

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**FACOLTÀ DI INGEGNERIA**

**CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN INGEGNERIA CIVILE**

*D.I.S.T.A.R.T.*

**TESI DI LAUREA**

in

**TECNICA delle COSTRUZIONI**

**COMPORTAMENTO STRUTTURALE DI SERBATOI METALLICI NON  
ANCORATI SOGGETTI A SISMA: PROBLEMATICHE RELATIVE  
ALL'INSTABILITA' DEL MANTELLO**

CANDIDATO  
**Lorenzo FAEDI**

RELATORE:  
Prof. Ing. **Claudio MAZZOTTI**

CORRELATORE:  
Dott. Ing. **Maurizio LENZI**

Anno Accademico 2009/2010  
Sessione III

# INDICE

<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>Pag. 1</b>
--------------------------	---------------

## **CAPITOLO 1**

### **CRITERI DI VERIFICA DEI SERBATOI METALLICI DI FORMA CILINDRICA, SOTTOPOSTI A**

<b>CARICO IDROSTATICO.....</b>	<b>Pag. 1</b>
• 1.1 RIGIDEZZA DEI PARALLELI.....	Pag.1
• 1.2 RIPARTIZIONE DEI CARICHI ASSIALSIMMETRICI.....	Pag.3
• 1.3 CAMPO DI SPOSTAMENTI E SOLLECITAZIONI .....	Pag.8
• 1.4 ESEMPIO:CARICO IDROSTATICO + VARIAZIONE TERMICA.....	Pag.10
• 1.5 ESEMPIO:CARICO IDROSTATICO SU SERBATOIO CON SPESSORE COSTANTE A TRATTI.....	Pag.13
• 1.6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	Pag.17

## **CAPITOLO 2**

### **PROGETTO DI SERBATOI METALLICI**

#### **IN ZONA SISMICA .....**

<b>IN ZONA SISMICA .....</b>	<b>Pag. 19</b>
• 2.1 ENTITÀ DELL' AZIONE SISMICA, CRITERI RELATIVI ALLE API 650.....	Pag.19
• 2.2 BASI TEORICHE DEL COMPORTAMENTO SISMICO SECONDO LE API 650...Pag.27	
- 2.2.1 Azioni equilibranti nella zona di distacco.....	Pag.28
- 2.2.2 Sollecitazioni anulari di membrana.....	Pag.31
- 2.2.3 Sollecitazioni nella zona perimetrale a contatto.....	Pag.33
• 2.3 ENTITÀ DELL' AZIONE SISMICA, CRITERI RELATIVI AGLI EC8-4.....	Pag.38
• 2.4 BASI TEORICHE DEL COMPORTAMENTO SISMICO SECONDO GLI EC8-4.....	Pag.44
- 2.4.1 Azioni equilibranti nella zona di distacco.....	Pag.44
- 2.4.2 Sollecitazioni anulari di membrana.....	Pag.46
- 2.4.3 Sollecitazioni nella zona perimetrale a contatto.....	Pag.48

## **CAPITOLO 3**

### **VERIFICHE SUI SERBATOI.....**

<b>VERIFICHE SUI SERBATOI.....</b>	<b>Pag. 49</b>
• 3.1 INSTABILITÀ ELASTICA.....	Pag.49
• 3.2 INSTABILITÀ ELASTO-PLASTICA.....	Pag.50
• 3.3 INSTABILITÀ NELLE NORMATIVE.....	Pag.53
- 3.3.1 API 650 std .....	Pag.53
- 3.3.2 Eurocodici EC8-4.....	Pag.55
• 3.3 INSTABILITÀ SECONDARIA.....	Pag.59

## **CAPITOLO 4**

### **ESEMPIO NUMERICO DI ANALISI**

<b>SISMICA SEMPLIFICATA.....</b>	<b>Pag. 63</b>
• 4.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA E DATI PER LA VERIFICA.....	Pag.63
• 4.2 ENTITÀ DELL'AZIONE SISMICA.....	Pag.70
- 4.2.1 API 650 std.....	Pag.72
- 4.2.2 Eurocodici EC8-4.....	Pag.77
• 4.3 COMPORTAMENTO DEL SERBATOIO SOTTO L'INPUT SISMICO.....	Pag.80
- 4.3.1 API 650 std.....	Pag.80
- 4.3.2 Eurocodici EC8-4.....	Pag.85
• 4.4 VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MANTELLO.....	Pag.87
- 4.4.1 API 650 std.....	Pag.87

## **CAPITOLO 5**

### **MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI DEL SERBATOIO.....**

• 5.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO.....	Pag.89
• 5.2 ASSEGNAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI.....	Pag.93
• 5.3 ASSEGNAZIONE DEI CARICHI SISMICI.....	Pag.95
• 5.4 VINCOLAMENTO.....	Pag.103
• 5.5 ESPOSIZIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI.....	Pag.105
- 5.5.1 Modello 1: schema statico base.....	Pag.105
- 5.5.2 Modello 2: serbatoio irrigidito da anello.....	Pag.110
- 5.5.3 Modello 3: serbatoio con anello e tetto.....	Pag.114
• 5.6 CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI.....	Pag.115

## **CAPITOLO 6**

### **PROGETTO DELLE FONDAZIONI.....**

• 6.1 RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA.....	Pag.122
- 6.1.1 Lineamenti geologici generali.....	Pag.122
- 6.1.2 Geomorfologia.....	Pag.123
- 6.1.3 Idrogeologia.....	Pag.124
- 6.1.4 Indagini geognostiche.....	Pag.125
- 6.1.5 Considerazioni geotecniche.....	Pag.133
- 6.1.6 Conclusioni.....	Pag.138
• 6.2 PROGETTO DELLA FONDAZIONE PER IL SERBATOIO TK8.....	Pag.139
- 6.2.1 Caratteristiche dei materiali.....	Pag.140
- 6.2.2 Azioni agenti sulla fondazione.....	Pag.140
- 6.2.3 Calcolo delle sollecitazioni e verifica degli elementi.....	Pag.144
• 6.3 VERIFICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	Pag.153
- 6.3.1 Calcolo dei cedimenti.....	Pag.153
- 6.3.2 Capacità portante.....	Pag.155
- 6.3.3 Verifica palo isolato.....	Pag.157
• 6.4 CONCLUSIONI.....	Pag.158

## **CAPITOLO 7**

*CONCLUSIONI*.....Pag. 161

## **APPENDICE A**

*DEDUZIONE DELLA I EQUAZIONE RISOLVENTE  
DEL PROBLEMA DEL SOLLEVAMENTO*.....Pag. 171

## **APPENDICE B**

*DEDUZIONE DELLA II EQUAZIONE RISOLVENTE  
DEL PROBLEMA DEL SOLLEVAMENTO*.....Pag. 175

## **APPENDICE C**

*DEDUZIONE DELL' EQUAZIONE DEI CEDIMENTI*.....Pag. 177

*BIBLIOGRAFIA*.....Pag. 181

## INTRODUZIONE

La presente tesi rappresenta uno studio dei serbatoi di stoccaggio liquidi di forma cilindrica, generalmente la più largamente utilizzata.

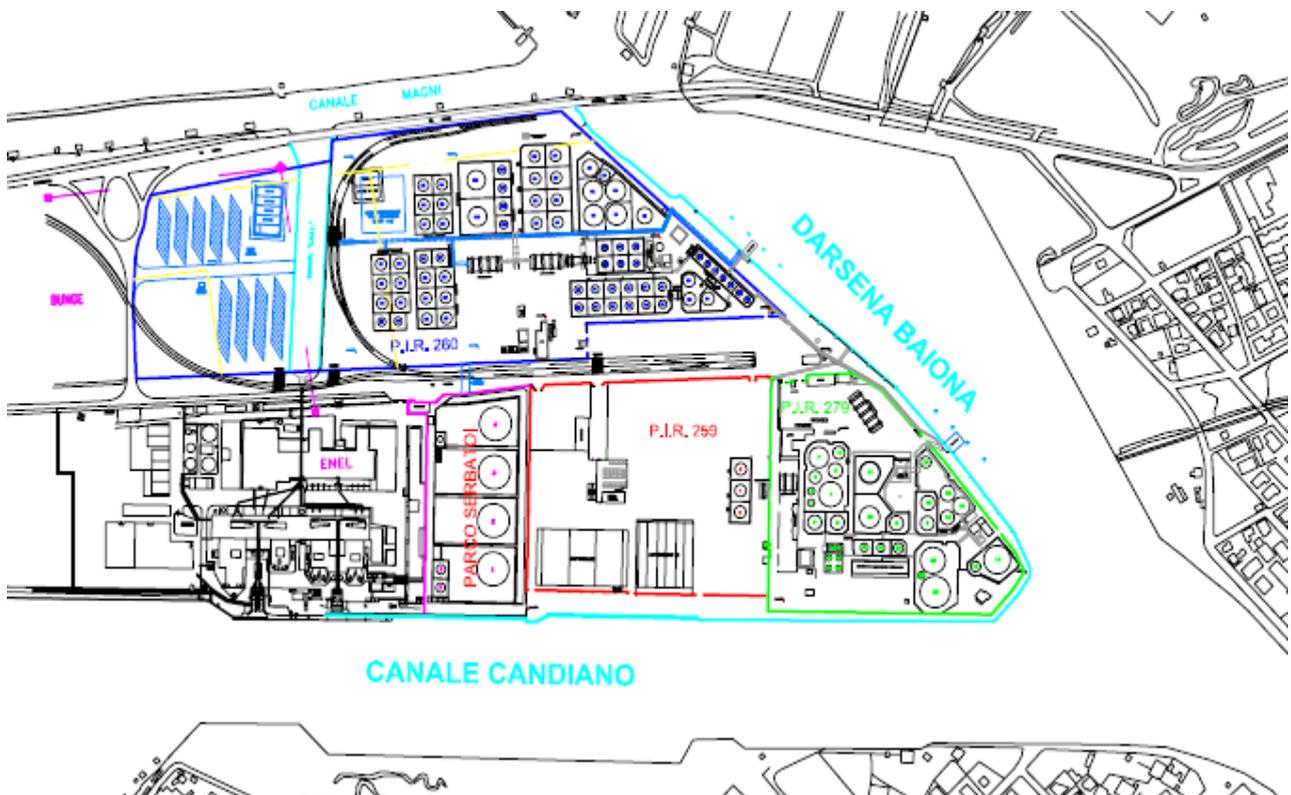
Tali serbatoi possono essere realizzati in conglomerato cementizio armato oppure in acciaio, saldando fra loro lastre metalliche (virole). Poiché questa ultima tipologia trova solitamente largo impiego l'analisi sarà incentrata sui serbatoi metallici, i quali presentano anche problematiche legate all'instabilità degli elementi, a causa dei modesti spessori utilizzati.

Nella costruzione di serbatoi metallici è prassi ricorrere, qualora il rapporto tra diametro ed altezza lo consenta, alla soluzione di non ancorare la parete alla fondazione anche per serbatoi siti in zona sismica.

Alla luce delle considerazioni appena fatte risulta motivata la scelta di incentrare l'esame sui serbatoi metallici di forma cilindrica non ancorati al suolo.

La tesi presenta inoltre risvolti applicativi, poiché lo studio del comportamento strutturale della categoria di serbatoi esaminata, a seguito di carichi idrostatici ed idrodinamici, verrà applicato ad un serbatoio esistente.

Tale struttura è situata a Porto Corsini (RA), nel parco serbatoi denominato "P.I.R. 279" (evidenziato in verde nella figura).



Il serbatoio nello specifico viene utilizzato come deposito di biodiesel: il materiale viene scaricato al suo interno dai natanti (il parco serbatoi è adiacente al canale

Candiano, nonché alla darsena Baiona), e successivamente prelevato dagli automezzi per portarlo ai destinatari, pertanto il deposito è di tipo temporaneo, poiché il liquido non raggiunge sempre la massima capacità del serbatoio e comunque permane per periodi limitati.

Il serbatoio presenta una altezza di 12,2m ed un diametro di 23m, per un rapporto  $H/D=0,506$ . Come si vedrà nei capitoli specifici, lo spessore del mantello è stato ottimizzato riducendone lo spessore progressivamente con l'aumentare della quota, questo poiché la pressione idrostatica presenta un andamento lineare con l'altezza, pertanto alle quote alte saranno sufficienti spessori più ridotti.

Questa riduzione di spessore però può portare a problemi di instabilità, come sarà evidenziato nel capitolo relativo.

In definitiva la tesi proposta si pone come obiettivo lo studio dei metodi di analisi sismica dei serbatoi cilindrici in acciaio non ancorati al terreno, avendo come riferimento applicativo il serbatoio sopra descritto, al quale verranno applicate le formule delle vigenti normative, e del quale verranno creati modelli agli elementi finiti per verificare la bontà dei risultati ottenuti.

Nello specifico lo studio si sviluppa per gradi, con una prima parte legata all'analisi dei serbatoi soggetti a carichi di tipo assialsimmetrico. Data la simmetria assiale di struttura e carico i ragionamenti vengono notevolmente semplificati, pensando la struttura come una botte a doghe verticali (che chiameremo meridiani), cerchiata da fasce orizzontali (i paralleli).

Si otterrà da queste considerazioni una equazione differenziale, che risolta grazie a condizioni di congruenza porterà alla soluzione del problema in termini di spostamenti e sollecitazioni.

Verrà subito applicata la teoria al serbatoio oggetto d'esame, dapprima pensato avente spessore costante, poi analizzato così come si presenta nella realtà, ossia con spessore a tratti costante.

Dopo questa prima parentesi statica si passerà all'analisi di tipo sismico del comportamento strutturale, e lo si farà inizialmente con formule di tipo generale, per poi osservare come queste siano contenute nelle norme di riferimento più utilizzate, ossia la normativa americana API 650 std.(welded tanks for oil storage) e gli Eurocodici (nello specifico EC 8: Design of structures for earthquake resistance - Parte 4: Silos, tanks and pipelines).

Data la complessità del comportamento sismico, legata principalmente all'interazione struttura-liquido e struttura-terreno, tutte le norme semplificano la struttura continua in un sistema al discreto, composto da 2 rigidità rappresentanti i due principali modi di vibrare. Per mezzo di questa approssimazione è possibile eseguire un'analisi a spettro di risposta.

Poiché il sistema non è ancorato al suolo, a seguito di un sisma (come ad esempio quello di progetto fornito dalle NTC 2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni) si

solleverà una porzione più o meno estesa di fondo. A resistere al momento ribaltante dato dal sisma possono intervenire solo il peso del liquido sollevato e i pesi propri della struttura, che verranno scaricati in fondazione dalla sola porzione di mantello rimasta a contatto, che subirà così un incremento di tensioni non trascurabile.

Tale incremento, se combinato con la tensione di parallelo già presente, può instabilizzare localmente il mantello (non è la singola tensione ma lo stato biassiale, ossia la combinazione delle due, a portare in crisi il materiale)

A tale proposito sono stati analizzati, al capitolo riguardante l'instabilità (il vero problema di questo tipo di serbatoi), le varie modalità di crisi, dando importanza anche all'instabilità di tipo secondario, che non viene contemplata in nessuna normativa, ma che per alcuni serbatoi (nello specifico quelli ad elevato rapporto R/H) risulta la prima tipologia di crisi.

Verranno poi prese in considerazione le normative già citate e si valuterà la completezza delle formule che adottano. Poiché come detto l'instabilità secondaria non è considerata dalle norme, verrà proposta una trattazione del problema con modelli agli elementi finiti.

Si passerà poi alla parte applicativa della tesi, con un primo capitolo dedicato all'analisi del serbatoio esistente utilizzando la trattazione generale dell'analisi sismica, seguita dall'applicazione delle due norme di riferimento citate per ricavare le azioni in gioco e verificare la struttura. Verranno evidenziate le caratteristiche salienti dei due approcci al problema e delle diverse assunzioni fatte dalle norme.

Tali risultati saranno posti a confronto con quanto ottenuto analizzando il serbatoio attraverso un modello agli elementi finiti, utilizzando il software Straus7. Si noterà nello specifico come le norme centrino il comportamento della struttura valutando in maniera piuttosto precisa l'entità delle tensioni e degli spostamenti, ma tuttavia non colgono certi aspetti locali che invece il modello FE evidenzia. Per la precisione i modelli generati sono 3, creati per avvicinarsi progressivamente (inserendo elementi irrigidenti presenti nel serbatoio esistente) alla situazione reale, e osservando come gli elementi che caratterizzano il singolo modello influenzino il comportamento globale.

Infine nel progetto di un serbatoio è molto importante l'aspetto riguardante le fondazioni; una prima distinzione va fatta con riferimento al tipo di ancoraggio della struttura: infatti se il serbatoio è ancorato alla fondazione, ove questo richiama sforzi di trazione è necessario coinvolgere una porzione elevata di terreno per equilibrarli. In un serbatoio non ancorato invece le problematiche riguardano la riduzione della superficie di appoggio dello stesso, che portano quindi come visto ad un incremento delle tensioni di compressione lungo il mantello ancora a contatto; queste compressioni possono portare al superamento della tensione limite del terreno, nonché a cedimenti differenziali troppo alti.

La normativa API std 650 a riguardo contempla, nell'APPENDICE B, vari tipi di fondazione, dando maggior rilievo a quelle costituite da un muro anulare in c.a. sotto al mantello, e materiale granulare sotto la base.

Tuttavia è buona norma eseguire fondazioni a platea, poiché per questioni di sicurezza, in caso di una accidentale fuoriuscita di materiale contenuto ( che può essere benzina, diesel, biodiesel, petrolio, ecc.) a seguito della rottura della lamiera di fondo (spessa pochi mm), è da evitare l'infiltrazione del liquido in falda con conseguente contaminazione della stessa.

Sempre per le medesime necessità viene disposto un muro circolare in c.a. intorno al serbatoio, per contenere in una zona ridotta una eventuale fuoriuscita di liquido; ovviamente la superficie di tutta questa area deve essere resa impermeabile.

Gli Eurocodici 8-4 non danno indicazioni sulle fondazioni, ma richiamano altri capitoli delle norme. Tuttavia, come si vedrà nell'esempio applicativo, è possibile effettuare un progetto semplificato della platea di fondazioni attraverso semplici relazioni note della scienza delle costruzioni, che con buona approssimazione colgono il comportamento della fondazione per le varie combinazioni di carico.

Il capitolo finale mira quindi ad effettuare il progetto, e la conseguente verifica, della fondazione del serbatoio verificato ai capitoli precedenti, di cui quindi sono note le dimensioni e le forze in gioco.

Punto di partenza fondamentale è l'analisi geologica-geotecnica del suolo su cui insiste la struttura; questo infatti influenzerà il tipo di fondazione da utilizzare, la sua dimensione, e l'eventuale necessità di realizzare interventi di consolidamento del terreno.

Alla luce di quanto esposto nella relazione si dimensionerà la fondazione, per poi verificarla agli stati limite; infine verrà verificato il terreno di fondazione, in termini di capacità portante e cedimenti (l'aspetto più critico per questo tipo di opera).

Nel suo complesso la tesi vuole quindi essere un inquadramento completo (dalla prima virola del mantello fino alle fondazioni) degli aspetti salienti che caratterizzano la progettazione sismica di serbatoi metallici di forma cilindrica non ancorati al suolo, contenente anche le indicazioni delle normative più utilizzate in questo campo, ed integrata dalle applicazioni della teoria e delle suddette norme ad un serbatoio esistente.

I ragionamenti effettuati vengono poi rafforzati dall'analisi dello stesso serbatoio, eseguita con software agli elementi finiti, la quale conferma il comportamento generale dell'opera e mette in luce altre problematiche non riscontrate nelle norme.

## CAPITOLO 1

### CRITERI DI VERIFICA DEI SERBATOI METALLICI DI FORMA CILINDRICA, SOTTOPOSTI A CARICO IDROSTATICO

Si riporta di seguito lo studio di serbatoi cilindrici soggetti ad azioni assialsimmetriche. Nello specifico verranno evidenziati i caratteri salienti del comportamento strutturale identificando l'interazione fra il regime flessionale delle strisce di meridiano e il regime estensionale di quelle di parallelo.

Per carichi di tipo assialsimmetrico, come ad esempio il carico idrostatico, il calcolo può essere condotto seguendo l'analogia della botte a doghe (meridiani) cerchiata da anelli metallici (paralleli). In questo modo è immediato valutare la ripartizione dei carichi, poiché questi possono essere pensati applicati ai meridiani, trattenuti dai paralleli.

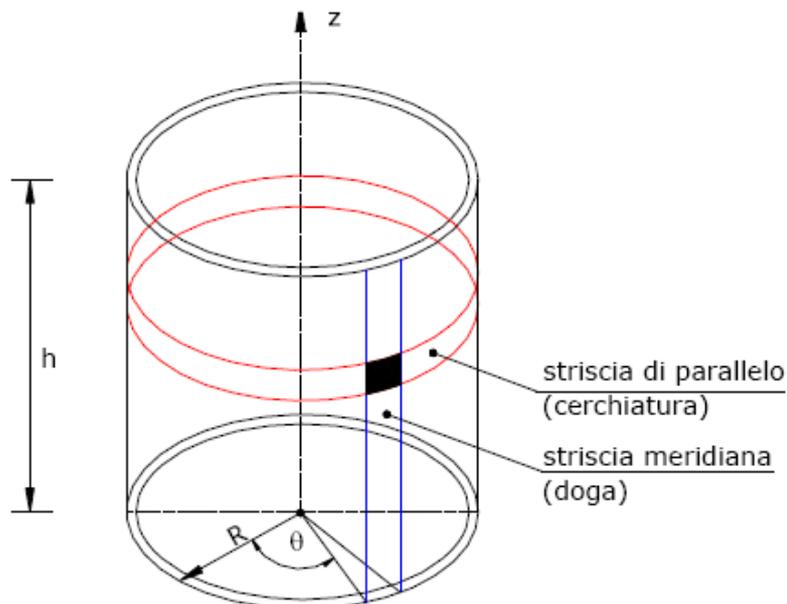


Figura 1.1 – Meridiani e paralleli di un serbatoio

#### 1.1. RIGIDEZZA DEI PARALLELI

La rigidità dell'azione cerchiante è il parametro caratterizzante la risposta strutturale ed è definita come il rapporto fra la pressione ( $p$ ) applicata alla striscia di parallelo unitaria e lo spostamento omologo ( $w$ ) in direzione radiale.

