

## Consolidamento di un serbatoio pensile a Mirandola (MO)

Maurizio Biancardi<sup>1</sup>, Luciano Migliorini<sup>2</sup>, Nicola Pieri<sup>3</sup> ■



**Ubicazione:**

Mirandola (MO)

**Committente:**

AIMAG S.p.a.

**Sviluppo modello f.e.m.:**

Ing. Nicola Pieri

**Progettisti:**

Ing. Maurizio Biancardi, Ing. Luciano Migliorini

**Principali ditte appaltatrici:**

AeC Costruzioni - Modena  
[www.aeccostruzioni.com/portfolio-item/aimag-spa/](http://www.aeccostruzioni.com/portfolio-item/aimag-spa/)

**Periodo completamento progetto:**

2013

<sup>1</sup> Ingegnere libero professionista

✉ [ingbiancardi@libero.it](mailto:ingbiancardi@libero.it)

<sup>2</sup> Ingegnere Responsabile Area Tecnica AMV S.r.l.

✉ [migliorini@amv.it](mailto:migliorini@amv.it)

<sup>3</sup> Ingegnere civile AMV S.r.l.

✉ [pieri@amv.it](mailto:pieri@amv.it)

### 1. Introduzione

Nella presente scheda è trattato il progetto di consolidamento di un serbatoio pensile situato a Mirandola, in provincia di Modena, danneggiato durante l'evento sismico che nello scorso 2012 ha colpito la regione con scosse ripetute, le più forti delle quali sono state riscontrate nei giorni 20 e 29 maggio.

I serbatoi pensili, o torri piezometriche, sono una tipologia strutturale largamente diffusa sul territorio nazionale Italiano. Queste opere idrauliche, usualmente erette fin dall'inizio del secolo scorso, sono state edificate fino alla fine degli anni '80; gran parte di esse continuano ad essere utilizzate anche se 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, inoltre, a far fronte alle richieste d'acqua nelle reti medesime durante le interruzioni degli afflussi dalle condotte adduttrici.

La progettazione dei serbatoi pensili, in particolare, è stata quasi sempre condotta nei soli riguardi delle azioni verticali (tutt'al più considerando come unica azione orizzontale la spinta del 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 ed il fusto circolare (nelle torri a fungo) erano le parti maggiormente sollecitate, mentre le eventuali travi di irrigidimento e di coronamento intermedie avevano la sola funzione di ridurre la lunghezza libera d'inflessione dei pilastri oppure fungevano da sostegno dei tamponamenti in muratura.

Le opere di fondazione, di solito, erano costituite da platee circolari o poligonali in calcestruzzo armato (c.a.), di forma trapezoidale o a gradoni, con un'impronta di poco superiore al diametro del fusto; spesso queste poggiavano, a loro volta, su un sistema di pali in cemento prefabbricati o in ferro (micropali).

Nel territorio italiano, quindi, 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. Solo in alcuni casi si prendeva in considerazione anche l'effetto dell'eccentricità del serbatoio o quello del difetto di verticalità (che portava a considerare un piccolo incremento del momento flettente alla base). La verifica veniva quindi 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 un simile contesto, nasce quindi 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: tali strutture, come anticipato, sono state generalmente calcolate per la sola azione del vento.

Nella provincia di Modena, epicentro degli eventi sismici recenti, si è avuto modo di indagare sulla risposta che i serbatoi pensili hanno dato a sollecitazioni dinamiche di particolare

Figura 1  
Alcuni esempi di torri piezometriche di tipologia simile a quello studiato nella presente scheda.



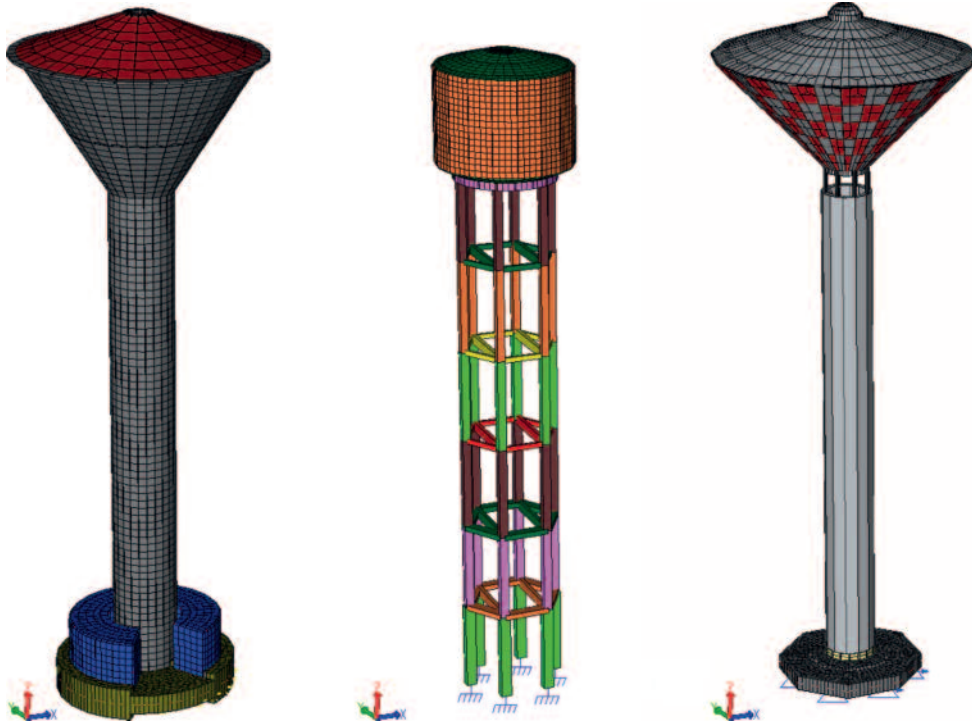


Figura 2  
Alcuni esempi di modellazioni tridimensionali ad elementi finiti di torrini piezometrici.

intensità, che hanno messo in evidenza la loro grande vulnerabilità, anche a seguito della loro intrinseca natura. Se si considera poi la vetustà di tali opere, la tipologia costruttiva e anche i rischi connessi alla loro ubicazione (spesso all'interno dell'agglomerato urbano), è ovvio porsi il problema della sicurezza e stabilità. Dopo il sopraccitato terremoto sono stati studiati

diversi manufatti di tale genere, la cui tipologia è simile a quella riportata nelle Figura 1 e 2: per la maggior parte di essi (in particolare per quelli più vicini agli epicentri delle scosse del 20 e 29 maggio 2012, e pertanto maggiormente lesionati) si è optato per una rapida dismissione ed una inevitabile demolizione (un esempio è riportato in Figura 3).



Figura 3  
Demolizione di una delle torri piezometriche danneggiate dal terremoto che ha colpito l'Emilia Romagna (per gentile concessione Gesteco Spa, [www.lucigroup.com](http://www.lucigroup.com)).

## 2. La torre piezometrica di Mirandola (MO)

### 2.1 Descrizione dello stato di fatto

La torre piezometrica di Mirandola (MO), per effetto del terremoto dell'Emilia del 20 e 29 maggio 2012, può essere considerata un valido esempio di studio dei serbatoi pensili in zona sismica. A seguito dell'evento essa ha riportato danni significativi alle strutture, ma per l'importanza che l'impianto rappresenta nel sistema acquedottistico del territorio Emiliano, l'ente gestore (AIMAG S.P.A.) era propenso e infine ha deliberato per il suo mantenimento, previo un intervento di adeguamento sismico. La torre si trova in un'area caratterizzata da una significativa urbanizzazione che si è sviluppata via via nel tempo, divenuta ormai di carattere residenziale; la sua vicinanza alle abitazioni, con il pericolo di crollo conseguente ad eventuali danneggiamenti subiti durante il terremoto, ha fatto scattare un piano di sgombero della popolazione per una zona di 100 m di raggio dalla torre stessa.

