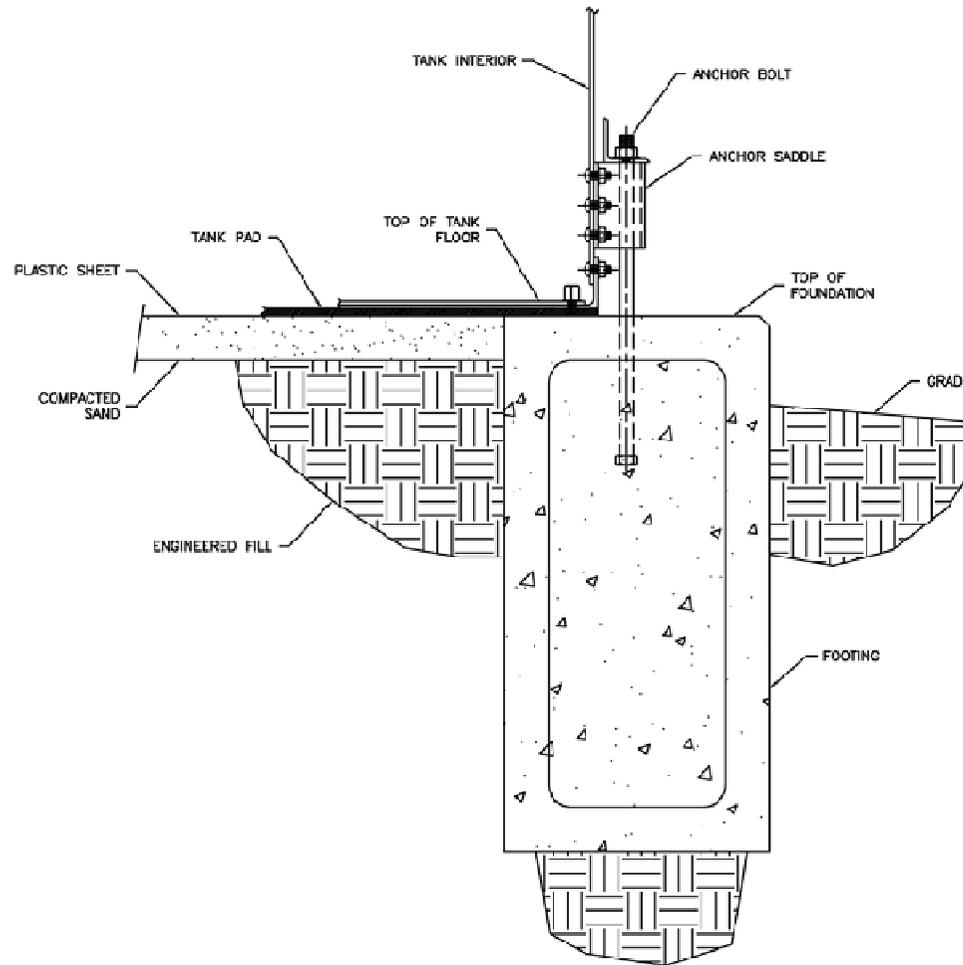


# Serbatoi in acciaio





# Silos e serbatoi



**APPROVAL**  
NOT PERMITTED FOR CONSTRUCTION

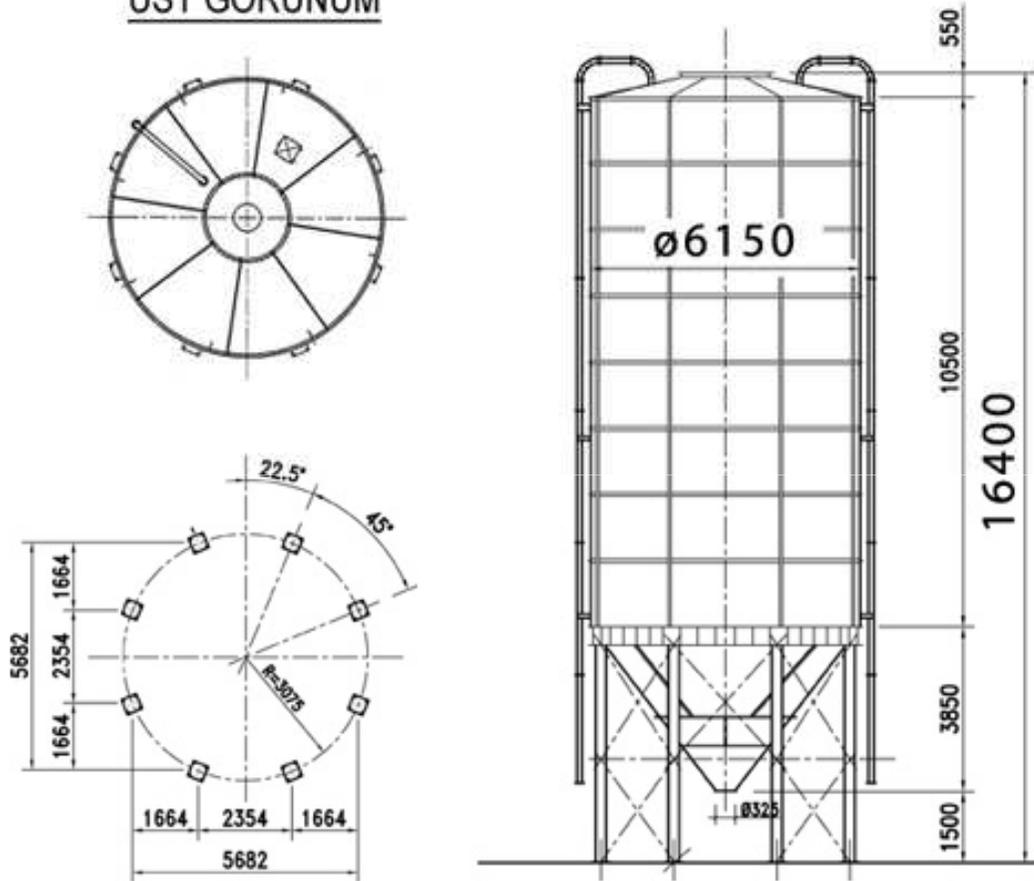
**TANK CONNECTION**  
 1801 S. 101st ST. - PLYMOUTH, MINNESOTA 55425  
 612-835-3012 - FAX: 612-488-1999

1				
NO.	REV. BY	DATE	REVISION	
CUSTOMER				
PROJECT NAME AND LOCATION				
DWG TITLE		RINGWALL FOOTER		
DWN BY	JT	4-7-09	JOB NO.	DWG NO. RINGWALL FOOTER
CHK BY				

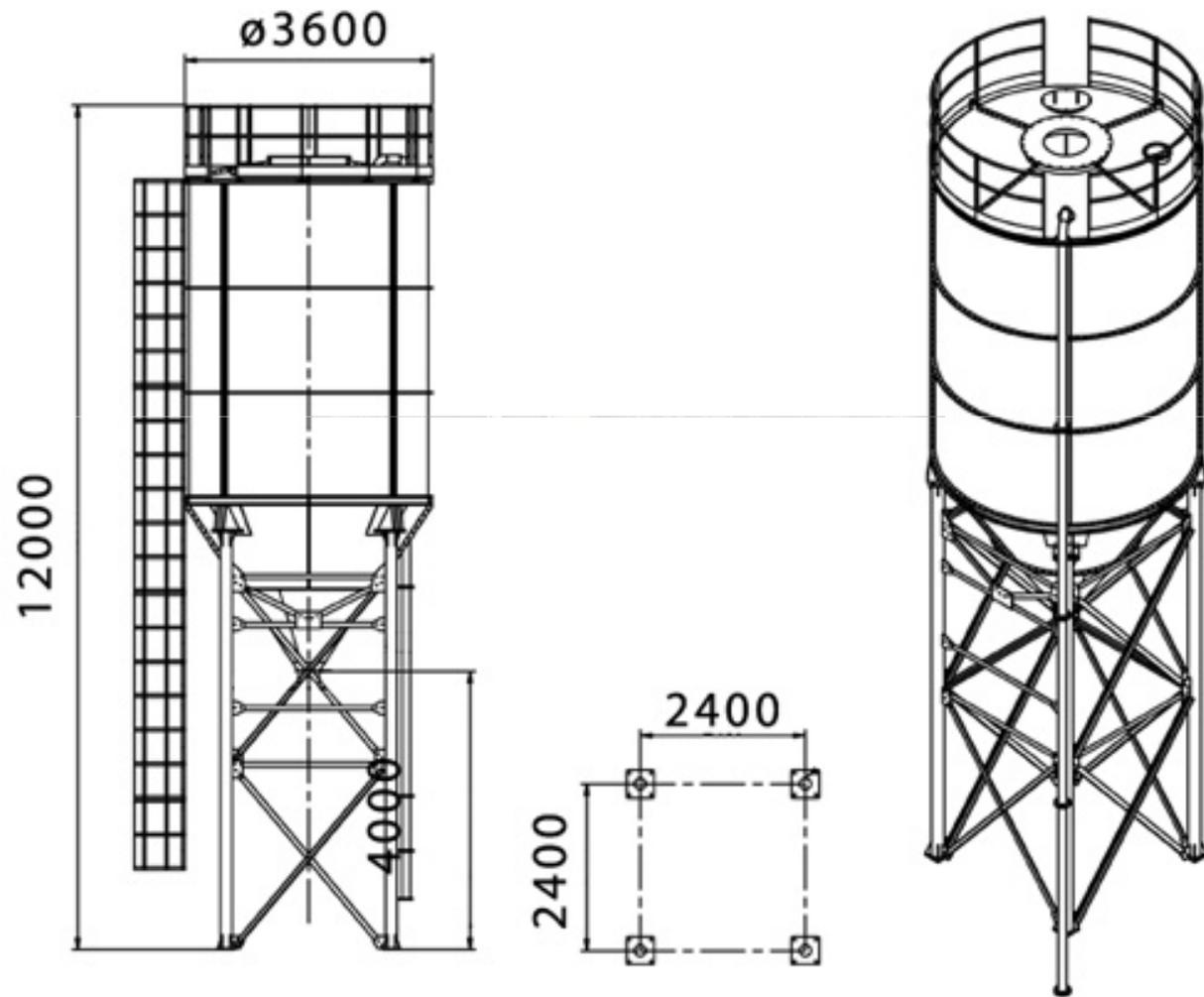


# Silos e serbatoi

ÜST GÖRÜNÜM



# Silos e serbatoi



# Silos e serbatoi in C.A.



# Anelli di fondazione in C.A.



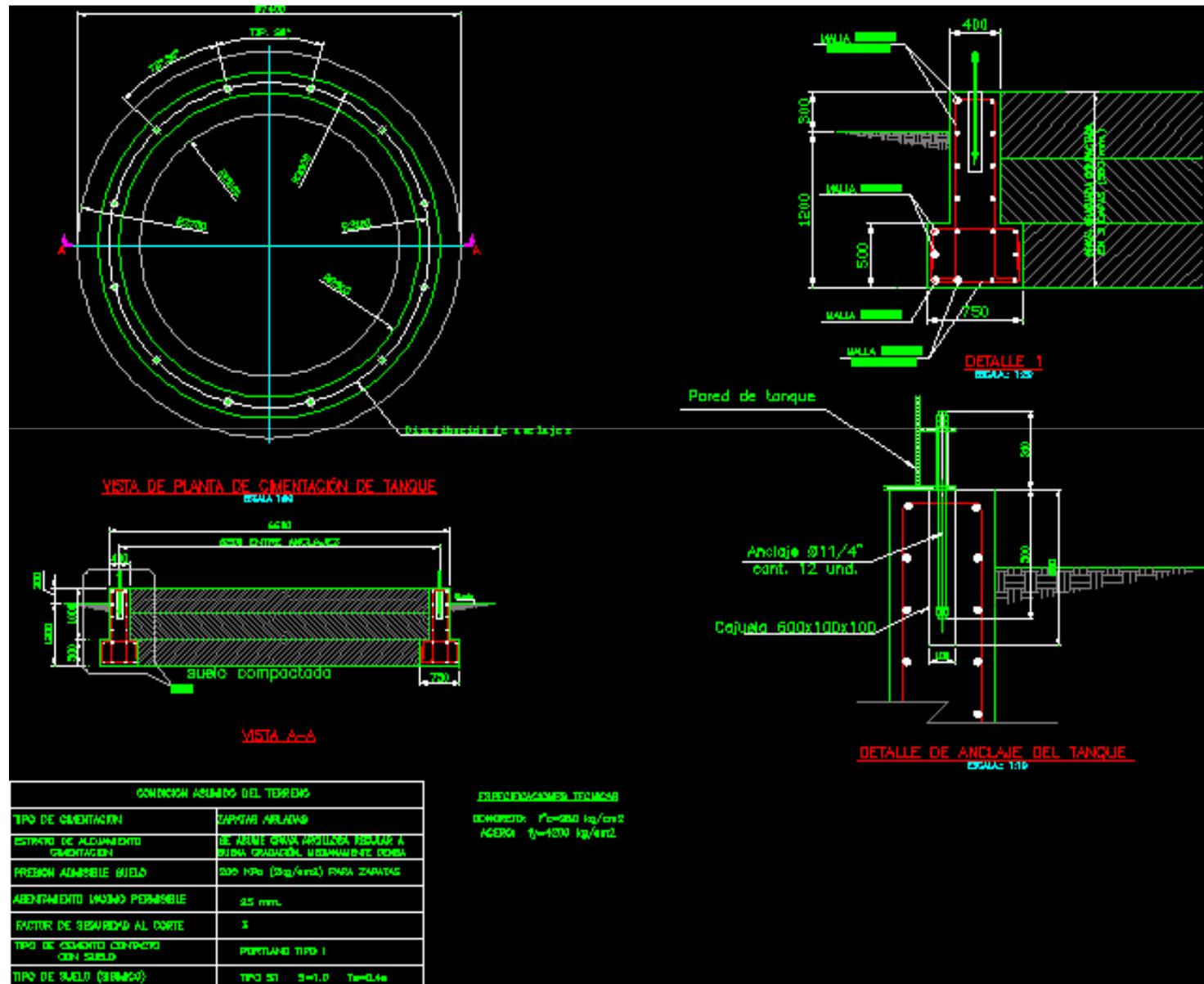
# Silos e serbatoi in C.A.