La deformazione circonferenziale del generico parallelo è definita da:

$$\varepsilon = \frac{\Delta c}{c} = \frac{2\pi(R+w) - 2\pi R}{2\pi R} = \frac{w}{R} \quad (1.1)$$

Tenuto conto della legge costitutiva  $\varepsilon = \sigma / E$ , la precedente equazione diviene

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{w}{R} \quad (1.2)$$

che mostra dipendenza diretta tra tensioni anulari e spostamenti radiali.

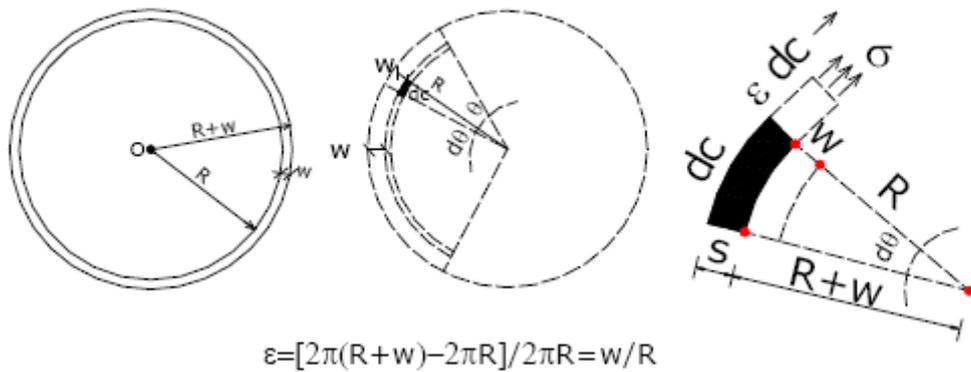


Figura 1.2 – Tensioni e deformazioni

La tensione  $\sigma$  è legata allo sforzo assiale N tramite la relazione  $\sigma = N / s$ , pertanto la relazione precedente si modifica in questo modo:

$$\frac{N}{Es} = \frac{w}{R} \quad (1.3)$$

Per equilibrio delle pressioni idrostatiche è noto il valore di N, costante lungo la generica striscia di parallelo:  $N = pR$ .

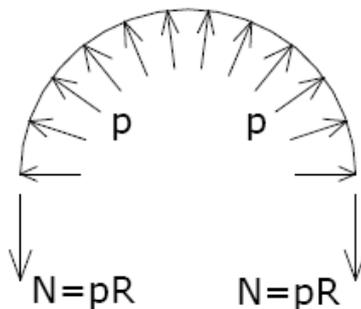


Figura 1.3 – Pressioni interne e sforzo di parallelo

Per come è stata definita la rigidità estensionale del parallelo, si perviene a

$$K = \frac{p}{w} = \frac{Es}{R^2} \quad (1.4)$$

## 1.2. RIPARTIZIONE DEI CARICHI ASSIALSIMMETRICI

Grazie all'analogia di riferimento, ed alla simmetria assiale del carico, è possibile modellizzare il serbatoio considerandone solo una striscia unitaria soggetta al carico idrostatico, vincolata da un incastro alla base e trattenuta da una serie di molle rappresentanti la cerchiatura dei paralleli.

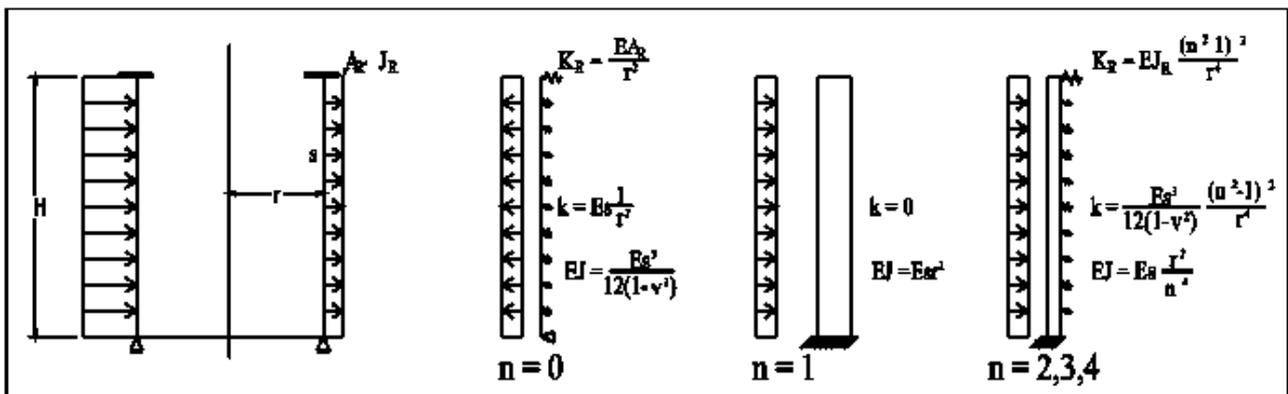


Figura 1.4 – Modello semplificato del serbatoio

Come si nota dall'immagine soprastante il regime statico è quello di una trave incastrata, avente rigidità flessionale  $EJ = Es^3/12(1-\nu^2)$ , su vincoli elastici diffusi (paralleli) di rigidezza al continuo  $K=Es/R^2$ , soggetta ad un carico ortogonale variabile con l'altezza  $p(z)$ .

L'equazione fondamentale risulta essere la seguente

$$EJ \frac{d^4 w(z)}{dz^4} + Kw(z) = q(z) \quad (1.5)$$

che mostra come il carico esterno sia equilibrato in parte dalla rigidezza flessionale dei meridiani, ed in parte dalla rigidezza dei paralleli.

Esplicitando i vari termini si perviene a

$$\frac{d^4 w}{dz^4} = 4\beta^4 w = \frac{q}{EJ} \quad (1.6)$$

dove

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4EJ}} \cong \frac{1,31}{\sqrt{Rs}} \quad (1.7)$$

é il parametro geometrico (indipendente dal modulo elastico del materiale) che governa l'interazione tra strisce meridiane e di parallelo ed avente dimensioni fisiche corrispondenti all'inverso di una lunghezza. Questa ultima proprietà consente di introdurre come parametro rappresentativo della risposta strutturale la lunghezza caratteristica:

$$L_c = \frac{1}{\beta} = \frac{\sqrt{R_s}}{1,31} = 0,54\sqrt{D_s} \quad (1.8)$$

da cui dipende come si vedrà l'entità dei movimenti della parete cilindrica.

Per mezzo di questa lunghezza si può definire la grandezza derivata, anch'essa dipendente da sole grandezze geometriche:

$$\lambda = 2\pi L_c \cong 4,8\sqrt{R_s} = 3,37\sqrt{D_s} \quad (1.9)$$

che individua la lunghezza d'onda a cui risulta correlata la capacità smorzante dei paralleli. Le strisce anulari infatti, oltre ad equilibrare una quota parte del carico esterno, oppongono con la loro rigidità estensionale anche un contrasto agli spostamenti radiali indotti lungo la parete dalle azioni che nascono ai bordi per ripristinare le condizioni locali di congruenza o di equilibrio ed i cui effetti si estinguono in una distanza pari appunto alla lunghezza d'onda.

Tornando all'equazione fondamentale del comportamento strutturale, questa si compone di un integrale particolare  $w_p(z)$  e di uno legato all'omogenea associata  $w_0(z)$ :

$$w(z) = w_p(z) + w_0(z) \quad (1.10)$$

Posta l'origine alla base, la pressione  $p(z)$  ad una generica altezza vale  $\gamma(h-z)$ , pertanto, nell'ipotesi di serbatoio libero da vincoli rotazionali e traslazionali alla base, l'integrale particolare vale

$$w_p(z) = \frac{p(z)}{K} \quad (1.11)$$

In questo caso particolare il serbatoio si comporta come una membrana che si dilata linearmente come il carico idrostatico, senza assumere curvatura lungo i meridiani, che rimangono rettilinei e quindi esenti da sforzi. Il carico è quindi assorbito interamente dalle strisce di parallelo, che resistono all'aliquota di pressione ad esse direttamente applicata.

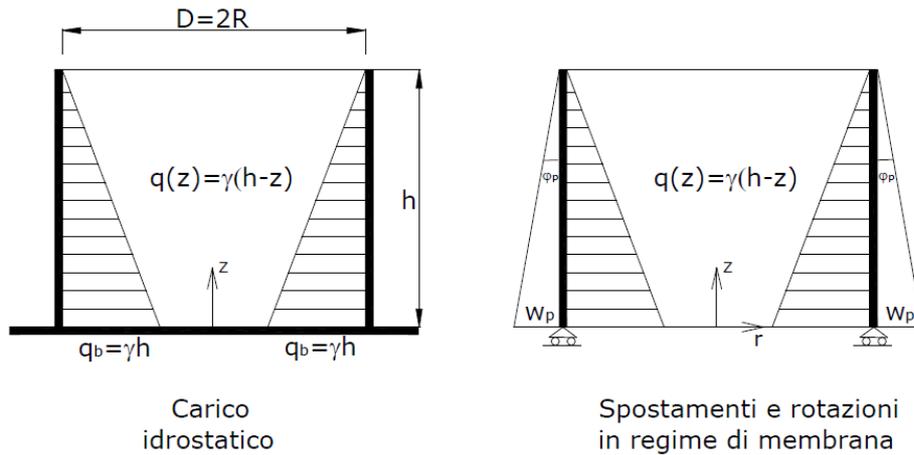


Figura 1.5 – Carico e spostamento idrostatico

All'estremità è però presente un vincolo che impedisce spostamenti e rotazioni; sarà quindi necessaria la nascita di un momento e una forza atte a ripristinare la congruenza alla base.

Queste incognite saranno individuate dalla soluzione dell'equazione omogenea

$$EJw^{IV} + Kw = 0 \quad (1.12)$$

che fornisce come soluzione

$$w_0(z) = \left[ e^{-z/L_c} \left( C_1 \cos \frac{z}{L_c} + C_2 \sin \frac{z}{L_c} \right) \right] + \left[ e^{h-z/L_c} \left( C_3 \cos \frac{h-z}{L_c} + C_4 \sin \frac{h-z}{L_c} \right) \right] \quad (1.13)$$

che descrive una funzione oscillatoria, composta da due onde ( le due espressioni fra parentesi) che si propagano una verso l'alto, l'altra verso il basso. Entrambe nella propagazione si smorzano, e per la precisione ad una distanza dai bordi pari a  $\lambda=2\pi L_c$  il termine esponenziale si riduce ad 1/500 del picco iniziale poiché:

$$e^{-\beta\lambda} = e^{-2\pi} \cong 1/500$$

Oltre tale distanza il corpo del serbatoio si comporta come membrana soggetta a carico idrostatico, poiché gli effetti di bordo sono trascurabili; questa ipotesi è quasi sempre verificata per serbatoi metallici, e spesso anche per quelli in calcestruzzo. Grazie a tale ipotesi il cilindro può esser definito semi-illimitato, e la soluzione omogenea si riduce a

$$w_0(z) = C_1 e^{-z/L_c} \cos \frac{z}{L_c} + C_2 e^{-z/L_c} \sin \frac{z}{L_c} \quad (1.14)$$

Per determinare le costanti di integrazione viene considerata una distribuzione di coppie radiali  $M_0$  e di forze radiali  $H_0$  agenti nella sezione di base, per ripristinare la congruenza persa con la deformata relativa al carico idrostatico:

$$\begin{aligned} M_0 &= -EJw''(0) \\ H_0 &= -EJw'''(0) \end{aligned} \quad (1.15)$$

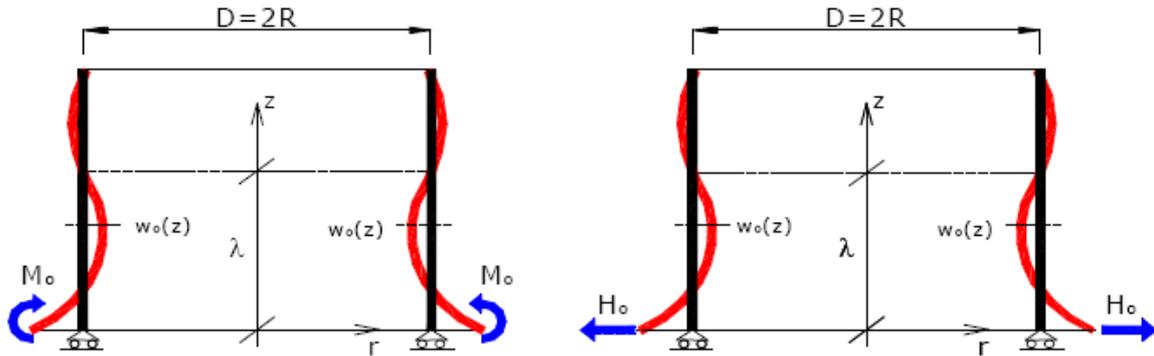


Figura 1.6 – Forza e momento di congruenza alla base

Inserendo la soluzione derivata nelle due equazioni esposte si ottengono le due costanti, che sostituite nella soluzione originale forniscono:

$$w_0(z) = \frac{M_0 L_c^2}{2EJ} e^{-z/L_c} \left( \cos \frac{z}{L_c} - \sin \frac{z}{L_c} \right) + \frac{H_0 L_c^3}{2EJ} e^{-z/L_c} \cos \frac{z}{L_c} \quad (1.16)$$

Dalla quale è possibile ricavare spostamenti e rotazioni relativi al solo  $M_0$  o al solo  $H_0$ :

$$w_H = \frac{H_0 L_c^3}{2EJ} \quad w_M = \frac{M_0 L_c^2}{2EJ} \quad \varphi_H = \frac{H_0 L_c^2}{2EJ} \quad \varphi_M = \frac{M_0 L_c}{EJ} \quad (1.17)$$

Ora è possibile ricavare le incognite iperstatiche  $H_0$  ed  $M_0$  imponendo che spostamento e rotazione alla base ( somma delle quote parti legate al carico idrostatico  $p(z)$  ed alle suddette incognite iperstatiche ) siano nulli, quindi ricordando che:

$$w_p = \frac{\gamma h R^2}{E_s} \quad \varphi_p = \frac{\gamma R^2}{E_s} \quad (1.18)$$

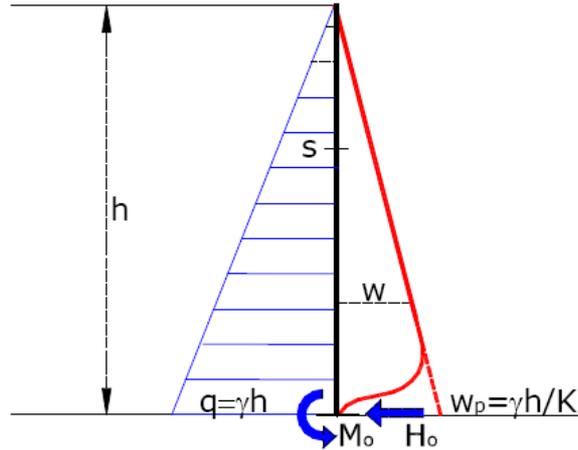


Figura 1.7 – Deformata di una sezione generica

si scrive il sistema risolvente

$$\begin{aligned} \frac{H_0 L_c^3}{2EJ} + \frac{M_0 L_c^2}{2EJ} + \frac{\gamma h R^2}{2Es} &= 0 \\ \frac{H_0 L_c^2}{2EJ} + \frac{M_0 L_c}{EJ} + \frac{\gamma R^2}{Es} &= 0 \end{aligned} \quad (1.19)$$

che, risolto, fornisce i valori delle incognite ricercate:

$$M_0 = \frac{\gamma L_c^2 (h - L_c)}{2} \quad H_0 = \frac{\gamma L_c (2h - L_c)}{2} \quad (1.20)$$

Nel caso di serbatoi metallici la lunghezza caratteristica  $L_c$  è di alcune decine di cm, quindi  $\ll h$ ; attraverso questa considerazione è possibile semplificare, in buona approssimazione, le formule di  $H_0$  e  $M_0$  in questo modo:

$$M_0 \cong \frac{\gamma h L_c^2}{2} \cong 0,3 \gamma h R s \quad H_0 \cong -\gamma h L_c \cong -0,8 \gamma h \sqrt{R s} \quad (1.21)$$

### 1.3. CAMPO DI SPOSTAMENTI E SOLLECITAZIONI

A questo punto, note tutte le forze in gioco, il campo di spostamenti per ogni punto è descritto dalla formula

$$w(z) = \frac{q(z)R^2}{Es} + \frac{M_0L_c^2}{2EJ} e^{-z/L_c} \left( \cos \frac{z}{L_c} - \sin \frac{z}{L_c} \right) + \frac{H_0L_c^3}{2EJ} e^{-z/L_c} \cos \frac{z}{L_c} \quad (1.22)$$

somma della soluzione particolare e dell'omogenea associata.

Anche lo sforzo normale di parallelo è noto ora in ogni punto poiché ottenuto dalla relazione

$$N(z) = \frac{w(z)R}{Es} \quad (1.23)$$

Per quanto riguarda le strisce di meridiano, queste sono soggette a momenti flettenti significativi soltanto nel tratto alla base lungo  $L_c$ , poiché si è visto che oltre tale valore gli effetti di bordo legati alla congruenza si dissipano.

$$M(z) = M_0 e^{-z/L_c} \left( \cos \frac{z}{L_c} + \sin \frac{z}{L_c} \right) + H_0 L_c e^{-z/L_c} \sin \frac{z}{L_c} \quad (1.24)$$

$$T(z) = -\frac{2M_0}{L_c} e^{-z/L_c} \sin \frac{z}{L_c} + H_0 e^{-z/L_c} \left( \cos \frac{z}{L_c} - \sin \frac{z}{L_c} \right)$$

Di seguito vengono riportati gli andamenti tipici di sforzo di parallelo e momento di meridiano; da notare come quest'ultimo venga smorzato dopo un tratto piuttosto breve.

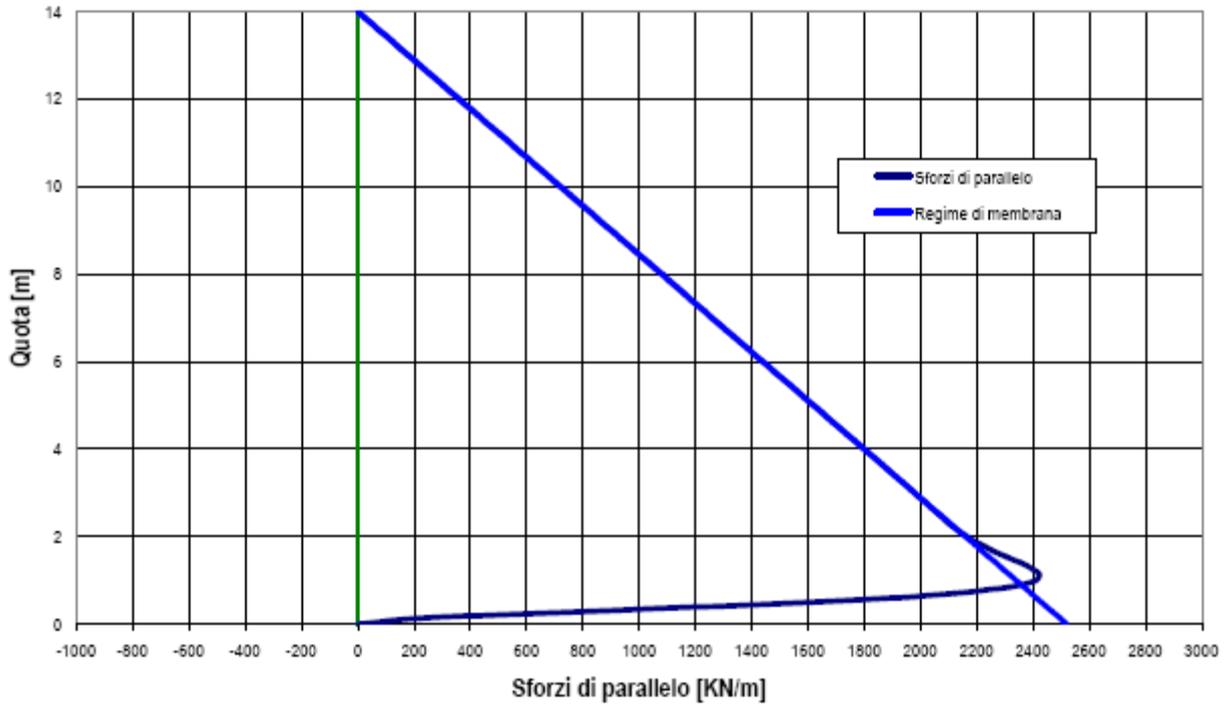


Figura 1.8 – Serbatoi metallici: sforzi di parallelo

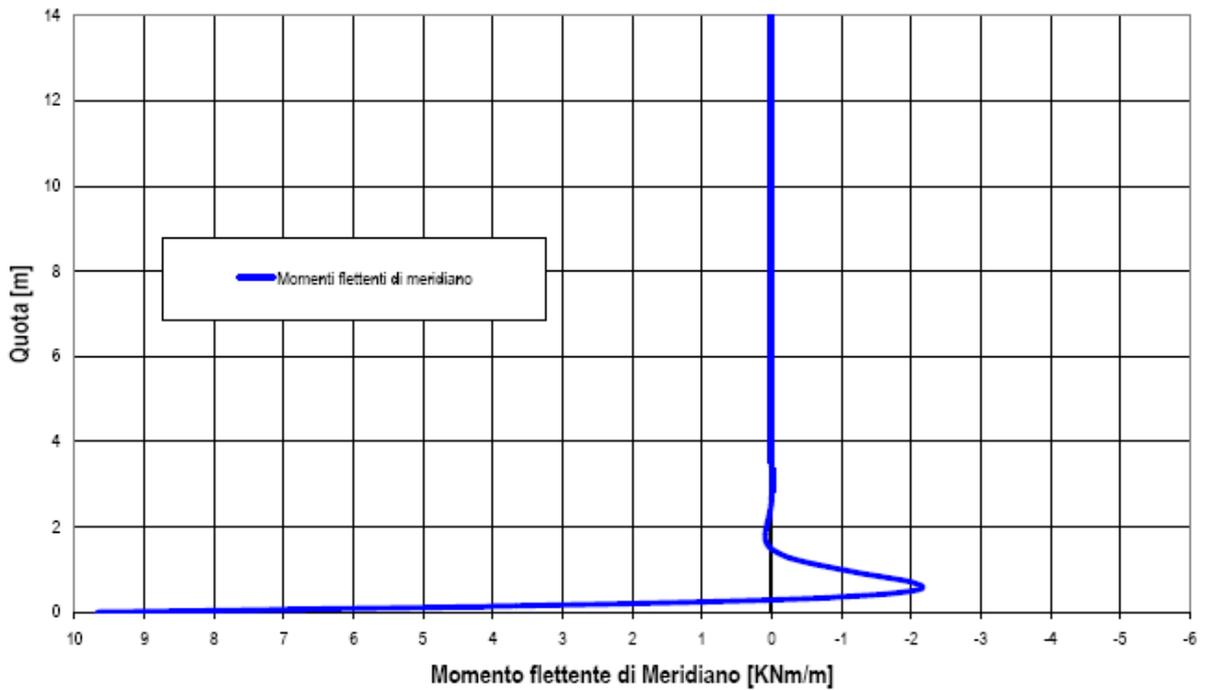


Figura 1.9 – Serbatoi metallici: diagramma dei momenti flettenti

#### 1.4. ESEMPIO: CARICO IDROSTATICO + VARIAZIONE TERMICA

Si esegue una verifica a seguito di un carico idrostatico frutto della spinta del liquido contenuto nel serbatoio.