La struttura esistente è costituita da una parte intelaiata composta da una corona di 12 pilastri di sezione 60x100 cm disposti radialmente su un diametro di 12.40 m per un'altezza complessiva di circa 30 m, interrotti da 5 circonferenze

perimetrali di travi di coronamento di sezione 60x40 cm ad intervalli di circa 5 m l'una dalle altre. A quota 15 m è presente un solaio intermedio di spessore 20 cm.

A quota 30 metri è posizionata una trave di coronamento di sezione 50x100 cm, che sorregge la vasca del serbatoio, realizzata nel 1964 in calcestruzzo armato di spessore variabile mediamente valutabile in 15 cm, avente diametro di 15.70 m, con una capacità di circa 1000 m<sup>3</sup>.

Sulla sommità dei pilastri, infine, una corona di 12 mensole, anch'esse in c.a., sorreggono un paramento costituito da pilastri e travi in c.a. e tamponamento in muratura con copertura a cupola in c.a., il tutto avente la funzione di intercapedine e quindi isolamento termico del liquido. L'intero telaio poggia su una fondazione continua in c.a. posta ad una profondità di 2.00 m ed un'impronta della larghezza di 3.00 m.

Ad un primo sopralluogo è stato riscontrato il seguente quadro di danneggiamento:

- espulsione del copriferro alla base di alcuni pilastri (Figura 5, il processo di ossidazione in essere ha favorito il fenomeno);
- lesioni di lieve/media importanza in prossimità degli appoggi delle travi orizzontali (Figura 6);

Figura 4  
Localizzazione della torre  
nel contesto urbano di  
Mirandola.





- crollo o presenza di lesioni diagonali dei tamponamenti in muratura (Figura 7);
- lesioni diffuse e distacchi agli intonaci del locale interno;
- nessuna lesione alla vasca.

## 2.2 Descrizione preliminare del progetto di consolidamento

Al fine di fronteggiare e contenere il danneggiamento esistente, in primo luogo si è provveduto ad eseguire la verifica statica e sismica delle strutture portanti della torre secondo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M 14.1.2008, da ora in poi denominate "NTC 2008") e dell'Eurocodice 8 (da qui in avanti EC8); le condizioni prese in considerazione sono relative alla situazione di vasca vuota ed accelerazione di picco al suolo  $a_g = 0.166 g$  (valore tabellare per il territorio di Mirandola). Le verifiche hanno dato esito positivo per quanto riguarda la parte statica, ma non dal punto di vista della risposta sismica, come di seguito descritto con maggiore dettaglio.

La struttura è stata modellata (Figura 8) con il software ad elementi finiti MasterSap TOP ([www.mastersap.it](http://www.mastersap.it)), della software house AMV ([www.amv.it](http://www.amv.it)), con il quale è stato anche realizzato il successivo progetto di adeguamento sismico.

È stata eseguita l'analisi strutturale lineare condotta in ambito dinamico modale con spettro di risposta: per il tipo di costruzione e l'elevato grado di protezione sismica si è deciso di adottare un fattore di struttura  $q = 1$ . Sono state successivamente eseguite le verifiche sulla torre esistente secondo i dettami del §C8.7.2 delle Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009, n. 617). La verifica ha dato esito fortemente insufficiente; in particolare non sono risultate soddisfatte le verifiche dei meccanismi duttili (pressoflessione), sia per i pilastri che per le travi del telaio, e quelle dei meccanismi fragili (taglio e torsione) per alcune travi. I risultati sono sinteticamente illustrati nelle immagini di Figura 9.

Tenuto conto delle verifiche svolte, che portavano a concludere che la struttura esistente offriva una capacità portante adeguata ai soli carichi statici, si è ritenuto ragionevole, vista anche l'importanza strategica dell'impianto, valutare diverse soluzioni di rinforzo sismico; fra queste si è alla fine optato per una struttura ausiliaria, collaborante, "di rinforzo" in grado di resistere alle azioni sismiche.

Il solo e semplice rinforzo delle strutture esistenti non era possibile in quanto:

Figura 5  
Lesione alla base dei pilastri con espulsione del copriferro.

Figura 6  
Lesioni nelle travi.

Figura 7  
Danneggiamento dei tamponamenti in muratura.

Figura 8  
Immagine della tratta dalla documentazione disponibile e modello tridimensionale ad elementi finiti realizzato.

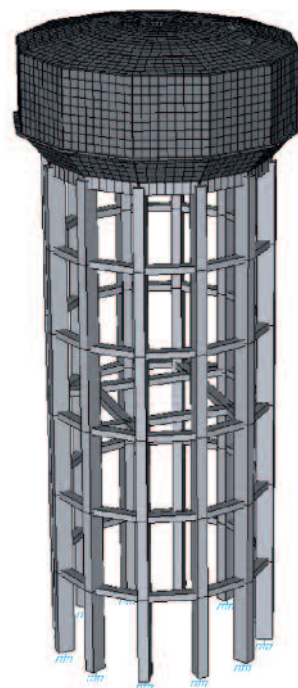
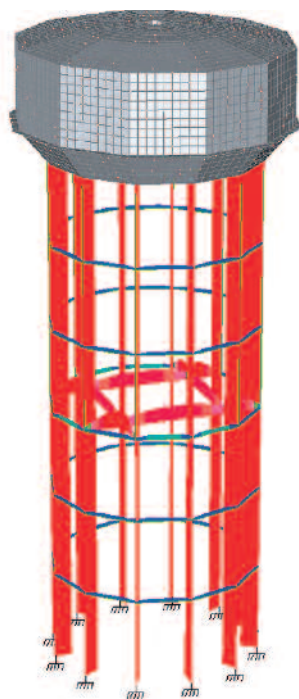
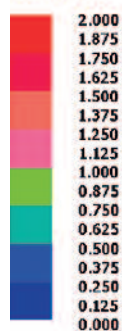
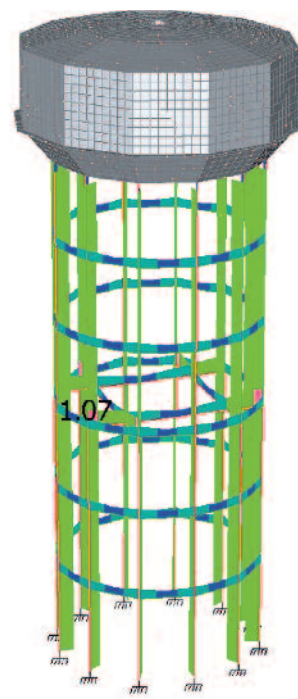
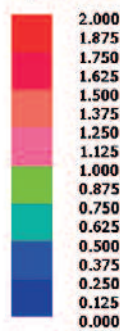


Figura 9  
Risultati in rappresentazione grafica delle verifiche sui meccanismi duttili e fragili eseguite sul telaio della torre piezometrica.

Ind. Resistenza Pressofless.

