

**ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA, CIVILE, CHIMICA,
AMBIENTALE E DEI MATERIALI**

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE in INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

in

Progetti di Strutture M

**VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ STRUTTURALE DEL
SERBATOIO PENSILE A SANT'ILARIO D'ENZA (RE)**

CANDIDATO

Fabbiani Ginevra

RELATORE:

Chiar.mo Prof. Ing. Marco Savoia

Anno Accademico 2025/2026

Sessione III

INDICE

1.	INTRODUZIONE	1
2.	SERBATOI PENSILI	3
2.1	Serbatoi rettangolari.....	4
2.2	Serbatoi cilindrici.....	6
2.3	Serbatoi tronco-conici.....	9
3.	MODELLAZIONE DINAMICA DELL'ACQUA.....	11
3.1	Sloshing - considerazioni generali.....	11
3.2	Normativa e guide di riferimento.....	16
3.2.1	Eurocodice 8 – parte 4	17
3.2.2	Serbatoi rigidi circolari ancorati a terra	18
3.3	IITK-GDSMA.....	30
3.3.1	Modello massa molla per analisi sismiche	30
3.3.2	Periodo impulsivo e periodo convettivo	33
3.3.3	Taglio alla base	34
3.3.4	Momento alla base	35
3.3.5	Effetti dell'accelerazione verticale	36
3.3.6	Effetti dell'inerzia delle pareti	36
3.3.1	Spinte idrodinamiche	37
3.3.1.1Pressione idrodinamica impulsiva	37
3.3.1.2	Pressione convettiva	37
3.3.1.3	Linearizzazioni delle pressioni convettiva ed impulsiva	37
3.4	Metodi a confronto: EC8 vs IITK-GDSMA.....	39
4.	NORMATIVE PER COSTRUZIONI ESISTENTI.....	44
4.1	Criteri generali	45

4.2	Valutazione della sicurezza	45
4.3	Definizione del modello di riferimento per le analisi	46
4.3.1	Analisi storico-critica	47
4.3.2	Rilievo	48
4.3.3	Caratterizzazione meccanica dei materiali	48
4.3.4	Azioni	49
4.3.5	Livelli di conoscenza e fattore di confidenza	49
4.3.6	Classificazione degli interventi	50
4.3.7	Tempo di intervento	50
5.	SERBATOIO PENSILE di SANT'ILARIO D'ENZA	52
5.1	Inquadramento	52
5.1.1	Descrizione generale dell'opera	52
5.1.2	Ricerca documentale	56
5.1.3	Analisi storico critica	57
5.1.4	Vulnerabilità riscontrate	58
5.2	Quadro normativo di riferimento	59
5.2.1	Norme di riferimento cogenti	59
5.2.2	Norme di comprovata validità	59
5.3	Modellazioni azione sismica	60
5.3.1	Stati limite e relative probabilità di superamento	60
5.3.2	Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche	60
5.3.2.1	Categorie di sottosuolo	60
5.3.2.2	Categoria topografica	64
5.3.2.3	Vita nominale di progetto	64
5.3.2.4	Classi d'uso	64
5.4	Periodo di riferimento per l'azione sismica	65

5.4.1.1	Zona sismica del sito.....	65
5.4.2	Studio di microzonazione sismica e risposta sismica locale di 3° livello	65
5.5	Analisi dei carichi	71
5.5.1	Azioni gravitazionali.....	71
5.5.2	Azioni ambientali.....	72
5.5.3	Spinta dell'acqua.....	74
5.5.3.1	Spinta statica dell'acqua	74
5.5.3.2	Spinta dinamica dell'acqua	75
5.6	DESCRIZIONE DEI MATERIALI.....	80
5.6.1	Materiali impiegati.....	80
5.6.2	Risultati prove di laboratorio	81
5.6.3	Analisi risultati prove di laboratorio	82
5.6.3.1	Prove sul calcestruzzo.....	82
5.6.3.2	Prove sull'acciaio da c.a.	89
5.6.4	Livello di conoscenza e fattore di confidenza	92
5.6.5	Caratteristiche meccaniche	94
5.7	Criteri di progettazione e modellazione della struttura.....	95
5.8	Combinazioni di calcolo	99
5.8.1	Definizione dei casi di carico.....	99
5.8.2	Definizione delle combinazioni	103
5.8.3	Condizioni sismiche dinamiche	104
5.8.3.1	Periodi e masse	105
5.8.3.2	Periodi fondamentali.....	106
5.9	VERIFICHE	107
5.9.1	Criteri di verifica.....	107
5.9.2	Caratteristiche di sollecitazione	107

5.9.3	Risultati verifica dinamica	111
5.9.3.1	Verifiche sui pilastri	112
5.9.3.2	Verifiche su travi	113
5.9.3.3	Verifiche su travi di interpiano.....	113
5.9.3.4	Verifiche su travi del sottovasca	115
5.9.3.5	Verifica su pareti esterne vasca	116
5.9.3.6	Verifica su soletta del sottovasca	117
5.10	Commento critico dei risultati.....	119
6.	CONCLUSIONI	123
	Bibliografia.....	126
	Ringraziamenti	128

1. INTRODUZIONE

In questa tesi di laurea ci si è posti l'obiettivo di studiare e valutare il comportamento strutturale dei serbatoi pensili in caso di sisma, dei serbatoi pensili; in particolare è stato studiato il serbatoio pensile situato nel comune di Sant'Ilario d'Enza nella provincia di Reggio Emilia. Lo studio di tale serbatoio è stato fatto nell'ambito del tirocinio svolto presso l'azienda *Alfa Solutions S.p.A* con sede nel comune di Reggio Emilia.

I serbatoi pensili sono opere fondamentali all'interno della rete acquedottistica in quanto svolgono la funzione di accumulo e quindi di regolazione e compenso della domanda di consumo dei centri abitati. La funzione strategica di queste strutture rende particolarmente importante la valutazione del rischio sismico a cui sono soggetti che, come per tutte le costruzioni, è influenzato sia dalla pericolosità del territorio che dalla vulnerabilità dell'opera.

La struttura analizzata risale agli anni '60 ed è costituita da una struttura snella a telaio in c.a. avente una pianta ottagonale. La struttura nel corso della sua vita non è stata oggetto di eventi sismici significativi, pertanto lo scopo di questa tesi è quello di verificare se la struttura risulta adeguata a portare anche l'azione sismica attualmente prevista o necessita di ulteriori lavori di rinforzo.

La ricerca documentale ha permesso di reperire le tavole di progetto originale e le relazioni di collaudo e fine lavori dell'opera; non sono risultate disponibili la relazione di calcolo e i certificati dei materiali. A tale proposito è stata realizzata una campagna di indagini sui materiali sulla base della quale sono stati definiti i materiali costituenti l'opera.

Durante la valutazione del comportamento dei serbatoi pensili sotto l'azione sismica è fondamentale tenere conto della componente dinamica espressa del fluido presente all'interno della vasca. Questo aspetto, nell'ambito della trattazione, è stato oggetto di analisi approfondite, in particolare il comportamento dinamico del fluido è stato modellato seguendo due possibili approcci semplificati: l'approccio previsto all'interno della normativa europea *Eurocodice 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines* relativo ai serbatoi in elevazione e l'approccio previsto dalle linee guida indiane *IITK- Guidelines for Seismic Design Of Liquid Storage Tanks*

per serbatoi in elevazione con strutture a telaio. Il confronto si è basato sulla determinazione delle risultanti in termini di taglio e momento alla base del fusto, come atteso i due approcci hanno portato a risultati pressoché sovrapponibili in quanto derivanti dalla medesima impostazione teorica.

Le verifiche strutturali sono state eseguite facendo riferimento alle linee guida IITK-GDSMA in quanto specifiche per serbatoi pensili in elevazione con strutture a telaio. Questa scelta ha permesso di superare le incertezze di calcolo presenti nell'Eurocodice 8 – parte 4, offrendo un risultato più coerente con la fisica del problema per questa tipologia di strutture.

Una volta completata la campagna di indagini necessaria per la caratterizzazione dei materiali e definita la modellazione dinamica del fluido, è stato possibile procedere con la modellazione strutturale dell'opera. Il serbatoio è stato modellato tramite il software di calcolo strutturale *C.M.P. 32 di Namiral S.p.A*, con cui è stato possibile tradurre le geometrie e i carichi agenti in un modello numerico agli elementi finiti (FEM) per le valutazioni sismiche.

Su tale modello sono state eseguite analisi statiche lineari e analisi modali che hanno portato alla definizione di un'azione sismica limite sopportabile dalla struttura. I risultati ottenuti hanno permesso di quantificare i parametri necessari per la valutazione di vulnerabilità, definendo l'indicatore di rischio sismico e il relativo tempo di intervento necessario per l'adeguamento o il miglioramento sismico del manufatto.

2. SERBATOI PENSILI

La funzione principale dei serbatoi pensili è l'accumulo, pertanto rappresentano una componente fondamentale per la rete idrica. I serbatoi garantiscono il compenso giornaliero delle portate in quanto sono state progettate per rispondere alla domanda di consumo pur mantenendo una riserva d'acqua per garantire la continuità del servizio e la gestione delle emergenze antincendio.

Le prime testimonianze di serbatoi sopraelevati risalgono alla fine del XIX secolo, segnando l'inizio di una fase costruttiva che si è protratta fino alla fine degli anni '80. Originariamente queste costruzioni erano caratterizzate da una torre in muratura e una vasca di acciaio in sommità, tuttavia, l'avvento del calcestruzzo ha definito l'abbandono di tale schema, favorendo l'evoluzione verso le tipologie strutturali attualmente diffuse.

Il progresso tecnologico, unito allo sviluppo economico e urbanistico del dopoguerra, ha reso i serbatoi pensili uno standard nelle reti idriche nazionali, rendendoli un'opera costante nel panorama di quasi ogni paese collinare o di pianura.

La maggior parte di queste opere risultano ancora attive, anche se risultano essere superate dal punto di vista idraulico e sono sostituite da soluzioni interrato e da impianti di pompaggio più efficienti per la gestione delle risorse idriche. Inizialmente, infatti, tali opere furono costruite per la riserva, l'integrazione e la regolazione del regime della rete acquedottistica ed ora nei moderni acquedotti sono destinati a compiere l'integrazione della variabilità dei consumi d'acqua nelle reti di distribuzione dei centri abitati e a far fronte alle richieste d'acqua nelle reti medesime durante le interruzioni degli afflussi dalle condotte adduttrici.

I serbatoi pensili si distinguono per la capacità di sfruttare l'energia potenziale derivante dalla quota, rendendo possibile l'approvvigionamento anche in territori pianeggianti in cui la configurazione del territorio non permetterebbe carichi idraulici naturali.

Dal punto di vista progettuale presentano un bacino di accumulo posto in sommità a una quota opportuna definita dalle esigenze della rete idrica. Il trasferimento dei carichi in fondazione è affidato a una struttura di sostegno, realizzata tipicamente con una struttura a telaio con pianta poligonale o da un fusto unico (gambo cilindrico).

La vasca presenta diverse configurazioni in base alle esigenze progettuali, le geometrie più comuni sono: rettangolare, tronco di cono e cilindrica. Il progetto strutturale dei serbatoi in elevazione è strettamente legato alla geometria della vasca, la quale determina il regime di sollecitazione prevalente nelle pareti. Tali geometrie rispondono alle spinte idrostatiche secondo meccanismi resistenti profondamente diversi, le cui caratteristiche principali verranno analizzate nei paragrafi successivi.

Per la costruzione di queste opere si ricorre principalmente al cemento armato e all'acciaio, materiali che garantiscano prestazioni meccaniche elevate per sostenere i carichi della struttura dovuti al peso proprio e al peso del fluido. In diversi casi si opta per soluzioni miste, che combinano al meglio le caratteristiche dei due materiali: la vasca in acciaio assicura una tenuta stagna, mentre il fusto in cemento armato garantisce un supporto strutturale stabile e duraturo nel tempo.

2.1 Serbatoi rettangolari

L'impiego di serbatoi a vasca rettangolare si è ampiamente diffuso a partire anni '80, affermandosi come soluzione predominante grazie alla notevole semplificazione delle fasi costruttive. A differenza delle geometrie circolari, infatti, le vasche rettangolari permettono l'impiego di casseforme piane, riducendo sensibilmente i costi e i tempi di realizzazione.

Dal punto di vista strutturale il comportamento dei serbatoi rettangolari è prevalentemente flessionale. Le pareti verticali di un serbatoio rettangolare possono essere considerate come una serie di piastre verticali, generalmente fissate su tre lati e libere, semplicemente appoggiate oppure incastrate sul quarto lato (quello condiviso con la copertura)¹. Le pareti vengono schematizzate come piastre soggette al loro peso proprio e ad una pressione idrostatica perpendicolare al piano della parete che varia linearmente con l'altezza del fluido.

In vasche con pianta larga rispetto all'altezza, prevale un comportamento a *mensola verticale* (vertical cantilever) incastrata alla base, mentre il contributo flessionale della piastra nella direzione orizzontale può essere trascurato.

¹ Traduzione mia, G. Calvi, R. Nascimbene, *Seismic design and analysis of tanks*, 2023

Al diminuire dello sviluppo orizzontale della parete rispetto alla sua altezza (come nelle vasche di forma cubica), il contributo della reazione trasversale diventa sempre più influente, pertanto l'effetto piastra diventa significativo, riducendo sensibilmente il momento flettente alla base (fino a meno di un quinto rispetto alla mensola pura).

Il dimensionamento è governato dal momento flettente massimo e dal controllo della fessurazione, che definiscono lo spessore delle pareti in c.a.; solitamente questo comporta l'adozione di spessori di calcestruzzo elevati e importanti percentuali di armatura.

La vasca è concepita come un sistema di pareti e fondo a lastra piana in cemento armato, la gestione delle pareti rettilinee richiede particolare attenzione al fine di contrastare le spinte idrostatiche, che tendono a inflettere le superfici piane più di quanto avvenga nelle strutture cilindriche.

La configurazione statica più comune per questa tipologia di serbatoi prevede una struttura di sostegno a telaio, solitamente composta da pilastri in cemento armato posizionati ai vertici della pianta, che trasmettono i carichi verticali e le azioni orizzontali (vento e sisma) direttamente alle fondazioni. Il numero dei pilastri può variare in funzione delle dimensioni e della capacità della vasca, si passa da una configurazione essenziale costituita da 4 pilastri ai vertici della pianta, a strette più articolate che prevedono un numero maggiore di pilastri distribuiti in modo simmetrico lungo il perimetro o la vasca di fondo.

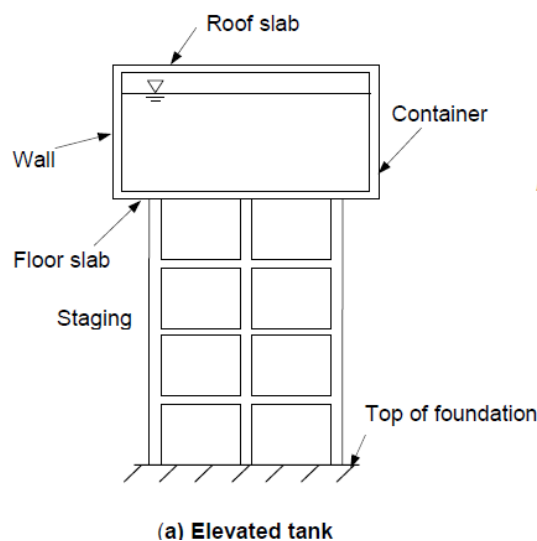


Figura 1: Esempio di schema strutturale per serbatoio con vasca rettangolare



Figura 2: Esempio di serbatoio con vasca rettangolare - Serbatoio di Caronno Pertusella (VA)

2.2 Serbatoi cilindrici

I serbatoi cilindrici rappresentano uno dei casi più efficienti di struttura a guscio (*shell*), si configurano come riferimento ideale, la cui trattazione teorica può essere estesa a sistemi strutturali con geometrie più complesse.

Alla base di questa teoria ci sono alcune ipotesi di base:

- lo spessore è trascurabile rispetto al raggio di curvatura minimo;
- gli spostamenti risultanti sono piccoli rispetto allo spessore del guscio;
- le sezioni trasversali, inizialmente normali alla superficie media, rimangono rettilinee e normali alla stessa anche a deformazione avvenuta;
- la componente di tensione interna normale alla superficie media è trascurabile rispetto alla componente tangenziale;
- la distribuzione delle tensioni lungo lo spessore del guscio è lineare, con valore nullo in corrispondenza della superficie media.²

² Traduzione mia, G. Calvi, R. Nascimbene, *Seismic design and analysis of tanks*, 2023

Sotto queste ipotesi è possibile definire la risposta strutturale come l'interazione tra due sistemi resistenti: una risposta flessionale data dalla mensola verticale e una risposta membranale di contenimento data da un sistema di anelli orizzontali; la soluzione di tale problema deve rispettare equilibrio e congruenza.

La risposta strutturale può essere definita attraverso la *soluzione di membrana*. In questa modellazione si trascura la reazione flessionale alla base del serbatoio che consentirebbe al cilindro di muoversi lungo il piano orizzontale. Sotto questa ipotesi, l'equilibrio delle forze orizzontali, dato dalla spinta del liquido sulle pareti, viene affidato esclusivamente alla rigidità circonferenziale (azione degli anelli), mentre l'azione verticale viene assorbita da una

In funzione del rapporto tra la rigidità della mensola verticale e la rigidità degli anelli, è possibile determinare quale, tra i due meccanismi resistenti, domina la risposta strutturale. In particolare, serbatoi con raggio grande e pareti spesse sono più influenzati dalla flessione; serbatoi sottili e piccoli sono dominati dalla reazione ad anello.

Il regime di membrana permette di ridurre lo spessore delle pareti rispetto alla soluzione rettangolare (fino al 30% in meno di cemento armato), pertanto la geometria a vasca circolare risulta molto più vantaggiosa. La criticità principale risiede nella trazione orizzontale, che può essere gestita aumentando lo spessore del setto o attraverso soluzioni tecnologiche più innovative, quali la precompressione circolare, che annulla le tensioni di trazione garantendo la massima tenuta idraulica.

I serbatoi cilindrici costituiscono il riferimento per l'analisi di vasche con piante poligonali (ottagono, esagono,...), le quali vengono ricondotte a una vasca circolare equivalente, avente lo stesso volume e un diametro equivalente pari al diametro del pelo libero del liquido, permettendo così di estendere la trattazione anche a geometrie più articolate.

Il fondo di queste vasche può avere configurazioni diverse: piano, sferico, conico e una combinazione delle due configurazioni precedenti che prende il nome di serbatoio Intze.



Figura 3: Esempio di serbatoio con vasca circolare - Acquedotto di Trevignano (TV)



Figura 4: Esempio di serbatoio con vasca ottagonale - Serbatoio pensile di Montecchio (RE)

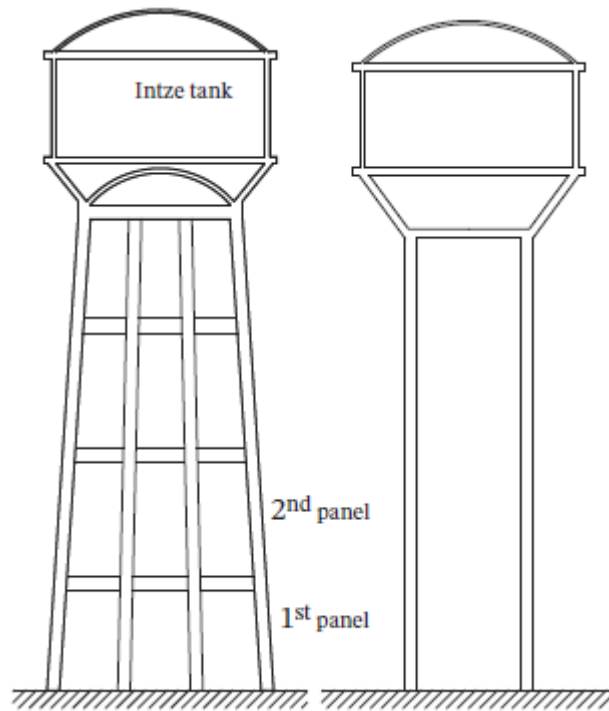


Figura 5: Esempio di schema strutturale di serbatoi cilindrici, caratterizzati da fondi vasca di geometrie differenti

2.3 Serbatoi tronco-conici

I serbatoi tronco-conici sono composti da una vasca a tronco di cono rovesciato, la quale si innesta su un gambo cilindrico cavo.

Questa configurazione rappresenta una soluzione ottimale per quelle applicazioni che richiedono il drenaggio completo del liquido e un trattamento efficiente delle acque presenti nei serbatoi. Questo tipo di configurazioni è spesso usata anche per lo stoccaggio di prodotti agricoli o alimentari, oltre che per lo stoccaggio dei liquidi, in quanto permettono un drenaggio rapido e completo.

Questo tipo di strutture è considerata tra le più efficienti in termini di accumulo, poiché offre una maggiore capacità di stoccaggio, a parità di raggio di base, rispetto alle corrispondenti vasche cilindriche. A parità di volume, questa configurazione consente di ridurre l'altezza dell'acqua, rispetto alla forma cilindrica, di conseguenza, la pressione idrostatica agente sulla base del recipiente viene minimizzata, portando a un incremento della sua efficienza strutturale.

La possibilità di contenere grandi capacità di volume, senza che la base risulti sporgente o a sbalzo rispetto al fusto, a differenza di ciò che avviene nelle vasche cilindriche, permette un'ottimizzazione strutturale del supporto.

Rispetto alla vasca cilindrica, la vasca tronco conica introduce una componente verticale della spinta idraulica che aiuta a bilanciare i pesi propri della struttura. Inoltre, la pendenza delle pareti permette di convogliare i carichi verso il fusto centrale riducendo le sollecitazioni di flessione pura, tipiche delle basi piatte.

Analogamente ai serbatoi con pianta poligonale, il comportamento di questi serbatoi può essere assimilato a un serbatoio circolare equivalente, avente lo stesso volume della vasca reale e un diametro equivalente pari a quello misurato al pelo libero del liquido.

Le tecniche di costruzione più diffuse per questa tipologia di serbatoio prevedono l'utilizzo di cemento armato precompresso (c.a.p.) in opera ovvero pannelli prefabbricati.



Figura 6: Esempio di serbatoio tronco-conico

3. MODELLAZIONE DINAMICA DELL'ACQUA

Al fine di ottenere una corretta valutazione del comportamento strutturale dei serbatoi pensili sottoposti ad azione sismica, considerando l'interazione fluido-struttura, è essenziale procedere con la modellazione del fluido. Un volume liquido sottoposto ad un'accelerazione orizzontale esercita delle spinte idrodinamiche sulle pareti, derivanti dal moto rigido della massa fluida sulle pareti e dal moto ondulatorio che si crea in corrispondenza del pelo libero; quest'ultimo fenomeno è definito come effetto *sloshing*, la valutazione delle pressioni generate da tali fenomeni è l'oggetto del presente capitolo.

3.1 Sloshing - considerazioni generali

Una problematica che riguarda la progettazione e la valutazione dei serbatoi pensili è l'effetto *sloshing*. Il termine *sloshing* può essere tradotto letteralmente con il termine "sguazzamento" di cui il dizionario fornisce la seguente definizione: "si dice di un liquido agitato in un recipiente non pieno", tale descrizione restituisce un'immagine intuitiva del fenomeno fisico dello *sloshing*.

Il fenomeno dello *sloshing* si innesca quando un liquido, contenuto all'interno di un serbatoio pensile e quindi posto ad una certa altezza, viene investito da un'accelerazione orizzontale come quella generata dal sisma. La presenza di una superficie libera del liquido, dovuta ad un riempimento parziale del serbatoio, comporta lo sviluppo di un moto relativo tra il fluido e il serbatoio stesso. Quando la base di un serbatoio contenente del liquido è soggetta a un'accelerazione laterale $a(t)$, le pressioni idrodinamiche esercitate dal fluido sulle pareti e sulla base cambiano in intensità e distribuzione rispetto a quelle corrispondenti a uno stato di equilibrio idrostatico. In una struttura di contenimento verticale soggetta a eccitazione orizzontale, una porzione del fluido in prossimità della superficie libera tende a non spostarsi lateralmente in modo solidale con le pareti del serbatoio, ma manifesta oscillazioni verticali di *sloshing* o di rollio attorno a un asse orizzontale normale alla direzione dell'eccitazione. Vicino al fondovasca e nella parte bassa delle pareti, il fluido non è in grado di spostarsi, ma trasla e si muove in sincronia con la parete, agendo come una massa aggiunta rigidamente collegata ad essa.

Il moto del fluido in un contenitore di stoccaggio può essere considerato composto da due parti principali: la prima, che si muove all'unisono con il serbatoio, è nota come

componente di massa rigida impulsiva; la seconda, soggetta al moto di *sloshing*, è nota come componente di massa convettiva. Le proporzioni della massa liquida che partecipano ai due tipi di moto dipendono dalla geometria del serbatoio: altezza della superficie libera del fluido, H , diametro D e raggio R .

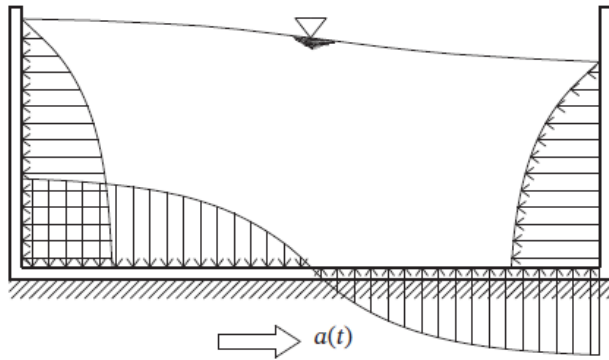


Figure 1.19 Hydrodynamic pressure distribution on the wall and base of a upright tank induced by ground acceleration $a(t)$. Source: Adapted from [412].

Figura 7: Distribuzione idrodinamica delle pressioni agenti sulle pareti e sul fondo della vasca per un'accelerazione orizzontale $a(t)$

La porzione di fluido che agisce in modo convettivo diminuisce all'aumentare della snellezza del serbatoio $\gamma = H/R$, così facendo il modo rigido diventa predominante. Nel caso di serbatoi snelli, la pressione indotta dalla componente di massa impulsiva è massima vicino alla base del serbatoio ed è associata a oscillazioni ad alta frequenza. Al contrario, per serbatoi tozzi, solo circa il 30% del fluido totale agisce solidalmente con le pareti, mentre il resto risponde secondo i modi di *sloshing*. In questo caso, la pressione indotta dalla componente convettiva è massima in corrispondenza della superficie del liquido ed è associata a oscillazioni a bassa frequenza.

È spesso vantaggioso sostituire concettualmente il liquido con un modello meccanico equivalente basato su un sistema di corpi rigidi, masse concentrate e rigidità. Il lavoro di ricercatori come Graham e Rodriguez, Housner, Werner e Sundquist, Jacobsen, Hoskins e Ayre ha portato all'analogia meccanica illustrata nella figura seguente per il caso di pareti rigide (è il caso dei serbatoi in c.a.). Per serbatoi con pareti flessibili, come quelli in acciaio, la deformabilità del guscio non può essere trascurata in quanto influisce sulla definizione del periodo e sulla definizione del moto convettivo (*sloshing*), modificandone la risposta.

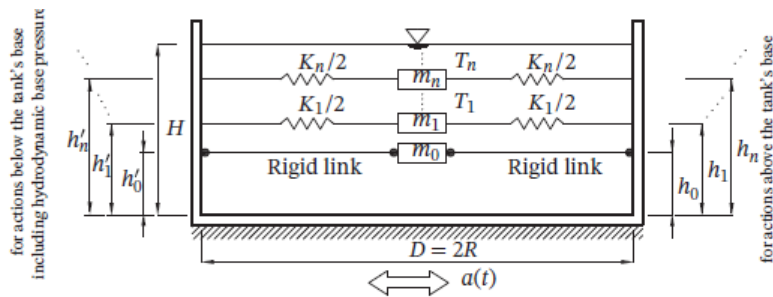


Figure 1.20 Equivalent mechanical model for response of contents of a rigid tank: impulsive and convective motions. Source: From [150]/American Society of Civil Engineers.

Un modello matematico consente di rappresentare la realtà in maniera più o meno approssimata lo stesso fenomeno può essere rappresentato da modelli diversi in funzione del grado di approssimazione. Per implementare il fenomeno dello sloshing, per serbatoi in elevazione, è possibile fare riferimento a diversi modelli: modello a massa concentrata, modello a masse non accoppiate e modello a masse accoppiate, i quali verranno brevemente descritti nel seguito.

- **Modello a una singola massa concentrata**

Il modello a massa concentrata è stato suggerito da Chandrasekaran e Krishna per serbatoi in elevazione supportati da una struttura di sostegno. Questo modello permette di analizzare i serbatoi pensili come sistemi a un singolo grado di libertà per serbatoi completamente pieni o completamente vuoti.

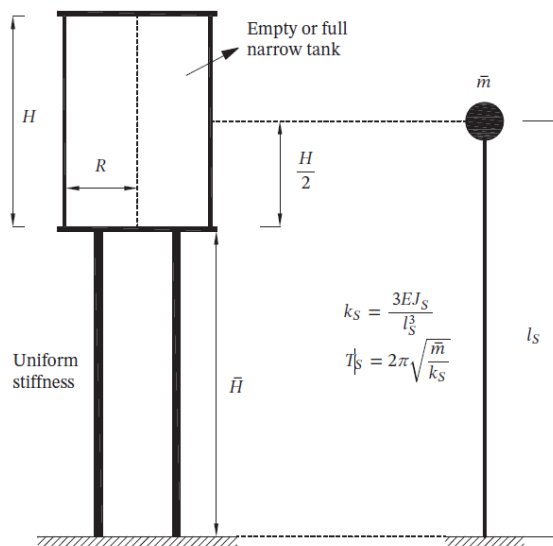


Figure 4.6 Single lumped-mass model according to the Indian seismic code Point 5.2, IS:1893 (1984), Point 4.7.5.2, ACI 371R-98, Point A5.1.2.8.2.1.5, ACI 371R-08 (for concrete tower) and Point 13.4, AWWA D100-11 (for steel tower).

Figura 8: Schema massa-molla per un modello ad una singola massa concentrata

Tale ipotesi è realistica per serbatoi aventi un contenitore snello tale per cui $H/R > 4$, in quanto tutta la massa fluida partecipa al modo impulsivo e si muove rigidamente con le pareti del contenitore. Le strutture di sostegno di queste opere possono essere di diverse tipologie e materiali, nella modellazione queste vengono considerate come mensole aventi una rigidità uniforme lungo l'altezza. Il modello ad una singola massa è un'approssimazione ragionevole per i serbatoi in elevazione in cui il peso totale del liquido sia concentrato sulla sommità della struttura e costituisca l'aliquota prevalente del peso complessivo della struttura.

- **Modello a due masse non accoppiate – modello di Housner**

Il modello a due masse non accoppiate risulta più accurato del precedente, comunemente noto come Housner, dal nome del ricercatore che ne ha formulato i principi teorici. Tale modello è quello ripreso dalla linea guida IITK-GDSMA e dalla normativa europea EC8-Parte 4. Per questo modello si ipotizza che le due masse siano disaccoppiate e che l'azione sismica sulla struttura di sostegno venga stimata considerando due sistemi distinti a un singolo grado di libertà. La prima massa, m_{c1} , rappresenta lo *sloshing* (oscillazione) della massa convettiva in un serbatoio ipotizzato come rigidamente ancorato al suolo; la seconda massa rappresenta la somma tra la componente impulsiva del fluido, m_i , e le masse strutturali, Δ_m , che si comportano come un pendolo inverso avente rigidità pari a quella della struttura di sostegno. In questo modello, il liquido e la struttura di supporto possono essere computati considerando le seguenti masse:

- Massa impulsiva, m_i : rappresenta la quota di liquido che si muove rigidamente alle pareti; per la valutazione di questa massa e della sua altezza di applicazione esistono diverse formulazioni in funzione della forma del contenitore (circolare, cilindrico o tronco-conico), tali formulazioni sono riportate anche nell'EC8-4 e nelle linee guida IITK-GDSMA, trattate nella presente tesi.
- Massa convettiva, m_{c1} : rappresenta la massa del primo modo di vibrare del liquido ed è collegata alle pareti attraverso una molla di rigidità k_{c1} , definita in funzione del periodo del fluido: $k_{c1} = \omega_{c1}^2 m_{c1} = 4\pi^2 m_{c1}/T_1^2$. Anche in questo caso esistono diverse formulazioni in funzione della forma del contenitore (circolare, cilindrico o tronco-conico), tali formulazioni sono riportate anche nell'EC8-4 e nelle linee guida IITK-GDSMA, trattate nella presente tesi.

- Massa strutturale, Δm : questa massa comprende il peso proprio della vasca vuota e una quota parte del peso della struttura di sostegno. La definizione dell'influenza del peso della struttura è l'elemento di maggiore variabilità tra le norme: si passa da $1/3W_p$ per le linee guida IITK-GSDMA a $2/3W_p$ per la normativa americana ACI 371R, fino a considerare l'intero peso della struttura di sostegno, W_p , secondo la normativa neozelandese NZSEE-09.

Questo metodo è considerato soddisfacente ai fini della progettazione qualora il rapporto tra i periodi dei due sistemi non accoppiati sia superiore a 2.5, come indicato nelle norme NZSEE-09 e IITK-GSDMA. Nel caso in cui i periodi impulsivo e convettivo non siano nettamente distinti, è necessario risolvere il sistema accoppiato a due gradi di libertà ricorrendo alla dinamica strutturale classica.