La struttura del serbatoio è costituita da un guscio cilindrico di acciaio di spessore costante, ed è vincolata alla piastra di fondo tramite saldatura.

##### DATI:

Raggio del serbatoio  $R=11,5\text{m}$

Altezza del pelo libero  $H=12,2\text{m}$

Spessore del guscio  $s=11\text{mm}$

Modulo elastico acciaio  $E=200\text{GPa}$

coeff dilataz. termica  $\alpha=10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Peso specifico liquido (acqua)  $\gamma=10\text{kN/mc}$

Variazione termica  $\Delta T=20^\circ\text{C}$

Dalla teoria dei gusci cilindrici in regime assialsimmetrico è possibile schematizzare il serbatoio come strisce unitarie di meridiano, incastrate alla base e poggianti su un letto di molle rappresentante la rigidità che le strisce di parallelo mostrano verso le dilatazioni orizzontali.

Tale rigidità vale

$$K = Es / R^2 = 16635\text{kN} / \text{m}^3$$

mentre la rigidità della striscia di meridiano vale

$$EJ = \frac{Es^3}{12(1-\nu^2)} \cong 24\text{kNm}^2 / \text{m}$$

A questo punto viene valutato il parametro geometrico

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4EJ}} = 3,63$$

dal quale si ricavano lunghezza caratteristica e lunghezza d'onda:

$$L_c = 1/\beta = 0,276m$$

$$\lambda = 2\pi L_c = 1,73m$$

Quest'ultima grandezza identifica la capacità dei paralleli di smorzare le azioni che insorgono nei meridiani per ripristinare le condizioni di congruenza locale nei punti di discontinuità (in questo caso solo all'incastro).

Tali effetti locali risultano dissipati ad una distanza pari appunto a  $\lambda$ .

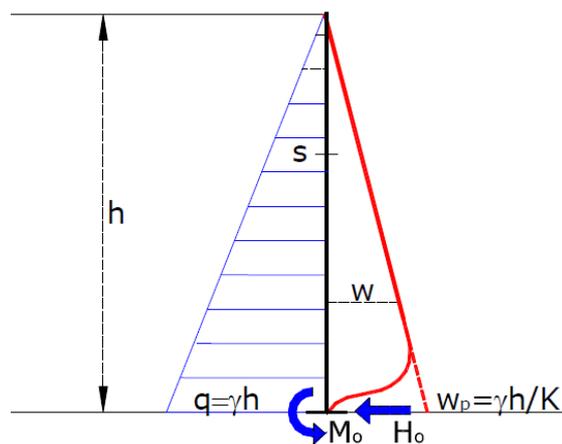
### EFFETTI DEL CARICO IDROSTATICO

E' evidente come la lunghezza d'onda sia notevolmente inferiore all'altezza del serbatoio, pertanto il calcolo può essere sviluppato sotto l'ipotesi di serbatoio semi-illimitato.

Definito con  $p(z)$  il valore della pressione idrostatica ad una generica quota  $z$  calcolata rispetto al pelo libero ( $p(z)=\gamma z$ ), i valori di taglio e momento alla base del serbatoio valgono:

$$M_0 = \frac{\gamma \cdot L_c^2 \cdot (h - L_c)}{2} = 4,51kNm / m$$

$$H_0 = \frac{\gamma \cdot L_c \cdot (2h - L_c)}{2} = 33,2kN / m$$



Lo spostamento orizzontale massimo si ricava in maniera semplificata tramite l'ausilio di una tabella riportante i valori del coefficiente  $c_w$  in funzione del rapporto caratteristico, che per il serbatoio oggetto d'esame vale  $H / L_c = 44$ .

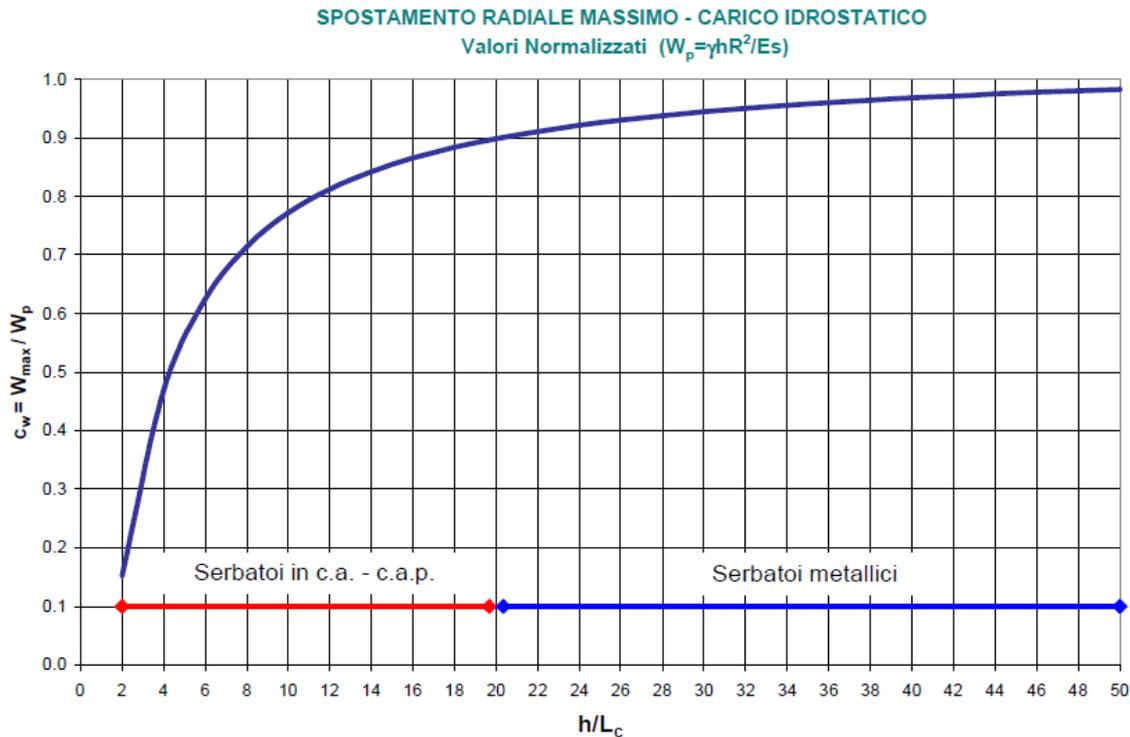


Figura 1.10 – Grafico del coefficiente  $c_w$

$$c_w = 0,96$$

Tale coefficiente rappresenta il rapporto fra lo spostamento massimo ( $w_{max}$ ) e quello generato dal carico idrostatico su un serbatoio libero di dilatarsi alla base ( $w_p$ ).

$$\text{Poiché } w_p = \frac{p(h)}{K} = \frac{\gamma h R^2}{E_s} \Rightarrow w_{max} = c_w \frac{\gamma h R^2}{E_s} = 7 \text{ mm} .$$

### EFFETTI DELLA VARIAZIONE TERMICA

La dilatazione termica indurrebbe, su un cilindro libero di dilatarsi, uno spostamento libero uniforme pari a  $w_{\Delta T} = \alpha \Delta T R = 2,3 \text{ mm}$ , senza però provocare incremento delle tensioni.

La condizione di spostamenti e rotazioni nulle alla base genera il seguente sistema risolvante:

$$\begin{aligned} \frac{H_0 L_c^3}{2EJ} + \frac{M_0 L_c^2}{2EJ} + \alpha \Delta T \cdot R &= 0 \\ \frac{H_0 L_c^2}{2EJ} + \frac{M_0 L_c}{EJ} &= 0 \end{aligned} \tag{1.25}$$

Che permette di ottenere le sollecitazioni che nascono alla base per garantire la congruenza:

$$M_0 = \frac{2EJ\alpha\Delta TR}{Lc^2} = -1,46kNm/m$$

$$H_0 = \frac{-2M_0}{Lc} = 10,6kN/m$$

Si nota come gli spostamenti indotti dalla variazione termica siano confrontabili come ordine di grandezza a quelli indotti dalla spinta idrostatica.

Discorso a parte è quello degli sforzi di parallelo, che mentre per il carico idrostatico sono nulli alla base, a seguito dell'escursione termica sono massimi alla base e si smorzano lungo l'altezza, poiché una volta smorzati gli effetti di bordo, la dilatazione frutto del  $\Delta T$  non induce alcuna tensione.

### 1.5. ESEMPIO: CARICO IDROSTATICO SU SERBATOIO CON SPESSORE COSTANTE A TRATTI

La teoria studiata ai punti 1.1.,1.2.,1.3. può essere applicata anche a serbatoi aventi spessore costante a tratti, caso assai più frequente.

Infatti se ciascuna virola costituente il tratto di mantello a spessore costante presenta un'altezza superiore alla sua lunghezza d'onda, è possibile di nuovo utilizzare le formule relative a cilindri semi-illimitati.

Il serbatoio oggetto d'esame presenta uno spessore costante a tratti, secondo quanto esposto di seguito:

VIROLA	altezza [mm]	spessore [mm]
1	2300	11
2	1980	9
3	3960	8
4	3960	7

DATI:

Raggio del serbatoio  $R=11,5m$

Altezza del pelo libero  $H=12,2m$

Modulo elastico acciaio  $E=200GPa$

Peso specifico liquido (acqua)  $\gamma=10kN/mc$

Si nota come sia possibile suddividere il mantello in 4 tratti a spessore costante.

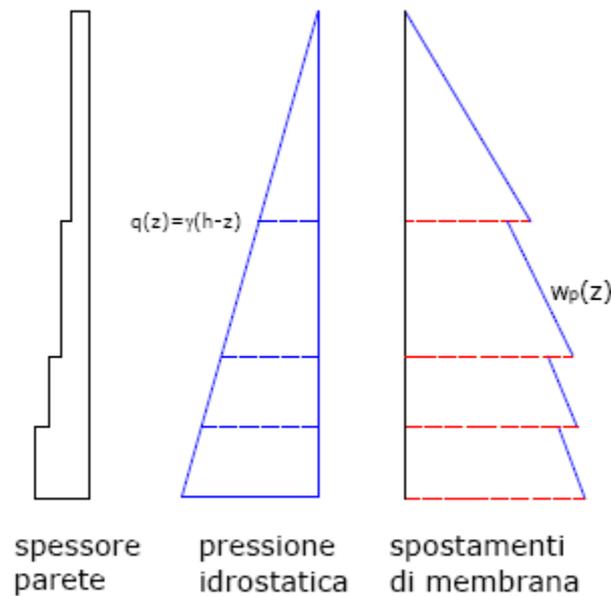


Figura 1.11 – Soluzione omogenea per il serbatoio a spessore costante a tratti

In prima fase si valutano gli spostamenti radiali  $w_i$  dei quattro tratti identificati, pensati separati l'uno dall'altro, e soggetti al carico idrostatico, attraverso la formula

$$w_i = \frac{p(z_i)}{K_i} \quad (1.26)$$

dove

$p(z_i) = \gamma h_i$  pressione alla quota  $z_i$ , prodotto di peso specifico del liquido per il battente rispetto al lembo di virola considerato.

$K_i$  è rigidità del parallelo corrispondente alla virola  $i$ -esima, e vale  $K_i = E s_i / R^2$

Successivamente viene imposta la congruenza all'interfaccia di due virole contigue ma di spessore diverso, poiché sarà necessaria la nascita di un momento ed una forza di congruenza (di seguito si riportano le convenzioni di positività)

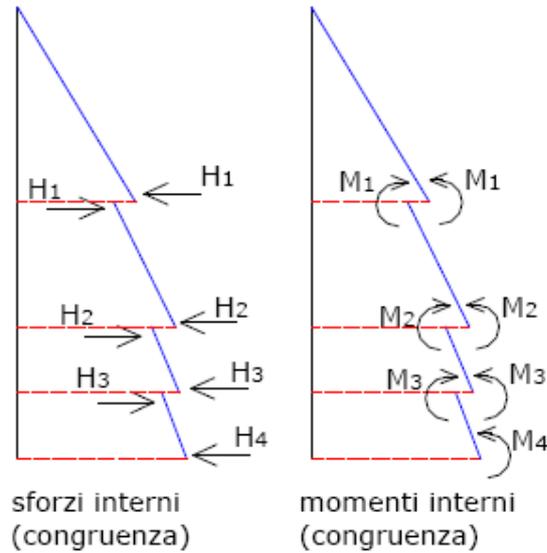


Figura 1.12 – Azioni interne per il mantenimento della congruenza

Imponendo la congruenza di spostamenti e rotazioni all'interfaccia delle generiche virole  $i$  e  $i+1$  si ottiene il sistema di 2 equazioni in 2 incognite

$$H_k (w_{H,i} + w_{H,i+1}) + M_k (w_{M,i} + w_{M,i+1}) = \gamma \cdot z_k \left( \frac{1}{K_i} - \frac{1}{K_{i+1}} \right) \quad (1.27)$$

$$H_k (\phi_{H,i} + \phi_{H,i+1}) + M_k (\phi_{M,i} + \phi_{M,i+1}) = \gamma \left( \frac{1}{K_i} - \frac{1}{K_{i+1}} \right)$$

Dove i generici  $w_{H,i}$ ,  $w_{M,i}$ ,  $\phi_{H,i}$ ,  $\phi_{M,i}$  sono gli spostamenti e le rotazioni indotte da una forza o un momento unitario e valgono

$$w_{H,i} = \frac{L_{C,i}^3}{2EJ_i} \quad w_{M,i} = \frac{L_{C,i}^2}{2EJ_i} \quad \phi_{H,i} = \frac{L_{C,i}}{2EJ_i} \quad \phi_{M,i} = \frac{L_{C,i}}{EJ_i} \quad (1.28)$$

I calcoli vengono implementati in un foglio excel ottenendo

RIGIDENZE ANULARI		
K1	17051,04	kN/mc
K2	13950,85	kN/mc
K3	12400,76	kN/mc
K4	10850,66	kN/mc

PARAMETRO GEOMETRICO $\beta$	
$\beta_1$	3,66
$\beta_2$	4,05
$\beta_3$	4,29
$\beta_4$	4,59

RIGIDENZE DI MERIDIANO			LUNGHEZZA CARATTERISTICA		
EJ1	23,69	kNm/m	Lc1	0,273	m
EJ2	12,97	kNm/m	Lc2	0,247	m
EJ3	9,11	kNm/m	Lc3	0,233	m
EJ4	6,10	kNm/m	Lc4	0,218	m

SPOSTAMENTI RADIALI			LUNGHEZZA D'ONDA				
$w_{4,inf}$	3,65	mm	$\lambda_1$	1,715	m	$<?L_1$	SI
$w_{3,sup}$	3,19	mm	$\lambda_2$	1,552	m	$<?L_2$	SI
$w_{3,inf}$	6,39	mm	$\lambda_3$	1,463	m	$<?L_3$	SI
$w_{2,sup}$	5,68	mm	$\lambda_4$	1,368	m	$<?L_4$	SI
$w_{2,inf}$	7,10	mm					
$w_{1,sup}$	5,81	mm					
$w_{1,inf}$	7,15	mm					

Tabella 1.1 – Principali grandezze d'interesse

Verificato che per ogni virola la lunghezza d'onda sia inferiore all'altezza dell'elemento, è possibile utilizzare per ognuna le formule già note per serbatoi semi-illimitati.

Calcolati gli spostamenti radiali per ambo i lembi di ogni elemento, si impone la congruenza come descritto in precedenza, utilizzando spostamenti e rotazioni normalizzati (relativi a forza o momento unitario):

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI NORMALIZZATI			
$w_{H1}$	0,430	$\phi_{H1}$	0,001574
$w_{H2}$	0,581	$\phi_{H2}$	0,002351
$w_{H3}$	0,693	$\phi_{H3}$	0,002975
$w_{H4}$	0,846	$\phi_{H4}$	0,003886
$w_{M1}$	1,574	$\phi_{M1}$	0,011527
$w_{M2}$	2,351	$\phi_{M2}$	0,019037
$w_{M3}$	2,975	$\phi_{M3}$	0,025555
$w_{M4}$	3,886	$\phi_{M4}$	0,035682

Tabella 1.2 – Spostamenti e rotazioni normalizzati

che vengono introdotti nel sistema risolvente:

SISTEMA RISOLVENTE					
INTERFACCIA 1-2					
H1-2	0,151	+	M1-2	0,777	= 1,29
H1-2	0,000777069	+	M1-2	0,00751	= 0,0001303

INTERFACCIA 2-3						
H2-3	0,112	+	M2-3	0,624	=	0,71
H2-3	0,000624387	+	M2-3	0,006518	=	8,96E-05
INTERFACCIA 3-4						
H3-4	0,154	+	M3-4	0,911	=	0,46
H3-4	0,000910721	+	M3-4	0,010128	=	0,0001152
BASE						
H0	0,430	+	M0	1,574	=	7,15
H0	0,001573566	+	M0	0,011527	=	0,0005865

Tabella 1.3 – Sistema risolvente

Tale sistema, riguardo alla convenzione di positività adottata fornisce i seguenti valori:

**$H_0=32,86\text{kN}$**

**$M_0=-4,44\text{kNm}$**

**$H_{1-2}=18,10\text{kN}$**

**$M_{1-2}=-1,85\text{kNm}$**

**$H_{2-3}=13,43\text{kN}$**

**$M_{2-3}=-1,27\text{kNm}$**

**$H_{3-4}=6,24\text{kN}$**

**$M_{3-4}=-0,55\text{kNm}$**



## 1.6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente capitolo si è notato come nei serbatoi cilindrici in acciaio il regime statico sia analogo a quello di una botte a doghe verticali cerchiata.

Grazie alla simmetria di struttura e carico è possibile studiarne una singola striscia unitaria di meridiano, trattenuta da rigidità al continuo rappresentanti la cerchiatura dei paralleli, ripristinando la congruenza alla base ( e ad ogni incremento di spessore) attraverso delle forze interne.

All'interno della parete si sovrappongono quindi due regimi statici:

- Il primo è un regime di membrana e coinvolge le strisce anulari che assorbono interamente il carico idrostatico ad esse applicate nel caso di cilindro libero da vincoli.
- Il secondo rappresenta il regime flessionale delle strisce di meridiano che, nell'intorno dei punti di discontinuità, si instaura per ripristinare la congruenza; tale effetto viene smorzato dall'azione cerchiante dei paralleli allontanandosi dalle estremità.

A tale riguardo si nota come gli sforzi di meridiano coinvolgano zone ben distinte, come la sezione di base e le interfacce fra le virole a spessore diverso, per ripristinare localmente le condizioni di congruenza, che si erano perse nella soluzione omogenea.

Allontanandosi da questi punti di discontinuità le tensioni passano dai meridiani ai paralleli.

Discorso opposto è quello dell'escursione termica, per la quale gli sforzi di parallelo sono massimi alla base e si smorzano lungo l'altezza, passando ai meridiani.

Questo accade perché il  $\Delta T$  non indurrebbe alcuna tensione al serbatoio se questo fosse libero di dilatarsi, ma alla base non lo è, e tale vincolo si manifesta equivalente ad una compressione anulare che sollecita i paralleli; tuttavia al di sopra il serbatoio si dilata e il collegamento fra le due zone passa attraverso le tensioni di parallelo.

## CAPITOLO 2

### PROGETTO DI SERBATOI METALLICI IN ZONA SISMICA

Vengono in questo capitolo riportate alcune annotazioni relative all'analisi sismica di serbatoi metallici non ancorati, con particolare riferimento ai metodi semplificati proposti dalla normativa americana API 650 std. e dagli Eurocodici 8-4.

Una volta definito il comportamento del serbatoio rispetto al sisma verrà applicato il calcolo, basato sul modello semplificato, al serbatoio TK-8 analizzato al punto 1.5.

#### **2.1. ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA, CRITERI DI CALCOLO RELATIVI ALLA API 650**

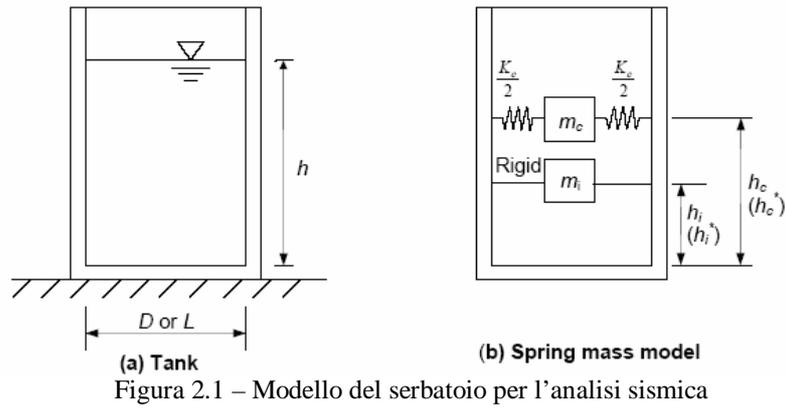
La normativa americana si pone come obiettivo la salvaguardia della vita umana e la prevenzione di conseguenze catastrofiche, per cui l'applicazione delle API 650 non garantisce di evitare il parziale danneggiamento dell'opera.

La parte delle API 650 legata alla progettazione sismica è costituita dall'APPENDICE E, ed è basata sulle tensioni ammissibili. Il metodo semplificato utilizzato è l'applicazione di forze statiche equivalenti al sisma di progetto; si tratta pertanto di una analisi di tipo statico equivalente, basata sugli spettri di risposta.