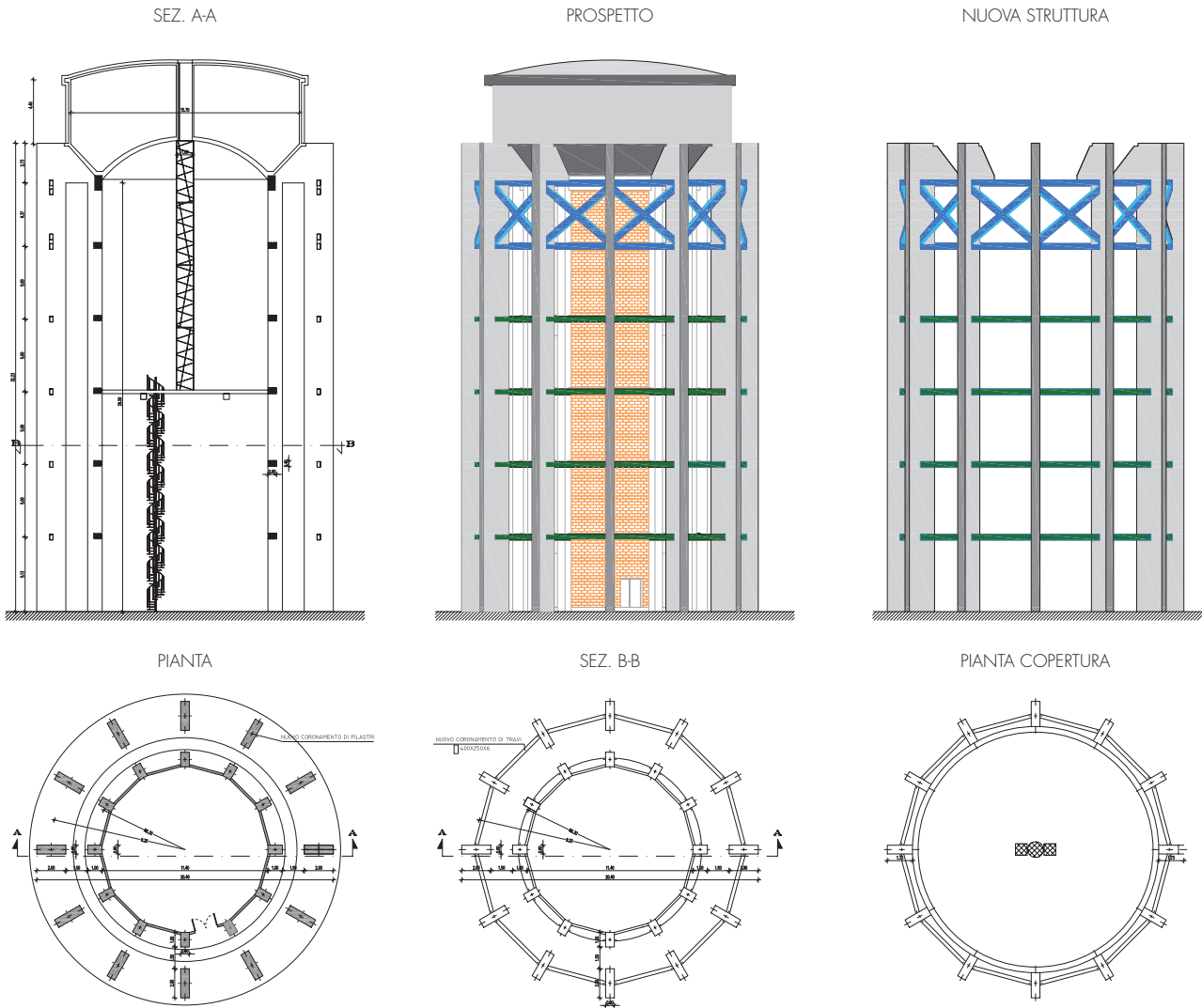


Ind. Resistenza Taglio-torsione



- le verifiche in campo sismico hanno mostrato risultati assolutamente insufficienti, soprattutto per quel che riguarda i meccanismi duttili: era evidente una forte carenza di armatura longitudinale tale da precludere ogni possibilità di rinforzo locale;
- non era disponibile nessuna documentazione riguardante la progettazione strutturale; in particolare non era possibile (a

- meno di prove distruttive) stabilire il tipo di collegamento fra pilastri e vasca e quindi mancava ogni elemento per valutare la capacità di resistere al sisma da parte del sistema fusto-vasca;
- ovviamente le azioni sismiche previste dalle norme vigenti sono distruttive per una struttura concepita negli anni '60 e calcolata esclusivamente per carichi verticali.



È stata quindi concepita una nuova struttura, parallela, in grado di sostenere parzialmente la parte esistente sotto l'azione dei carichi statici, ma di intervenire "totalmente" per le azioni sismiche. Il comportamento della struttura in oggetto sotto le azioni statiche e sismiche è stato adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale.

In sintesi, la vecchia struttura viene rinforzata da un coronamento esterno di 12 pilastri, disposti anch'essi radialmente su un diametro medio baricentrico di 18.40 m ed aventi una sezione di 60x200 cm. Tale coronamento è completamente scollegato dal telaio esistente. (Figura 10).

I pilastri del nuovo telaio sono stati solidarizzati su quattro livelli intermedi distanti 5 metri (pertanto alle stesse quote delle attuali travi di coronamento del telaio interno) mediante travi in acciaio di sezione tubolare rettangolare 400x250x6 mm disposte lungo la circonfe-

renza. In sommità, alla quota di circa 25 m, è stata predisposta una robusta struttura di controvento che utilizza il medesimo profilo metallico (si veda la Figura 11 per i dettagli).

Infine, a quota 30 m circa, sono state realizzate, in testa ai pilastri, 12 "selle" in cemento armato di spessore 60 cm che vanno ad "abbracciare" i pilastri esistenti e si sviluppano in altezza fino a raggiungere la vasca in cemento armato costituendo una sorta di "imbracatura" della stessa (in Figura 12 un dettaglio del modello).

Data la rilevanza dei carichi e constatata la presenza a circa 10 m di profondità di sabbie ben addensate, sono state previste fondazioni profonde; ogni pilastro è sostenuto da 4 pali della lunghezza di 12.8 m (infissi a -14 m dal piano campagna) e diametro 52 cm. I pilastri convergono su un plinto delle dimensioni di 3.00x2.60x1.20 m (Figura 13).

I plinti, infine, sono resi solidali tra loro da una piastra di coronamento di 3.00 m di larghezza e 0.50 m di profondità (Figura 14).

Figura 10  
Tavola di progetto  
dell'intervento di  
adeguamento.