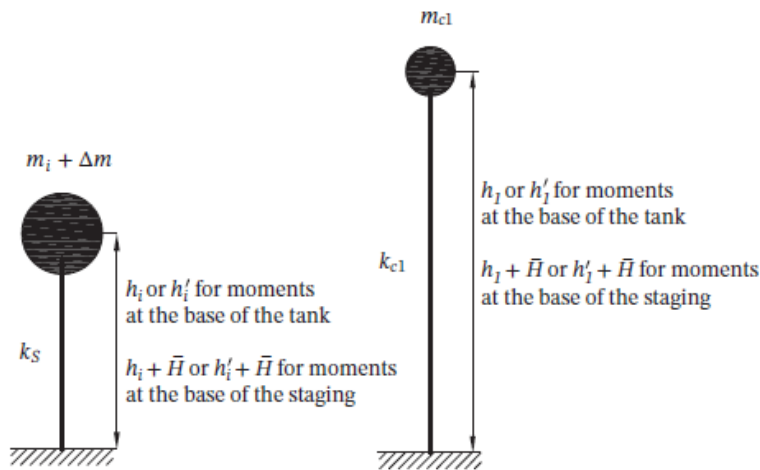


Figure 4.7 Equivalent two masses uncoupled system, according to Point C3.11, NZSEE-09 and Point A.6, EC8-4 [242, 267, 268]; two masses are assumed to be uncoupled and the earthquake forces on the support are estimated by considering two separate single degree of freedom systems (Point 4.2.2.4, IITK-GSDMA 2007).

Figura 9: Schema massa-molla per un modello a due masse non accoppiate

- **Modello a masse accoppiate**

Il modello a due masse accoppiate è stato introdotto dal Rapporto tecnico “*Nuclear Reactors and Earthquakes*”, Reactor technology TID-450 (22nd Edition, August 1963, TID-7024). Tale modello è caratterizzato da un sistema a due gradi di libertà a cui è possibile applicare le equazioni della dinamica classica e le definizioni delle masse e delle altezze definite per il modello precedente. Le molle fittizie che collegano m_{c1} alle pareti del serbatoio presenti nella parte superiore della figura 10 sono state sostituite da un'unica colonna ipotetica (parte inferiore figura 10) dotata di una certa rigidezza k_{c1} (vale

l'equazione vista per il modello precedente), realizzando così un accoppiamento diretto tra $(m_i + \Delta m)$ e m_{c1} . Il peso $(m_i + \Delta m)$ è collegato al suolo attraverso una colonna fittizia, che rappresenta la struttura di supporto e possiede una costante elastica pari a k_s .

Attraverso una specifica procedura è possibile effettuare il calcolo delle frequenze, dei periodi, dei modi di vibrare, nonché delle forze massime e delle deformazioni del sistema.

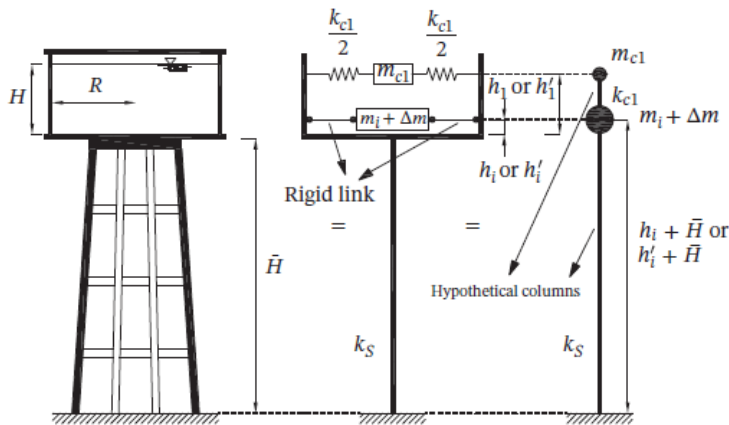


Figure 4.8 Two coupled masses dynamic model for elevated fluid container (Point 6.6, "Nuclear Reactors and Earthquake" from TID-4500).

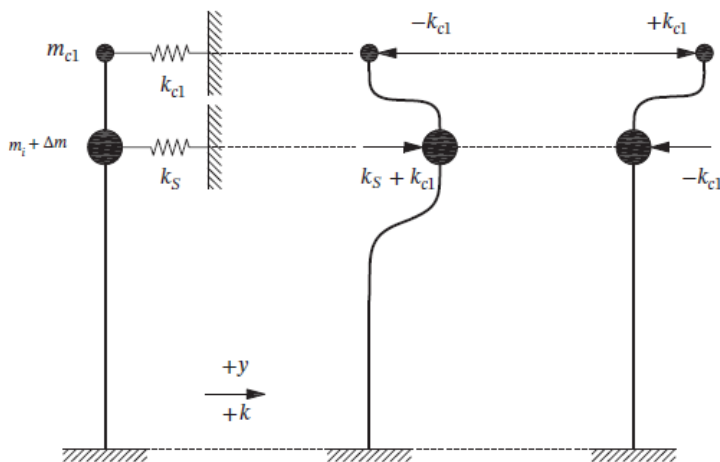


Figure 4.9 Equivalent two degrees of freedom system corresponding to the two coupled masses dynamic model for elevated fluid container depicted in Figure 4.8.

Figura 10: Schema massa-molla per modello a due masse accoppiate

3.2 Normativa e guide di riferimento

Per la modellazione dinamica dell'acqua all'interno dei serbatoi è stato fatto riferimento alla relativa normativa europea e a linee guida internazionali, quali:

- *UNI EN 1998-4 (2006): Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 4: Silos, tanks and pipelines*, denominato in seguito EC8-4; questa normativa comprende la progettazione e la verifica in caso di sisma per strutture quali, tubature, serbatoi, silos in acciaio, in cemento armato ordinario e precompresso. Tale norma è stata recepita dall'appendice nazionale italiana alla UNI EN 1998-6:2005 del 25/02/2011, approvata dal C.S.L.L.P.P;
- *EN 1998-1 (2004): Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, il quale fornisce i criteri generali di verifica e progettazione delle strutture sottoposte ad azione sismica;
- *IITK-GSDMA (2005) “Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks, Provisions with Commentary and Explanatory Examples”*: documento di comprovata validità che fornisce le linee guida per la modellazione dei fluidi contenuti nei serbatoi in caso di sisma; redatta da Indian Institute of Technology Kanpur e diffusa dal National information center of earthquake engineering.

Tali riferimenti, pur basandosi su aspetti teorici analoghi, forniscono metodologie diverse per permettere e la caratterizzazione dinamica dei fluidi presenti all'interno di un serbatoio. All'interno di questo capitolo verranno analizzati i riferimenti teorici dei due approcci e verrà eseguito un confronto numerico applicato al caso del serbatoio pensile di Sant'Ilario d'Enza, oggetto di tesi.

3.2.1 Eurocodice 8 – parte 4

L'EC8-4 definisce i principi e le regole di calcolo per la progettazione di silos, serbatoi e condotte. All'interno dell'*Annex A* di tale normativa viene definita la metodologia per la caratterizzazione idrodinamica dei fluidi presenti all'interno dei serbatoi sottoposti ad azione sismica, nel seguente paragrafo verranno illustrati tali passaggi.

Nell'*Annex A* sono presenti procedure differenti in funzione dei seguenti parametri caratterizzanti la struttura:

- Geometria: distingue tra serbatoi a pianta circolare e rettangolare
- Tipologia del serbatoio: distingue tra serbatoi rigidi e flessibili
- Caratteristiche della fondazione: perfettamente ancorati o non ancorati al suolo

- Interazione suolo-struttura: influenza della natura del terreno, distingue tra fondazione su suolo rigido o su suolo deformabile.

In questo paragrafo la trattazione si concentra sui serbatoi rigidi circolari ancorati a terra, assunti come configurazione di riferimento, tali concetti saranno estesi al caso di serbatoi in elevazione.

3.2.2 Serbatoi rigidi circolari ancorati a terra

Il moto del fluido contenuto in un cilindro rigido può essere espresso come la somma di due contributi: impulsivo e convettivo. La componente rigido-impulsiva soddisfa esattamente le condizioni al contorno sulle pareti e sul fondo del serbatoio, tuttavia restituisce un valore nullo di pressione in corrispondenza del pelo libero del fluido; tale risultato non è fisicamente corretto, poiché trascura la presenza di onde in corrispondenza del pelo libero nella risposta dinamica. La componente convettiva non altera le condizioni al contorno già soddisfatte e garantisce la corretta condizione di equilibrio sulla superficie libera.

Si adotta un sistema di coordinate cilindriche (r, z, θ) , con origine al centro del fondo del serbatoio e asse z verticale. Vengono adottate le seguenti convenzioni:

- H = altezza del fluido
- R = raggio del serbatoio
- ρ = densità del fluido
- $\xi = r/R, \zeta = z/H$ = coordinate adimensionali

3.2.2.1 Pressione rigido-impulsiva

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

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

in cui:

- $A_g(t)$ = storia temporale delle accelerazioni del suolo in campo libero (il valore di picco di $A_g(t)$ è indicato con a_g), fornisce la dipendenza dal tempo della pressione;
- C_i = fornisce la distribuzione lungo l'altezza di p_i e può essere definito attraverso la seguente formulazione; in figura 11 ne è rappresentato l'andamento per $\xi = 1$

(per esempio nella parete del serbatoio) e $\cos\theta = 1$ (per esempio nel piano dell'azione sismica orizzontale) e normalizzato rispetto a $\rho R a_g$ per tre valori di $\gamma = H/R$; per valori maggiori di γ l'andamento diventa lineare.

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I'_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right) v_n^2} \cos(v_n \zeta) I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right) \quad \text{in cui } v_n = \frac{2n+1}{1} \pi$$

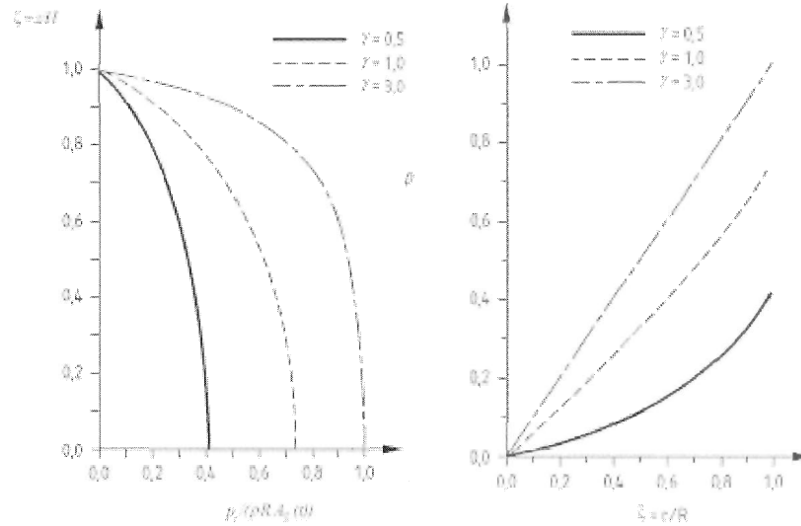


Figura 11: Andamento della pressione impulsiva normalizzata per $\rho R a_g$ definita per tre valori di γ

È possibile calcolare le risultanti della componente impulsiva alla base del muro, in termini di taglio impulsivo alla base, Q_i , e momenti impulsivi alla base, M_i' (calcolato all'intradosso del fondovasca) e M_i (calcolato all'estradosso del fondovasca).

Taglio impulsivo alla base: $Q_i(t) = m_i a_g(t)$

in cui m_i = massa impulsiva, è la massa del fluido che si muove insieme alle pareti, ha la seguente espressione:

$$m_i = m 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{v_n^3 I'_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)} \quad \text{con } m = \rho \pi R^2 H \text{ massa totale contenuta del fluido}$$

M_i' è calcolato all'intradosso della soletta del fondo vasca, pertanto comprende i contributi delle pressioni sulle pareti e quelle sulla soletta. M_i , invece, è calcolato all'estradosso della soletta del sottovasca, pertanto comprende solo le pressioni sulle pareti. Questa distinzione risulta importante per i serbatoi ancorati a terra, per i serbatoi in elevazione è sufficiente il momento impulsivo alla base calcolato all'intradosso, M_i' .

Momento impulsivo alla base (all'intradosso del fondovasca); $M_i' = m_i h_i' A_g(t)$

in cui:

$$h'_i = H \frac{\frac{1}{2} + 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{v_n^4 I_1'\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)} (v_n + 2(-1)^{n+1})}{2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{v_n^3 I_1'\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}}$$

Momento impulsivo alla base (all'estradosso del fondovasca); $M_i = m_i h_i A_g(t)$

in cui:

$$h_i = H \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n I_1(v_n / \gamma)}{v_n^4 I_1'(v_n / \gamma)} (v_n (-1)^n - 1)}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n / \gamma)}}$$

I valori di m_i , h_i e h'_i sono riportati nella figura seguente in funzione di $\gamma = H/R$, in particolare si osserva che m_i cresce all'aumentare di γ tendendo a un valore asintotico pari alla massa totale, mentre h_i e h'_i tendono a stabilizzarsi ad un valore intermedio pari a metà dell'altezza. Per serbatoi tozzi h_i risulta minore di metà dell'altezza, mentre h'_i risulta essere molto maggiore di H , a causa del contributo predominante di M_i' sulla pressione del fondovasca.

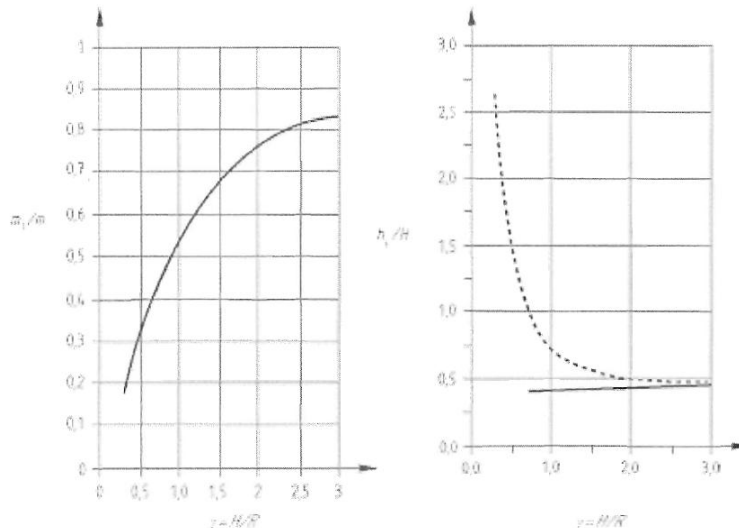


Figura 12: Rapporto m_i/m , h_i/h e h'_i/H in funzione della snellezza del serbatoio

3.2.2.2 Pressione convettiva

La variazione spazio-temporale di questa componente è data dalla seguente espressione:

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

In cui:

- $\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1)J_1(\lambda_n) \cosh(\lambda_n \gamma)}$
- J_1 = funzione di Bessel al primo ordine
- λ_n = sono gli zeri della derivata prima della funzione di Bessel del primo tipo di ordine 1, pari a $\lambda_1 = 1,841$, $\lambda_2 = 5,331$, $\lambda_3 = 8,536$
- $A_{cn}(t)$ = l'accelerazione di risposta di un oscillatore ad un solo grado di libertà avente un valore del fattore di smorzamento ξ adeguato al fluido considerato e una pulsazione propria ω_{cn} pari a:

$$\omega_{cn} = \sqrt{g \frac{\lambda_n}{R} \tanh(\lambda_n \gamma)} \quad (\text{A.9})$$

L'equazione della pressione convettiva mostra che la pressione totale è la combinazione di un numero infinito di termini modali, ciascuno corrispondente ad una forma d'onda del fluido in oscillazione. Nella maggior parte dei casi solo il primo modo di oscillazione e la corrispondente frequenza devono essere considerati per scopi di progetto.

La distribuzione verticale delle pressioni di oscillazione per i primi due modi è mostrata nella fig. 13a), mentre la fig. 13b), riporta i valori delle prime due frequenze, in funzione del rapporto H/R . Si può osservare che nei serbatoi tozzi le pressioni di oscillazione mantengono dei valori relativamente elevati sino al fondo, mentre in serbatoi snelli l'effetto sloshing è superficiale. Per lo stesso valore dell'accelerazione di risposta, il contributo del secondo modo appare essere trascurabile. Un'altra osservazione interessante è che le frequenze di sbattimento divengono quasi indipendenti dal parametro γ , quando questo è maggiore di circa 1. Il valore di ω_{c1} in questo caso è dato in modo approssimato dall'espressione: $\omega_{c1} = 4,2/\sqrt{R}$ in cui R è misurato in metri.

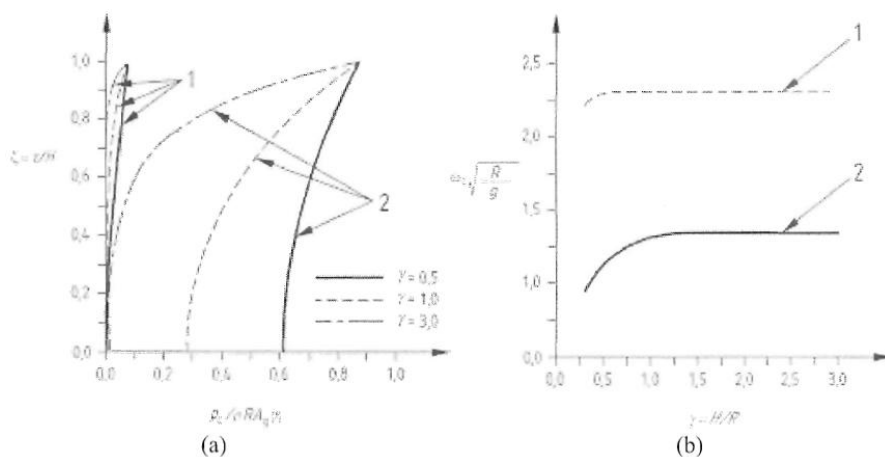


Figura 13: a) variazione della pressione convettiva lungo l'altezza per i primi due modi di vibrare; b) valori delle prime due frequenze del modo convettivo in funzione di γ

Analogamente a quanto fatto per la componente impulsiva è possibile definire i valori di taglio impulsivo alla base, Q_c , e momenti impulsivi alla base, M'_c (calcolato all'intradosso del fondovasca) e M_c (calcolato all'estradosso del fondovasca).

Taglio impulsivo alla base: $Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t)$

In cui la massa modale convettiva n-esima è pari a:

$$m_{cn} = m \frac{2 \tanh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma (\lambda_n^2 - 1)}$$

Momento impulsivo alla base (all'intradosso del fondovasca), M'_c

$$M'_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_{cn}(t)) h'_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h'_{cn}$$

in cui:

$$h'_{cn} = H \left(1 + \frac{2 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sinh(\lambda_n \gamma)} \right)$$

I valori di m_{c1} e m_{c2} e i corrispettivi valori h_{c1} , h_{c2} , h'_{c1} e h'_{c2} sono rappresentati in figura 14 in funzione di γ .

Momento impulsivo alla base (all'estradosso del fondovasca), M_c :

$$M_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_{cn}(t)) h_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h_{cn}$$

in cui:

$$h_{cn} = H \left(1 + \frac{1 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sinh(\lambda_n \gamma)} \right)$$

La componente convettiva della risposta può essere ottenuta, dalla somma istante per istante, della componente convettiva degli infiniti oscillatori aventi masse m_{cn} , collegati al serbatoio rigido tramite molle di rigidezza $K_n = \omega_n^2 m_{cn}$ (un oscillatore per ogni modo di vibrare considerato significativo, normalmente solo il primo). Il serbatoio è soggetto alla storia temporale delle accelerazioni del suolo $A_g(t)$ e le masse rispondono con accelerazioni $A_{cn}(t)$. h'_{cn} , h_{cn} rappresentano le quote alla quale l'oscillatore deve essere applicato per fornire il corretto valore, rispettivamente, del momento flettente M'_{cn} o M_{cn} .

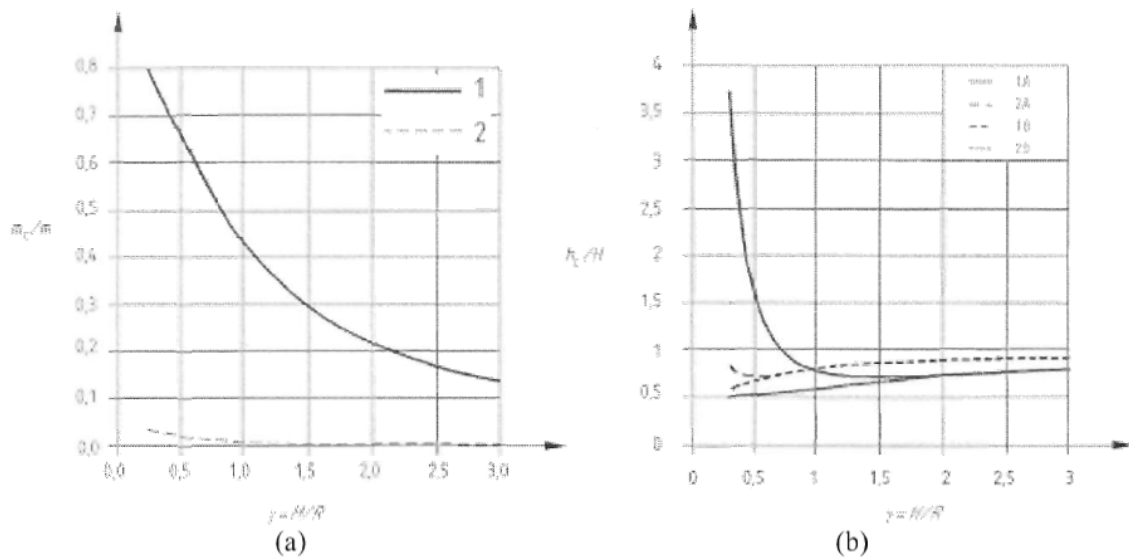


Figure A.4 — a) First two sloshing modal masses and b) corresponding heights h_{c1} , h_{c2} , h'_{c1} and h'_{c2} as functions of γ (see also Table A.2, columns 5, 7 and 9)

Figura 14: a) masse modali dei primi due moti convettivi; b) altezze h_{c1} , h_{c2} , h'_{c1} e h'_{c2} in funzione di γ

È possibile definire l'altezza dell'onda provocata dal moto convettivo, la quale è determinata principalmente dal primo modo di vibrare; è possibile determinare l'altezza massima in corrispondenza del pelo libero dell'acqua attraverso la seguente formulazione:

$$d_{max} = \frac{0,84 R S_e(T_{cl})}{g} \quad (A.15)$$

in cui: $S_e(\cdot)$ = accelerazione spettrale elastica del primo modo convettivo del fluido, calcolata per un valore di smorzamento adatto alla risposta di oscillazione del fluido.

3.2.2.3 Effetti dell'inerzia delle pareti

Per i serbatoi in acciaio, le forze di inerzia sulle pareti dovute alla loro massa sono piccole rispetto alle forze idrodinamiche, per questo motivo possono essere trascurate, per i serbatoi in ca, invece, queste forze non possono essere trascurate. Le forze di inerzia sono parallele alla forza sismica orizzontale e inducono una pressione normale alla superficie pari a:

$$p_w = \rho_s s(\zeta) \cos(\theta) A_g(t)$$

in cui:

- ρ_s = densità delle pareti
- $s(\zeta)$ = spessore delle pareti

La pressione dovuta all'inerzia dei muri è costante lungo l'altezza e deve essere aggiunta alla componente impulsiva. Il taglio totale alla base è ottenuto considerando semplicemente la massa totale del serbatoio moltiplicata per l'accelerazione del terreno. Analogamente il contributo del momento ribaltante è pari alla massa delle pareti moltiplicata per l'altezza del loro baricentro (per pareti a spessore costante), sommata alla massa della copertura moltiplicata per metà della sua distanza dalla base, il tutto moltiplicato per l'accelerazione del suolo.

3.2.2.4 Combinazione della pressioni convettiva ed impulsiva

L'andamento nel tempo della pressione totale è dato dalla somma di due componenti:

- Componente impulsiva guidata da $A_g(t)$ che comprende l'inerzia dei muri;
- Componente convettiva guidata da $A_{c1}(t)$ (trascurando componenti di ordine superiore).

Le due componenti di pressione impulsiva e convettiva sono caratterizzate da coefficienti di smorzamento diversi, in modo analogo possono essere definiti due meccanismi dissipativi di natura isteretica. La risposta convettiva non comporta nessuna dissipazione di energia, al contrario la risposta impulsiva e l'inerzia delle pareti provocano una dissipazione di energia. È possibile tenere in conto di questo aspetto attraverso diversi fattori di comportamento q : si utilizza $q=1$ per le azioni derivanti dal moto convettivo e $q=1,5$ (o superiore) per le azioni derivanti dal moto impulsivo e l'inerzia delle pareti.

Nella pratica progettuale si utilizza l'analisi per spettro di risposta, da qui nasce il problema di combinare in modo adeguato i valori massimi degli effetti prodotti dalle due componenti. Si preferisca un approccio con lo spettro di risposta, nasce il problema di combinare opportunamente i due massimi. Data la separazione generalmente ampia tra le frequenze centrali del moto del terreno e la frequenza di sbattimento, la regola della "radice quadrata della somma dei quadrati" potrebbe sottostimare la risposta strutturale, per questo motivo si preferisce la regola, corrispondente al limite superiore, di sommare i valori assoluti dei due massimi. I due valori massimi saranno in funzione del fattore di comportamento q e del coefficiente di smorzamento adottati per il calcolo delle due componenti.

3.2.2.5 Componente verticale dell'azione sismica

La componente di pressione dei muri in un serbatoio rigido dovuta all'accelerazione verticale $A_v(t)$ è pari a:

$$p_{vr}(\zeta, t) = \rho H (1 - \zeta) A_v(t) \quad (A.17)$$

Dal momento che è asimmetrica, questa forza non produce tagli o momenti su tutta l'altezza del serbatoio. La pressione $p_{vr}(\zeta, t)$ aumenta linearmente con la profondità come la pressione idrostatica.

3.2.2.6 Combinazione degli effetti dovuti all'azione sismica

È possibile determinare la pressione massima agente sulle pareti derivante dall'azione sismica orizzontale e verticale attraverso regole di combinazione. Tale contributo deve essere sommato alla pressione idrostatica agente sulle pareti nel lato in cui l'accelerazione risulta concorde con la pressione del fluido e sottratto nel lato opposto (suzione).

La pressione idrodinamica esercitata dal fluido sulle pareti in caso di azione sismica è data dalla somma dei seguenti contributi:

- componente di pressione impulsiva, p_i dovuta all'azione sismica orizzontale, a cui si somma l'effetto dovuto all'inerzia delle pareti;
- componente di pressione convettiva, p_c dovuta all'azione sismica orizzontale;
- componente di pressione idrodinamica sulle pareti, p_{vr} , dovuta all'azione sismica verticale.

Il valore di picco della pressione dovute alla combinazione di queste tre componenti deve essere determinato in accordo con quanto previsto nel §4.3.3.5.2 della UNI EN 1998-1:2004 – parte 1, attraverso le tre seguenti combinazioni:

- $E_{Edx} "+" 0,30 E_{E dy} "+" 0,30 E_{Edz}$
- $0,30 E_{Edx} "+" E_{E dy} "+" 0,30 E_{Edz}$
- $0,30 E_{Edx} "+" 0,30 E_{E dy} "+" E_{Edz}$

in cui:

- $E_{Edx}, E_{E dy}$ = rappresenta gli effetti dovuti all'azione sismica orizzontale nelle due direzioni;
- E_{Edz} = rappresenta gli effetti dovuti all'azione sismica verticale;
- "+" = significa 'da combinare con';
- Per quanto riguarda la formulazione appena trattata, questa riguarda i serbatoi appoggiati al suolo, in cui il periodo T_i tiene in considerazione solo l'acqua che si muove rigidamente con il serbatoio stesso, omettendo la sottostruttura portante.

3.2.2.7 Serbatoi in elevazione

All'interno del capitolo *A.6* dell'EC8 viene esteso il calcolo delle spinte idrodinamiche per serbatoi pensili. Il modello per i serbatoi in elevazione include la struttura di sostegno e prende in considerazione due masse:

- Massa impulsiva, m_i : questa massa è rigidamente connessa alle pareti della vasca e si trova ad un'altezza h_i' o h_i , coerentemente con quanto visto per i serbatoi circolari ancorati a terra.
- Massa convettiva, m_{cl} : questa massa è connessa alle pareti attraverso una molla di rigidezza $K_{cl} = \omega_{cl}^2 m_{cl}$, e si trova a un'altezza h_{cl}' o h_{cl} , questi tre parametri sono definiti in modo analogo al caso di vasca circolare ancorata a terra.

La risposta del sistema può essere valutata usando i metodi dell'analisi modale o un'analisi a spettro di risposta.

Nel caso più semplice il modello della struttura è formato da due gradi di libertà, corrispondenti alle masse m_i e m_{cl} . Alla massa m_i è necessario aggiungere una massa Δm pari alla massa del serbatoio e una porzione della struttura di sostegno. È necessario

connettere la massa $\Delta m + m_i$ al suolo con una molla rappresentante la rigidità del supporto.

La componente di inerzia dovuta alla massa $\Delta m + m_i$ e il corrispondente grado di libertà, devono essere inclusi nel modello.

I serbatoi in elevazione di forma tronco-conica possono essere rappresentati come un cilindro equivalente dello stesso volume del liquido e un diametro pari al diametro del pelo libero del fluido.

3.2.2.8 Procedura semplificata per serbatoi cilindrici fissati alla base

L'allegato A dell'EC8 propone un metodo tabellare semplificato per la determinazione delle spinte idrodinamiche in caso di sisma per serbatoi circolari fissati alla base; questa procedura è stata suggerita da Mlhotra (*Seismic Response of Soil-Supported Unanchored Liquid-Storage Tank*, 1997) e risulta applicabile a serbatoi cilindrici sia per serbatoi appoggiati al suolo, sia per serbatoi in elevazione, nel seguito verrà illustrata tale procedura.

Il sistema fluido-struttura è idealizzato da un modello a due gradi di libertà, corrispondenti a una componente impulsiva e ad una componente convettiva. La risposta complessiva è data dalla somma delle due componenti.

I periodi naturali delle risposte convettiva ed impulsiva hanno le seguenti espressioni, le quali forniscono un risultato in secondi:

$$T_{imp} = C_i \frac{H\sqrt{\rho}}{\sqrt{s/R}\sqrt{E}}$$

$$T_{con} = C_c\sqrt{R}$$

in cui:

- H = altezza di progetto del fluido;
- R = raggio del serbatoio espresso in metri;
- s = spessore equivalente uniforme della parete del serbatoio;
- ρ = densità del liquido presente nel serbatoio;
- E = modulo di elasticità del materiale del serbatoio.

- C_i, C_c = coefficienti ottenuti dalla tabella A.2 in figura 15. Il coefficiente C_i è adimensionale, mentre C_c è espresso in $\text{sec}/\text{m}^{1/2}$.

Per serbatoi con spessore di parete non uniforme, s può essere calcolato prendendo una media pesata sull'altezza bagnata della parete del serbatoio, assegnando il peso più alto allo spessore vicino alla base del serbatoio dove la deformazione è massima.

Table A.2 — Coefficients C_i and C_c for the natural periods, masses m_i and m_c and heights h_i and h_c from the base of the point of application of the wall pressure resultant, for the impulsive and convective components

H/R	C_i	C_c ($\text{s}/\text{m}^{1/2}$)	m_i/m	m_c/m	h_i/H	h_c/H	h'_i/H	h'_c/H
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

Figura 15: Tabella A.2 EC8-4

La tabella A.2 fornisce i valori della massa impulsiva e della massa convettiva in funzione della massa totale del liquido, m e i punti di applicazione delle risultanti dell'azione convettiva e impulsiva sulle pareti a partire dal fondo della vasca, h_i, h_c .

Nel seguito verranno determinate le risultanti della componente idrodinamica in caso di azione sismica, in termini di taglio alla base, Q e momenti, M, M' .

Il taglio totale alla base è:

$$Q = (m_i + m_w + m_r) S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con})$$

in cui:

- m_w = massa della parete del serbatoio;
- m_r = massa della copertura del serbatoio;

- $S_e(T_{imp})$ = accelerazione spettrale impulsiva, ottenuta da uno spettro di risposta elastico con smorzamento del 2% per serbatoi di acciaio o calcestruzzo precompresso ed uno spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% per serbatoi di calcestruzzo;
- $S_e(T_{con})$ = accelerazione spettrale convettiva, ottenuta da uno spettro di risposta elastico smorzato dello 0,5%.

Il momento ribaltante sulla soletta del sottovasca, in combinazione con la comune teoria delle travi, fornisce lo sforzo assiale alla base della parete del serbatoio. Il momento ribaltante calcolato all'estradosso della soletta del sottovasca è pari a:

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con})$$

dove:

- h_i, h_c = altezze del baricentro delle pressioni idrodinamiche impulsiva e convettiva della parete; i loro valori sono ottenuti dalla fig.15;
- h_w, h_r = rispettivamente altezze dei centri di gravità della parete e tetto del serbatoio.

Il momento ribaltante calcolato all'intradosso della soletta del sottovasca tiene conto della pressione idrodinamica sia sulla parete del serbatoio che sulla soletta di base ed è dato da:

$$M = (m_i * h'_i + m_w * h_w + m_r * h_r) * S_e(T_{imp}) + m_c * h'_c * S_e(T_{con})$$

dove:

- h'_i, h'_c altezze ottenute dalla fig. 15.

L'altezza d'onda è calcolata tramite l'espressione (A.15) riportata nel paragrafo precedente, pari a:

$$d_{max} = \frac{0,84 R S_e(T_{cl})}{g}$$

La componente verticale dell'azione sismica è calcolata tramite l'espressione (A.17) definita nel precedente paragrafo.

3.3 IITK-GDSMA

Le linee guida indiane *IITK-GDSM, Guidelines for seismic design of liquid storage tanks* rappresenta un documento di comprovata validità riguardo ai serbatoi appoggiati a terra e ai serbatoi pensili su una struttura intelaiata. Tale normativa fornisce anche le indicazioni sulla progettazione sismica dei serbatoi interrati. Nel corso di questa trattazione si farà riferimento ai soli serbatoi in elevazione, anche se alcune considerazioni sono valide anche per i serbatoi ancorati a terra.

Le spinte idrodinamiche esercitate dal liquido sulla struttura devono essere considerate in aggiunta alle forze idrostatiche. Le azioni idrodinamiche sono valutate tramite il modello massa-molla dei serbatoi.