Data la notevole complessità del fenomeno, legata soprattutto alle numerose interazioni fra le varie parti del serbatoio, il fluido contenuto ed il terreno di fondazione, il modello di calcolo si rivela estremamente semplificato.

Il sistema al continuo viene riportato al discreto sintetizzando l'azione sismica in due contributi:

- Azione impulsiva, data dalla massa di liquido che si muove rigidamente con il mantello; questa azione presenta periodi di vibrazione piuttosto bassi e smorzamenti dell'ordine del 5%
- Azione convettiva (sloshing), associata al moto ondoso del liquido in superficie; questa azione ha periodi elevati e smorzamento ridotto allo 0,5%



Nello specifico i periodi di vibrazione sono così definiti dalla normativa:

$$- T_i = \frac{1}{\sqrt{2000}} \frac{C_i H}{\sqrt{t_u/D}} \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (2.1)$$

$$- T_c = 1,8K_s \sqrt{D} \quad (2.2)$$

Dove

$\rho$  è la densità del liquido contenuto

$t_u$  è lo spessore equivalente uniforme del mantello

$E$  è il modulo elastico dell'acciaio

I valori di  $C_i$  sono forniti nel grafico sottostante

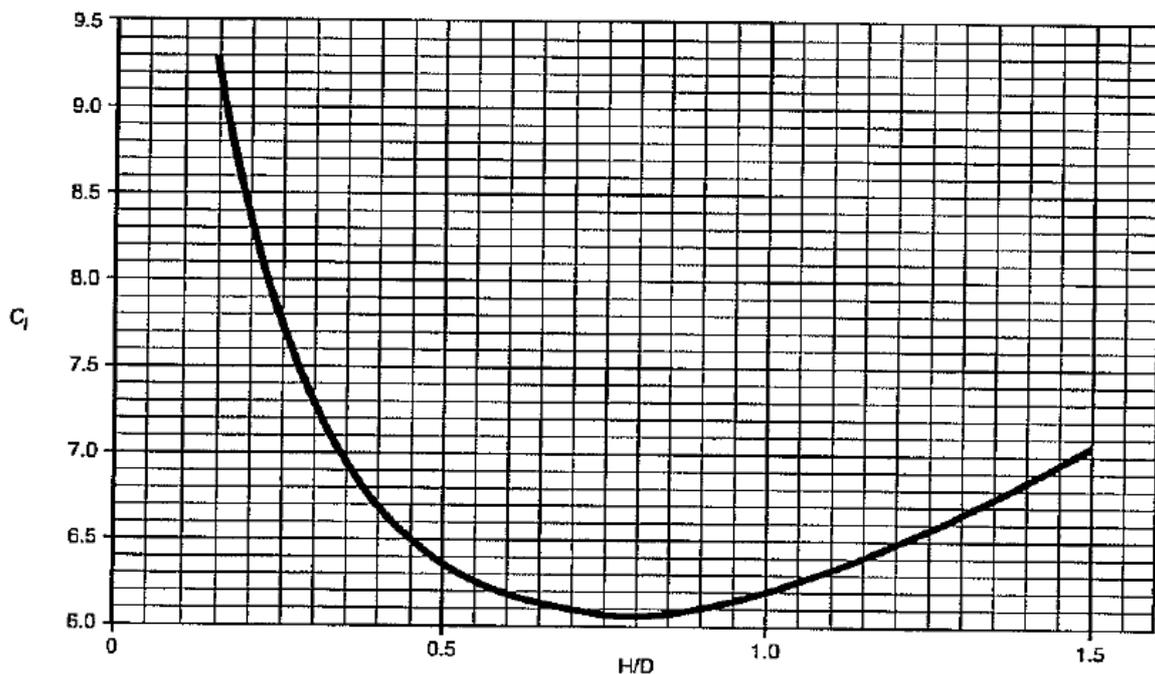


Figura 2.2 – Grafico coefficiente  $C_i$

Mentre per il coefficiente  $K_s$  viene fornita la seguente formula

$$K_s = \frac{0,578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3,68H}{D}\right)}} \quad (2.3)$$

Ora, noti i periodi di ogni azione, si entra nello spettro di risposta elastico; si utilizza a riguardo quello fornito dalla normativa italiana NTC 2008 che, in funzione del sito dove sarà disposto il serbatoio, fornisce i valori  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ .

Si giunge pertanto, per mezzo di relazioni note, alla costruzione dello spettro di risposta elastico inserendo anche l'interazione data dal tipo di terreno per mezzo del valore  $S$ .

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

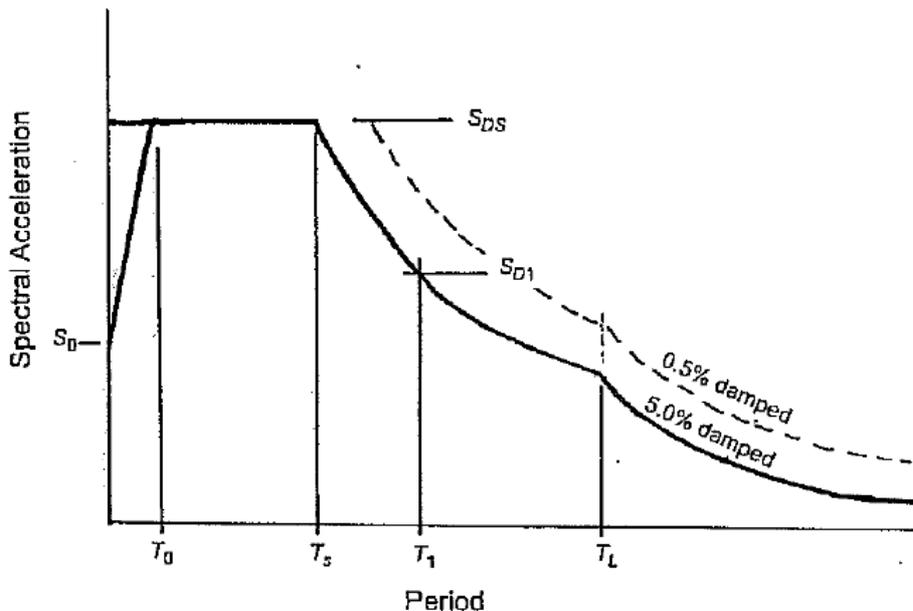


Figura 2.3 – Spettro di risposta elastico

Si fa notare, come è evidente dallo spettro soprastante, che per l'azione di sloshing è necessario modificare il valore  $\eta$ , che risulterà diverso da 1, poiché legato ad uno smorzamento convenzionale del 5%.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} = \sqrt{\frac{10}{5+0,5}} = 1,348 \quad (2.4)$$

Lo spettro relativo all'azione convettiva va quindi traslato verso l'alto, incrementando così le accelerazioni del 35% circa. Questo effetto si vedrà essere poco rilevante, poiché tale azione presenta periodi elevati, e relative accelerazioni basse.

Una volta dedotta la pseudoaccelerazione elastica si passa a quella di progetto riducendone l'entità di un certo valore detto fattore di struttura. La norma americana consente di tenere conto di effetti di dissipazione energetica legati alla plasticizzazione dell'acciaio assegnando questi fattori di struttura:

- $q_i=3,5$  per l'azione impulsiva
- $q_c=2$  per l'azione convettiva

Anchorage system	$R_{wi}$ (impulsive)	$R_{wc}$ (convective)
Self-anchored	3.5	2
Mechanically-anchored	4	2

Poiché l'accelerazione convettiva assume valori molto ridotti, la normativa fissa un valore minimo in  $S_{c,min}=0,1g$ .

Le accelerazioni ricavate vanno applicate alle masse partecipanti al relativo modo, queste ultime da ricavare attraverso le seguenti formule date direttamente dalla API 650:

- Modo Impulsivo

$$\begin{aligned} & \text{- se } D/H > 1,33 \rightarrow W_i = \frac{\tanh\left(0.866\frac{D}{H}\right)}{0.866\frac{D}{H}} W_p \end{aligned} \quad (2.5)$$

$$\text{- se } D/H < 1,33 \rightarrow W_i = \left[1.0 - 0.218\frac{D}{H}\right] W_p$$

- Modo Convettivo

$$W_c = 0,230 \frac{D}{H} \tanh\left(\frac{3,67H}{D}\right) W_p \quad (2.6)$$

dove  $W_p$  è la massa totale del liquido contenuto.

In questo modo le forzanti sono determinate:

$$\begin{aligned} - V_i &= S_i (W_i + W_r + W_f) \\ - V_{ci} &= S_c W_c \end{aligned} \quad (2.7)$$

dove

$W_r$  è la massa della copertura

$W_f$  è la massa del mantello

Per ottenere il taglio totale dato dal sisma le due azioni vengono combinate con la regola SRSS (square root of the squares sum):

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \quad (2.8)$$

che coincide con il taglio alla base di progetto.

Per ottenere il momento alla base del mantello è necessario conoscere l'altezza di applicazione delle azioni, che la normativa consente di calcolare attraverso le seguenti formule:

- Modo Impulsivo

$$- \text{ se } D/H > 1,33 \rightarrow X_i = 0,375H$$

$$- \text{ se } D/H < 1,33 \rightarrow \overset{(2.9)}{X_i} = \left[ 0,5 - 0,094 \frac{D}{H} \right] H$$

- Modo Convettivo

$$X_c = \left[ 1,0 - \frac{\cosh\left(\frac{3,67H}{D}\right) - 1}{\frac{3,67H}{D} \sinh\left(\frac{3,67H}{D}\right)} \right] H \quad (2.10)$$

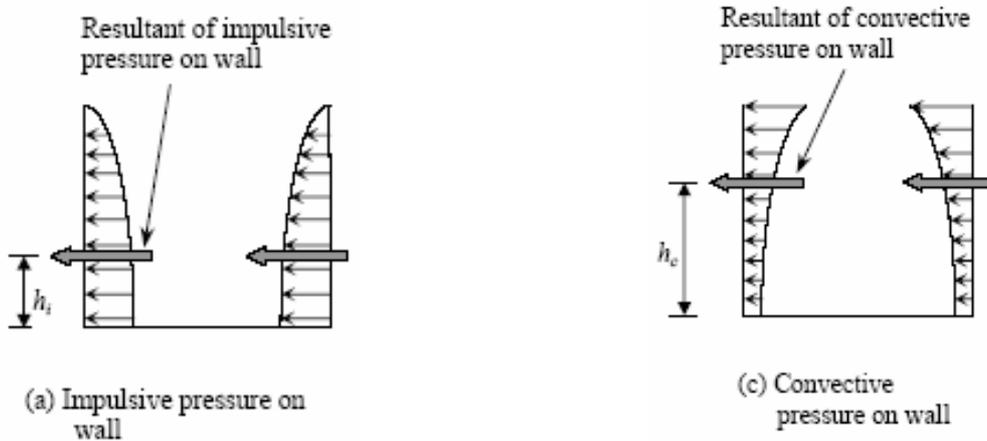


Figura 2.4 – Andamento spinta impulsiva e convettiva

Va notato come le azioni idrodinamiche non siano costanti al variare dell'angolo ma abbiano andamento legato a  $\cos\theta$

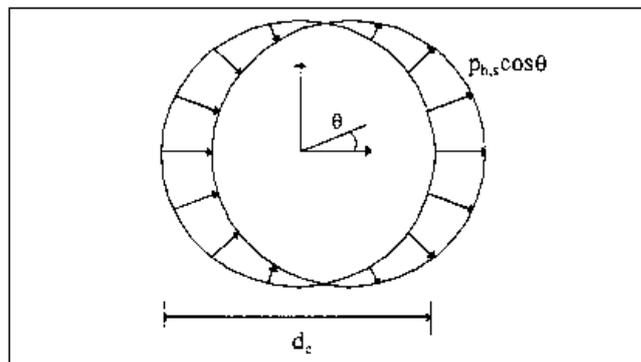


Figura 2.5 – Distribuzione nella circonferenza delle pressioni sismiche

di conseguenza anche i momenti alla base avranno stesso andamento; tutte le formule espone sono riferite alla sezione di momento massimo, rappresentata nella figura soprastante come quella avente  $\theta=0$ . Verificata tale sezione, tutte le altre relative alla stessa virola sono soddisfatte in automatico.

Ora si hanno tutti gli elementi per determinare il momento sollecitante alla base.

$$M = \sqrt{\left[ (w_i h_i + w_f h_f + w_r h_r) \cdot S_d(T_{imp}) \right]^2 + \left[ w_c h_c \cdot S_d(T_{conv}) \right]^2} \quad (2.11)$$

dove i bracci delle forze sono stati indicati con la lettera "h" anziché con la "X".

Infine, per quanto riguarda il fondo del serbatoio, costituito da una lamiera di spessore minore rispetto alla prima virola, il momento massimo sollecitante è dato dalla distribuzione delle pressioni idrodinamiche sulla parete sommata a quella agente direttamente sul fondo:

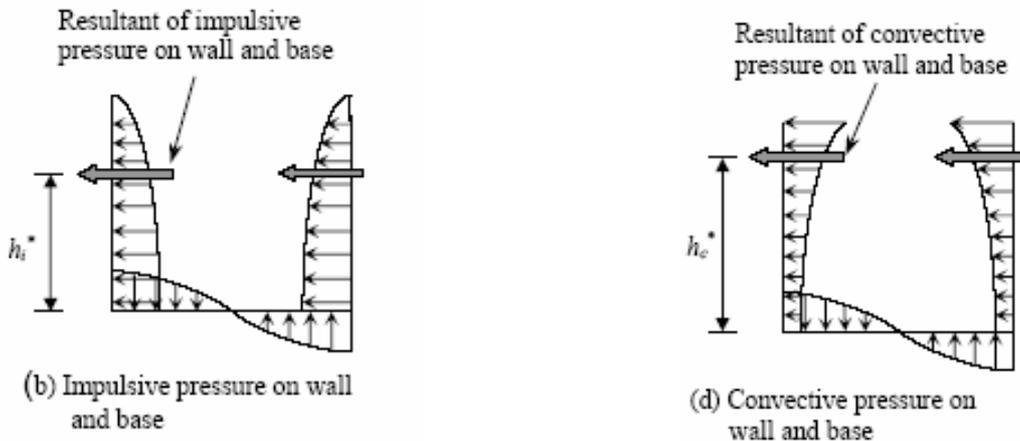


Figura 2.6 – Andamento sul fondo delle pressioni

Le tensioni applicate sul fondo contribuiscono ad aumentare il momento sollecitante, il che viene recepito dalla norma come un innalzamento del braccio della forza agente sulla parete. I bracci da utilizzare nello specifico sono:

- Modo Impulsivo

$$- \text{ se } D/H > 1,33 \rightarrow X_{is} = 0,375 \left[ 1,0 + 1,333 \left( \frac{0,866 \frac{D}{H}}{\tanh\left(0,866 \frac{D}{H}\right)} - 1,0 \right) \right] H \quad (2.12)$$

$$- \text{ se } D/H < 1,33 \rightarrow X_{is} = \left[ 0,500 + 0,060 \frac{D}{H} \right] H$$

- Modo Convettivo

$$X_{cs} = \left[ 1,0 - \frac{\cosh\left(\frac{3,67H}{D}\right) - 1,937}{\frac{3,67H}{D} \sinh\left(\frac{3,67H}{D}\right)} \right] H \quad (2.13)$$

Per cui le verifiche riguardanti il fondo del serbatoio o le fondazioni vanno condotte con il seguente momento sollecitante:

$$M' = \sqrt{\left[ (w_i h_i' + w_f h_f' + w_r h_r') \cdot S_d(T_{imp}) \right]^2 + \left[ w_c h_c' \cdot S_d(T_{conv}) \right]^2} \quad (2.14)$$

Dove si è sostituito  $X_{is}$  con  $h_i'$  e  $X_{cs}$  con  $h_c'$ .

Nell'appendice E sono inoltre graficate per una maggior semplicità di calcolo, le funzioni relative alle masse partecipanti e quelle dei bracci delle forze sismiche (in % rispetto al totale)

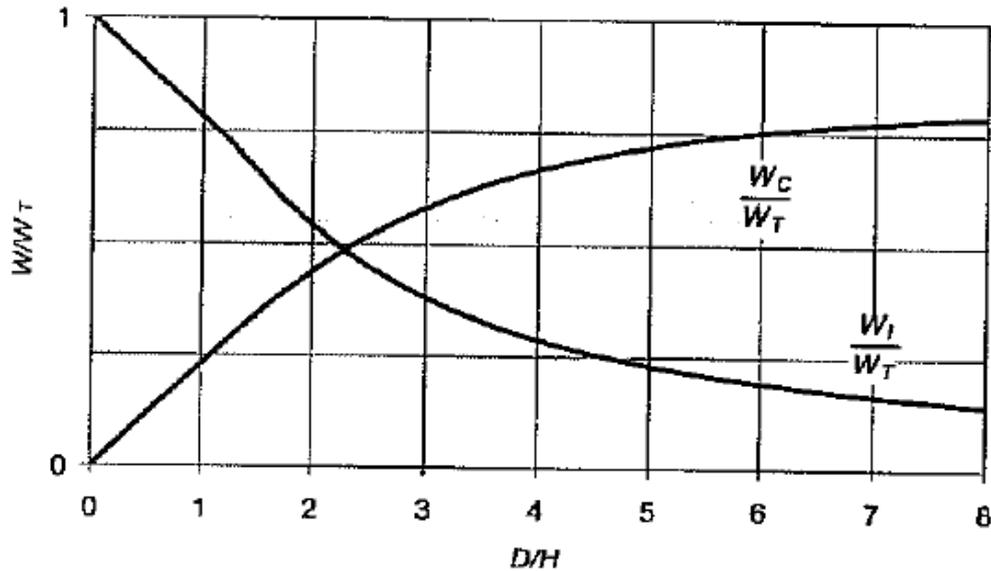


Figura 2.7 – Grafico masse partecipanti

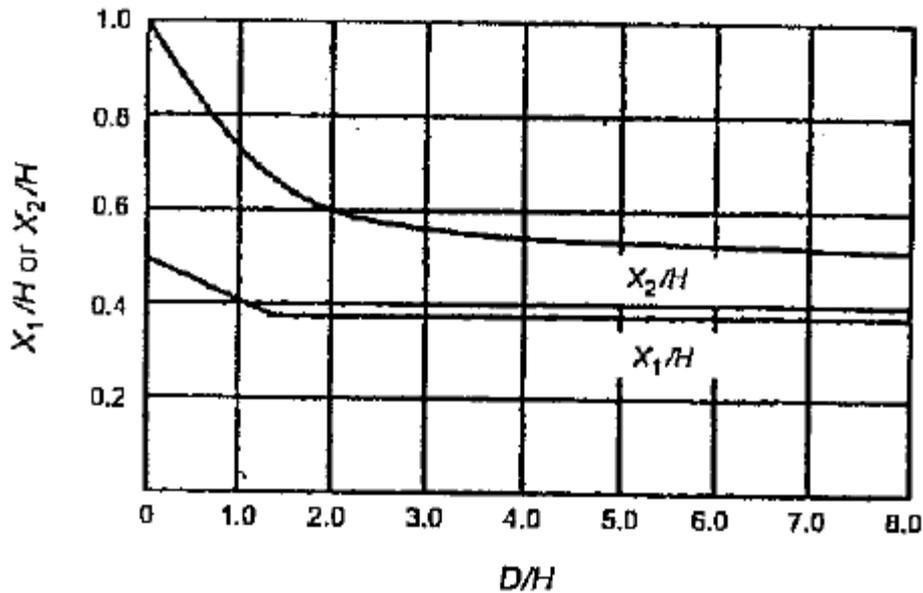


Figura 2.8 – Grafico bracci di applicazione delle forze

Si nota immediatamente che per serbatoi molto alti ( $D/H$  piccolo) la maggior parte del moto del liquido è di tipo impulsivo, al limite per un serbatoio indefinitamente alto si ha il 100% di massa totale coinvolta nel moto impulsivo. Conseguenza di ciò è l'innalzamento dei bracci delle azioni, che invece oltre il valore  $D/H=1,33$  risultano pressoché costanti (in % rispetto all'altezza totale).

Si può concludere quindi che per serbatoi di grande raggio rispetto l'altezza l'azione di sloshing coinvolge gran parte del liquido producendo un rilevante moto ondoso; viceversa per serbatoi

alti è il moto impulsivo a prendere il sopravvento, lasciando al moto convettivo una piccola porzione in superficie.

La classificazione geometrica appena descritta suddivide in due macrocategorie le tipologie di serbatoi metallici, aventi sollecitazioni di entità diverse legate alla diversa % di masse partecipanti ad ogni moto, nonché ai diversi centri di applicazione delle forze derivanti, al diverso smorzamento e anche al diverso periodo delle forme modali, che nello spettro significa diverse accelerazioni.

Note ora le sollecitazioni indotte dal sisma di progetto nel serbatoio di interesse, si procede alla determinazione del comportamento strutturale nonché al calcolo delle tensioni indotte da tali risultanti.

## **2.2. BASI TEORICHE DEL COMPORTAMENTO SISMICO SECONDO LA API 650**

Nella costruzione dei serbatoi metallici di stoccaggio liquidi è prassi comune non ancorare il fondo della struttura alle fondazioni, in questo modo però a seguito di una azione sismica rilevante, l'intensità delle forze inerziali dovute alle pressioni idrodinamiche può raggiungere valori anche confrontabili con il peso del liquido contenuto; per contro il momento ribaltante ad esse associato è contrastato solo dal peso della parete e dal peso della copertura nei serbatoi a tetto fisso.

Ne consegue sovente il sollevamento del fondo metallico lungo un tratto più o meno esteso del perimetro per una ristretta fascia posta a ridosso della parete ove il peso del liquido che insiste sulla parte sollevata fornisce un momento stabilizzante supplementare. Spesso per stabilizzare il momento ribaltante è necessario il sollevamento di una parte rilevante di fondo; in questo modo nella parte che rimane a contatto con la fondazione si ha una concentrazione di tensioni che può portare ad instabilità.