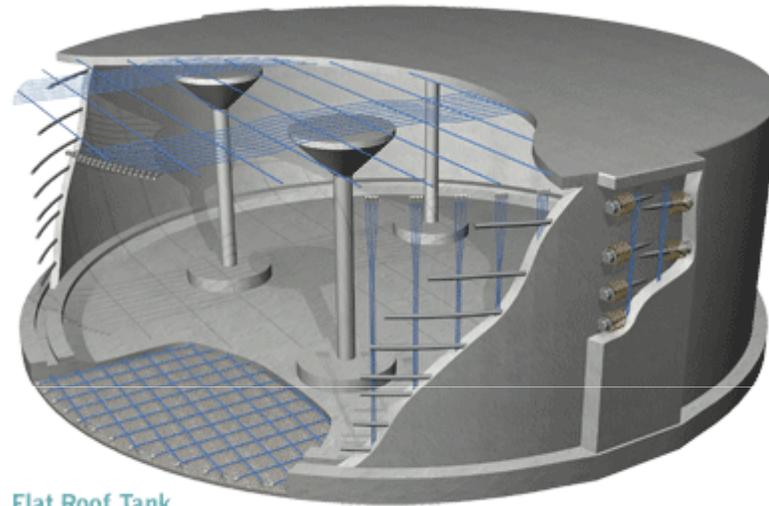
# Silos e serbatoi in C.A.



# Silos e serbatoi



# Silos e serbatoi in C.A. precompresso



prestressed concrete storage tanks reinforced with post-tensioning tendons  
This method actively reinforces the structure and significantly enhances its  
water-tightness and long-term durability

<http://www.durastortank.com/Home/tabid/1457/Default.aspx>

# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

**Nei serbatoi in c.a. ordinario ovviamente il maggiore pericolo è rappresentato dalla possibilità di fessurazione del calcestruzzo dovuta alla trazione degli anelli**

**Tale problema può essere facilmente risolto ricorrendo alla precompressione. In linea di principio, essa consiste nell'applicare delle pressioni, con direzione dall'esterno all'interno, uguali o maggiori delle pressioni dovute al liquido contenuto**

**In tali condizioni il serbatoio pieno è scarico se la pressione applicata uguaglia quella interna del liquido mentre è soggetto ad una forza residua se questa è inferiore**

**Ovviamente, la condizione di carico più sfavorevole per un serbatoio in c.a.p. è quella di serbatoio vuoto**

# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

## Serbatoio a vuoto

**In tal caso, agisce sulla parete l'intera pressione di precompressione che non è equilibrata dall'effetto, antagonista, del liquido contenuto all'interno**

**È anche evidente che il massimo sforzo si ha all'atto dell'applicazione della precompressione (e cioè prima che si siano verificate le cadute di tensione)**

**In tale fase si svolge perciò un vero e proprio collaudo statico del serbatoio**

# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

Per ottenere in tutte le sezioni una pressione residua costante si applica un carico di precompressione pari a:

$$\bar{p} = -(p + \Delta p)$$

Ovviamente si ha:  $\Delta p = \eta \cdot p_1$

In cui  $\eta = 0.1$  e

$p_1$  = pressione alla base del serbatoio

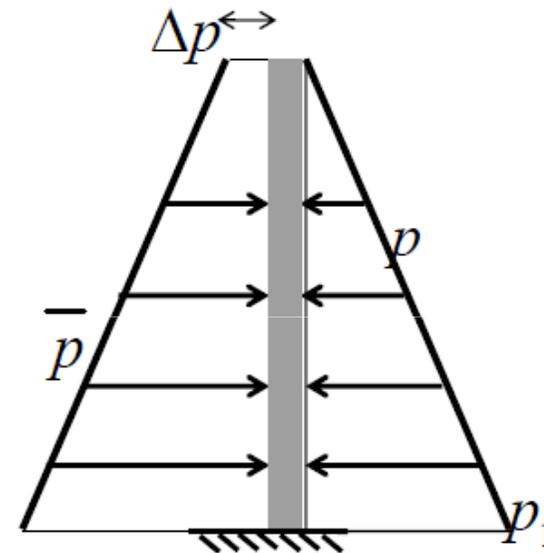
Il valore della precompressione sarà

$$Z = \bar{p}R$$

Il quantitativo di armature sarà

$$A_{s,p} = \bar{p}R / \sigma_{sp}$$

Tutto ciò è valido a cadute di tensione lente esaurite



# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

5

M. VONA

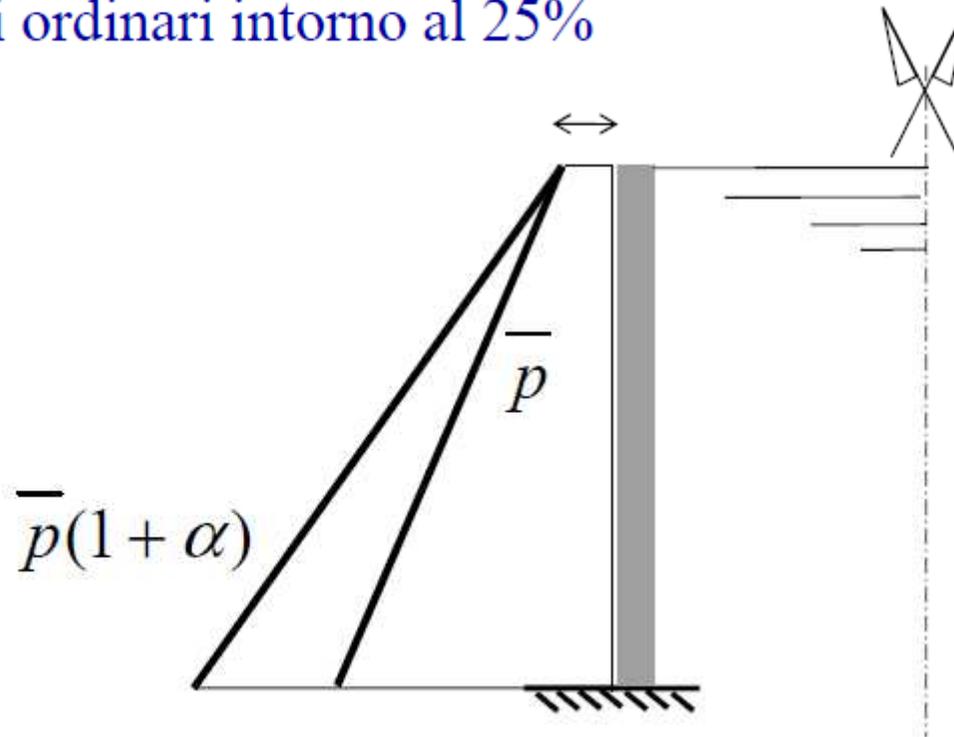
a.a. 2012 – 2013

PROGETTO DI STRUTTURE

Le verifiche del serbatoio dovranno essere eseguite prima delle cadute lente e quindi sotto l'azione di una pressione

$$\bar{p}' = \bar{p}(1 + \alpha)$$

Essendo  $\alpha$  il coefficiente di caduta di tensione valutabile nei casi ordinari intorno al 25%



# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

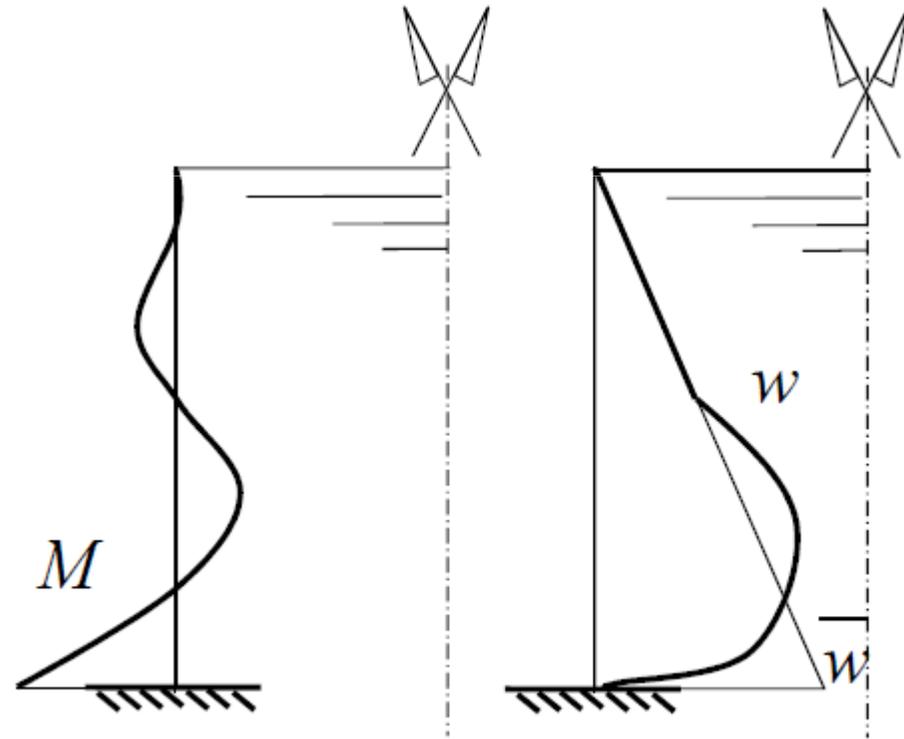
## Il momento flettente della striscia

Per assorbire il momento flettente della striscia verticale del tubo si può prevedere anche una precompressione assiale ( $V$ ) realizzata con cavi verticali equidistanti. In tal modo si esclude ogni sollecitazione di trazione anche nel senso delle generatrici

