



Via Triggiani, 9 – 28100 NOVARA (NO)
Tel. 0321/413111 – Fax. 0321/413196

REGIONE PIEMONTE
COMUNE DI VILLADOSSOLA
PROVINCIA DEL VERBANO CUSIO OSSOLA

***NUOVO SEDIMENTATORE PRESSO IL
DEPURATORE DI VILLADOSSOLA***

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO

Arona, lì Aprile 2018

Il Progettista

Ing. Walter RICCA

A. PREMESSA

La società Acqua Novara VCO S.p.a. con sede a Novara in Via Triggiani 9 , con ordine n. 2935 del 16.10.2017, ha dato incarico al sottoscritto, ing Walter Ricca con studio professionale ad Arona in Via 2 Giugno n. 39, iscritto all'Albo dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Novara al n. 1133/A, di redigere il progetto esecutivo dei lavori di **"Costruzione del nuovo sedimentatore presso l'impianto di depurazione di Villadossola "**

La presente relazione è redatta seguendo le indicazioni riportate nell'art. 34 del D.P.R. 5 ottobre 2010 n.207 (Regolamento di esecuzione ed attuazione del D.Lgs 12 aprile 2006 n.163, "Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE").

Il progetto è stato stilato recependo tutte le indicazioni e le richieste formulate in sede di confronto con i funzionari di Acqua Novara VCO.

L'impianto di depurazione di Villadossola è stato costruito nei primi anni 90 ed è sostanzialmente un impianto con processo depurativo di tipo biologico.

La depurazione delle acque reflue avviene attraverso le seguenti fasi :

- Dissabbiatura e grigliatura (sono in testa all'impianto)
- Ossidazione e stabilizzazione
- Sedimentazione
- Recupero e ricircoli dei fanghi
- Disinfezione finale
- Ispessitore dei fanghi
- Essiccamento dei fanghi.

Lo scarico delle acque depurate avviene nel canale di gronda dell'ENEL che scorre di fianco all'impianto.

Attualmente in ingresso all'impianto arriva mediamente una portata di reflui di 40 mc/ora che non può essere tutta trattata a causa dell'insufficienza idraulica dell'impianto.

Infatti dei 40 mc/ora di portata in ingresso, solo circa 15 vengono trattati e depurati, i restanti 25 mc/ora vengono scolmati, dopo aver subito i trattamenti primari della depurazione (dissabbiatura e grigliatura) nel canale di gronda dell'ENEL.

Vista l'insufficiente capacità dell'impianto a trattare tutta la portata in ingresso, la Provincia del Verbano Cusio Ossola ha autorizzato, Acqua Novara VCO allo scarico in deroga delle portate in esubero, però solo dopo aver subito un primo trattamento di grigliatura e dissabbiatura.

B. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Con la costruzione di questa nuova vasca di sedimentazione si raggiunge lo scopo di raddoppiare la capacità idraulica dell'impianto e quindi si potrà trattare e depurare tutta la portata in ingresso valutata mediamente di 40 mc/ora.

L'area sulla quale è stato realizzato l'attuale impianto di depurazione si trova a Villadossola in via Gorva.

I riferimenti catastali sono :

- Foglio n. 60
- Mappali n. 431.

Le dimensioni in pianta del lotto sono :

- Lunghezza m.82
- Larghezza m. 37

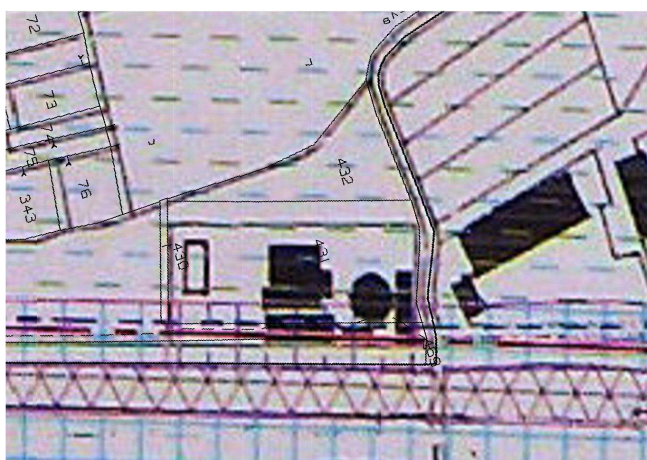
La superficie complessiva è di circa 3.000 mq.

(vedi fotografia n. 1)



Fotografia n°1

Come risulta dal Piano Regolatore di Villadossola (vedi elaborato grafico n. 2) per una larghezza di circa m. 8,00 a partire dal confine parallelo al canale di gronda dell'Enel , l'area è classificata IIIa3 "INEDIFICABILE PERICOLOSITA' ALTA"



elaborato grafico n. 2

Pertanto l'intervento edificatorio del nuovo sedimentatore non potrà più essere in asse con

quello esistente, ma dovrà essere localizzato in posizione decentrata fuori dall'area vincolata.

Nel progetto la vasca circolare compresa la passerella pedonale di ispezione ha complessivamente un diametro di m 12,00 (vasca interna)+ 0,25 x 2 (spessore delle pareti) + 0,80 x 2 (larghezza passerella)+ 0,06 x 2 (larghezza montanti verticali parapetto) = 14,22 m. (vedi elaborato grafico n. 3)



Elaborato n°3

In considerazione della posizione della nuova vasca, si rende necessario e indispensabile procedere alla demolizione degli attuali letti di essiccamento che saranno poi ricostruiti nell'angolo sud ovest.

Le caratteristiche geometriche del nuovo sedimentatore sono identiche a quelle dell'esistente e in particolare sono:

- Diametro interno m. 12,00
- Pareti esterne spessore cm. 25
- Capacità di circa 345 mc.

Desidero segnalare che la costruzione della vasca è prevista in cemento armato (platea e pareti) utilizzando calcestruzzo con classe di esposizione XA3 (elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive)

La vasca sarà del tutto simile a quella esistente sia dal punto di vista delle dimensioni geometriche sia dal punto di vista delle quote altimetriche

La vasca sarà dotata di pozzetto per la raccolta delle schiume e di stazione di pompaggio che rilancerà i fanghi in testa all'impianto.

Per il regolare funzionamento della nuova vasca di sedimentazione sono state inserite nel progetto anche tutte le opere idrauliche (tubazioni in ferro e in polietilene, valvole, saracinesche, pompe ecc.).

Per una corretta e sicura ispezione del nuovo sedimentatore il progetto prevede la costruzione di una passerella pedonale in acciaio zincato che perimetra totalmente la vasca e i due manufatti esterni (stazione di pompaggio e pozzetto schiume).

La passerella ha una struttura portante costituita da mensole in acciaio a sezione quadrata 80 x 80 x 5 mm con interasse 1 metro, sulla quali verrà posato un grigliato del tipo orsogrill.

La barriera di protezione è invece costituita da montanti verticali di sezione 60 x 60 x 5 mm con interasse m. 1,00 sui quali sarà posato un corrimano tubolare del diametro di mm. 41.

Il parapetto verrà completato da due correnti orizzontali del diametro di mm. 27 e da una lastra ferma piede di altezza cm 17.

Le caratteristiche geometriche dei nuovi letti di essiccamento sono identiche a quelle dei letti da demolire e in particolare sono:

- Lunghezza m. 10,45
- Larghezza m. 8,00
- Altezza dei muri di perimetro cm. 50

Per quanto riguarda la ricostruzione dei letti essiccamento, come già detto, si troveranno nell'angolo di destra entrando.

Questa nuova posizione è senza dubbio più comoda e più agevole rispetto a quella attuale, perché consentirà il deposito dei fanghi con operazioni di manovra più facili e semplici.

Sommariamente i lavori si possono così descrivere :

- Taglio alberi;
- Demolizione strutture esistenti in cemento armato
- Scavo per realizzazione vasca;
- Realizzazione della vasca in c.a.;
- Posa di opere idrauliche all'interno della vasca (valvole, tubazioni, scarichi ecc);
- Posa di opere idrauliche all'esterno del serbatoio (valvole, tubazioni di interconnessione, scarico e carico,
- Posa di opere elettromeccaniche quali quadri e pompe centrifughe, impianto elettrico e di terra,
- Opere di carpenteria quali scale di accesso, passerelle, chiusini ecc.;
- Rinterro con materiale precedentemente estratto;
- Realizzazione letti di essiccamento in cemento armato e relative opere di completamento (tubazioni di scarico, strati di materiale inerte)

C. PREMESSA ALLA RELAZIONE DI CALCOLO

La presente relazione, inerente il "calcolo delle strutture", è redatta seguendo le indicazioni riportate nell'art. 29 del D.P.R. 5 ottobre 2010 n.207 (Regolamento di esecuzione ed attuazione del D.Lgs. 12 aprile 2006 n.163, ex "Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE").

La relazione di calcolo strutturale comprende una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica, in accordo con le prescrizioni contenute nel paragrafo 10.1 del Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Le fasi di progetto, analisi, calcolo e verifica sono state svolte a "regola d'arte" dal sottoscritto progettista, secondo i dettami della scienza e tecnica delle costruzioni. Per verificare gli elementi strutturali e le sezioni sollecitate dalle azioni di modello ed al fine di garantire la sicurezza della costruzione è stato utilizzato il metodo agli stati limite, rispettando le prescrizioni previste dalle normative di riferimento elencate nel documento. Si riportano nel seguito le verifiche strutturali atte a garantire la resistenza ed il comportamento della struttura sia in condizioni di esercizio che sotto l'azione di eventi di carico straordinari.

L'intervento in progetto nell'impianto di depurazione delle acque reflue di Villadossola (VB) prevede tra le varie opere anche la costruzione di un nuovo sedimentatore. Verrà realizzata una vasca circolare in conglomerato cementizio armato con le stesse dimensioni geometriche di quella esistente.

D. DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI

La nuova vasca circolare avrà diametro interno di 12,00 m e spessore delle pareti di 25 cm. Il fondo è costituito da una platea con spessore di 40 cm leggermente inclinata verso il centro dove è presente una fossa, sempre con forma circolare, con profondità di 75 cm dal piano della platea superiore. La platea della fossa ha spessore di 55 cm e diametro di 3,10 m. Dal centro della fossa si innalza un torrino in c.a. che contiene il tubo in acciaio di mandata dei liquami. Il torrino è rotondo con diametro di 90 cm e si innalza fino alla quota delle pareti della vasca (4,65 m). Le pareti della vasca hanno un'altezza di circa 3,30 m. Nella parte interna della parete, ad una certa quota (circa 50 cm sotto la sommità), è prevista una canaletta in c.a. che gira intorno a tutta la vasca e raccoglie le acque di sfioro per convogliarle nella vasca di disinfezione finale.

L'impianto del sedimentatore prevede un carro ponte - raschiatore che appoggia sul torrino centrale e sul muro laterale della vasca. Il carro ponte è costituito da una passerella metallica e da una serie di bracci con lame raschiatrici che arrivano fino sul fondo della

vasca. Un motore elettrico lo fa avanzare lentamente lungo tutta la circonferenza della vasca.

In adiacenza al sedimentatore verranno costruiti due pozzettoni in c.a. alti come la vasca circolare. Uno svolge la funzione di stazione di pompaggio e raccoglie le acque reflue in uscita dal fondo del sedimentatore per convogliarle nella vasca di ossidazione/stabilizzazione. Nell'altro vengono convogliate le schiume che galleggiano sul pelo libero della vasca.

Intorno al muro del sedimentatore, nella parte esterna, verrà montata una passerella metallica in grigliato per poter permettere agli addetti l'ispezione della vasca. I pannelli in grigliato saranno sostenuti da mensole con profilati cavi quadrati con dimensioni 80 mm. La passerella viene raggiunta tramite una scala sempre con struttura in acciaio.

E. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto si è fatto riferimento alle seguenti fonti normative:

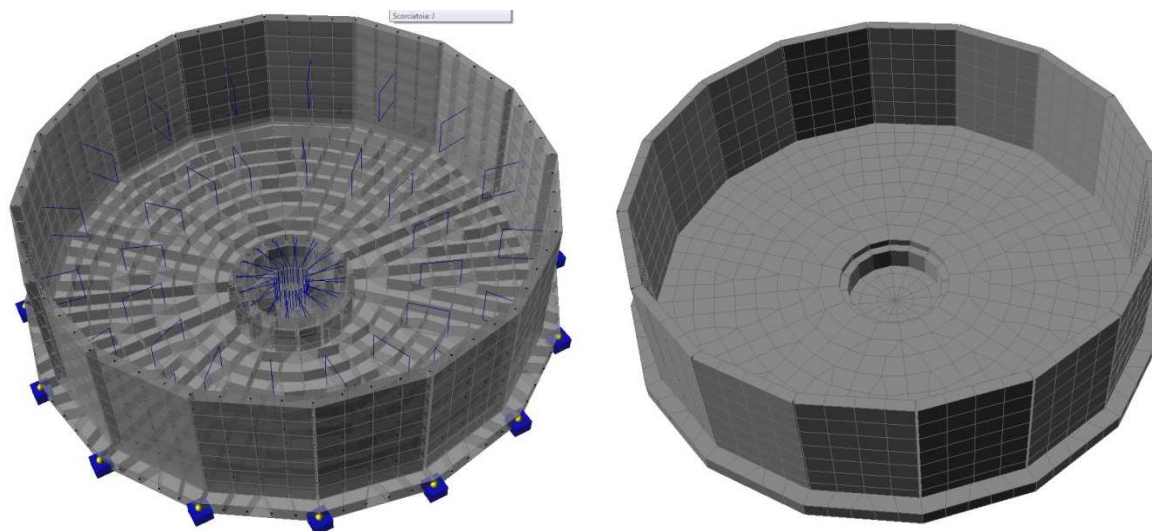
- Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008);
- Circ. 2 febbraio 2009 n°617 (circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici esplicativa del D.M. 14 gennaio 2008);
- Legge 5 novembre 1971 n°1086;
- Legge 2 febbraio 1974 n°64;
- Testo unico per l'edilizia (D.P.R. n°380/2001)
- Eurocodice 2 - Progettazione strutture in c.a.
- Eurocodice 3 - Progettazione strutture in acciaio
- Eurocodice 8 - Progettazione con azioni sismiche

F. MODELLAZIONE DI CALCOLO

La vasca del sedimentatore è stata modellata attraverso l'utilizzo del programma di calcolo Travilog Titanium 5 della Logical Soft. Le pareti e le platee sono state create con elementi bidimensionali detti "shell" (setti verticali e lastre o piastre). Siccome il programma svolge il calcolo con il "metodo agli elementi finiti", setti e platee sono stati discretizzati in tanti quadrilateri o triangoli, creando una maglia di nodi diffusa all'interno degli elementi a distanza media di circa 50 cm (questa operazione si chiama "meshatura"). Inoltre dovendo modellare una struttura rotonda che il programma di calcolo non riesce a gestire, i muri della vasca sono modellati con una serie di setti (n° 16), mentre le platee sono state suddivise in singoli settori triangolari o trapezi (sempre n° 16).

Il torrino centrale è stato considerato solo come carico concentrato sulla platea della fossa.

Per le platee è stato considerato il modello d'interazione terreno - struttura su suolo elastico alla Winkler (con costante $k = 0,2 \text{ daN/cm}^3$ desunta dal tipo di terreno e dalla relazione geologica e geotecnica). Nei vertici estremi della platea sono stati imposti i vincoli (quindi n°16) Tali vincoli, considerando che la struttura appoggia su terreno alla Winkler, lasciano liberi i movimenti in verticale (asse z) e le rotazioni attorno agli assi x ed y.



Nelle immagini soprastanti viene riportato il modello creato per la vasca in due versioni: a sinistra si intravedono i nodi, i carichi di superficie e i vincoli; a destra invece si può vedere bene la mesh degli elementi bidimensionali (discretizzazione ad elementi finiti con maglia quadrilatera o triangolare).

Il modello è stato analizzato in condizioni statiche ed in condizioni sismiche (con analisi dinamica modale con fattore di struttura unitario ($q = 1$)). I carichi per l'analisi statica, oltre ai pesi propri, sono fondamentalmente solo le pressioni idrostatiche dei liquami sulle pareti e sulle platee. Nell'analisi sismica, oltre ai carichi considerati nel caso statico, si sono aggiunte le pressioni idrodinamiche generate dal sisma sul fluido e le forze d'inerzia (queste ultime calcolate direttamente dal programma).