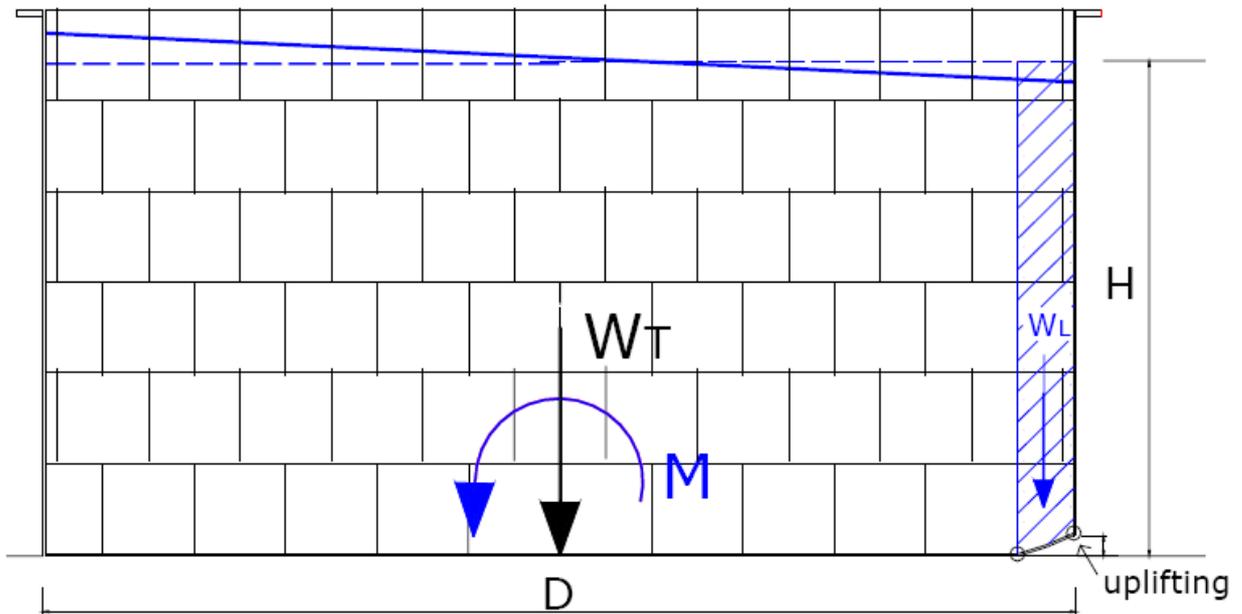


Figura 2.9. – Vista del serbatoio durante il sollevamento

### 2.2.1. AZIONI EQUILIBRANTI NELLA ZONA DI DISTACCO

Per definire il meccanismo resistente si ipotizza di prescindere dalle tensioni che si generano nel fondo metallico, inoltre si assume per lo stato limite ultimo che l'acciaio giunga a snervamento. L'entità della forza stabilizzante, proporzionale alla porzione di fondo sollevato, è limitata dalla condizione di plasticizzazione della lamiera di base, che si manifesta con la formazione di due cerniere plastiche, una nel nodo di connessione con la parete, l'altra all'interno del tratto sollevato.

Infine nel punto di distacco la lamiera di fondo ha curvatura nulla e pertanto la sollecitazione flessionale si azzerà.

A seguito di tali ipotesi il meccanismo resistente è il seguente:

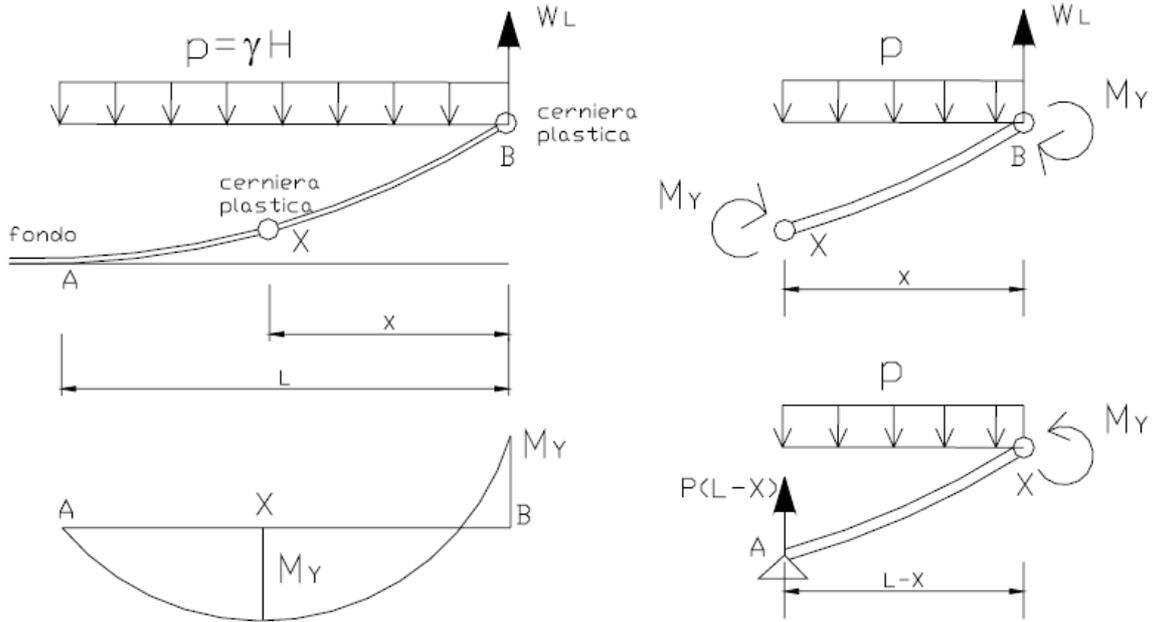


Figura 2.10 – Modello per il calcolo del sollevamento

Considerando il tratto X-B, l'equilibrio alla rotazione fornisce

$$\frac{px^2}{2} - 2M_y = 0 \quad (2.15)$$

da cui si deduce

$$x = \sqrt{\frac{4M_y}{p}} \quad (2.16)$$

si nota come la posizione della cerniera plastica dipenda dalla pressione idrostatica  $p = \gamma H$ , e dal momento di snervamento  $M_y = f_y W_p = f_y \frac{t_a^2}{4}$  (dove  $f_y$  è tensione di snervamento dell'acciaio,  $W_p$  è modulo resistente plastico, funzione di  $t_a$  spessore della lamiera anulare di base). Sostituendo queste espressioni si ricava

$$x = \sqrt{\frac{f_y t_a^2}{\gamma H}} \quad (2.17)$$

Ora, considerando l'equilibrio alla traslazione verticale del tratto X-B, si scrive

$$W_L = px \rightarrow \text{inserendo la reazione precedente} \rightarrow \boxed{W_L = t_a \sqrt{f_y \cdot \gamma \cdot H}} \quad (2.18)$$

che fornisce il peso di liquido che contribuisce a stabilizzare il serbatoio.

Nella formula soprastante, per coerenza delle unità di misura, tutti i componenti vanno espressi in N e m.

La normativa americana, poiché utilizza differenti unità di misura, fornisce la seguente formula

$$w_L = 99t_a \sqrt{f_y H \gamma} \leq 201,1HD\gamma \quad (2.19)$$

che, poichè  $t_a$  è in mm,  $f_y$  in MPa,  $\gamma$  in  $t/m^3$ , coincide con quella sopra evidenziata.

Il limite posto in  $201,1 HD\gamma$  nasce dal fatto di voler limitare la porzione di fondo sollevata, come si vedrà nel seguito.

L'altro aspetto riguarda la lunghezza della zona distaccata, che si deduce dall'equilibrio alla rotazione del tratto A-X:

$$\frac{p(L-x^2)}{2} - M_y = 0 \quad (2.20)$$

relazione che fornisce

$$L = 1,7 \cdot t_a \sqrt{\frac{f_y}{\gamma H}} \quad (2.21)$$

Le API 650 forniscono la seguente equazione per determinare L

$$L = 0,01723 \cdot t_a \sqrt{f_y / (H\gamma)} \quad (2.22)$$

che, relativamente alle già note unità di misura che la stessa impone di utilizzare, coincide con quella ricavata.

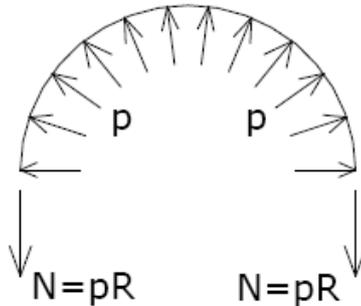
La norma inoltre definisce dei casi limite, infatti indica che, nel caso la lamiera anulare di fondo disposta sotto al mantello sia più spessa del resto del fondo, il valore di L non deve essere inferiore a 450mm, e comunque non superiore a 0,035D.

Inoltre, se nel calcolo di  $w_L$  si eccede il valore  $201,1HD\gamma$ , il valore di L deve esser preso pari a 0,035D e  $w_L$  pari a  $201,1HD\gamma$ .

Si può infatti dimostrare come questi ultimi due valori siano direttamente correlati, infatti ponendo  $w_L$  pari a  $201,1HD\gamma$  si ricava invertendo la formula il valore di  $t_a \sqrt{f_y / (H\gamma)} = 2,01$ , da inserire nella formula di L, ottenendo il relativo valore, pari proprio a 0,035D.

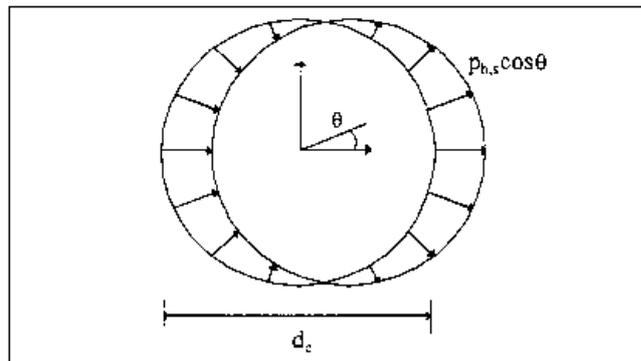
### 2.2.2. SOLLECITAZIONI ANULARI DI MEMBRANA

Data la geometria del problema, è immediato ricavare dalla distribuzione idrostatica di pressioni la sollecitazione normale di membrana.



2.11 – Pressioni idrostatiche e sollecitazioni di parallelo

Discorso a parte va fatto a riguardo delle sovrappressioni idrodinamiche generate dal sisma, le quali hanno andamento sinusoidale con  $\theta$ .



2.12 – Pressioni idrodinamiche: distribuzione lungo la circonferenza

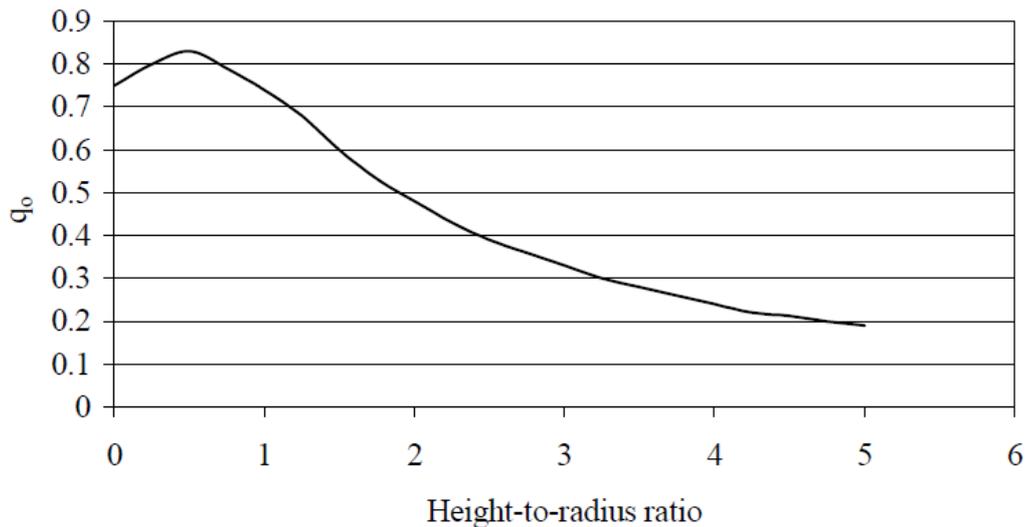
Tale valore si combinerà di una quota parte impulsiva e di una convettiva; poiché i massimi delle due azioni non avvengono allo stesso istante, è lecito combinarli con la regola SRSS:

$$P_d = \sqrt{P_i^2 + P_c^2} \quad (2.23)$$

Una valutazione realistica è stata data da Medhat A. Haroun, il quale definisce trascurabile il contributo convettivo, mentre per la parte impulsiva esprime la seguente relazione:

$$P_i = q_0 \gamma H S_d (T_{imp}) \quad (2.24)$$

fornendo il grafico da cui, dato il rapporto H/D, si ottiene il coefficiente  $q_0$ :



2.13 – Grafico del coefficiente q<sub>0</sub>

Si può notare come il rapporto H/D influenzi molto le pressioni idrodinamiche, poiché per serbatoi snelli (molto alti rispetto al raggio) le sovrappressioni sono deboli, mentre per serbatoi di ampio raggio assumono valori importanti.

Una volta noto il valore della pressione idrodinamica e la sua disposizione si procede alla valutazione delle azioni interne alla membrana.

Tale calcolo risulta però assai complesso.

La normativa americana fornisce varie formule tenendo conto del fattore snellezza del serbatoio e differenziando in base alla quota di calcolo rispetto al pelo libero (Y):

- Azione Impulsiva

- se  $D/H > 1,33$

$$N_i = 8.48 A_i G D H \left[ \frac{Y}{H} - 0.5 \left( \frac{Y}{H} \right)^2 \right] \tanh \left( 0.866 \frac{D}{H} \right) \quad (2.25)$$

- se  $D/H < 1,33$  e  $Y < 0,75D$

$$N_i = 5.22 A_i G D^2 \left[ \frac{Y}{0.75D} - 0.5 \left( \frac{Y}{0.75D} \right)^2 \right] \quad (2.26)$$

- se  $D/H < 1,33$  e  $Y > 0,75D$

$$N_i = 2.6 A_i G D^2 \quad (2.27)$$

- Azione Convettiva

$$N_c = \frac{1.85A_cGD^2 \cosh\left[\frac{3.68(H-Y)}{D}\right]}{\cosh\left[\frac{3.68H}{D}\right]} \quad (2.28)$$

Ora note le sollecitazioni normali esegue la somma delle tensioni date dalla pressione idrostatica con quelle date dalle azioni dinamiche, combinate secondo la SRSS per i motivi già citati:

$$\sigma_T = \sigma_h + \sigma_s = \frac{N_h + \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t} = \frac{\gamma HR + \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t} \quad (2.29)$$

### 2.2.3. SOLLECITAZIONI NELLA ZONA PERIMETRALE A CONTATTO

Ora individuata la zona distaccata e l'entità della forza equilibrante è necessario individuare l'entità degli sforzi di compressione alla base della parete nelle zone rimaste a contatto con la fondazione.

Si ipotizza a questo proposito, in via semplificata, che in tutta la zona distaccata lo sforzo equilibrante dovuto al peso del liquido assuma il valore ricavato in precedenza essendo questo indipendente, nelle ipotesi assunte, dall'entità del sollevamento. Nel tratto compresso si assume invece una variazione lineare in funzione della distanza dall'asse neutro. Indicati pertanto con:

$2\alpha$  = l'estensione angolare della zona sollevata

$2\beta$  = l'estensione angolare della zona compressa

lo sforzo verticale alla base del serbatoio, per le ipotesi adottate, risulta variabile con legge:

$$\begin{aligned} N(\vartheta) &= w_L - \Delta N(\vartheta) && \text{per } 0 < |\vartheta| < \beta \\ N(\vartheta) &= w_L && \text{per } \beta < |\vartheta| < \pi \end{aligned} \quad (2.30)$$

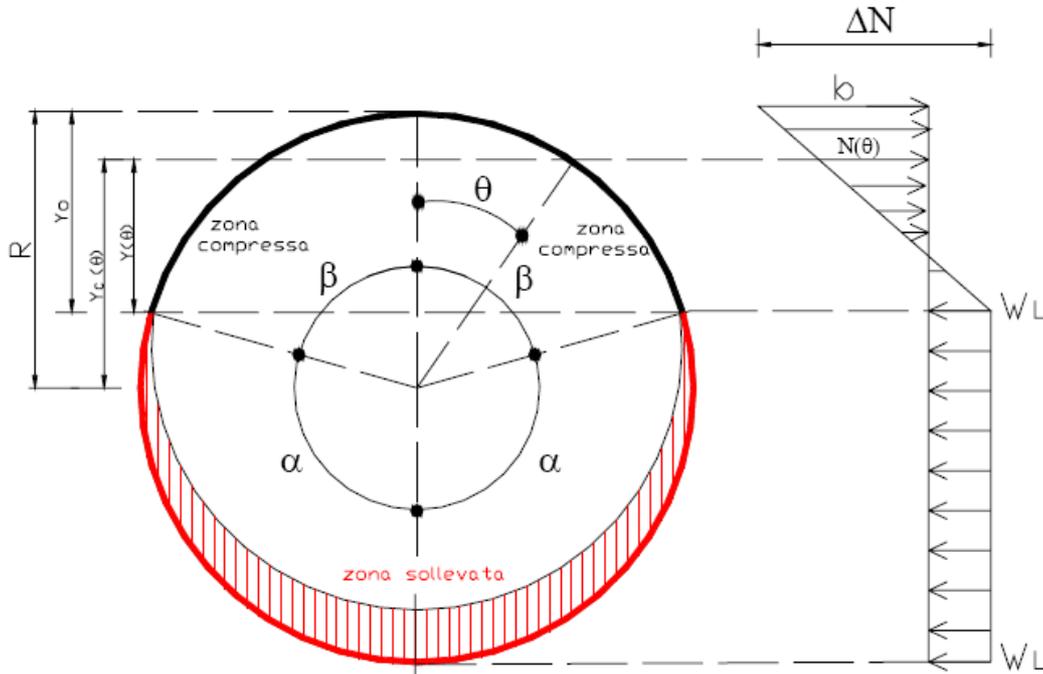


Figura 2.15 – Distribuzione delle forze equilibranti lungo il mantello

dove

$$\Delta N(\vartheta) = \Delta N \cdot \frac{y(\vartheta)}{y_0} = (b + w_L) \frac{y(\vartheta)}{y_0} \quad (2.31)$$

b rappresenta il modulo dello sforzo massimo di compressione.

Valgono le seguenti relazioni geometriche:

$$y(\vartheta) = R(\cos \vartheta - \cos \beta) \quad y_0 = R(1 - \cos \beta) \quad (2.32)$$

da cui, essendo R il raggio del serbatoio, si ricava

$$\Delta N(\vartheta) = (b + w_L) \frac{(\cos \vartheta - \cos \beta)}{(1 - \cos \beta)} \quad (2.33)$$

Nel modello analizzato le incognite di nostro interesse sono quindi lo sforzo massimo di compressione (b) e l'estensione angolare ( $\beta$ ) della zona che rimane a contatto. Questi valori vengono dedotti dalle due equazioni di equilibrio di seguito analizzate:

Per l'equilibrio alla traslazione verticale la risultante degli sforzi di meridiano alla base generata dall'azione sismica deve essere uguale e opposta al il peso della struttura, indicato con  $w_T$ , somma dei pesi di parete e copertura:

$$2\pi \cdot R \cdot w_T + 2 \int_0^\pi N(\vartheta) R d\vartheta = 0 \quad (2.34)$$

che, espressa in funzione della semiampiezza angolare  $\beta$ , fornisce

$$\boxed{\frac{(b + w_L)}{(w_T + w_L)} = \frac{\pi(1 - \cos \beta)}{(\beta \cos \beta - \text{sen}\beta)}} \quad \text{I equazione risolvente del problema} \quad (2.35)$$

Per l'equilibrio dei momenti attorno al centro del serbatoio si nota come il peso della struttura abbia braccio nullo, pertanto, indicando con  $M$  il momento ribaltante esterno, l'equilibrio si traduce nella seguente equazione:

$$M = 2 \int_0^\pi N(\vartheta) y_c(\vartheta) R d\vartheta \quad (2.36)$$

Pensando al diagramma degli sforzi normali come somma di una parte costante su tutto il perimetro (quindi a braccio nullo) pari a  $w_L$ , e del differenziale  $\Delta N(\theta)$ , la relazione precedente diventa:

$$M = 2 \int_0^\beta \Delta N(\vartheta) y_c(\vartheta) R d\vartheta \quad (2.37)$$

che, integrata, fornisce la soluzione

$$\boxed{\frac{M}{D^2(w_T + w_L)} = \frac{\pi(\beta - \cos \beta \text{sen}\beta)}{4(\beta \cos \beta - \text{sen}\beta)}} \quad \text{II equazione risolvente del sistema} \quad (2.38)$$

Tale relazione completa il quadro delle sollecitazioni secondo la formulazione della API 650 std.

Assegnato quindi il momento esterno dato dal sisma e le caratteristiche geometriche del serbatoio, attraverso le formule esposte si perviene al valore di forza stabilizzante  $w_L$  e di angolo  $\beta$ .

A tale proposito risulta comodo definire un parametro caratteristico del comportamento strutturale chiamato  $J$  rapporto di ancoraggio, così definito:

$$J = \frac{M}{D^2(w_T + w_L)} \quad (2.39)$$

Il valore che assume  $J$  discrimina tre tipologie di comportamento del serbatoio durante il terremoto:

$J < \frac{\pi}{4}$  il perimetro risulta ovunque compresso

$\frac{\pi}{4} < J < \frac{\pi}{2}$  si verifica il sollevamento (uplifting)

$J > \frac{\pi}{2}$  il serbatoio va ancorato

Vengono di seguito riportati in tabella (e relativo grafico) i valori delle sollecitazioni adimensionali e dell'estensione delle zone di contatto, dedotti con i criteri sopra riportati.