3.3.1 Modello massa molla per analisi sismiche

Quando un serbatoio contenente un fluido si muove per effetto delle azioni sismiche, il liquido esercita una componente idrodinamica impulsiva e una convettiva sulle pareti della vasca in aggiunta alla pressione già presente. Il liquido nella parte inferiore del serbatoio si comporta come una massa rigidamente connessa alle pareti della vasca, questa massa è definisce la componente impulsiva. La massa convettiva è rappresentata dalla massa del fluido nella parte superiore ed è soggetta a oscillazioni. Al fine di includere gli effetti delle spinte idrodinamiche sulla struttura, il serbatoio può essere assimilato a un modello massa-molla, che include la l'effetto dell'interazione tra le pareti e il fluido; i parametri per la definizione del modello massa-molla dipendono dalla geometria e dalla deformabilità del serbatoio. Una descrizione qualitativa dell'andamento delle pressioni impulsiva e convettiva è rappresentata in *fig. 16*.

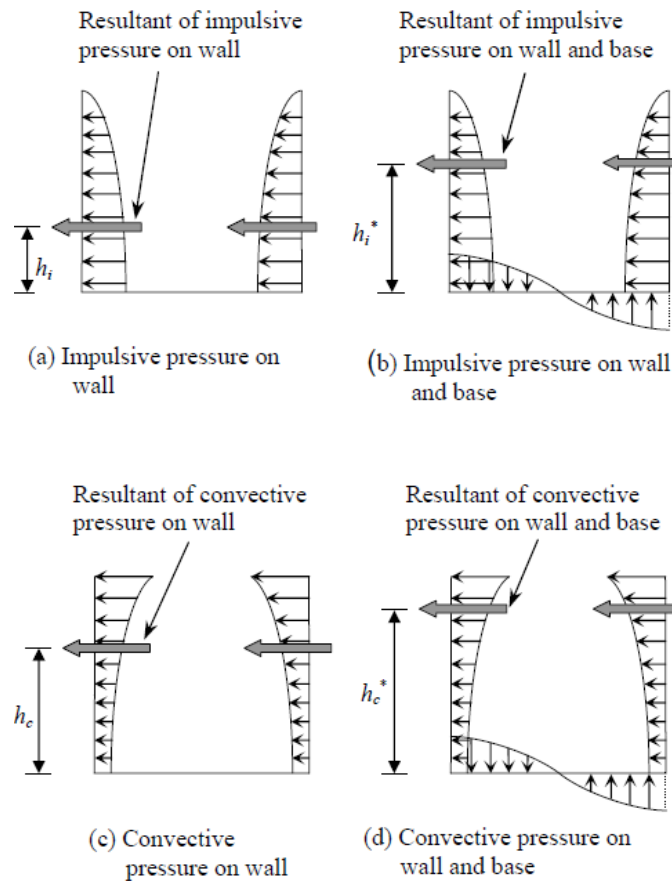


Figure C-1 Qualitative description of hydrodynamic pressure distribution on tank wall and base

Figura 16: Descrizione qualitativa della distribuzione di pressione idrodinamica sulle pareti e alla base della vasca

I serbatoi pensili, possono essere rappresentati da un modello a due masse, in quanto non sono mai completamente pieni, pertanto questa trattazione risulta più corretta rispetto a quella derivante da un modello a una singola massa. Di norma i serbatoi vengono idealizzati dal modello a due masse basato sul lavoro di Housner (1963).

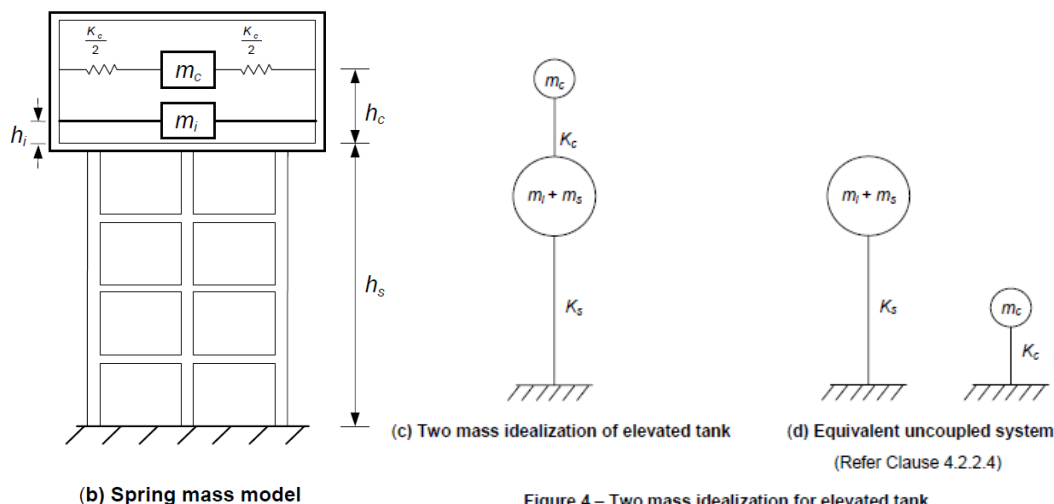


Figure 4 – Two mass idealization for elevated tank

Figura 17: Schematizzazione modello massa-molla per serbatoi in elevazione

Per procedere alla definizione dei parametri di questo modello, in primo luogo si deve distinguere tra il caso di vasca circolare e vasca rettangolare; in funzione della geometria i parametri m_i , m_c , h_i , h_i^* , h_c , h_c^* e K_c che possono essere determinati attraverso le formulazioni riportate all'interno della Tabella C-1 e sono validi sia per serbatoi pensili sia per serbatoi ancorati a terra:

- m = massa totale del liquido presente nel serbatoio
- m_i = massa impulsiva del liquido
- m_c = massa convettiva del liquido
- h_i = altezza impulsiva del liquido all'estradosso del sottovasca (senza considerare la pressione di base)
- h_i^* = altezza impulsiva del liquido all'estradosso del sottovasca (considerando la pressione di base)
- h_c = altezza convettiva del liquido all'estradosso del sottovasca (senza considerare la pressione di base)
- h_c^* = altezza convettiva del liquido all'estradosso del sottovasca (considerando la pressione di base)
- K_c = rigidezza della molla per il moto convettivo

Questi parametri sono relativi a pareti rigide, in letteratura esistono anche modelli massa-molla per serbatoi con pareti flessibili, nonostante non ci sia una sostanziale differenza tra i due modelli; di norma i serbatoi in ca sono considerati rigidi, mentre quelli in acciaio flessibili.

Table C 1 – Expression for parameters of spring mass model

Circular tank	Rectangular tank
$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866\frac{D}{h}\right)}{0.866\frac{D}{h}}$	$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866\frac{L}{h}\right)}{0.866\frac{L}{h}}$
$\frac{h_i}{h} = 0.375 \quad \text{for } h/D \leq 0.75$	$\frac{h_i}{h} = 0.375 \quad \text{for } h/L \leq 0.75$
$= 0.5 - \frac{0.09375}{h/D} \quad \text{for } h/D > 0.75$	$= 0.5 - \frac{0.09375}{h/L} \quad \text{for } h/L > 0.75$
$\frac{h_i^*}{h} = \frac{0.866\frac{D}{h}}{2 \tanh\left(0.866\frac{D}{h}\right)} - 0.125$	$\frac{h_i^*}{h} = \frac{0.866\frac{L}{h}}{2 \tanh\left(0.866\frac{L}{h}\right)} - 0.125$
$= 0.45 \quad \text{for } h/D \leq 1.33$	$= 0.45 \quad \text{for } h/L \leq 1.33$
$= 0.45 \quad \text{for } h/D > 1.33$	$= 0.45 \quad \text{for } h/L > 1.33$
$\frac{m_c}{m} = 0.23 \frac{\tanh\left(3.68\frac{h}{D}\right)}{\frac{h}{D}}$	$\frac{m_c}{m} = 0.264 \frac{\tanh\left(3.16\frac{h}{L}\right)}{\frac{h}{L}}$
$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68\frac{h}{D}\right) - 1.0}{3.68\frac{h}{D} \sinh\left(3.68\frac{h}{D}\right)}$	$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16\frac{h}{L}\right) - 1.0}{3.16\frac{h}{L} \sinh\left(3.16\frac{h}{L}\right)}$
$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68\frac{h}{D}\right) - 2.01}{3.68\frac{h}{D} \sinh\left(3.68\frac{h}{D}\right)}$	$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16\frac{h}{L}\right) - 2.01}{3.16\frac{h}{L} \sinh\left(3.16\frac{h}{L}\right)}$
$K_c = 0.836 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.68\frac{h}{D}\right)$	$K_c = 0.833 \frac{mg}{h} \tanh^2\left(3.16\frac{h}{L}\right)$

3.3.2 Periodo impulsivo e periodo convettivo

Il periodo impulsivo, T_i , in secondi, è definito attraverso la formulazione di seguito riportata:

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

in cui: m_s = massa della vasca più 1/3 della massa del telaio

K_s = rigidità laterale del telaio: è la forza orizzontale (applicata nel centro di gravità del serbatoio) necessaria per ottenere uno spostamento orizzontale del telaio

Per il caso del pensile oggetto di studio, la rigidità del telaio è stata calcolata tramite un modello FEM del solo telaio di cui si è andati a verificare lo spostamento nel centro di massa, δ , a seguito dell'applicazione di una forza orizzontale, F . Il rapporto tra la forza applicata e lo spostamento restituisce il valore della rigidità: $k = F/\delta$.

Il periodo del moto convettivo, T_c , in secondi, è dato dalla seguente formulazione:

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

i valori di m_c e K_c sono stati definiti in precedenza per serbatoi circolari e rettangolari nella Tabella C-1.

In alternativa il valore del moto convettivo può essere definito come segue, in funzione della geometria della vasca:

Per serbatoi circolari: $T_c = C_c \sqrt{D/g}$

in cui: D = diametro interno del serbatoio

C_c = coefficiente del periodo convettivo ed è definito come:

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

L'interazione terreno struttura può essere presa in considerazione durante la valutazione del periodo; in generale un suolo deformabile non interferisce con il periodo convettivo, tuttavia potrebbe influenzare il periodo impulsivo.

3.3.3 Taglio alla base

Il taglio alla base del periodo impulsivo, calcolato alla base del telaio, è definito come:

$$V_i = (Ah)_i (m_i + m_s) g$$

il taglio alla base del periodo convettivo è definito come:

$$V_c = (Ah)_c m_c g$$

In cui è bene ricordare che m_i non è la massa della struttura, ma è pari alla massa della vasca + 1/3 della struttura del telaio.

$(Ah)_c$, $(Ah)_i$ sono i coefficienti della risposta sismica orizzontale rispettivamente per il periodo impulsivo e convettivo, dovendo far riferimento alla definizione dell'azione sismica prevista dalle NTC2018, nell'ambito dell'esempio numerico esplicito nel prossimo capitolo, questi valori saranno pari rispettivamente all'accelerazione spettrale di progetto impulsiva, $S_e(T_{imp})$, e convettiva, $S_c(T_{con})$. Un ragionamento analogo è stato fatto per la definizione di $(Ah)_v$, che risulta pari all'accelerazione spettrale di progetto verticale, $S_v(T)$.

Il taglio totale alla base è ottenuto combinando V_i e V_c attraverso la regola della radice della somma dei quadrati (SRSS):

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

3.3.4 Momento alla base

Il momento ribaltante alla base dovuto alla componente impulsiva del moto è pari a:

$$M_i = (Ah)_i [m_i (h_i + h_s) + m_s h_{cg}] g$$

Il momento ribaltante alla base dovuto alla componente convettiva del moto è pari a:

$$M_c^* = (Ah)_c m_c (h_c + h_s) g$$

In cui h_s = altezza del telaio, misurata dalla base dei pilastri all'intradosso del sottovasca

h_{cg} = altezza del centro di gravità della vasca vuota, misurata dalla base dei pilastri

In analogia con il taglio il momento totale può essere ottenuto attraverso la combinazione SRSS dei momenti derivanti dalla componente impulsiva e convettiva:

$$M = \sqrt{M_i^{*2} + M_c^{*2}}$$

3.3.5 Effetti dell'accelerazione verticale

L'accelerazione verticale che si sviluppa in caso di sisma, porta a un aumento del peso del liquido, che induce una pressione aggiuntiva sulle pareti dei muri, la cui distribuzione è molto simile alla distribuzione idrostatica. Questa pressione può essere definita come:

$$p_v = (A_v)\rho g h (1 - y/h)$$

in cui y = distanza verticale tra il fondovalsa e il punto considerato

A_v = accelerazione verticale, la normativa indiana darebbe una formulazione per definire questo parametro, in accordo con le normative italiane tale valore è posto pari all'accelerazione verticale $S_e(t)$

In assenza di analisi specifiche, il periodo verticale del modo di vibrare per tutti i tipi di serbatoio può essere preso pari a 0,3s.

3.3.6 Effetti dell'inerzia delle pareti

La pressione sulle pareti della vasca dovuta all'inerzia dei muri è pari a:

$$p_{ww} = (Ah)_i t \rho_m g \quad \text{in cui: } t = \text{spessore del muro};$$
$$\rho_v = \text{densità del materiale delle pareti}$$

La pressione dovuta all'inerzia dei muri agisce nella stessa direzione della forza sismica, per i serbatoi in acciaio questo contributo è trascurabile, mentre per i serbatoi in ca è rilevante. L'effetto dell'inerzia dei muri è costante lungo l'altezza e deve essere aggiunta alla pressione impulsiva.

Il massimo valore della pressione idrodinamica si ottiene combinando la pressione dovuta all'accelerazione verticale e all'accelerazione orizzontale attraverso la combinazione SRSS:

$$p = \sqrt{(p_{iw} + p_{ww})^2 + p_{cw}^2 + p_v^2}$$

3.3.1 Spinte idrodinamiche

3.3.1.1 Pressione idrodinamica impulsiva

La componente impulsiva idrodinamica esercitata dal liquido sulle pareti e alla base per una vasca di forma circolare è pari a:

$$p_{iw} = Q_v(y) (Ah)_i \rho g h \cos\varphi$$

in cui:

- $Q_{iw}(y) = 0.866 \left[1 - \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] \tanh \left(0.866 \frac{D}{h} \right)$ *in alternativa questo valore può essere definito attraverso un grafico presente sulle linee guida indiane;*
- $\rho =$ densità del liquido
- $\varphi =$ angolo circonferenziale
- $y =$ distanza verticale tra il fondovasca e il punto considerato

3.3.1.2 Pressione convettiva

La componente impulsiva idrodinamica esercitata dal liquido sulle pareti e alla base per una vasca di forma circolare è pari a:

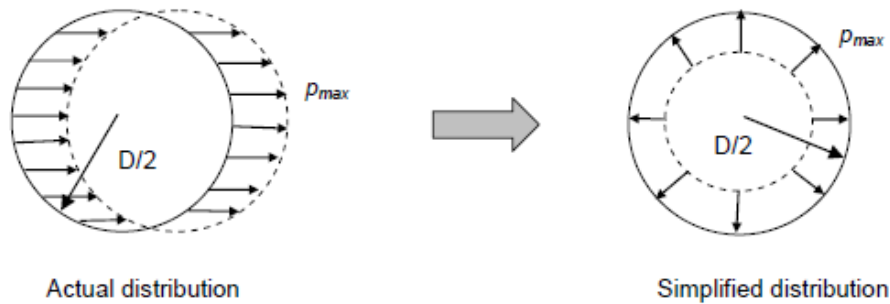
$$p_{cw} = Q_{cw}(y) (A_h)_c \rho g D \left[1 - \frac{1}{3} \cos^2 \phi \right] \cos \phi$$

in cui il valore di $Q_{cw}(y)$ può essere definito attraverso la formulazione di seguito riportata o i grafici presenti all'interno delle linee guida indiane:

$$Q_{cw}(y) = 0.5625 \frac{\cosh \left(3.674 \frac{y}{D} \right)}{\cosh \left(3.674 \frac{h}{D} \right)}$$

3.3.1.3 Linearizzazioni delle pressioni convettiva ed impulsiva

Nei serbatoi cilindrici, la pressione idrodinamica dovuta all'accelerazione orizzontale varia lungo la circonferenza, tuttavia è possibile approssimare questa distribuzione con una distribuzione uniforme su tutto il perimetro pari al massimo della pressione idrodinamica, lavorando così a favore di sicurezza.



(a) Simplified pressure distribution in circumferential direction on tank wall

Figura 18: distribuzione semplificata nella direzione circonferenziale delle pareti

La pressione idrodinamica, dovuta all'azione sismica, presenta un andamento curvilineo lungo l'altezza delle pareti. In assenza di specifiche analisi è possibile determinare una pressione lineare equivalente che fornisce le stesse risultanti in termini di taglio e momento alla base delle pareti.

Per i serbatoi cilindrici la massima pressione per una lunghezza unitaria lungo la circonferenza per $\varphi=0$, per la pressione impulsiva e convettiva è pari a:

$$q_i = \frac{(A_h)_i m_i}{\pi D / 2} g \quad q_c = \frac{(A_h)_c m_c}{\pi D / 2} g$$

Di seguito si riportano i valori per determinare la pressione lineare equivalente per il moto convettivo e impulsivo:

$$a_i = \frac{q_i}{h^2} (4h - 6h_i) \text{ and } b_i = \frac{q_i}{h^2} (6h_i - 2h)$$

$$a_c = \frac{q_c}{h^2} (4h - 6h_c) \text{ and } b_c = \frac{q_c}{h^2} (6h_c - 2h)$$

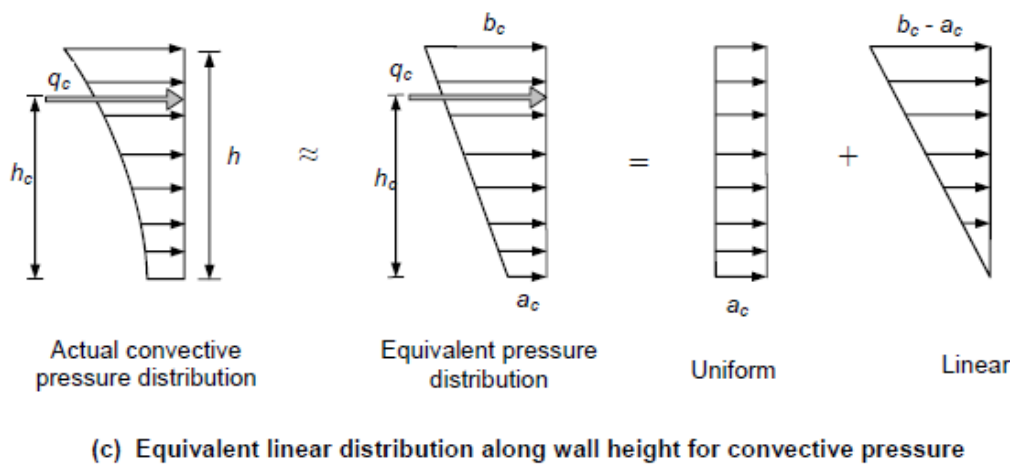
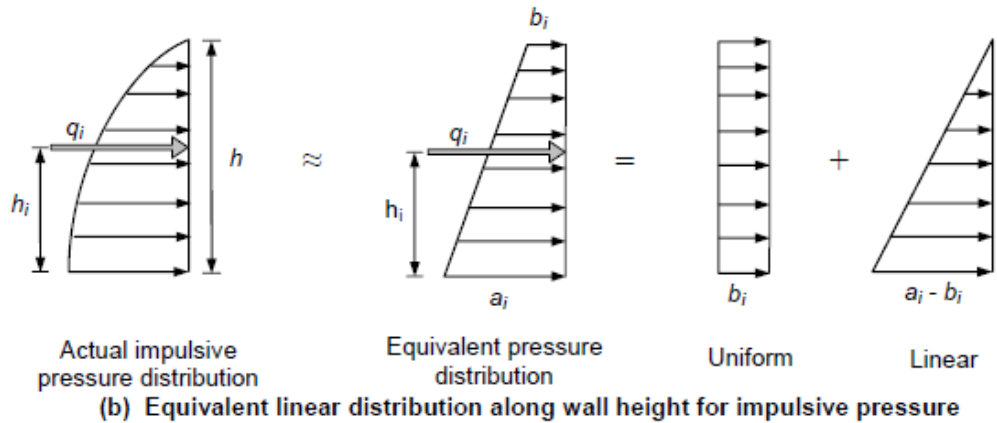


Figure 12 – Hydrodynamic pressure distribution for wall analysis

Figura 19: Distribuzione della pressione idrodinamica sulle pareti della vasca

3.4 Metodi a confronto: EC8 vs IITK-GDSMA

Nel seguente paragrafo verranno confrontati i risultati numerici ottenuti per il pensile di Sant’Ilario, oggetto di Tale tesi; nello specifico verranno confrontati i risultati ottenuti applicando le norme contenute all’interno dell’EC8-4, procedura semplificata contenuta nell’Annex A e le linee guida dell’IITK-GDSMA e analizzate nei paragrafi precedenti, analizzando come le differenze e le analogie tra questi due approcci.

Il serbatoio di Sant’Ilario d’Enza presenta una pianta di forma esagonale, in accordo con quanto previsto dall’EC8-4 e dalle IITK-GDSMA è possibile assimilarlo ad un cilindro equivalente avente lo stesso volume e diametro pari al diametro del pelo libero. Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche del serbatoio necessarie per la definizione delle spinte idrodinamiche.

<i>Caratteristiche del serbatoio equivalente</i>			
A_{H2O}	106,309	[m ²]	Impronta serbatoio
h_{H2O}	3,45	[m]	Altezza colonna d'acqua
V_{H2O}	366,77	[m ³]	Volume di acqua nel vaso
R_{eq}	6,00	[m]	Raggio equivalente
D_{eq}	12,00	[m]	Diametro equivalente
h_{eq}	3,24	[m]	Altezza equivalente
h/D	0,27	[-]	Snellezza serbatoio equivalente
D/h	3,70	[-]	
H/R	0,540	[-]	
H_{wall}	4,00	[m]	Altezza pareti vasca
t_{wall}	0,35	[m]	Spessore pareti vasca equivalente
t_{slab}	0,25	[m]	Spessore soletta fondovasca
h_s	37,500	[m]	Altezza STR da estr. fondazione a base parete

Per la definizione dello spessore delle pareti è stato definito uno spessore equivalente partendo dal peso reale delle stesse e considerandole continue, non interrotte dai pilastri, in questo modo il periodo impulsivo, essendo in funzione dello spessore delle pareti risulta più corretto.

Per la definizione del modello massa-molla sono stati considerati i seguenti pesi dell'acqua e degli elementi strutturali:

ρ_w	1019,37	[kg/m ³]	Massa specifica del liquido
γ_w	10,00	[kN/m ³]	Peso specifico del liquido
W_{water}	3667,66	[kN]	Peso dell'acqua
$M_{water} = m$	373869,57	[kg]	Massa dell'acqua
W_{fusto}	4430,83	[kN]	Peso del fusto
W_{vaso}	3927,44	[kN]	Peso vaso vuoto
$W_{pensile}$	8358,27	[kN]	Peso pensile vuoto
M_{fusto}	451664,50	[kg]	Massa del fusto
M_{vaso}	400350,73	[kg]	Massa vaso vuoto
$M_{pensile}$	852015,22	[kg]	Massa pensile vuoto

Per l'individuazione dei parametri massa molla è stato sono state seguite le indicazioni contenute nella Tabella C1-serbatoi cilindrici come previsto dall'IITK-GDSMA; per la

formulazione dell'EC8-4 è stato fatto riferimento alla tabella A.2, per questo caso è stato necessario eseguire un' interpolazione per il valore $H/R = 0,540$ non presente in tabella.

Parametri massa molla	IITK-GDSMA	EC8-4	
m_i/m	0,311	0,323	[-]
h_i/h	0,375	0,400	[-]
h_i^*/h	1,483	1,370	[-]
m_c/m	0,646	0,677	[-]
h_c/h	0,538	0,549	[-]
h_c^*/h	1,408	1,416	[-]
<i>- Componente impulsiva</i>			
m_i	116286,02	120685,09	Massa impulsiva del liquido [kg]
h_i	1,22	1,38	Altezza massa impulsiva [m]
h_i^*	4,81	4,726	Altezza massa impulsiva (pres. sul fondo) [m]
	[-]	7,586	Coefficiente periodo impulsivo [-]
<i>- Componente convettiva</i>			
m_c	241596,43	253184,47	Massa convettiva del liquido [kg]
h_c	1,74	1,89	Altezza massa convettiva [m]
h_c^*	4,57	4,19	Altezza massa convettiva (pres. sul fondo) [m]
K_c	545073,14	-	Rigidità molla componente convettiva [N/m]
C_c	3,759	1,712	Coefficiente periodo convettivo [-]

La valutazione delle spinte idrodinamiche è stata fatta in accordo con i seguenti parametri sismici derivanti da uno studio di microzonazione sismica di 3° livello per un tempo di ritorno pari a 949 anni.

<i>Dati sismici MS3 - SLV 949 ANNI</i>			
Spettro	Orizzontale	Verticale	
a_{max}	0,258	0,182	Peak Ground Acceleration
T_B	0,141	0,050	Inizio spettro acc. costante (s),
T_C	0,423	0,150	Inizio spettro vel. costante (s)
T_D	2,633	1,000	Inizio spettro spost. costante (s)
F_0	3,129	3,129	Fattore di amplificazione massima (-)
F_V	-	1,802	Fattore di amplificazione massima (-)
q	1,500	1,000	Fattore di comportamento (-)
η	0,667	1,000	

Una volta definito lo spettro di risposta elastico è possibile andare ad eseguire il confronto tra le risultati applicate alla base del fusto. È bene porre attenzione sul fatto che le pressioni derivanti dall'inerzia dei muri e della copertura non sono state oggetto di calcolo in quanto già computati all'interno del modello di calcolo realizzato su CMP 32, considerarle avrebbe significato duplicare tali contributi.

Risultanti alla base	IITK-GDSMA	EC8-4	
<i>Componente impulsiva</i>			
T_i	2,605	2,68	Periodo impulsivo [s]
$(A_h)_i$	0,087	0,084	Acc. Spettrale di progetto impulsiva [g]
Q_i	572,29	550,34	Taglio componente impulsiva [kN]
M_i^*	22541,54	23080,46	Momento componente impulsiva [kNm]
<i>Componente convettiva</i>			
T_c	4,157	4,193	Periodo convettivo [s]
$(A_h)_c$	0,052	0,0517	Acc. Spettrale di progetto convettiva [g]
Q_c	122,46	128,28	Taglio componente convettiva [kN]
M_c^*	5151,30	5398,91	Momento componente convettiva [kNm]
<i>Risultanti complessive alla base del fusto</i>			
Q	585,25	678,62	Taglio totale [kN]
M^*	23122,65	28479,38	Momento totale [kNm]

Alla luce di tali risultati è possibile affermare che i due approcci conducano a risultati pressoché comparabili; questo risultato era quello atteso poiché entrambi gli approcci si basano sul modello di Houser a due masse non accoppiate.

Le analogie riscontrate riguardano sia la determinazione dei parametri massa-molla, sia il calcolo in termini di taglio e momento della componente convettiva e impulsiva; questo risultato è a conferma del fatto che, nonostante i risultati derivino da formulazioni algebriche differenti, l'impostazione teorica del modello è la medesima, garantendo una stima sovrapponibile dei risultati. La divergenza principale risiede nella determinazione delle risultanti complessive alla base per taglio e momento: le linee guida IITK-GDSMA adottano la regola della radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS), mentre EC8-4 fa una somma dei valori assoluti risultando quindi troppo conservativa, in quanto è raro che il massimo dell'onda convettiva coincida con il picco dovuto alla componente impulsiva.

All'interno di questa trattazione si è deciso di procedere con le verifiche secondo le linee guida indiane, questa scelta deriva dalla necessità di eliminare le incertezze presenti nella normativa europea riguardo i serbatoi in elevazione. L'approccio definito nelle linee guida risulta più solido nella trattazione dei pensili in elevazione in quanto risolve il problema della determinazione della massa strutturale, Δm . All'interno dell'EC8-4 non viene definita l'aliquota di massa della struttura da accoppiare alla massa impulsiva del fluido, questo onere ricade completamente sul progettista, il quale si trova privo riferimenti certi in quanto la letteratura tecnica risulta estremamente varia; i valori proposti oscillano tra 1/3 della massa della struttura di sostegno e l'intero peso della struttura, rendendo complessa l'individuazione di un criterio di calcolo univoco. L'IITK fissa questo valore pari a 1/3 della massa strutturale, per garantire coerenza nel confronto effettuato nell'ambito di questa tesi tale valore è stato applicato anche alla formulazione derivate dall'EC8-4.

A ciò si aggiunge un vantaggio di modellazione pratica, in quanto il software di calcolo strutturale utilizzato non modella direttamente il fluido, ma è necessario definire il valore delle pressioni sulle pareti manualmente; l'IITK fornisce una linearizzazione della distribuzioni delle pressioni idrodinamiche che è possibile implementare direttamente all'interno del software., tale aspetto all'interno dell'EC8-4 non viene analizzato.

Per concludere, le linee guida nascono specificatamente per serbatoi in elevazione con una struttura di sostegno intelaiata, ciò garantisce risultati più realistici, il criterio di combinazione delle componenti ne è un esempio. L'EC8 prevede la somma dei valori assoluti della componente convettiva e impulsiva, spesso questa scelta risulta troppo conservativa e poco aderente alla fisica del sistema in quanto è raro avere i due valori massimi nello stesso momento. La combinazione dei carichi tramite SRSS definita nelle linee guida risulta pertanto più coerente alla realtà.

Per il proseguo della trattazione riguardante la modellazione idrodinamica si rimanda al §5.5.3 relativo alla modellazione idrodinamica del fluido presente nel serbatoio oggetto di studio.

4. NORMATIVE PER COSTRUZIONI ESISTENTI

Il capitolo §8 delle Norme tecniche per le costruzioni del 17/01/2018 definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti. Ulteriori approfondimenti sono riportati all'interno del capitolo §C8 della Circolare del 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

La normativa definisce una costruzione esistente come: « *quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento, la struttura completamente realizzata* ».

In Italia la valutazione delle vulnerabilità strutturali delle costruzioni esistenti è una priorità assoluta, in quanto il patrimonio edilizio risulta essere ben consolidato e spesso realizzato antecedentemente all'entrata in vigore delle normative sismiche, che oggi giorno rappresentano uno standard progettuale.

Nel territorio italiano, ad eccezione delle zone dove via via veniva introdotta la nuova normativa antisismica, le strutture erano calcolate e verificate esclusivamente per carichi verticali (peso del serbatoio vuoto e pieno) e per la sola azione orizzontale dovuta al vento, senza alcun riferimento a criteri antisismici, ma unicamente ponendo attenzione all'ottimizzazione nell'impiego dei materiali per il contenimento dei costi di costruzione.

Nelle strutture intelaiate, i pilastri erano le parti maggiormente sollecitate, mentre le eventuali travi di irrigidimento e di bordo intermedie avevano la sola funzione di ridurre la lunghezza libera d'inflessione dei pilastri oppure fungevano da sostegno dei tamponamenti in muratura.

La verifica veniva condotta valutando le combinazioni di carico più sfavorevoli per effetto dello sforzo normale e del momento dovuto al vento. Ne consegue che le strutture di supporto risultano spesso esili ed il serbatoio superiore frequentemente sproporzionato per l'eccessivo "sbalzo" rispetto alla base. A questo si deve aggiungere il pessimo stato manutentivo nel quale esse si trovano: le azioni ambientali, l'assenza di una costante manutenzione e la scarsa qualità dei materiali utilizzati sono la causa del degrado a cui sono state progressivamente sottoposte.

In questo contesto nasce il problema relativo alla valutazione della vulnerabilità sismica e della convenienza economica fra le due opzioni: adeguare o demolire e ricostruire. I

recenti eventi sismici in Emilia Romagna hanno sollevato il grande problema legato alla sicurezza ed alla stabilità delle torri piezometriche, costruite in tempi nei quali l'evento sismico era trascurato.

4.1 Criteri generali

«La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono tenere conto dei seguenti aspetti della costruzione:

- *essa riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;*
- *in essa possono essere insiti, ma non palesi, difetti di impostazione e di realizzazione;*
- *essa può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;*
- *le sue strutture possono presentare degrado e/o modifiche significative, rispetto alla situazione originaria».*

La definizione dei modelli strutturali si basa sul livello di approfondimento dei seguenti aspetti della struttura: geometria e particolari costruttivi, proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni e carichi permanenti. Il livello di conoscenza di queste caratteristiche dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte. In funzione dei dati disponibili si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica differenti attraverso *«l'uso di coefficienti legati ai "fattori di confidenza" che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza delle caratteristiche sopra elencate».*

4.2 Valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza di una costruzione esistente è un procedimento quantitativo, volto a stabilire:

- se l'uso della costruzione possa continuare senza interventi in quanto se è in grado di sostenere le azioni previste dalla normativa con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa;
- se l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);

- se sia necessario aumentare il livello di sicurezza strutturale operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

Al fine della valutazione di sicurezza di una costruzione esistente, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o in presenza di particolari condizioni riportate all'interno del §8.3 NTC2018.

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

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche; il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E l'accelerazione al suolo a_g ;
- $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i -esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

4.3 Definizione del modello di riferimento per le analisi

Il patrimonio edilizio costruito presenta una notevole varietà di tipologie strutturali, sia in termini di metodologie costruttive, sia in termini di materiali, pertanto risulta impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi o una standardizzazione dei metodi di verifica e di progetto degli interventi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in

relazione al comportamento strutturale atteso, tenendo conto delle indicazioni generali fornite dalla normativa attuale.

Il conseguimento della valutazione di sicurezza si basa su 7 passaggi fondamentali:

1. analisi storico-critica
2. rilievo geometrico-strutturale
3. caratterizzazione meccanica di materiali
4. livelli di conoscenza e fattori di confidenza
5. definizione delle azioni
6. analisi strutturale
7. progetto degli interventi

Nei paragrafi successivi verranno approfonditi i suddetti passaggi.

4.3.1 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 dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata».

L'analisi storico critica deve essere finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado, i cedimenti subiti dall'edificio e le trasformazioni operate dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell'assetto statico originario.