Qui di seguito vengono riportati i prospetti riassuntivi dei parametri assunti per l'analisi sismica, ricordando che il Comune di Villadossola ricade in zona sismica 3 (discreta sismicità). La categoria di sottosuolo D ($S_s = 1,8$) e la categoria topografica T1 ($S_T = 1,0$) sono state stimate dal dott. geol. Roberto Grimoldi e sono riportate nella relazione geologica.

Parametri sismici NTC 2008

Determinazione spettri sismici | Fattore di struttura ed eccentricità | Spettro di progetto

N° modi di vibrare: 10

Spettri per stati limite: SLV/SLD ☒ Considera la componente verticale del sisma

☒ Conosco il comune: Villadossola

☐ Conosco le coordinate: Latitudine: 46,0741 Longitudine: 8,2685 Nota: il datum utilizzato, anche dalle NTC, è ED50

Classe d'uso: II Vita nominale Vn: 50 anni

Categoria di sottosuolo: D Amplificazione topografica: T1 h/H: 1

☐ Imponi ag per SLV [g]: 0,075 ☐ Imponi ag per SLD [g]: 0,031 eta (SLD/SLO): 1

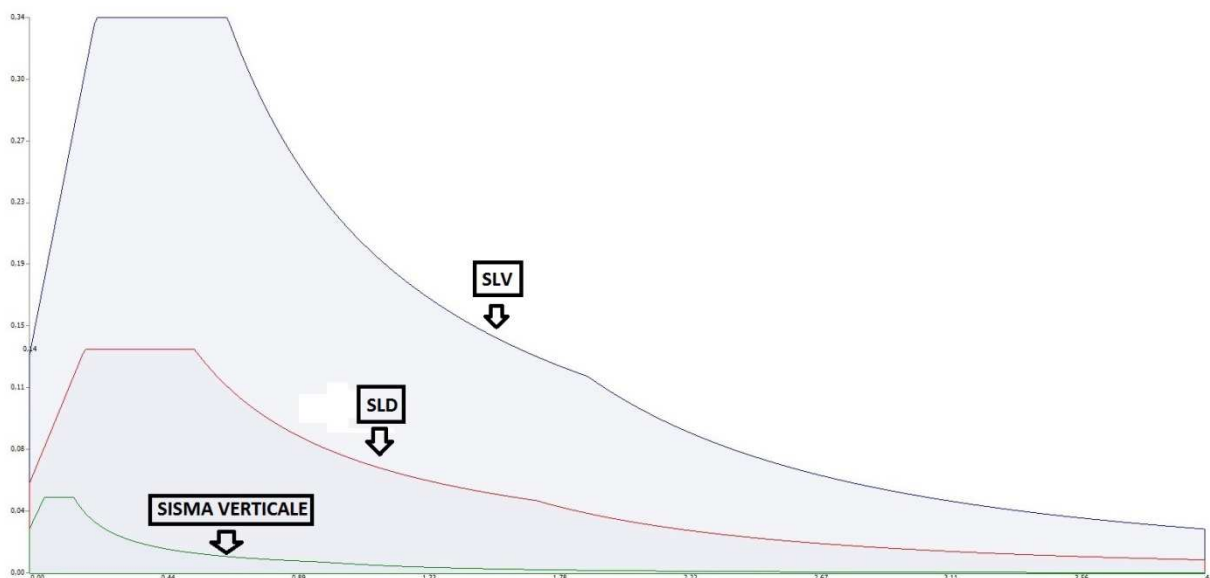
☐ Imponi ag per SLC [g]: 0,094 ☐ Imponi ag per SLO [g]: 0,023

Stato limite	Pvr [%]	TR [anni]	ag [m/s²]	F0	Tc* [s]
SLO	81,0	30	0,23	2,45	0,18
SLD	63,0	50	0,31	2,47	0,20
SLV	10,0	475	0,75	2,53	0,29
SLC	5,0	975	0,94	2,58	0,30

Visualizza lo spettro sismico in finestra

Calcola Annulla

Nella figura sottostante sono riportati lo spettro di progetto a Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), lo spettro a Stato Limite di Danno (SLD) e lo spettro della componente verticale del sisma:



Lo spettro di risposta per sisma orizzontale a SLV presenta i seguenti parametri indipendenti:

Stato limite	SLV
a_g	0,075 g
F_0	2,532
T_c^*	0,290 s

S_s	1,800
C_c	2,320
S_T	1,000
q	1,000

e i seguenti parametri dipendenti:

S	1,800
η	1,000
T_B	0,224 s
T_C	0,673 s
T_D	1,899 s

I calcoli per il dimensionamento delle strutture sono stati condotti con i consueti criteri della Scienza delle Costruzioni e, in particolare, il dimensionamento delle sezioni è stato condotto con il metodo semiprobabilistico agli stati limite mediante programma o con calcoli a mano. Le azioni sono state cumulate nel modo più sfavorevole, per ciascuna verifica, considerando tutte le possibili combinazioni di carico e comprendendo tutte le azioni prevedibili sulla costruzione.

Nelle pagine seguenti vengono presentati i risultati di calcolo per le platee e le pareti del sedimentatore. Le verifiche geotecniche (capacità portante e cedimenti) della vasca sono state effettuate dal geologo e riportate nella sua relazione. Al termine della relazione vengono anche dimensionate e verificate le mensole di sostegno della passerella che gira intorno al muro della vasca.

G. CARATTERISTICHE MATERIALI

I materiali ed i prodotti ad uso strutturale, utilizzati nelle opere oggetto della presente relazione, rispondono ai requisiti indicati dal capitolo 11 del Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni". Questi devono essere identificati univocamente dal produttore, qualificati sotto la sua responsabilità ed accettati dal direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Sulla base delle verifiche effettuate in sito ed in conformità alle disposizioni normative vigenti si prevede per la realizzazione del progetto in analisi l'adozione dei materiali di seguito descritti.

G.1 – CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO

Peso volumico = 2.500 daN/m³

G.1.1. CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE ED IN ELEVAZIONE A TENUTA IDRAULICA E A CONTATTO CON ACQUE REFLUE

- classe di resistenza: **C28/35**

- classe esposizione ambientale per carbonatazione: **XC2**
- classe esposizione ambientale per attacco chimico: **XA3**
- classe di consistenza: **S4** (slump 16-21 cm)
- **aggregati** non gelivi conformi UNI 8520, dimensione massima **20 mm**
- **cemento** Portland UNI ENV 197/1; classe 42,5; dosaggio minimo **320 kg/mc**,
rapporto a/c max = 0,55

Calcestruzzo CLS 350		
<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>valore</i>
Resistenza caratteristica su provini cubici	R_{ck}	350,00 daN/cm ²
Resistenza caratteristica su provini cilindrici	f_{ck}	290,50 daN/cm ²
Resistenza di calcolo	f_{cd}	164,60 daN/cm ²
Resistenza massima a trazione	f_{ctm}	28,30 daN/cm ²
Modulo elastico	E_{cm}	324.524,1 daN/cm ²
Coefficiente di Poisson a compressione	ν	0,20

G.1.2. ACCIAIO PER C.A.

Tipo B450C

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$
Resistenza a fatica assiale*	2 milioni di cicli
Resistenza a carico ciclico*	3 cicli/sec (deformazione 1,5÷4 %)
Idoneità al raddrizzamento dopo piega*	Mantenimento delle proprietà meccaniche
Controllo radiometrico**	Superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995 D. Lgs. 241/2000
* = prove periodiche annuali	
** = controllo per colata	

G.1.3. DURABILITÀ

La durabilità del materiale è garantita dalle caratteristiche del calcestruzzo sopra elencate e dagli spessori di ricoprimento delle armature (copriferro). In riferimento alle "Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici" e alla norma UNI EN 206-1, per la situazione ambientale "molto

aggressiva" in cui si trovano ad operare i calcestruzzi (vedi Tab. 4.1.III delle NTC 2008 - classe esposizione XA3), viene prescritto un copriferro minimo di 5 cm.

G.2 – ACCIAIO PER CARPENTERIA

Proprietà fisiche materiale:

Modulo elasticità $E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$

Modulo di elasticità tangenziale: $G = 8.076.900 \text{ daN/cm}^2$

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0,3$

Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Peso volumica: $\gamma_s = 7.850 \text{ daN/m}^3$

G.2.1. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE		CLASSE DI RESISTENZA
		S 235
Tensione di snervamento	$f_{y,k} [\text{N/mm}^2]$	235
Tensione di rottura	$f_{t,k} [\text{N/mm}^2]$	360

H. INFORMAZIONI SULL'ORIGINE, LE CARATTERISTICHE E LA VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

L'analisi strutturale del progetto e le relative verifiche effettuate sono state condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. In conformità con quanto richiesto dalle NTC 2008 § 10.2 si riportano di seguito le caratteristiche riguardanti la tipologia di analisi svolta ed il codice di calcolo utilizzato.

Analisi svolta

Tipo di analisi svolta	Analisi statica ed Analisi dinamica modale
Metodo numerico adottato	Metodo di calcolo agli elementi finiti
Metodo di verifica	Stati limite ultimi e di esercizio (capitolo 4 e 7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni)

Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo

Software	TRAVILOG TITANIUM 5
Autore, produttore e distributore	Logical Soft s.r.l – via Garibaldi 253, 20033 Desio (MB)
Solutore ad elementi finiti adottato	Xfinest di Harpaceas

La licenza di utilizzo del codice di calcolo è concessa da Logical Soft s.r.l a:
 RICCA ING. WALTER, Codice Cliente: 43006
 Via 2 Giugno, 39, 28041, Arona - NO
 Numero di serie: 5443 Chiave HARDWARE

In questo paragrafo si fornisce un inquadramento teorico relativo alle metodologie di calcolo ed all'impostazione generale impiegata nel software di calcolo ad elementi finiti *TRAVILOG*, utilizzato nella modellazione della struttura.

H.1. CODICE DI CALCOLO

Il codice di *TRAVILOG* è stato sviluppato da Logical Soft s.r.l. in linguaggio Visual Studio 2015 e .Net Framework 4.5 e non può essere modificato o manipolato dall'utente. In allegato alla relazione si accludono alcuni test effettuati al fine di certificare l'affidabilità del codice di calcolo relativamente ad alcuni semplici casi prova, riportando analisi teorica, soluzione fornita da *TRAVILOG* ed altro codice di calcolo di confronto. Il solutore a elementi finiti utilizzato dal programma è Xfinest 8.5, prodotto da Harpaceas s.r.l. La bontà del solutore è certificata direttamente da CEAS s.r.l., produttore di XFinest 8.5. Per maggiori dettagli in merito si consiglia di consultare le specifiche relative al solutore di calcolo.

H.2. METODO NUMERICO ADOTTATO

Il software esegue l'analisi della struttura tramite **metodo di calcolo agli elementi finiti**, ovvero mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e spostamenti. Da queste relazioni il programma assembla quindi la matrice di rigidezza e calcola la risposta dell'intera struttura.

H.3. CARATTERISTICHE DEL MODELLO

Ogni telaio, realizzato con materiali caratterizzati da comportamento perfettamente elastico, è modellato con 2 tipologie di elemento finito:

H.3.1. TIPO ASTA, adatto per elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento unidirezionale.

L'elemento asta è calcolato mediante funzioni di forma cubiche. Le matrici di rigidezza e di massa associate all'elemento sono costituite sulla base della teoria delle travi snelle, tipo Eulero – Bernoulli. Il programma mostra i diagrammi delle azioni interne discretizzando l'elemento in 17 punti di calcolo.

Se l'asta ha proprietà di suolo elastico, il software valuta le azioni interne e le pressioni sul terreno secondo la teoria delle travi su suolo elastico alla Winkler.

L'elemento finito di XFinest, al cui manuale si rimanda per maggiori dettagli, è l'elemento MBEAM.

H.3.2. TIPO SHELL (elemento finito tipo QF46) per elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento bidimensionale.

Il tipo di elemento utilizzato può lavorare in regime membranale e flessionale e, grazie alla linearità del sistema, i due effetti possono essere considerati separatamente.

L'elemento finito QF46 utilizzato è isoparametrico, basato sulla teoria dei gusci secondo Mindlin – Reissner. E' adatto sia per gusci spessi che sottili, non contiene modi spuri, consente di valutare i tagli fuori piano e può degenerare in un triangolo. Tutte le componenti del tensore delle deformazioni sono integrate nel piano medio con ordine di integrazione gaussiana 2×2 . Per maggiori dettagli si può fare riferimento al manuale di XFinest.

H.4. TIPOLOGIE DI ANALISI SVOLTE DAL SOFTWARE

La scelta del metodo di analisi è effettuata dal progettista a seconda delle prescrizioni previste dalla normativa. Tali prescrizioni dipendono in generale dalla destinazione d'utilizzo della struttura, dalla forma in pianta e dallo sviluppo in altezza della stessa, nonché dalla zona sismica di riferimento. Il software esegue i seguenti metodi di analisi:

H.4.1. ANALISI STATICA. La struttura è soggetta a carichi statici, distribuiti o concentrati, applicati alle aste, ai nodi o agli elementi shell. L'equazione risolvibile in tal caso ha la seguente forma:

$$F = K x$$

dove:

F è il vettore dei carichi agenti sulla struttura

K è la matrice di rigidezza

x è il vettore di spostamenti e rotazioni (gradi di libertà del sistema).

H.4.2. ANALISI SISMICA STATICA. Se la struttura possiede le caratteristiche previste dalla normativa, l'azione del sisma può essere modellata con un sistema di forze di piano equivalenti, valutate e assegnate in funzione della rigidezza degli elementi. La precedente diventa pertanto:

$$F + F_s = K x$$

dove:

F_s è il vettore dei carichi sismici equivalenti agenti sulla struttura, valutati in base alle relative norme di riferimento.

H.4.3. ANALISI SISMICA DINAMICA MODALE. In questo caso il programma valuta un comportamento inerziale della struttura, attribuendo un'accelerazione al sistema di riferimento terreno, secondo uno spettro sismico previsto dalla normativa in funzione della classificazione del territorio e altri parametri.

$$M \ddot{x} + K x = - M \ddot{u}$$

dove:

M è la matrice di massa della struttura

K è la matrice di rigidezza

u è il vettore delle accelerazioni imposte

Gli effetti dinamici dovuti al comportamento inerziale della struttura e l'effetto dei carichi statici vengono successivamente combinati, secondo opportuni coefficienti stabiliti dalla norma.

H.5. FORMULAZIONE DEL METODO

Il software esegue il calcolo ad elementi finiti formulando un'**analisi di tipo lineare**. In questo caso la matrice di rigidezza non varia durante lo sviluppo dell'analisi, considerando l'approssimazione per piccoli spostamenti. Sotto tali ipotesi valgono i seguenti benefici:

- Vale il principio di sovrapposizione degli effetti.
- Non influisce la sequenza di applicazione dei carichi sulla struttura.
- La precedente storia di carico della struttura non ha alcuna influenza, pertanto gli sforzi residui possono essere trascurati.

L'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti permette di considerare indipendentemente le ipotesi di carico elementari, per poi combinarle secondo opportuni coefficienti di partecipazione. In questo modo è possibile calcolare la risposta come una combinazione lineare di carichi elementari, rendendo il processo di analisi estremamente efficiente. Le non linearità trascurate in questo tipo di analisi sono le seguenti:

- Non linearità dovuta a effetti geometrici. Grandi spostamenti e rotazioni possono introdurre significativi cambiamenti di forma e orientamento, variando drasticamente la rigidezza totale delle strutture.
- Non linearità delle caratteristiche dei materiali, legate al legame costitutivo o a eventuali anisotropie.
- Non linearità delle condizioni di vincolo.
- Non linearità dei carichi. La direzione di applicazione può variare in funzione della deformata della struttura.