$\alpha$ (°)	$\beta$ (°)	$M/D^2(w_T+w_L)$	$(b+w_L)/(w_T+w_L)$
0	180	0.785	2.000
15	165	0.808	2.031
30	150	0.866	2.118
45	135	0.945	2.260
60	120	1.038	2.463
75	105	1.136	2.746
90	90	1.234	3.142
105	75	1.326	3.713
120	60	1.409	4.587
135	45	1.477	6.064
150	30	1.528	9.042
165	15	1.560	18.02
180	0	1.572	$\infty$

Tabella 2.1

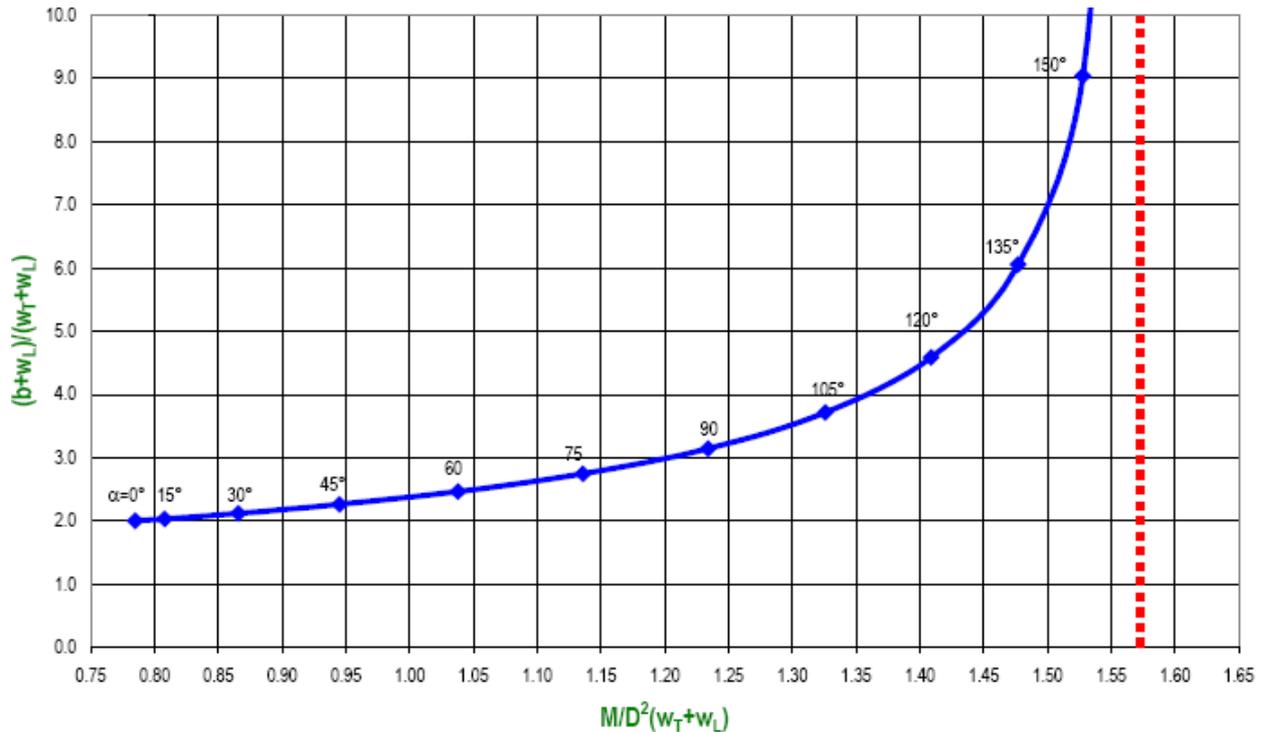


Figura 2.16 – Sollecitazioni normalizzate per serbatoi non ancorati

La normativa a riguardo è estremamente sintetica, definendo una formula applicativa per definire la massima tensione verticale nella zona compressa, discriminando attraverso il rapporto J:

- se  $J < 0,785$  (nessun sollevamento)

$$\sigma_c = \frac{w_t(1 + 0,4S_v)}{1000t_s} + \frac{1,273M}{D^2} \cdot \frac{1}{1000t_s} \quad (2.40)$$

formula che (depurata dal termine di accelerazione verticale) fornisce la tensione relativa ad una trave di forma circolare cava soggetta ad un carico assiale  $w_t$  (pesi propri) e ad un momento M dato dal sisma:

$$\sigma_c = \frac{w_t}{t_s} + \frac{M}{\frac{\pi D^2}{4}} \quad (2.41)$$

- se  $J > 0,785$  (presenza di sollevamento)

$$\sigma_c = \left( \frac{w_t(1 + 0,4S_v) + w_L}{0,607 - 0,18667[J]^{2,3}} - w_L \right) \frac{1}{1000t_s} \quad (2.42)$$

formula che deriva dalle due equazioni risolventi (2.35) e (2.38)

(vedere APPENDICE A e B per le dimostrazioni delle formule):

$$\frac{(b + w_L)}{(w_T + w_L)} = \frac{\pi(1 - \cos \beta)}{(\beta \cos \beta - \text{sen}\beta)}$$

$$\frac{M}{D^2(w_T + w_L)} = \frac{\pi(\beta - \cos \beta \text{sen}\beta)}{4(\beta \cos \beta - \text{sen}\beta)}$$

(al solito depurando l'accelerazione verticale) manipolate in modo da avere una formula applicativa; si fa notare come nel denominatore del primo termine sia racchiuso tutto il concetto dell'angolo  $\beta$ .

Una volta noti gli sforzi di compressione nella zona di contatto l'analisi prosegue con le verifiche di instabilità descritte nel seguito.

### **2.3. ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA, CRITERI DI CALCOLO RELATIVI AGLI EUROCODICI EC8-4**

Gli eurocodici, nello specifico quello riguardante la progettazione in zona sismica di serbatoi, silos e tubazioni, premettono che il problema dell'interazione fra struttura, liquido contenuto e terreno è di notevole complessità analitica, pertanto propone analisi di tipo semplificato. La norma raccomanda di utilizzare lo stesso livello di accuratezza in tutti i vari processi, poiché sarebbe inutile, per esempio, valutare accuratamente l'entità della pressione idrodinamica utilizzando poi un modello (per esempio agli elementi finiti) poco raffinato per valutare le tensioni circonferenziali.

La sezione dell'EC8-4 legata alla progettazione sismica è costituita dall'ANNEX A, ed è basata sulle tensioni limite.

Una prima parte dell'appendice tratta l'azione sismica più in dettaglio, scomponendola nelle solite due azioni, poste come serie di Fourier e assegnandogli formule complesse. Tali formule risultano pertanto generali, consentendo di calcolare con precisione le azioni ad ogni quota del serbatoio.

Al paragrafo A.3.2.2. tuttavia è proposto anche un procedimento semplificato per il calcolo dell'azione sismica, analogo a quello descritto dalla API, basato su spettri di risposta elastici.

Il sistema al continuo viene riportato al discreto sintetizzando l'azione sismica nei soli due contributi:

- Azione impulsiva
- Azione convettiva (sloshing)

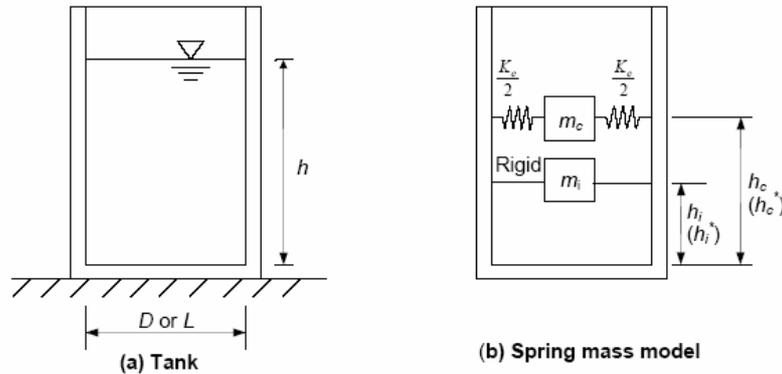


Figura 2.17 – Modello del serbatoio utilizzato

Nello specifico i periodi di vibrazione sono così definiti dalla normativa:

$$- T_{imp} = \frac{C_i H}{\sqrt{s/R}} \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (2.43)$$

$$- T_c = C_c \sqrt{R} \quad (2.44)$$

Dove

$\rho$  è la densità del liquido contenuto

$s$  è lo spessore equivalente uniforme del mantello

$E$  è il modulo elastico dell'acciaio

I valori di  $C_i$  e  $C_c$  sono forniti nella tabella sottostante, riportante anche i valori normalizzati delle masse partecipanti e dei bracci delle relative forze

$H/R$	$C_1$	$C_c$ (s/m <sup>1/2</sup> )	$m_v/m$	$m_c/m$	$h_v/H$	$h_c/H$	$h'_v/H$	$h'_c/H$
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

Tabella 2.2 – Grandezze normalizzate funzione del rapporto H/R

Ora, noti i periodi di ogni azione, si entra nello spettro di risposta elastico; si utilizza a riguardo quello fornito dalla normativa italiana NTC 2008 che, in funzione del sito dove sarà disposto il serbatoio, fornisce i valori  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ .

Si giunge pertanto, per mezzo di relazioni note, alla costruzione dello spettro di risposta elastico inserendo anche l'interazione data dal tipo di terreno per mezzo del valore  $S$ .

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

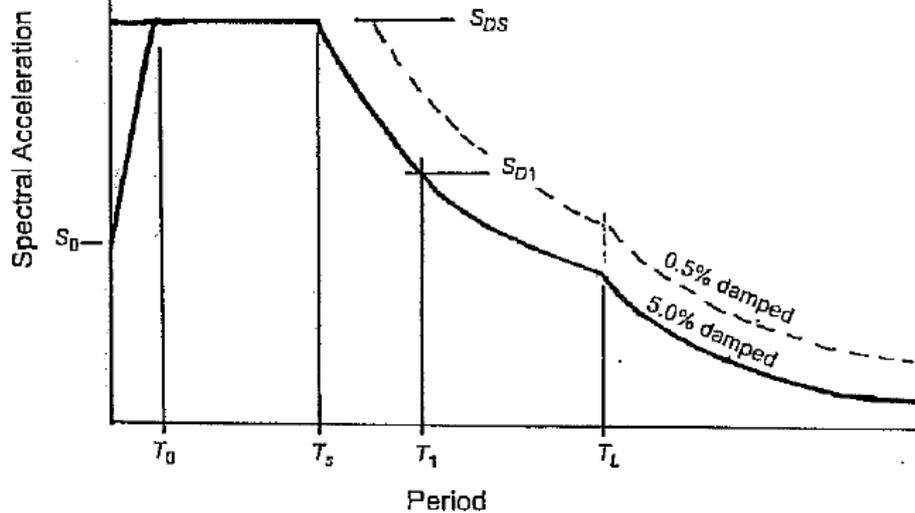


Figura 2.18 – Spettro di risposta elastico

Al solito per l'azione di sloshing è necessario modificare il valore  $\eta$ , che risulterà diverso da 1, poiché legato ad uno smorzamento convenzionale del 5%.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 0,5}} = 1,348 \quad (2.45)$$

Una volta dedotta la pseudoaccelerazione elastica si passa a quella di progetto riducendone l'entità di un certo valore detto fattore di struttura. La norma europea fissa i valori già visti in precedenza:

- $q_i=1,5$  per l'azione impulsiva
- $q_c=1$  per l'azione convettiva

Le accelerazioni ricavate vanno applicate alle masse partecipanti al relativo modo, queste ultime da ricavare dalla tabella riportata.

In questo modo il taglio totale alla base è determinato:

$$Q = (m_i + m_w + m_r)S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con}) \quad (2.46)$$

dove

$m_r$  è la massa della copertura

$m_w$  è la massa del mantello

Si nota come la combinazione delle due azioni avvenga con una somma diretta, sicuramente a favore di sicurezza.

Per ottenere il momento alla base del mantello è necessario conoscere l'altezza di applicazione delle azioni, dedotta dalla tabella.

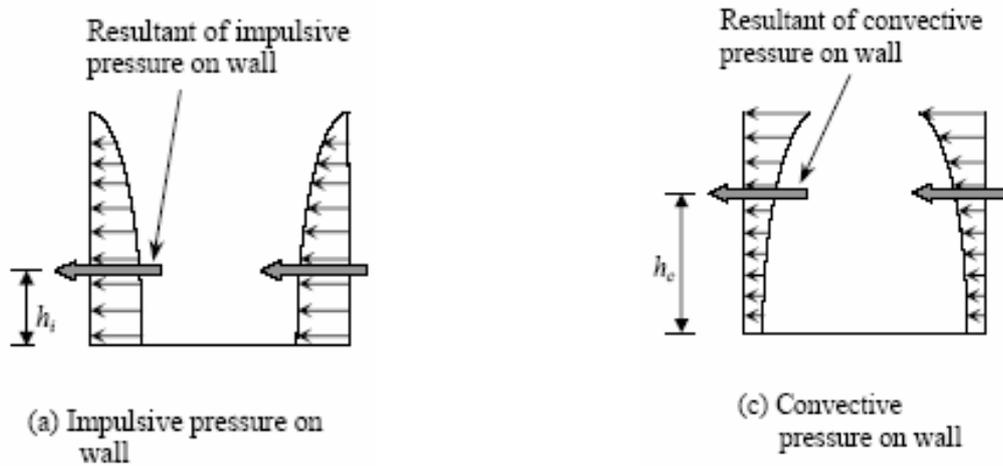


Figura 2.19 – Andamento delle pressioni sismiche lungo l'altezza

Va notato come le azioni idrodinamiche non siano costanti al variare dell'angolo ma abbiano andamento legato a  $\cos\theta$

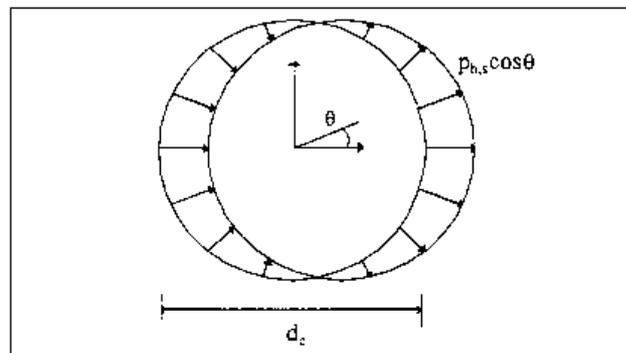


Figura 2.20 – Andamento delle pressioni sismiche lungo la circonferenza

di conseguenza anche i momenti alla base avranno stesso andamento; tutte le formule espone sono riferite alla sezione di momento massimo, rappresentata nella figura soprastante come quella avente  $\theta=0$ . Verificata tale sezione, tutte le altre relative alla stessa virola sono soddisfatte in automatico.

Ora si hanno tutti gli elementi per determinare il momento sollecitante alla base.

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) \cdot S_e(T_{imp}) + m_c h_c \cdot S_e(T_{con}) \quad (2.47)$$

dove i bracci delle forze sono stati indicati con la lettera “h”.

Infine, per quanto riguarda il fondo del serbatoio, costituito da una lamiera di spessore minore rispetto alla prima virola, il momento massimo sollecitante è dato dalla distribuzione delle pressioni idrodinamiche sulla parete sommata a quella agente direttamente sul fondo:

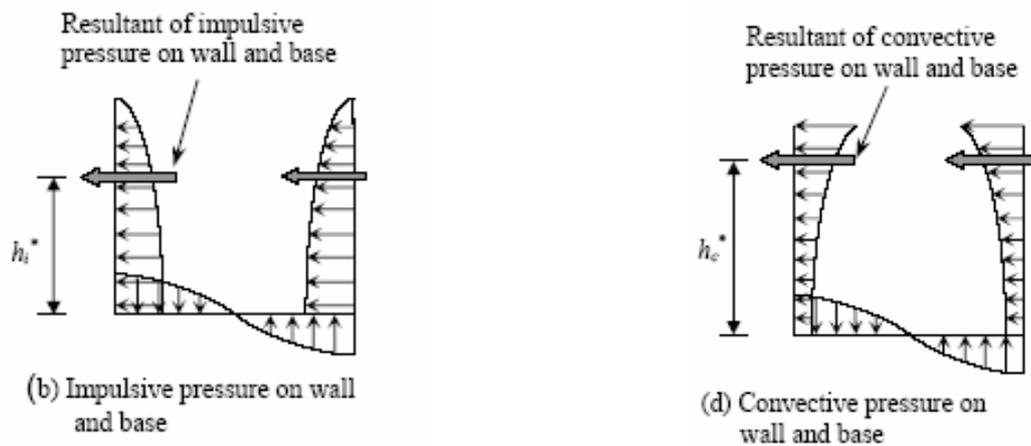


Figura 2.19 – Andamento delle pressioni sismiche sul fondo

Per cui le verifiche riguardanti il fondo del serbatoio o le fondazioni vanno condotte con il seguente momento sollecitante:

$$M' = (m_i h_i' + m_w h_w' + m_r h_r') \cdot S_e(T_{imp}) + m_c h_c' \cdot S_e(T_{conv}) \quad (2.48)$$

Come si può notare, la combinazione delle azioni avviene per somma diretta; questa è una soluzione altamente a favore di sicurezza, poiché data la differenza sostanziale fra i periodi delle azioni (frazioni di secondo vs alcuni secondi) e data la breve durata dell'azione sismica, è lecito pensare che i massimi relativi ai due fenomeni non avverranno mai allo stesso istante.

Note ora le sollecitazioni indotte dal sisma di progetto nel serbatoio di interesse, si procede alla determinazione del comportamento strutturale nonché al calcolo delle tensioni indotte da tali risultanti.

## 2.4. BASI TEORICHE DEL COMPORTAMENTO SISMICO SECONDO GLI EUROCODICI EC8-4

Il calcolo dell'azione sismica sopra riportato è stato effettuato per il caso di serbatoio cilindrico fissato alla base. Nei casi più comuni però si sceglie di non ancorare la base del serbatoio, consentendo il sollevamento di parte di esso sotto l'azione sismica per bilanciarne il momento destabilizzante. A causa della minore superficie di contatto, le compressioni nel mantello non sollevato aumentano così notevolmente, rischiando di instabilizzarlo.

### 2.4.1. AZIONI EQUILIBRANTI NELLA ZONA DI DISTACCO

La norma europea non definisce direttamente l'entità del liquido sollevato  $W_L$ , ma al paragrafo A.9.2 fornisce un grafico per ricavare l'innalzamento massimo del bordo dell'opera, il quale è frutto di uno studio parametrico di diversi modelli agli elementi finiti relativi a serbatoi non ancorati di svariati rapporti  $H/R$ . Il grafico è però relativo a serbatoi con tetto fisso, pertanto il sollevamento stimato potrebbe essere sottovalutato nei casi di serbatoi aperti o a tetto mobile.

Al solito le curve sono in funzione del rapporto  $M/WH$  e ve ne sono per diversi valori di  $H/R$ ; il valore dedotto è un sollevamento normalizzato all'altezza totale  $w_{max}/H$ .

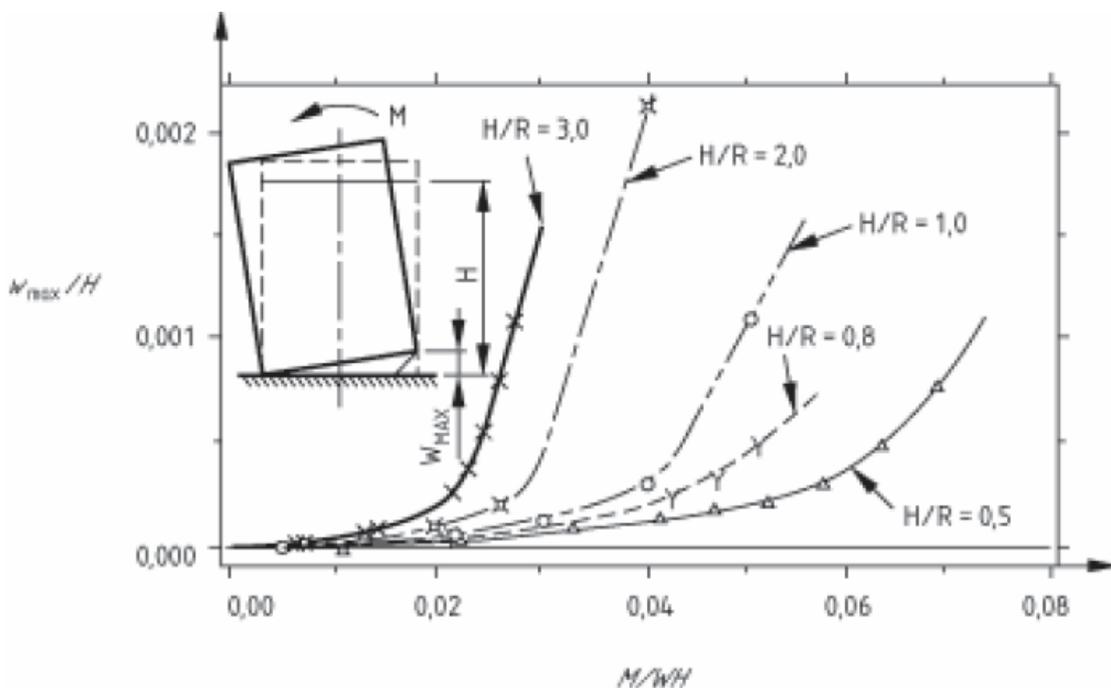


Figura 2.21 – Entità del sollevamento del fondo

Ai fini della stima delle tensioni anulari, è necessario valutare la lunghezza di fondo sollevata ( $L$ ), funzione del valore  $w$  appena ricavato, e del solito rapporto geometrico  $H/R$ .