L'analisi inizia con il reperire tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali della prima realizzazione della costruzione e di eventuali successivi elaborati e rilievi già prodotti, eventuali collaudo.

L'analisi storico-critica riguarda:

- L'epoca della costruzione
- Le tecniche, le regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell'epoca della costruzioni
- La forma originaria e le successive modifiche
- I traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno

- Le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile della loro evoluzione nel tempo
- Gli aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato edilizio di cui l'edificio è parte
- Gli interventi di consolidamento pregressi

4.3.2 Rilievo

«Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, 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 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 all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno».

L'esito del rilievo deve quindi comprendere: tavole con progressione di costruzione, sezioni, prospetti, particolari costruttivi ed eventualmente il rilievo ed il quadro dei dissesti.

È possibile definire tre livelli di indagine, in funzione del grado di approfondimento raggiunto per dettagli costruttivi e materiali:

- Indagini limitate: sono generalmente basate su indagini prevalentemente visive;
- Indagini estese: prevedono l'impiego di prove in situ;
- Indagini esaustive: le prove in situ sono estese in modo sistematico.

Il tipo di indagini da effettuare è in funzione del sistema costruttivo.

4.3.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

«Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche [...].

I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. ; [...] il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001».

4.3.4 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 nelle NTC per le nuove costruzioni.

Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali consente di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla normativa attuale.

4.3.5 Livelli di conoscenza e fattore di confidenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate è possibile individuare i “livelli di conoscenza” (LC) dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i relativi fattori di confidenza (FC), da utilizzare nelle verifiche di sicurezza come ulteriori coefficienti parziali:

$$f_d = \frac{f_m}{FC * \gamma_m}$$

in cui:

f_d = resistenza di progetto

f_m = resistenza media del materiale;

FC = fattore di confidenza, definito nella Circolare del 21 gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP

γ_m = coefficiente parziale di sicurezza del materiale in funzione del tipo di meccanismo (duttile o fragile), definito nella Circolare del 21 gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente: LC1, LC2, LC3. Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli

costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 20: Estratto Tab. C8.5.IV da Circolare del 21 gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP

La normativa fornisce, a titolo puramente orientativo, le informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, la scelta finale del livello di conoscenza raggiunto è a carico del progettista.

4.3.6 Classificazione degli interventi

Nel §8.4 delle NTC2018 vengono individuate le categorie di intervento:

- **interventi di riparazione o locali:** *interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;*
- **interventi di miglioramento:** *interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungerei livelli di sicurezza richiesti dalla normativa attuale;*
- **interventi di adeguamento:** *interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza richiesti dalla normativa attuale.*

Ad esclusione degli interventi di riparazione o locali, gli interventi devono essere sottoposti a collaudo statico.

4.3.7 Tempo di intervento

Nel caso della valutazione della vulnerabilità di un edificio esistente, il concetto di “vita nominale” viene modificato trasformandolo dapprima in “vita nominale restante” (vedi parere 6 CTS della Regione Emilia-Romagna 27/07/2010), e poi in “tempo di intervento” T_{int} per un dato meccanismo vulnerabile (circolare DPC/SISM/83283 del 4/11/2010).

La vita nominale restante è un parametro relativo solo alla perdita economica dei beni, non alla perdita di vite umane, pertanto la decisione di posticipare degli interventi sarà legata solo alla disponibilità economica da parte del committente. Il tempo di intervento dovrebbe essere utilizzato per programmare e differire nel tempo gli interventi da realizzare.

Data una struttura esistente per la quale è stata determinata la resistenza in termini di accelerazioni e il corrispondente tempo di ritorno, TrR , è possibile calcolare il Tempo di intervento T_{int} .

$$T_{int} = -\frac{TrR}{C_u} \ln(1 - P_{vr})$$

In base alla DPC/SISM/83283 per T_{int} superiore a 30 anni si ritiene non necessaria un'immediata programmazione degli interventi. Se T_{int} invece risulta minore o uguale a 2 anni si configura un "particolare elemento di rischio" che implica l'urgenza degli interventi. Nel caso in cui T_{int} risulti nullo, la verifica non è risultata soddisfatta neanche per i soli carichi statici ed è obbligatorio intervenire immediatamente.

5. SERBATOIO PENSILE di SANT'ILARIO D'ENZA

5.1 Inquadramento

L'oggetto della presente trattazione è la valutazione di sicurezza preliminare del serbatoio pensile sito in Via Fratelli Cervi nel comune di Sant'Ilario d'Enza in provincia di Reggio Emilia. La valutazione di sicurezza si concentra sull'analisi sismica della struttura in elevazione del pensile.



L'area di intervento ricade in un contesto fortemente urbanizzato, in una zona pianeggiante caratterizzata da costruzioni basse (2-3 piani).

La posizione dell'opera è definita dalle seguenti coordinate: WGS84: 44.758617° N – 10.446971° E

5.1.1 Descrizione generale dell'opera

L'opera è stata realizzata nel 1963 per rispondere alle crescenti necessità di approvvigionamento idrico della popolazione di Sant'Ilario d'Enza.

Il pensile oggetto di studio è caratterizzato da una struttura in calcestruzzo armato gettato in opera. Il fusto, di altezza circa 37.50 m, è realizzato con 8 pilastrate con sezione rastremata (da 75x75cm a 60x60cm con una variazione di 5cm in ogni livello del fusto) disposte sui vertici di un ottagono regolare avete diametro pari a 8.6m. Lungo il fusto vi

sono 3 solette di interpiano ad interpiani di circa 9m esse presentano uno spessore di 20cm e un reticolo di travi 30x70xm.

Sulla sommità del fusto è presente una vasca a forma ottagonale inscritta in una circonferenza di diametro 13.88 m, realizzata in c.a. in opera. La soletta del sottovasca è in cemento armato con spessore pari a 25 cm e nervata da travi a sezione variabile che congiungono i vertici dell'ottagono. Nello specifico l'ossatura della trave è composta da un reticolo centrale con travi 115x40cm, attorno alle quali si sviluppa un ordine di travi circolare che funge da collegamento tra i pilastri del fusto e presenta una sezione 95x30cm; partendo dai pilastri, in direzione radiale, si sviluppano n.8 travi aventi sezione 150x40cm che collegano l'anello interno all'anello esterno di travi. L'anello esterno di bordo delimita il perimetro della vasca e presenta una sezione variabile 65:140x30cm.

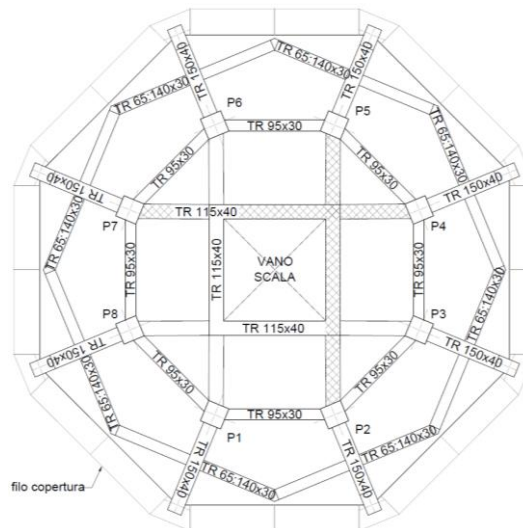


Figura 21: Sezioni travi sottovasca

A formare la vasca, sono presenti n. 8 pilastri in cemento armato aventi sezione 40x70cm collegati tra loro da pareti in cemento armato aventi spessore pari a 30cm. Le pareti, di altezza 4m, presentano un rivestimento esterno in tavole 20x20x4cm, tra la parete in cemento armato e le tavole è presente un rivestimento in eraclit di spessore pari a 5cm con funzione isolante. Sopra le pareti sono presenti dei timpani realizzati in laterizi forati 25x25x12.5cm che presentano lo stesso rivestimento esterno delle pareti sottostanti.

La vasca presenta un nucleo centrale formato da pareti in c.a. avente spessore pari a 20cm. L'altezza d'acqua prevista nel serbatoio è pari a 3.45 metri.

La copertura è formata da un solaio in latero cemento che appoggia su 16 travi in cemento armato, le travi appoggiano, alternativamente, sulla sommità dei timpani e tra due timpani successivi.

L'altezza complessiva del pensile è pari a 43.93 metri dallo spiccato delle fondazioni. I carichi dell'insieme stelo-vasca vengono scaricati su n.8 travi rovesce che appoggiano su una soletta in cemento armato di pianta ottagonale avente spessore pari a 1m.

Di seguito gli estratti degli elaborati grafici del fabbricato allo Stato di Fatto.

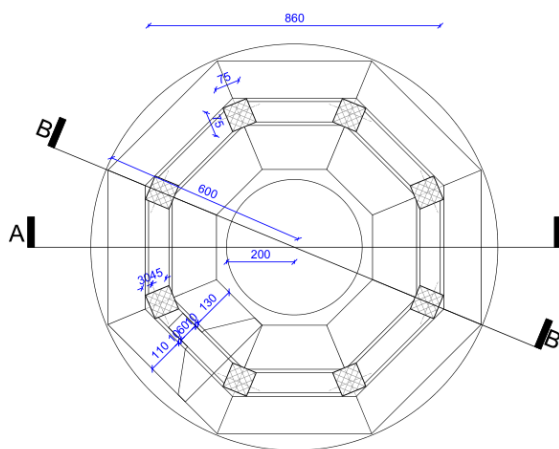


Figura 22: Stato di Fatto - FONDAZIONI

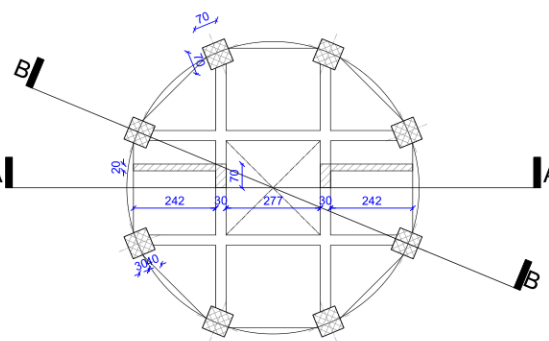


Figura 23: Stato di Fatto - LIVELLO INTERMEDIO TIPO

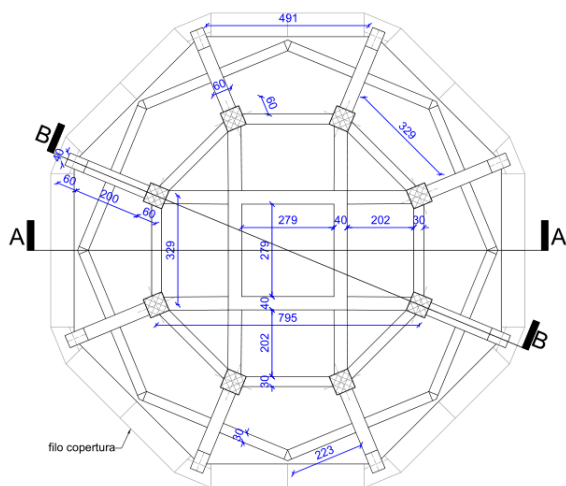


Figura 24: Stato di Fatto - TRAVI SOTTOVASCA

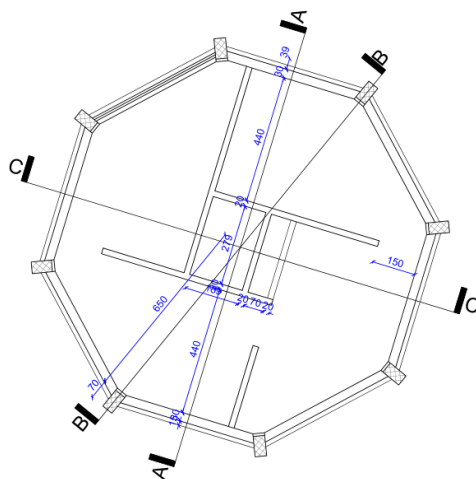


Figura 25: Stato di Fatto - PARETI VASCA

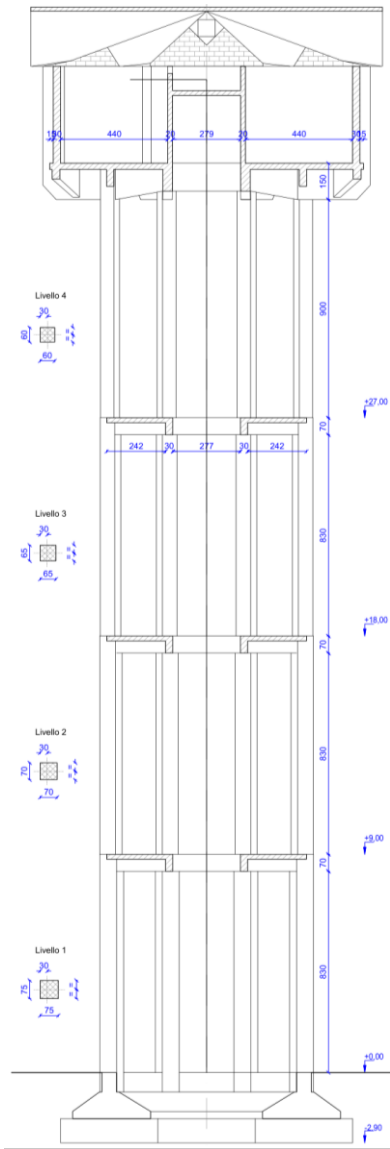


Figura 26: Stato di Fatto - SEZIONE A-A

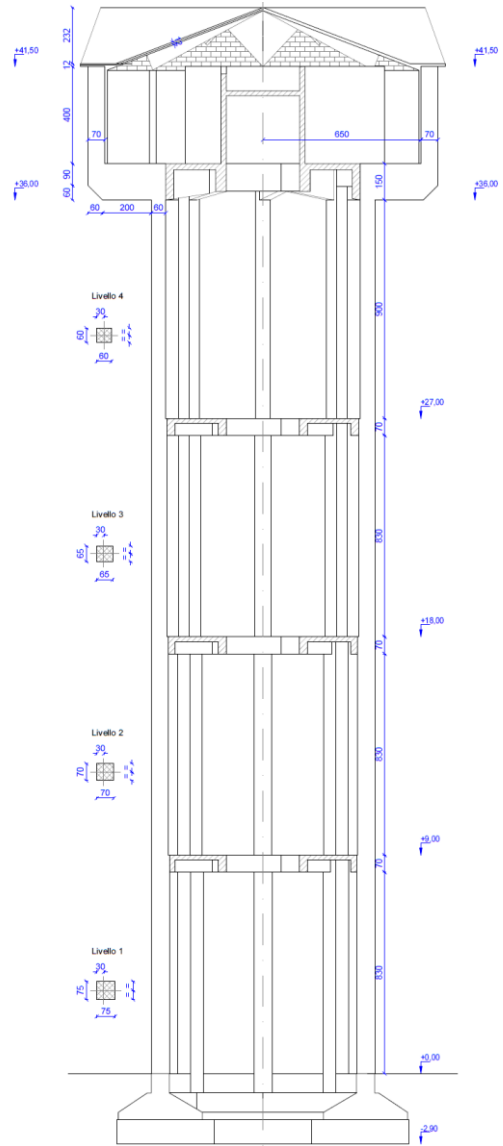


Figura 27: Stato di fatto - Sezione B-B

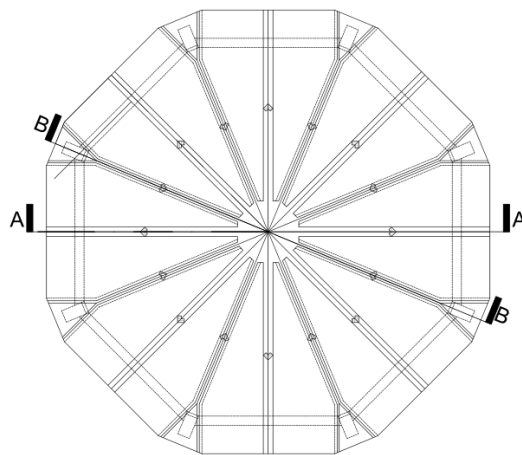


Figura 28: Stato di Fatto - PIANTA COPERTURA

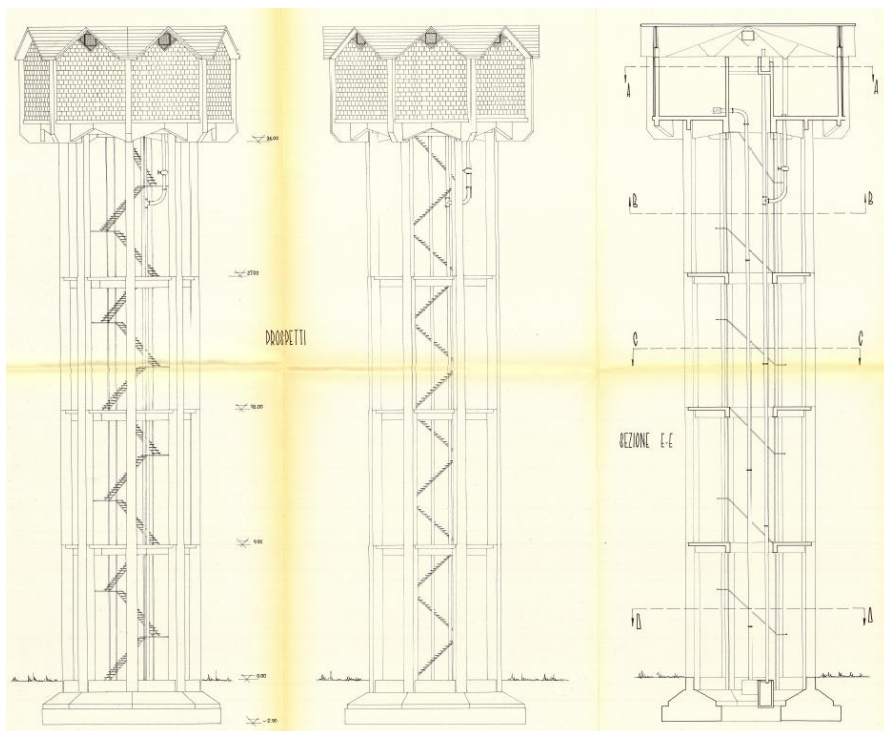
5.1.2 Ricerca documentale

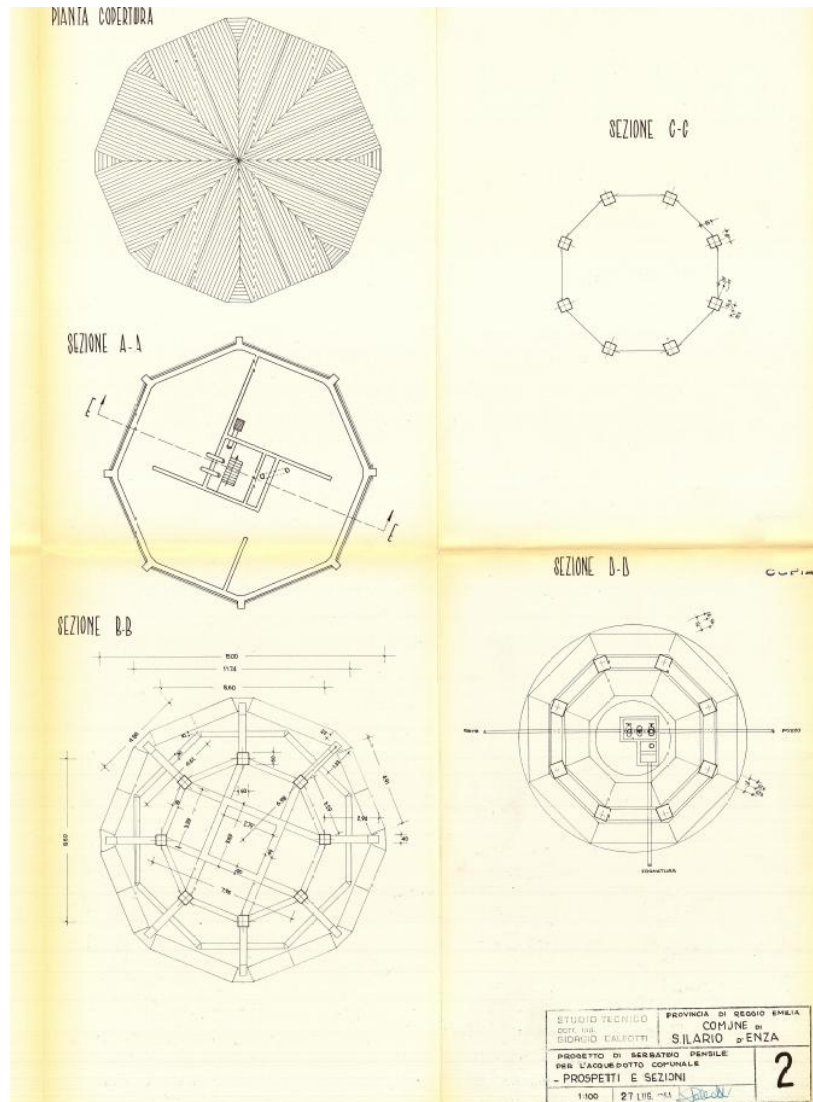
La ricerca documentale ha permesso di ritrovare i seguenti documenti:

- Disegni esecutivi e particolari costruttivi di progetto e di variante;
- Estratto del registro delle deliberazioni del consiglio comunale di progetto;
- Computo metrico e computo estimativo di variante;
- Relazioni verbale di visita;
- Certificato di collaudo;
- Nomina collaudatore

La geometria del manufatto è stata verificata a campione in situ. Per quanto riguarda i particolari delle armature e le caratteristiche dei materiali, le informazioni a disposizione sono state validate con apposita campagna di indagini, i cui risultati vengono richiamati nel prosieguo della trattazione. Le prescrizioni dei materiali del progettista nei riguardi del calcestruzzo e delle barre di armatura in acciaio trovano conferma nei certificati della campagna di indagine effettuata.

Rispetto ai disegni di progetto, le dimensioni e le azioni considerate nella relazione di calcolo sono coerenti. Di seguito si riporta un estratto dei documenti grafici originali, parte integrante di questa documentazione è riportata all'interno dell'allegato di questa tesi.





5.1.3 Analisi storico critica

In data 28/08/1963 è stato stipulato il contratto per la realizzazione di un serbatoio pensile a servizio dell'acquedotto comunale di Sant'Ilario d'Enza. Nel corso dell'anno successivo è stata approvata una variante di progetto, la quale, sulla base della documentazione reperita, non interessa le strutture del serbatoio, ma riguarda esclusivamente aggiornamenti dei prezzi contrattuali e modifiche all'impianto idraulico. Tale conclusione trova riscontro negli elaborati grafici rinvenuti che comprendono sia i disegni di progetto originali, datati 9 febbraio 1963, sia gli elaborati di variante, datati 27 luglio 1964.

La denuncia di struttura per manufatto in conglomerato cementizio viene consegnata alla Prefettura di Reggio Emilia in data 27 luglio 1967. Secondo quanto riportato nel

certificato di collaudo e nelle relazioni verbale di visita, l'andamento dei lavori è stato regolare e l'impresa ha eseguito i lavori con conoscenza e competenza.

Durante la visita ispettiva del 17 novembre 1967 si è potuto riscontrare che i lavori erano pressoché terminati, in cantiere erano presenti materiali residuati che sono stati esaminati e ritenuti idonei all'impiego; inoltre, durante questa ispezione è stata controllata la presa dei conglomerati cementizi ed è stata ritenuta ottima.

Durante le operazioni di collaudo è stato fatto un esame dei lavori di scavo di splateamento, scavo in sezione obbligata per fondazioni, struttura in CA del serbatoio vero e proprio e copertura del serbatoio. Sono state effettuate anche le seguenti verifiche: lunghezza e sezione piedritti della 2° campata, dimensioni delle solete, della 1°, 2°, 3° trave, pilastri ultimo tratto e tubazioni esterne per lo scarico. Le prove eseguite con lo sclerometro hanno dato risultati ottimi posa.

A seguito di tutte le verifiche fatte è stato constatato che i lavori sono stati eseguiti secondo il progetto, sia per qualità, sia per dimensioni, pertanto, in data 11 ottobre 1967 il pensile viene dichiarato collaudato.

Esclusi lavori di manutenzione ordinaria, non si ha contezza di lavori che abbiano modificato la struttura originaria del pensile.

5.1.4 Vulnerabilità riscontrate

Il livello di ammaloramento riscontrato sul calcestruzzo del pensile è in linea con l'età del manufatto e le condizioni ambientali di esercizio.

Il livello di ammaloramento riscontrato sul calcestruzzo del pensile è coerente con l'età del manufatto e le ordinarie condizioni ambientali di esercizio. Si evidenzia, inoltre, che la struttura non ha riportato danni a seguito degli eventi sismici del 2012, ciò è dovuto alla distanza dall'epicentro e alla modesta entità delle accelerazioni registrate nel sito di Sant'Ilario, che non hanno sollecitato l'opera in modo critico.

5.2 Quadro normativo di riferimento

5.2.1 Norme di riferimento cogenti

La Normativa italiana cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- D.M. del 17 Gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”
- Circ. C.S. LL.PP. n. 7 del 21 Gennaio 2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”

5.2.2 Norme di comprovata validità

In accordo con il Cap. 12 del D.M. 17.01.2018, sono state considerate, in aggiunta e ad integrazioni delle precedenti, le prescrizioni contenute nelle seguenti Normative di comprovata validità:

- UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-4:2006 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 4: Silos, serbatoi e condotte;
- CNR-DT 207 R1/2018 – “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”
- Indian Institute of Technology Kanpur - “IITK-GSDMA, Guidelines for seismic design of liquid storage tanks” – October 2007

5.3 Modellazioni azione sismica

5.3.1 Stati limite e relative probabilità di superamento

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, quelli non strutturali e gli impianti.

Per il caso in esame lo studio si concentra sulla verifica allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) per valutare la capacità resistente della struttura.

Il riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) implica l'accettazione di un quadro fessurativo importante: a seguito del terremoto la costruzione può riportare rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni alle componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; tuttavia, la costruzione deve garantire il mantenimento della capacità portante per i carichi verticali e un margine di sicurezza residuo nei confronti del collasso totale sotto l'azione del sisma.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 29: Estratto NTC2018 - tab. 3.2.I

5.3.2 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

5.3.2.1 Categorie di sottosuolo

A supporto dello studio di vulnerabilità del pensile, il giorno 28 febbraio 2023 è stata eseguita una prova sismica con metodo MASW per la definizione della categoria del sottosuolo.

La tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) (Park et al., 1999) è un metodo d'indagine geofisica che sfrutta le modalità di propagazione delle onde di superficie, in particolare delle onde di Rayleigh, generate da sorgenti artificiali. Ha come

obiettivi sia quello di ricostruire il profilo sismostratigrafico di un sito valutando la distribuzione delle velocità delle onde di taglio, sia quello di stimare il valore del parametro V_{s30} come richiesto dalle Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 17.01.2018. Le onde di Rayleigh si muovono lungo l'interfaccia terra-aria e sono generate dalla rifrazione e riflessione multipla di onde di compressione (P) e onde di taglio che si propagano in direzione verticale (SV). L'obiettivo dell'elaborazione di un segnale acquisito con la tecnica MASW è essenzialmente quello di ricavare la curva di dispersione delle velocità di fase delle onde di Rayleigh. Il termine 'curva di dispersione' sta a indicare che le velocità di fase tendono a disperdersi, in un mezzo eterogeneo, in funzione della frequenza. Nei terreni omogenei la curva di dispersione non si crea, in quanto in questi casi la velocità di fase non cambia al variare della frequenza. Questo è il motivo per cui la tecnica MASW non è indicata per l'investigazione di depositi sciolti o roccia omogenei fino a grandi profondità.

L'interpretazione della curva di dispersione avviene attraverso un procedimento detto di inversione. Poiché nel caso di un terreno stratificato non è possibile applicare una procedura di soluzione diretta, cioè dalla curva di dispersione al modello stratigrafico, a causa della non univocità del problema (alla stessa curva di dispersione sono associabili più profili di V_s), si opera con un procedimento inverso. In pratica, fissato il modello stratigrafico iniziale, l'inversione avviene con il metodo dei minimi quadrati, modificando a tentativi, con un procedimento iterativo, i parametri velocità delle onde S, peso di volume, spessore e coefficiente di Poisson di ogni strato e ricalcolando quindi, a ogni iterazione, la deviazione standard del nuovo modello rispetto al precedente.

L'indagine MASW oggetto del presente rapporto è stata eseguita seguendo questo schema operativo:

1. Acquisizione delle onde superficiali
2. Costruzione delle curve di dispersione (grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza)
3. Inversione delle curve di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s

Per lo stendimento sismico denominato S. Ilario Pensile 2023-02-28 11.32.dat sono stati disposti linearmente sul terreno 24 geofoni verticali da 4.5 Hz, ad una distanza di 2,0

metri uno dall'altro (spaziatura geofoni) e collegati al sismografo mediante un cavo multipolare.



Figura 30: Stendimento MASW

Dopo l'allestimento dello stendimento di ricezione, sono state generate artificialmente delle vibrazioni nel terreno in un punto prestabilito lungo il profilo, allineato ed esterno allo stendimento stesso (punto di energizzazione a 5 m dal primo geofono). È iniziata così la registrazione delle onde sismiche rilevate da ogni singolo geofono, con un intervallo di campionamento di 0,5 ms per la durata di 1024 ms.

La tabella seguente mostra, in sintesi, i risultati della prova svolta.

Strato	Profondità (m)	Spessore (m)	Vs (m/s)	Densità (g/cm ³)	Modulo di taglio dinamico (MPa)	Vp (m/s)	Coefficiente di Poisson
1	0.0 – 6.0	6.0	178	2.11	67	1249	0.49
2	6.0 – 13.7	7.7	264	1.93	134	590	0.37
3	13.7 – 24.3	10.6	565	2.20	703	1850	0.45
4	24.3 – 33.4	9.1	556	2.17	671	1610	0.43
5	33.4 – 41.9	8.5	685	2.26	1059	2307	0.45
6	41.9 – 47.8	5.9	491	2.25	543	2269	0.48

Figura 31: Tabella risultati prova MSW per pensile Sant'Ilario d'Enza

Il valore della V_{s30} è pari a 326 m/s (da piano campagna)

I terreni indagati appartengono dunque alla categoria di sottosuolo di tipo C.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa medianamente addensati o terreni a grana fina medianamente 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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

Figura 32: Estratto NTC2018 - tab. 3.2.II

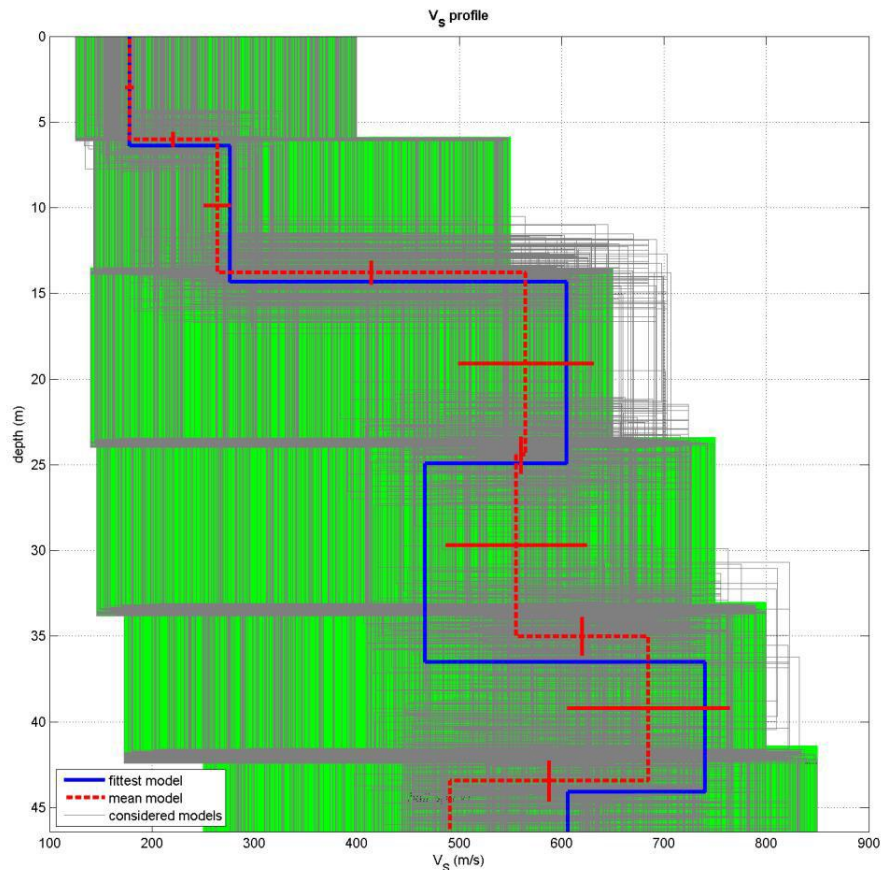


Figura 33: Profilo V_s - prova sismica MASW pensile Sant'ILario d'Enza

5.3.2.2 Categoria topografica

La costruzione in oggetto si trova in luogo pianeggiante, pertanto ricade in categoria topografica T1. Nella definizione semplificata dell'azione sismica verrà quindi adottato un coefficiente topografico $ST=1.0$.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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 $i > 30^\circ$

Figura 34: Estratto NTC2018 - tab. 3.2.III

5.3.2.3 Vita nominale di progetto

L'opera si configura tra le “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”, per cui si considera un valore della vita nominale $V_N \geq 50$ anni.

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

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

5.3.2.4 Classi d'uso

La Delibera di Giunta Regionale n. 1661/2009 inserisce le strutture connesse con l'approvvigionamento, il deposito e la distribuzione dell'acqua potabile nelle opere infrastrutturali strategiche e rilevanti ai fini della protezione civile. La struttura in esame rientra pertanto in classe d'uso IV.

Classe d'uso IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il

mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Figura 35: Estratto NTC2018 - tab. 4.2.II

5.4 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Dalle considerazioni precedenti, il valore del periodo di riferimento dell'azione sismica risulta essere pari a:

$$V_R = C_U \cdot V_N = 100 \text{ anni}$$

5.4.1.1 Zona sismica del sito

Secondo la Delibera di Giunta Regionale 146 del 6 Febbraio 2023 – “Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni dell'Emilia-Romagna” il comune di Sant'Ilario d'Enza è classificato in zona 3.