H.6. METODO DI RISOLUZIONE DEL PROBLEMA DINAMICO

La risoluzione del problema dinamico a n gradi di libertà si basa su un **metodo di sovrapposizione modale**. Tale metodo permette di trasformare un sistema di equazioni accoppiate a un sistema di equazioni disaccoppiate, utilizzando le proprietà di ortogonalità di autovalori e autovettori, ovvero i modi di vibrare della struttura. Lo studio della struttura non necessita dell'estrazione di tutti gli autovalori, ma solo di una parte significativa di essi, secondo limiti previsti dalle norme. Il metodo utilizzato dal software per l'estrazione degli

autovalori è il metodo di *Lanczos*, adatto anche per matrici non simmetriche a termini complessi. Nel calcolo della risposta sismica i contributi derivanti dai singoli modi sono combinati secondo il metodo *CQC*, che consente di tener conto delle singole componenti modali X_k , ottenute da una combinazione quadratica delle componenti X_{kj} secondo opportuni coefficienti.

H.7. METODI DI VERIFICA SVOLTI DAL SOFTWARE

TRAVILOG è in grado di eseguire analisi di sezioni e di verificare il comportamento delle strutture secondo due metodi principali di verifica:

H.7.1. TENSIONI AMMISSIBILI. I carichi sono applicati alla struttura con il loro valore nominale. Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per opportuni coefficienti ottenendo delle tensioni massime a cui potranno lavorare i materiali stessi. Tali tensioni risultano al di sotto del limite elastico convenzionale.

H.7.2. STATI LIMITE. Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per dei coefficienti di sicurezza ottenendo dei valori limite in campo plastico. I carichi di esercizio, accidentali o permanenti vengono incrementati secondo opportuni coefficienti definiti dalla normativa (vedi in seguito). Il programma valuta diverse condizioni di stato limite:

H.7.3. STATO LIMITE ULTIMO. La normativa prevede in questo caso che la struttura sia soggetta in condizioni straordinarie a carichi che possano causare il collasso della stessa, quali ad esempio l'evento sismico.

H.7.4. STATO LIMITE DI ESERCIZIO. Anche in questo caso il calcolo della struttura è effettuato incrementando i carichi secondo opportuni coefficienti. A differenza del caso precedente però la struttura è soggetta a carichi in condizioni di esercizio, sotto l'azione dei quali devono prodursi deformazioni controllate, che non impediscano il funzionamento previsto. Esistono tre diverse condizioni di esercizio: **Rara, Frequente, Quasi permanente.**

H.7.5. STATO LIMITE DI DANNO. E' il caso in cui la struttura è soggetta a forze di natura sismica. La verifica al danno è da effettuarsi sugli spostamenti.

H.8. SCELTA DEL METODO

La scelta dell'uno o dell'altro metodo dipende dalle prescrizioni previste dalle normative vigenti.

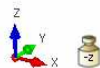
Sistemi di riferimento

Il programma possiede 2 diversi tipi di sistema di riferimento:

– Riferimento globale.

Il sistema di riferimento è definito da una terna cartesiana destrorsa, valido per tutti gli elementi della struttura e non dipende dal particolare orientamento di parti di essa.

I vincoli esterni, le reazioni vincolari e gli spostamenti nodali calcolati sono riferiti alla terna globale

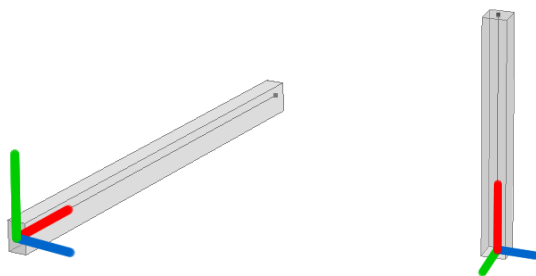


La terna di riferimento globale

– Riferimento locale.

In questo caso il sistema di riferimento è ancora definito da una terna cartesiana destrorsa, l'orientamento del quale varia elemento per elemento. Le azioni interne sono sempre riferite alla terna locale

- **Riferimento locale per le Aste.** Per l'elemento asta la direzione x è coincidente con l'asse baricentrico dell'asta stessa, mentre y e z sono perpendicolari ad x e diretti secondo gli assi principali d'inerzia della sezione assegnata all'asta. Secondo l'impostazione di default y è diretto secondo la direzione di azione del peso, a meno di rotazioni assegnate alla sezione. Selezionando un'asta TRAVILOG mostra la terna locale: asse locale X rosso, asse locale Y verde, asse locale Z blu.



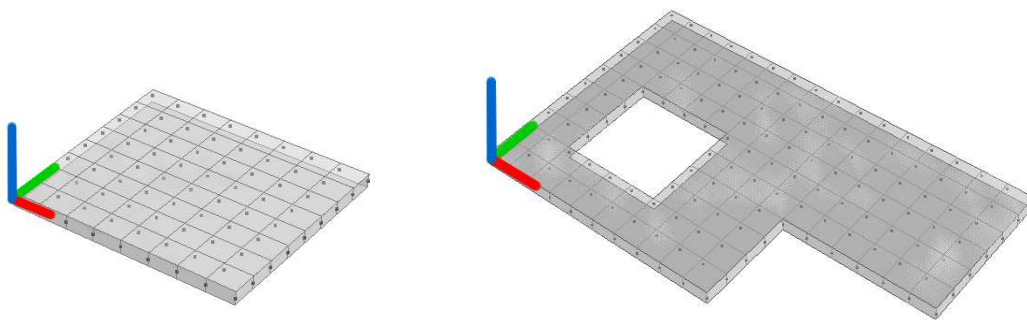
Terne locali dell'elemento asta (trave e pilastro)

- **Riferimento locale per gli elementi shell.** Per gli elementi bidimensionali TRAVILOG trasforma le azioni interne in un unico sistema di riferimento.

Il riferimento adottato dipende da come vengono costruiti i macro elementi dai quali verrà generata automaticamente la mesh di calcolo:

Elemento poligonale. Si tratta di un macro elemento poligonale o quadrangolare a mesh regolare. La terna locale è così definita:

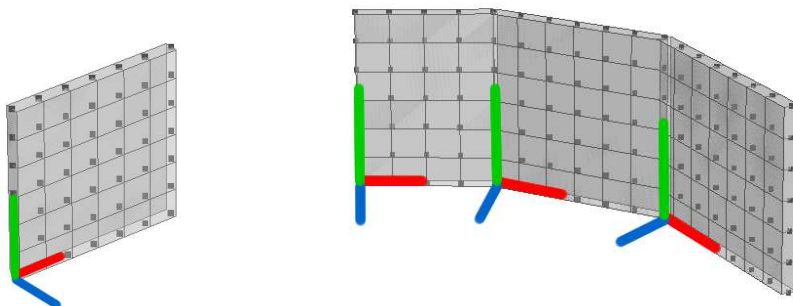
asse X locale (rosso) con origine nel primo nodo cliccato e in direzione primo nodo – secondo nodo. Asse Y locale (verde) ortogonale a X locale, complanare all'elemento ed in direzione del terzo nodo. Asse Z locale (blu) ortogonale al macro elemento. Per questo tipo di elemento è anche possibile definire fori poligonali. La mesh può essere generata manualmente (solo per elementi quadrangolari) o automaticamente.



Esempi terna locale elemento poligonale ed elemento quadrangolare

Elemento estruso (Muro o Nucleo):

Si tratta di un macro elemento a mesh regolare generato per estrusione in direzione delle forze peso a partire da una traccia. Per ciascuna faccia piana la terna locale è definita nel seguente modo: Asse locale X (rosso) lungo i nodi della traccia. Asse locale Y (verde) diretto come la direzione di estrusione. Asse locale Z (blu) ortogonale alla faccia a formare una terna destra con X e Y.



Esempio terne locali elementi estrusi

Verifiche a Stato limite ultimo per elementi platea / piastra

I risultati delle verifiche condotte si basano sul seguente modello di calcolo definito in funzione delle sollecitazioni flessionali e di taglio dedotte per l'elemento bidimensionale; le componenti flessionali sono M_{Edx} , M_{Edy} , $M_{Edxy} = M_{Edyx}$, mentre quelle di taglio sono V_{Edx} , V_{Edy} .

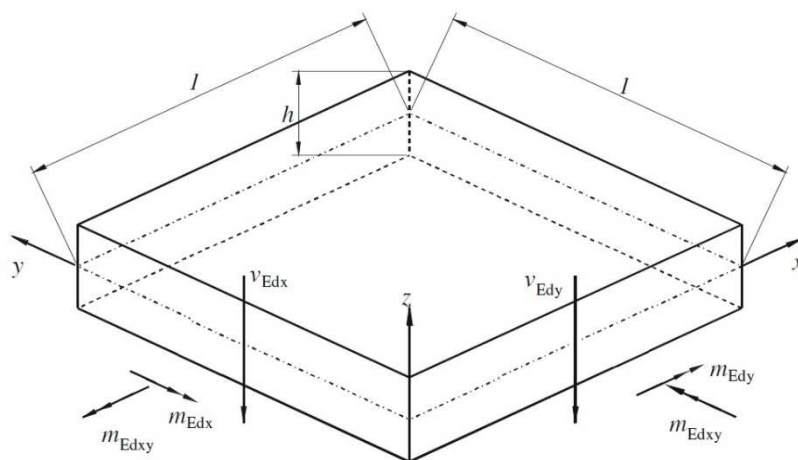


Fig.1 - elemento piastra e sollecitazioni

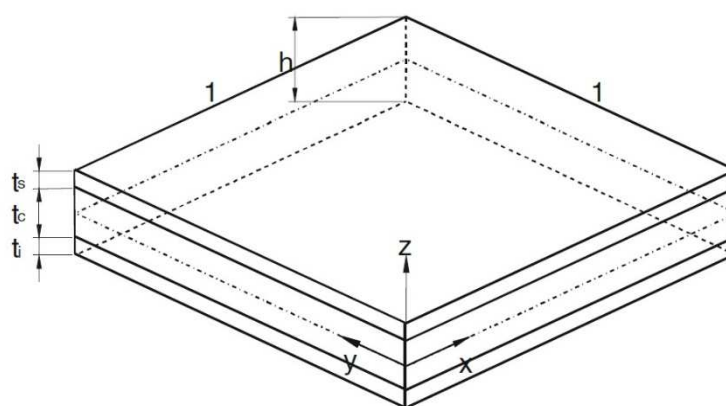


Fig.2 - modello di calcolo tridimensionale 'sandwich'

h	spessore dell'elemento piastra
$d's$	distanza tra il baricentro dell'armatura ed il bordo libero superiore dell'elemento
$d'i$	distanza tra il baricentro dell'armatura ed il bordo libero inferiore dell'elemento
$t_s = 2 d's$	spessore del layer superiore
$t_i = 2 d'i$	spessore del layer inferiore
$z = y_s + y_i$	braccio di leva tra le armature

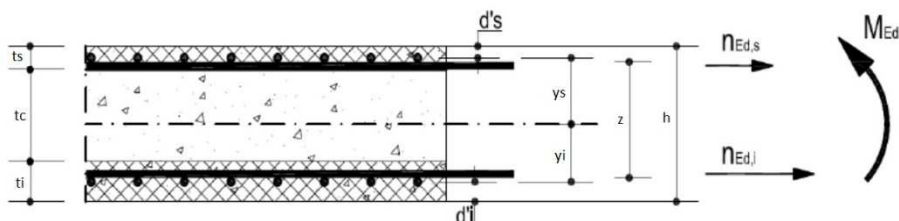


Fig.3 - modello di calcolo 'sandwich'

Gli elementi piastra sono considerati fessurati e le forze all'interno degli strati esterni del modello a sandwich sono determinate secondo le seguenti equazioni

$$n_{Edxs} = M_{Edx}/z_x$$

$$n_{Edxi} = M_{Edx}/z_x$$

$$n_{Edys} = M_{Edy}/z_y$$

$$n_{Edyi} = M_{Edy}/z_y$$

$$n_{Edyxs} = M_{Edyx}/z_{yx}$$

$$n_{Edyxi} = M_{Edyx}/z_{yx}$$

$$n_{Edxys} = M_{Edxy}/z_{xy}$$

$$n_{Edxyi} = M_{Edxy}/z_{xy}$$

dove: z_x e z_y sono bracci di leva tra le armature, in genere $z_x = z_y$

y_{xs} , y_{xi} , y_{ys} , y_{yi} sono le distanze tra il baricentro dello strato di armatura e il baricentro geometrico della sezione in direzione x e y , in relazione con il momento flettente sollecitante; con riferimento al modello di calcolo a 'sandwich' sopra definito risulta quindi $z_x = y_{xs} + y_{xi}$ e $z_y = y_{ys} + y_{yi}$, in genere $z_x = z_y$

y_{yxs} , y_{yxi} , y_{xys} , y_{xyi} sono le distanze tra il baricentro dello strato di armatura e il baricentro geometrico della sezione in direzione x e y , in relazione con il momento torcente sollecitante e le azioni taglianti; con riferimento al modello di calcolo a 'sandwich' sopra definito risulta quindi $z_{yx} = y_{yxs} + y_{yxi}$ e $z_{xy} = y_{xys} + y_{xyi}$, in genere $z_{yx} = z_{xy}$

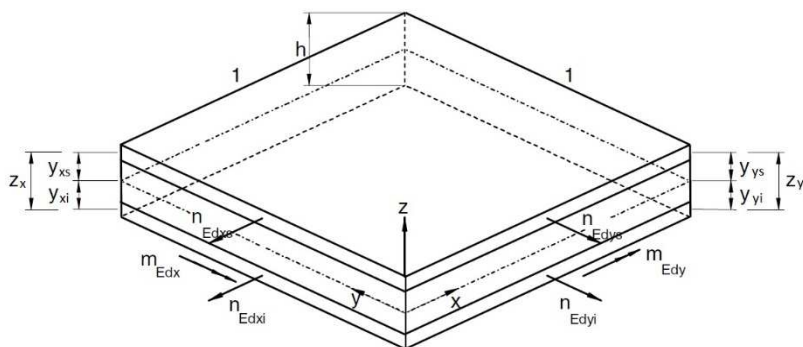


Fig.4 – azione del momento flettente sugli strati esterni

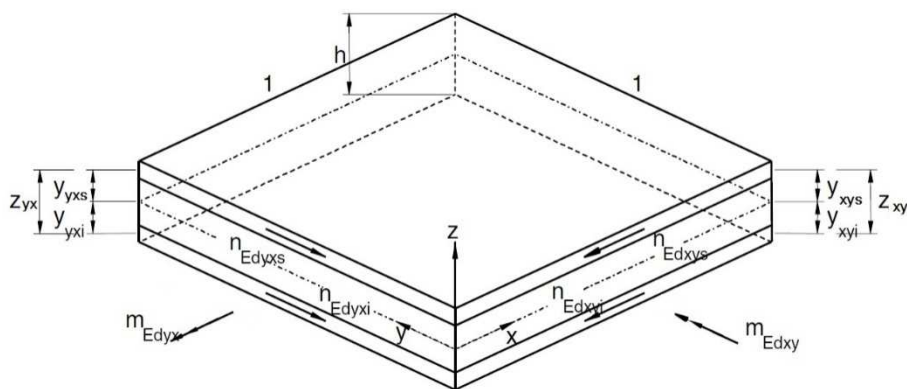


Fig.5 – azione del momento torcente e dei tagli sugli strati esterni

Determinate quindi le singole componenti nelle due direzioni principali vengono dedotte le forze agenti in ciascuno strato esterno, sommando per ogni direzione la componente principale e la componente mista 'xy' o 'yx'; in questo modo viene individuata l'area minima necessaria di armatura per ciascuno strato.