Per annullare la trazione al lembo esterno del serbatoio vuoto deve essere:

$$\frac{V}{s} - \frac{6M}{s^2} = 0$$

ovvero 
$$V = \frac{6M}{s}$$



# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

7

M. VONA

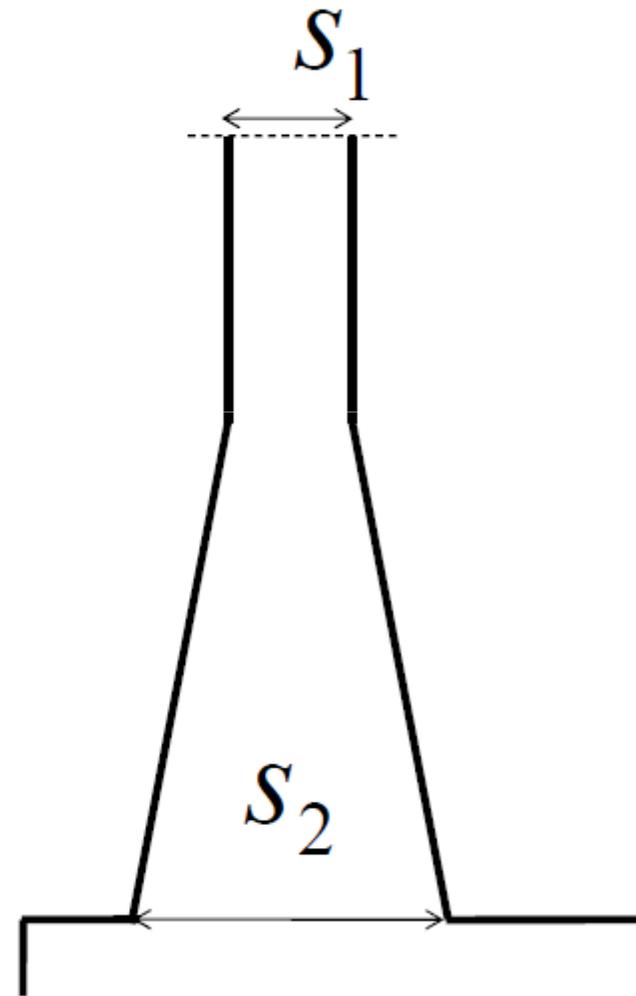
a.a. 2012 – 2013

PROGETTO DI STRUTTURE

Si può verificare spesso che la tensione di compressione massima sia superiore alla tensione massima di calcolo sul calcestruzzo

A tale inconveniente si può ovviare ringrossando le sezioni nella parte inferiore

Gli incrementi di sollecitazione dovuti a tale incremento di sezione può essere trascurato in rapporto all'incremento della resistenza

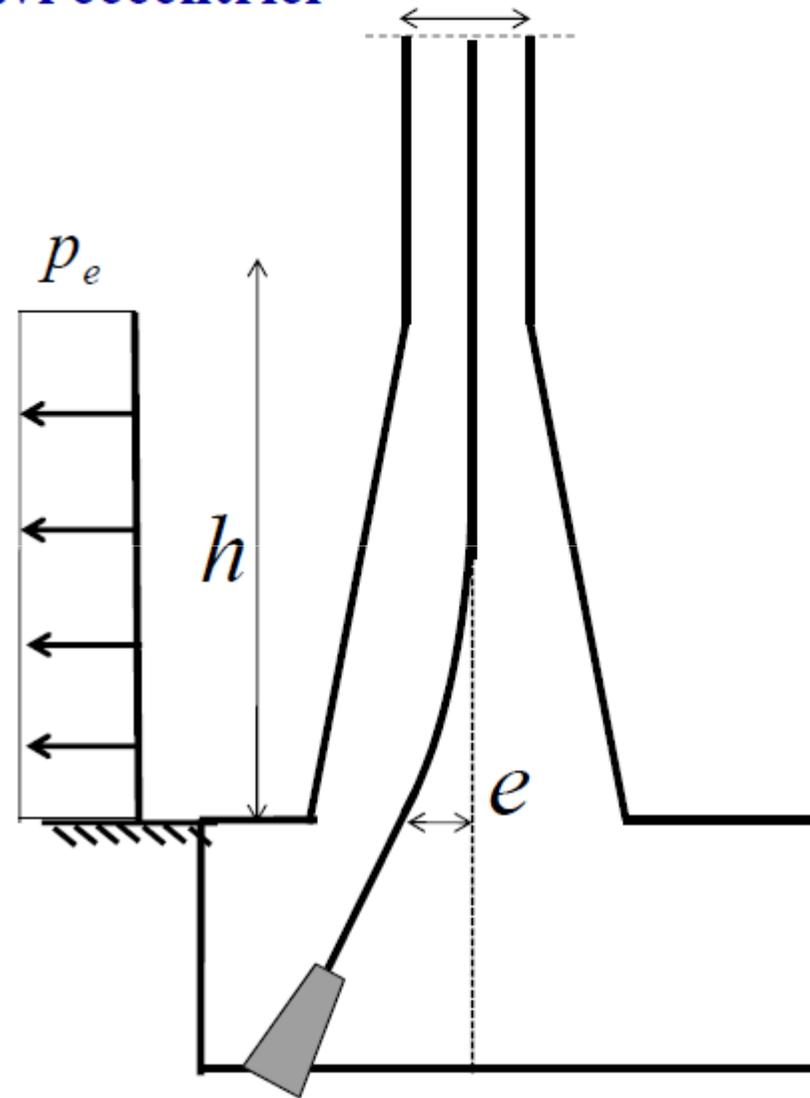


# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

## Diagrammi delle tensioni con cavi eccentrici

Se ad esempio viene data una forma parabolica ai cavi di precompressione nell'ultima parte degli stessi occorre correggere le sollecitazioni per effetto del carico equivalente alla precompressione

$$p_e = \frac{2eV}{h^2}$$



# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

11

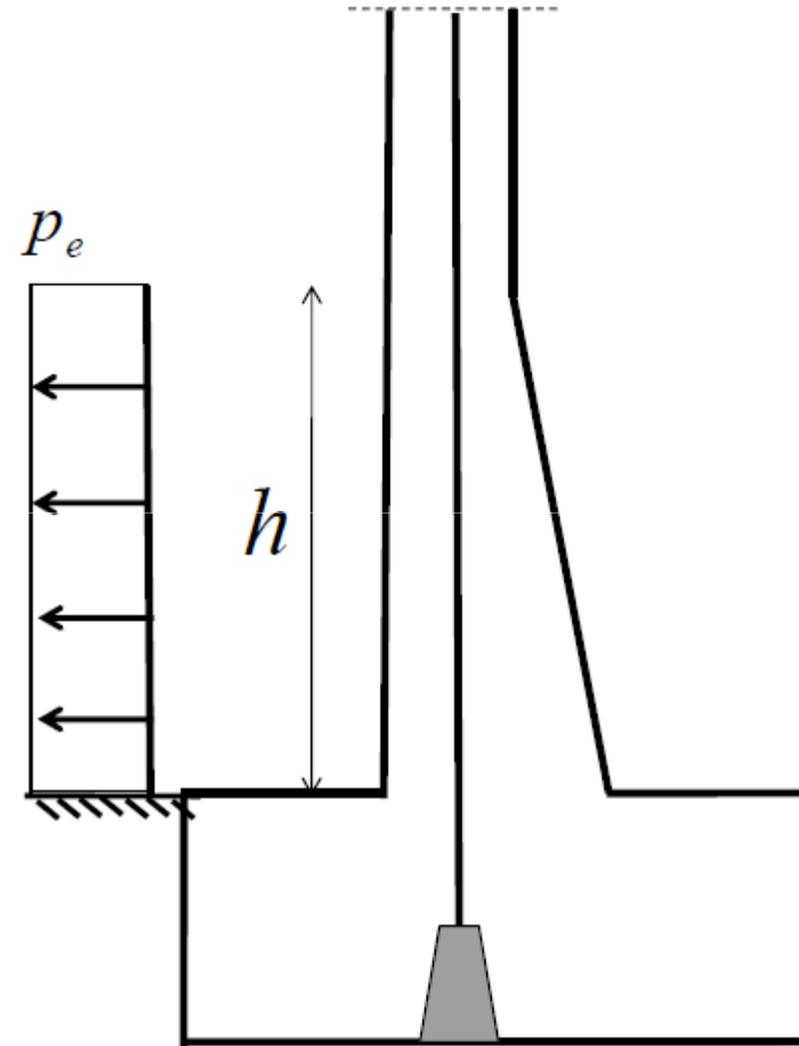
M. VONA

a.a. 2012 – 2013

PROGETTO DI STRUTTURE

## Diagrammi delle tensioni con cavi eccentrici

Analogo comportamento è possibile nel caso di una disposizione del cavo più semplice (rettilenea) ma con sezione variabile asimmetrica



# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

12

M. VONA

a.a. 2012 – 2013

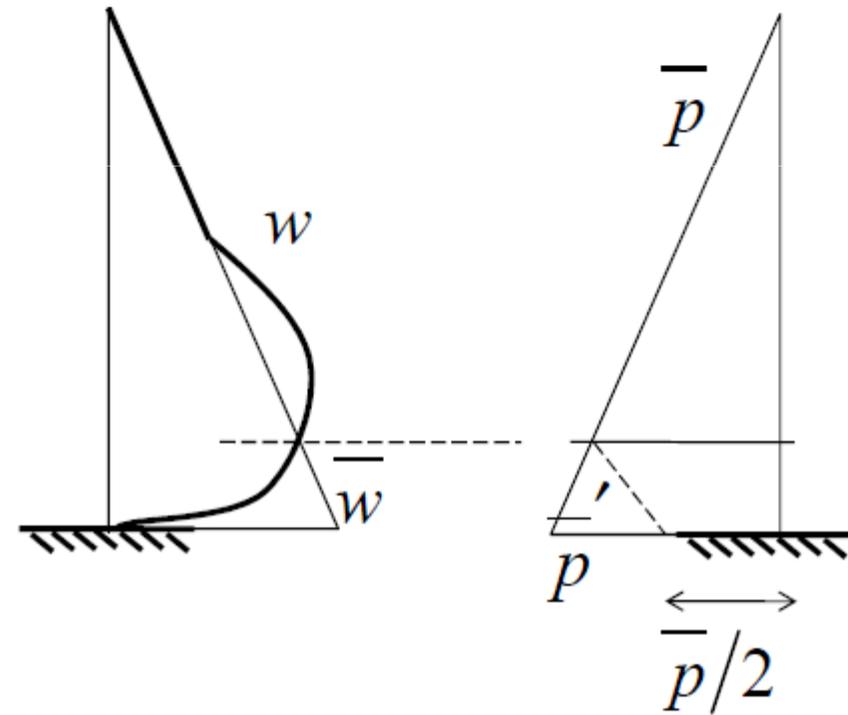
PROGETTO DI STRUTTURE

## Correzione della precompressione sugli anelli

Per comodità si è supposto di adottare una precompressione del tipo

$$\bar{p} = p + \eta p_1$$

D'altra parte è evidente che la pressione applicata agli anelli più vicini all'incastro al piede si scarica quasi interamente sulle strisce dando luogo a un effetto di precompressione molto modesto



# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

13

M. VONA

a.a. 2012 - 2013

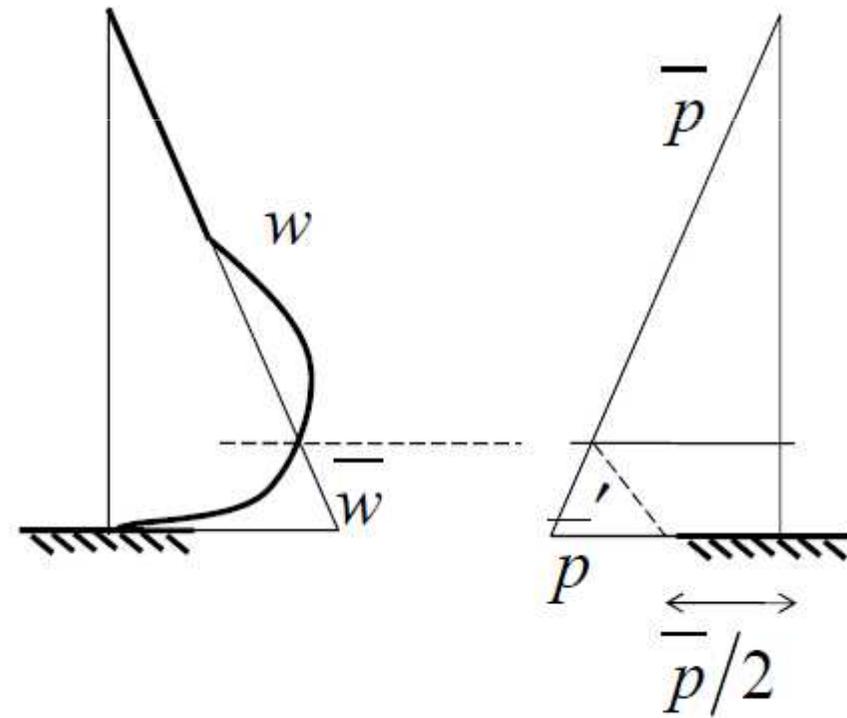
PROGETTO DI STRUTTURE

## Correzione della precompressione sugli anelli

È quindi inutile applicare agli anelli più bassi l'intera pressione che comporta l'impiego di cavi di precompressione poco o nulla sfruttati nella parte inferiore del serbatoio

La *precompressione ridotta* varia linearmente fino ad una sezione in cui si ha

$$\bar{w} \cong w$$



# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

## Correzione della precompressione sugli anelli

Con questa soluzione si realizza anche una forte riduzione di  $M$  al piede

Di ciò occorre tener conto nella progettazione della precompressione verticale

Infatti il momento a serbatoio pieno può risultare dello stesso ordine di grandezza di quello a serbatoio vuoto e di segno opposto