5.4.2 Studio di microzonazione sismica e risposta sismica locale di 3° livello

Data la rilevanza della costruzione, classificata in classe d'uso IV, la definizione dell'azione sismica è stata condotta attraverso il confronto tra le prescrizioni delle NTC2018 con l'effettivo assetto stratigrafico e geotecnico rilevato in sito.

La risposta sismica locale, intesa come l'applicazione di metodi numerici specifici, descrive nel dettaglio il comportamento di un sito in condizioni dinamiche, se e in quale misura il segnale sismico di base viene amplificato, a quali frequenze del terreno, con quali modalità, a quali frequenze dell'oscillatore semplice, che viene assimilato alla struttura di progetto.

A tal fine, a supporto dello studio di vulnerabilità del pensile, è stata redatta un'analisi di risposta sismica locale di terzo livello (MS3), in accordo con quanto previsto dalle NTC2018 per le strutture con classe d'uso IV. L'Allegato 1 dell'Ordinanza della

Presidenza del Consiglio n. 55 del 24.04.2018, definisce i Criteri generali per l'utilizzo dei risultati degli studi di Microzonazione Sismica di livello 3 per la ricostruzione nei territori colpiti dagli eventi sismici a far data dal 24 agosto 2016, definendo nell'Appendice 1 anche la procedura di regolarizzazione dello spettro di risposta ottenuto con gli studi di MS3. Le procedure di regolarizzazione proposte da Newmark e Hall nel 1982, da Romeo nel 2007, da Liberatore e Pagliaroli nel 2014 hanno permesso di trasformare lo spettro di risposta, risultato delle simulazioni numeriche nell'ambito degli studi di MS3, in uno spettro elastico con forma standard (secondo le vigenti NTC), costituito da un ramo con accelerazione crescente lineare, un ramo ad accelerazione costante, un ramo in cui l'accelerazione decresce con $1/T$ e, quindi, a velocità costante. Dalla regolarizzazione dei 7 accelerogrammi opportunamente scalati per l'area interessata dall'intervento e messi a disposizione dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, si vede come il valore dello S_e nel tratto TB-TC dello spettro elastico regolarizzato, per un tempo di ritorno pari a 975 anni sia pari a 0,816 (curva rossa in *fig. 18*).

MS3-TR949- SPETTRO REGOLARIZZATO - ORIZZONTALE			
a_{max}	0,258	g	Punto di ancoraggio a $T=0$ dello spettro in output
T_B	0,141	s	
T_C	0,423	s	
T_D	2,633	s	
F_0	3,129	-	

Figura 36: Parametri sismici spettro di risposta elastico SLV, MS3-TR949

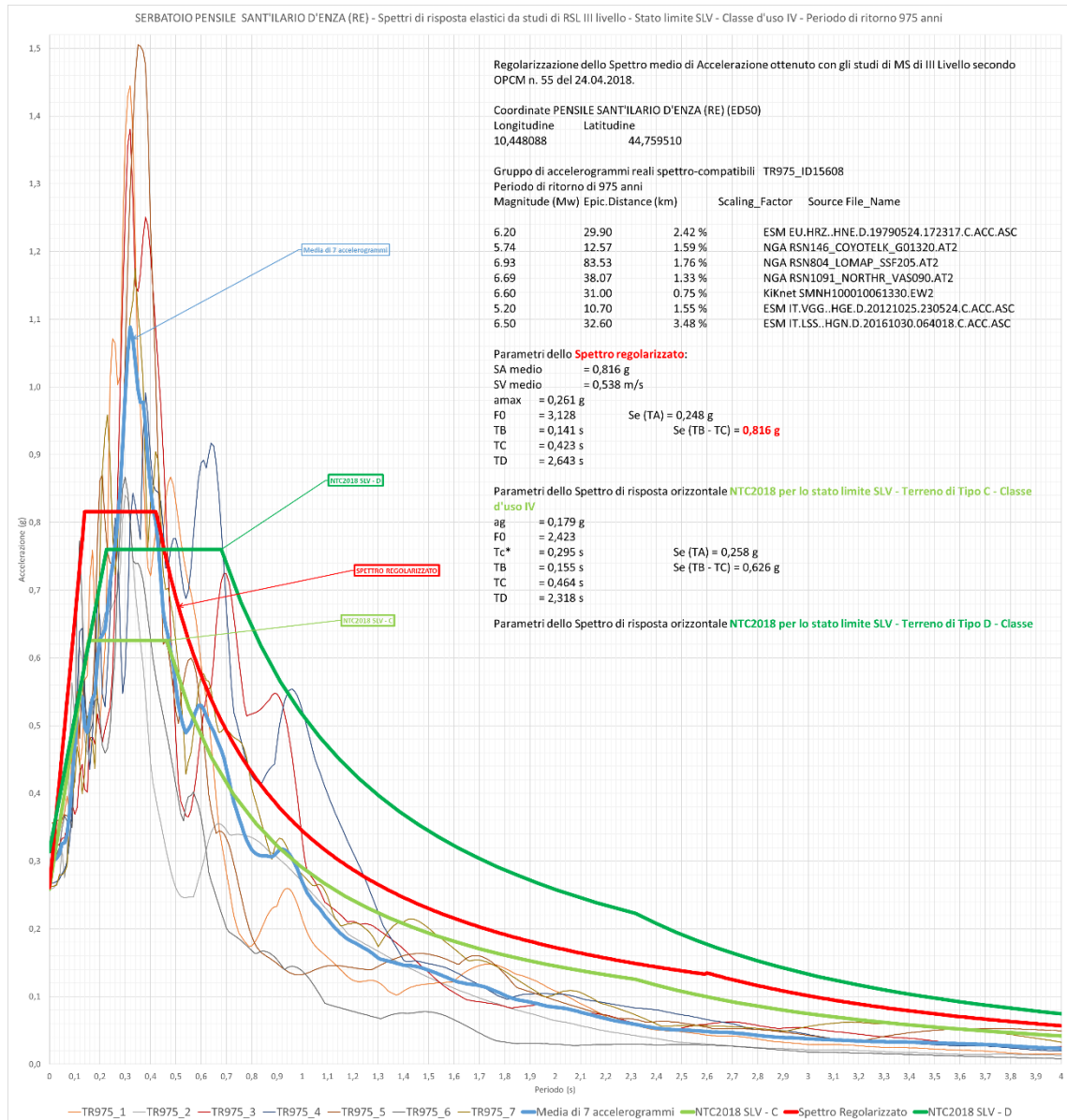


Figura 37: Spettro elastico regolarizzato MS3 per TR975 anni

Il tempo di ritorno per lo stato limite di Salvaguardia della Vita di una struttura in classe d'uso IV e vita nominale 50 anni, è pari a 949 anni.

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = \frac{-C_U * V_N}{\ln(1 - P_{VR})} = \frac{-100}{\ln(1 - 0,1)} = 949 \text{ anni}$$

I risultati ottenuti dalla risposta sismica locale di terzo livello vengono pertanto rapportati a tale tempo di ritorno, ottenendo un valore di Se nel tratto TB-TC pari a 0,816g (linea azzurra), come visibile dal grafico in *fig.19*, superiore rispetto ai valori dello Se nello stesso tratto dello spettro di risposta orizzontale per un terreno di tipo C – Classe d'uso

IV pari a 0,625g (linea verde nel grafico) e per un terreno di tipo D – Classe d’uso IV pari a 0,760g (linea blu del grafico), entrambi per lo Stato limite SLV delle NTC 2018 con tempo di ritorno pari a 949 anni,

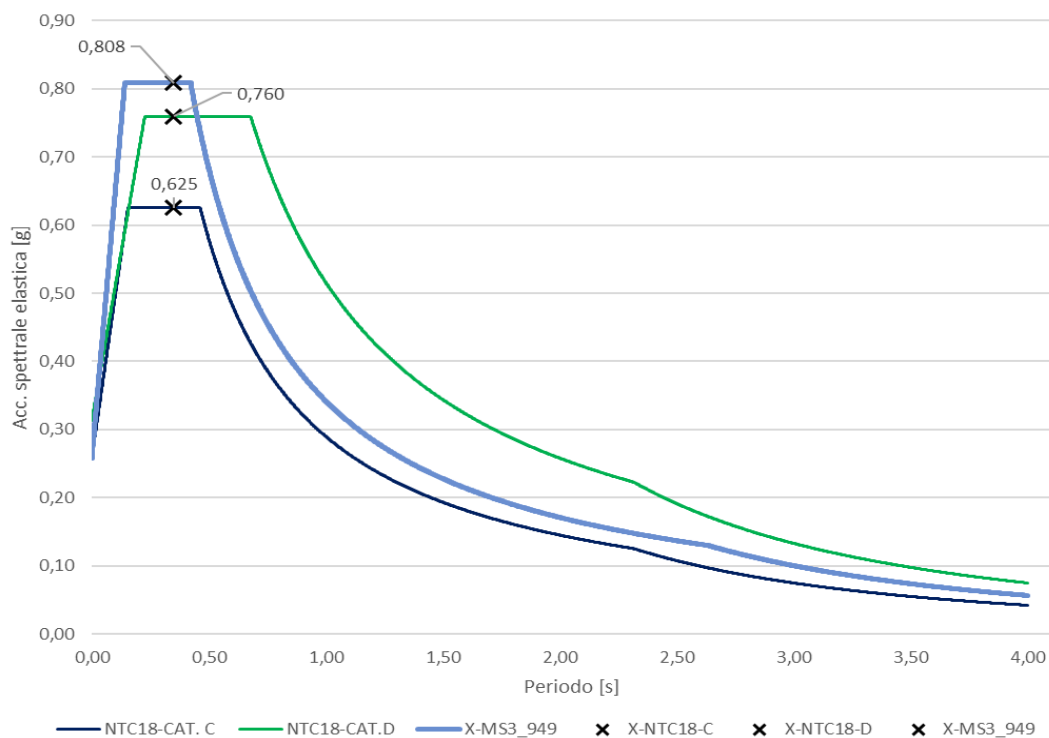


Figura 38: Confronto spettro elastico MS3 TR949anni - spettri elastici per terreni di categoria C e D per NTC2018

Alla luce di tali risultati, che confermano un fenomeno di amplificazione locale non interamente coperto dalle assunzioni semplificate della normativa, si è scelto di adottare a scopo cautelativo lo spettro derivante dallo studio di risposta locale per l'esecuzione delle verifiche strutturali.

Di seguito si riportano i parametri necessari per la determinazione degli spettri di risposta elastici appartenenti alle categorie di sottosuolo C e D, definiti in conformità con la procedura semplificata prevista dalle NTC2018.

Parametri sismici del sito NTC18			
P_{VR}	10,00	%	Prob. di superamento
T_R	949	anni	Periodo di ritorno
a_g	0,179	g	Accelerazione di picco al suolo
F_0	2,427	-	
T_C^*	0,295	s	
Cat. topografica	T1	-	

Parametri spettro NTC18							
Cat. suolo	A	B	C	D	E		
S_T	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	-	C. di amplificazione topografica
S_S	1,000	1,200	1,439	1,748	1,522	-	C. di amplificazione stratigrafica
C_c	1,000	1,404	1,571	2,301	1,874	-	Coefficiente modificativo di T_c
S	1,000	1,200	1,439	1,748	1,522	-	Coefficiente del sito
T_B	0,098	0,138	0,154	0,226	0,184	s	
T_C	0,295	0,414	0,463	0,679	0,553	s	
T_D	2,316	2,316	2,316	2,316	2,316	s	

Figura 39: Parametri sismici del sito per spettro di risposta elastico SLV, NTC18

La transizione dallo spettro di risposta elastico allo spettro di risposta di progetto avviene mediante l'introduzione del fattore di comportamento q . La struttura in esame è considerata "a pendolo inverso" in quanto più del 50% della massa dell'edificio è sita nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, inoltre, la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale. Si è scelto di non fare affidamento sulle riserve di duttilità, in quanto la struttura non possiede i dettagli costruttivi idonei a garantire tali risorse, per questo motivo è stato considerato un comportamento non dissipativo. Tali scelte comportano l'adozione di un fattore di comportamento $q = 1,50$ in accordo con quanto prescritto dalle NTC2018.

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

L'applicazione del fattore $q = 1,50$ comporta una riduzione minima delle accelerazioni rispetto allo spettro elastico, definendo così un'azione sismica di progetto che tiene conto della limitata capacità di redistribuzione plastica tipica della configurazione a pendolo inverso; questo aspetto trova riscontro dal confronto tra gli spettri di risposta elastici in figura 35 e i relativi spettri di progetto riportati in figura 37..

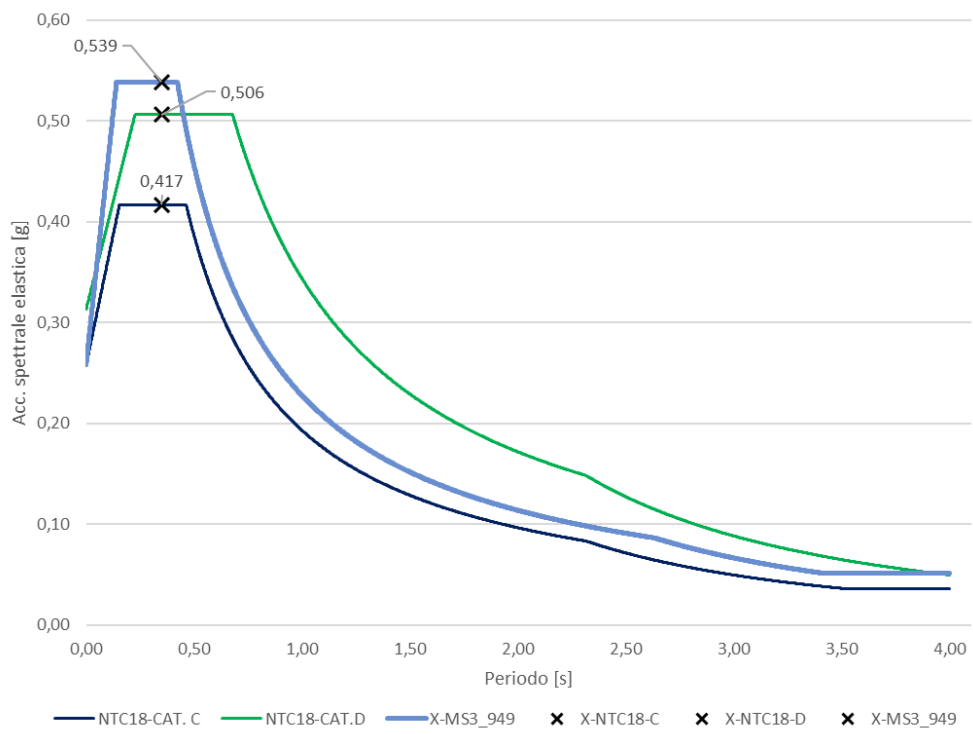


Figura 40: Confronto spettro di progetto MS3 TR949anni - spettri di progetto per terreni di categoria C e D per NTC2018

5.5 Analisi dei carichi

Si riportano nel seguito le azioni statiche e dinamiche considerate, valutate in accordo con il D.M. del 17.01.2018.

5.5.1 Azioni gravitazionali

Per l'analisi dell'opera sono state considerate le azioni gravitazionali generate dal peso proprio degli elementi strutturali e dal peso degli orizzontamenti di piano e della copertura. Si riporta nel seguito il dettaglio dei carichi considerati per le porzioni di solaio e per le coperture presenti:

SOLETTA INTERPIANO		sp [m]	q [kN/m ³]
G1,k	soletta in ca	0,2	5,0
G2,k	/		0,0
Qk	carico accidentale cat. H		2,0
		TOT:	7

SOLETTA SOTTOVASCA		sp [m]	q [kN/ m ³]
G1,k	soletta in ca	0,25	6,25
G2,k	acqua		34,5
Qk	carico accidentale cat. H		0,5
		TOT:	41,25

trascurabile rispetto all'acqua

COPERTURA		sp [m]	q [kN/ m ³]
G1,k	trave angolo di inclinazione nullo	0,12	3,0
	solaio in latero cemento		1,11
G2,k	pacchetto copertura		0,26
Qk,neve	carico accidentale neve		1,20
		TOT:	5,57

5.5.2 Azioni ambientali

5.5.2.1 Carico da neve

Si riporta nel seguito il calcolo dell'azione generata dalla presenza di neve sulle falde della copertura in accordo con il §3.4 del D.M. 17.01.2018 e relativa Circolare Applicativa. Il calcolo viene condotto con apposito foglio di calcolo di cui si riporta un estratto.

AZIONI DELLA NEVE [3.4 - NTC18]			
Definizione dei dati			
Provincia	Reggio Emilia		
a_s	60,00	(m)	Altitudine s.l.m.
Calcolo del carico da neve al suolo			
Zona	Zona I - Mediterranea		
q_{sk}	1,50	(kN/m ²)	Carico di riferimento neve al suolo
Calcolo dei coefficienti			
Topografia	Normale		
C_E	1,00	(-)	Coefficiente di esposizione
C_T	1,00	(-)	Coefficiente termico
α_1	10,00	(°)	Angolo di inclinazione della falda 1
$\mu_1 (\alpha_1)$	0,80	(-)	Coefficiente di forma falda 1
Calcolo carico neve sulla copertura			
q_s	1,20	(kN/m ²)	Carico di riferimento neve al suolo

5.5.2.2 Azione del vento

Il valore base del carico da vento viene stimato sulla base delle indicazioni del capitolo 3.3 delle NTC18. Il calcolo dei coefficienti di pressione esterna agenti sulla vasca è eseguito in accordo con quanto riportato nell'appendice G.3 della CNR-DT 207 R1/2018, modellando la vasca come circolare.

AZIONI DEL VENTO [3.3 - NTC18]			
Calcolo azione vento di base			
Zona Geografica	Zona 2		
$v_{b,0}$	25,00	[m/s]	Velocità base di riferimento s.l.m.
a_0	750,0	[m]	Altitudine di riferimento
k_s	0,45	(-)	Parametro di zona
ρ	1,25	[kg/m ³]	Densità dell'aria
a_s	60,00	[m]	Altitudine del sito
C_a	1,00	(-)	Coefficiente di altitudine

v_b	25,00	[m/s]	Velocità base di riferimento
Valori di riferimento			
T_R	50,00	[anni]	Tempo di ritorno
C_r	1,00	[-]	Coefficiente di ritorno
v_r	25,00	[m/s]	Velocità di riferimento
q_r	390,6 3	[N/m ²]	Pressione cinetica di riferimento
Influenza del sito			
CLA-RUG	C	[-]	Classe di rugosità del terreno
CAT-ESP	III	[-]	Categoria di esposizione
c_t	1,00	[-]	Coefficiente di topografia
K_r	0,20	[-]	Fattore del terreno
z_0	0,10	[m]	Lunghezza di rugosità
z_{min}	5,00	[m]	Altezza minima
Stima del numero di Reynolds			
z	43,93	[m]	Altezza di riferimento
$C_m(z)$	1,22	[m]	
$v_m(z)$	30,43	[m/s]	Velocità media del vento [Par. 3.2.5]
l	13,96	[m]	Dimensione caratteristica della costruzione
ν	1,50E-05	[m ² /s]	Viscosità cinematica dell'aria
$Re(z)$	2,83E+07	[-]	Numero di Reynolds
Stima parametri Tabella G.VIII - CNR 207/2018			
a_m	75,00	[-]	
a_b	105,00	[-]	
C_{p_m}	-1,50	[-]	
C_{p_b}	-0,80	[-]	
ψ_λ	0,67	[-]	

Calcolo pressione Faccia 1 - $\alpha_p=0^\circ$			
α_p	0,00	[°]	Angolo Figura G,17
q_r	390,63	[N/m ²]	Pressione cinetica di riferimento
$C_e(z)$	3,19	[-]	Coefficiente di esposizione
C_d	1,00	[-]	Amplificazione dinamica
C_{p_e}	1,00	[-]	Coefficiente di pressione esterna
p	1,24	[-]	Pressione dovuta al vento

Calcolo pressione Faccia 2 - $\alpha_p=45^\circ$			
α_p	45,00	[°]	Angolo Figura G,17
q_r	390,63	[N/m ²]	Pressione cinetica di riferimento
$C_e(z)$	3,19	[-]	Coefficiente di esposizione

Cd	1,00	[-]	Amplificazione dinamica
Cpe	-0,64	[-]	Coefficiente di pressione esterna
p	-0,79	[-]	Pressione dovuta al vento

Calcolo pressione Faccia 3 - $\alpha_p=90^\circ$			
α_p	90,00	[°]	Angolo Figura G,17
q_r	390,63	[N/m ²]	Pressione cinetica di riferimento
Ce(z)	3,19	[-]	Coefficiente di esposizione
Cd	1,00	[-]	Amplificazione dinamica
Cpe	-1,17	[-]	Coefficiente di pressione esterna
p	-1,45	[-]	Pressione dovuta al vento

Calcolo pressione Faccia 4 - $\alpha_p=135^\circ$			
α_p	135,00	[°]	Angolo Figura G,17
q_r	390,63	[N/m ²]	Pressione cinetica di riferimento
Ce(z)	3,19	[-]	Coefficiente di esposizione
Cd	1,00	[-]	Amplificazione dinamica
Cpe	-0,53	[-]	Coefficiente di pressione esterna
p	-0,66	[-]	Pressione dovuta al vento

Calcolo pressione Faccia 5 - $\alpha_p=180^\circ$			
α_p	180,00	[°]	Angolo Figura G,17
q_r	390,63	[N/m ²]	Pressione cinetica di riferimento
Ce(z)	3,19	[-]	Coefficiente di esposizione
Cd	1,00	[-]	Amplificazione dinamica
Cpe	-0,53	[-]	Coefficiente di pressione esterna
p	-0,66	[-]	Pressione dovuta al vento

5.5.3 Spinta dell'acqua

5.5.3.1 Spinta statica dell'acqua

Per la spinta statica è stato considerato esclusivamente il caso con vasca piena d'acqua, di seguito la pressione agente sul fondo considerando una colonna d'acqua pari a 3.45m:

h1	37,5	[m]	quota acqua inf [m]
h2	40,95	[m]	quota acqua sup [m]
H	3,45	[m]	altezza dell'acqua

$P_{H_2O, \text{fondo}}$	34,50	[kN/mq]	Pressione agente sul fondo
--------------------------	-------	---------	----------------------------

5.5.3.2 Spinta dinamica dell'acqua

Per la modellazione dell'azione dinamica del fluido si rimanda alla trattazione dettagliata contenuta nel capitolo 3, all'interno del quale, oltre ai richiami teorici, sono stati analizzati due approcci normativi, *Eurocodice 8* e le linee guida indiane *IITK-GSDMA*. Come già anticipato, per lo studio della vulnerabilità del pensile in esame si è scelto di adottare il modello fornito dall'*IITK-GSDMA*, pertanto questo paragrafo si limita all'esposizione dei soli aspetti applicativi necessari alla verifica della struttura.

In accordo con quanto riportato nell'*Eurocodice 8*, parte 4 (UNI ENV 1998-4) le spinte sismiche dovute alla presenza del liquido all'interno del vaso sono state calcolate tenendo conto di una componente impulsiva, rigida rispetto alla struttura di contenimento, e di una componente convettiva. Le due spinte sono state sommate per ricavare la spinta dinamica complessiva, il cui andamento è non lineare.

I periodi naturali delle componenti impulsiva e convettiva, i relativi parametri per la definizione del modello massa-molla e i valori di taglio e momento alla base sono stati valutati con le formule proposte nel documento *IITK-GSDMA "Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks"*. Per l'inserimento nel programma di calcolo, l'andamento delle pressioni è stato linearizzato mantenendo inalterata la forza risultante e la sua altezza di applicazione, in conformità alle medesime indicazioni.

Il vaso oggetto di studio ha geometria ottagonale, in accordo con il punto 4.2.3 dell'*IITK-GSDMA*, nel modello di calcolo il serbatoio è stato assimilato ad un cilindro equivalente avente lo stesso volume di acqua e diametro pari al diametro del pelo libero del fluido. Tagli e momenti alla base delle pareti del vaso e del fusto sono stati calcolati con apposito foglio di calcolo messo a punto dallo scrivente.

Nel foglio di calcolo sono stati studiati gli effetti prodotti sulla struttura al variare del livello di riempimento del vaso. Di seguito si riportano i risultati ottenuti per stato limite di Salvaguardia della Vita, con serbatoio pieno.

CALCOLO SPINTA SISMICA DI LIQUIDO - PENSILE			
<i>Caratteristiche del serbatoio equivalente</i>			
A_{H2O}	106,309	[m ²]	Impronta serbatoio
h_{H2O}	3,45	[m]	Altezza colonna d'acqua
V_{H2O}	366,77	[m ³]	Volume di acqua nel vaso
R_{eq}	6,00	[m]	Raggio equivalente
D_{eq}	12,00	[m]	Diametro equivalente
h_{eq}	3,24	[m]	Altezza equivalente
h/D	0,27	[-]	Snellezza serbatoio equivalente
D/h	3,70	[-]	
H_{wall}	4,00	[m]	Altezza pareti vasca
t_{wall}	0,35	[m]	Spessore pareti vasca
t_{slab}	0,25	[m]	Spessore soletta fondovasca
<i>Parametri del modello massa-molla</i>			
ρ_w	1019,37	[kg/m ³]	Massa specifica del liquido
γ_w	10,00	[kN/m ³]	Peso specifico del liquido
W_{water}	3667,66	[kN]	Peso dell'acqua
M_{water}	373869,57	[kg]	Massa dell'acqua
m_i/m	0,311	[-]	Table C1 - Circular tank
h_i/h	0,375	[-]	Table C1 - Circular tank
h_i^*/h	1,483	[-]	Table C1 - Circular tank
m_c/m	0,646	[-]	Table C1 - Circular tank
h_c/h	0,538	[-]	Table C1 - Circular tank
h_c^*/h	1,408	[-]	Table C1 - Circular tank
<i>- Componente impulsiva</i>			
m_i	116286,02	[kg]	Massa impulsiva del liquido
h_i	1,22	[m]	Altezza massa impulsiva
h_i^*	4,81	[m]	Altezza massa impulsiva (pres. sul fondo)
<i>- Componente convettiva</i>			
m_c	241596,43	[kg]	Massa convettiva del liquido
h_c	1,74	[m]	Altezza massa convettiva
h_c^*	4,57	[m]	Altezza massa convettiva (pres. sul fondo)
K_c	545073,14	[N/m]	Rigidezza molla componente impulsiva
C_c	3,759	[-]	Coefficiente periodo convettivo
<i>Rigidezza del fusto</i>			
K_s	3880,71	[N/mm]	
	3880714,59	[N/m]	

La rigidezza del fusto, k_s , è stata definita attraverso un modello FEM del solo telaio di cui si è andati a verificare lo spostamento nel centro di massa, δ , a seguito dell'applicazione di una forza orizzontale, F . Il rapporto tra la forza applicata e lo spostamento restituisce il valore della rigidezza: $k_s = F/\delta$.

Caratteristiche del calcestruzzo			
f_{cm}	28,46	[N/mm ²]	Resistenza a compressione cil. media
%Rigidezza_fessurata	100,00	[%]	% per ottenere rigidezza fessurata
E_{cm}	30108,28	[N/mm ²]	Modulo elastico medio
G_{cm}	12545,11	[N/mm ²]	Modulo tangenziale medio
Stima peso elementi strutturali			
W_{fusto}	4430,83	[kN]	Peso del fusto
W_{vaso}	3927,44	[kN]	Peso vaso vuoto
$W_{pensile}$	8358,27	[kN]	Peso pensile vuoto
Stima massa elementi strutturali			
M_{fusto}	451664,50	[kg]	Massa del fusto
M_{vaso}	400350,73	[kg]	Massa vaso vuoto
$M_{pensile}$	852015,22	[kg]	Massa pensile vuoto
Stima peso/massa strutturale - IITK			
W_s	5404,38	[kN]	Peso strutturale
M_s	550905,56	[kg]	Massa strutturale

Dati sismici NTC18 - Norme Tecniche per le Costruzioni			
Spettro	Orizzontale	Verticale	
a_g/g	0,182	0,182	Accelerazione di picco al suolo
Suolo tipo	C	C	Categoria di sottosuolo
F_0	2,427	2,427	Fattore di amplificazione massima (-)
T_C^*	0,294	0,294	
S_S	1,435	1,000	C. di amplificazione stratigrafica (-)
S_T	1,000	1,000	C. di amplificazione topografica (-)
S	1,435	1,000	C. di amplificazione del sito (-)
C_C	1,573	1,573	C. modificativo di T_c (-)
F_v	-	1,398	Fattore di amplificazione massima (-)
T_B	0,154	0,050	Inizio spettro acc. costante (s)
T_C	0,462	0,150	Inizio spettro vel. costante (s)
T_D	2,328	1,000	Inizio spettro spost. costante (s)
q	1,500	1,000	Fattore di comportamento (-)
η	0,667	1,000	

Dati sismici MS3 - SLV 949 ANNI			
Spettro	Orizzontale	Verticale	

a_{max}	0,258	0,182	Peak Ground Acceleration
T_B	0,141	0,050	Inizio spettro acc. costante (s),
T_C	0,423	0,150	Inizio spettro vel. costante (s)
T_D	2,633	1,000	Inizio spettro spost. costante (s)
F_0	3,129	3,129	Fattore di amplificazione massima (-)
F_v	-	1,802	Fattore di amplificazione massima (-)
q	1,500	1,000	Fattore di comportamento (-)
η	0,667	1,000	

La valutazione delle spinte idrodinamiche è stata fatta in accordo con i seguenti parametri sismici derivanti da uno studio di microzonazione sismica di 3° livello per un tempo di ritorno pari a 949 anni.

Spettro di progetto			
Dati sismici	MS3	[-]	Spettro di progetto

CONDIZIONE I - Serbatoio pieno			
Calcolo baricentro vaso			
h_s	37,500	[m]	Altezza STR da estr. fondazione a base parete.
$Z_{G_base_vaso}$	1,272	[m]	Baricentro vaso - base vaso
h_{cg}	38,772	[m]	Baricentro vaso - base fusto
Calcolo dei periodi			
T_i	2,605	[s]	Periodo impulsivo
T_v	0,300	[s]	Periodo verticale
T_c	4,157	[s]	Periodo convettivo
Accelerazioni spettrali elastiche			
$S_e(T_i)$	0,131	[g]	Acc. Spettrale elastica impulsiva
$S_{ev}(T_i)$	0,164	[g]	Acc. Spettrale elastica verticale
$S_e(T_c)$	0,052	[g]	Acc. Spettrale elastica compulsiva
Accelerazioni spettrali di progetto			
$(A_h)_i$	0,087	[g]	Acc. Spettrale di progetto impulsiva
A_v	0,164	[g]	Acc. Spettrale di progetto verticale
$(A_h)_c$	0,052	[g]	Acc. Spettrale di progetto convettiva
Sforzo Normale			
Ψ_{2j}	1,00	[-]	Coefficiente peso proprio
Ψ_{2j,H_2O}	0,80	[-]	Coefficiente acqua
N	11292,40	[kN]	Sforzo normale alla base del fusto
Taglio alla base del fusto			
V_i	572,29	[kN]	Componente impulsiva
V_c	122,46	[kN]	Componente convettiva

V	585,25	[kN]	Taglio totale
Momento alla base del fusto			
M_i^*	22541,54	[kNm]	Componente impulsiva
M_c^*	5151,30	[kNm]	Componente convettiva
M^*	23122,65	[kNm]	Momento totale

Le risultanti alla base del fusto sono state definite attraverso la combinazione SRSS tra le sollecitazioni derivanti dall'azione impulsiva e dall'azione convettiva. A sostegno di quanto ottenuto è bene porre attenzione sul fatto che i valori di taglio e momento ottenuti da questo calcolo manuale sono confrontabili con quelli ottenuti attraverso il programma di calcolo strutturale.

Pressione idrodinamica sulle pareti			
q_i	5,29	[kN/m]	Taglio per unità di lunghezza impulsivo
$p_{i,top}$	0,41	[kPa]	Pressione impulsiva pelo libero
$p_{i,bottom}$	2,86	[kPa]	Pressione impulsiva fondo vasca
q_c	6,50	[kN/m]	Taglio per unità di lunghezza compulsivo
$p_{c,top}$	2,45	[kPa]	Pressione convettiva pelo libero
$p_{c,bottom}$	1,55	[kPa]	Pressione convettiva fondo vasca
Check ₁	No	[-]	Considerare inerzia del muro?
p_{ww}	0,00	[kPa]	Pressione dovuta all'inerzia del muro
Check ₂	Sì	[-]	Considerare componente verticale?
$p_{v,top}$	0,00	[kPa]	Pressione sisma verticale pelo libero
$p_{v,bottom}$	5,32	[kPa]	Pressione sisma verticale fondo vasca
p_{top}	2,49	[kN/m ²]	Pressione totale pelo libero
p_{bottom}	6,23	[kN/m ²]	Pressione totale fondo vasca

Il software di calcolo *CMP* non consente la modellazione diretta del fluido, ma è necessario definire manualmente il valore della pressione sulle pareti; per questo motivo la linearizzazione delle pressioni idrodinamiche introdotta dalle linee guida risulta molto agevole, in quanto permette di definire un valore di pressione alla base delle pareti e in corrispondenza del pelo libero che può essere riportato facilmente sul programma di calcolo. Tali valori di pressione sono in funzione dell'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura.

Momento alla base delle pareti			
m_{wall}	139806,32	[kg]	Massa pareti vasca
$h_{G,Wall}$	2,00	[m]	Baricentro pareti vasca

m_{Roof}	39395,59	[kg]	Massa copertura
$h_{G,\text{Roof}}$	5,22	[m]	Baricentro copertura
M_i	537,46	[kNm]	Momento impulsivo
M_c	213,45	[kNm]	Momento convettivo
M	578,30	[kNm]	Momento totale
b	5,09	[m]	Braccio della coppia
F_z	113,55	[kN]	Forza interna
p_{slab}	2,01	[kN/m ²]	Pressione agente sulla soletta di base
Momento sotto soletta di base			
m_{slab}	77256,47	[kg]	Massa soletta di chiusura
M_i^*	967,37	[kNm]	Momento impulsivo
M_c^*	589,75	[kNm]	Momento convettivo
M^*	1132,96	[kNm]	Momento totale

Al fine di ottenere una valutazione completa della struttura è stato anche analizzato il caso di serbatoio vuoto sotto l'azione sismica. Tale calcolo ha evidenziato come la condizione più gravosa sia quella con serbatoio pieno e pertanto quella utilizzata per l'esecuzione delle verifiche.

