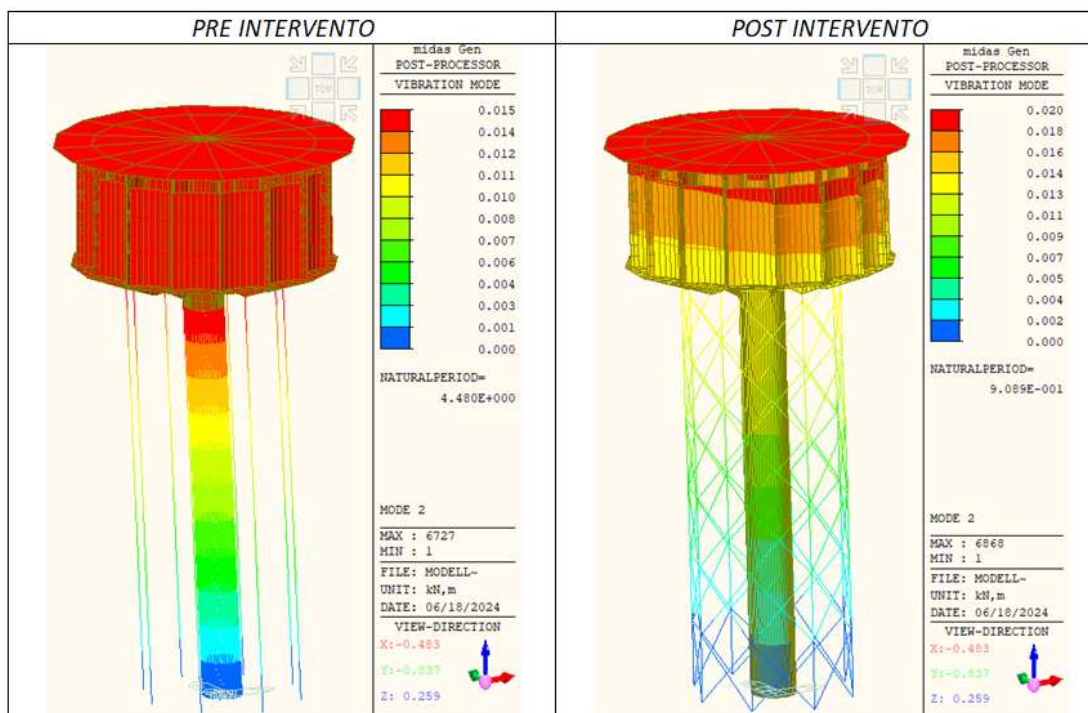
Si confrontano gli stessi modi di vibrare nelle situazioni prima e dopo dell'intervento per vedere come la costruzione agisce sotto l'evento sismico, con torino pieno d'acqua.

Primo modo di Vibrare:



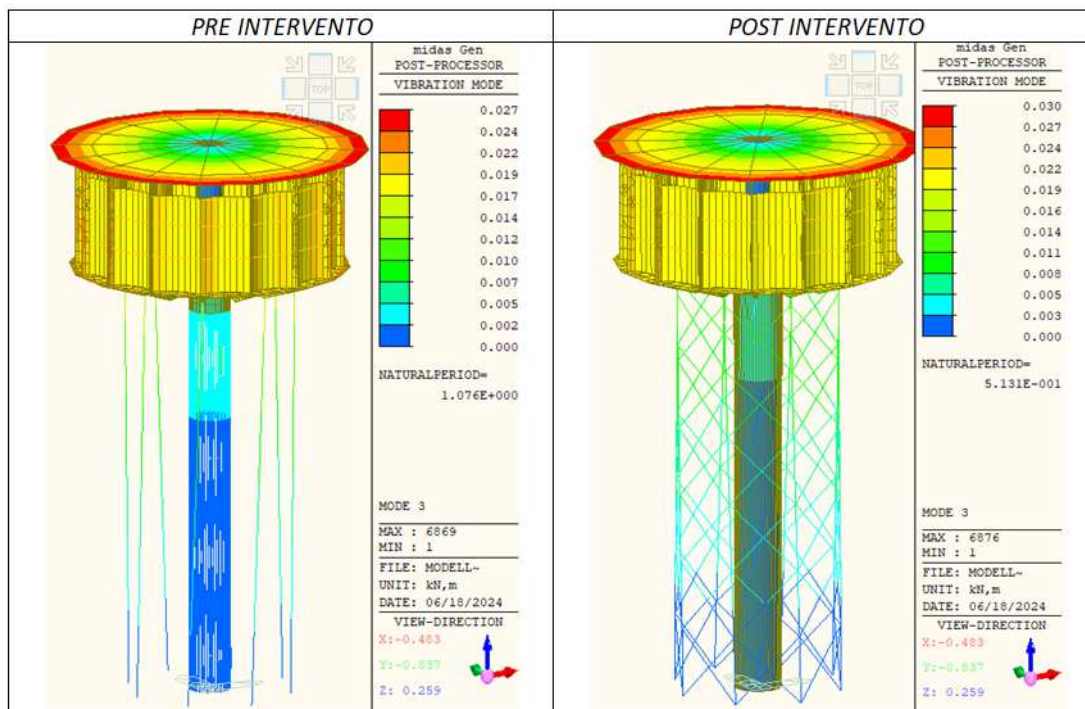
Tab.: 54 Primo Modo di Vibrare, torino pieno, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