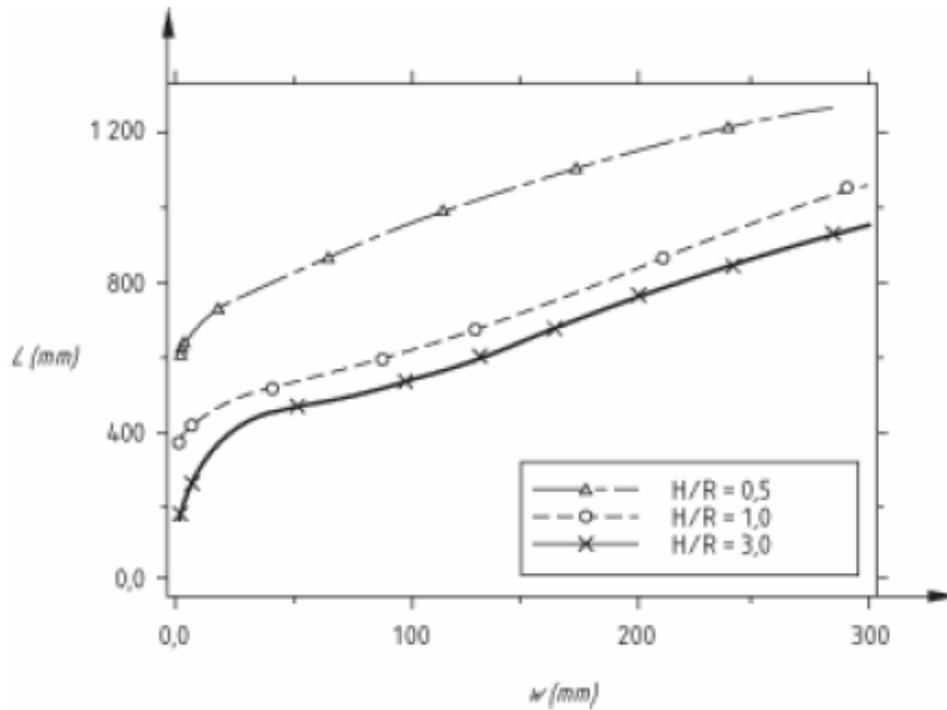


Figura 2.22a – Lunghezza di sollevamento del fondo

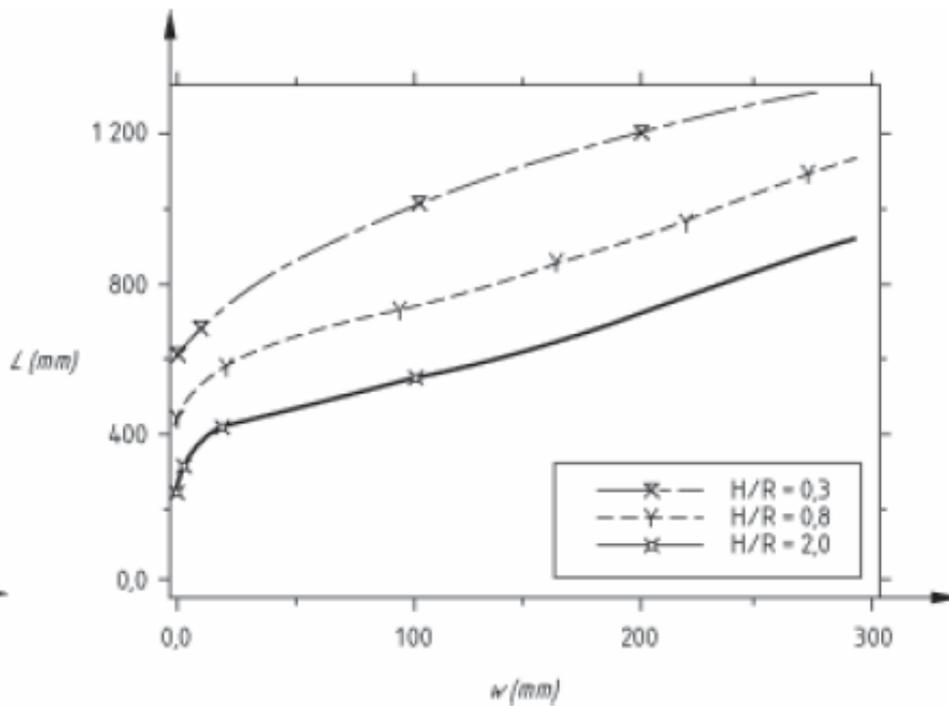


Figura 2.22b – Lunghezza di sollevamento del fondo

Si può notare come, una volta avvenuto il sollevamento, la lunghezza di fondo sollevato ha andamento pressoché lineare con il valore di sollevamento del fondo  $w$ .

### 2.4.2. SOLLECITAZIONI ANULARI DI MEMBRANA

Data la geometria del problema, è immediato ricavare dalla distribuzione idrostatica di pressioni la sollecitazione normale di membrana.

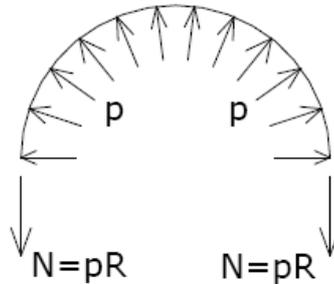


Figura 2.23 – Pressioni idrostatiche e sollecitazioni di parallelo

Discorso a parte va fatto a riguardo delle sovrappressioni idrodinamiche generate dal sisma, le quali hanno andamento sinusoidale con  $\theta$ .

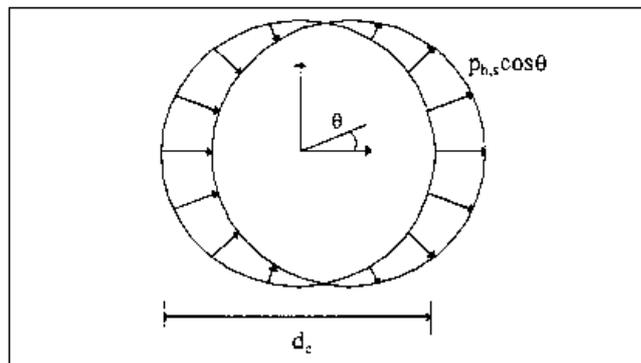


Figura 2.24 – Distribuzione delle pressioni sismiche lungo la circonferenza

La normativa a riguardo non fornisce formule esplicite, pertanto è necessario ricavare la tensione di parallelo a partire dal valore di pressione idrodinamica massima alla base, la quale si può ricavare dal primo paragrafo dell'ANNEX A, dove viene fornita l'espressione generale della pressione impulsiva (come si è già detto la parte convettiva è trascurabile):

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \rho H \cos \theta A_g(t) \quad (2.49)$$

dove

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1'(v_n / \gamma) v_n^2} \cos(v_n \zeta) I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right) \quad (2.50)$$

con

$$v_n = \frac{2n+1}{2}\pi; \quad \gamma = H/R \quad (2.51)$$

I ed I' sono la funzione di Bessel e sua derivata.

mentre  $A_g(t)$  è l'accelerazione al suolo al generico istante t.

Assumendo l'accelerazione pari alla massima dedotta dallo spettro di risposta, considerando la sezione posta a  $\theta=0$ , si massimizza la pressione idrodinamica.

Una buona valutazione della stessa pressione si può ottenere tramite la formula proposta da Haroun, che di seguito si riporta:

$$P_i = q_0 \gamma H S_d(T_{imp}) \quad (2.52)$$

fornendo il grafico da cui, dato il rapporto H/D, è possibile ricavare il coefficiente  $q_0$ :

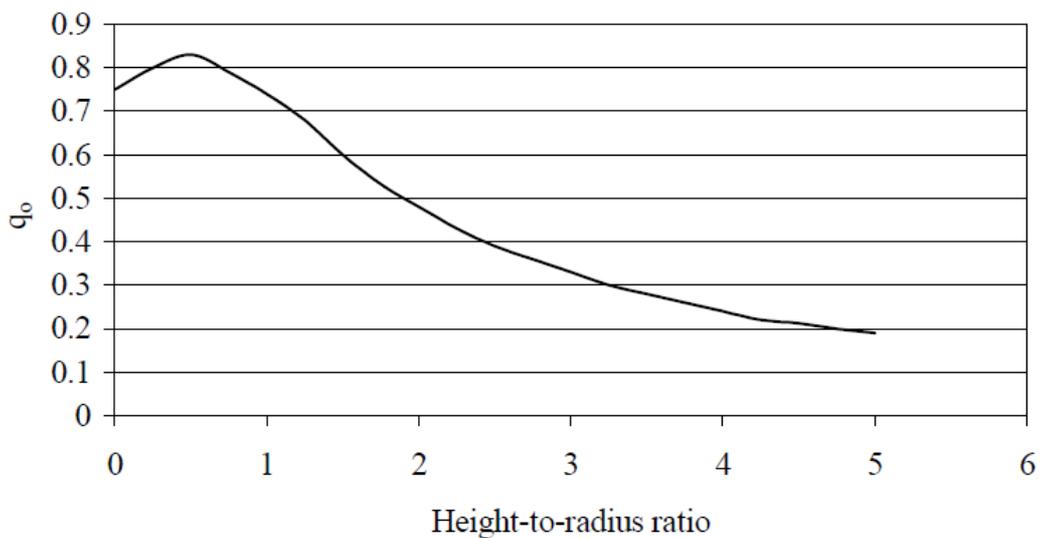


Figura 2.25 – Grafico del coefficiente  $q_0$

Nota la pressione idrodinamica, si ricava la tensione anulare attraverso la solita formula

$$\sigma = \frac{P_i R}{s}$$

### 2.4.3. SOLLECITAZIONI NELLA ZONA PERIMETRALE A CONTATTO

Al paragrafo A.9.2 viene fornito un grafico dal quale, in funzione del rapporto  $M/WH$  (momento dato dal sisma/peso totale x altezza) sono disegnate le curve che legano lo sforzo normale relativo ad un serbatoio non ancorato ( $N_u$ ) a quello dello stesso serbatoio nel caso fosse fissato alla base ( $N_a$ ), per diversi valori di  $H/R$ .

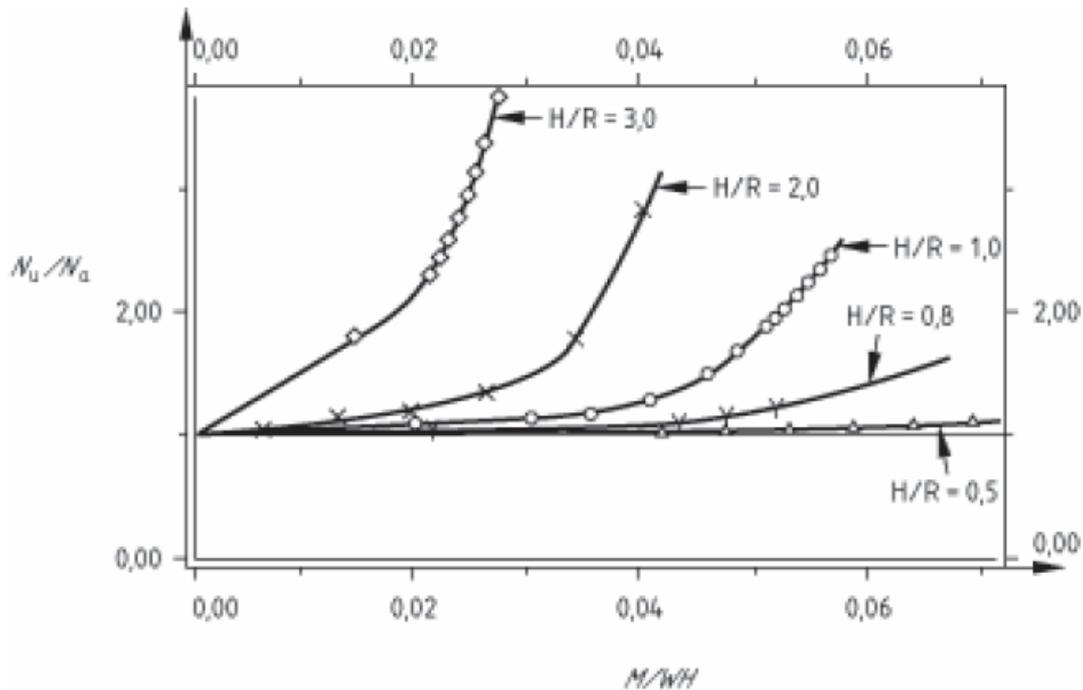


Figura 2.52 – Sforzo di meridiano normalizzato

Si nota come all'aumentare della snellezza (data dal rapporto  $H/R$ ) del serbatoio, a parità di momento ribaltante, lo sforzo normale sia sempre più amplificato rispetto al caso di serbatoio ancorato. Questo poiché più è alto il serbatoio più è elevato il fenomeno di sollevamento, concentrando lo stesso peso su una porzione di mantello sempre più piccola, generando così inevitabilmente compressioni maggiori.

Si può pertanto concludere che gli eurocodici sono più dettagliati nel determinare l'azione sismica, fornendo anche una soluzione molto precisa in serie di Fourier, oltre ad una semplificata. Per quanto riguarda la parte legata al comportamento strutturale del serbatoio sotto l'azione sismica la norma fornisce grafici e formule abbastanza sintetici, che costituiscono una stima del valore cercato, rimandando a elaborazioni con software agli elementi finiti i calcoli più raffinati.

## CAPITOLO 3

### VERIFICHE SUI SERBATOI

Nei serbatoi metallici, l'azione sismica può portare a tipologie di crisi differenti da quelle per carichi statici; per questo motivo recentemente i codici in materia hanno iniziato a tenere in considerazione questi comportamenti che riducono sensibilmente la capacità portante di tali opere.

Nello specifico le tipologie di crisi più frequenti per i serbatoi di tipo metallico sono legate all'instabilità delle lamiere che lo compongono, e possono essere distinti in questo modo:

- INSTABILITA' ELASTICA
- INSTABILITA' ELASTO-PLASTICA
- INSTABILITA' SECONDARIA

Queste modalità di crisi verranno trattate separatamente e, qualora vengano trattate da una normativa, si riporteranno le formule inerenti.

Va premesso che la API 650 basa le sue verifiche sul non superamento di determinati valori di tensioni e, più nello specifico, definisce dei valori ammissibili per la tensione di compressione longitudinale e per quella circonferenziale, senza accennare ai suddetti fenomeni di instabilità.

Per quanto riguarda gli eurocodici, vengono trattati separatamente instabilità elastica ed elasto-plastica, tramite formule che mettono in relazione tensioni di meridiano e di parallelo.

#### 3.1. INSTABILITA' ELASTICA

L'instabilità elastica è quella per la quale la lamiera (solitamente la virola di base) soggetta ad una compressione di meridiano, data dal peso proprio di mantello e tetto più l'incremento dato dall'azione sismica, instabilizza e giunge a crisi prima della rottura.

Medhat A. Haroun basa il suo studio sull'instabilità elastica sulla formula nota dell'instabilità euleriana

$$\sigma_{cl} = 0,6E \frac{t}{R} \quad (3.1)$$

legata allo schema strutturale di una trave di larghezza unitaria (meridiani) trattenuta da una serie continua di molle (rigidezze dei paralleli) sottoposta ad una compressione assiale.

Tale valore di tensione è però ideale; nella realtà il comportamento è influenzato dalla pressione interna, dalla variabilità spaziale delle tensioni e dalle imperfezioni geometriche. Queste ultime riducono ulteriormente la capacità della lamiera; la pressione interna, se contenuta, invece tende a migliorare le imperfezioni, facendo aumentare la tensione critica. Infine la variabilità spaziale delle tensioni riduce la probabilità di avere nello stesso punto la massima tensione di meridiano e di parallelo.

Tuttavia, ai fini della sicurezza, è bene abbattere il valore dell'instabilità euleriana di un consistente coefficiente di sicurezza, che Haroun suggerisce di valore 5.

Per le verifiche quindi si può utilizzare

$$f_{mb} = \sigma_{c1} / 5 \quad (3.2)$$

Tuttavia per far sì che si verifichi l'instabilità elastica è necessario avere elevati valori di compressione di meridiano, associati a bassi valori di tensioni di parallelo, quindi basse pressioni idrostatiche ed idrodinamiche.

Questa situazione è assai rara, pertanto le verifiche più gravose riguardano spesso l'instabilità elasto-plastica.

### 3.2. INSTABILITA' ELASTO-PLASTICA

Quando l'azione sismica è rilevante, è molto probabile che a compressioni assiali elevate siano associate anche tensioni di parallelo elevate, date dall'incremento idrodinamico delle pressioni del liquido.

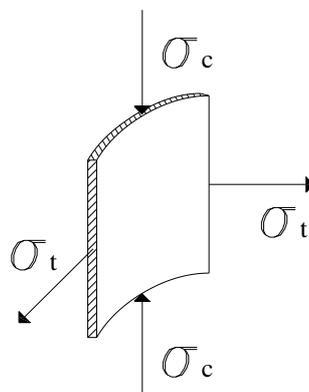


Figura 3.1 – Stato biassiale di tensione sul mantello

Questo fa sì che lo stato biassiale di tensioni porti la lamiera a snervamento, in questo modo la rigidezza dei paralleli ad un incremento di tensioni è nulla, pertanto lo schema strutturale resistente ad un ulteriore incremento di carico verticale è costituito da una lamiera alta  $H$  e spessa pochi mm.

E' immediato dedurre come questa giunga immediatamente a crisi per instabilità.

Solitamente la distribuzione di tensioni di meridiano e di parallelo in un serbatoio metallico è la seguente

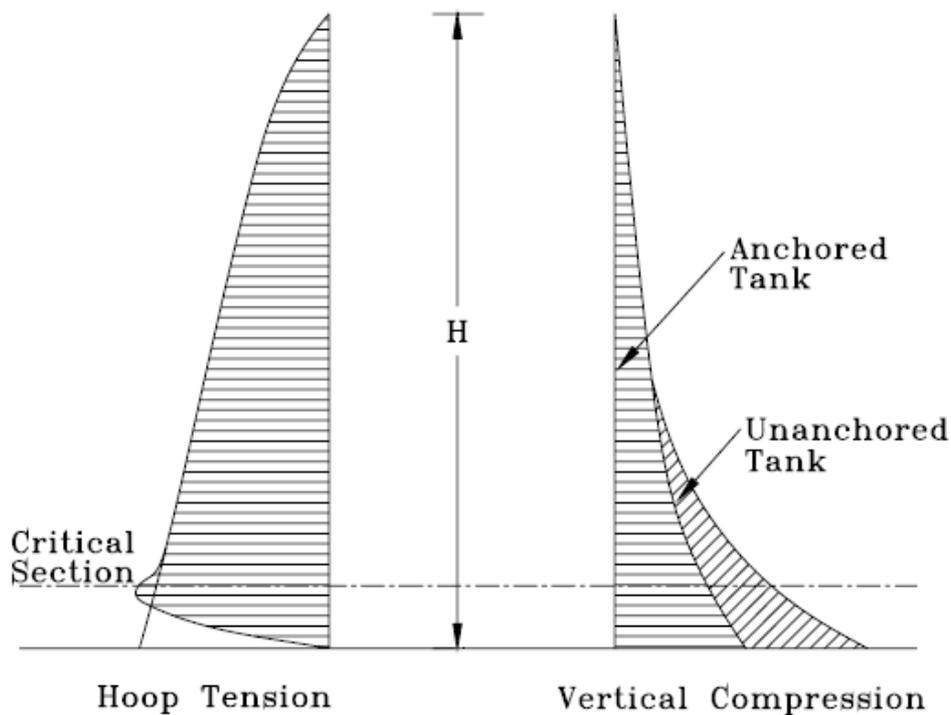


Figura 3.2 – Tensioni di parallelo ( $s_x$ ) e di meridiano ( $d_x$ ) per serbatoi ancorati e non

Si nota come la situazione più critica riguardi la sezione delineata, solitamente disposta a circa 30cm dalla base.

A causa del fenomeno sopra descritto la sezione critica non è più in grado di assorbire alcuno sforzo di compressione verticale poiché i meridiani che la irrigidivano sono snervati, inoltre la pressione interna crea una deformata che incrementa l'eccentricità del carico, generando il cosiddetto "elephant foot buckling" o instabilità a piede di elefante.



Figura 3.3 – Fotografia tipico “elephant foot bulge”

In materia, le New Zealand guidelines (Priestley, 1986), trattano l’instabilità elasto-plastica attraverso una riduzione quadratica della classica instabilità euleriana legata al valore  $(PR/tf_y)$ , dove P è la pressione interna somma della idrostatica e idrodinamica.

$$f_{pb} = \sigma_{cl} \left( 1 - \left( \frac{PR}{t \cdot f_y} \right)^2 \right) \quad (3.3)$$

Si può notare come la tensione indotta nei paralleli da questa pressione  $(PR/t)$  abbatta notevolmente la tensione critica, fino al limite in cui la sola pressione P porta a snervare i meridiani ( $(PR/t)=f_y$ ), cosicché la capacità portante della sola lamiera è nulla.

La resistenza all’instabilità risulta tuttavia superiore a quanto indicato dalla teoria, poiché questa considera il caso di struttura esente da imperfezioni. Nella realtà le imperfezioni esistono e portano benefici riguardo la resistenza verso l’instabilità, anche dell’ordine di multipli di quella teorica.

### 3.3. INSTABILITA' NELLE NORMATIVE

Soltanto di recente le normative hanno iniziato a tenere in considerazione gli aspetti di instabilità sopra descritti, in special modo quello più diffuso, ossia l'elephant foot buckling.

#### 3.3.1. API 650 STD.

La norma statunitense non fa menzione di una o dell'altra forma di instabilità ma esegue semplicemente delle verifiche riguardanti le tensioni ammissibili di meridiano e di parallelo. Nello specifico, per quanto riguarda i meridiani, impone che la massima tensione di compressione generata dal peso proprio più il sisma, sia inferiore alla tensione sismica ammissibile  $F_c$ , della quale fornisce due formule, discriminando in due casi:

- se  $(\gamma HD^2)/t^2 > 44$  (ricordare: t in mm, H e D in m,  $\gamma$  in  $t/m^3$ )

$$F_c = \frac{83t_s}{D} \quad (3.4)$$

- se  $(\gamma HD^2)/t^2 < 44$

$$F_c = \frac{83t_s}{2,5D} + 7,5\sqrt{\gamma H} < 0,5 f_y \quad (3.5)$$

La API 650 non specifica quindi alcun tipo di instabilità, ma si nota come questa formula rispecchi una verifica ad instabilità elastica, che inoltre tiene conto della pressione interna: se questa assume un valore sufficientemente alto (primo caso) i paralleli sono ben tesi, perciò offrono la loro resistenza massima, inoltre la pressione elevata impedisce di instabilizzare verso l'interno. Se invece la pressione idrostatica rimane al di sotto di un certo valore (secondo caso) i paralleli non sono a livelli di tensione alti, ed inoltre sono ancora presenti le imperfezioni di costruzione, pertanto la resistenza offerta è inferiore.

Analizzando il discriminante si possono fare i seguenti ragionamenti:

la formula  $(\gamma HD^2)/t^2$  deriva dal rapporto fra tensione di parallelo e tensione critica, infatti

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}} = \frac{pR}{t} \cdot \frac{1}{0,6 \frac{Et}{R}} = \frac{\gamma HR^2}{0,6Et^2} \rightarrow \text{con le unità di misura adottate dalle API diventa}$$

$$\rightarrow \frac{10^4 \gamma [t/mc] HR^2}{0,6 \cdot 10^6 (2 \cdot 10^5 [MPa]) \cdot 10^{-6} t^2 [mm^2]} = \frac{\gamma HD^2}{4 \cdot 0,6 \cdot 2t^2} \cdot \frac{1}{10} = \frac{\gamma HD^2}{t^2} \frac{1}{48}$$

$$\rightarrow \frac{\gamma HD^2}{t^2} = 48 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}} \quad (3.6)$$

Il discriminante è legato alla tensione anulare, e per la precisione identifica se questa ha raggiunto o meno livelli intorno alla tensione critica euleriana, con le conseguenze sopra descritte.