CONDIZIONE II - Serbatoio vuoto			
T	2,37	[s]	Periodo principale
$S_e(T)$	0,144	[g]	Acc. Spettrale elastica impulsiva
A_h	0,096	[g]	Acc. Spettrale di progetto impulsiva
N	8358,27	[kN]	Sforzo normale
V	520,03	[kN]	Taglio alla base
M	20162,68	[kNm]	Momento alla base

5.6 DESCRIZIONE DEI MATERIALI

5.6.1 Materiali impiegati

Gli elaborati di progetto a disposizione non contengono informazioni circa le resistenze meccaniche minime dei calcestruzzi impiegati nella realizzazione del pensile. Di contro, negli elaborati grafici di progetto è possibile reperire informazioni circa il dosaggio impiegato nel confezionamento dei calcestruzzi: la prescrizione è relativa a 1mc di impasto, per il quale veniva definito il dosaggio di cemento in quintali e il volume degli inerti nella miscela. Per tutti gli elementi strutturali che costituiscono il serbatoio viene

prescritto un calcestruzzo 3 ql 730, fatta eccezione per il magrone di fondazione a cui viene prescritto un calcestruzzo 2 ql 600. Per le barre di armatura viene prescritto l'impiego di acciaio semiduro del tipo Aq50.

5.6.2 Risultati prove di laboratorio

Le immagini nel seguito riportate mostrano l'ubicazione delle prove di laboratorio effettuate dalla società 4 EMME Service S.p.A. nei giorni 11-12-15-22 luglio 2024. La campagna di indagini ha lo scopo di definire il comportamento meccanico dei materiali acciaio e calcestruzzo.

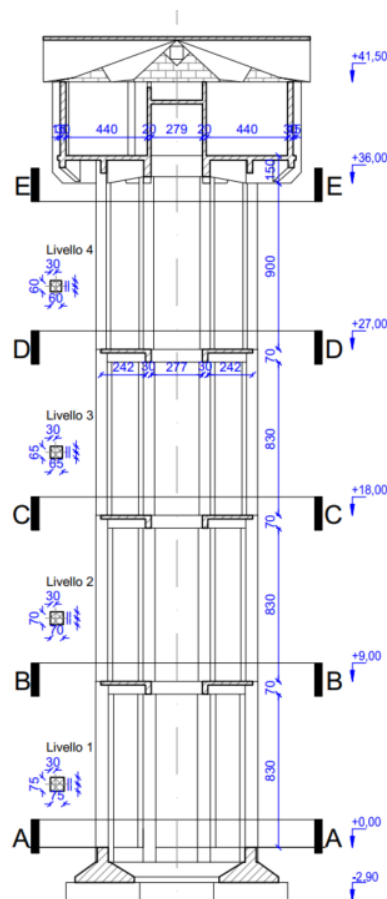


Figura 41: Sezione longitudinale del pensile

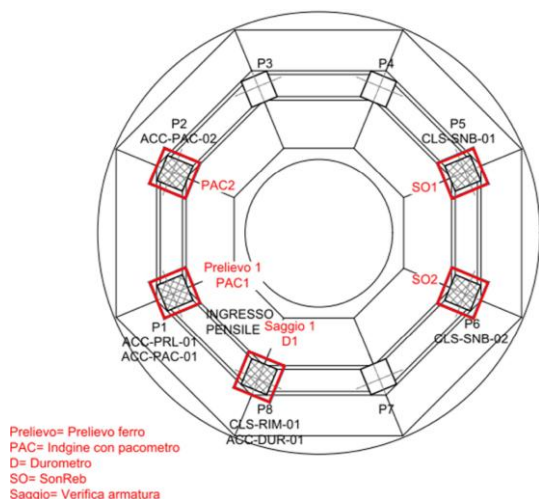


Figura 42: Elenco prove sul fusto - sez. A-A

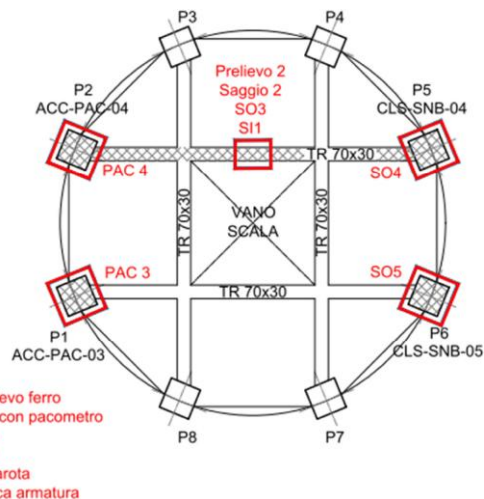


Figura 43: Elenco prove sul fusto - sez. B-B

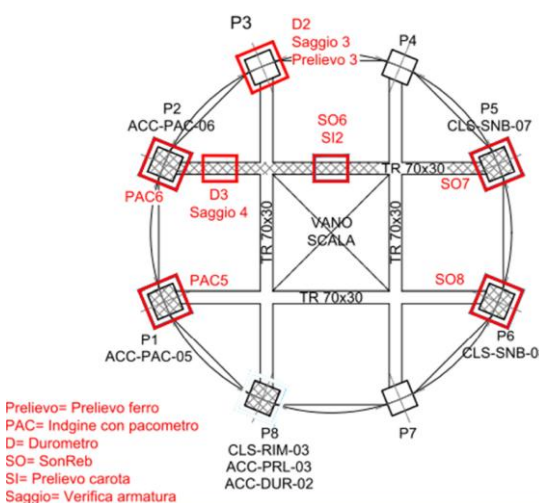


Figura 44: Elenco prove sul fusto - sez. C-C

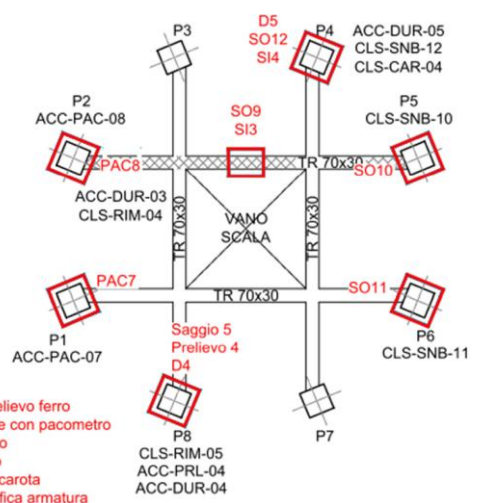


Figura 45: Elenco prove sul fusto - sez. D-D

5.6.3 Analisi risultati prove di laboratorio

5.6.3.1 Prove sul calcestruzzo

Per il pensile in esame sono stati prelevati n. 4 provini di calcestruzzo, tramite carotaggio, da sottoporre a prova a compressione. Il prelievo di carota è una prova normata, semi-distruttiva, in quanto il campione viene rotto, ma la zona in cui faccio il prelievo deve essere ripristinata con malte da ripristino. Essendo una prova di tipo meccanica, se eseguita correttamente, ha un esito certo sulla resistenza a compressione. Ove possibile è bene fare questo tipo di prova.

I prelievi sono stati eseguiti tramite carotatrice Hilti con raffreddamento ad acqua e a velocità di rotazione regolabile; prima di ciascun prelievo è stata verificata l'assenza di armatura superficiale tramite pacometro.

Il pacometro (o indagine magnetoscopica) è uno strumento che permette la localizzazione delle armature (longitudinali e staffe), una stima della misura del copriferro e del diametro delle barre di armatura (longitudinali e staffe). L'indagine magnetoscopica è un'indagine a contatto (non distruttiva) perché consiste nel passare una sonda sulla superficie in oggetto. È la prima prova che si fa sul ca, perché le carote non devono assolutamente tranciare le armature.

Subito dopo il prelievo sulle carote è stata eseguita una prova colorimetrica che consiste nello spruzzare una soluzione di fenolftaleina sui provini per la verifica alla carbonatazione dei provini. Se il calcestruzzo non è carbonatato la superficie si colora di rosa, qualora il colore della superficie non si modifichi il calcestruzzo risulta carbonatato. Posso utilizzare questa prova per definire la profondità di carbonatazione. Dalle immagini riportate nel seguito è possibile osservare che solo un carota su 4 risulta carbonatata per una lunghezza pari a 2cm.

Si riportano nel seguito i risultati delle prove condotte.

Dati dichiarati / Angegebene Daten			Risultati di prova / Prüfergebnisse								
Sigla Kennz.	Data estrazione Entnahmedatum	Posizione in opera Bauteil	Dimensioni Abmessungen [mm]		h/d	Massa volumica Dichte [kg/m ³]	Resistenza a compressione Druckfestigkeit f _c [N/mm ²]	Tipo rottura Bruchtyp	Max inerte Max Gestein Ø [mm]	Armatura rilevata Bewehrung [mm]	Data prova Prüfdatum
			Ø	h							
SI1	11/07/2024	Trave	94	93	1	2.282	28,3	S	22	--	06/08/2024
SI2	11/07/2024	Trave	94	93	1	2.336	47,7	S	20	--	06/08/2024
SI3	11/07/2024	Trave	94	94	1	2.291	35,5	S	16	--	06/08/2024
SI4	11/07/2024	Pilastro	94	92	1	2.329	18,4	S	21	--	06/08/2024

Figura 46: Prove a compressione - Certificato n.4455 del 07/08/2024

Sigla	Elementi	Risultato	Lunghezza (mm)
SI 1	Trave	Carbonatazione assente	142
SI 2	Trave	Carbonatazione assente	165
SI 3	Trave	Carbonatata per 20 mm	156
SI 4	Pilastro	Carbonatazione assente	165

Figura 47: Risultato prove di carbonatazione



Figura 48: Carotaggio 1 - carota S11



Figura 49: Carotaggio 2 - carota S12



Figura 50: Carotaggio 3 - S13

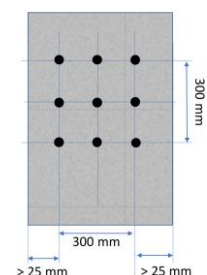


Figura 51: Carotaggio 4 - carota SI4

Oltre alle prove distruttive sono state effettuate complessivamente n. 12 prove SonReb; tale metodologia di indagine non distruttiva combina i risultati delle prove sclerometriche e delle prove ad ultrasuoni, consentendo una valutazione indiretta della resistenza meccanica del calcestruzzo mediante la correlazione tra indice di rimbalzo e velocità di propagazione degli ultrasuoni.

La prova sclerometrica è una prova molto semplice eseguita con uno sclerometro che fornisce un indice di rimbalzo o sclerometrico. È una prova non distruttiva perché al massimo lascia una deformazione circolare permanente lievemente più scura sul cls. Questa prova si basa sulla dissipazione di energia, in particolare l'energia che viene dissipata sotto forma di energia plastica o energia elastica dipende dalle caratteristiche superficiali del calcestruzzo. È una prova superficiale in quanto viene interessata solo la superficie corticale del cls (l'impatto coinvolge solo i primi mm della superficie del cls), per cui per non avere risultati falsati si tratta la struttura con la pietra pomice (è abrasiva) in modo da togliere eventuali residui di intonaco/rugosità superficiali.

Non viene eseguita una singola battuta sclerometrica, ma diverse battute, secondo un reticolo 30x30cm, quindi 9 punti di battuta e l'indice di rimbalzo viene definito come un indice di rimbalzo medio, che è l'output della prova



Le prove con gli ultrasuoni si basano sulla propagazione delle onde meccaniche elastiche all'interno di un materiale solido. La strumentazione di prova è data da due sonde, che vengono posizionate alle estremità opposte dello spessore del materiale, una di fronte all'altra (è possibile usare anche altre configurazioni, ma nel caso in esame è stata utilizzata questa); queste sonde devono essere ben adese al solido attraverso l'utilizzo di

un materiale di accoppiamento, questo passaggio è fondamentale, in quanto la presenza di aria tra il materiale e la sonda porta a risultati errati. L'output di questa prova sono due grandezze: tempo di volo, T , velocità di propagazione, v , queste sono definite in funzione dello spessore dell'getto analizzato.

Di seguito i risultati delle prove sclerometriche delle prove con gli ultrasuoni.

Dati	SO1	SO2	SO3	SO4	SO5	SO6
Sp [cm]	75	75	31	69	69	31
V [m/s]	3231	3384	3617	3732	3961	3596
T [ms]	232,1	221,6	85,7	184,9	174,2	86,2
Sp [cm]	75	75	31	69	69	31
V [m/s]	3236	3398	3647	3728	3920	3609
T [ms]	231,8	220,7	85	185,1	176	85,9
Sp [cm]	75	75	31	69	69	31
V [m/s]	3219	3397	3851	3716	3941	3617
T [ms]	233,0	220,8	80,5	185,7	175,1	85,7
Vel. Media	3229	3393	3705	3725	3941	3607
Dati	SO7	SO8	SO9	SO10	SO11	SO12
Sp [cm]	64	64	31	60	60	60
V [m/s]	3421	3421	3527	3503	3906	3586
T [ms]	187,1	187,1	87,9	171,3	153,6	167,3
Sp [cm]	64	64	31	60	60	60
V [m/s]	3435	3437	3592	3519	3863	3619
T [ms]	186,3	186,2	86,3	170,5	155,3	165,8
Sp [cm]	64	64	31	60	60	60
V [m/s]	3443	3430	3609	3531	3881	3741
T [ms]	185,9	186,6	85,9	169,9	154,6	160,4
Vel. Media	3433	3429	3576	3518	3884	3649

Figura 52: Risultati indagini ultrasuoni

n.	SO1	SO2	SO3	SO4	SO	SO6
1	40	37	32	39	34	32
2	41	34	36	32	30	30
3	44	38	33	30	34	30
4	41	42	35	40	32	35
5	40	36	28	42	34	30
6	39	36	38	40	33	32
7	38	36	31	38	33	40
8	44	45	31	38	32	29
9	40	44	32	31	30	35
10	33	32	28	38	35	33
11	39	38	38	36	38	33
12	41	41	38	28	33	36
lrm	42,0	40,3	35,3	38,0	35,2	34,9
Rck-MPa	48	43	34	38	34	34

n.	SO7	SO8	SO9	SO10	SO11	SO12
1	32	30	32	44	40	38
2	28	32	34	34	40	38
3	34	35	30	40	30	38
4	28	40	30	40	34	42
5	38	28	26	32	36	48
6	30	41	28	30	42	44
7	33	34	30	35	39	39
8	33	41	34	34	38	41
9	34	34	26	38	39	36
10	39	41	28	29	38	40
11	30	30	30	38	41	36
12	42	32	32	39	36	40
lrm	35,4	36,8	32,0	38,1	39,8	42,0
Rck-MPa	34	36	29	39	43	48

Figura 53: Risultati indagini sclerometriche

Le prove sonreb permettono di compensare i margini di incertezza delle prove sclerometriche e delle prove ultrasoniche, aumentando così la robustezza dei risultati: lo sclerometro lavora solo superficialmente, mentre gli ultrasuoni viaggiano all'interno del materiale. Operativamente, una volta eseguita l'indagine sclerometrica viene detemrinato l'indice di rimbalzo medio, nella stessa zona viene eseguita una prova ad ultrasuoni che, attraverso la misurazione del tempo di volo, determina la velocità di propagazione. La resistenza a compressione del calcestruzzo viene, pertanto, determinata tramite prove non distruttive correlando gli output delle due prove.

L'impiego combinato di prove non distruttive (SonReb) e prove distruttive (carotaggi) è l'approccio più efficace per ottenere una stima attendibile della resistenza a compressione del calcestruzzo, ottimizzando il rapporto tra precisione e invasività; tale metodologia è stata applicata anche durante questa campagna di indagini.

Si procede alla correlazione tra i risultati delle prove distruttive e le prove SonReb ai sensi della *UNI EN 13791:2019 – Valutazione della resistenza a compressione in sito nelle strutture e nei componenti prefabbricati di calcestruzzo*.

Valutazione resistenza caratteristica - Circolare 2019 e UNI EN 13791												
Posizione	Sigla	Certificato	Posizione	Φ_{CAR}	h	h/d	Φ_{INERTE}	Φ_{CAR}/Φ_{INERTE}	f_{carota}	F_d	$R_{c, is, car}$	$f_{c, is, car}$
	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
P2-P5 liv 1	SI1	4455	Trave	94,00	93,00	0,99	22	4,27	28,30	1,08	30,56	25,37
P2-P5 liv 2	SI2	4455	Trave	94,00	93,00	0,99	20	4,70	47,70	1,00	47,70	39,59
P2-P5 liv 3	SI3	4455	Trave	94,00	94,00	1,00	16	5,88	35,50	1,04	36,92	30,64
P4 liv 3	SI4	4455	Pilastro	94,00	92,00	0,98	21	4,48	18,40	1,10	20,24	16,80

Risultati prove SonReb - Rc, is_sr													
	SO1	SO2	SO3	SO4	SO5	SO6	SO7	SO8	SO9	SO10	SO11	SO12	
generale	23,1	24,7	25,9	29,1	30,2	23,8	21,3	22,5	20,6	25,1	34,5	31,7	[N/mm ²]
gasparik	26,3	27,4	27,4	30,3	30,5	25,7	23,9	25,0	22,7	27,3	34,6	33,0	[N/mm ²]
di leo e P	24,0	25,9	28,0	30,6	32,3	25,9	23,3	24,2	23,1	26,7	35,5	32,3	[N/mm ²]
giacchetti	18,79	20,14	21,10	23,69	24,60	19,36	17,36	18,29	16,75	20,47	28,13	25,83	[N/mm ²]

Sigla	SO-CORR.	$R_{ck, GENERALE}$	$R_{ck, GASPARIK}$	$R_{ck, DI LEO}$	$R_{ck, GIACCHETTI}$
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
SI1	SO3	25,87	27,36	27,92	21,07
SI2	SO6	23,75	25,68	25,84	19,34
SI3	SO9	20,56	22,68	23,08	16,75
SI4	SO12	31,71	33,03	32,33	25,82

Nella fase di correlazione tra i risultati delle prove SonReb (non distruttive) e quelli delle prove su carote (distruttive), si è fatto riferimento ai valori di resistenza derivanti dalla formulazione generale proposta dal laboratorio, in quanto più cautelativi rispetto ad altre correlazioni disponibili. Di seguito la formula generale utilizzata:

$$R_c = 9,27 \cdot 10^{-11} \cdot S^{2,6} \cdot V^{1,4}$$

dove:

V = Vm di propagazione degli ultrasuoni (m/s)

S = Indice medio di rimbalzo

Rc = Resistenza cubica convenzionale del calcestruzzo standard (N/mm²)

Formula generale - Elaborazione													
Descrizione	SO1	SO2	SO3	SO4	SO5	SO6	SO7	SO8	SO9	SO10	SO11	SO12	U.M.
$R_{ck, GENERALE}$	23,07	24,78	25,87	29,09	30,25	23,75	21,30	22,43	20,56	25,16	34,58	31,71	[Mpa]
$R_{c, is, reg, GENERALE}$	38,25	35,02	32,94	26,82	24,62	36,96	41,61	39,47	43,01	34,29	16,40	21,85	[Mpa]
Ammissibilità	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	NA	A	[-]
$f_{c, is, reg, GENERALE}$	31,75	29,06	27,34	22,26	20,44	30,67	34,54	32,76	35,70	28,46	-	18,14	[Mpa]

Calcolo resistenza di progetto NTC18			
f_{cm}	28,28	[N/mm ²]	Resistenza a compressione cilindrica media
FC	1,00	[-]	Fattore di confidenza
γ_c	1,50	[-]	Coefficiente di sicurezza del materiale
$f_{cd,dutt}$	28,28	[N/mm ²]	Resistenza di progetto verifiche duttili
$f_{cd,fr}$	18,86	[N/mm ²]	Resistenza di progetto verifiche fragili
R_{cm}	34,08	[N/mm ²]	Resistenza a compressione cubica media
f_{ctm}	2,78	[N/mm ²]	Resistenza a trazione media
f_{ct}	1,95	[N/mm ²]	Resistenza a trazione
$f_{ctd,duttile}$	1,95	[N/mm ²]	Resistenza a trazione di calcolo - Duttile
$f_{ctd,fragile}$	1,30	[N/mm ²]	Resistenza a trazione di calcolo - Fragile
E_{cm}	30052,32	[N/mm ²]	Modulo elastico medio
G_{cm}	12521,80	[N/mm ²]	Modulo tangenziale medio

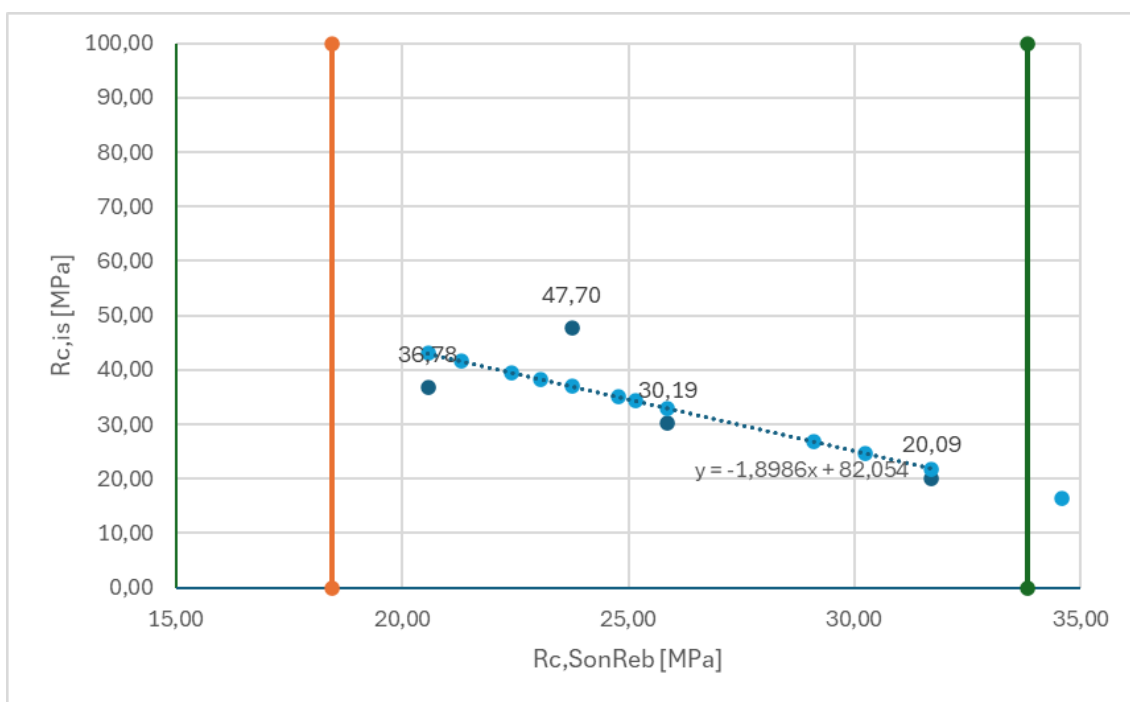


Figura 54: Correlazione Carote – SonReb con formula generale

5.6.3.2 Prove sull'acciaio da c.a.

Lo studio delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio delle barre di armatura è stato condotto tramite il prelievo n.4 spezzoni di armatura (staffe) e n.5 prove con durometro su 4 pilastri e una trave.

Gli spezzoni prelevati sono stati sottoposti a prova di trazione di cui si riporta estratto.

Dati dichiarati Angegebene Daten			Risultati di prova / Prüfergebnisse							
Sigla Kennzeich- en	Data estrazione Entnahmedatum	Posizione in opera Bauteil	Tipo di acciaio Stahltyp	Ø Eff. Eff. Ø [mm]	Lunghezza Länge [mm]	Tensione di snervamento Streckgrenze f _y [N/mm ²]	Tensione di rottura Zugfestigkeit f _t [N/mm ²]	Agg %	Tipo barra Bar-Typ	Data prova Prüfdatum
Prelievo 1	12/07/2024	Pilastro	--	7,99	384	437,6	615,1	10,0	Liscia	05/08/2024
Prelievo 2	12/07/2024	Trave	--	7,89	339	378,5	523,9	18,2	Liscia	05/08/2024
Prelievo 3	12/07/2024	Pilastro	--	7,99	409	410,0	520,2	10,2	Liscia	05/08/2024
Prelievo 4	12/07/2024	Pilastro	--	7,65	366	380,0	546,2	11,3	Liscia	05/08/2024

Figura 55: Prova di trazione - certificato n. 4450 del 06/08/2024

L'armatura prelevata è risultata essere liscia. La tensione di snervamento media risulta essere pari a 401.525 N/mm².

Il prospetto sottostante riporta le tensioni medie di snervamento e rottura.

f_{ym}	401,53	[N/mm²]	Tensione di snervamento media
f_{tm}	551,35	[N/mm²]	Tensione di rottura media
LC	3,00	[-]	Livello di conoscenza
FC	1,00	[-]	Fattore di confidenza

I valori medi di snervamento e rottura ottenuti tramite prove di laboratorio sono in linea con le caratteristiche meccaniche indicate per acciaio liscio Aq50 nel LL.PP. n. 1472/1957, in vigore al momento della costruzione della struttura. Le prove di laboratorio confermerebbero dunque l'impiego di acciaio semiduro del tipo Aq50 indicato negli elaborati grafici di progetto e variante.

Tabella 1 - Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60	/	FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42-50	50-60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

Figura 56: Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura, Verderame, Ricci, Esposito, Sansiviero, Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università degli Studi di Napoli Federico II

I risultati delle prove di trazione sui provini caratterizzano lo stesso come Aq50, i cui valori di progetto, associati all'opportuno fattore di confidenza, saranno considerati per la valutazione di sicurezza.



Figura 57: Prelievo spezzone 1



Figura 58: Prelievo spezzone 2



Figura 59: Prelievo spezzone 3



Figura 60: Prelievo spezzone 4

Per la caratterizzazione meccanica dell'acciaio sono state condotte anche indagini con durometro in punti differenti della struttura. La tabella seguente riassume i valori di durezza Vickers rilevati per le 5 letture condotte.

Letture	D1 HV Pilastro	D2 HV Pilastro	D3 HV Trave	D4 HV Pilastro	D5 HV Pilastro
1	106	130	98	122	124
2	115	125	110	136	132
3	121	160	125	140	135
4	139	201	112	118	122
5	100	170	106	125	126
6	124	108	93	131	131
7	111	115	103	126	120
8	145	166	117	145	125
9	132	201	131	141	140
10	142	120	110	128	137
11	117	110	105	132	120
12	99	160	111	139	133
Media	120,9	147,2	110,1	131,9	128,8
Res. a trazione N/mm²	388	470	350	418	413

Figura 61: Risultati indagini durezza di Vickers

La norma UNI 18265:2005 permette correlare la Durezza Vickers alla resistenza a trazione dell'acciaio per via tabellare. Con i valori a disposizione si ottiene una resistenza a trazione media di 407.8 N/mm², in linea con quanto ricavato dalle prove a trazione.

5.6.4 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Nelle NTC-18, ai fini della scelta dei valori dei fattori di confidenza si distinguono tre possibili livelli di conoscenza: Limitata (LC1), Adeguata (LC2), Accurata (LC3).

Gli aspetti che definiscono il livello di conoscenza sono: la conoscenza della geometria, dei dettagli strutturali, i materiali (le proprietà meccaniche dei materiali quali calcestruzzo e muratura).

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali.

I livelli di conoscenza raggiunti sono stati definiti per mezzo del rilievo geometrico della struttura, attraverso indagini visive sui dettagli costruttivi e prove sui materiali utilizzati.

Per la definizione del livello di conoscenza si fa riferimento al D.M. 17/01/2018 - §8.5.4, e alla tabella C8.4.IV della alla Circolare 21/01/2019 n.7 – C8.5.4.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 62: Tabella C8.5.IV - livello di conoscenza

Si dispone della seguente documentazione di progetto: relazione di collaudo, disegni e particolari esecutivi.

Durante la campagna di indagini è stato previsto il raggiungimento di un livello di conoscenza LC3; i risultati hanno permesso di raggiungere il livello di conoscenza prestabilito in quanto i risultati sono in linea con i valori attesi e le prove hanno interessato l'intero complesso strutturale.

Viste le considerazioni sui livelli di conoscenza, i relativi fattori di confidenza sono:

- Calcestruzzo: FC =1.00;
- Acciaio da c.a.: FC =1.00;

5.6.5 Caratteristiche meccaniche

In fase di analisi e verifica, le suddette prestazioni meccaniche *caratteristiche*, saranno rese *di progetto* con l'introduzione dei coefficienti parziali di sicurezza ed il fattore di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto attraverso le prove effettuate. Come da par. C8.7.2.2 per le verifiche duttili, le caratteristiche del materiale sono da dividere per il fattore di confidenza FC, mentre per le verifiche fragili sono da dividere sia per il fattore di confidenza FC, sia per il coefficiente parziale del materiale definito dalle NTC2018.

In accordo con il §4.5.6.1 delle NTC 2018, le resistenze di progetto si calcolano nel seguente modo:

$$f_d = f_k / (FC \cdot g_c)$$

in cui:

- f_d rappresenta la generica resistenza di progetto;
- f_k rappresenta la generica resistenza caratteristica;
- g_c rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza definito nelle NTC2018;
- FC rappresenta il valore del Fattore di Confidenza sopra definito

Non viene tenuto in conto l'effetto del confinamento nel calcolo della resistenza e della duttilità degli elementi in calcestruzzo.

5.6.5.1 Calcestruzzo

Calcolo resistenza di progetto NTC18			
f_{cm}	28,28	[N/mm ²]	Resistenza a compressione cilindrica media
FC	1,00	[-]	Fattore di confidenza
γ_c	1,50	[-]	Coefficiente di sicurezza del materiale
$f_{cd,dutt}$	28,28	[N/mm ²]	Resistenza di progetto verifiche duttili
$f_{cd,fr}$	18,86	[N/mm ²]	Resistenza di progetto verifiche fragili
R_{cm}	34,08	[N/mm ²]	Resistenza a compressione cubica media
f_{ctm}	2,78	[N/mm ²]	Resistenza a trazione media
f_{ct}	1,95	[N/mm ²]	Resistenza a trazione
$f_{ctd,duttile}$	1,95	[N/mm ²]	Resistenza a trazione di calcolo - Duttile
$f_{ctd,fragile}$	1,30	[N/mm ²]	Resistenza a trazione di calcolo - Fragile
E_{cm}	30052,32	[N/mm ²]	Modulo elastico medio
G_{cm}	12521,80	[N/mm ²]	Modulo tangenziale medio

5.6.5.2 Acciaio

f_{ym}	401,53	[N/mm ²]	Tensione di snervamento media
f_{tm}	551,35	[N/mm ²]	Tensione di rottura media
LC	3,00	[-]	Livello di conoscenza
FC	1,00	[-]	Fattore di confidenza
Meccanismo	Duttile	Fragile	
Y_s	1,00	1,15	Coefficiente di sicurezza
f_{yd}	401,53	349,15	Tensione di progetto
f_{yd}	551,35	479,43	Tensione di progetto

5.7 Criteri di progettazione e modellazione della struttura

L'analisi delle strutture è stata effettuata mediante software agli elementi finiti CMP 32 di Namirial S.p.A. che consente una modellazione spaziale della struttura. È stata implementata una analisi statica lineare per quanto riguarda la risoluzione del modello sottoposto ai soli carichi statici; la risposta sismica è stata valutata mediante un'analisi dinamica modale con spettro di risposta che ha permesso di determinare i periodi principali di vibrazione della struttura e di valutare correttamente l'interazione tra fluido e struttura.

Come anticipato nel paragrafo precedente la struttura è stata considerata “a pendolo inverso” con fattore di comportamento $q = 1,50$ e comportamento non dissipativo.

La struttura è stata modellata con un vincolo di incastro alla base per tutti i pilastri. Durante la costruzione del modello numerico, i pilastri e le travi sono stati schematizzati con elementi *beam*, assegnando loro le sezioni geometriche ricavate dai disegni originali. Per le pareti della vasca e i solai di piano si è invece optato per elementi *shell*, così da modellarne correttamente sia il comportamento nel piano che quello fuori piano.

Per la modellazione dei nodi tra i pilastri e le travi di interpiano è stato considerato un comportamento a cerniera. Tale comportamento trova riscontro sia nei dettagli costruttivi presenti sulle tavole originali di progetto, sia nella prassi progettuale dell'epoca per serbatoi analoghi. La disposizione delle armature in questi elementi evidenzia come questi abbiano una funzione prettamente di collegamento e riduzione della lunghezza libera di inflessione dei pilastri. La presenza di armatura all'estradosso in corrispondenza dei nodi

è da interpretarsi come accorgimento volto ad assorbire eventuali momenti negativi; tale disposizione non risulta sufficiente a garantire un efficace incastro capace di trasmettere momenti negativi significativi.

La modellazione delle solette di interpiano è stata definita attraverso la combinazione tra elementi *beam* ed elementi *solaio*, i quali definiscono un'area di carico. Sono state modellate delle travi di bordo aventi peso nullo, assegnando il valore dei carichi permanenti strutturali, permanenti non strutturali e variabili, unicamente agli elementi *solaio*. Tale approccio è stato reso necessario al fine di superare le incertezze numeriche derivanti dalle combinazioni *beam+shell*, che si manifestavano in questi elementi.

Per ognuna delle sezioni, sulla base degli elaborati grafici di progetto, sono state modellate le barre di armatura, in termini di staffe e barre longitudinali. Il contributo dei ferri piegati è stato preso in considerazione rendendolo equivalente al contributo delle staffe, tale contributo non è stato trascurato laddove, per la sollecitazione del taglio agente, il piegato non risultava più efficace. Questa scelta è stata adottata con l'obiettivo di ottenere una modellazione il più possibile aderente alla realtà manufatto, evitando di sovrastimare la capacità resistente degli elementi laddove il meccanismo resistente del ferro piegato non potesse attivarsi.