Secondo modo di Vibrare:



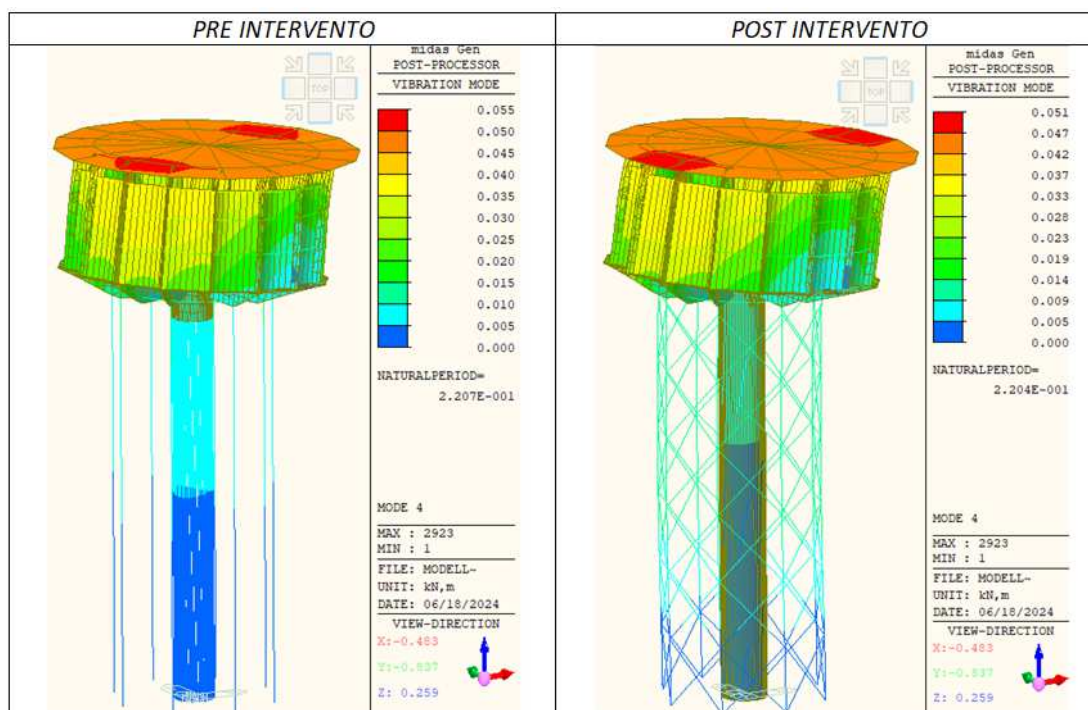
Tab.: 55 Secondo Modo di Vibrare, torino pieno, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

Terzo modo di Vibrare:



Tab.: 56 Terzo Modo di Vibrare, torrino pieno, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

Quarto modo di Vibrare:



Tab.: 57 Quarto Modo di Vibrare, torrino pieno, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

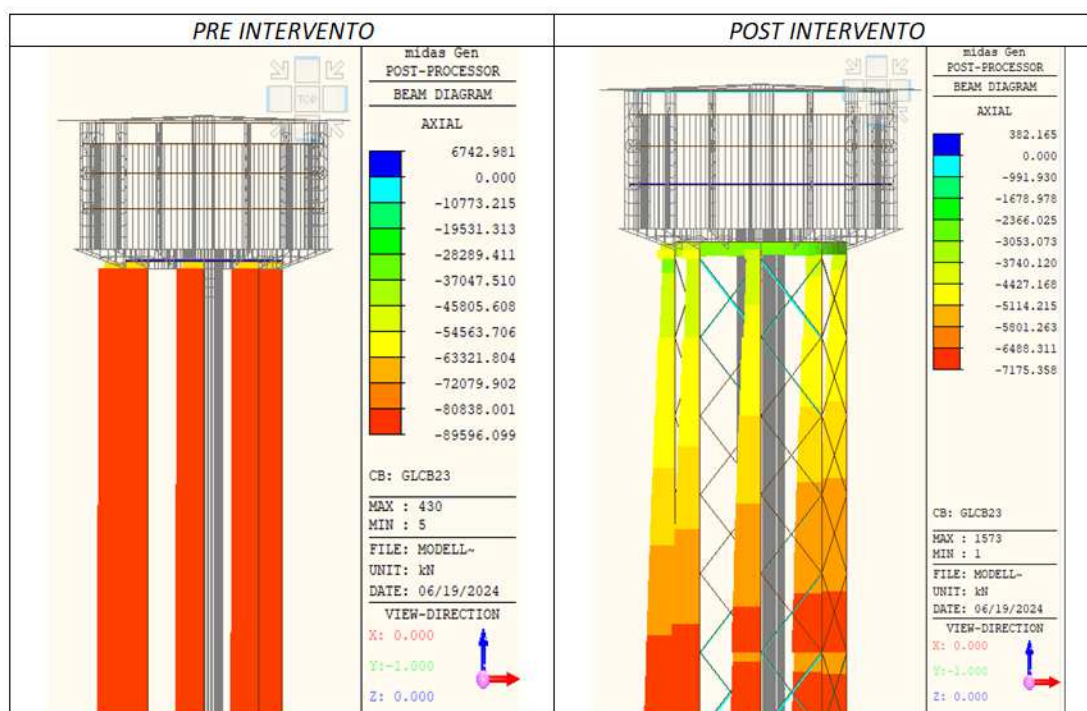
### 4.2.3 Confronto torri effetto Sloshing prima e dopo il miglioramento

Per avere una visione completa di come sia efficace l'intervento migliorativo è stato preso in considerazione anche il caso dell'effetto Sloshing.