Area minima necessaria di armatura per lo strato inferiore

Forza agente in direzione x

$$F_{sx,i} = nEd_x + |nEd_{yx}|, \text{ se } nEd_y \geq |nEd_{yx}|$$

$$F_{sx,i} = nEd_x + (nEd_{yx})^2 / nEd_y, \text{ se } nEd_y < |nEd_{yx}|$$

Forza agente in direzione y

$$F_{sy,i} = nEd_y + |nEd_{yx}|, \text{ se } nEd_x \geq |nEd_{yx}|$$

$$F_{sy,i} = nEd_y + (nEd_{yx})^2 / nEd_x, \text{ se } nEd_x < |nEd_{yx}|$$

Armatura minima in direzione x

$$A_{sx,i,min} = F_{sx,i} / (0,9 f_{yd})$$

Armatura minima in direzione y

$$A_{sy,i,min} = F_{sy,i} / (0,9 f_{yd})$$

con f_{yd} tensione di snervamento di progetto delle barre di armatura

L'area minima necessaria di armatura viene calcolata solo se

$$F_{sx,i} > 0$$

Area minima necessaria di armatura per lo strato superiore

Forza agente in direzione x

$$F_{sx,s} = nEd_x + |nEd_{yx}|, \text{ se } nEd_y \geq |nEd_{yx}|$$

$$F_{sx,s} = nEd_x + (nEd_{yx})^2 / nEd_y, \text{ se } nEd_y < |nEd_{yx}|$$

Forza agente in direzione y

$$F_{sy,s} = nEd_y + |nEd_{yx}|, \text{ se } nEd_x \geq |nEd_{yx}|$$

$$F_{sy,s} = nEd_y + (nEd_{yx})^2 / nEd_x, \text{ se } nEd_x < |nEd_{yx}|$$

Armatura minima in direzione x

$$A_{sx,s,min} = F_{sx,s} / (0,9 f_{yd})$$

Armatura minima in direzione y

$$A_{sy,s,min} = F_{sy,s} / (0,9 f_{yd})$$

con f_{yd} tensione di snervamento di progetto delle barre di armatura

L'area minima necessaria di armatura viene calcolata solo se

$$F_{sx,s} > 0$$

Se il reticolo di armatura o gli infittimenti inseriti non hanno una disposizione delle barre secondo le direzioni degli assi di riferimento di calcolo x e y è possibile far riferimento alle direzioni principali, che risulteranno inclinate di un determinato angolo α . Tale angolo è distintamente individuabile per ciascuno strato del modello a 'sandwich' lasciando indipendenti gli orientamenti delle barre di armatura per ogni strato.

Definita una generica azione per entrambe gli assi principali dello strato inferiore

$$F_{s,1,i} = \frac{1}{2} (nEd_x + nEd_y) + \frac{1}{2} [(nEd_x - nEd_y)^2 + 4 nEd_{xy}^2]^{1/2}$$

$$F_{s,2,i} = \frac{1}{2} (nEd_x + nEd_y) - \frac{1}{2} [(nEd_x - nEd_y)^2 + 4 nEd_{xy}^2]^{1/2}$$

l'angolo di inclinazione del sistema principale risulta:

$$\alpha = \max(F_{s,1,i}; F_{s,2,i})/\min(F_{s,1,i}; F_{s,2,i})$$

Definita una generica azione per entrambe gli assi principali dello strato superiore

$$F_{s,1,s} = \frac{1}{2} (nEd_{xs} + nEd_{ys}) + \frac{1}{2} [(nEd_{xs} - nEd_{ys})^2 + 4 nEd_{xys}^2]^{1/2}$$

$$F_{s,2,s} = \frac{1}{2} (nEd_{xs} + nEd_{ys}) - \frac{1}{2} [(nEd_{xs} - nEd_{ys})^2 + 4 nEd_{xys}^2]^{1/2}$$

l'angolo di inclinazione del sistema principale risulta:

$$\alpha = \max(F_{s,1,s}; F_{s,2,s})/\min(F_{s,1,s}; F_{s,2,s})$$

I. CARICHI SULLA STRUTTURA

I.1 - AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Con riferimento al paragrafo 2.5.1.3 delle NTC 2008, le azioni che investono la struttura sono classificate in relazione alla durata della loro presenza nell'arco della vita di progetto come:

- *permanenti* (G): azioni con sufficiente approssimazione costanti nel tempo, tra le quali:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

L'effetto delle azioni viene valutato ai fini delle verifiche con l'approccio semiprobabilistico agli stati limite, secondo diverse combinazioni:

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi anche nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE)

reversibili:

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

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

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

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

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

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel § 2.6.1, Tab. 2.6.I del D.M. 14 gennaio 2008, mentre i coefficienti di combinazione sono dati in base al tipo del carico variabile in Tab. 2.5.I del D.M. 14 gennaio 2008.

La valutazione dell'azione sismica E è condotta secondo le specifiche del capitolo 3.2 e in accordo con le prescrizioni del capitolo 7.3.3 delle NTC 2008 per i tipi di analisi sismica lineare sia dinamica che statica.

I risultati così ottenuti per ciascuna direzione, X e Y (eventualmente anche Z), vengono poi combinati secondo le indicazioni del capitolo 7.3.5 delle NTC 2008, ovvero vengono sommati i contributi secondo il seguente criterio:

$$E1 = 1,00 \times E_x + 0,30 \times E_y + 0,30 \times E_z$$

$$E2 = 0,30 \times E_x + 1,00 \times E_y + 0,30 \times E_z$$

$$E3 = 0,30 \times E_x + 0,30 \times E_y + 1,00 \times E_z$$

La rotazione dei coefficienti moltiplicativi permette l'individuazione degli effetti più gravosi, la direzione Z è opzionale in virtù delle prescrizioni al paragrafo 7.2.1 delle NTC 2008.

Nella verifica allo stato limite ultimo si distinguono le combinazioni EQU, STR e GEO (cfr NTC 2008 § 2.6.1), rispettivamente definite come: stato limite di equilibrio EQU, che considera la struttura ed il terreno come corpi rigidi; stato limite di resistenza della struttura STR, da riferimento per tutti gli elementi strutturali, e stato limite di resistenza del terreno GEO.

Nelle verifiche STR e GEO possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali: per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza complessiva, nell'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale.

		Coefficiente γ_f	EQU	STR	GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Carichi variabili	Favorevoli	γQ_i	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Le Norme Tecniche prescrivono i valori dei coefficienti γ in dipendenza dalle caratteristiche della funzione di ripartizione di ciascuna azione: si ammette infatti che, assieme alle azioni permanenti, esistano combinazioni di azioni in cui una sola azione è presente al valore caratteristico mentre le altre hanno intensità ridotte $\psi_0 \cdot Q_k$.

Le categorie di azioni variabili ed i rispettivi coefficienti di combinazione utilizzati nell'applicazione dei carichi al modello sono riportati nella tabella seguente:

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Permanenti	1,00	1,00	1,00
Permanenti non strutturali	1,00	1,00	1,00
Categoria A (domestici e residenziali)	0,70	0,50	0,30
Categoria B (uffici)	0,70	0,50	0,30
Categoria C (aree di congresso)	0,70	0,70	0,60
Categoria D (aree di acquisto)	0,70	0,70	0,60
Categoria E (magazzini, Archivi, scale)	1,00	0,90	0,80
Categoria F (Peso veicoli $\leq 30\text{kN}$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G (Peso veicoli $\leq 160\text{kN}$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H (tetti)	0,00	0,00	0,00
Carichi da Neve	0,70	0,50	0,20
Carichi da Neve sotto 1000m	0,50	0,20	0,00
Carichi da Vento	0,60	0,20	0,00
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

I.2 – ANALISI DEI CARICHI

I.2.1. PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN C.A. (SEDIMENTATORE)

Il peso dei muri e delle platee della vasca sono determinati in automatico dal programma di calcolo, considerando un peso volumico del calcestruzzo armato pari a circa 2.500 daN/m^3 .

Il carico del torrino e del carro ponte sono stati valutati nel complesso pari a 10.000 daN e applicati con una forza concentrata nel centro della fossa.

I.2.2. PRESSIONI IDROSTATICHE

A favore di sicurezza nei calcoli si è considerato un livello di riempimento massimo della vasca pari all'altezza delle pareti (in realtà a regime il sedimentatore ha un livello di riempimento regolato dalle canalette di sfioro che sono poste circa 50 cm al di sotto della sommità delle pareti).

Peso volumico liquami: 1.100 daN/m^3 .

Sulle pareti della vasca:

diagramma delle pressioni triangolare con valore massimo alla base:

$$p_1 = 1.100 \times 3,35 = 3.685 \text{ daN/m}^2$$

Sulla platea principale:

diagramma delle pressioni uniforme (in realtà la platea è inclinata quindi il diagramma

sarebbe trapezoidale, ma si è valutato un valore medio):

$$p_2 = 1.100 \times 3,65 = 4.015 \text{ daN/m}^2$$

Sulle pareti della fossa:

diagramma delle pressioni trapezoidale con valore minimo e massimo:

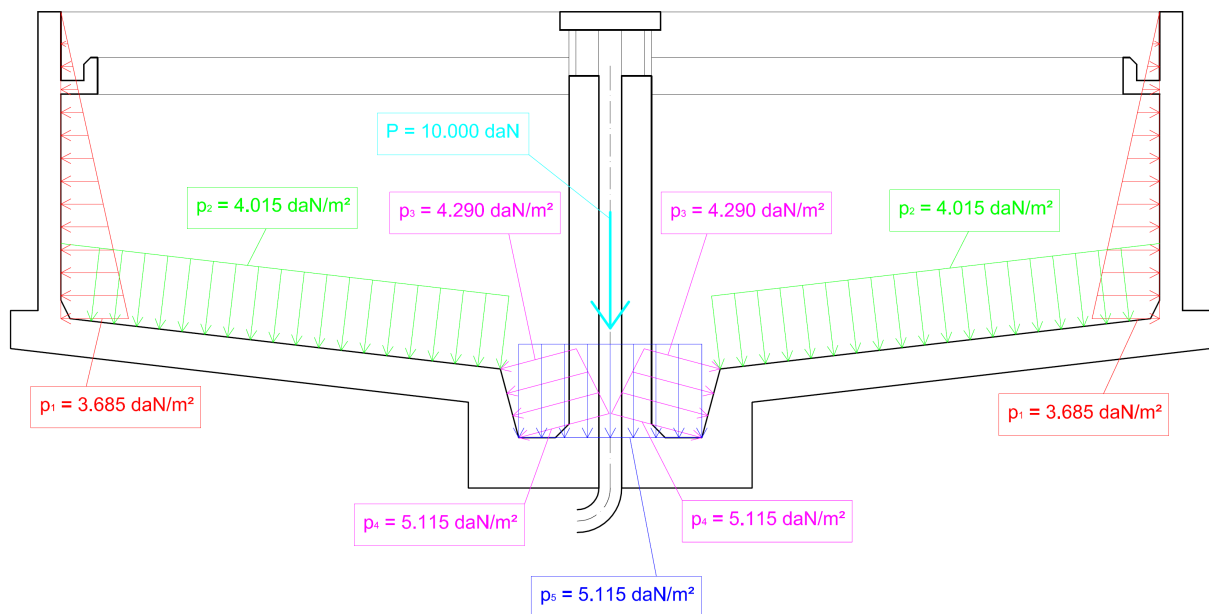
$$p_3 = 1.100 \times 3,90 = 4.290 \text{ daN/m}^2$$

$$p_4 = 1.100 \times 4,65 = 5.115 \text{ daN/m}^2$$

Sulla platea della fossa:

diagramma delle pressioni uniformi:

$$p_5 = 1.100 \times 4,65 = 5.115 \text{ daN/m}^2$$



1.2.3. PRESSIONI IDRODINAMICHE

In condizioni sismiche i liquidi contenuti in serbatoi rigidi danno origine a spinte idrodinamiche di due tipi: impulsive e convettive.

Le azioni impulsive sono dovute all'inerzia della massa liquida contenuta nel serbatoio e sono agenti in sincronia con l'accelerazione del suolo.

Le azioni convettive (dette di "lungo periodo" o di "sloshing") sono legate all'oscillazione della massa liquida nella vasca.

La valutazione di queste azioni di norma viene valutata applicando le norme tecniche UNI EN 1998-4 (Eurocodice 8 - Parte 4). In questo caso si è deciso però di utilizzare le formule di Housner, che costituiscono una semplificazione di quelle riportate dall'Eurocodice, ma comunque valide dal punto di vista scientifico.

Nel caso sismico quindi le strutture del serbatoio sono soggette a delle sovrappressioni che si vanno a sommare alla pressione idrostatica.

Pressione impulsiva sulle pareti (andamento parabolico, ricondotto ad andamento

triangolare), si ha:

$$p_i = \gamma \cdot \alpha \cdot H \cdot \sqrt{3} \cdot \left[\frac{z}{H} - 0,5 \cdot \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right] \cdot \operatorname{tgh} \left(\sqrt{3} \cdot \frac{R}{H} \right)$$

dove: γ = peso volumico del fluido = 1.100 daN/m³

α = accelerazione di progetto al suolo = $a_g \cdot S = 0,075 \cdot (1,8 \cdot 1,0) = 0,135 \text{ g}$

H = altezza del liquido = 3,00 m (circa)

z = distanza dal pelo libero

R = raggio interno della vasca = 6,00 m

N.B.: $\operatorname{tgh}(x)$ è la funzione tangente iperbolica che analogamente alla tangente trigonometrica è il rapporto tra il seno iperbolico ed il coseno iperbolico. In particolare:

$$\sinh(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{2} \quad \text{e} \quad \cosh(x) = \frac{e^x + e^{-x}}{2}$$

Il valore massimo della pressione impulsiva si ha alla base delle pareti:

$$p_i = 1.100 \cdot 0,135 \cdot 3,00 \cdot \sqrt{3} \cdot \left[\frac{3,00}{3,00} - 0,5 \cdot \left(\frac{3,00}{3,00} \right)^2 \right] \cdot \operatorname{tgh} \left(\sqrt{3} \cdot \frac{6,00}{3,00} \right) = 385 \text{ daN/m}^2$$

Pressione impulsiva sul fondo (andamento lineare a partire dal centro, dove il valore è nullo), si ha:

$$p_b = \gamma \cdot \alpha \cdot H \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot \sinh \left(\sqrt{3} \cdot \frac{x}{H} \right)}{2 \cdot \cosh \left(\sqrt{3} \cdot \frac{R}{H} \right)}$$

dove: x = distanza dal centro della vasca

Platea principale:

- vicino alle pareti

$$p_{b,1} = 1.100 \cdot 0,135 \cdot 3,00 \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot \sinh \left(\sqrt{3} \cdot \frac{6,00}{3,00} \right)}{2 \cdot \cosh \left(\sqrt{3} \cdot \frac{6,00}{3,00} \right)} = 385 \text{ daN/m}^2$$

- verso il centro, dove inizia la fossa:

$$p_{b,2} = 1.100 \cdot 0,135 \cdot 3,00 \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot \sinh \left(\sqrt{3} \cdot \frac{1,20}{3,00} \right)}{2 \cdot \cosh \left(\sqrt{3} \cdot \frac{6,00}{3,00} \right)} = 18 \text{ daN/m}^2$$

- con un valore medio:

$$\bar{p}_b = \frac{p_{b,1} + p_{b,2}}{2} = \frac{385 + 18}{2} = 202 \text{ daN/m}^2$$

Platea della fossa:

- vicino alle pareti

$$p_{b,1} = 1.100 \cdot 0,135 \cdot 4,15 \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot \sinh\left(\sqrt{3} \cdot \frac{1,20}{4,15}\right)}{2 \cdot \cosh\left(\sqrt{3} \cdot \frac{6,00}{4,15}\right)} = 45 \text{ daN/m}^2$$

- verso il centro, contro il torrino:

$$p_{b,2} = 1.100 \cdot 0,135 \cdot 4,15 \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot \sinh\left(\sqrt{3} \cdot \frac{0,45}{4,15}\right)}{2 \cdot \cosh\left(\sqrt{3} \cdot \frac{6,00}{4,15}\right)} = 16 \text{ daN/m}^2$$

- con un valore medio:

$$\bar{p}_b = \frac{p_{b,1} + p_{b,2}}{2} = \frac{45 + 16}{2} = 30,5 \text{ daN/m}^2$$