I risultati sono stati ottenuti considerando il 100% della rigidezza fessurata degli elementi strutturali, ipotesi cautelativa che consente di ridurre il periodo proprio della struttura e di conseguenza massimizzare l'azione sismica.

L'analisi utilizzata per la risoluzione del modello di calcolo è di tipo lineare. In particolare, per i carichi statici si è utilizzata una analisi statica, ed è stata implementata una analisi dinamica lineare per le combinazioni che prevedono l'azione sismica.

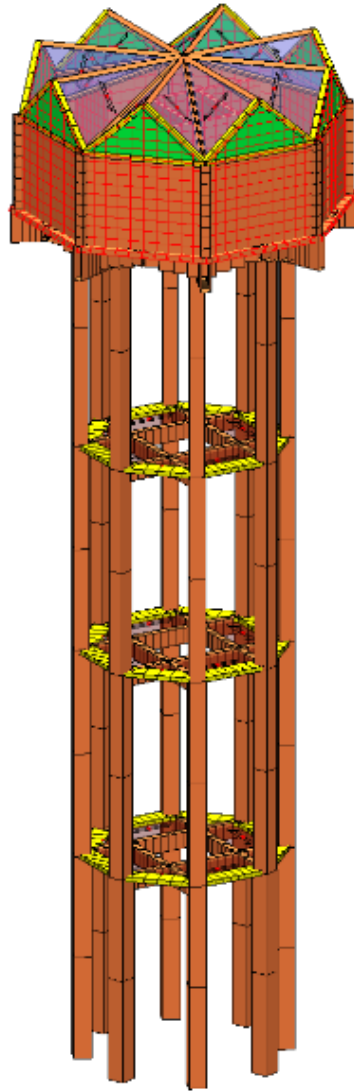


Figura 63: Vista solida modello 3D

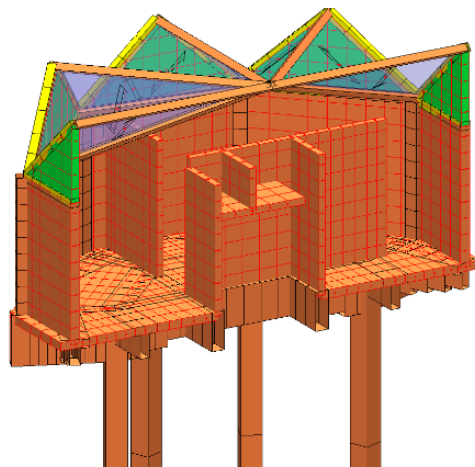


Figura 64: Vista solida sezione vasca serbatoio

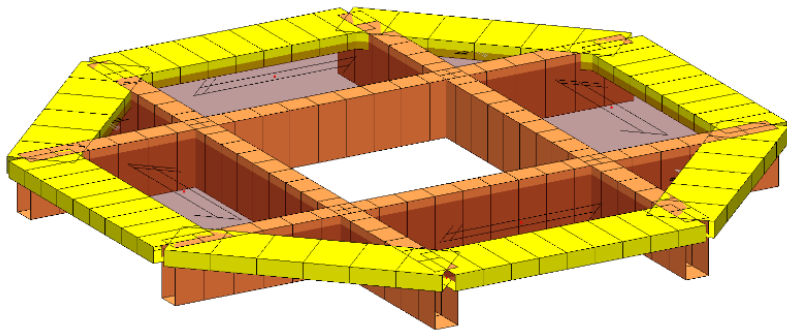


Figura 65: Vista solida soletta di interpiano tipo

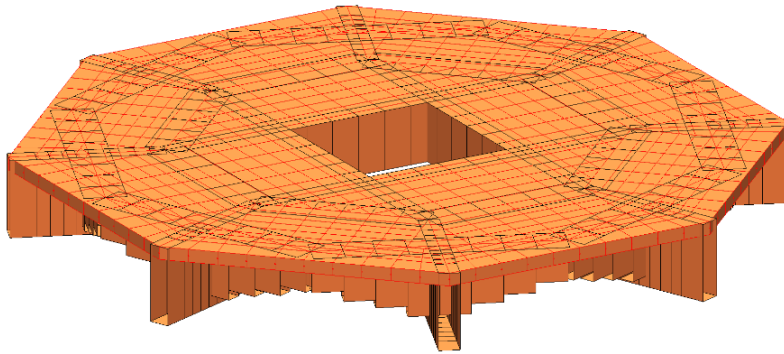


Figura 66: Vista solida fondo della vasca

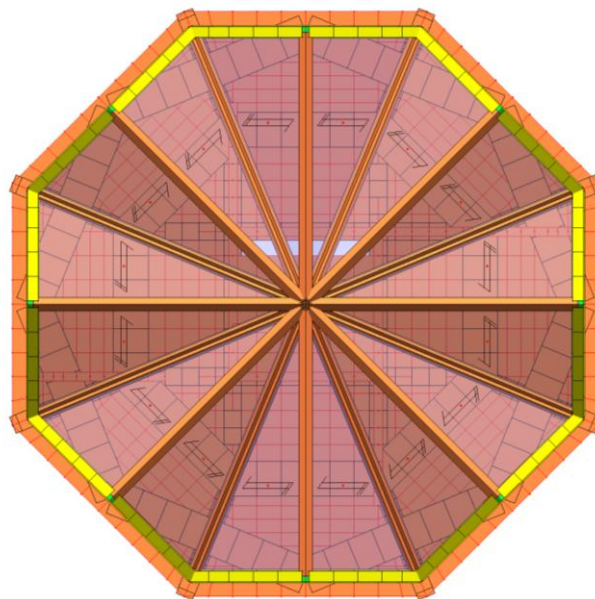


Figura 67: Vista solida dall'alto del serbatoio

Per la valutazione della vulnerabilità sismica si è fatto riferimento ai criteri di verifica per gli edifici esistenti contenuti nel Capitolo 8 delle NTC 2018. Le verifiche sono state condotte allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), adottando la combinazione sismica delle azioni con coefficienti parziali unitari, come previsto dal §2.5.3.

Le sollecitazioni negli elementi sono state determinate attraverso involucri di carico considerando le combinazioni di carico più gravose per ogni elemento.

In accordo con quanto presente nel paragrafo relativo alla definizione dei materiali, le resistenze impiegate sono state ridotte mediante l'opportuno Fattore di Confidenza (FC), definito in funzione del Livello di Conoscenza (LC) raggiunto attraverso l'analisi dei documenti originali, dei dettagli costruttivi e dei risultati derivanti dalla campagna di indagini.

Si precisa che, ai fini delle verifiche, sono state definite proprietà meccaniche dei materiali diverse in funzione del meccanismo di rottura duttile o fragile, in accordo con le prescrizioni del capitolo 8 delle NTC2018. Nella tabella seguente vengono riepilogati i valori di calcolo adottati per ciascun materiale in funzione della tipologia di verifica.

Calcolo Resistenza di progetto NTC2018 – CALCESTRUZZO

$f_{cd,dutt}$	28,28	[N/mm ²]	Resistenza di progetto per verifiche duttili
$f_{cd,fr}$	18,86	[N/mm ²]	Resistenza di progetto per verifiche fragili

Calcolo Resistenza di progetto NTC2018 – ACCIAIO

$f_{yd,dutt}$	401,53	[N/mm ²]	Tensione di progetto per verifiche duttili
$f_{yd,fr}$	349,15	[N/mm ²]	Tensione di progetto per verifiche fragili

5.8 Combinazioni di calcolo

5.8.1 Definizione dei casi di carico

Nel seguito sono riassunti i casi di carico applicati alle strutture nei software tramite tabella e immagini.

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato in automatico dal programma a seconda del materiale, delle sezioni e degli spessori impostati.

Le combinazioni di carico vengono riportate con il seguente significato dei termini:

- **G₁** Peso proprio degli elementi strutturali;
- **G₂** Peso proprio degli elementi non strutturali;
- **Q_i** Sovraccarico variabile accidentale
- **CdC** Numero Condizione di Carico Elementare
- **mltX** Moltiplicatore del peso proprio in direzione X Globale
- **mltY** Moltiplicatore del peso proprio in direzione Y Globale
- **mltZ** Moltiplicatore del peso proprio in direzione Z Globale
- **Tipo** Tipo di Condizione di Carico (St = Statico, StEq = Sismico Statico Equivalente)
- Y_0, Y_1, Y_2 Coefficienti di combinazione
- Y_{2s} Coefficiente di combinazione sismica
- j Coefficiente per calcolo masse

Nome	CdC	mltX	mltY	mltZ	Tipo	Y_0	Y_1	Y_2	Y_{2s}	j
G1	1	0	0	-1	Permanente (St)	1	1	1	1	1
G2	2	0	0	0	Permanente non strutt (St)	1	1	1	1	1
Q _i	3	0	0	0	Generico (St)	0	0	0	0	1
NEVE	4	0	0	0	Tetti e coperture con neve (St)	0.5	0.2	0	0	1
H2O Statica	5	0	0	0	Magazzini, Archivi, Scale (St)	1	0.9	0.8	0.8	1
H2O SISMA X	6	0	0	0	Sisma SLU X (St)					
H2O SISMA Y	7	0	0	0	Sisma SLU Y (St)					

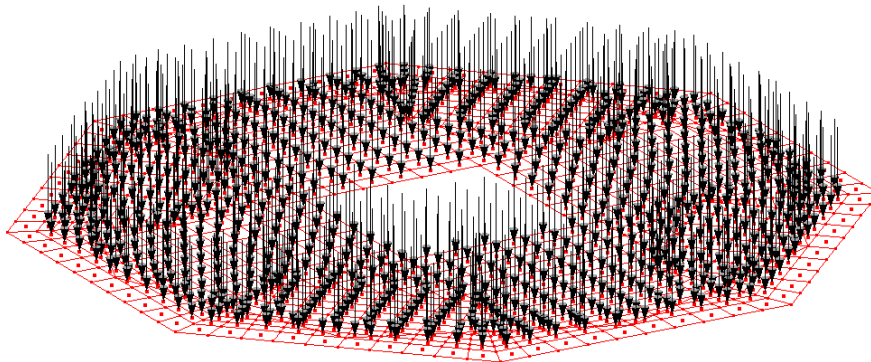


Figura 68: Distribuzione della pressione idrostatica applicata sul fondo del serbatoio

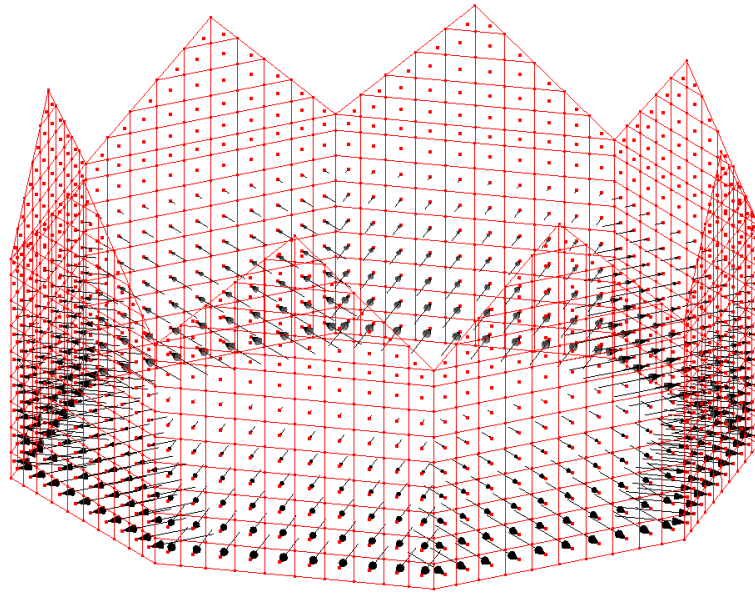


Figura 69: Distribuzione delle pressioni idrostatiche applicate alle pareti del serbatoio

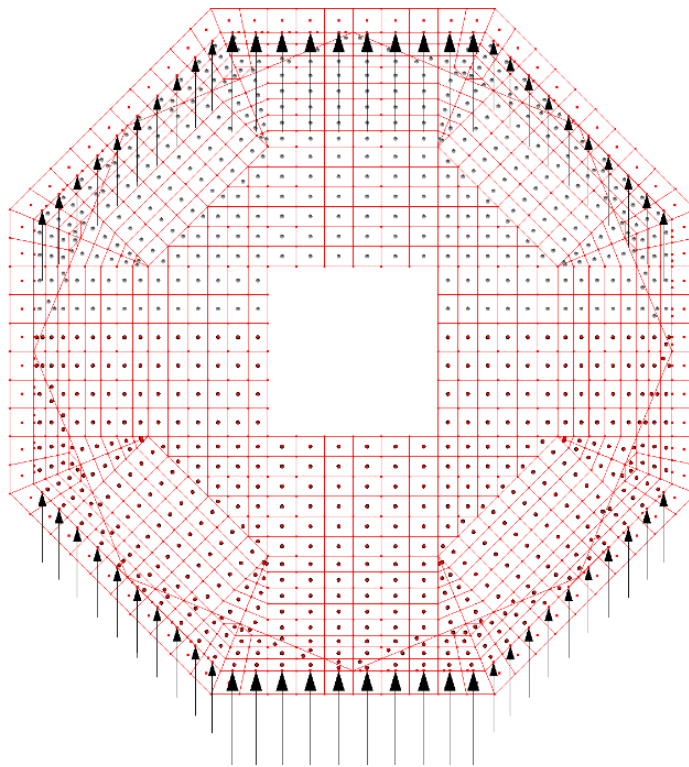


Figura 70: Vista in pianta della distribuzione delle pressioni idrodinamiche sulle pareti - sisma in Y

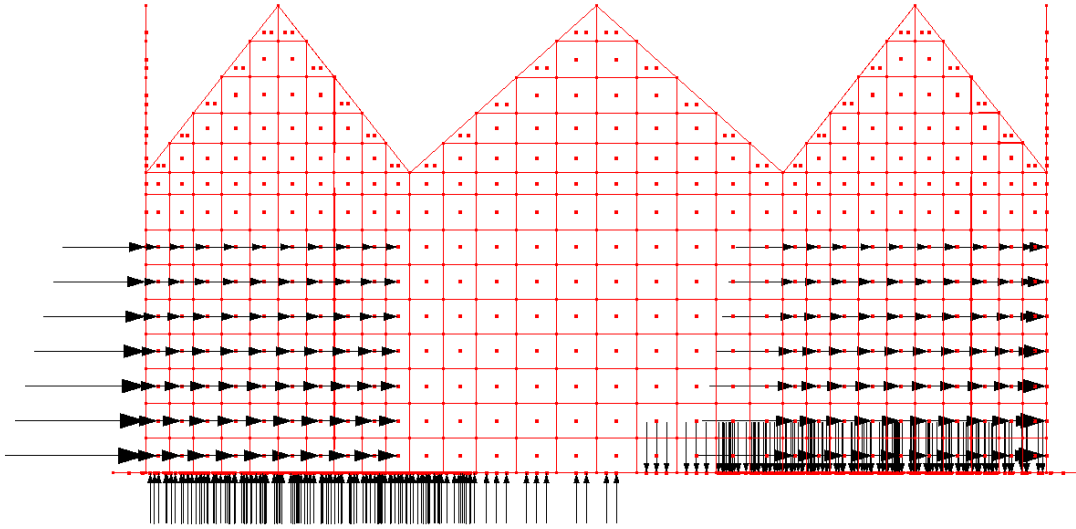


Figura 71: Vista laterale della distribuzione delle pressioni idrodinamiche sulle pareti - sisma in Y

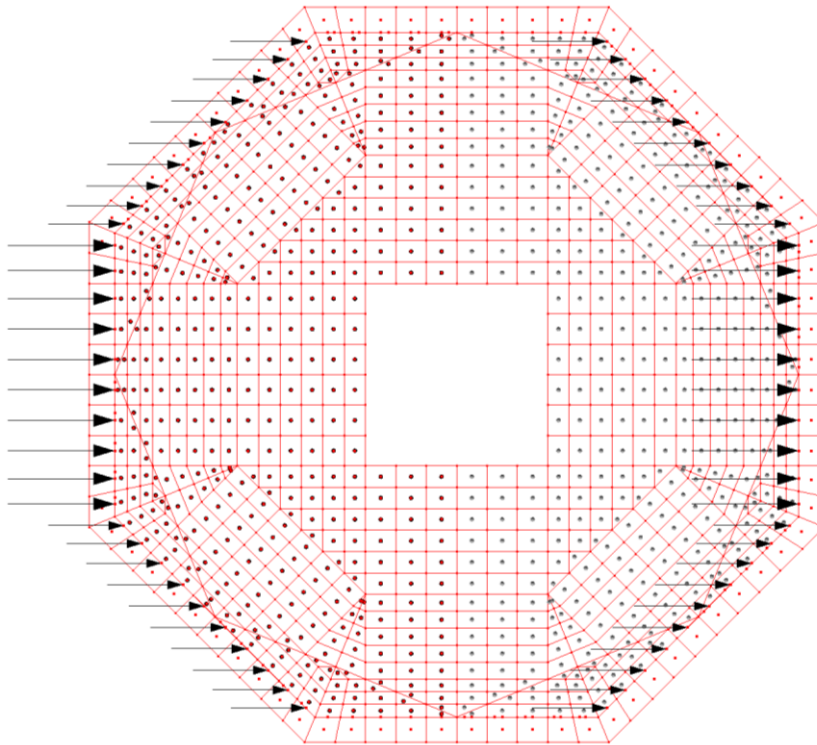


Figura 72: Vista in pianta della distribuzione delle pressioni idrodinamiche sulle pareti - sisma in X

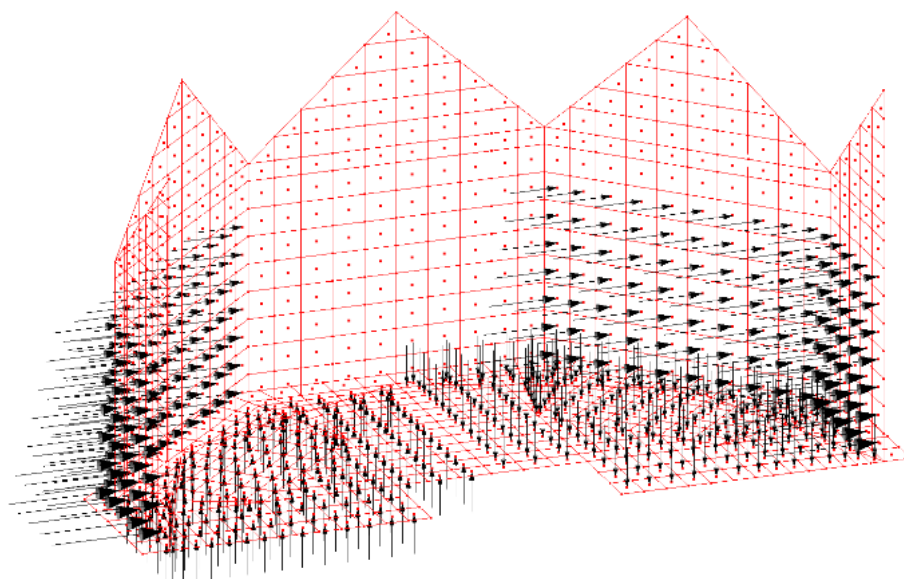


Figura 73: Vista prospettica della distribuzione delle pressioni idrodinamiche sulle pareti - sisma in X

I carichi variabili, permanenti non strutturali e permanenti strutturali relativi alla copertura e alle solette di interpiano sono stati definiti manualmente all'interno degli elementi *solai*, i quali generano un area di carico.

Tipo solaio				
Numero del tipo solaio corrente:	1			
Descrizione:	copertura			
UM: kN/m ²	Moltiplicatori	X	Y	Z
Peso proprio	1.11	0	0	-1
Sovr. permanente	0.26	0	0	-1
Sovr. variabile	1.2	0	0	-1
Altezza complessiva	0	m	Colore	■

Tipo solaio				
Numero del tipo solaio corrente:	4			
Descrizione:	Soletta interpiano			
UM: kN/m ²	Moltiplicatori	X	Y	Z
Peso proprio	5	0	0	-1
Sovr. permanente	0.5	0	0	-1
Sovr. variabile	0	0	0	-1
Altezza complessiva	0	m	Colore	■

5.8.2 Definizione delle combinazioni

In accordo con le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, lo studio è stato limitato all'indagine dello Stato Limite Ultimo (SLV), ritenuto prioritario per la definizione della robustezza meccanica e della stabilità globale del manufatto. Le azioni agenti sulle componenti strutturali sono state combinate ai fini dell'analisi ai sensi del D.M. 17/01/2018 - §2.5.3. Si riporta nel seguito l'elenco delle combinazioni di carico considerate in fase di analisi, con indicazione dei rispettivi coefficienti parziali per le azioni e dei coefficienti di combinazione, in funzione dei rispettivi Stati Limite previsti.

COMBINAZIONE SISMICA

$$E_x + 1.0 G_1 + 1.0 G_2 + \Psi_{2,j} Q_r + \Psi_{2,j} Q_j$$

combinazione di carico impiegata nella valutazione degli effetti sismici, questi ultimi valutati considerando una combinazione “quasi permanente” delle masse.

5.8.3 Condizioni sismiche dinamiche

La presente analisi numerica prevede l'esame delle condizioni di carico sismiche corrispondenti alle seguenti tipologie di azioni indicate in tabella:

- CdC numero della condizione di carico dinamica
- Lancio ad ogni lancio corrisponde una distribuzione delle masse differente; tutte le CdC di tipo sismico statico equivalente sono analizzate in un unico lancio statico del solutore, mentre per le CdC dinamiche ad ogni lancio corrisponde un lancio dinamico del solutore.
- Nome nome della CdC dinamica
- Tipo indica la direzione ed eventualmente il tipo di CdC sismica
- Sottotipo indica il tipo di stato limite: SLO, SLD, SLV, SLC sono gli stati limite del par.3.2.1 DM 17/01/2018
- Spettro di risposta definisce il coefficiente di risposta in funzione del periodo
- ag/g questo valore indica l'accelerazione di picco del suolo, espressa in $g = 9.80665 \text{ m/s}^2$
- Dy indica che si tratta di una CdC dinamica

CdC	Lancio	Nome	Tipo	Spettro di Risposta	ag/g	Molt.X	Molt.Y	Molt.Z
1	1	Sisma SLV X Dx	Sisma SLU X (Dy)	MS3 TR 065	0.091	1	0	0
			Sottotipo: SLV					
2	2	Sisma SLV X Sx	Sisma SLU X (Dy)	MS3 TR 065	0.091	1	0	0
			Sottotipo: SLV					
3	3	Sisma SLV Y Dx	Sisma SLU Y (Dy)	MS3 TR 065	0.091	0	1	0
			Sottotipo: SLV					
4	4	Sisma SLV Y Sx	Sisma SLU Y (Dy)	MS3 TR 065	0.091	0	1	0
			Sottotipo: SLV					

Di seguito sono descritti tutti i parametri utilizzati per l'analisi modale.

- Metodo di calcolo utilizzato: Restarted Lanczos
- Matrici di Massa: CONSISTENT matrice di massa completa
- Sequenza di STURM Abilitata
- Moto Rigido non consentito
- Tolleranza per calcolo autovalori 0
- Numero Massimo di iterazioni per il calcolo autovalori 24

- Analisi modale con effetti del II ordine: No

L'analisi modale è stata svolta considerando il modello nella fase 1.

5.8.3.1 Periodi e masse

La massa movimentata è calcolata in percentuale sulla massa totale applicata ai gradi di libertà dei nodi non vincolati.

Si riportano i principali risultati dell'analisi sismica dinamica: periodi dei modi di vibrare, le corrispondenti percentuali di masse movimentate e i fattori di partecipazione. Dalle tabella di seguito riportate è possibile osservare che i modi principali di vibrare attivano una percentuale di massa superiore al 95%, di modo da considerare tutti i modi significativi della struttura.

Lancio n.1

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. x %	Parz. x %	Tot. y %	Parz. y %	Tot. z %	Parz. z %	Gx	Gy	Gz
1	3.6894	28.785	28.785	53.206	53.206	0.000	0.000	-0.000	0.016	0.000
2	3.6889	81.992	53.206	81.992	28.785	0.000	0.000	-0.000	0.016	0.000
3	2.2621	81.992	0.000	81.992	0.000	0.000	0.000	-16.513	22.450	0.001
4	0.61646	86.069	4.077	87.773	5.782	0.000	0.000	-22.450	-16.513	-0.002
5	0.61628	91.850	5.782	91.850	4.077	0.000	0.000	-0.042	-0.048	0.000
6	0.40673	91.850	0.000	91.850	0.000	0.000	0.000	-6.204	7.395	0.001
7	0.2513	93.391	1.540	94.202	2.352	0.000	0.000	-7.394	-6.205	0.013
8	0.2512	95.743	2.352	95.743	1.540	0.000	0.000	-0.140	-0.002	-0.002
9	0.18642	95.743	0.000	95.743	0.000	0.000	0.000	3.811	-4.714	0.004
10	0.13867	95.845	0.103	97.447	1.705	0.000	0.000	4.712	3.812	0.047

Lancio n.2

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. x %	Parz. x %	Tot. y %	Parz. y %	Tot. z %	Parz. z %	Gx	Gy	Gz
1	3.6895	32.072	32.072	49.920	49.920	0.000	0.000	-0.000	0.016	-0.000
2	3.6889	81.992	49.920	81.992	32.072	0.000	0.000	-0.000	0.016	-0.000
3	2.262	81.992	0.000	81.992	0.000	0.000	0.000	-16.513	22.450	-0.002
4	0.61646	86.212	4.221	87.630	5.638	0.000	0.000	-22.451	-16.514	0.001
5	0.61628	91.850	5.638	91.850	4.221	0.000	0.000	-0.380	-0.048	0.000
6	0.40673	91.850	0.000	91.850	0.000	0.000	0.000	-6.202	7.397	0.009
7	0.2513	93.422	1.571	94.171	2.321	0.000	0.000	-7.392	-6.208	0.006
8	0.2512	95.743	2.321	95.743	1.571	0.000	0.000	-0.736	-0.002	-0.002
9	0.18642	95.743	0.000	95.743	0.000	0.000	0.000	3.813	-4.717	0.029
10	0.13866	95.866	0.123	97.427	1.684	0.010	0.010	4.715	3.816	0.027

Lancio n.3

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. x %	Parz. x %	Tot. y %	Parz. y %	Tot. z %	Parz. z %	Gx	Gy	Gz
1	3.6895	24.349	24.349	57.643	57.643	0.000	0.000	-0.000	0.016	0.000
2	3.6889	81.992	57.643	81.992	24.349	0.000	0.000	-0.000	0.016	-0.000
3	2.262	81.992	0.000	81.992	0.000	0.000	0.000	-16.513	22.450	0.001
4	0.61649	83.563	1.571	90.279	8.287	0.000	0.000	-22.450	-16.514	0.001
5	0.61625	91.850	8.287	91.840	1.561	0.000	0.000	-0.211	0.121	0.000
6	0.40672	91.850	0.000	91.840	0.000	0.000	0.000	-6.205	7.396	0.002
7	0.25133	92.189	0.339	95.383	3.543	0.000	0.000	-7.392	-6.208	0.006
8	0.25117	95.743	3.553	95.722	0.339	0.000	0.000	-0.438	0.296	-0.002
9	0.18642	95.743	0.000	95.722	0.000	0.000	0.000	3.814	-4.717	0.007
10	0.1387	95.814	0.072	97.447	1.725	0.000	0.000	4.712	3.814	0.025

Lancio n.4

n. Modo	Periodo (sec.)	Tot. x %	Parz. x %	Tot. y %	Parz. y %	Tot. z %	Parz. z %	Gx	Gy	Gz
1	3.6894	27.502	27.502	54.490	54.490	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000
2	3.6889	81.992	54.490	81.992	27.502	0.000	0.000	-0.013	-0.001	-0.422
3	2.2621	81.992	0.000	81.992	0.000	0.000	0.000	-1.670	-0.385	-10.272
4	0.61648	83.604	1.612	90.238	8.246	0.000	0.000	0.004	0.001	-36.518
5	0.61625	91.850	8.246	91.850	1.612	0.000	0.000	-1.418	-0.331	-8.462
6	0.40673	91.850	0.000	91.850	0.000	0.000	0.000	-0.039	-0.009	-0.801
7	0.25133	92.189	0.339	95.393	3.543	0.000	0.000	0.021	-0.000	0.000
8	0.25117	95.732	3.543	95.732	0.339	0.000	0.000	-0.000	0.021	0.000
9	0.18642	95.732	0.000	95.732	0.000	0.000	0.000	0.016	0.000	0.000
10	0.13869	95.814	0.082	97.458	1.725	0.000	0.000	0.016	0.000	0.000

5.8.3.2 Periodi fondamentali

I periodi fondamentali sono valutati in base al modo che mobilita la maggior quantità di massa nelle tre direzioni, rispettivamente:

- periodo fondamentale direzione x: 3.6889 s (modo n.2, lancio n. 3)
- periodo fondamentale direzione y: 3.6895 s (modo n.1, lancio n. 3)
- periodo fondamentale direzione z: 0.13866 s (modo n.10, lancio n. 2)

I periodi rientrano all'interno del range calcolato con i metodi semplificati.

5.9 VERIFICHE

5.9.1 Criteri di verifica

La sicurezza strutturale è stata valutata secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, verificando che la capacità del sistema sia superiore alla domanda indotta dalle azioni. Nello specifico, sono state eseguite:

Verifiche di resistenza: condotte in termini di sollecitazioni, garantendo che la resistenza di progetto degli elementi sia maggiore o uguale all'azione di calcolo:

$$R_d \geq E_d$$

Verifiche tensionali: condotte in termini di sforzi, assicurando che le tensioni agenti nei materiali (calcestruzzo e acciaio) si mantengano entro i limiti di esercizio ammissibili:

$$\sigma_{id} \leq \sigma_{Ed}$$

5.9.2 Caratteristiche di sollecitazione

Nel seguito le caratteristiche di sollecitazione vengono riassunte tramite immagini e figure, riportando le condizioni di carico o le combinazioni più significative. Le sollecitazioni riportate fanno riferimento al modello per le verifiche dei meccanismi fragili, in quanto risulta dimensionante ai fini della sicurezza rispetto al modello relativo ai meccanismi duttili.

FUSTO: a titolo di esempio sono state riportate le sollecitazioni agenti in termini di sforzo normale e momento derivanti dalla combinazione agli SLV, *SL18 STR SLV* nel caso di serbatoio fragile.

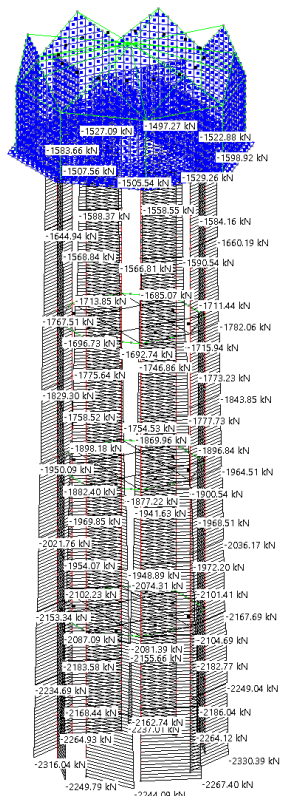


Figura 74: Involuppo sforzo normale minimo (compressione)

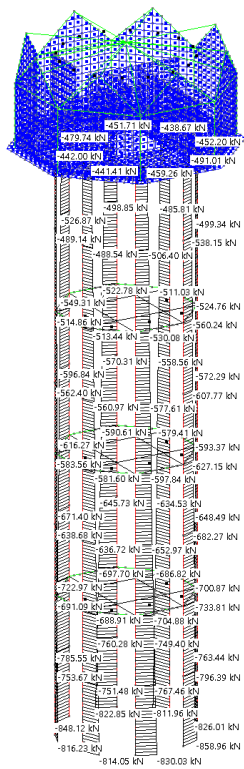


Figura 75: Involuppo sforzo normale minimo (trazione)

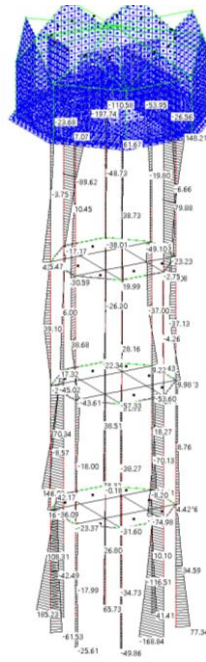


Figura 76: Inviluppo M13 min

SERBATOIO: a titolo di esempio sono state riportate le sollecitazioni agenti in termini di momento derivanti dalla condizione di carico della spinta idrostatica dell'acqua, nel caso di serbatoio fragile. M22 acqua statica per pareti e soletta, M3 su soletta per spinta acqua statica

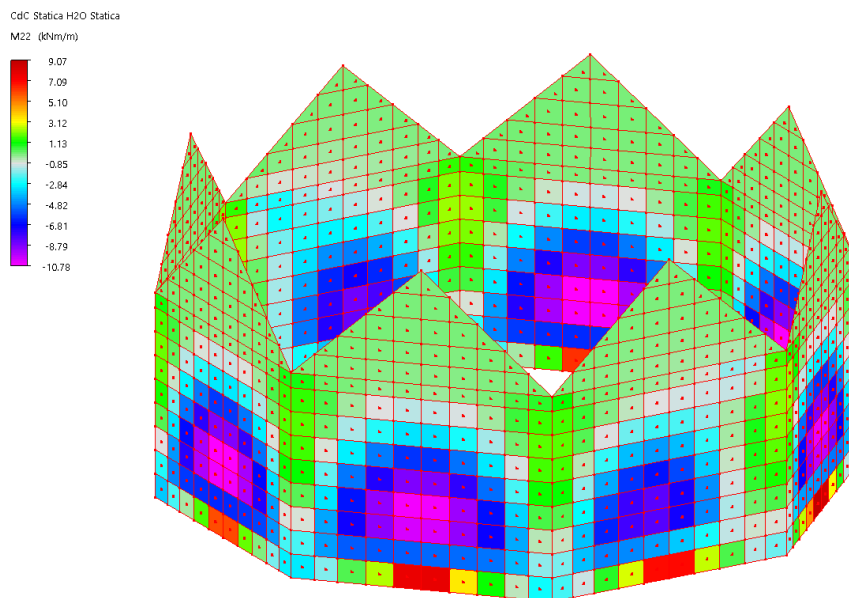


Figura 77: Momento M22 cdc spinta statica acqua pareti esterne

5.9.3 Risultati verifica dinamica

Nel seguito le verifiche di sicurezza vengono riassunte per immagini. Le verifiche risultano soddisfatte se il coefficiente di sicurezza è minore o uguale a 1 o viceversa vengono evidenziate le carenze in termini di verifica.