A ciò si può ovviare adottando per la precompressione verticale una disposizione simmetrica dei cavi

# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

15

M. VONA

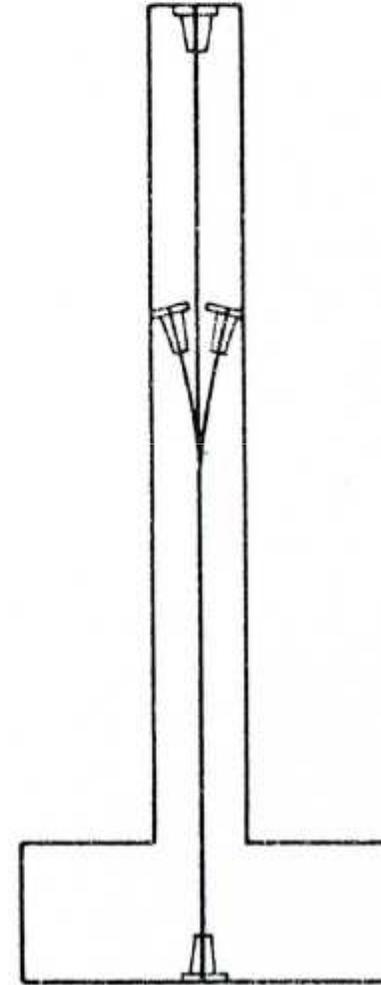
a.a. 2012 – 2013

PROGETTO DI STRUTTURE

## Modalità di realizzazione della precompressione

La precompressione verticale è ottenuta con cavi ancorati alla sommità ed al piede del serbatoio

Nel caso di serbatoi alti lo sforzo di precompressione viene ridotto nella parte alta con ancoraggi intermedi disposti alternativamente sulla fascia interna ed esterna della parete



# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

## Modalità di realizzazione della precompressione

La precompressione orizzontale può ottenersi con cavi contenuti all'interno di guaine disposte nel getto e ancorati alle due estremità per mezzo di appositi ancoraggi

La precompressione a filo continuo si può realizzare eseguendo la parete del serbatoio in c.a. ed avvolgendo intorno ad essa un filo di acciaio armonio di piccolo diametro

L'avvolgimento e tesatura si ottengono mediante idonei meccanismi rotanti eliminando gli ancoraggi e riducendo le cadute di tensione

# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

17

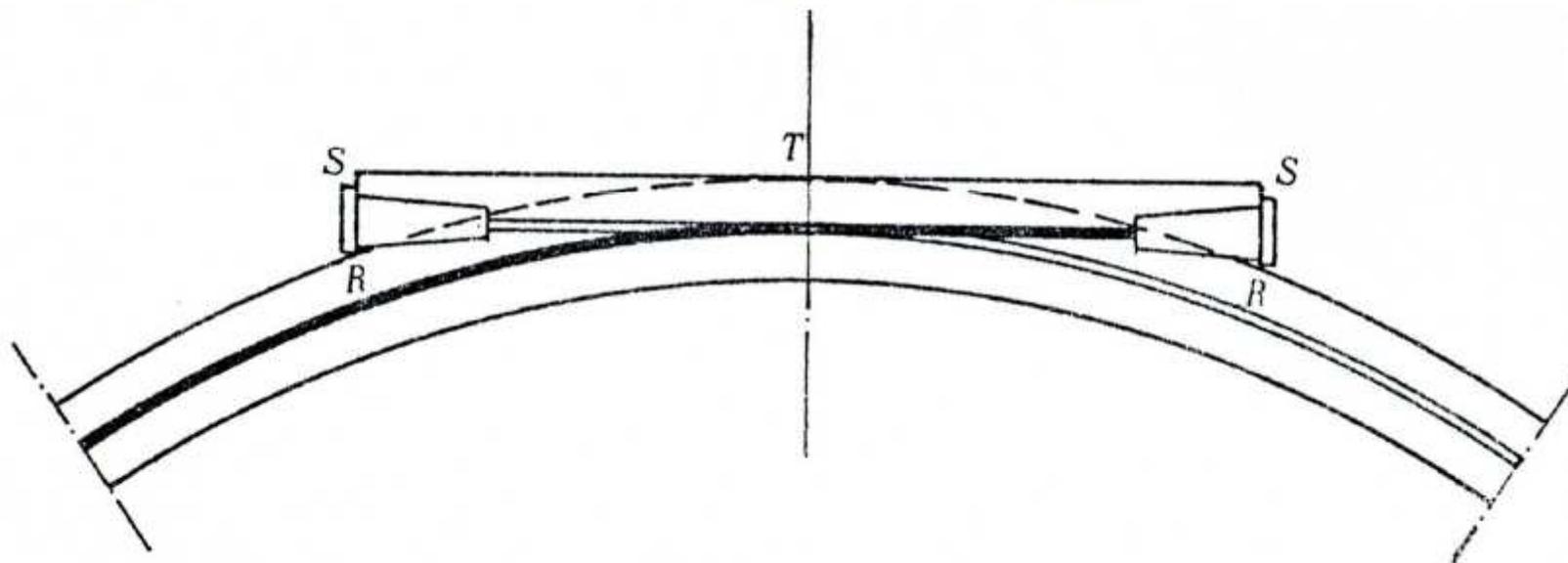
M. VONA

a.a. 2012 – 2013

PROGETTO DI STRUTTURE

## Modalità di realizzazione della precompressione

Il procedimento più comune è invece del tipo a cavi scorrevoli (in guaine) messi in opera in modo analogo a quanto fatto per le travi in c.a.p. ed ancorati mediante appositi ancoraggi



Particolare cura va posta nella riduzione e compensazione delle cadute di tensione

# Silos e serbatoi in C.A. precompresso

18

M. VONA

a.a. 2012 – 2013

PROGETTO DI STRUTTURE

## Modalità di realizzazione della precompressione

$$\sigma_{px} = \sigma_{p0} e^{-f(\alpha + \beta x)} \quad f = \begin{cases} 0.5 & \text{Cavo su cls liscio} \\ 0.3 & \text{Cavo in guaina metallica} \end{cases}$$

$\alpha$  Somma dei valori assoluti delle deviazioni angolari al cavo (rad)

$\beta = 0.01 \text{ rad} / m$  (attrito rettilineo)

Il termine  $\beta x$  in generale è trascurabile rispetto a  $x$

La deviazione angolare  $\alpha$  tra le due sezioni di ancoraggio del cavo non potrà essere troppo grande: si adotta ordinariamente

$\alpha = 120^\circ$  o anche  $\alpha = 90^\circ$

# Azioni sismiche su serbatoi

ingenio SISTEMA INTEGRATO DI INFORMAZIONE PER L'INGEGNERE

## Silos e serbatoi: strutture o non strutture?

Ricevo un numero sempre maggiore di telefonate relative a chiarimenti sulle strutture di contenimento: silos e serbatoi (in alcuni casi anche tubazioni). Questo può essere legato, in parte, alla pubblicazione del libro "Progettare i Gusci" (edito IUSS Press, [www.iusspress.it](http://www.iusspress.it)) e scritto con il Prof. Gian Michele Calvi, ma anche ai corsi di formazione svolti in Eucentre (tra cui il prossimo il 25 e 26 maggio 2012, [www.eucentre.it](http://www.eucentre.it)); in alcuni casi le telefonate vengono da miei "cari e vecchi" studenti del corso di "Gusci e Serbatoi" (Università di Pavia).

In questo articolo voglio però vestire i panni del componente del Comitato Tecnico CEN SC3 (Evolution Group) e del Gruppo di Lavoro ECCS TWG8.4, di cui faccio parte e che sostanzialmente riguarda l'Eurocodice 3, Parte 1-6, 4-1, 4-2 e 4-3. Sono molte le questioni che il Comitato cerca di discutere e risolvere, tranne due che, al contrario, sono oggi tema di dibattito in ambito nazionale e si riconducono a due domande: i silos ed i serbatoi sono strutture? Quali normative usare?

La risposta alla prima domanda è che non posso immaginare ingegnere che sia in grado di affermare che un serbatoio, oppure un silos, si possa considerare come elemento non-strutturale! Gli elementi di contenimento liquidi o graniglie, miscele pericolose o no, vanno calcolati esattamente al pari di qualunque altra struttura. Le conseguenze di una mancata analisi, progettazione e verifica ad instabilità elastica oppure elastoplastica si possono vedere nell'immagine riportata e gentilmente concessa dall'Ing. Corrado Prandi. Tale evidente collasso a "zampa di elefante" si riferisce a serbatoi di stoccaggio in una cantina per effetto dell'evento sismico di Correggio del 1996.

In definitiva applicando il Capitolo 1 del D.M. 14 Gennaio 2008 che riporto per intero, "Le presenti Norme tecniche per le costruzioni definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità". I silos ed i serbatoi rientrano nella definizione di cui sopra e sono per tanto soggetto all'applicazione del D.M. 14 Gennaio 2008.

A questo punto rispondo alla seconda domanda: la normativa nazionale è carente in relazione ai "requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità" richiesti alle strutture di contenimento in acciaio, ma viene in aiuto il Capitolo 12 che esplicitamente consente "in mancanza di specifiche indicazioni" di integrare il D.M. 14 Gennaio 2008 con altri documenti nazionali ed internazionali.

Nell'ambito statico i primi documenti da impiegare, che posso dire costituiscono un vanto europeo per la loro completezza ed accuratezza, sono: per i silos l'UNI ENV 1993-4-1:2007 e per i serbatoi l'UNI ENV 1993-4-2:2007; per le verifiche locali a plasticità, fatica ed instabilità l'UNI ENV 1993-1-6:2007 e per le azioni in generale l'UNI ENV 1991-4:2006.

Relativamente all'ambito sismico il primo documento in ambito europeo è sicuramente l'UNI EN 1998-4:2006. Purtroppo è stato scritto in un linguaggio "matematiche", se mi concedete il termine, che poco considera gli aspetti rilevanti che emergono nel mondo della progettazione. Posso assicurare che sto lavorando per chiedere opportune revisioni che comunque richiederanno tempi lunghi. Nell'attesa il mio consiglio è l'impiego di documenti alternativi, considerati linee guida fondamentali in ambito mondiale: le API 650, le AWWA D100-05, le neozelandesi recentemente aggiornate (2009) NZSEE nate nel dicembre 1986 per volontà del Prof. Priestley, uno dei più grandi ingegneri sismici viventi; non vanno dimenticate anche le normative indiane IITK-GSDMA che, tra le altre cose, hanno il vantaggio di poter essere scaricate liberamente da internet.

Queste sono norme impiegate a livello mondiale in ambito petrolchimico e non, e sono impiegate dalle maggiori multinazionali nel settore. Purtroppo penso che, nonostante

1

ingenio SISTEMA INTEGRATO DI INFORMAZIONE PER L'INGEGNERE

questo fatto, in Italia esista sicuramente un "tecnico" che riterrà opportuno farsi la domanda: "Garantiscono opportuni livelli di sicurezza?". La risposta è: facendo riferimento alle normative internazionali, e non esclusivamente europee, di comprovata validità, i silos ed i serbatoi vanno calcolati, modellati, analizzati e verificati come STRUTTURE !! Se tali sono devono seguire le norme e quindi garantire la sicurezza....ancora una volta la logica è ineccepibile!

Roberto Nascimbene  
Responsabile Settore Analisi Strutturale  
EUCENTRE, Pavia



# Azioni sismiche



**collasso a “zampa di elefante” di serbatoi di stoccaggio in una cantina per effetto dell’evento sismico di Correggio del 1996.**

# Azioni sismiche

- la normativa nazionale è carente in relazione ai “requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità” richiesti alle strutture di contenimento in acciaio, ma viene in aiuto il Capitolo 12 che esplicitamente consente “in mancanza di specifiche indicazioni” di integrare il D.M. 14 Gennaio 2008 con altri documenti nazionali ed internazionali.
- Nell’ambito statico i primi documenti da impiegare, che posso dire costituiscono un vanto europeo per la loro completezza ed accuratezza, sono: per i silos l’UNI ENV 1993-4-1:2007 e per i serbatoi l’UNI ENV 1993-4-2:2007; per le verifiche locali a plasticità, fatica ed instabilità l’UNI ENV 1993-1-6:2007 e per le azioni in generale l’UNI ENV 1991-4:2006.
- Relativamente all’ambito sismico il primo documento in ambito europeo è sicuramente l’UNI EN 1998-4:2006. Purtroppo è stato scritto in un linguaggio “matematico”, se mi concedete il termine, che poco considera gli aspetti rilevanti che emergono nel mondo della progettazione. Posso assicurare che sto lavorando per chiedere opportune revisioni che comunque richiederanno tempi lunghi. Nell’attesa il mio consiglio è l’impiego di documenti alternativi, considerati linee guida fondamentali in ambito mondiale: le API 650, le AWWA D100-05, le neozelandesi recentemente aggiornate (2009) NZSEE nate nel dicembre 1986 per volontà del Prof. Priestley, uno dei più grandi ingegneri sismici viventi; non vanno dimenticate anche le normative indiane IITK-GSDMA che, tra le altre cose, hanno il vantaggio di poter essere scaricate liberamente da internet.
- Queste sono norme impiegate a livello mondiale in ambito petrolchimico e non, e sono impiegate dalle maggiori multinazionali nel settore.