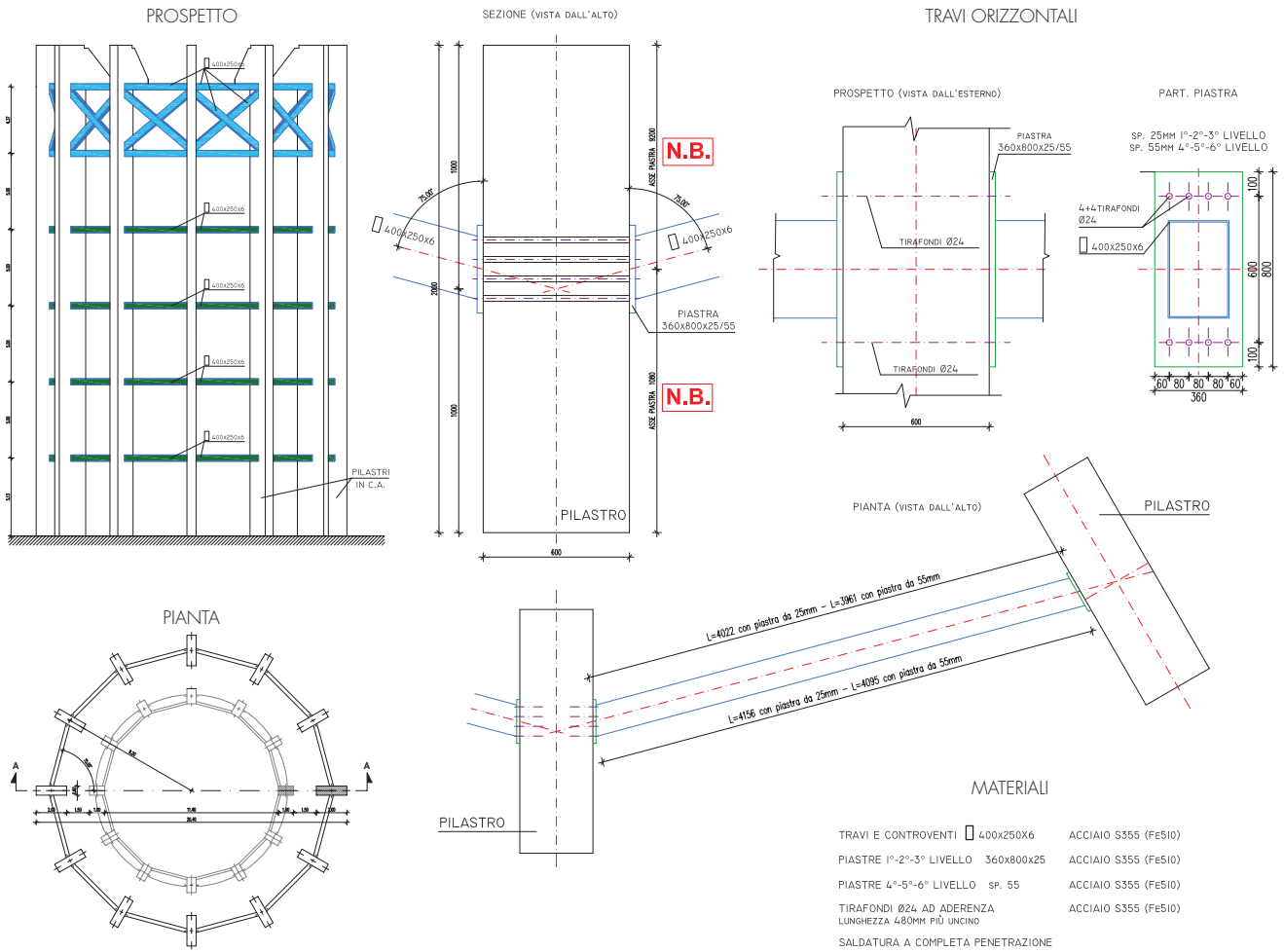


Figura 11  
Tavola di progetto con particolari dei controventi metallici (in alto).

Figura 12  
Modellazione ad elementi finiti del sistema di rinforzo strutturale con particolare (a destra).

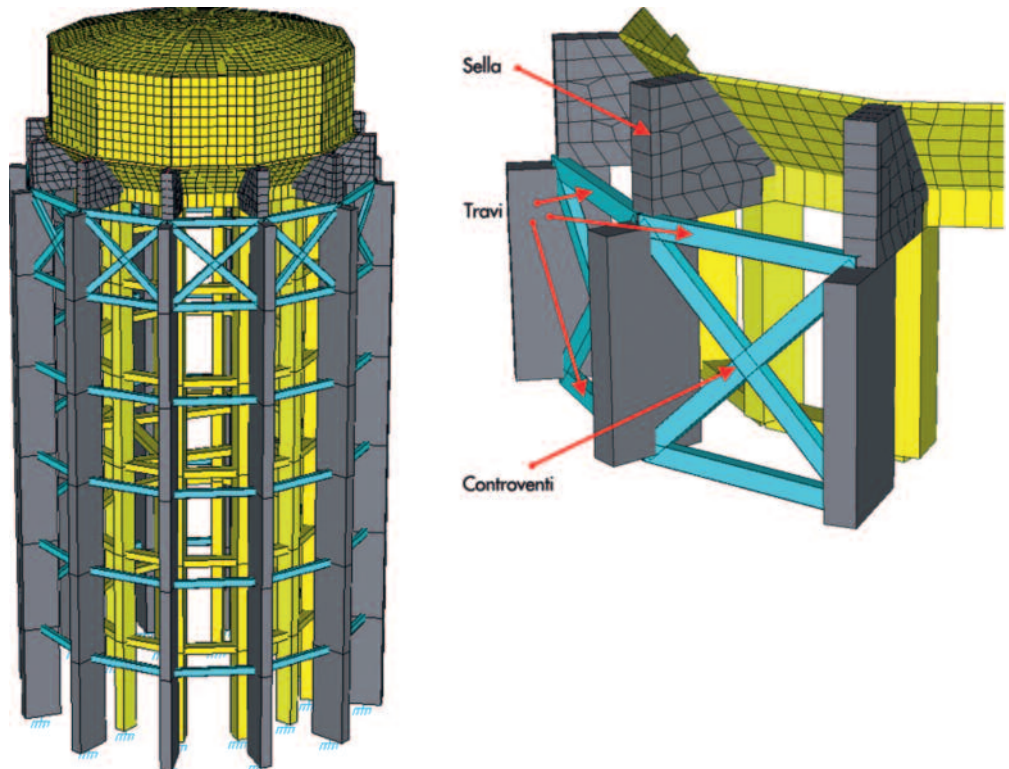






Figura 13  
Armature del plinto e riprese dei pali.

Figura 14  
Piastra di collegamento anulare dei plinti.

In definitiva i lavori eseguiti si possono così riassumere:

- demolizione della copertura superiore in c.a. poggiante sul tamponamento esterno;
- demolizione del tamponamento superiore, perimetrale al serbatoio, composto da pilastri, travi e muratura intonacata;
- demolizione delle mensole in c.a. poste in sommità dei pilastri e della soletta di coronamento perimetrale alla vasca;
- realizzazione dei pali di fondazione e dell'intero sistema fondale;
- elevazione dei nuovi pilastri in c.a.;
- posa delle travi perimetrali in acciaio e del controventamento superiore, sempre in acciaio;
- formazione delle nuove "selle" in c.a. per il sostegno della vasca;
- fasciatura della vasca con fasce di carbonio (orizzontali e verticali), trascurando la presenza di armatura metallica presente, ma la cui consistenza era ignota;
- rinforzo dell'ultima travata in c.a. esistente in prossimità degli appoggi e rinforzo dell'intradosso delle travi dell'impalcato intermedio, mediante uso di fasce in carbonio;
- ripristino dei pilastri e delle travi esistenti nelle zone ammalorate, mediante protezione delle armature metalliche e ripresa del calcestruzzo con malte strutturali.

### 3. Il progetto di consolidamento: dettagli su modellazione, analisi e verifiche

Di seguito riportiamo una descrizione più dettagliata relativamente alle scelte di modellazione, alle analisi condotte, alle verifiche effettuate, che hanno portato alla realizzazione dell'intervento di consolidamento descritto nel paragrafo precedente.

Le verifiche, in particolare sulle parti strutturali esistenti, sono state effettuate in accordo con le

NTC 2008, §7.2.6. In particolare, nel modello di calcolo si è fatto riferimento all'ipotesi di sezioni fessurate, contraddistinte da rigidità taglianti e flettenti ridotte del 50%.

Nella determinazione dei carichi di progetto e nelle verifiche statiche e sismiche effettuate si sono considerate le Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14 Gennaio 2008, Circolare 717 del 02/02/2009 e la UNI ENV 1998-4 – Eurocodice 8 "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte4: Silos, serbatoio e tubazioni".

#### 3.1 Determinazione dell'azione sismica di progetto

L'azione sismica per il comune di Mirandola (provincia di Modena, inquadrato dalle più recenti classificazioni sismiche in un zona a bassa sismicità, Figura 15) è stata calcolata mediante un'analisi lineare di tipo dinamico modale con spettro di risposta partendo dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è stata definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su suolo di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nel caso specifico amplificata per suolo di categoria C, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_g(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  ( $V_N$  vita nominale  $\times C_U$  coefficiente d'uso). Nel caso in esame sono state svolte specifiche analisi per la definizione dell'azione sismica di progetto e per questo sono state eseguite apposite prove in campo (risposta sismica locale con approccio non semplificato).

In particolare si è proceduto anche mediante **specifiche analisi** per la definizione dell'azione sismica di progetto e per questo sono state eseguite apposite prove in campo.