Le verifiche strutturali vengono riportate in funzione dell'azione sollecitante risultata dimensionante per ogni tipologia di elemento. Nello specifico, per le travi e le solette della vasca si è proceduto alla verifica a flessione semplice, mentre per i pilastri e le pareti esterne della vasca è stata condotta la verifica a presso-flessione. Coerentemente con la natura dei due modelli implementati, la sollecitazione dimensionante per il modello duttile è risultata essere la combinazione di momento flettente e sforzo normale, mentre per il modello fragile l'analisi è stata condizionata dalle sollecitazioni a taglio.

I risultati di tali verifiche sono in funzione dell'accelerazione limite sopportabile dalla struttura in funzione dei due meccanismi: per le verifiche dei meccanismi duttili risultano soddisfatte per un accelerazione limite pari a $a_g = 0,113g$, mentre le verifiche dei meccanismi fragili risultano soddisfatte per $a_g = 0,0091g$. Essendo minore il valore di accelerazione limite per i meccanismi fragili, rispetto a quello dei meccanismi duttili, $a_g = 0,0091g$ risulta essere l'accelerazione limite sopportabile dalla struttura.

5.9.3.1 Verifiche sui pilastri

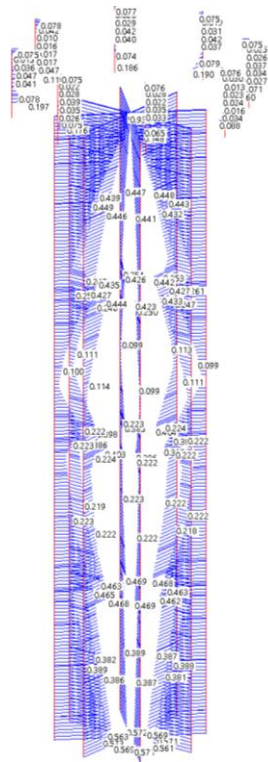


Figura 80: Verifica NM pilastri

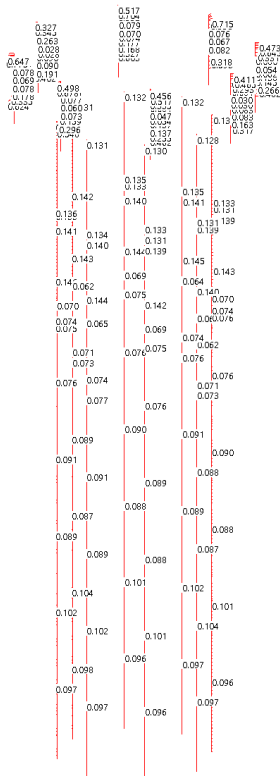


Figura 81: Verifica T pilastri

5.9.3.2 Verifiche su travi

5.9.3.3 Verifiche su travi di interpiano

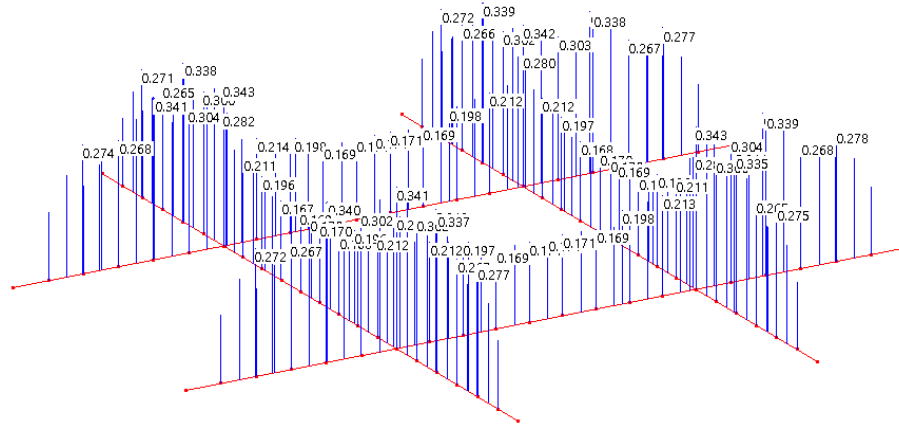


Figura 82: Verifica NM per travi soletta di interpiano livello 3

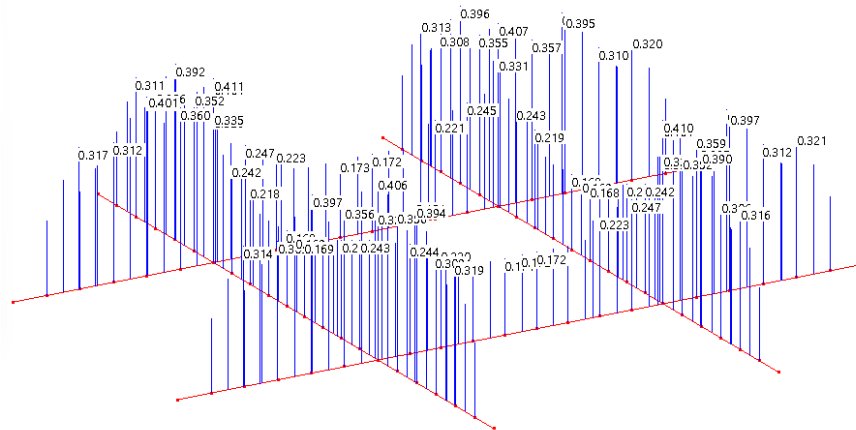


Figura 83: Verifica NM per travi soletta di interpiano livello 2

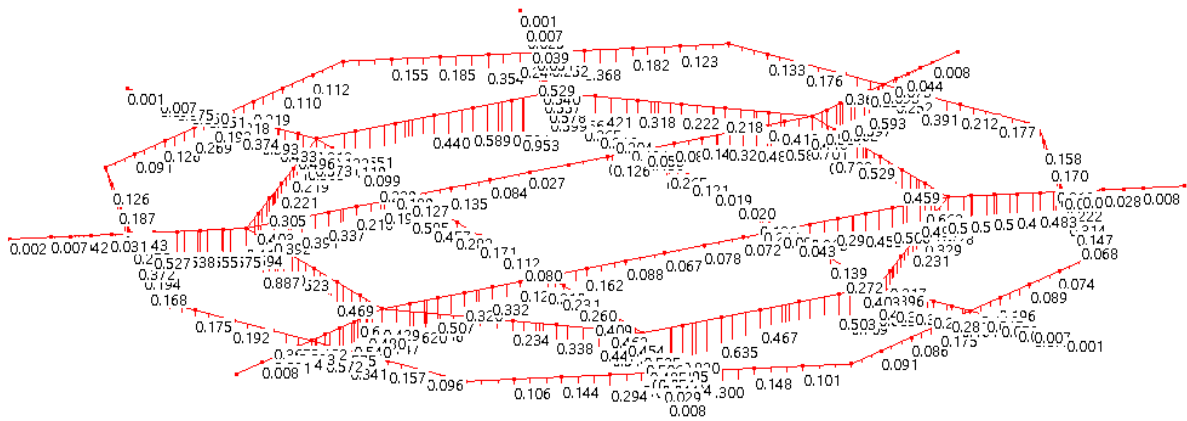


Figura 89: Vetrifica T per travi soletta fondovasca

5.9.3.5 Verifica su pareti esterne vasca

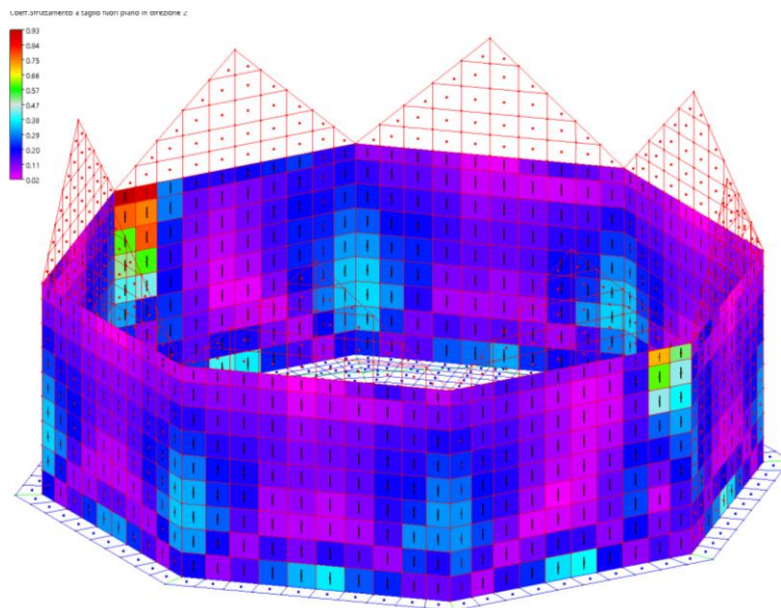


Figura 90: Verifica T pareti esterne della vasca

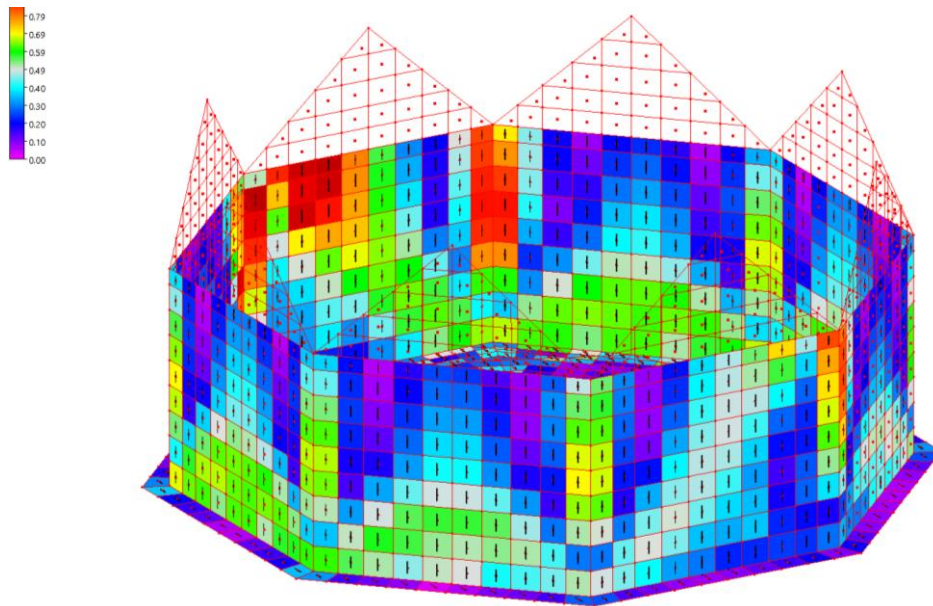


Figura 91: Verifica NM pareti esterne della vasca

5.9.3.6 Verifica su soletta del sottovasca

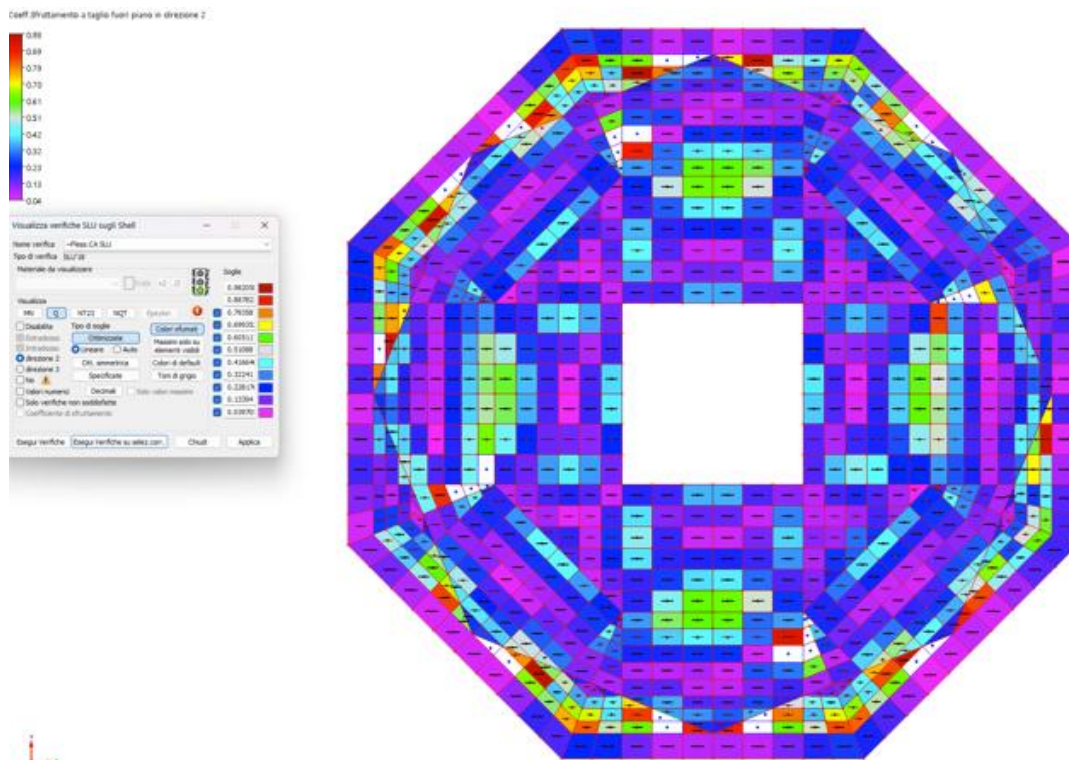


Figura 92: Verifica T pareti soletta sottovasca

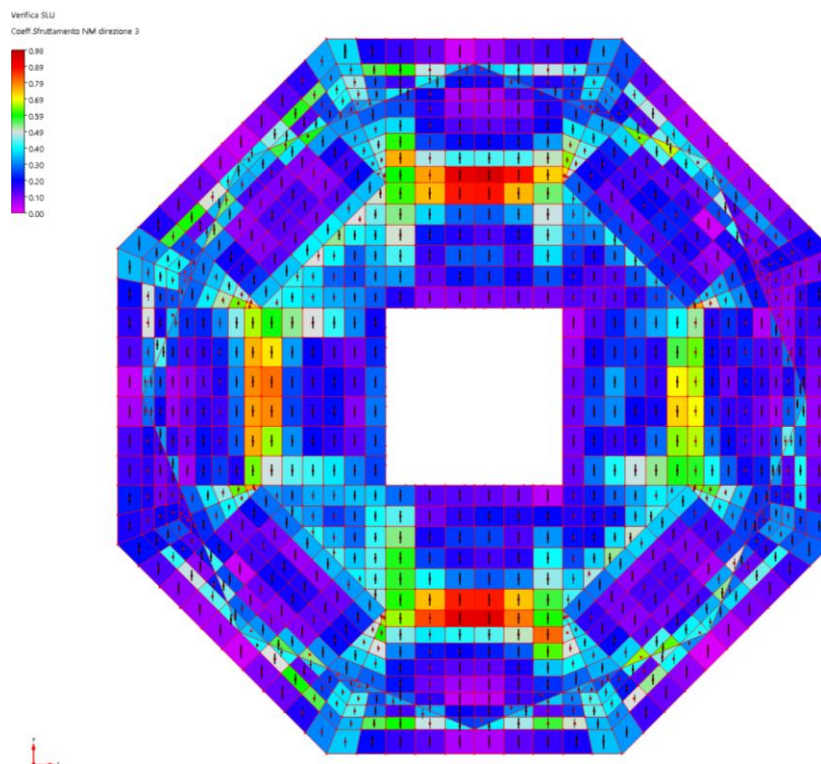


Figura 93: Verifica T pareti soletta sottovasca

È necessario sottolineare che nella valutazione finale, alcuni elementi di tipo *shell*, sono stati esclusi dalla valutazione, in quanto fornivano dei valori dei coefficienti di sfruttamento anomali, con valori nettamente superiori che non trovavano alcun riscontro con l'andamento generale degli elementi circostanti. Queste anomalie si presentavano in modo sistematico per tutte le verifiche, anche quelle eseguite in ambito statico, pertanto sono state definite come errori di modellazione del software di calcolo e non come criticità reali della strutturali. Non tenendo conto di questi elementi, in quanto ritenuti un risultato inaffidabile, come è possibile notare dalle immagini precedenti, le verifiche nel complesso risultano soddisfatte.

A titolo di esempio in *fig. 91* viene riportato l'andamento dei coefficienti di sicurezza per la verifica a taglio, in cui è possibile osservare come alcuni elementi presentino valori di picco oltre il 3, mentre nell'intono di essi si arriva massimo a 0,3-04, tali risultati non sono stati risultati affidabili e pertanto eliminati dalla valutazione.

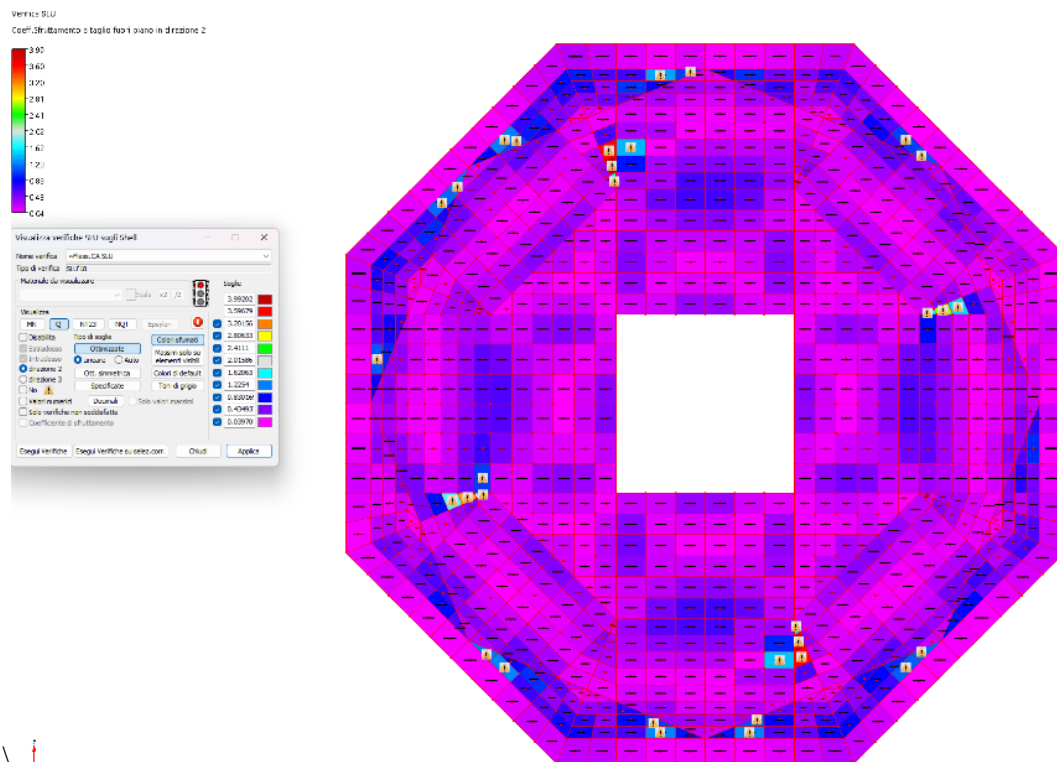


Figura 94: Esempio di problematica insorta nella valutazione delle solette

5.10 Commento critico dei risultati

Dalla campagna di indagini e dai sopralluoghi, la struttura risulta in buono stato di conservazione e le sue condizioni sono in linea con l'età del manufatto. Non sono stati riscontrati quadri fessurativi significativi, fenomeni di degrado dei materiali o danni strutturali in corso, a testimonianza di una corretta esecuzione originaria e di una buona durabilità degli elementi nel tempo.

La valutazione di sicurezza ha restituito il risultato rispetto alle azioni sismiche di progetto secondo la normativa vigente. Le ipotesi principali adottate nel calcolo sono:

- Categoria di terreno C definita a seguito delle indagini di microzonazione sismica (MS3) e prova MASW eseguite in situ;
- Caratteristiche meccaniche dei materiali definite tramite campagna di indagini sulla struttura. Ai valori ottenuti è stato applicato il fattore di confidenza coerente con il livello di conoscenza raggiunto;

- Modello incastrato alla base per massimizzare l'azione sismica

La verifica sismica condotta sul modello duttile risulta soddisfatta con un'accelerazione di progetto $a_g = 0,113g$ che corrisponde ad un tempo di ritorno $T_R = 110$ anni; tuttavia, l'analisi del modello fragile restituisce un valore di capacità inferiore pari ad $a_g = 0,0091g$ corrispondente a un tempo di ritorno $T_R = 65$ anni, tale risultato risulta pertanto dimensionante ai fini della valutazione di vulnerabilità globale della struttura.

Il coefficiente ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche, risulta essere:

$$\zeta_E = \frac{(a_g/g)_{lim}}{(a_g/g)_{SLV}} = \frac{0,091}{0,258} = 0,35$$

All'interno della trattazione non sono state riportate le verifiche statiche, tuttavia per questo tipo di analisi l'indicatore del rischio statico $\zeta_{v,i}$, - definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i -esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione – risulta soddisfatto. Tale esito era atteso in quanto nel corso della vita del manufatto non sono stati previsti incrementi di carico variabile rispetto alla configurazione di progetto originaria e, soprattutto, dal buono stato in cui si trova la struttura: l'assenza di quadri fessurativi o fenomeni di degrado confermano la piena capacità della struttura a sostenere i carichi verticali di progetto (tutt'ora agenti). Inoltre, essendo il manufatto verificato per combinazioni sismiche (molto più gravose), la sicurezza nei confronti dei soli carichi verticali potrebbe considerarsi implicitamente soddisfatta.

Dalla valutazione del rischio sismico è possibile determinare un tempo di intervento:

$$T_{int} = \frac{T_{rR}}{C_u} * \ln(1 - P_{vr}) = \frac{65}{2} * \ln(1 - 0,9) = 3,42 \text{ anni}$$

Il tempo di intervento è inteso come l'intervallo temporale entro il quale la struttura deve essere oggetto di interventi di miglioramento o adeguamento sismico. Tale parametro è calcolato in funzione del rapporto tra la capacità sismica attuale e la domanda prevista dalla normativa vigente. È un parametro da intendere in termini probabilistici. È bene

sottolineare al committente che vista l'imprevedibilità dei terremoti, il posticipare gli interventi necessari comporta l'assunzione di determinati rischi. Il tempo di intervento non vuol dire che l'incolumità della struttura sia assicurata per quel lasso temporale.

Alla luce di questi risultati, l'indicatore di rischio sismico della struttura risulta significativamente inferiore alla soglia $\zeta_E \geq 0,60$ richiesta dal § 8.4.2 delle NTC per gli interventi di miglioramento in Classe d'Uso IV: $0,60 \gg 0,35$.

Il divario tra lo stato attuale e i requisiti normativi minimi comporterebbe interventi di rinforzo strutturali estremamente invasivi e onerosi. Tali considerazioni, unite alla necessità di garantire la piena funzionalità del manufatto suggeriscono che l'adeguamento del serbatoio esistente potrebbe non risultare economicamente sostenibile, rendendo l'ipotesi di realizzazione di un nuovo impianto una soluzione tecnico-economica preferibile e più efficiente nel lungo periodo. L'ipotesi di adeguamento sismico risulta ancor più onerosa in quanto la norma richiede il raggiungimento di un indicatore di rischio sismico unitario, $\zeta_E \geq 1$.

8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno $\zeta_E = 1,0$.

8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
- e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere $\zeta_E \geq 1,0$. Nei casi c) ed e) si può assumere $\zeta_E \geq 0,80$.

Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.

Al fine di consentire al Gestore una corretta pianificazione tecnica ed economica degli investimenti, è stata valutata un'ipotesi di mitigazione del rischio nel breve periodo mediante lo svuotamento della vasca. L'eliminazione del carico idrico riduce drasticamente le masse oscillanti in sommità e di conseguenza il taglio alla base, portando l'accelerazione limite di capacità ad $a_g = 0,190g$ e l'indicatore di rischio a $\zeta_E = 0,74g$. Tale configurazione, pur essendo di carattere transitorio, permette di estendere il tempo di intervento a circa 21 anni. Questo intervallo temporale risulta strategico per l'Ente Gestore, in quanto gli consentirebbe di pianificare la dismissione o la demolizione del manufatto esistente, progettare e reperire i fondi per la costruzione di un nuovo impianto, garantire la continuità del servizio durante la fase di transizione.

Resta in capo al Gestore la responsabilità della scelta strategica finale: sostenere i costi di miglioramento sismico, procedere alla realizzazione di un nuovo sistema di accumulo o optare per la dismissione definitiva del serbatoio senza subentro di nuove opere, qualora la rete idrica lo consenta.

In definitiva i risultati di questa valutazione di sicurezza ha messo in luce un aspetto che accomuna gran parte del patrimonio infrastrutturale nazionale, spetta ai gestori e progettisti il difficile compito di scegliere se la strada da percorrere è quella del recupero o della dismissione.

In molti casi, la realizzazione di una nuova opera infrastrutturale risulta la scelta più razionale, poiché permette di garantire la vita nominale prevista dalle normative recenti, così come i relativi livelli di sicurezza. In questo contesto, tuttavia, risulta essenziale che la dismissione di un manufatto non si traduca con l'abbandono dello stesso; la gestione del patrimonio deve includere la demolizione e la riqualificazione della zona in un'ottica di valorizzare il contesto urbano.

6. CONCLUSIONI

Lo scopo perseguito nel presente lavoro di tesi è stato quello di valutare la vulnerabilità sismica del serbatoio pensile del comune di Sant’Ilario d’Enza (RE). Da questo singolo caso è emerso come la valutazione del rischio sismico sia un problema attuale che pone l’attenzione sulle gestione di un patrimonio edilizio esistente vasto, ma obsoleto.

La prima fase si è concentrata sulla raccolta di documentazioni riguardanti la struttura e sulla realizzazione di una campagna di indagini al fine di caratterizzare il materiale in modo adeguato e definire lo stato di conservazione del pensile.

Successivamente sono state calcolate le azioni derivanti alla componente dinamica del fluido tramite due approcci: *IITK-GDSMA* e la procedura semplificata presente all’interno dell’*Annex A* dell’*Eurocodice 8 parte 4*, in caso di serbatoio pieno, in quanto è la condizione in cui si trova il pensile attualmente, nonché la più gravosa. Tale confronto, eseguito in termini di risultanti alla base, momento e taglio, come atteso ha fornito risultati comparabili. Questo esito era prevedibile in quanto i due approcci, pur presentando formulazioni analitiche differenti, si basa sulle medesime nozioni teoriche, il modello definito da Housner a due masse non accoppiate.

Il lavoro si è quindi sviluppato modellando la struttura sul programma di calcolo strutturale CMP 32 di Namiral S.p.A., sul quale sono stati definite le condizioni di carico derivanti dai carichi agenti quali: carichi variabili, acqua statica, acqua idrodinamica e neve.

Per la definizione delle azioni idrodinamiche sono stati implementati i risultati derivanti dalle *IITK-GDSMA* in quanto ritenuti più aderenti alla fisica del problema per il caso in esame, rispetto alla procedura prevista all’interno dell’*EC8-4*. L’applicazione di tale approccio ha permesso inoltre la linearizzazione delle pressioni derivanti dalle spinte idrodinamiche, rivelatasi un passaggio fondamentale in quanto il programma di calcolo utilizzato non permette la modellazione diretta del fluido; così facendo è stato quindi possibile inserire manualmente il contributo delle azioni idrodinamiche e idrostatiche come pressione agente sugli *shell* che costituiscono la parete della vasca.

La risposta strutturale è stata indagata attraverso un approccio lineare, distinguendo la natura dei carichi: per le combinazioni statiche si è proceduto con un’analisi di tipo statica

lineare, mentre per i carichi dinamici derivanti dal sisma, si è proceduto con un'analisi dinamica lineare. Tale metodologia ha permesso di definire un involucro delle sollecitazioni agenti, i cui valori, in fase di verifica, sono stati messi a confronto con le effettive capacità resistenti degli elementi strutturali.

La valutazione di sicurezza è stata eseguita attraverso il calcolo dei coefficienti di sicurezza, che operano un confronto diretto tra le sollecitazioni di calcolo (domanda della struttura) e le capacità resistenti della stessa; le verifiche risultano soddisfatte nel caso in cui il rapporto domanda/capacità non ecceda l'unità.

Per l'esecuzione delle verifiche sono stati utilizzati due modelli di calcolo strutturale in funzione del meccanismo di rottura, duttile o fragile. Le verifiche condotte sul modello hanno portato alla determinazione dell'accelerazione limite pari $a_g = 0,0091g$ corrispondente a un tempo di ritorno $T_R = 65$ anni, per il modello costituito dal materiale fragile, che è risultato dimensionante ai fini della valutazione di vulnerabilità.

Il coefficiente ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche, è risultato essere pari a 0,35. Tale risultato evidenzia un divario significativo rispetto alle soglie minime richieste dalla normativa in caso di miglioramento e adeguamento sismico rispettivamente pari a $\zeta_E \geq 0,60$ e $\zeta_E \geq 1$, suggerendo che eventuali opere di rinforzo strutturale risulterebbero molto onerose e invasive. Alla luce di tali risultati è stato definito un tempo di intervento pari a 3,42anni, al fine di consentire al gestore una corretta pianificazione degli interventi è stata valutata un ipotesi di mitigazione del rischio mediante lo svuotamento della vasca, questo porterebbe l'indicatore di rischio a $\zeta_E = 0,74g$ ed estenderebbe il tempo di intervento a di 21 anni. Questo lasso di tempo potrebbe consentire al gestore una pianificazione strategica dell'opera, all'interno del quale l'ente potrà valutare se sostenere gli elevati costi di consolidamento strutturale o se procedere verso la dismissione definitiva del serbatoio, qualora la rete idrica lo consenta venga previsto l'impiego di un nuovo intervento di pompaggio.

Alla luce di quanto esposto è possibile affermare che la valutazione di vulnerabilità nei confronti del sisma non rappresenta soltanto un adempimento tecnico, ma pone un interrogativo cruciale sulla gestione del patrimonio edilizio esistente. Di fronte a strutture

concepito con standard ormai superati, i risultati delle analisi costringono a una scelta strategica tra la dismissione dell'opera e il suo adeguamento funzionale. In quest'ottica, la conoscenza approfondita della vulnerabilità strutturale diventa lo strumento indispensabile per decidere se preservare la memoria costruttiva del territorio, o se procedere verso un rinnovamento radicale delle infrastrutture.

Bibliografia

G. Calvi, R. Nascimbene, *Seismic design and analysis of tanks*, 2023

M. Meneghin, *Acquedotti realtà e futuro*, 2012

L. Da Deppo, C. Datei, V. Fiorotto e P. Salandin, *Acquedotti*, 2005

Raouf A. Ibrahim, *Liquid sloshing dynamics Theory and applications*, 2005

G. W. Housner, *Earthquake pressure on fluid containers*, Technical Report California Institute of Technology, Pasadena, California, 1954

G. W. Housner, *Dynamic pressure on accelerated fluid containers*, Bulletin of the Seismological Society of America, (47), pp. 15-35, 1957

G. W. Housner, *The dynamic behaviour of water tank*, Bulletin of the Seismological Society of America, (53), pp. 381-387, 1963.

Malhotra, P.K., *Seismic Response of Soil-Supported Unanchored Liquid-Storage Tanks*, ASCE, Journal of Structural Engineering, 1997

Rif. n.6 seduta CTS n. 4, 27 luglio 2010, *Verifiche tecniche: problematiche correlate e decisioni conseguenti*

Circolare DPC/SISM/0083283 del 4/11/2010

DM 28 febbraio 2017, n. 58 - *Linee guida classificazione rischio sismico*

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;

UNI EN 1998-4 (2006): Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 4: Silos, tanks and pipelines

EN 1998-1 (2004): Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

IITK-GSDMA (2005) “Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks, Provisions with Commentary and Explanatory Examples

Allegato A, Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni, decreto ministeriale n.58 del 28 febbraio 2017

<https://amsrl.s3.eu-central-1.amazonaws.com/pdf/2025/Mirandola.pdf>

http://www.fedoa.unina.it/8037/1/Mele_Domenico_23.pdf

<https://www.pisanoingegneria.it/2018/02/05/edifici-esistenti-vita-nominale-restante-e-periodo-di-intervento/>

<https://ilsaronno.it/2023/07/28/caronno-il-serbatoio-pensile-potrebbe-essere-di-interesse-storico/>

https://tesi.univpm.it/retrieve/02837464-3f60-4200-9526-a15d27501e3e/Tesi_Giuseppe%20Francesco%20Russo%201066092.pdf

https://thesis.unipd.it/Bano_Martina_2087877

<https://gemini.google.com/>, Sviluppato da Google, consultato per il supporto alla rielaborazione stilistica

Ringraziamenti

Voglio ringraziare tutto il gruppo di *Alfa solutions S.p.A* per l'accoglienza durante il periodo di tirocinio; in particolare un grazie va all'Ing. Pietro Corradini e all'Ing. Pietro Mattina, per il tempo che mi hanno dedicato e per il supporto fornitomi durante tutto il percorso.

Un grazie al professore Marco Savoia, non solo come relatore per avermi permesso di sviluppare questo lavoro di tesi, ma anche come docente per il contributo dato alla mia formazione durante il percorso universitario.

Il ringraziamento più grande va alla mia famiglia, che mi ha sempre sostenuto e mi permesso di intraprendere questo percorso, oggi vi laureate un po' anche voi insieme a me.