Anche in questo caso è stata presa in considerazione la combinazione dei carichi più gravosa e confrontata nella situazione pre e post intervento sia nella valutazione delle sollecitazioni agenti che nei modi di vibrare della struttura.

#### *Sforzo Normale:*

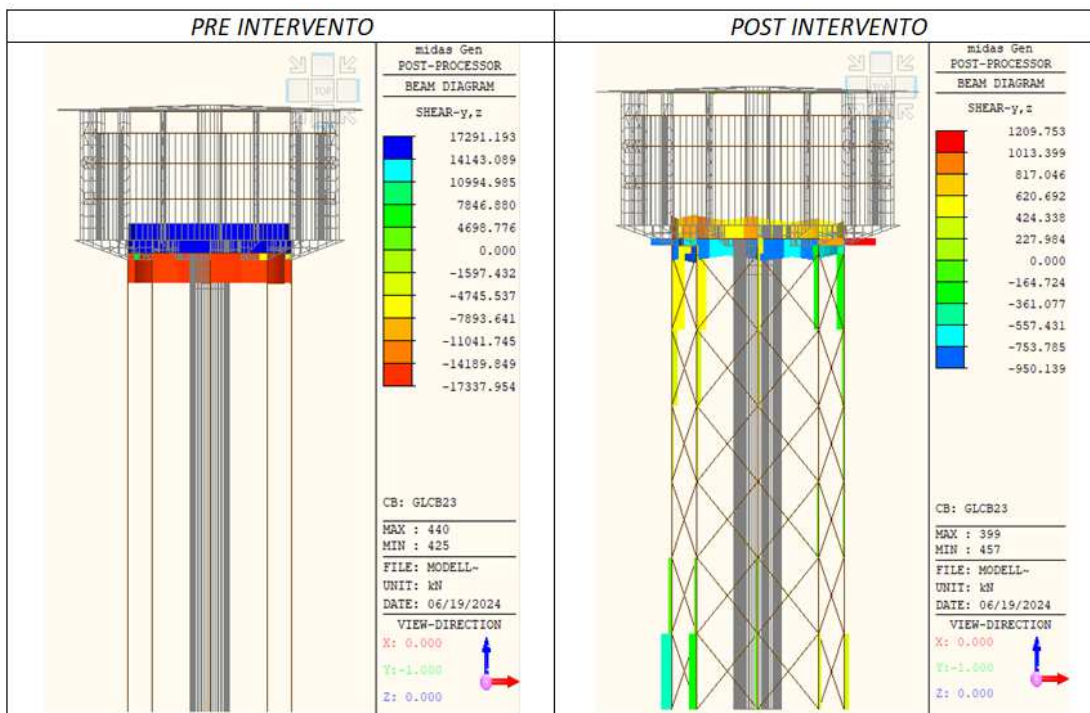
In questo caso si ha una riduzione dello Sforzo Normale agente lungo le colonne, con andamento lineare che va crescendo da cima colonne alla base delle stesse, livello 0.00 m.



Tab.: 58 Sforzo Normale, effetto sloshing, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

**Taglio:**

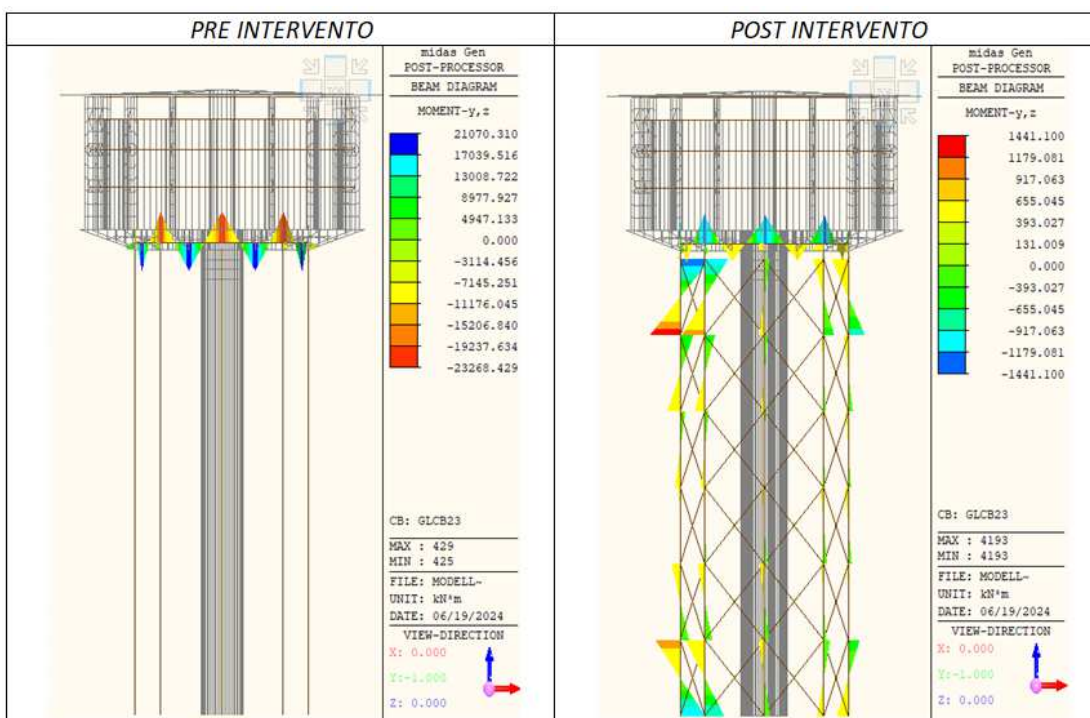
La sollecitazione tagliante risulta essere concentrata in sommità e alla base delle colonne, mentre lungo lo sviluppo in altezza queste risultano essere scariche.