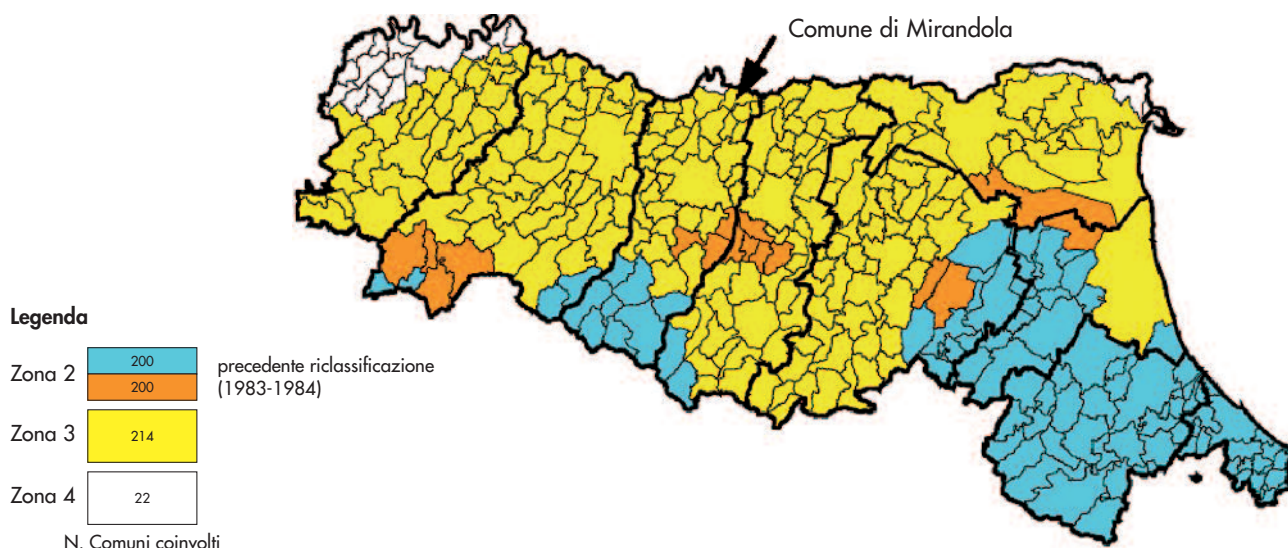


Figura 15  
Riclassificazione sismica dell'Emilia-Romagna, Ordinanza del PCM n. 3274/2003 (Allegato 1, punto 3 "prima applicazione") – classificazione sismica recepita dalla Regione Emilia-Romagna con DGR 1677/2005.

Su questo argomento forniamo solo alcuni cenni informativi del procedimento seguito, in quanto di per sé esso si presterebbe ad approfondimenti che esulano dall'obiettivo principale di questo documento:

- Dall'esame congiunto delle informazioni sopraccitate si sono assegnati agli strati litologici del modello geologico i valori delle velocità delle onde di volume di taglio "Vs" e del peso di volume.
- Per la valutazione del moto sismico in superficie, si è proceduto implementando il codice di calcolo 1D (ricorrendone nel nostro caso le condizioni di validità) EERA (*Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis*, J.P. Bardet 2000, University of Southern California - Department of Civil Engineering, <http://gees.usc.edu/GEES/Software/EERA2000/Default.htm>).
- A tale proposito occorre anche definire, strato per strato, le funzioni che "legano" alla massima deformazione a taglio " $\gamma$ " l'andamento del fattore di smorzamento "D" e il rapporto dei moduli di rigidezza " $G/G_0$ "; ci si è avvalsi in proposito di dati bibliografici significativi e rappresentativi delle litologie presenti (citare).
- Per quanto riguarda i segnali sismici di riferimento non si è potuto utilizzare quelli allegati alla Direttiva Regionale sulla Microzonazione Sismica (DAL 112/2007) della Regione Emilia-Romagna in quanto riferiti ad un periodo di ritorno di 475 anni.
- Nel nostro caso, essendo la struttura in pro-

getto in classe d'uso III, ci si è riferiti ad un periodo di ritorno superiore, pari a 712 anni.

- In tale situazione, per determinare lo spettro di input, si sono ricercate combinazioni di accelerogrammi naturali (compatibili con le NTC08) mediante il software *Rexel*<sup>4</sup> utilizzando le banche dati Europee.
- Considerando solo l'azione sismica orizzontale si è ottenuto lo spettro da NTC08 e sulla base di 45 eventi per 2x72 records, lo spettro medio (confrontato con lo spettro delle NTC08) della Figura 16.
- Scegliendo le due componenti orizzontali di moto ed un set di 7 records, per la ricerca di quelli normocompatibili e scalati (Figura 17), otteniamo i 2x7 spettri di Figura 18; tutti i 14 spettri vengono utilizzati per determinare la PGA in superficie e quindi mediati per ottenere il valore unico di riferimento.
- È stato così determinato il profilo sismo-stratigrafico (Figura 19) e per i 14 moti di input sopra descritti il segnale di riferimento, lo spettro in accelerazione, (al Bed Rock ed in superficie), lo spettro del fattore di amplificazione della massima accelerazione in superficie rispetto a quella del Bed Rock. Per brevità, di tutti questi riportiamo soltanto l'immagine dello spettro in accelerazione in superficie del primo moto di input (Figura 20).
- Si riporta infine la tabella riepilogativa del confronto dei fattori di amplificazione calcolati con software *EERA* con quelli calcolati con gli ABACHI delle NTC08 significativi per l'area in esame.

<sup>4</sup> Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2009). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1.

Tabella 1 - Confronti fra i risultati ottenuti dall'approccio semplificato e da quello specifico

Approccio semplificato	
Vs30	219 m/sec
Categoria sottosuolo	"C"
a (g)	0.167
S	1.44
<b>a<sub>max</sub> (g)</b>	<b>0.167x1.44 = 0.24 (g)</b>
Approccio specifico	
FA PGA	1.229
FA IS 0.1-0.5	1.970
FA IS 0.5-1.0	2.040
<b>a<sub>max</sub> (g) PGA</b>	<b>0.293357 ≈ 0.295 (g)</b>

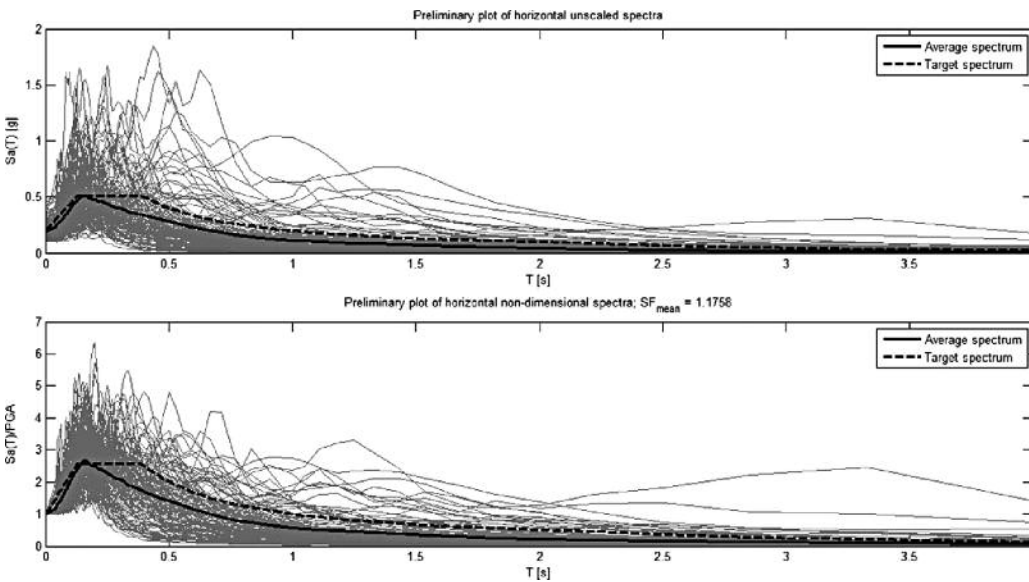


Figura 16  
Grafico con spettri considerati, spettro medio e spettro di normativa (NTC08).