Roberto Nascimbene  
Responsabile Settore Analisi Strutturale  
EUCENTRE, Pavia

# Azioni sismiche

Effettuato lo studio dello spettro elastico di risposta, occorre valutare come l'azione sismica si sviluppa in un serbatoio contenente del liquido.

La valutazione può essere effettuata con l'ausilio dell'Eurocodice 8 (UNI EN 1998-4:2006). La norma, in accordo con le NTC, prevede l'utilizzo degli Ultimate Limit State (stati limite ultimi) con uno spettro di progetto dell'azione sismica ottenuto (come nelle NTC) da quello elastico ridotto del fattore di struttura  $q$  (behaviour factor) e i Damage limitation state (Stati limite di esercizio).

Nell'allegato A dell'Eurocodice 8 vengono specificate procedure per l'analisi sismica di serbatoi contenenti un liquido; i serbatoi si considerano soggetti ad azione sismica orizzontale e verticale e sono previsti con alcune caratteristiche, che sono, poi, quelle più usuali:

- Forma cilindrica, con asse verticale e sezione retta circolare o rettangolare;
- Fondazione rigida o flessibile;
- Totale o parziale ancoraggio alla fondazione.

# Azioni sismiche

Questa procedura si occupa di serbatoi aventi liquidi con pressione zero alla superficie libera originale, quindi, a rigore, non è applicabile a serbatoi sotto pressione, cioè con pressione non nulla sulla superficie libera.

Si prende in esame la procedura con riferimento ad un serbatoio di acciaio cilindrico verticale con sezione retta circolare, illustrando schematicamente la procedura semplificata.

In un serbatoio contenente un fluido allo stato liquido, sottoposto ad un'azione sismica orizzontale, il liquido contenuto è sottoposto ad un moto, che può essere scomposto in due componenti:

- Componente impulsiva, che rappresenta il moto con cui la massa liquida si muove, rigidamente, insieme al serbatoio, sotto l'effetto dell'accelerazione del suolo  $a_g(t)$ ;
- Componente convettiva, che rappresenta il moto "interno" alla massa liquida, che appare come un'oscillazione di andamento periodico, che può essere scomposta in serie di Fourier in componenti sinusoidali con accelerazioni  $a_{cn}(t)$ , in cui l'indice  $n$  rappresenta le varie forme d'onda, di cui solo quella di indice 1 è significativa dal punto di vista progettuale.

**Eurocode 8:  
Design of structures  
for earthquake  
resistance —**

**Part 4: Silos, tanks and pipelines**

# Sloshing-Annex A

## ANNEX A (INFORMATIVE)

### SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES FOR TANKS

#### A.1 Introduction and scope

This Annex provides information on seismic analysis procedures for tanks subjected to horizontal or vertical seismic action, having the following characteristics:

- a) cylindrical shape, with vertical axis and circular or rectangular cross-section;
- b) rigid or flexible foundation;
- c) full or partial anchorage to the foundation.

Extensions for elevated tanks or cylindrical tanks with horizontal axis are briefly discussed.

A rigorous analysis of the phenomenon of dynamic interaction between the motion of the contained fluid, the deformation of the tank walls and that of the underlying foundation soil, including possible uplift, is a problem of considerable analytical complexity requiring unusually high computational resources and efforts. Several analysis procedures have been proposed, valid for specific design situations. Since their accuracy is problem-dependent, a proper choice requires a certain amount of specialized knowledge from the designer. Attention is called to the importance of a uniform level of accuracy across the design process: it would not be consistent, for example, to use an accurate solution for the determination of the hydrodynamic pressures, and then not to use a correspondingly refined mechanical model of the tank (e.g., a finite element model) for evaluating the stresses due to the pressures.

# Sloshing-Annex A

## A.2 Rigid vertical circular tanks on-ground, fixed to the foundation

### A.2.1 Horizontal seismic action

#### A.2.1.1 General

The motion of the fluid contained in a rigid cylinder may be expressed as the sum of two separate contributions, called ‘rigid impulsive’, and ‘convective’, respectively. The ‘rigid impulsive’ component satisfies exactly the boundary conditions at the walls and the bottom of the tank, but gives (incorrectly, due to the presence of the waves in the dynamic response) zero pressure at the original position of the free surface of the fluid in the static situation. The ‘convective’ term does not alter those boundary conditions that are already satisfied, while fulfilling the correct equilibrium condition at the free surface. Use is made of a cylindrical coordinate system:  $r, z, \theta$ , with origin at the centre of the tank bottom and the  $z$  axis vertical. The height of the tank to the original of the free surface of the fluid and its radius are denoted by  $H$  and  $R$ , respectively,  $\rho$  is the mass density of the fluid, while  $\xi = r/R$  and  $\zeta = z/H$  are the nondimensional coordinates.

# Sloshing-Annex A

## A.2.1.2 Rigid impulsive pressure

The spatial-temporal variation of the ‘rigid impulsive’ pressure is given by the expression:

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \rho H \cos \theta A_g(t) \quad (\text{A.1})$$

where:

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1'(v_n / \gamma) v_n^2} \cos(v_n \zeta) I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right) \quad (\text{A.2})$$

in which:

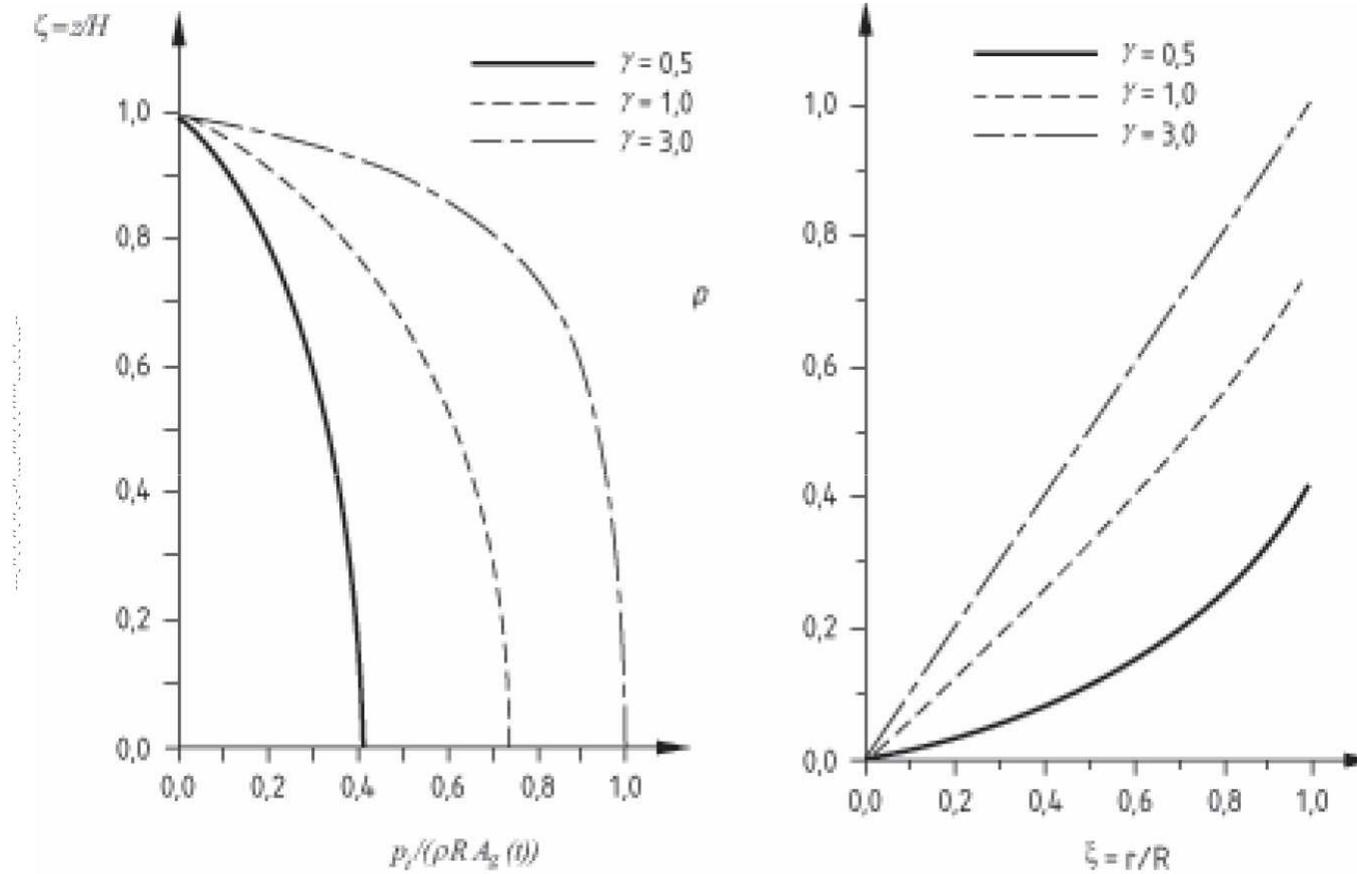
$$v_n = \frac{2n+1}{2} \pi; \quad \gamma = H/R$$

$I_1(\cdot)$  and  $I_1'(\cdot)$  denote the modified Bessel function of order 1 and its derivative<sup>5</sup>.

<sup>5</sup> The derivative can be expressed in terms of the modified Bessel functions of order 0 and 1 as:

$$I_1'(x) = \frac{dI_1(x)}{dx} = I_0(x) - \frac{I_1(x)}{x}$$

# Sloshing-Annex A



(a)

(b)

**Figure A.1— Variation of the impulsive pressure (normalized to  $\rho R a_g$ ) for three values of  $\gamma = H/R$ . a) variation along the height; b) radial variation on the tank bottom.**

# Sloshing-Annex A

$A_g(t)$  in expression (A.1) is the ground acceleration time-history in the free-field (with peak value denoted by  $a_g$ ). The function  $C_i$  gives the distribution along the height of  $p_i$ . It is shown in Figure A.1a) for  $\xi = 1$  (i.e. at the wall of the tank) and  $\cos\theta = 1$  (i.e. in the plane of the horizontal seismic action), normalized to  $\rho R a_g$ , for three values of the slenderness parameter  $\gamma = H/R$ . Figure A.1b) shows the radial variation of  $p_i$  on the tank bottom as a function of  $\gamma$ . For large values of  $\gamma$  the pressure distribution on the bottom becomes linear.

# Sloshing-Annex A

Pressure resultants: The horizontal resultant of the 'rigid impulsive' pressure from expression (A.1) at the base of the wall,  $Q_i$ , is:

Impulsive base shear:

$$Q_i(t) = m_i A_g(t) \quad (\text{A.3})$$

$m_i$ , termed *impulsive mass*, denotes the mass of the contained fluid which moves together with the walls and is given by the expression:

$$m_i = m 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n / \gamma)} \quad (\text{A.4})$$

where  $m = \rho\pi R^2 H$  is the total contained mass of the fluid.

The total moment with respect to an axis orthogonal to the direction of the seismic action motion,  $M'_i$ , immediately below the tank bottom includes the contributions of the pressures on the walls from expression (A.1) and of those on the tank bottom. The total moment  $M_i$  immediately above the tank bottom includes only the contributions of the pressures on the walls.