Pressione convettiva sulle pareti (andamento parabolico, ricondotto ad andamento triangolare), si ha:

$$p_i = \gamma \cdot R \cdot A_n \cdot \left[a + b \cdot \frac{z}{H} + c \cdot \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right]$$

dove: A_n = accelerazione spettrale corrispondente al 1° modo di vibrare amplificata dal coefficiente S

il periodo T_1 del primo modo di vibrare viene valutato con l'espressione:

$$T_1 = \frac{2 \cdot R}{\sqrt{\frac{0,586 \cdot g \cdot R}{\pi} \cdot \tanh\left(\frac{0,586 \cdot \pi \cdot H}{R}\right)}} = \frac{2 \cdot 6,00}{\sqrt{\frac{0,586 \cdot 9,81 \cdot 6,00}{\pi} \cdot \tanh\left(\frac{0,586 \cdot \pi \cdot 3,00}{6,00}\right)}} = 4,253$$

s

l'accelerazione sullo spettro di progetto SLV, essendo che T è maggiore di T_D , vale:

$$S_{d(T_1)} = a_g \cdot S \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T_1^2} \right) = 0,075 \cdot 1,8 \cdot 2,532 \cdot \left(\frac{0,673 \cdot 1,899}{4,253^2} \right) = 0,024g$$

$$A_n = S_{d(T_1)} \cdot S = 0,024 \cdot 1,8 = 0,0432 g$$

a, b, c = coefficienti tabellati che dipendono dal rapporto di snellezza del serbatoio λ

$$\lambda = \frac{H}{R} = \frac{3,00}{6,00} = 0,5 \quad \text{quindi: } a = 0,611; b = -0,01614; c = 0,28$$

Il valore massimo della pressione convettiva si ha alla base delle pareti:

$$p_i = 1.100 \cdot 6,00 \cdot 0,0432 \cdot \left[0,611 + (-0,01614) \cdot \frac{3,00}{3,00} + 0,28 \cdot \left(\frac{3,00}{3,00} \right)^2 \right] = 249 \text{ daN/m}^2$$

Riassumendo si hanno le seguenti pressioni idrodinamiche:

- sulle pareti (impulsiva + convettiva), valore massimo alla base:

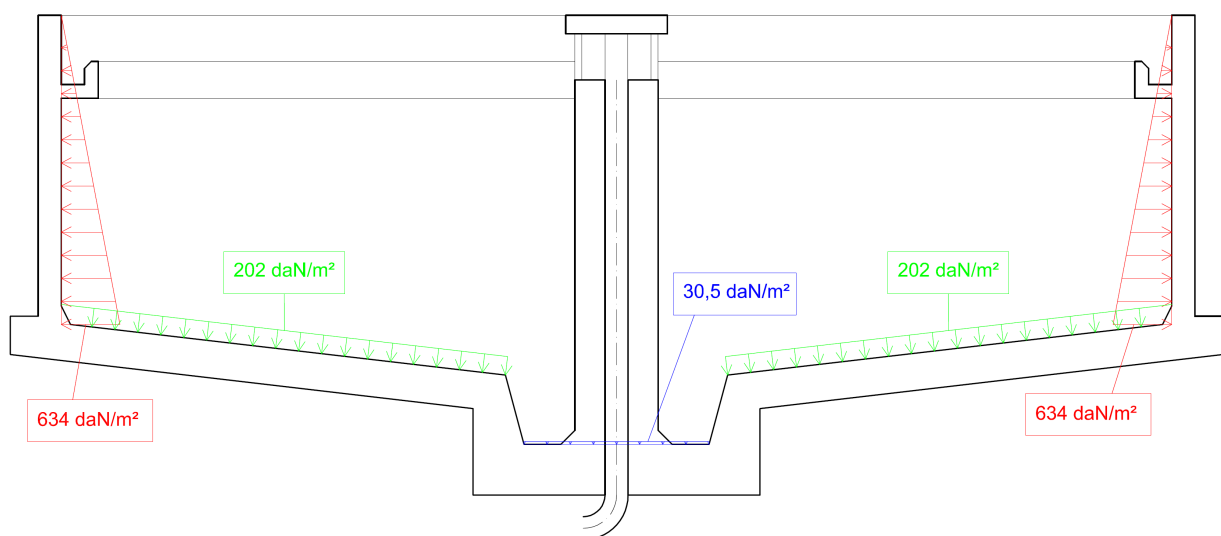
$$p_{\text{int}} = p_i + p_c = 385 + 249 = 634 \text{ daN/m}^2$$

- sulla platea principale (impulsiva):

$$\bar{p}_b = 202 \text{ daN/m}^2$$

- sulla platea della fossa (impulsiva):

$$\bar{p}_b = 30,5 \text{ daN/m}^2$$



I.2.4. ALTEZZA DEL MASSIMO SOVRALZO IN CASO DI SISMA

Sotto l'effetto di una forza sismica il fluido contenuto in una vasca è soggetto ad una certa oscillazione e la massima ampiezza dell'onda sul pelo libero è data dalla seguente formula (Eurocodice 8 - parte 4, punto A.2.1.3):

$$d_{\text{max}} = 0,84 \cdot R \cdot A_n = 0,84 \cdot 6,00 \cdot 0,0432 = 0,22 \text{ m}$$

Avendo un franco di circa 50 cm tra il pelo libero e la testa dei muri, risulta che non si ha fuoriuscita di liquame dalla vasca durante un'eventuale evento sismico.

I.2.5. CARICHI PASSERELLA

Permanenti

grigliato metallico:

25 daN/m²

Variabili

Ambienti suscettibili di affollamento (balconi, ecc.) - cat. C2:

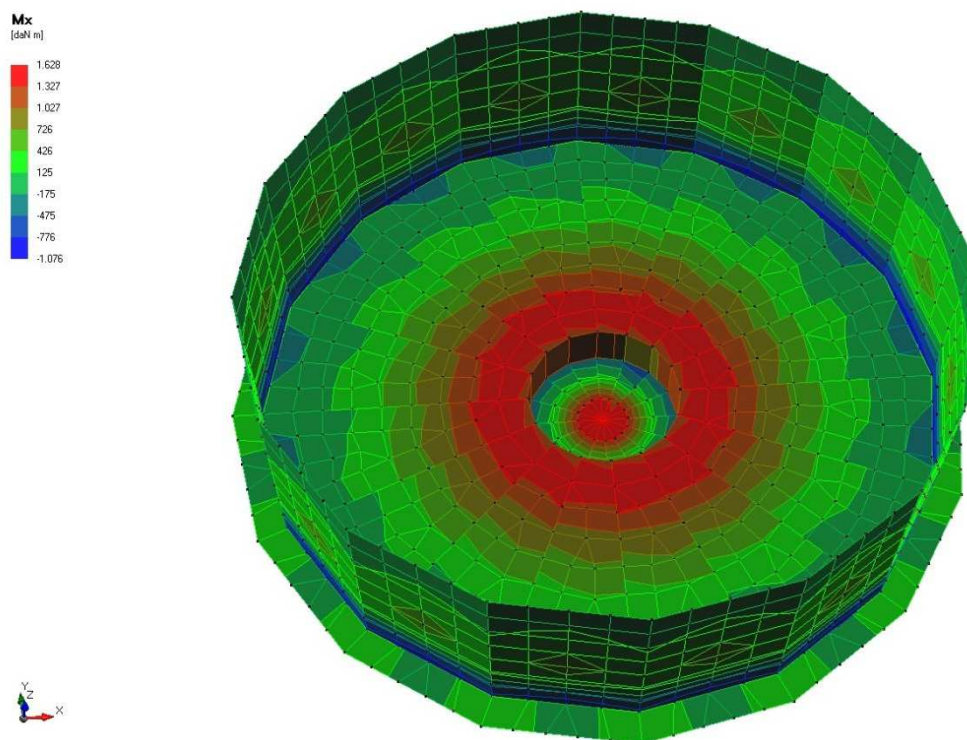
400 daN/m²

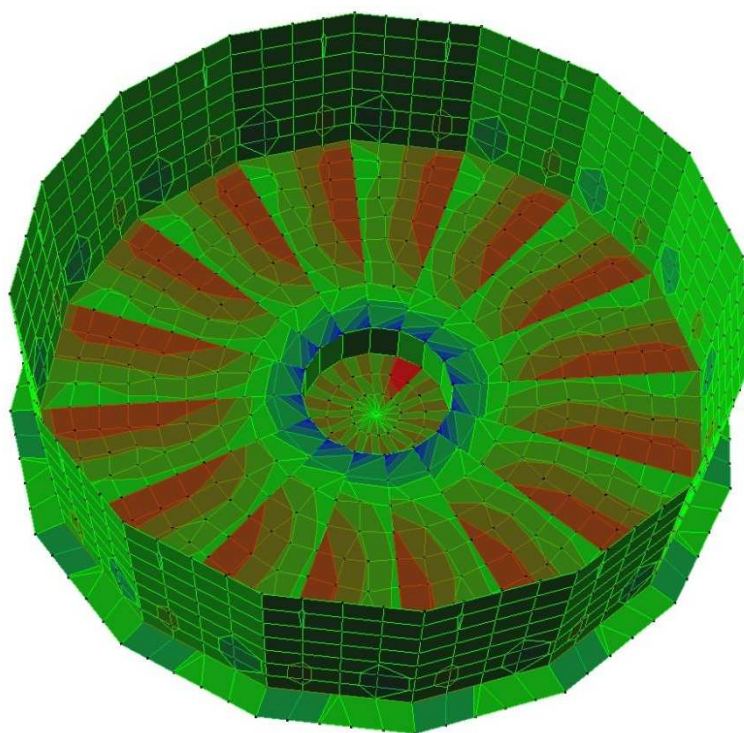
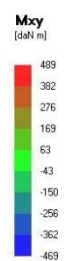
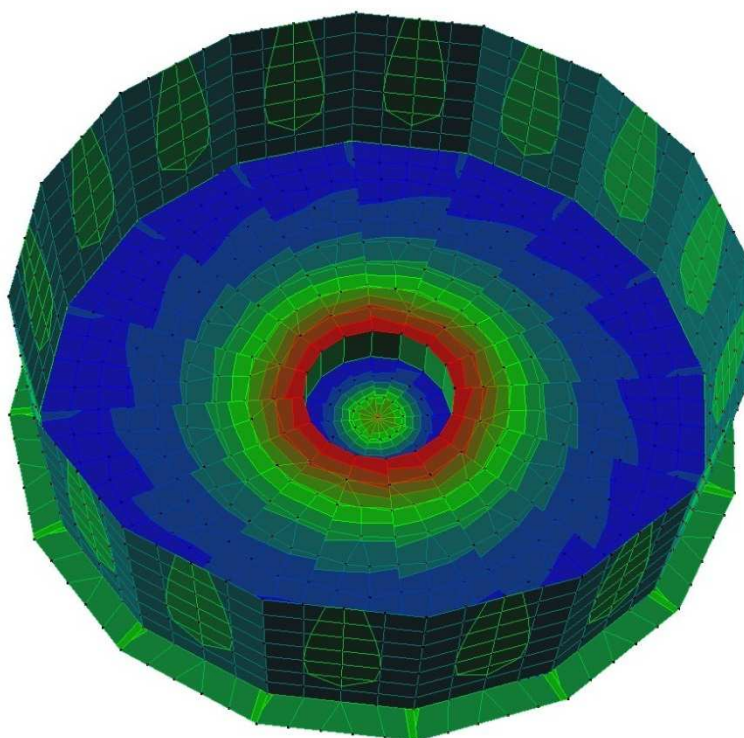
J. CALCOLO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

J.1 – VASCA SEDIMENTATORE

Come detto in precedenza il sedimentatore è stato modellato nella sua interezza all'interno del programma di calcolo agli elementi finiti. Sono state associate le caratteristiche geometriche, dei materiali, i vincoli e i carichi. Per le platee è stato impostato un valore della costante k di Winkler pari a $0,2 \text{ daN/cm}^3$. Sono state poi svolte sul modello così costruito un'analisi statica e un'analisi sismica (dinamica modale). Il software ha fornito in entrambi i casi, come primo risultato, i diagrammi delle sollecitazioni sugli elementi bidimensionali (muri e platee):

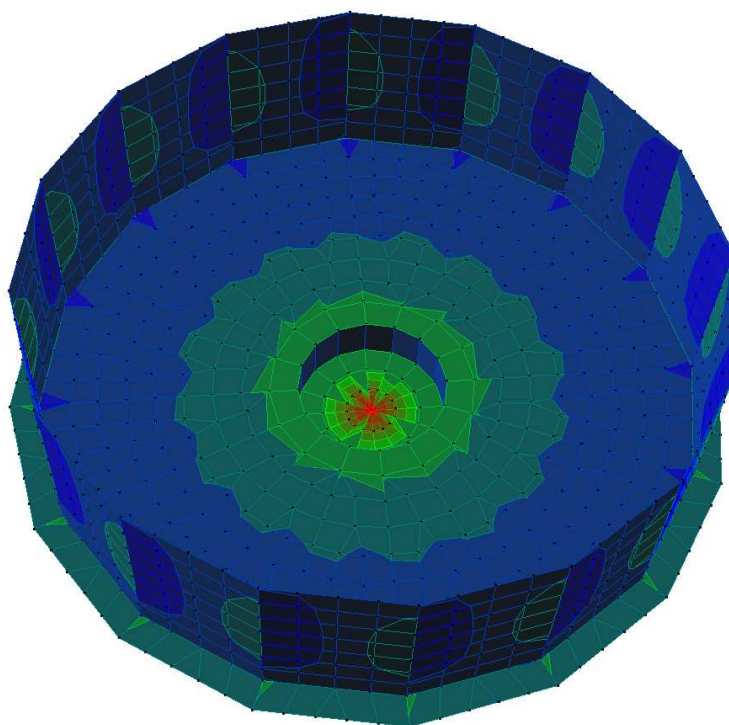
analisi statica





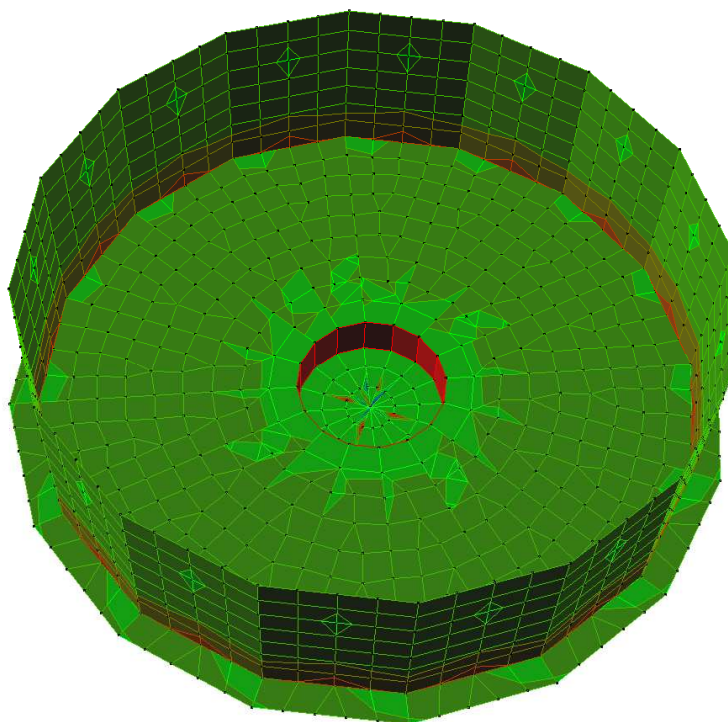
Txz
[daN]