Tab.: 59 Taglio  $V_{Ed,y}$  e  $V_{Ed,z}$  effetto sloshing, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

**Momento:**

Il momento, derivante dai carichi, lungo le colonne si presenta con andamento a farfalla, ma come si può notare il valori che assume, rispetto a prima, sono notevolmente inferiori.

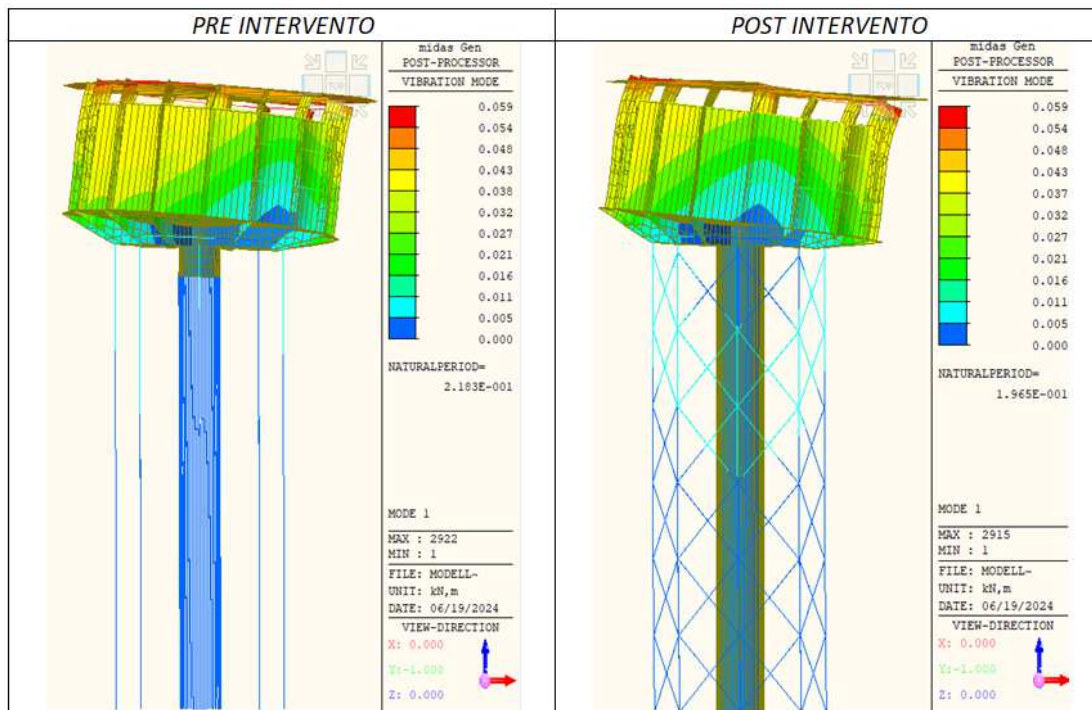


Tab.: 60 Momento  $M_{Ed,y}$  e  $M_{Ed,z}$  effetto sloshing, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