# Sloshing-Annex A

Impulsive base moment (immediately below the tank bottom):

$$M'_i(t) = m_i h'_i A_g(t) \quad (\text{A.5a})$$

where

$$h'_i = H \frac{\frac{1}{2} + 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{v_n + 2(-1)^{n+1} I_1(v_n / \gamma)}{v_n^4} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{I_1'(v_n / \gamma)}}{2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n / \gamma)}} \quad (\text{A.6a})$$

Impulsive base moment (immediately above the tank bottom):

$$M_i(t) = m_i h_i A_g(t) \quad (\text{A.5b})$$

with

$$h_i = H \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n I_1(v_n / \gamma)}{v_n^4} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{I_1'(v_n / \gamma)} (v_n (-1)^n - 1)}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n / \gamma)}} \quad (\text{A.6b})$$

# Sloshing-Annex A

Figure A.2 shows the quantities  $m_i$ ,  $h'_i$  and  $h_i$  as functions of  $\gamma = H/R$ .  $m_i$  increases with  $\gamma$ , tending asymptotically to the total mass, while both  $h_i$  and  $h'_i$  tend to stabilize to values around midheight. For squat tanks  $h_i$  is a little less than midheight, while  $h'_i$  is significantly larger than  $H$  due to the predominant contribution to  $M'_i$  of the pressures on the bottom.

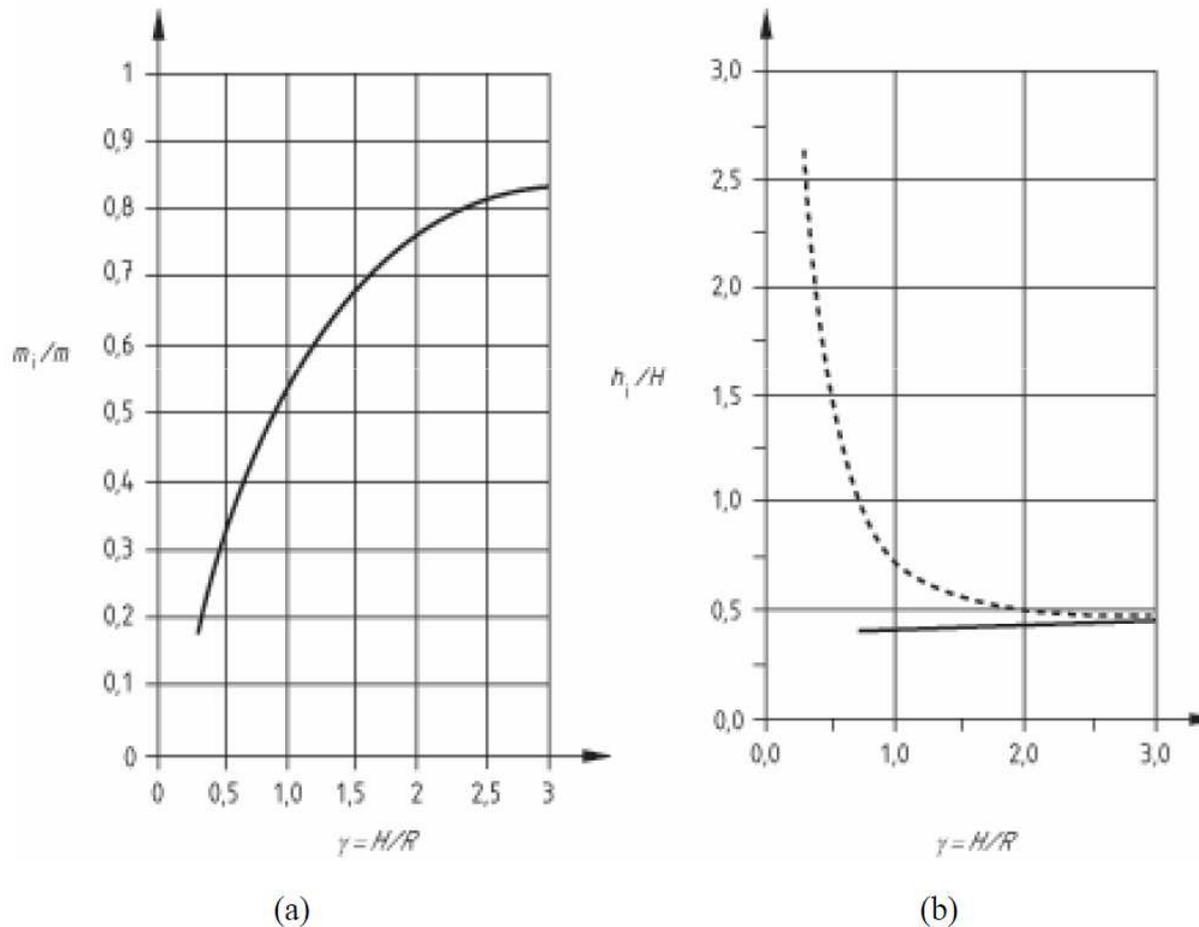


Figure A.2 — Ratios  $m_i/m$ ,  $h_i/H$  and  $h'_i/H$  as functions of the tank slenderness (see also Table A.2, columns 4, 6 and 8)

Key to Figure A.2(b): — : above base plate; - - - - : below base plate

# Simplified procedure-Annex A

EN 1998-4:2006 (E)

## A.3.2.2 Simplified procedure for fixed base cylindrical tanks [6]

### A.3.2.2.1 Model

The tank-liquid system is modeled by two single-degree-of-freedom systems, one corresponding to the impulsive component, moving together with the flexible wall, and the other corresponding to the convective component. The impulsive and convective responses are combined by taking their numerical-sum.

The natural periods of the impulsive and the convective responses, in seconds, are taken as:

$$T_{\text{imp}} = C_1 \frac{\sqrt{\rho} H}{\sqrt{s/R} \sqrt{E}} \quad (\text{A.35})$$

$$T_{\text{con}} = C_c \sqrt{R} \quad (\text{A.36})$$

where:

$H$  = height to the free surface of the liquid;

$R$  = tank's radius;

$s$  = equivalent uniform thickness of the tank wall (weighted average over the wetted height of the tank wall, the weight may be taken proportional to the strain in the wall of the tank, which is maximum at the base of the tank);

$\rho$  = mass density of liquid; and

$E$  = Modulus of elasticity of tank material.

**Table A.2** — Coefficients  $C_1$  and  $C_c$  for the natural periods, masses  $m_i$  and  $m_c$  and heights  $h_i$  and  $h_c$  from the base of the point of application of the wall pressure resultant, for the impulsive and convective components

$H/R$	$C_1$	$C_c$ (s/m <sup>1/2</sup> )	$m_i/m$	$m_c/m$	$h_i/H$	$h_c/H$	$h_i/H$	$h_c/H$
0.3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0.5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0.7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1.0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1.5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2.0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2.5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3.0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

The coefficients  $C_1$  and  $C_c$  are obtained from Table A.2. Coefficient  $C_1$  is dimensionless, while

if  $R$  is in meters  $C_c$  is expressed in s/m<sup>1/2</sup>.

The impulsive and convective masses  $m_i$  and  $m_c$  are given in Table A.2 as fractions of the total liquid mass  $m$ , along with the heights from the base of the point of application of the resultant of the impulsive and convective hydrodynamic wall pressure,  $h_i$  and  $h_c$ .

### A.3.2.2.2 Seismic response

The total base shear is

$$Q = (m_i + m_w + m_r) S_a(T_{\text{imp}}) + m_c S_a(T_{\text{con}}) \quad (\text{A.37})$$

where:

$m_w$  = mass of the tank wall;

$m_r$  = mass of tank roof;

$S_a(T_{\text{imp}})$  = impulsive spectral acceleration, obtained from an elastic response spectrum for a value of damping consistent with the limit state considered according to 2.3.3.1;

$S_a(T_{\text{con}})$  = convective spectral acceleration, from a 0,5%-damped elastic response spectrum.

The overturning moment immediately above the base plate is

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) S_a(T_{\text{imp}}) + m_c h_c S_a(T_{\text{con}}) \quad (\text{A.38})$$

$h_w$  and  $h_r$  are heights of the centres of gravity of the tank wall and roof, respectively.

The overturning moment immediately below the base plate is given by

$$M' = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) S_a(T_{\text{imp}}) + m_c h_c S_a(T_{\text{con}}) \quad (\text{A.39})$$

The vertical displacement of liquid surface due to sloshing is given by expression (A.15).

### A.3.3 Vertical component of the seismic action

In addition to the pressure  $p_{\alpha}(\zeta, t)$  given by expression (A.17), due to the tank moving rigidly in the vertical direction with acceleration  $A_{\alpha}(t)$ , there is a contribution to the pressure,  $p_{\alpha}(\zeta, t)$ , due to the deformability (radial 'breathing') of the shell [7]. This additional term may be calculated as:

$$p_{\alpha}(\zeta, t) = 0,815 f(\gamma) \rho H \cos\left(\frac{\pi}{2} \zeta\right) A_{\alpha}(t) \quad (\text{A.40})$$

where:

$$f(\gamma) = 1,078 + 0,274 \ln \gamma \quad \text{for } 0,8 \leq \gamma < 4 \quad (\text{A.41a})$$

$$f(\gamma) = 1,0 \quad \text{for } \gamma < 0,8 \quad (\text{A.41b})$$

$A_{\alpha}(t)$  is the acceleration response of a simple oscillator having a frequency equal to the fundamental frequency of the axisymmetric vibration of the tank with the fluid.

# Simplified procedure-Annex A

The fundamental frequency may be estimated from the expression:

$$f_{s1} = \frac{1}{4R} \left[ \frac{2EI_1(\gamma_1) \zeta(\zeta)}{\pi \rho H (1 - \nu^2) I_0(\gamma_1)} \right]^{1/2} \quad (\text{for } \zeta = 1/3) \quad (\text{A.42})$$

where:

$$\gamma_1 = \pi(2.7);$$

$I_0(\cdot)$  and  $I_1(\cdot)$  denote the modified Bessel function of order 0 and 1, respectively;

$E$  and  $\nu$  are Young's modulus and Poisson ratio of the tank material, respectively.

The maximum value of  $p_{vt}(t)$  is obtained from the vertical acceleration response spectrum for the appropriate values of period and damping. If soil flexibility is neglected (see A.7) the applicable damping values are those of the material of the shell. The behaviour factor value,  $q$ , adopted for the response due to the impulsive component of the pressure and the tank wall inertia may be used for the response to the vertical component of the seismic action. The maximum value of the pressure due to the combined effect of  $p_{vt}(\cdot)$  and  $p_{vc}(\cdot)$  may be obtained by applying the 'square root of the sum of squares' rule to the individual maxima.

### A.3.4 Combination of the effects of the horizontal and vertical components of the seismic action, including the effects of other actions

The pressure on the tank walls should be determined in accordance with A.2.3.

## A.4 Rectangular tanks

### A.4.1 Rigid rectangular tanks on-ground, fixed to the foundation

For tanks with walls assumed as rigid, the total pressure is again given by the sum of an impulsive and a convective contribution:

$$p(z, t) = p_i(z, t) + p_c(z, t) \quad (\text{A.43})$$

The impulsive component follows the expression:

$$p_i(z, t) = q_0(z) \rho L A_2(t) \quad (\text{A.44})$$

where:

$L$  is the half-width of the tank in the direction of the seismic action;

$q_0(z)$  is a function giving the variation of  $p_i(\cdot)$  along the height as plotted in Figure A.5 ( $p_i(\cdot)$  is constant in the direction orthogonal to the seismic action). The trend and the numerical values of  $q_0(z)$  are very close to those of a cylindrical tank with radius  $R = L$  (see Figure A.6).

The convective pressure component is given by a summation of modal terms (sloshing modes). As for cylindrical tanks, the dominant contribution is that of the fundamental mode:

$$p_{c1}(z, t) = q_{c1}(z) \rho L A_1(t) \quad (\text{A.45})$$

where

$q_{c1}(z)$  is a function shown in Figure A.7 together with the 2<sup>nd</sup> mode contribution  $q_{c2}(z)$  and  $A_1(t)$  is the acceleration response function of a simple oscillator with the frequency of the first mode and the appropriate value of damping, when subjected to an input acceleration  $A_g(t)$ .

The period of oscillation of the first sloshing mode is:

$$T_1 = 2\pi \left( \frac{L/g}{\frac{\pi}{2} \tanh\left(\frac{\pi H}{2L}\right)} \right)^{1/2} \quad (\text{A.46})$$

The base shear and the moment on the foundation may be evaluated on the basis of expressions (A.44) and (A.45). The values of the masses  $m_i$  and  $m_{c1}$ , as well as of the corresponding heights above the base,  $h_i$  and  $h_{c1}$ , calculated for cylindrical tanks and given by expressions (A.4), (A.12) and (A.6), (A.14), respectively, may be adopted for the design of rectangular tanks as well (with  $L$  replacing  $R$ ), with an error less than 15% [8].