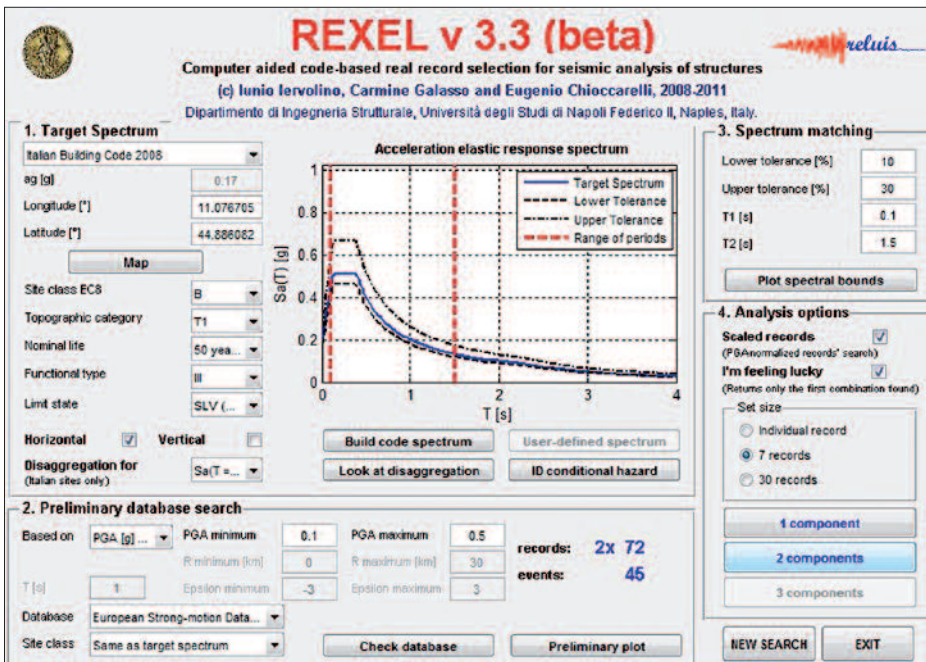


Figura 17  
Limiti spettrali di ricerca.

Figura 18  
Spettro medio di riferimento,  
norma compatibile e  
scalato.

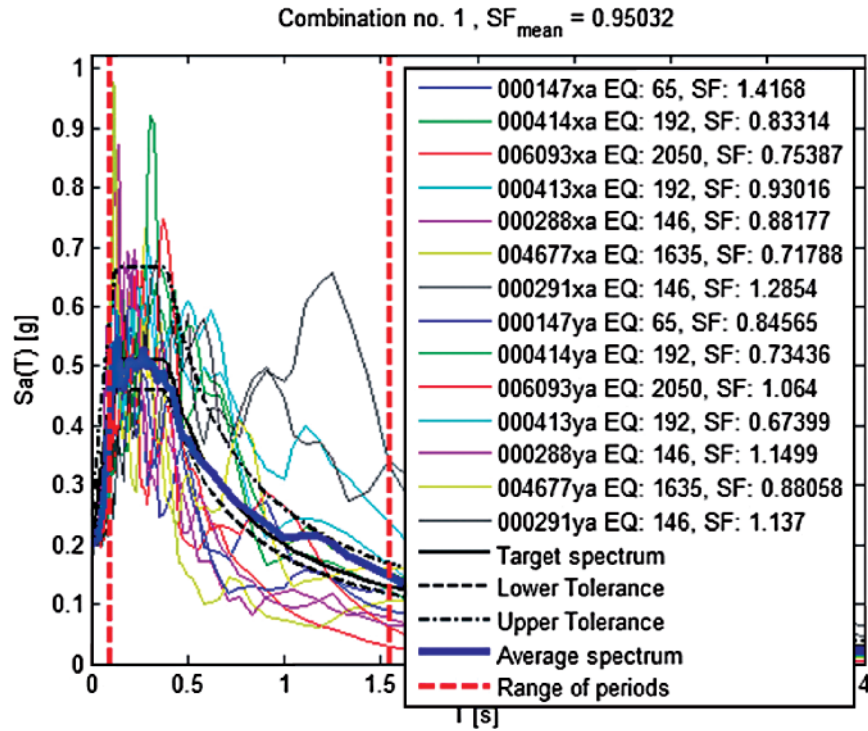


Figura 19  
Profilo sismo stratigrafico.

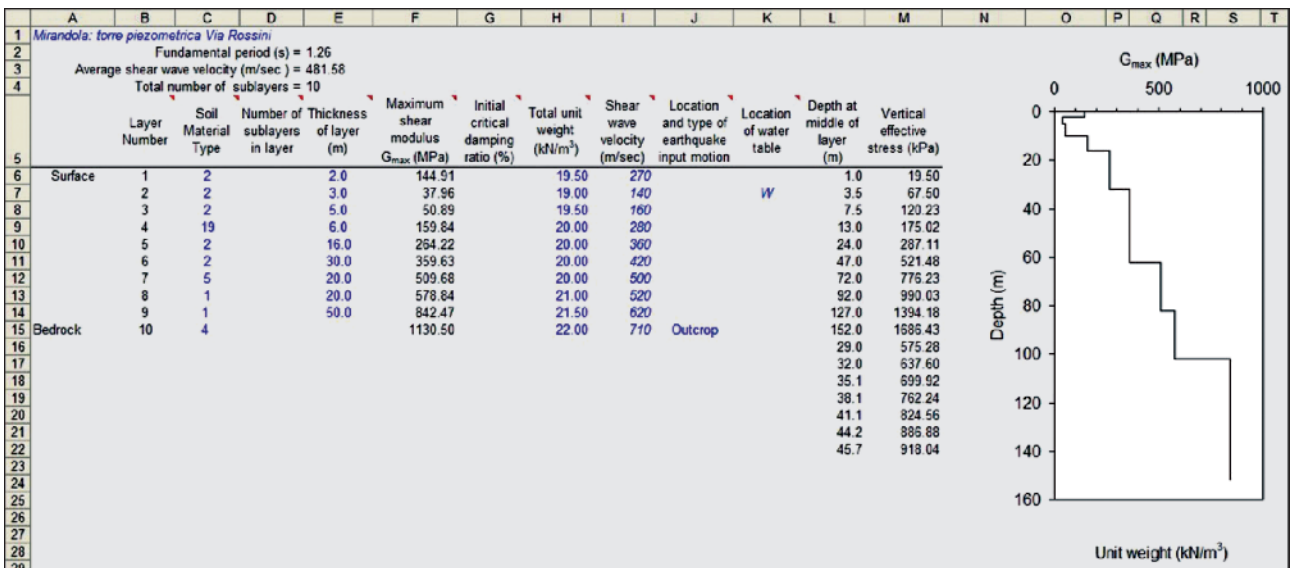


Figura 20  
Spettro in accelerazione in  
superficie.

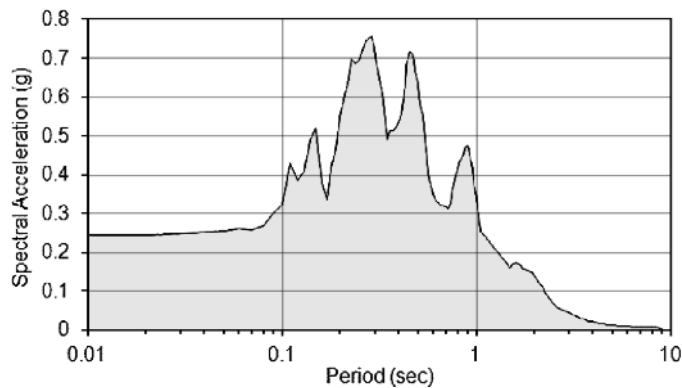


Tabella 2 - Parametri sismici e progettuali di riferimento

Parametri progettuali e sismici	
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	712 anni
Località	Mirandola
ag/g	0.295
F0	2.56
Tc	0.28
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1
Fattore di struttura q	1
Stato limite ultimo	
Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricità accidentale	5%
Numero di frequenze	3
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=1
Duttilità	Bassa Duttilità
Parametri di analisi	
Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC 2008 - Eurocodice 8
$\lambda$	0.3
$\mu$	0.3

In termini di PGA i due approcci (normativo e specifico approfondito) conducono ad esiti significativamente diversi evidenziando una maggiore severità proprio nei risultati dell'analisi specifica. Si sono pertanto considerati i parametri sismici specificati riassunti in dettaglio nella Tabella 2.