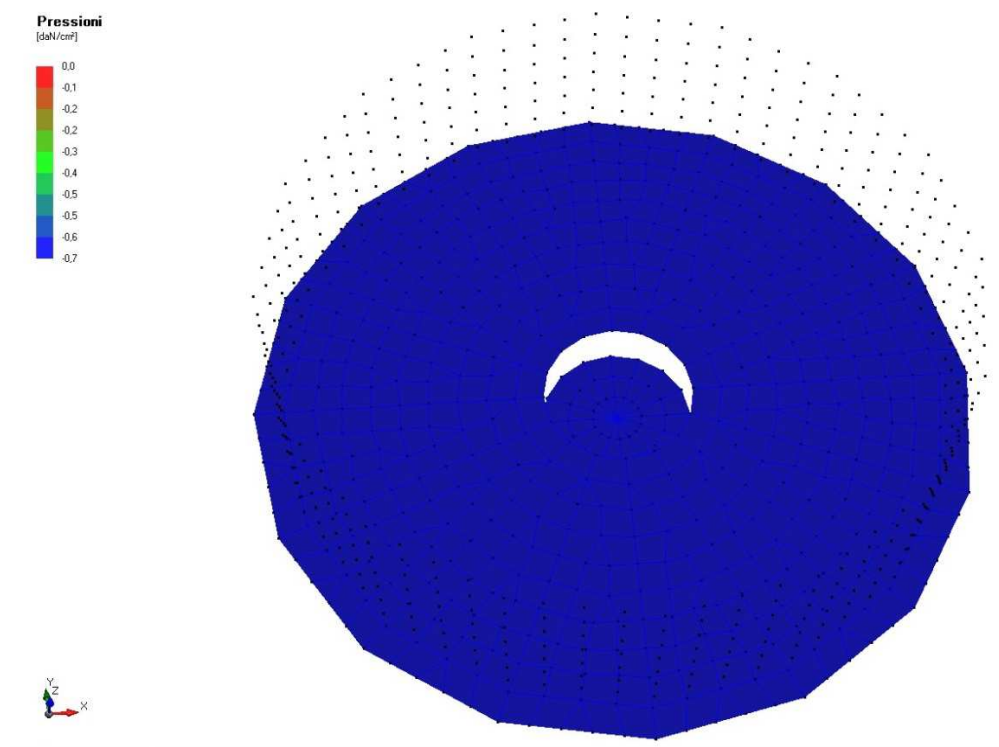
10.524
9.156
7.789
6.422
5.054
3.687
2.320
953
-415
-1.782



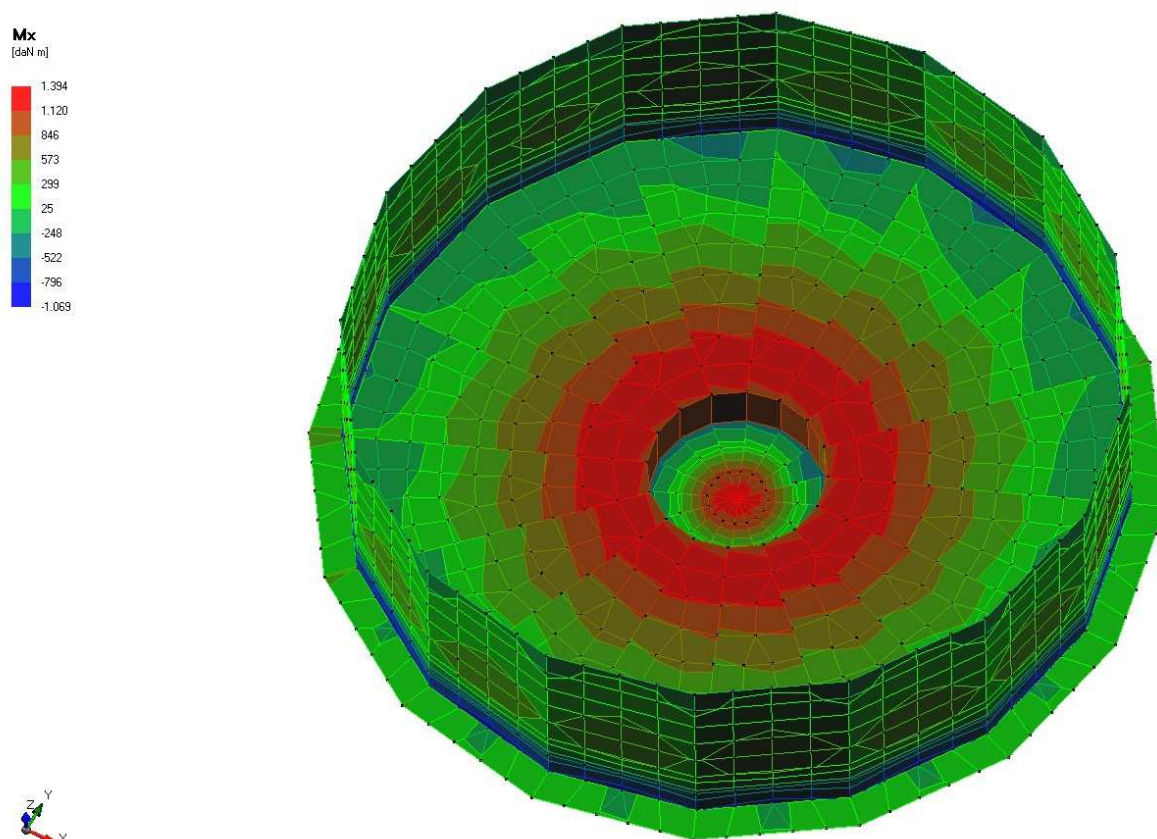
Tyz
[daN]

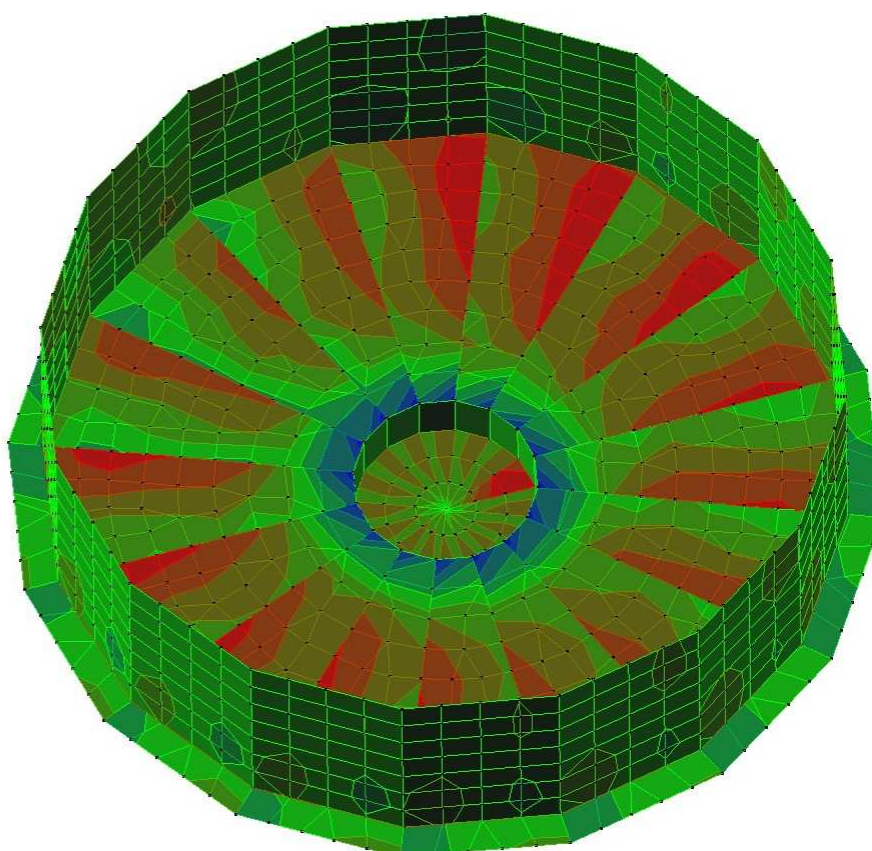
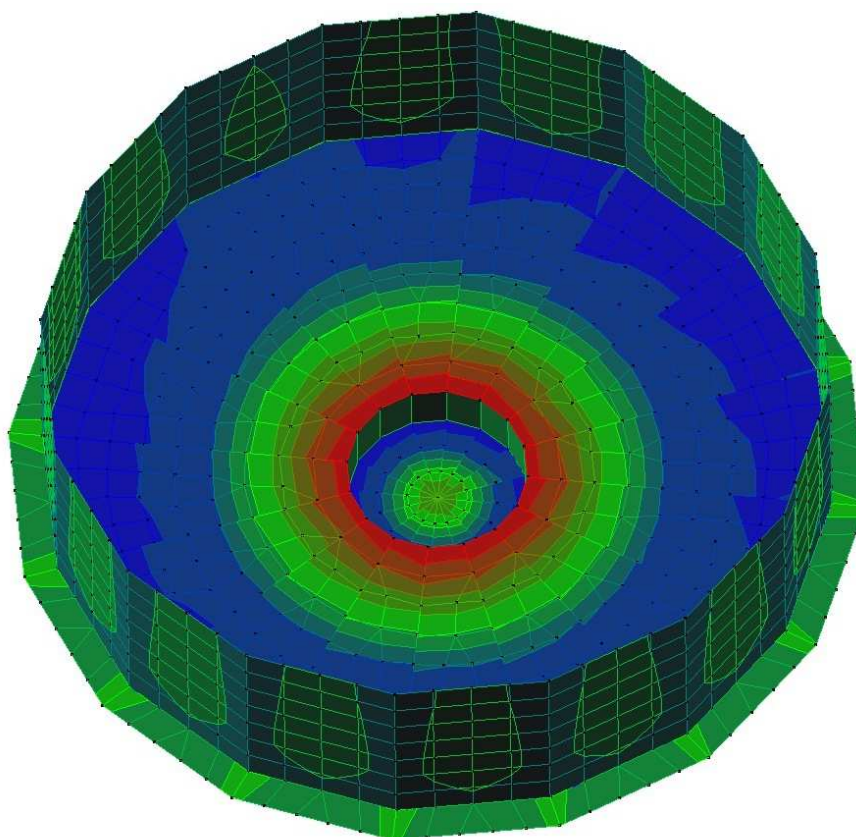
6.448
4.727
3.005
1.284
-438
-2.160
-3.881
-5.603
-7.325
-9.046

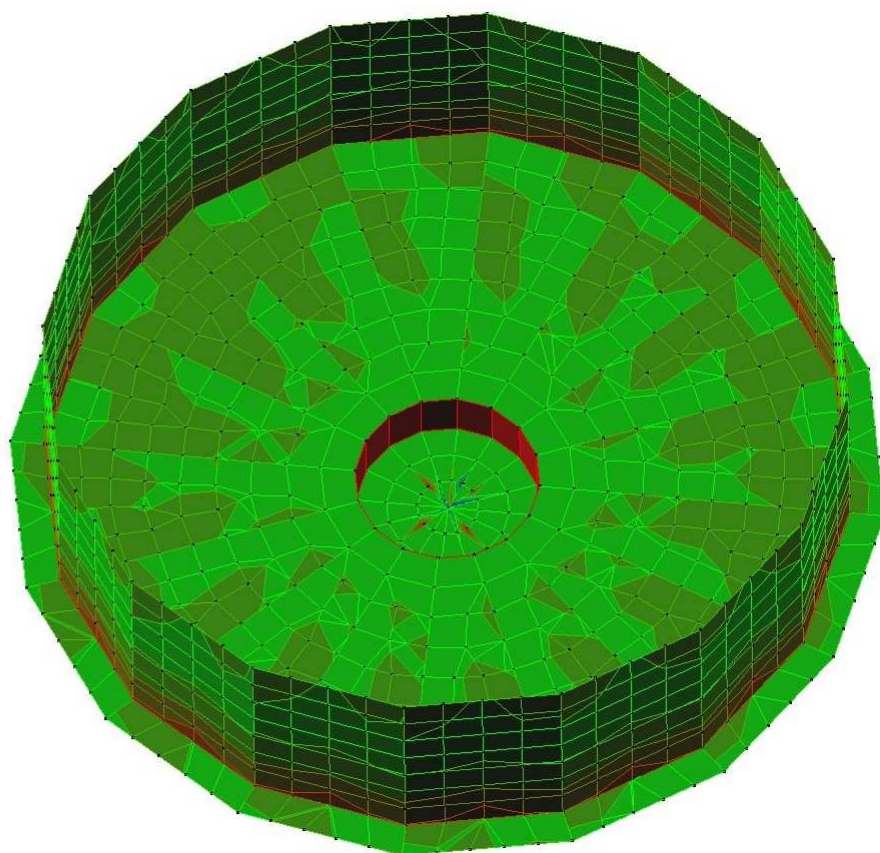
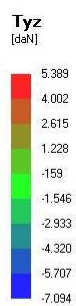
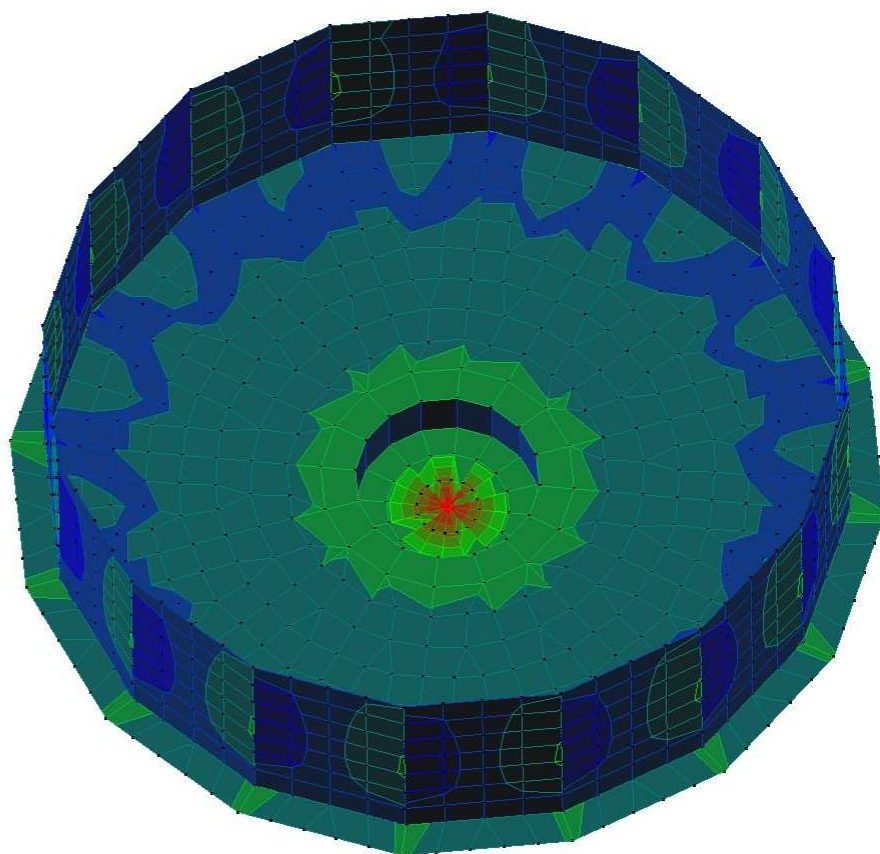
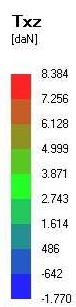


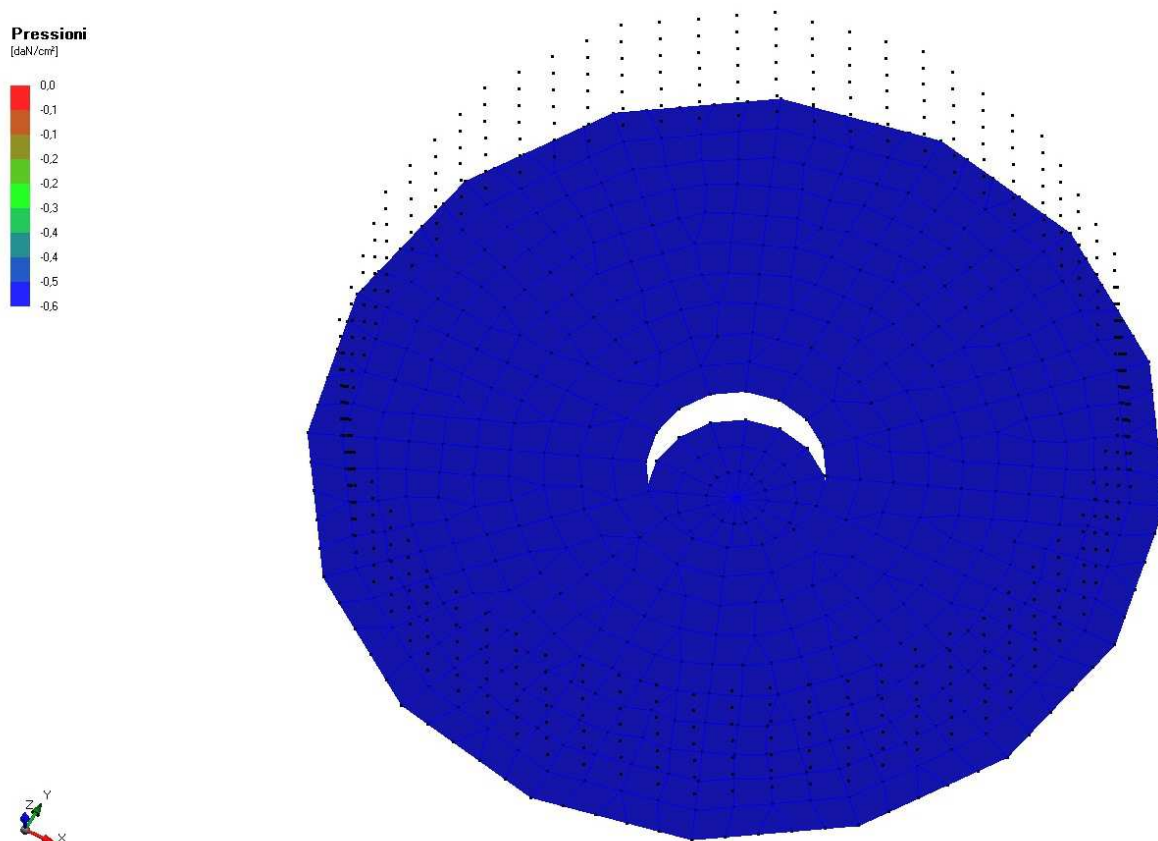


analisi sismica









J.1.1. PLATEE

Le platee, sia principale che della fossa, risultano suddivise nel modello in 16 parti uguali (come anticipato nel capitolo in cui si è descritto il modello di calcolo). Per ognuna delle platee è stata analizzata una singola parte ("fetta") sia in condizioni statiche che dinamiche. Il programma, applicando il metodo presentato in precedenza, fornisce l'armatura minima da garantire in tutti i nodi nelle direzioni x e y (del sistema locale), che per il nostro caso coincidono con la direzione radiale ed anulare.