**Analisi modale:**

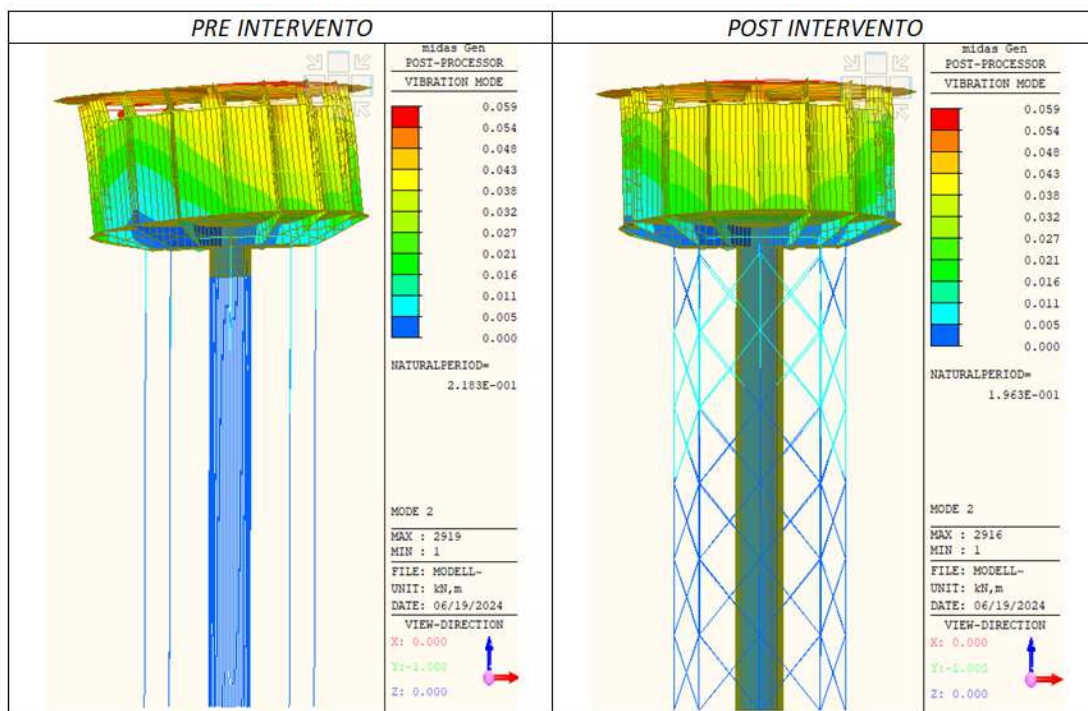
Si confrontano gli stessi modi di vibrare nelle situazioni prima e dopo dell'intervento per vedere come la costruzione agisce sotto l'evento sismico, con torino soggetto all'effetto sloshing.

Primo modo di Vibrare:



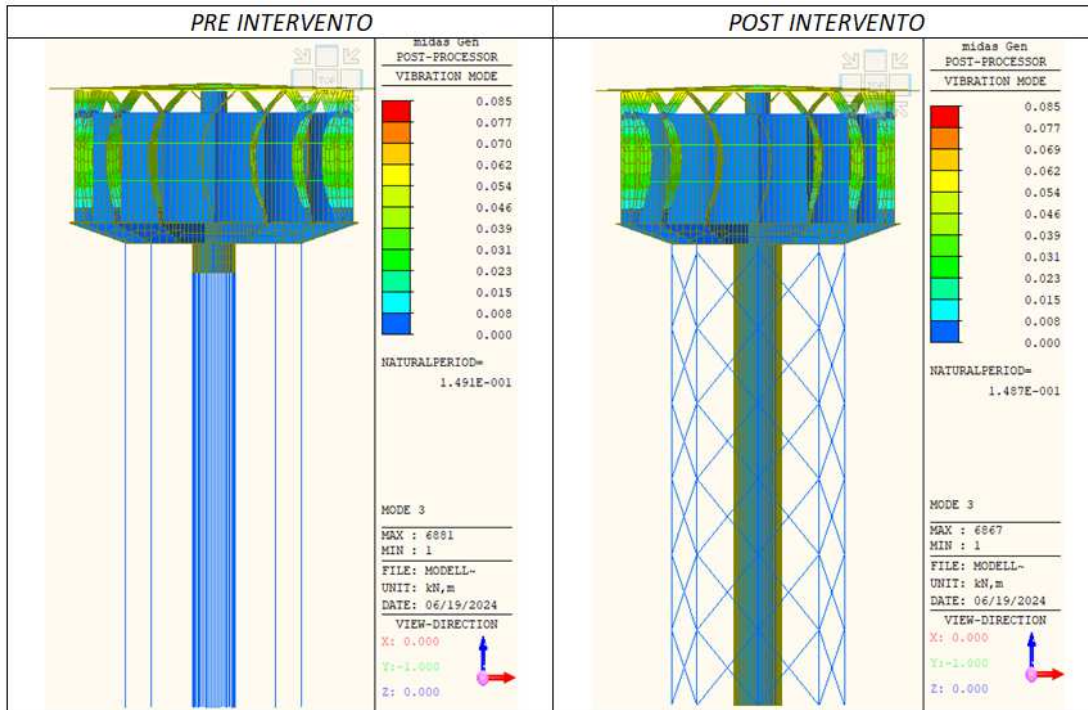
Tab.: 61 Primo Modo di Vibrare, effetto sloshing, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

Secondo modo di Vibrare:



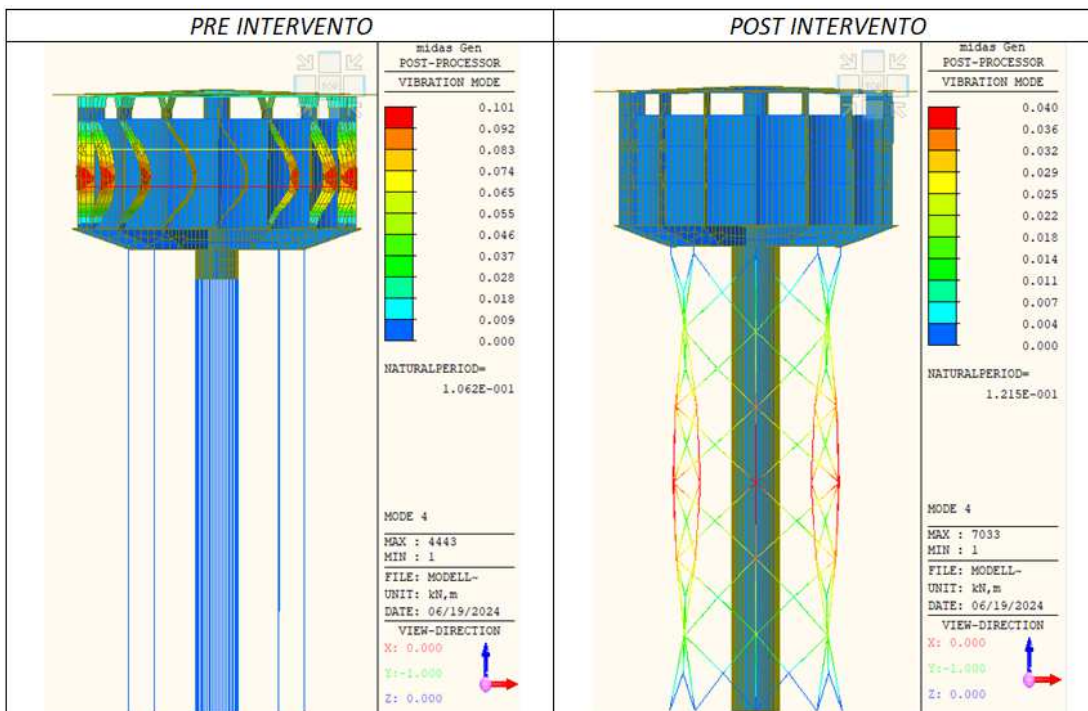
Tab.: 62 Secondo Modo di Vibrare, effetto sloshing, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

Terzo modo di Vibrare:



Tab.: 63 Terzo Modo di Vibrare, effetto sloshing, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

Quarto modo di Vibrare:



Tab.: 64 Quarto Modo di Vibrare, effetto sloshing, Prima e Dopo Intervento Migliorativo

### 4.3 VERIFICA FONDAZIONI

L'intervento migliorativo ipotizzato comporta un aumento del peso complessivo strutturale. Si è così andati a vedere come questo incide sulla resistenza dei singoli pali di fondazione, ovvero si è andata ad effettuare la verifica di resistenza agli SLU.

#### 4.3.1 Verifica agli SLU della palificata

Per la verifica si è considerati uno Sforzo Normale complessivo agente alla base della fondazione pari a :

$N_{Ed}$ : 15868 kN, sforzo che si ha nel caso di torrino pieno migliorato.

La verifica agli SLU risulta essere soddisfatta se viene rispettata la seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d$$

$E_d$ : Sforzo Normale agente;

$R_d$ : Resistenza di progetto.

Si procede alla determinazione della resistenza di progetto di un singolo palo come somma della capacità portante in punta e della capacità portante laterale:

$$R_d = Q_s + Q_b$$

$Q_s$ : Resistenza laterale del palo;

$Q_b$ : Resistenza di base del palo.

Non avendo a disposizione un'indagine geotecnica del sito ove è ubicata la struttura, e con le considerazioni effettuate al § 3.2.1 di questa relazione vengono ipotizzati e considerati i seguenti parametri:

$\gamma_{\text{terreno}}$ : 17 kN/m<sup>3</sup>;

$\gamma_w$ : 10 kN/m<sup>3</sup>;

$\Phi$ , angolo di attrito: 27°.

Si è calcolato un peso proprio del palo pari a 33.75 kN, il palo ha un'altezza di 15 m.

*Determinazione della resistenza laterale del palo:*

$$Q_s = \pi \cdot d \cdot L \cdot \tau_s$$

d: diametro del palo, pari 0.6 m;

L: lunghezza del palo, 15 m;

$\tau_s$ : tensione agente lungo lo sviluppo longitudinale del palo.

$$\tau_s = \beta_s \cdot \sigma'_{v_{0,m}}$$

$$\beta_s = 0.3 \cdot OCR^{0.5}$$

Si ipotizza un OCR: 4.

$$\sigma'_{v_{0,m}} = q_k + (\gamma_t - \gamma_w) \cdot L$$

$q_k$ : carico uniformemente distribuito gravante sopra il palo, è stato considerato quello della fondazione superficiale pari a 47.5 kN/m<sup>2</sup>;

$$\sigma'_{v_{0,m}} = q_k + (\gamma_t - \gamma_w) \cdot L = 47.5 + (17 - 10) \cdot 15 = 152.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta_s = 0.3 \cdot OCR^{0.5} = 0.3 \cdot 4^{0.5} = 0.6$$

$$\tau_s = \beta_s \cdot \sigma'_{v_{0,m}} = 0.6 \cdot 152.5 = 91.5 \text{ kN/m}^2$$

Risulta essere  $Q_s$ :

$$Q_s = \pi \cdot d \cdot L \cdot \tau_s = \pi \cdot 0.6 \cdot 15 \cdot 91.5 = 2587.101 \text{ kN}$$

Determinazione della resistenza di base del palo:

$$Q_b = \pi \cdot \left(\frac{d^2}{4}\right) \cdot q_b$$

$q_b$ : pressione agente in punta.