### 3.2 Risultati delle analisi e verifiche di sicurezza

Il modello è stato studiato in molte condizioni e in particolare sia in condizioni di pieno carico (acqua all'interno del serbatoio) che a vuoto. Nel caso di serbatoio pieno, il carico verticale dell'acqua è stato simulato come una pressione costante distribuita sul fondo della vasca per un totale di 10000 kN ed una pressione idrostatica sulle pareti esterne del serbatoio (Figura 21).

Come indicato nella norma UNI EN 1998-4, per tener conto del contributo dell'acqua in condizioni sismiche, la massa complessiva dovuta ad una capacità del serbatoio a pieno carico di 1000 m<sup>3</sup> d'acqua è stata suddivisa in una quota parte denominata massa impulsiva ed una seconda denominata massa convettiva. La prima

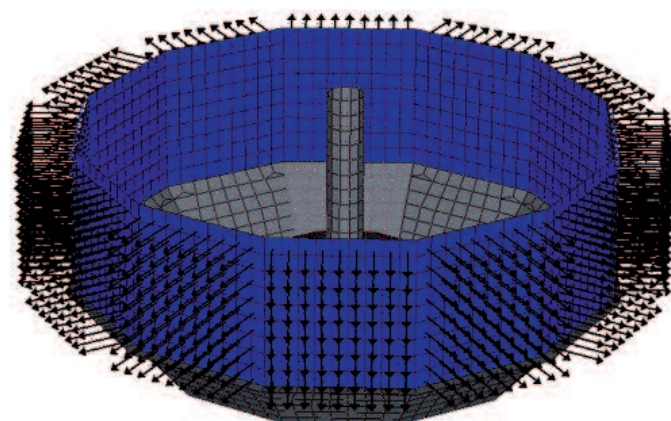
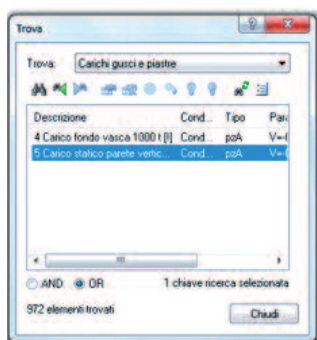
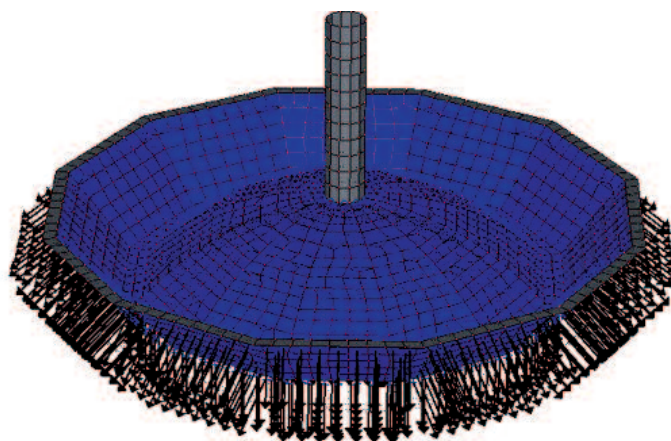
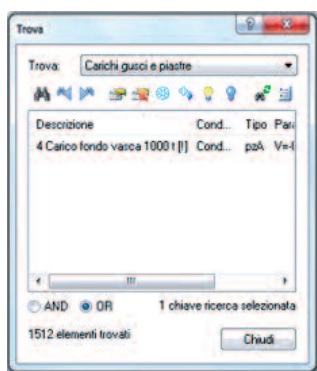
rappresenta la quota di massa fluida presente alla base del serbatoio che per effetto delle azioni orizzontali trasla insieme ad esso, mentre la seconda rappresenta la parte che, in prossimità del pelo libero, tende a traslare verticalmente dando origine a onde di "sloshing", caratterizzate da periodi di oscillazione piuttosto elevati. La quota di ciascuna massa è funzione del rapporto fra altezza del pelo libero e diametro del serbatoio H/R. Nel caso in esame le percentuali e le masse sono calcolate come segue:

- Massa totale =  $10000 \text{ [kN]} / 9.81 \text{ [m/s}^2\text{]} = 1019 \text{ kg}$ .
- Altezza del pelo libero dell'acqua: 550 cm.
- Raggio del serbatoio: 800 cm.
- $H/R = 550/800 = 0.68$ .

Quindi si ha:

- Massa impulsiva = 43% massa complessiva = 407 kg.
- Altezza = 40% altezza del pelo libero.
- Quindi massa compulsiva = 57% massa complessiva = 612 kg.
- Altezza = 57% altezza del pelo libero.

Figura 21  
Simulazione del carico  
statico dell'acqua nel  
modello tridimensionale.



Queste due masse, come consigliato nella letteratura specifica ed in diverse pubblicazioni<sup>5</sup>, vengono concentrate al centro del serbatoio e collegate rigidamente ai suoi bordi alle corrispondenti quote (Figura 22).

Le azioni sismiche sono state valutate, conformemente alle norme, per mezzo di un'analisi modale con spettro di risposta. L'effetto di tali azioni, determinato mediante la sovrapposizione degli effetti modali, è stato sovrapposto a quello dei carichi gravitazionali statici discendenti dalla combinazione sismica, prevedendo tutte le possibili permutazioni di segno dei risultati dinamici.

Le combinazioni di carico statiche (in assenza di azioni sismiche) allo stato limite ultimo sono invece state ottenute mediante combinazioni dei carichi permanenti e variabili applicati in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura.

Sebbene non espressamente richiesto dalla normativa, per ragioni di evidente opportunità si è scelto di controllare anche l'aspetto deformativo

della struttura. Questa parte di lavoro è stata utile anche per effettuare un confronto con un modello della torre semplificato ad un solo grado di libertà (significativo quando il serbatoio è completamente pieno), con il fusto avente una rigidezza equivalente opportunamente determinata e sia la massa della vasca, sia quella dell'acqua concentrate in un unico nodo posto ad una quota corrispondente al baricentro della vasca stessa.

Come si può notare dai risultati riportati in Figura 23, i risultati in termini di risposta dinamica sembrano essere sufficientemente confrontabili.

Come previsto al paragrafo C8.7.2.4 delle Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni, si è proceduto con un'analisi lineare dinamica con spettro di risposta e verifica con il metodo  $q$ , assumendo un livello di conoscenza basso (LC1), con geometria della struttura rilevata in sito tramite rilievi visivi a campione ed una limitata conoscenza dei disegni progettuali originali. Per le proprietà dei

<sup>5</sup> Analisi e Verifica sismica di Serbatoio Pensili a Traliccio Esistenti in Cemento Armato, Fagà, Moratti, Nascimbene, Pinho – XIV Convegno ANIDIS, 2011 "Progettare i Gusci" – Calvi, Nascimbene, IUSS Press 2001 UNI ENV 1998-4: 2006.