Per garantire la quantità minima calcolata dal programma si è scelto di assumere come armature:

- radiale inferiore e superiore: 1 Φ 12 ogni 25 cm

- anulare inferiore e superiore: 1 Φ 12 ogni 30 cm

Verifica a fessurazione

Applicando i metodi di verifica proposti dalle NTC e dall'Eurocodice 2 ha stata determinata l'ampiezza delle fessure nella platea superiore (quella con spessore 40 cm). Considerando le condizioni ambientali "molto aggressive" (classe XA3) e l'utilizzo di armature "poco sensibili" (ferri per c.a. ad aderenza migliorata), si sono assunti i seguenti valori di ampiezza limite:

- combinazione delle azioni frequente: $w_{k,lim} = w_1 = 0,20 \text{ mm}$

- combinazione delle azioni quasi permanente: $w_{k,lim} = w_1 = 0,20 \text{ mm}$

Le verifiche sono state svolte per la platea superiore che risulta più sollecitata e con spessore minore. Essendo la platea un elemento bidimensionale con momenti flettenti nelle due direzioni principali, la verifica è stata sviluppata sia in direzione radiale che anulare. Nel caso specifico, avendo le stesse sollecitazioni per entrambe le combinazioni e ad avendo anche lo stesso limite di apertura delle fessure, la verifica è stata fatta solo una volta in direzione radiale e una in direzione anulare.

Per l'armatura in direzione radiale è stata assunto un passo delle barre di 18 cm, inferiore a quello medio di 25 cm, poiché il valore massimo di momento si ha in corrispondenza del "salto" tra le platee, dove le barre tendono ad avvicinarsi.

In appendice sono riportate le stampe dei fogli di calcolo utilizzati, mentre qui si espongono solo i risultati finali delle verifiche effettuate.

direzione radiale: $w_d = \mathbf{0,14 \text{ mm}} < 0,20 \text{ mm}$ OK

direzione anulare: $w_d = \mathbf{0,13 \text{ mm}} < 0,20 \text{ mm}$ OK

J.1.2. MURO DELLA VASCA

Il muro della vasca, che in realtà è circolare, nel modello è stato discretizzato con n°16 setti rettilinei. Per tenere conto dell'effettiva geometria e quindi dei valori di sollecitazione a cui è verosimilmente soggetto, sono stati svolti anche dei calcoli manuali applicando la teoria delle membrane per elementi con superficie cilindrica. Questi calcoli vengono qui presentati in modo riassuntivo:

$$\text{lunghezza caratteristica: } \lambda = \sqrt{\frac{1}{a \cdot s}} \cdot \sqrt[4]{3 \cdot (1 - \mu^2)}$$

dove: a = raggio nella superficie media della parete cilindrica = 6,125 m

s = spessore della parete = 0,25 m

μ = inverso del del modulo di Poisson = 1/8 per cls

$$\lambda = \sqrt{\frac{1}{6,125 \cdot 0,25}} \cdot \sqrt[4]{3 \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{8}\right)^2\right]} = 1,06 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda \cdot l = 1,06 \times 3,30 = 3,5 \quad \rightarrow \quad \text{Cilindro "lungo"}$$

(con l = altezza della parete)

In quattro sezioni (partendo dall'alto verso il basso) sono stati calcolati i valori delle sollecitazioni N_φ , T_y ed M_y (rispettivamente sforzo normale in direzione anulare, taglio in direzione radiale, momento flettente):

$$N_{\varphi} = a \cdot \gamma \cdot l \cdot \left[\frac{l-y}{l} + \frac{1}{\lambda \cdot l} \cdot B(\lambda \cdot y) - A(\lambda \cdot y) \right]$$

$$T_y = \frac{\gamma}{\lambda} \cdot \left[l \cdot D(\lambda \cdot y) - \frac{A(\lambda \cdot y)}{2} \right]$$

$$T_y = \frac{\gamma \cdot l}{2 \cdot \lambda^2} \cdot \left[C(\lambda \cdot y) - \frac{1}{\lambda \cdot l} \cdot D(\lambda \cdot y) \right]$$

dove: y = coordinata lungo la verticale del muro cilindrico con origine sul fondo;

i parametri A, B, C, D sono tabellati in funzione di $\lambda \cdot y$.

Nella tabella sottostante vengono riportati i valori calcolati in condizioni di esercizio (senza fattori amplificativi per le azioni a SLU):

sez.	y	$\lambda \cdot y$	A	B	C	D	N_{φ} [daN]	T_y [daN/m]	M_y [daN*m/m]
0	3,00	3,18	-0,0431	-0,0016	-0,0399	-0,0415	288	-120	-45
1	2,00	2,12	0,0397	0,1024	-0,165	-0,0627	8.515	-235	-238
2	1,00	1,06	0,4716	0,3023	-0,1328	0,1694	6.989	335	-293
3	0,00	0,00	1	0	1	1	0	2.906	1.144

Il singolo setto in cui è stato suddiviso il muro cilindrico è stato quindi verificato con le seguenti combinazioni di sollecitazioni:

- Note:
- lo sforzo normale verticale N è stato assunto dai calcoli del programma
 - la sollecitazione N_{φ} calcolata precedentemente viene considerata come taglio in direzione y (T_y)
 - per le combinazioni a SLU le sollecitazioni vengono amplificate per 1,3 (ci sono solo carichi permanenti)
 - i valori precedenti vengono moltiplicati per la lunghezza del setto (circa 2,40 m)

Condizioni statiche

SLU

sezione alla base del muro:

N	-6.490
M_x	0
M_y	3.569
T_x	9.067
T_y	0

sezione a 2 m di altezza:

N	-2.855
M_x	0
M_y	-742
T_x	-734
T_y	11.070

SLE (comb. rara, frequente, quasi permanente)

sezione alla base del muro:

N	-4.992
M _x	0
M _y	2.746

Condizioni sismiche

SLV

sezione alla base del muro:

N	-5.185
M _x	0
M _y	3.282
T _x	8.338
T _y	0

sezione a 2 m di altezza:

N	-2.100
M _x	0
M _y	-682
T _x	-674
T _y	10.179

Si riporta di seguito il prospetto di calcolo e verifica del setto fornito dal programma. Si sono considerate solo le condizioni statiche (SLU ed SLE), poiché danno le sollecitazioni peggiori:

1 Geometria della sezione

Caratteristiche della sezione

Nome della sezione:

Sezione

Area: 5.972,25 cm²

Materiale della sezione: C28/35

Materiale delle armature: B450C

Normativa di riferimento:

Stati limite Norme Tecniche 2008



Dati geometrici della sezione

Coordinata baricentrica	xG =	0,00 cm	Coordinata baricentrica	yG =	0,20 cm
Momento statico asse x	Sx =	1.194,45 cm ³	Momento statico asse y	Sy =	0,00 cm ³
Momento d'inerzia asse x	Ix =	28.402.511,19 cm ⁴	Momento d'inerzia asse y	Iy =	311.054,79 cm ⁴
Momento d'inerzia asse principale 1	I1 =	28.402.272,30 cm ⁴	Momento d'inerzia asse principale 2	I2 =	311.054,79 cm ⁴
Rotazione dell'asse principale 1	α1 =	0,00 °	Rotazione dell'asse principale 2	α2 =	90,00 °
Raggio d'inerzia asse principale 1	i1 =	68,96 cm	Raggio d'inerzia asse principale 2	i2 =	7,22 cm
Momento d'inerzia polare	Ixy =	0,00 cm ⁴	Momento d'inerzia torsionale	It =	1.151.972,99 cm ⁴

Coordinate dei vertici

Vertice	X [cm]	Y [cm]
1	-12,500	119,645
2	12,500	119,645
3	12,500	-119,245
4	-12,500	-119,245

Coordinate dell'armatura

Ferro	X [cm]	Y [cm]	Ø [mm]
1	-9,900	111,645	12
2	-9,900	93,071	12
3	-9,900	74,497	12
4	-9,900	55,923	12
5	-9,900	37,348	12
6	-9,900	18,774	12
7	-9,900	0,200	12
8	-9,900	-18,374	12
9	-9,900	-36,948	12
10	-9,900	-55,523	12
11	-9,900	-74,097	12
12	-9,900	-92,671	12
13	-9,900	-111,245	12
14	9,900	111,645	12
15	9,900	93,071	12
16	9,900	74,497	12
17	9,900	55,923	12
18	9,900	37,348	12
19	9,900	18,774	12
20	9,900	0,200	12
21	9,900	-18,374	12
22	9,900	-36,948	12
23	9,900	-55,523	12
24	9,900	-74,097	12
25	9,900	-92,671	12
26	9,900	-111,245	12

Staffatura

Ø 10 ogni 25 cm, 2 bracci in X

Ø 10 ogni 25 cm, 2 bracci in Y

Sollecitazioni

Carichi Stato Limite Ultimo

Combinazione	Azione assiale N [daN]	Taglio Tx [daN]	Taglio Ty [daN]	Momento flettente Mx [daN m]	Momento flettente My [daN m]	Momento torcente Mt [daN m]
1	-6.490	9.067	0	0	3.569	0
2	-2.855	-734	11.070	0	-742	0

Carichi Stato Limite di Esercizio

Combinazione	Azione assiale N [daN]	Momento flettente Mx [daN m]	Momento flettente My [daN m]	Condizione di esercizio	Aggressività ambiente
1	-4.992	0	2.746	rara	alta
2	-4.992	0	2.746	frequente	alta
3	-4.992	0	2.746	quasi perm.	alta

2 Verifiche della sezione

Indicazioni generali

2.1 Stato limite ultimo: resistenza ad azione assiale e flettente (cfr. NTC - § 4.1.2.1.2.4)

Verifica ad azione assiale e flessione semplice

	NEd [daN]	MEd [daN m]	MRd [daN m]	Csicurezza	Verifica I	εc [‰]	εs [‰]	Campo	ξ	ξlim	Verifica II	δ [%]
A	-6.490	3.569	13.211	3,70	SI	3,50	29,34	III	0,107	0,450	SI	0,70
B	-2.855	-742	-12.901	17,39	SI	3,50	29,88	III	0,105	0,450	SI	0,70

NEd: azione assiale sollecitante (negativa a compressione, positiva a trazione)

MRd: momento resistente ultimo della sezione corrispondente a NEd

Verifica: per resistenza a tenso/presso – flessione (cfr. NTC par. 4.1.2)

εc: deformazione ultima del calcestruzzo

Campo: campo di rottura della sezione

ξlim: limite normativo del rapporto x/d

δ: percentuale residua minima per la ridistribuzione (solo per travi e solette)

MEd: momento sollecitante

Csicurezza: coefficiente di sicurezza calcolato ad azione assiale costante

εs: deformazione ultima dell'acciaio

ξ: rapporto x/d

Verifica: rottura duttile della sezione ($\xi < \xi_{lim}$)

2.2 Stato limite ultimo: resistenza a taglio e torsione (cfr. NTC - § 4.1.2.1.3 e § 4.1.2.1.4)

Verifica con armatura trasversale resistente a taglio in direzione y

	dy [cm]	bw,y [cm]	αc [-]	σcp [daN/cm²]	f'cd [daN/cm²]	s [cm]	α [°]	Asw,y [cm²]	fyd [daN/cm²]
B	230,9	25,0	1,0	0,5	82,3	25	90	1,6	3.913,0

dy: altezza minima della sezione (per le sezioni circolari è valutata con $0,45 \cdot D + 0,64 \cdot (d-D/2)$ con D diametro della sezione)

bw,y: larghezza minima della sezione (per le sezioni circolari è valutata come $0,9 \cdot D$ con D diametro della sezione)

αc: coefficiente maggiorativo

σcp: tensione media di compressione nella sezione

f'cd: resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

s: interasse tra due armature trasversali consecutive

α: angolo di inclinazione dell'armatura trasversale

fyd: tensione caratteristica di snervamento

	θ [°]	ctg θ [-]	VRcd,y [daN]	VRsd,y [daN]	VRd,y [daN]	VEd,y [daN]	CV	Verifica
B	21,8	2,5	148.408	127.092	127.092	11.070	11,48	SI

θ: angolo di inclinazione dei puntoni di cls (cfr. NTC formula 4.1.16)

ctg θ: cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

VRcd,y: azione resistente a taglio dei puntoni di calcestruzzo in direzione y

VRsd,y: azione resistente a taglio dell'armatura trasversale in direzione y

VRd,y: azione resistente a taglio in direzione y

VEd,y: azione sollecitante a taglio in direzione y

Verifica: per resistenza a taglio (cfr. NTC formula. 4.1.17)

Verifica con armatura trasversale resistente a taglio in direzione x

	dx [cm]	bw,x [cm]	αc [-]	σcp [daN/cm²]	f'cd [daN/cm²]	s [cm]	α [°]	Asw,x [cm²]	fyd [daN/cm²]
A	22,4	238,9	1,0	1,1	82,3	25	90	1,6	3.913,0
B	22,4	238,9	1,0	0,5	82,3	25	90	1,6	3.913,0

dx: altezza minima della sezione (per le sezioni circolari è valutata con $0,45 \cdot D + 0,64 \cdot (d-D/2)$ con D diametro della sezione)

bw,x: larghezza minima della sezione (per le sezioni circolari è valutata come $0,9 \cdot D$ con D diametro della sezione)

αc: coefficiente maggiorativo

σcp: tensione media di compressione nella sezione

f'cd: resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

s: interasse tra due armature trasversali consecutive

α: angolo di inclinazione dell'armatura trasversale

fyd: tensione caratteristica di snervamento

	θ [°]	ctg θ [-]	VRcd,x [daN]	VRsd,x [daN]	VRd,x [daN]	VEd,x [daN]	CV	Verifica
A	21,8	2,5	138.088	28.252	28.252	9.067	3,12	SI
B	21,8	2,5	137.581	27.764	27.764	-734	-37,83	SI

θ : angolo di inclinazione dei puntoni di cls (cfr. NTC formula 4.1.16)

ctg θ : cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

VRcd,x: azione resistente a taglio dei puntoni di calcestruzzo in direzione x

VRsd,x: azione resistente a taglio dell'armatura trasversale in direzione x

VRd,x: azione resistente a taglio in direzione x

VEd,x: azione sollecitante a taglio in direzione x

Verifica: per resistenza a taglio (cfr. NTC formula. 4.1.17)

2.3 Stati limite di esercizio: tensioni di esercizio e fessurazione (cfr. NTC - § 4.1.2.2)

Verifica tensioni di esercizio (cfr. NTC - § 4.1.2.2.5)