### A.4.2 Flexible rectangular tanks on-ground, fixed to the foundation

As in cylindrical tanks with circular section, wall flexibility generally produces a significant increase of the impulsive pressures, while leaving the convective pressures practically unchanged. Studies on the seismic response of flexible rectangular tanks are few and their results are not in a form suitable for direct use in design [9]. An approximation for design purposes is to use the same vertical pressure distribution as for rigid walls [8], see expression (A.44) and Figures A.5, A.6, but to replace the ground acceleration  $A_g(t)$  in expression (A.44) with the response acceleration of a simple oscillator having the frequency and the damping ratio of the first impulsive tank-liquid mode.

This period of vibration may be approximated as:

$$T_f = 2\pi(d_f/g)^{1/2} \quad (\text{A.47})$$

where:

$d_f$  is the deflection of the wall on the vertical centre-line and at the height of the impulsive mass, when the wall is loaded by a load uniform in the direction of the ground motion and of magnitude:  $m_i g / 4BH$ ;

$2B$  is the tank width perpendicular to the direction of the seismic action.

The impulsive mass  $m_i$  may be obtained as the sum of that from expression (A.4), Figure A.2(a) or column 4 in Table A.2, plus the wall mass.

# Simplified procedure-Annex A

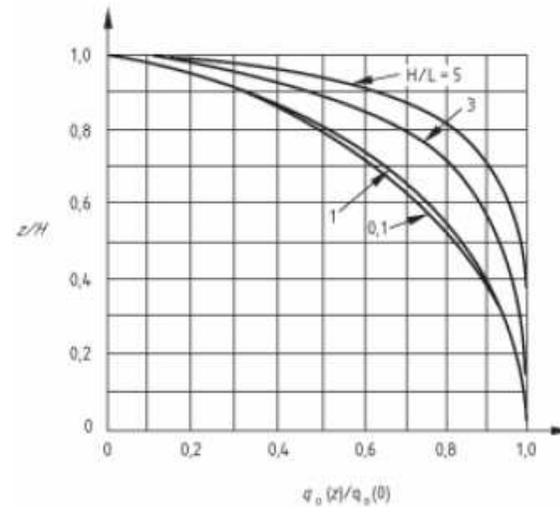


Figure A.5 — Distribution along the height of dimensionless impulsive pressures on rectangular tank wall which is perpendicular to the horizontal component of the seismic action [8]

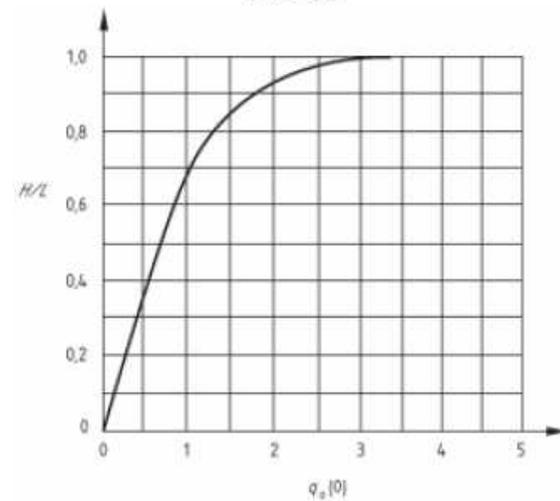


Figure A.6 — Peak value of dimensionless impulsive pressures on a rectangular wall which is perpendicular to the horizontal component of the seismic action [8]

# Simplified procedure-Annex A

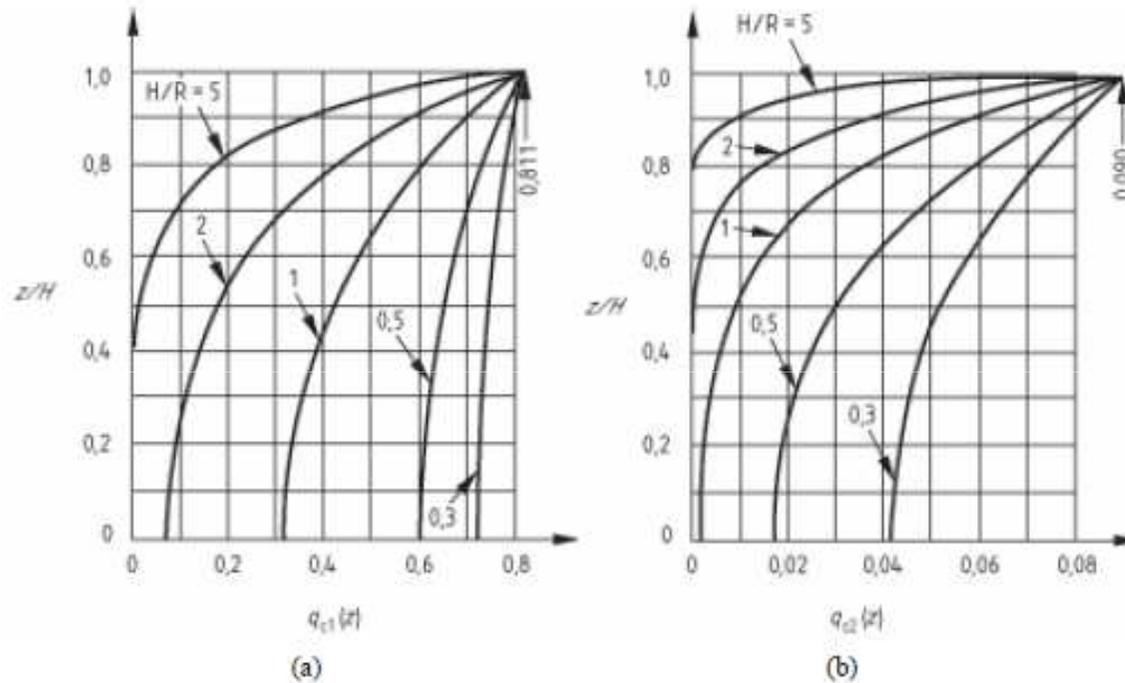
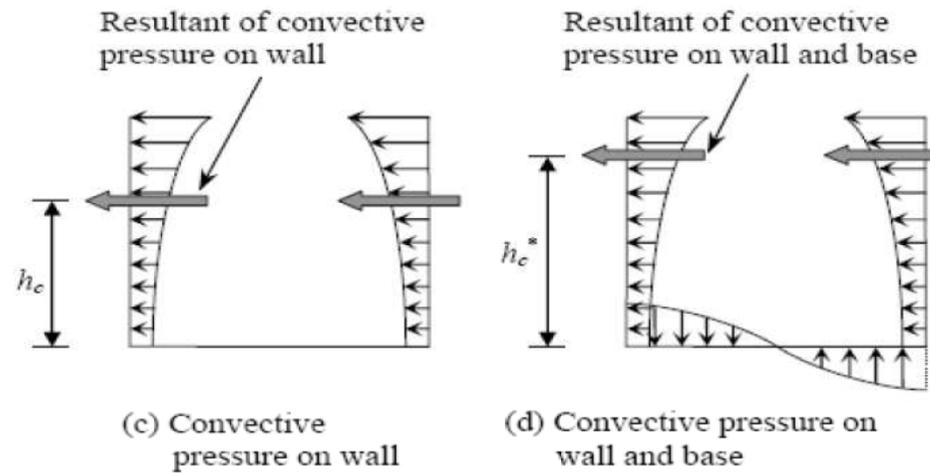
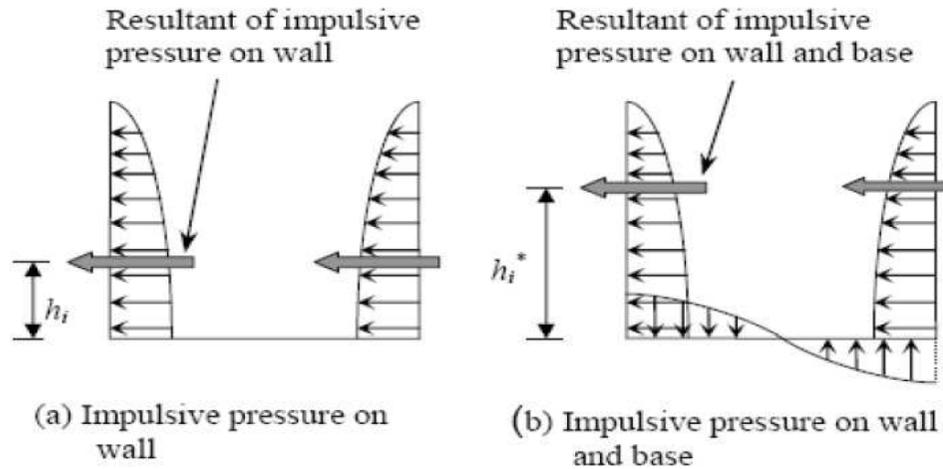


Figure A.7 — Dimensionless convective pressures on rectangular tank wall which is perpendicular to the horizontal component of the seismic action ([8])

# Azioni sismiche



# Azioni sismiche

Il sistema liquido-serbatoio sotto l'effetto dell'azione sismica si comporta come schematizzato nella figura seguente, in cui il liquido viene rappresentato da due diverse masse:

- $m_i$  = massa impulsiva, collegata rigidamente alla massa del serbatoio e, quindi, in moto solidale con esso;
- $m_c$  = massa convettiva, collegata al serbatoio mediante molle di costante  $K_c$ .

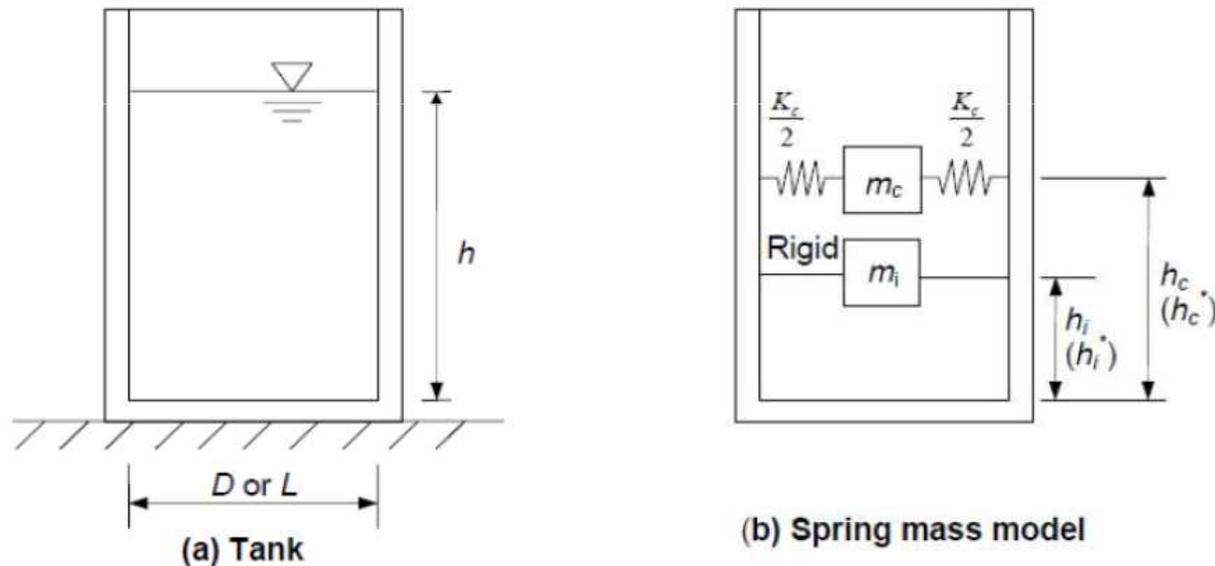


Figure 1 – Spring mass model for ground supported circular and rectangular tank

# Azioni sismiche

## 2. Procedura semplificata per serbatoi cilindrici fissi alla base.

Il sistema serbatoio-liquido è modellato da due sistemi a singolo grado di libertà, uno corrispondente alla componente impulsiva, che muove insieme con il serbatoio deformabile, e l'altro corrispondente alla componente convettiva. Le risposte impulsiva e convettiva sono combinate facendo la loro somma numerica.

La componente "flessibile" è quindi inglobata nella componente impulsiva.

I periodi naturali delle risposte impulsiva e convettiva, in secondi, sono dati da:

$$T_{\text{imp}} = C_i \frac{H \sqrt{\rho} H}{\sqrt{s/R} \sqrt{E}} \quad (1)$$

$$T_{\text{con}} = C_c \sqrt{R} \quad (2)$$

dove:

H = altezza alla superficie libera del liquido;

R = raggio del serbatoio;

s = spessore equivalente uniforme della parete del serbatoio;

$\rho$  = densità di massa del liquido;

# Azioni sismiche

$E$  = modulo di elasticità del materiale del serbatoio.