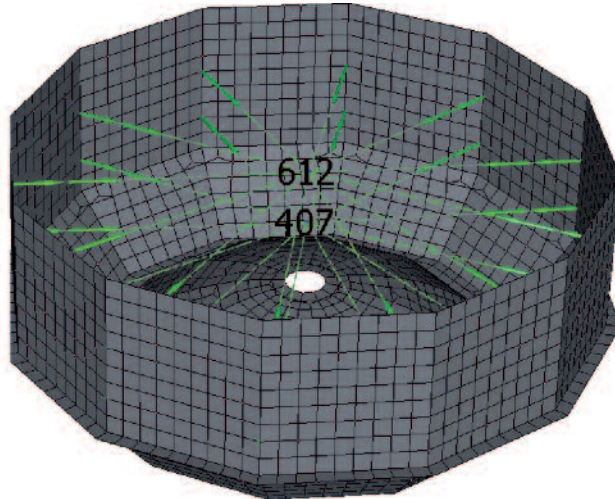


Figura 22  
Simulazione del carico  
dinamico dovuto alla massa  
d'acqua.

materiali si sono assunti i valori usuali per le pratiche costruttive dell'epoca e confermati da limitate prove in situ, considerando un fattore di confidenza prudenziale pari a 1.35. Ai fini del dimensionamento del rinforzo proget-

tato si rappresentano qui le tensioni membranali di sforzo normale in direzione orizzontale e verticale. Tali tensioni sono state contrastate con una fasciatura in materiale fibro-composito opportunamente dimensionata.

Modo 1  $f = 0.604 \text{ Hz}$   $T = 1.656 \text{ s}$

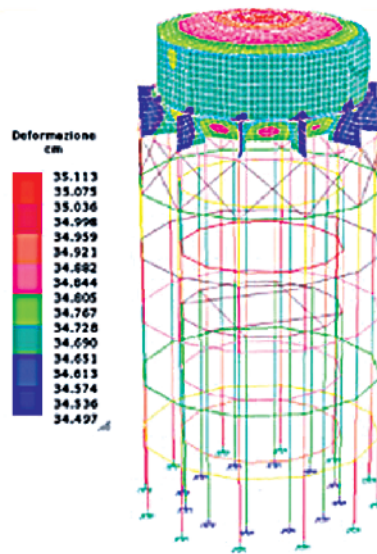
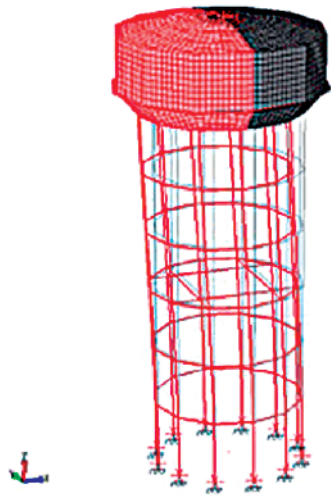


Figura 23  
Periodo fondamentale e  
spostamenti massimi del  
modello tridimensionale  
della struttura confrontati  
con quelli di un modello  
equivalente ad un grado di  
libertà.

Modo 1  $f = 0.555 \text{ Hz}$   $T = 1.802 \text{ s}$



Massime deformazioni tra i nodi visibili:  
Massime deformazioni al nodo 2  $d = 30.5922$   $dx = 29.3020$   
Direzione x: nodo 2  $dx = 29.3020$   $dy = 8.7906$   $dz = 0.0000$   
Direzione y: nodo 2  $dy = 8.7906$   $dx = 29.3020$   $dz = 0.0000$   
Direzione z: nodo 2  $dz = 0.0000$   $dx = 29.3020$   $dy = 8.7906$

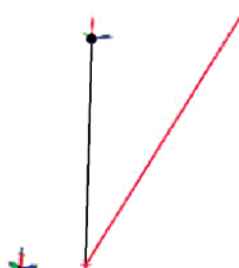
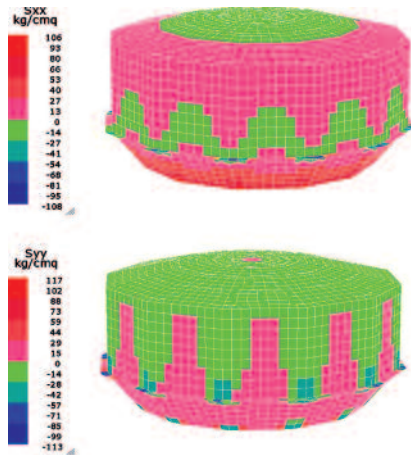


Figura 24  
Andamento delle tensioni  
membranalì sulla vasca e  
immagine che documenta la  
posa in opera della  
fasciatura.



### 3.3 Progetto della struttura di rinforzo e collegamento all'esistente

È stato eseguito il dimensionamento delle nuove strutture in c.a. come richiesto dalle NTC08.

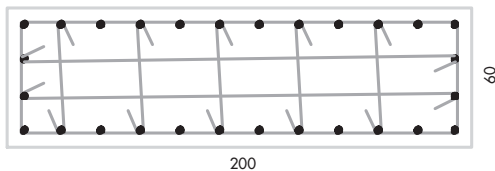
I pilastri in c.a. sono stati dimensionati agli stati limite ultimi e a quelli di esercizio. Nell'immagine si rappresenta la disposizione delle armature per i pilastri. Le pilastrate sono armate tutte allo stesso modo. Si riporta a titolo di esempio il disegno di armatura di una pilastrata (Figura 25). Nelle immagini successive (Figura 26), inoltre, si può osservare l'evoluzione delle fasi di costruzione dei pilastri.

Il collegamento del nuovo telaio alla struttura esistente avviene per mezzo di 12 selle in cemento armato di spessore 60 cm che vanno ad "abbracciare" i pilastri esistenti e si sviluppano in altezza fino a raggiungere la vasca in cemento armato, come rappresentato nel particolare di Figura 12. Come anticipato, allo scopo di irrigidire il nuovo telaio, il coronamento dei nuovi pilastri è collegato radialmente da una serie di travi in acciaio di sezione tubolare 400x250x6 mm disposte ogni 5 m.

L'ultima serie di pilastri viene inoltre controventata

Figura 25  
Particolare della tavola  
relativa alla progettazione  
dei nuovi pilastri.

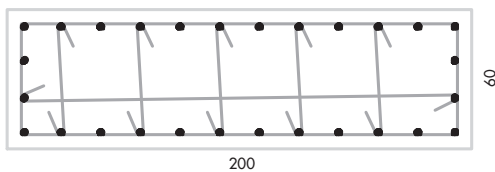
Sez C-C a quota 1500 - Staffe Ø10 L=500 cm



- Pos 4 28Ø24 da 1020 a 1616
- n. 24 Staffe Ø10 Lungh=500
- n. 48 Legature Ø10 Lungh=213
- n. 120 Legature Ø10 Lungh=73



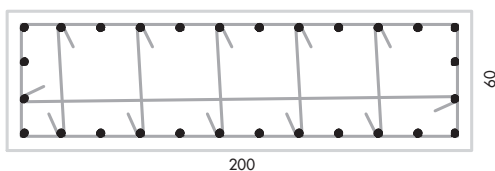
Sez B-B a quota 1000 - Staffe Ø10 L=500 cm



- Pos 2 28Ø24 da 25 a 616
- n. 24 Staffe Ø10 Lungh=500
- n. 24 Legature Ø10 Lungh=213
- n. 120 Legature Ø10 Lungh=73



Sez A-A a quota 45 - Staffe Ø10 L=500 cm



- Pos 2 28Ø24 da 25 a 616
- n. 24 Staffe Ø10 Lungh=500
- n. 24 Legature Ø10 Lungh=213
- n. 120 Legature Ø10 Lungh=73







da una serie di profilati metallici delle medesime dimensioni delle travi, come illustrato in Figura 12 e documentato nelle immagini seguenti (Figure 28 e 29).

Nelle immagini successive si mostra, in aggiunta, la struttura a consolidamento avvenuto e una comparazione della torre prima e dopo l'intervento effettuato (Figura 30).

Figura 26  
Fasi costruttive delle  
pilastrate esterne.



Figura 27  
Particolare dell'attacco delle  
"selle" al telaio esistente in  
c.a.

Figura 28  
Trave di coronamento in  
acciaio.



Figura 29  
Il fissaggio delle travi ai  
nuovi pilastri in c.a.



Figura 30  
La torre piezometrica di  
Mirandola, prima e dopo  
l'adeguamento sismico.