	Combinazione	N _{Ed} [daN]	M _{Ed,x} [daN m]	M _{Ed,y} [daN m]	σ_c [daN/cm ²]	$\sigma_{c,limite}$ [daN/cm ²]	Verifica I	$\sigma_{s,trazione}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{s,comp}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{s,limite}$ [daN/cm ²]	Verifica II
A	Rara	-4.992	2.746	2.746	-10,5	174,3	SI	103,4	-126,8	3.600,0	SI
B	Frequente	-4.992	2.746	2.746	-10,5	-	-	103,4	-126,8	-	-
C	Quasi permanente	-4.992	2.746	2.746	-10,5	130,7	SI	103,4	-126,8	-	-

N_{Ed}: azione assiale sollecitante (negativa a compressione, positiva a trazione)

M_{Ed,x}: momento sollecitante attorno all'asse X

M_{Ed,y}: momento sollecitante attorno all'asse Y

σ_c : massima tensione di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{c,limite}$: tensione limite di compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{s,trazione}$: massima tensione di trazione nelle barre di acciaio

$\sigma_{s,compressione}$: massima tensione di compressione nelle barre di acciaio

$\sigma_{s,limite}$: tensione limite nelle barre di acciaio

Verifica I: tensione massima nel calcestruzzo (cfr. NTC form.4.1.40/41)

Verifica II: tensione massima nelle barre di acciaio (cfr. NTC form.4.1.42)

Verifica allo stato limite di fessurazione: apertura delle fessure (cfr. NTC - § 4.1.2.2.4)

	Combinazione	N [daN]	M _{Ed,x} [daN m]	M _{Ed,y} [daN m]	ϵ_{sm} [mm]	Δ_{sm} [mm]	w _m [mm]	w _d [mm]	w _{lim} [mm]	Verifica
B	Frequente	-4.992	2.746	2.746	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	SI
C	Quasi permanente	-4.992	2.746	2.746	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	SI

N_{Ed}: azione assiale sollecitante (negativa a compressione, positiva a trazione)

M_{Ed,x}: momento sollecitante attorno all'asse X

M_{Ed,y}: momento sollecitante attorno all'asse Y

ϵ_{sm} : deformazione unitaria media delle barre di armatura

Verifica: tensione massima nel calcestruzzo (cfr. NTC form.4.1.40/41)

Δ_{sm} : distanza media tra le fessure

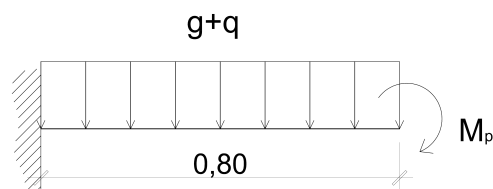
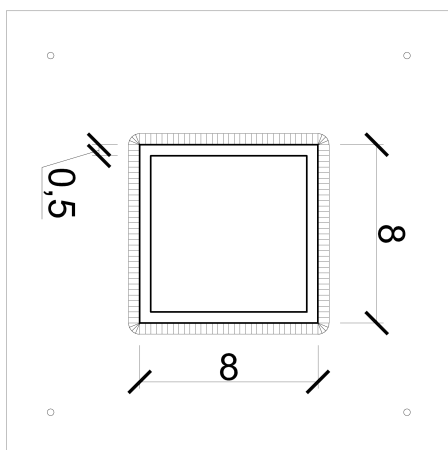
w_m: ampiezza media delle fessure

w_d: ampiezza di calcolo delle fessure

w_{lim}: ampiezza nominale delle fessure (w1, w2, w3)

J.2 – MENSOLA PASSERELLA

La passerella che gira intorno alla vasca è realizzata con struttura in acciaio. La pavimentazione con pannelli in grigliato metallico elettrosaldato è sostenuta da mensole posizionate con interasse di circa 1,10 m e lunghezza di 80 cm. Ogni mensola è costituita da profilato cavo quadrato 80 x 80 x 5 mm ed è saldata su piastra in acciaio ancorata nel getto della parete del sedimentatore. In testa ad ogni mensola è saldato il montante del parapetto.



Gli elementi utilizzati sono in acciaio S235.

Nella tabella vengono riportati i dati della sezione e la sua classificazione:

Lunghezza nominale del lato più corto di un profilo cavo a sezione rettangolare:	B	80,00	[mm]
Lunghezza nominale del lato più lungo di un profilo cavo a sezione rettangolare:	H	80,00	[mm]
Spessore nominale	T	5,00	[mm]
Raggio di raccordo esterno	r_o	10,00	[mm]
Raggio di raccordo interno	r_i	5,00	[mm]

Calcolo dei valori ausiliari

π	3,141593	[-]
A_x	21,46	[mm ²]
A_z	5,37	[mm ²]
$h_{x,f}$	37,77	[mm]
$h_{x,d}$	37,77	[mm]
$h_{z,f}$	33,88	[mm]
$h_{z,d}$	33,88	[mm]
I_{xx}	75,45	[mm ⁴]
I_{zz}	4,72	[mm ⁴]
h	287,12	[mm]
R_c	7,50	[mm]
A_h	5576,71	[mm ²]
K	194,23	[mm ²]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	14,4	[cm ²]
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I_{yy}	131,4	[cm ⁴]
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I_{zz}	131,4	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_{yy}	3,03	[cm]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_{zz}	3,03	[cm]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,yy}$	32,9	[cm ³]

Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,zz}$	32,9 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	39,7 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,zz}$	39,7 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	218 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C_t	49,7 [cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio

f_y 235 [MPa]

Coefficiente ϵ

ϵ 1,00 [-]

Classificazione delle anime

Lunghezza del lato più lungo depurata dei raccordi

c 60,00 [mm]

Spessore

t 5,00 [mm]

Rapporto larghezza e spessore

c/t_w 12,00 [-]

Classificazione per flessione

CLASSE 1

Classificazione per compressione

CLASSE 1

Classificazione delle ali

Larghezza del lato più corto depurata dei raccordi

c 60 [mm]

Spessore

t 5,00 [mm]

Rapporto larghezza e spessore

c/t_f 12,00 [-]

Classificazione per flessione

CLASSE 1

Classificazione per compressione

CLASSE 1

Analisi carichi mensola:

- carico distribuito:

permanenti: grigliato $25 \text{ daN/m}^2 \times 1,10 \text{ m} = 27,5 \text{ daN/m}$

mensola 11,1 daN/m

tot. g = 38,6 daN/m

variabili: folla $q = 400 \text{ daN/m}^2 \times 1,10 \text{ m} = 440 \text{ daN/m}$

- momento concentrato in punta (dato dalla spinta sul parapetto, considerato come carico variabile):

considerando una spinta sul mancorrente pari a 150 daN/m, su ogni montante avrò una forza orizzontale concentrata: $S = 150 \text{ daN/m} \times 1,15 \text{ m} = 172,5 \text{ daN}$

il momento alla base del montante è quindi: $M_p = 172,5 \text{ daN} \times 1,10 \text{ m} = 190 \text{ daN}\cdot\text{m}$

J.2.1. VERIFICHE MENSOLA A SLU E A SLE

Il carico distribuito a stato limite ultimo vale:

$$q_{slu} = 1,3 \times 38,6 + 1,5 \times 440 = 710 \text{ daN/m}$$

Il momento concentrato trasmesso dal parapetto a stato limite ultimo vale:

$$M_{p,slu} = 1,5 \times 190 = 285 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

VERIFICA A FLESSIONE

Il momento all'incastro vale:

$$M_{Ed} = \frac{q_{slu} \cdot l^2}{2} + M_{p,slu} = \frac{710 \cdot 0,80^2}{2} + 285 = 512 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Il momento resistente è:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{39,7 \cdot 2.350}{1,05} = 88.852 \text{ daN} \cdot \text{cm} = 888,52 \text{ daN} \cdot \text{m} > M_{Ed} \quad \text{OK}$$

VERIFICA A TAGLIO

Il taglio massimo si ha nell'incastro:

$$V_{Ed} = q_{slu} \cdot l = 710 \cdot 0,80 = 568 \text{ daN}$$

Si calcola l'area resistente a taglio del profilato cavo quadro:

$$A_v = \frac{A \cdot h}{b + h} = \frac{14,4 \cdot 8}{8 + 8} = 7,2 \text{ cm}^2$$

La resistenza a taglio vale quindi:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{7,2 \cdot 2.350}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 9.304 \text{ daN} > V_{Ed} \quad \text{OK}$$

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

Si adotta la combinazione rara dello Stato Limite di Esercizio.

Carico distribuito: $q_{sle} = 1,0 \times 38,6 + 1,0 \times 440 = 479 \text{ daN/m}$

Il momento concentrato: $M_{p,sle} = 1,0 \times 190 = 190 \text{ daN} \cdot \text{m}$

La freccia elastica per travi a mensola viene calcolata come somma dei due contributi:

$$f_1 = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_{sle} \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{1}{8} \cdot \frac{4,79 \cdot 80^4}{2.100.000 \cdot 131,4} = 0,09 \text{ cm}$$

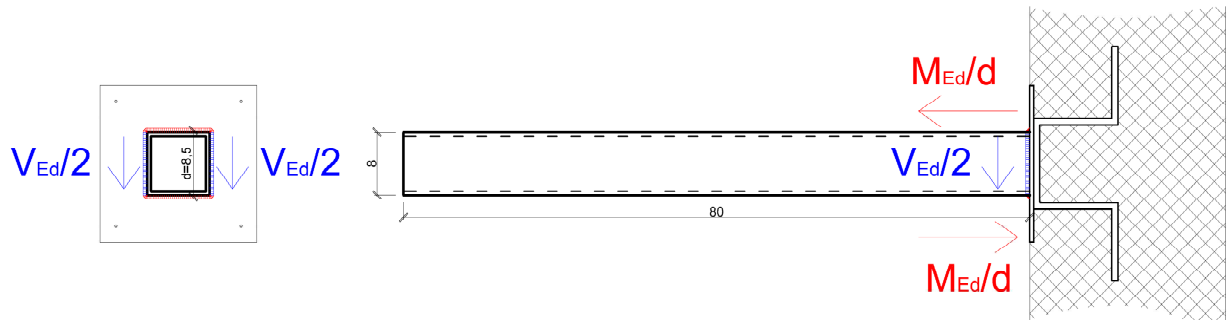
per il secondo contributo si applica il metodo della trave fittizia caricata con il diagramma di momento flettente reale generato dalla sola coppia concentrata (è un diagramma con valore uniforme pari a 190 daN*m). La freccia dipende dal momento fittizio:

$$f_2 = \frac{M^*}{E \cdot I} = \frac{\frac{19.000 \cdot 80^2}{2}}{2.100.000 \cdot 131,4} = 0,22 \text{ cm}$$

$$f_1 + f_2 = 0,09 + 0,22 = 0,31 \text{ cm} < f = \frac{l}{250} = \frac{80}{250} = 0,32 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

VERIFICA SALDATURE

Le quattro saldature a cordone d'angolo che vincolano di testa la mensola alla piastra di acciaio vengono sollecitate dal momento flettente d'incastro e dallo sforzo di taglio. Si considera di far assorbire gli sforzi derivanti dal momento flettente dalle due saldature orizzontali e gli sforzi di taglio dalle due saldature verticali.



Per il calcolo si applica il criterio semplificato proposto nel paragrafo 4.2.8.2.4 del D.M. 14/01/2008:

$$\frac{F_{w,Ed}}{F_{w,Rd}} \leq 1$$

con $F_{w,Ed}$ = forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza

$F_{w,Rd}$ = resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza

$$F_{w,Rd} = \frac{a \cdot f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}}$$

L'altezza di gola "a" della saldatura è stata considerata pari a 4 mm.

f_{tk} = resistenza a rottura dell'acciaio = 360 N/mm² (S235)

β = 0,80 (S235)

γ_{M2} = coefficiente di sicurezza per unioni saldate = 1,25

Saldature orizzontali

Le saldature sono sollecitate da una coppia di forze con valore:

$$F = M_{Ed} / d = 512 / 0,085 = 6.024 \text{ daN}$$

Essendo che il cordone di saldatura è lungo 80 mm si ha:

$$F_{w,Ed} = 6.024 \text{ daN} / 80 \text{ mm} = 75,3 \text{ daN/mm}$$

La resistenza vale:

$$F_{w,Rd} = \frac{4 \cdot 360}{\sqrt{3} \cdot 0,80 \cdot 1,25} = 831 N / mm = 83,1 daN / mm$$

Verifica: $\frac{75,3}{83,1} = 0,9 < 1$ OK

Saldature verticali

Ogni saldatura è sollecitata da metà della forza di taglio con valore:

$$F = V_{Ed} / 2 = 568 / 2 = 284 \text{ daN}$$

Essendo che il cordone di saldatura è lungo 80 mm si ha:

$$F_{w,Ed} = 284 \text{ daN} / 80 \text{ mm} = 3,55 \text{ daN/mm}$$

La resistenza vale:

$$F_{w,Rd} = \frac{4 \cdot 360}{\sqrt{3} \cdot 0,80 \cdot 1,25} = 831 N / mm = 83,1 daN / mm$$

Verifica: $\frac{3,55}{83,1} = 0,04 < 1$ OK

INDICE

A – PREMESSA	pag. 1
B – DESCRIZIONE DEL PROGETTO	pag. 1
C – PREMESSA ALLA RELAZIONE DI CALCOLO	pag. 5
D – DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI	pag. 5
E – NORMATIVA DI RIFERIMENTO	pag. 6
F – MODELLAZIONE DI CALCOLO	pag. 6
G – CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	pag. 9
G.1 – CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO	pag. 9
G.1.1 – CALCETRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE ED IN ELEVAZIONE A TENUTA IDRAULICA E A CONTATTO CON ACQUE REFLUE	pag. 9
G.1.2 – ACCIAIO PER C.A.	pag. 10
G.1.3 – DURABILITA'	pag. 10
G.2 – ACCIAIO PER CARPENTERIA	pag. 11
G.2.1 – ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	pag. 11
H – INFORMAZIONI SULL'ORIGINE, LE CARATTERISTICHE E LA VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	pag. 11
H.1 – CODICE DI CALCOLO	pag. 12
H.2 – METODO NUMERICO ADOTTATO	pag. 12
H.3 – CARATTERISTICHE DEL MODELLO	pag. 12
H.3.1 – TIPO ASTA	pag. 12
H.3.2 – TIPO SHELL	pag. 12
H.4 – TIPOLOGIE DI ANALISI SVOLTE DAL SOFTWARE	pag. 12
H.4.1 – ANALISI STATICA	pag. 12
H.4.2 – ANALISI SISMICA STATICA	pag. 13
H.4.3 – ANALISI SISMICA DINAMICA	pag. 13
H.5 – FORMULAZIONE DEL METODO	pag. 13
H.6 – METODO DI RISOLUZIONE DEL PROBLEMA DINAMICO	pag. 13
H.7 – METODI DI VERIFICA SVOLTI DAL SOFTWARE	pag. 14
H.7.1 – TENSIONI AMMISSIBILI	pag. 14
H.7.2 – STATI LIMITE	pag. 14
H.7.3 – STATO LIMITE ULTIMO	pag. 14
H.7.4 – STATO LIMITE DI ESERCIZIO	pag. 14
H.7.5 – STATO LIMITE DI DANNO	pag. 14
I – CARICHI SULLA STRUTTURA	pag. 19
I.1 – AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	pag. 19
I.2 – ANALISI DEI CARICHI	pag. 21
I.2.1 – PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA SEDIMENTATORE	pag. 21

I.2.2 – PRESSIONI IDROSTATICHE	pag. 21
I.2.3 – PRESSIONI IDRODINAMICHE	pag. 22
I.2.4 – ALTEZZA DEL MASSIMO SOVRALZO IN CASO DI SISMA	pag. 25
I.2.5 – CARICHI PASSERELLA	pag. 25
J – CALCOLO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	pag. 26
J.1 – VASCA SEDIMENTATORE	pag. 26
J.1.1 – PLATEE	pag. 32
J.1.2 – MURO DELLA VASCA	pag. 33
J.2 – MENSOLA PASSERELLA	pag. 38
J.2.1 – VERIFICHE MENSOLA A SLU E A SLE	pag. 40