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_{v_{0,b}}$$

$$N_q = 10^{(0.075\Phi'_k - 0.95)}$$

$$\sigma'_{v_{0,b}} = q_k + (\gamma_t - \gamma_w) \cdot L$$

$q_k$ : carico uniformemente distribuito gravante sopra il palo, è stato considerato quello della fondazione superficiale pari a 47.5 kN/m<sup>2</sup>;

$$N_q = 10^{(0.075\Phi'_k - 0.95)} = 10^{(0.075 \cdot 27 - 0.95)} = 11.885$$

$$\sigma'_{v_{0,b}} = q_k + (\gamma_t - \gamma_w) \cdot L = 47.5 + (17 - 10) \cdot 15 = 152.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_{v_{0,b}} = 11.885 \cdot 152.5 = 1812.466 \text{ kN/m}^2$$



Risulta essere  $Q_b$ :

$$Q_b = \pi \cdot \left(\frac{d^2}{4}\right) \cdot q_b = \pi \cdot \left(\frac{0.6^2}{4}\right) \cdot 1812.466 = 854.1044 \text{ kN}$$

Vengono considerati dei fattori di correlazione per N:1 pari a:

$$\xi_3 = \xi_4 = 1.7$$

*Valore caratteristico del termine di aderenza laterale:*

$$Q_{s,k} = \frac{Q_s}{\xi_3} = \frac{2587.101}{1.7} = 1521.82 \text{ kN}$$

*Valore caratteristico del termine di base:*

$$Q_{b,k} = \frac{Q_s}{\xi_4} = \frac{854.1044}{1.7} = 502.414 \text{ kN}$$

*Valore Resistenza Pali:*

$$R_d = Q_{s,k} + Q_{b,k} = 1521.82 + 502.414 = 2024.24 \text{ kN}$$

*Lo Sforzo Normale agente su ogni singolo palo risulta essere:*

$$E_{d,palo} = \frac{E_{d,tot}}{n} = \frac{15868}{8} = 1975 \text{ kN}$$

n: numero di pali, 8.

Si ottiene:

$$E_d \leq R_d$$

$$1975 \text{ kN} < 2024.24 \text{ kN}$$

**VERIFICATO**

La capacità portante dei singoli pali risulta essere soddisfatta, nonostante l'aumento di peso complessivo.



## 5 CONCLUSIONI

Dalle valutazioni fatte nel corso delle analisi e della trattazione della problematica è emerso che la valutazione del rischio sismico per strutture ed infrastrutture esistenti in tutto il territorio italiano è un tema attuale e molto delicato.

L'aggravante che aumenta la vulnerabilità è lo stato di abbandono e di degrado nelle quali queste riversano, compromettendole sia dal punto di vista statico che dinamico, andando a diminuire le capacità di resistenza degli stessi edifici.

Queste situazioni sono la conseguenza di un processo costruttivo che nel corso degli anni è andato via via migliorando e di uno sviluppo tecnologico che ha ovviato a problemi usuali, come l'adduzione dell'acqua, mediante soluzioni più semplici e al passo con i tempi.

La trattazione specifica della torre idrica, situata a Padova in via Gramsci, ha voluto essere un esempio di come, mediante interventi di tipo globale, la stabilità complessiva dell'intera opera possa essere ristabilita e portata a valori che rispettano le normative vigenti in Italia.

Per avere un quadro completo di come il torrino si comporta, sono stati presi in considerazione più scenari di carico: non è stato solo studiato dal punto di vista statico, dei carichi verticali gravanti su di esso, ma è stata analizzata l'azione sismica, tema non considerato al momento della progettazione dell'opera, permettendo di conoscere i punti deboli e di forza del manufatto.

Contrariamente a quanto si possa pensare che il carico idrico vada a discapito della sicurezza dell'intera opera, si è potuto verificare come un aumento di peso, sia valutato come torrino pienamente caricato che mediante la trattazione dell'effetto sloshing, vada a favore di sicurezza, in quanto vengono aumentate le capacità di resistenza strutturale sia dei singoli elementi che nella globalità dell'opera.

Questo evidenzia il fatto che la torre idrica, lasciata vuota e non in funzione, porta ad avere un maggiore rischio e pericolo, per gli edifici limitrofi, se investita da un evento sismico.

Dopo aver preso atto della situazione in cui l'opera riversa ed ipotizzato un intervento migliorativo, ovvero irrigidimento del corpo centrale in muratura tramite cordolo circolare in c.a. dello spessore di 40 cm e progettazione di un sistema di controventatura in acciaio situato lungo lo sviluppo delle otto colonne portanti, si è potuto notare che questo ha permesso un abbattimento delle sollecitazioni e un irrigidimento strutturale.

Non basta però guardare solo dal punto di vista strutturale: per avere un ripristino completo delle situazioni iniziali delle caratteristiche dei materiali, o quanto meno cercare di ristabilire le prestazioni originarie, bisogna trattare l'intera struttura mediante apposite tecniche ed accorgimenti che cercano di rimediare ai vari ammaloramenti presenti nell'edificio: individuazione di elementi danneggiati e conseguente rimozione/sostituzione e/o ripristino degli stessi.