Tavola A.2 – Coefficienti  $C_i$  e  $C_c$  per i periodi naturali, masse  $m_i$  e  $m_c$  e altezze  $h_i$  e  $h_c$  dalla base al punto di applicazione sulla parete delle pressioni risultanti, per le componenti impulsiva e convettiva.

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

I coefficienti  $C_i$  e  $C_c$  sono ottenuti dalla tavola A.2. Il Coefficiente  $C_i$  è adimensionale, mentre se  $R$  è in metri  $C_c$  è espresso in  $s/m^{1/2}$ .

Le masse impulsiva e convettiva  $m_i$  ed  $m_c$  sono date nella tavola A.2 come frazioni della massa totale liquida  $m$ , insieme alle altezze dalla base del punto di applicazione della risultante della pressione idrodinamica impulsiva e convettiva sulla parete,  $h_i$  ed  $h_c$ .

# Azioni sismiche

Il taglio totale alla base è:

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

Dove:

$m_w$  = massa della parete del serbatoio;

$m_r$  = massa del tetto del serbatoio;

$S_e(T_{imp})$  = accelerazione impulsiva spettrale, ottenuto da uno spettro di risposta elastico per un valore di smorzamento coerente con lo stato limite considerato in accordo con il paragrafo 2.3.3.1 dell'Eurocodice 8;

$S_e(T_{con})$  = accelerazione spettrale convettiva, da uno spettro di risposta elastico smorzato allo 0,5%.

Il momento di ribaltamento immediatamente al di sopra della piastra di base è:

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

$h_w$  e  $h_r$  sono le altezze dei centri di gravità della parete del serbatoio e del tetto,

Il momento di ribaltamento immediatamente sotto la piastra di base è dato da:

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

# Azioni sismiche

Tutti termini delle relazioni precedenti sono facilmente individuabili, sono solo da determinare le accelerazioni spettrali  $S_e(\cdot)$ .

Queste componenti sono note una volta determinato lo spettro elastico di risposta

Lo spostamento verticale della superficie del liquido dovuto allo sloshing è dato dall'espressione (A.15).

$$d_{\max} = 0,84RS_e(T_{c1})/g$$

Dove  $S_e(T_{c1})$  è l'accelerazione dello spettro di risposta elastico corrispondente al primo modo convettivo del fluido per un valore di smorzamento (damping) appropriato per lo sloshing di risposta e  $g$  è l'accelerazione di gravità.

# Azioni sismiche

## 4. COMPONENTE VERTICALE DELL'AZIONE SISMICA

In aggiunta alla pressione  $p_{vf}(\zeta, t)$  data dall'espressione (A.17), dovuta al moto rigido nella direzione verticale con l'accelerazione  $A_v(t)$ , c'è un contributo alla pressione,  $p_{vf}(\zeta, t)$ , dovuto alla deformabilità ("respirazione" radiale) del serbatoio [1]. Questo termine addizionale può essere calcolato come:

$$p_{vf}(\zeta, t) = 0,815 f(\gamma) \rho H \cos\left(\frac{\pi}{2} \zeta\right) A_{vf}(t)$$

$$f(\gamma) = 1,078 + 0,274 \ln \gamma \quad \text{per } 0,8 \leq \gamma < 4$$

$$f(\gamma) = 1,0 \quad \text{per } \gamma < 0,8$$

$$\gamma = \frac{H}{R}$$

# Azioni sismiche

$A_{vf}(t)$  è l'accelerazione di risposta di un oscillatore semplice avente una frequenza uguale alla frequenza fondamentale della vibrazione assi simmetrica del serbatoio con il fluido.

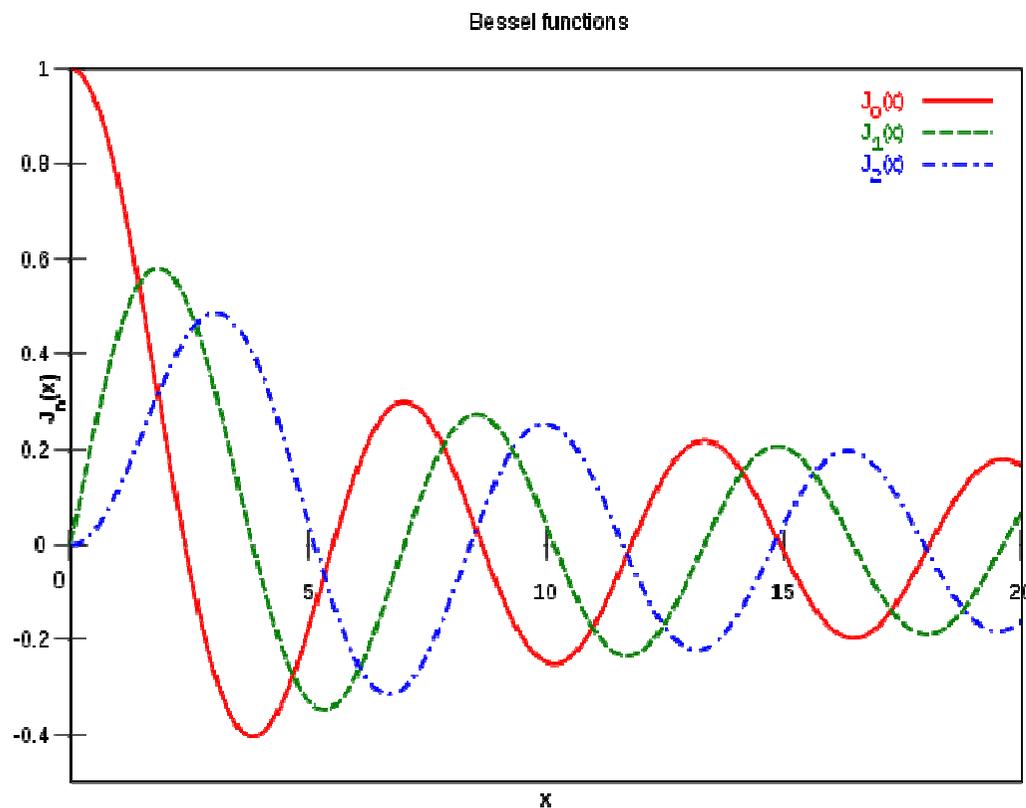
La frequenza fondamentale può essere stimata dall'espressione:

$$f_{vd} = \frac{1}{4R} \left[ \frac{2EI_1(\gamma_1)s(\zeta)}{\pi\rho H(1-\nu^2)I_o(\gamma_1)} \right]^{1/2} \quad \text{per } \zeta = 1/3$$

$$\gamma_1 = \frac{\pi}{2\gamma}$$

# Azioni sismiche

$I_0(\cdot)$  e  $I_1(\cdot)$  indica la funzione modificata di Bessel di ordine 0 e 1, rispettivamente;  
E e  $\nu$  sono il modulo di Young e il rapporto di Poisson del materiale del serbatoio,

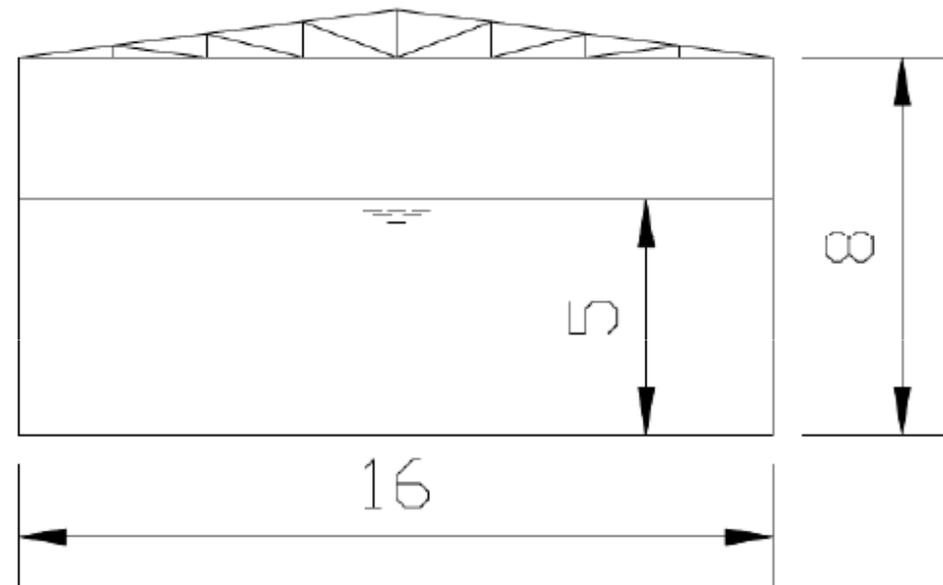


# Azioni sismiche

Il massimo valore di  $p_{vf}(t)$  è ottenuto dall'accelerazione verticale dello spettro di risposta per appropriati valori del periodo e dello smorzamento. Se è trascurata la deformabilità del suolo (vedi paragrafo A.7 dell'Appendice A dell'Eurocodice 8) i valori applicabili di smorzamento sono quelli del materiale del mantello. Il valore del fattore di comportamento (fattore di struttura),  $q$ , adottati per la risposta dovuta alla componente impulsiva della pressione e l'inerzia della parete del serbatoio può essere usato per la risposta alla componente verticale dell'azione sismica. Il massimo valore della pressione dovuta all'effetto combinato di  $p_{vf}(\cdot)$  e  $p_{vh}(\cdot)$  può essere ottenuto applicando la regola "radice quadrata della somma dei quadrati" ai massimi individuali.

# Azioni sismiche

## 5. Esame di un caso reale



Consideriamo un serbatoio (tank) avente i seguenti dati geometrici:

Diametro interno D m	Altezza serbatoio m	spessore pareti m	massa vol kN/mc	altezza acqua h m	spessore base m	densità liquido kg/mc	Modulo Young N/mq
16	8	0,005	78,53	5	0,006	1000	2,00E+11

# Azioni sismiche

Peso delle strutture e del liquido (kN)		Massa delle strutture e del liquido (kg)
Pareti	158	16100
Piastra di base	95	9669
Tetto	50	5097
Liquido	9862	1005310

Si determinano i seguenti parametri di rigidezza e massa del modello:

$h/D=$	0,31	
$m_i/m=$	0,703	
$m_i=$	702681,5	kg
$m_c/m=$	0,309	
$m_c=$	309470	kg
$h_i/h=$	0,375	
$h_i=$	1,88	m
$h_c/h=$	0,677	
$h_c=$	3,39	m
$h_i^*/h=$	0,587	

$h_i^*=$	2,93	m
$h_c^*/h=$	0,727	
$h_c^*=$	3,63	m

# Azioni sismiche

Si calcolano quindi i periodi del modo impulsivo e convettivo

<i>periodo del modo impulsivo</i>		
h/R	0,625	
C <sub>i</sub> =	7,25875	
T <sub>i</sub> =	0,145	s

<i>periodo del modo convettivo</i>		
C <sub>c</sub> =	1,6525	
T <sub>c</sub> =	4,674	s

Noti i periodi propri è possibile utilizzare la normativa italiana (NTC 2008) per poter calcolare, secondo lo schema a blocchi riportato in fig. 1, le:

- $S_e(T_{imp})$  = accelerazione impulsiva spettrale, ottenuto da uno spettro di risposta elastico per un valore di smorzamento coerente con lo stato limite considerato;
- $S_e(T_{con})$  = accelerazione spettrale convettiva, da uno spettro di risposta elastico smorzato allo 0,5%.

e quindi applicando le relazioni del cap. 3 è possibile calcolare infine il taglio alla base e i momenti di ribaltamento ed eseguire le opportune verifiche

# Azioni sismiche

## 7. BIBLIOGRAFIA

- [1] UNI EN 1998-4:2006 (Eurocodice 8)
- [2] D.M. INFRASTRUTTURE 14 GENNAIO 2008 (NTC 2008)
- [3] CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni";
- [4] M. De Angelis, R. Giannini and F. Paolacci, "Experimental investigation on the seismic response of a steel liquid storage tank equipped with floating roof by shaking table tests", Earthquake Engng Struct. Dyn. (2009);
- [5] V. Annoscia, N. Pecere, A. M. Altieri, "La valutazione del rischio sismico nella progettazione delle attrezzature a pressione", SAFAP 2010, pp. 37-46;
- [6] P. K. Malhotra, T.Wenk, M. Wieland, "Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks", Structural Engineering International, IABSE, 2000, pp.197-201.