Si fa presente anche il fatto che una costante manutenzione è di grande aiuto per limitare il decadimento esponenziale dei materiali, che soggetti ad eventi climatici, quali cicli di gelo/disgelo compromettono seriamente la qualità dei materiali.

Un continuo accorgimento nella trattazione, pulizia della struttura, attraverso apposite tecniche ed accortezze, permette di mantenere un buono stato qualitativo strutturale/estetico globale nell'intera durata di vita dell'edificio.

Le considerazioni appena fatte mettono in relazione due aspetti: durabilità e funzionalità dell'opera i quali sono strettamente connessi tra di loro; se viene mancare uno dei due o entrambi l'intera struttura entra in crisi.

L'obiettivo degli interventi, riguardanti opere,edifici presenti nel patrimonio immobiliare italiano è quello di:

- *ripristinare la sicurezza strutturale delle opere*, ovvero saper far fronte al superamento di uno stato limite, derivante da azioni che investono la struttura, quali ambientali o legate all'utilizzo della stessa;
- *ristabilirne la funzionalità*, in modo tale che vengano utilizzate a pieno regime e in totale sicurezza, andando a migliorarne e ristabilire la statica dell'edificio;
- *ripristino dell'estetica originale*, che anche se indirettamente connessa con la statica e la funzionalità, con il passare degli anni può compromettere questi due aspetti e avere delle ricadute pesanti.

Queste trattazioni hanno una doppia funzionalità: quella di permettere il ripristino della struttura per assolvere alla sua funzione originale, ovvero essere un bacino idrico per addurre l'acqua potabile alle abitazioni, oppure cercare di convertire l'opera in qualcos'altro, avente mansione totalmente diversa da quella originale.

Dal ripristino e dalla riqualificazione dell'edificio, ne può gioire l'intera comunità, in quanto un'area che precedentemente si trovava in uno stato di abbandono e degrado ora può diventare fulcro centrale per lo svolgimento di attività culturali, sociali o semplicemente la messa a nuovo dell'edificio stesso permette una maggiore tranquillità per chi vi abita nei dintorni più prossimi.

In conclusione la salvaguardia degli edifici esistenti e il loro ripristino è di fondamentale importanza. Il territorio italiano è pieno di strutture che nel corso degli anni hanno perso la loro importanza, ma con i giusti accorgimenti e valutazioni possono ritornare ad assolvere le loro funzioni, sia dal punto di vista puramente ingegneristico ma anche quello estatico, che nel corso degli anni ha rispecchiato l'evoluzione della società e delle tecnologie.

## 6 BIBLIOGRAFIA

### 6.1 NORMATIVA

- *Norme Tecniche per le Costruzioni*: adottate con il D.M. del 17 gennaio 2018 e pubblicate GU, Serie Generale n.42 del 20.02.2018;
- *Circolare Esplicativa*: 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al decreto ministeriale del 17 gennaio 2018;
- R.D.L. 16 Novembre 1939 n. 2228 e 2229 (G.U. 18 Aprile 1940 n. 92) : *Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato*” e relativa circolare esplicativa: “*Circolare n.1472 del 23 maggio 1957 del Ministro dei lavori pubblici-consiglio superiore*”.
- *EN 1998-1 (2004) Eurocode 8*: Design provisions for earthquake resistance of structures, part 1-General rules and part 4-silos, tanks and pipelines. European Committee for standardization, Brussels.

### 6.2 ARTICOLI SCIENTIFICI E LIBRI

- *Acquedotti*: Luigi Da Deppo, Claudio Datei, Virgilio Fiorotto e Paolo Salandin;
- *Idraulica*: Augusto Ghetti, seconda edizione;
- *CSPFEA ENGINEERING SOLUTIONS*: Modellazione FEM di un serbatoio spinta impulsiva e convettiva.

### 6.3 SITI E FONTI

<https://webthesis.biblio.polito.it/2259/>

<https://citeseerx.ist.psu.edu/document?repid=rep1&type=pdf&doi=59f7f64b2ad39c966456c7d9c485039c8559f600>

<https://www.ingegno-web.it/articoli/valutazione-di-vulnerabilita-sismica-di-torrini-piezometrici-in-calcestruzzo-armato-con-analisi-pushover/>

<https://www.youtube.com/watch?v=sNxOfkYGZ94&list=PLzNCXl6Qr55bNqGf5nsF6XXZ7lipZH5QH>

<https://www.acquevenete.it/-/serbatoi-pensili-acquevenete-investe-oltre-un-milione-di-euro-per-la-manutenzione-in-polesine>

<https://www.youtube.com/watch?v=KNTEGWDxPys>

<https://www.altratecnica.it/i-serbatoi-pensili-monumenti-allinutilita-o-indispensabili-strutture/>

<https://www.slideshare.net/CostruzioniIdrauliche/serbatoi-e-torrini-piezometrici>

<http://www.ilmuromagazine.com/ex-torre-idrica-pontinia/>

<https://architetturaeffimera.blogspot.com/2007/09/dorte-mandrup-jgersborg-vandtarn.html>

<https://www.dlubal.com/it/download-e-info/referenze/progetti-clienti/001194#>