La prima formula della tensione ammissibile deriva direttamente dalla formula di  $\sigma_{c1}$ :

$$\sigma_{c1} = 0,6Et / R = 1,2 \frac{Et}{D} \rightarrow \text{con le unità di misura delle API}$$

$$\rightarrow 1,2 \cdot \frac{2 \cdot 10^5 [MPa] \cdot 10^{-3} t [mm]}{D} = 240 \frac{t}{D}$$

valore che, diviso per il fattore di sicurezza adottato dalla norma (pari a 3) fornisce gli 83t/D della prima formula.

La seconda formula fornisce valori di tensione ammissibile inferiori alla prima, poiché la modesta pressione non porta tutti gli effetti benefici visti. Essa fissa un valore di base pari a 2/5 del precedente, che però può essere incrementato (seppure il contributo sarà piccolo) dal valore  $7,5\sqrt{\gamma H}$ .

Si dimostra come, per il campo di pressioni in cui la formula vale, la  $F_c$  massima che può fornire sia pari ad 83t/D:

$$F_c = \frac{83t}{2,5D} + 7,5\sqrt{\gamma H} = \frac{83t_s}{D} \left[ \frac{1}{2,5} + \frac{7,5}{83} \sqrt{\frac{\gamma HD^2}{t^2}} \right] \quad (3.7)$$

si inserisce il valore massimo di  $(\gamma HD^2)/t^2$  per il campo selezionato, pari a 44, ottenendo:

$$F_{c,MAX} = \frac{83t_s}{D} \left[ \frac{1}{2,5} + \frac{7,5}{83} \sqrt{44} \right] = \frac{83t_s}{D} \quad (3.8)$$

Tuttavia la tensione ammissibile in questo secondo caso non deve superare la metà della tensione a snervamento ammissibile.

Poiché la verifica segue la teoria di una crisi in campo elastico, la normativa inoltre pone dei limiti anche per quanto riguarda la massima tensione di parallelo, per evitare l'instabilità elasto-

plastica. Quest'ultima, somma della quota parte idrostatica più quella idrodinamica, non deve superare il minimo dei seguenti valori:

- Tensione ammissibile di progetto incrementata del 33%
- il 90% della tensione a snervamento, moltiplicata per il fattore di efficienza delle saldature  
 $E \leq 1$

Questo vincolo viene introdotto per evitare la plasticizzazione dei meridiani, che non fornirebbero più il contributo di resistenza, e favorirebbero l'instaurarsi dell'elephant foot buckling.

In definitiva la normativa americana mira ad evitare la crisi per instabilità elasto-plastica tenendo le tensioni di parallelo sufficientemente sotto alla soglia di snervamento.

In base al valore di pressione idrostatica, viene poi limitata la compressione di meridiano per scongiurare anche la crisi in campo elastico.

Questo criterio però è molto approssimato poiché non è la tensione di meridiano o quella di parallelo che indipendentemente portano alla crisi elasto-plastica, quanto la combinazione delle due, che nel testo della norma non viene considerato, limitandosi a verificare separatamente le tensioni.

### 3.3.2. EC8-4

Per quanto riguarda gli Eurocodici questi propongono una trattazione più completa del problema dell'instabilità, definendo chiaramente le verifiche per i due singoli casi.

#### ➤ INSTABILITÀ ELASTICA

Questa modalità di crisi si osserva spesso dove vi è una riduzione sostanziale dello spessore del mantello in relazione allo spessore della base o in relazione alla pressione interna. Quest'ultima ha una azione stabilizzante, poiché (se limitata) tende a ridurre le imperfezioni; per questo motivo la verifica in questo caso viene associata al MINIMO valore di pressione idrodinamica (la idrostatica è costante) interna.

La verifica è posta in questi termini:

$$\sigma_m \leq 0,19\sigma_{c1} + 0,81\sigma_p \quad (3.9)$$

dove

- $\sigma_m$  è la massima compressione di meridiano
- $\sigma_{c1} = 0,6 \frac{Es}{R}$  instabilità euleriana

$$\sigma_p = \sigma_{c1} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left( 1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{c1}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq \sigma_{c1} \quad (3.10)$$

dove

$$\frac{\bar{p}}{p} = \frac{pR}{s\sigma_{c1}} < 5 \quad (3.11)$$

$$\text{- se } \lambda^2 = \frac{f_y}{\sigma\sigma_{c1}} \leq 2 \Rightarrow \sigma_0 = f_y \left( 1 - \frac{\lambda^2}{4} \right) \quad (3.12a)$$

$$\text{- se } \lambda^2 = \frac{f_y}{\sigma\sigma_{c1}} > 2 \Rightarrow \sigma_0 = \bar{\sigma} \sigma_{c1} \quad (3.12b)$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1,24 \left( \frac{\delta}{s} \right) \left[ \left( 1 + \frac{2}{1,24 \left( \frac{\delta}{s} \right)} \right)^{1/2} - 1 \right] \quad (3.13)$$

$\delta/s$  denota il rapporto fra la massima imperfezione geometrica rispetto allo spessore ed assume i seguenti valori:

$$\left( \frac{\delta}{s} \right) = \frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}} \quad (3.14)$$

dove il coefficiente  $a$  dipende dalla qualità dell'opera:

- $a=1$  per costruzioni ordinarie
- $a=1,5$  per opere di qualità
- $a=2,5$  per opere di grande qualità

Dalla prima formula si deduce come la tensione limite verticale sia una percentuale della tensione ideale euleriana, composta da un 19% fisso e da un restante 81% che dipende da  $\sigma_p$ , a sua volta percentuale di  $\sigma_{c1}$ .

Si può notare dalle relazioni come la tensione limite sia influenzata da tre fattori:

- l'entità delle imperfezioni, che tende a ridurre lo sforzo massimo sopportabile
- la pressione interna, che riducendo le imperfezioni porta a una maggior capacità
- il gap fra tensione critica euleriana e tensione limite a snervamento.

Il valore massimo che può assumere  $\sigma_m$  è pari a  $\sigma_{c1}$  ; vediamo in quale situazione si ha tale valore:

Per avere il 100% di  $\sigma_{c1}$  è necessario che  $\sigma_p$  sia pari a  $\sigma_{c1}$ .

A sua volta  $\sigma_p$  dipende sostanzialmente da due fattori (i due termini fra parentesi tonda)

$$\left(1 - \frac{\bar{p}}{5}\right) \text{ e } \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{c1}}\right)$$

che devono essere nulli per massimizzare la tensione limite.

Il primo si annulla quando  $\bar{p} = 5$  , ossia quando la tensione di parallelo indotta dalla pressione interna (la minima) è il quintuplo della tensione ideale critica euleriana.

Per annullare il secondo termine è necessario non avere imperfezioni ( $\bar{\sigma} = 1$ ) ed inoltre il materiale deve avere una tensione limite di snervamento almeno doppia della critica euleriana.

La situazione sopra descritta è molto difficile da soddisfare, pertanto la tensione limite assumerà sempre valori inferiori a  $\sigma_{c1}$ .

### ➤ INSTABILITÀ ELASTO-PLASTICA

Questa forma di instabilità accade spesso a causa dello stato biassiale di tensioni che si viene a creare alla base del serbatoio, composto da compressioni verticali e trazioni radiali; questa situazione genera il conosciuto “elephant foot bulge”.

La verifica va pertanto effettuata sulla prima virola a distanza di circa 30cm dalla base, ma la norma consiglia di ripeterla anche ogni qualvolta vi sia un cambio di spessore da una virola alla successiva.

La verifica è rappresentata da questa formula:

$$\sigma_m = \sigma_{c1} \left[ 1 - \left( \frac{pR}{sf_y} \right)^2 \right] \left( 1 - \frac{1}{1,12 + r^{1,15}} \right) \left[ \frac{r + f_y/250}{r + 1} \right] \quad (3.15)$$

dove

$$r = \frac{R/s}{400} \quad (3.16)$$

I tre termini racchiusi nelle parentesi sono quelli che influenzano il valore dello sforzo limite di compressione  $\sigma_m$ .

Il primo termine è legato alla pressione interna; poiché questa modalità di crisi avviene per elevati valori di tensione di parallelo (la lamiera deve snervare), la pressione interna non può più avere l'effetto benefico visto per l'instabilità elastica. Infatti in questo caso la pressione induce elevati valori di trazione di parallelo e, come si evince dalla formula, se raggiunge lo snervamento della lamiera si perde ogni capacità di portare carichi verticali ( $\sigma_m = 0$ ).

Inoltre la pressione deforma il mantello creando una ulteriore eccentricità del carico verticale, che porta anzi tempo alla crisi.

Per i motivi sopra elencati il valore di pressione da utilizzare nella verifica è quindi il massimo derivante dalla somma di idrostatico e idrodinamico.

Il secondo termine è legato al fattore adimensionale  $r$ .

Il terzo ed ultimo termine deriva dal semplice fatto che la formula è tarata su un acciaio avente tensione a snervamento di 250MPa.

Gli Eurocodici sono quindi più completi dal punto di vista dell'instabilità, poiché calcolano le tensioni critiche relative ai due modi di crisi separatamente, e ovviamente sarà da verificare la più piccola delle due.

La normativa europea inoltre considera lo stato biassiale di tensioni presente alla base del mantello, e per questo fa interagire nelle verifiche di instabilità la tensione circonferenziale e la pressione di meridiano, poiché nella realtà la crisi non avviene per una singola tensione ma per l'interazione delle due.

Le API 650 sono di più semplice applicazione, e le formule che forniscono contengono già implicitamente i criteri visti; esse infatti forniscono due diverse formule in funzione del fattore  $\gamma HD^2/t^2$ , legato fortemente alla pressione interna, che si è visto come sia il discriminante fra l'uno o l'altro modo di crisi. Pertanto si può pensare che le due formule fornite nella stessa verifica siano in realtà relative alle due forme di instabilità, delle quali viene così verificata soltanto quella che è nelle condizioni di presentarsi.

### 3.4. INSTABILITA' SECONDARIA

Il progetto di serbatoi cilindrici di tipo metallico e non ancorati è, in generale, correlato alla ricerca dell'instabilità della struttura denominata "elephant foot buckling". Tuttavia, nelle attuali strutture di stoccaggio, questo effetto è rilevante nel caso siano presenti elevati valori di altezza del serbatoio (se rapportati al diametro), a cui si associano elevati valori di momento ribaltante.

Nei serbatoi di ampio diametro e altezza modesta appare un secondo effetto di instabilità, derivante dall'effetto di risucchio che le azioni sismiche producono sulla parete posteriore.

Questo effetto agisce principalmente nella zona sommitale della parete posteriore, ed è connesso al modesto spessore che le virole hanno in questa zona. Questo porta ad una tendenza da parte della parete ad instabilizzare, analogamente ad un cilindro soggetto a pressione esterna.

Uno studio del fenomeno è proposto da Richard Greiner e Robert Ofiner: "a secondary buckling effect of cylindrical tanks under earthquake".

L'articolo tratta l'analisi di un dato serbatoio a largo diametro e mostra il comportamento post-critico tipico riscontrato per questo tipo di pressione data dal sisma.

I dati sono i seguenti

Diametro  $D=100\text{m}$

Spessore del mantello  $t=10\text{mm} - 44\text{mm}$

Altezza  $H=20\text{m}$

Spessore del fondo  $t_b=6\text{mm}$

Livello del liquido  $=18\text{m}$

Spessore dell'anello di fondo  $t_a=18\text{mm}$

Volume contenuto  $V=150000\text{mc}$

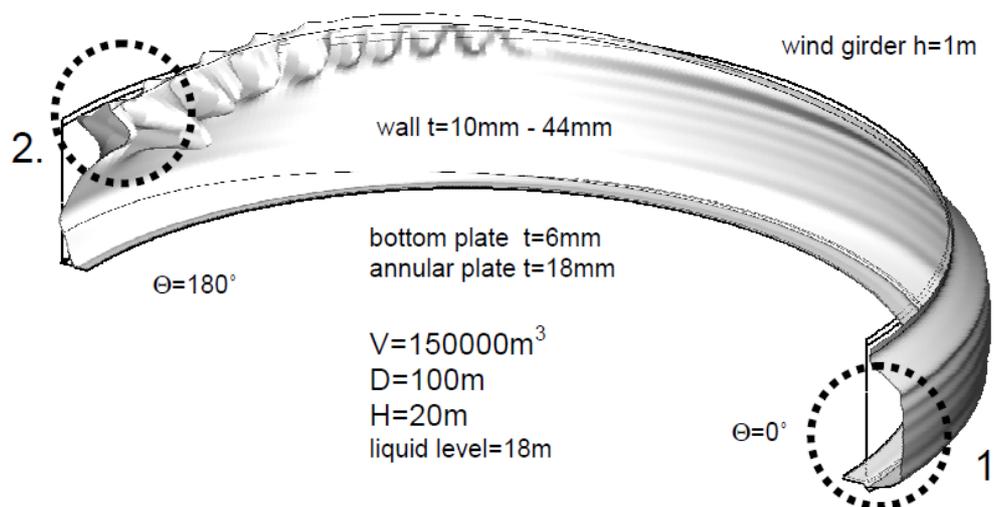


Figura 3.4 – Instabilità di un serbatoio ad elevato rapporto D/H

1. Instabilità classica
2. Instabilità secondaria

Dall'immagine soprastante si può notare come il primo effetto di instabilità, indicato col numero 1, sia per l'appunto l'elephant foot, situato alla coordinata angolare  $q=0$ , e con le caratteristiche menzionate ai paragrafi precedenti.

Tuttavia è presente, ed in questo caso rilevante, il secondo effetto, indicato con il numero 2, posizionato esattamente all'opposto del primo. Questa seconda instabilità si verifica infatti nella parete opposta a quella dove la spinta idrodinamica è massima. La crisi sopra citata avviene a causa delle pressioni totali negative che vengono ad instaurarsi laddove la pressione idrodinamica supera quella idrostatica; come si può notare dall'andamento delle varie pressioni riportato di seguito, questa situazione si verifica nella sommità della parete posteriore coinvolgendo quindi le virole aventi spessori più piccoli, motivo per cui questa instabilità diventa rilevante.

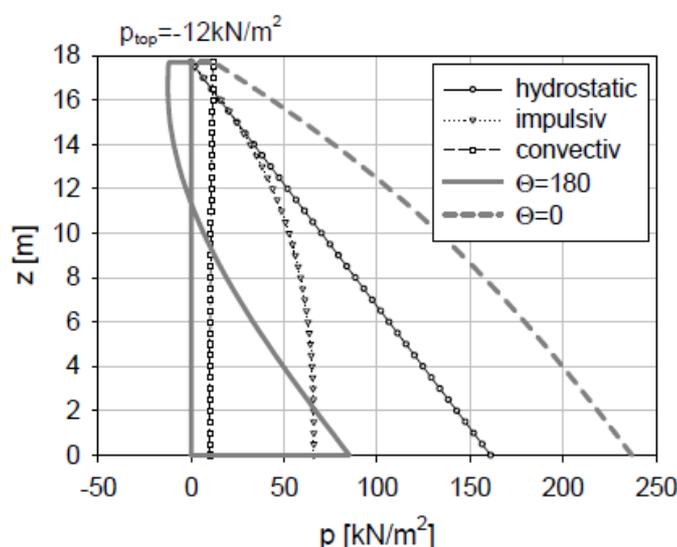


Figura 3.5 – Andamento delle pressioni con la quota z

Questo grafico, relativo al caso in esame, sottoposto ad un sisma avente accelerazione alla base di  $0,33g$ , mostra come nella parete anteriore le tre spinte si sommino generando un andamento delle pressioni simil-trapezoidale (linea tratteggiata). Nella parete posteriore invece le pressioni idrodinamiche vanno sottratte alla pressione idrostatica, generando per circa 6m dalla sommità una depressione che per buona parte ha valore  $p=-12\text{kN/m}^2$ .

Questo ultimo andamento è stato implementato in un modello FEM rappresentante il serbatoio oggetto di studio; per semplificare l'analisi il modello di carico è stato ipotizzato assialsimmetrico, ossia costante lungo la circonferenza, sebbene in realtà la distribuzione delle pressioni non sia uniforme. Tuttavia la differenza dell'andamento reale delle pressioni dal caso uniforme è piccola se confrontata con la lunghezza d'onda del tipo di instabilità, pertanto l'assunzione fatta rappresenta in modo realistico il caso in esame.

L'analisi è stata condotta con l'ausilio del software ABAQUS su due modelli:

- analisi lineare della struttura senza imperfezioni (LBA);

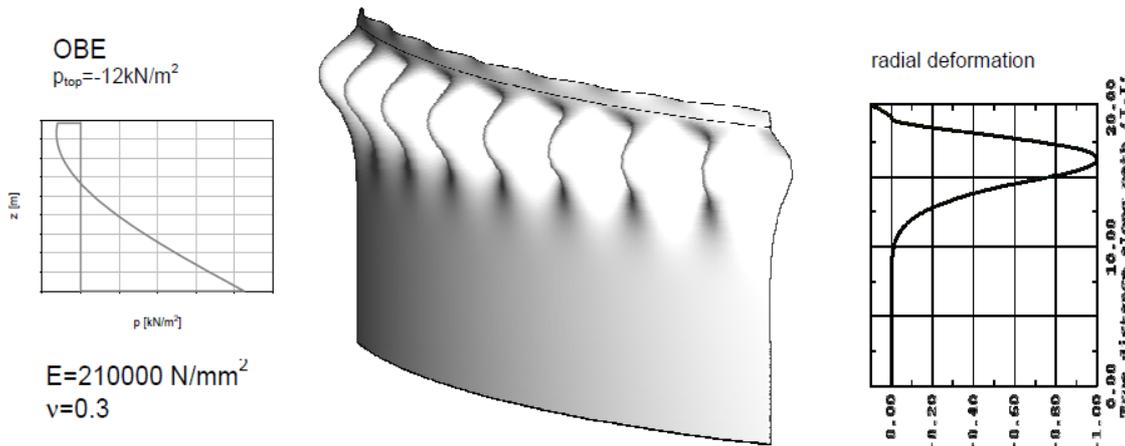


Figura 3.6 – Risultati dell'analisi LBA

- analisi non lineare (geometrica e del materiale) della struttura soggetta ad imperfezioni (GMNIA), max imperfezioni= $e_0=30\text{mm}$ .

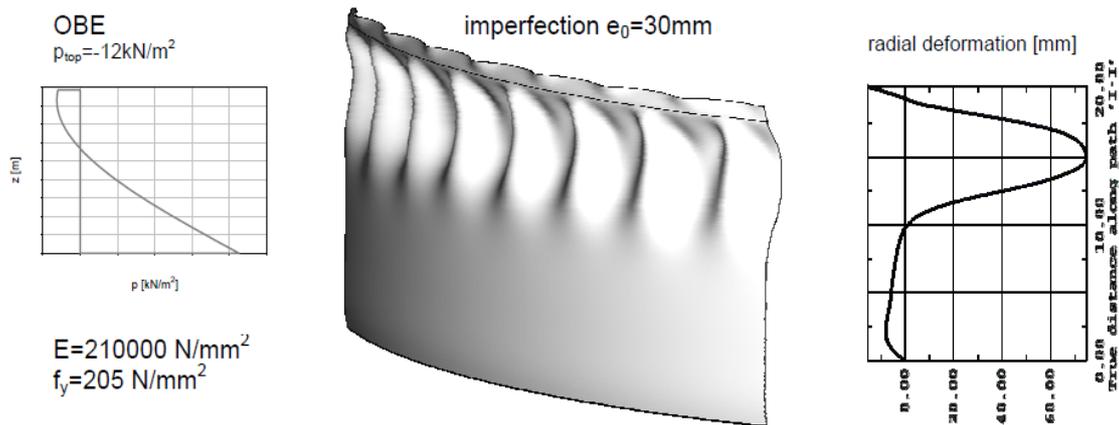


Figura 3.7 – Risultati dell'analisi GMNIA

Si nota come nel primo caso il fattore di incremento del carico valga 0,15.

Nel caso di modello con imperfezioni geometriche tale fattore vale 0,42, il che significa che la struttura con le imperfezioni presenta una superiore capacità rispetto alla teorica resistenza all'instabilità data dal primo calcolo.

Per approfondire l'analisi, un ulteriore studio è stato effettuato su un guscio cilindrico di comparabili dimensioni soggetto ad una pressione esterna uniforme, pari proprio a  $P = -12 \text{ kN/m}^2$ . Il cilindro è alto 4,8m (pari a 2 ordini di virole), spesso 10mm, ed i vincoli sono riguardo all'abbassamento  $w$ , che nella deformata deve essere costante; i restanti spostamenti sono liberi. I risultati per il caso teorico di struttura perfetta (LBA) sono mostrati di seguito:

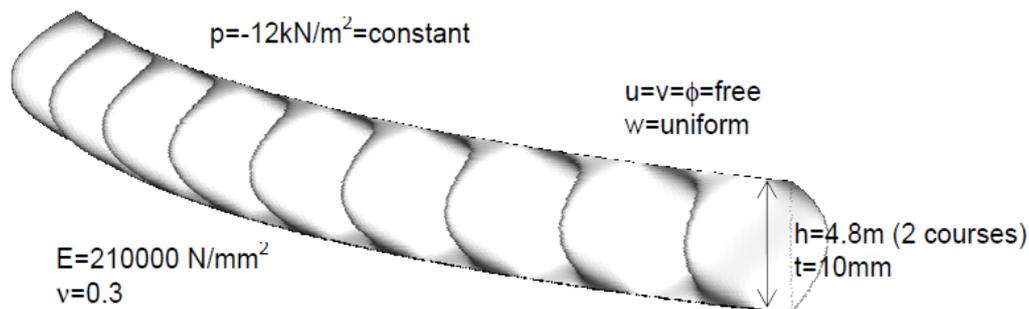


Figura 3.8 – Risultati dell'analisi LBA per il modello teorico

Il cilindro si comporta come una striscia di circonferenza ricurva che tende a diventare piana. Questa soluzione è nota e porta ad un carico critico doppio rispetto ad una lastra sottoposta a carico costante.

A titolo informativo si fa notare come le formule proposte dagli attuali codici, nello specifico gli Eurocodici 3-1-6, portano agli stessi risultati.

Questi però non tengono conto degli effetti che producono le imperfezioni geometriche, infatti il secondo calcolo (GMNIA) mostra come il cilindro presenti il tipico incremento di capacità post-critico, legato ad un incremento notevole di deformazioni, come mostra la figura seguente:

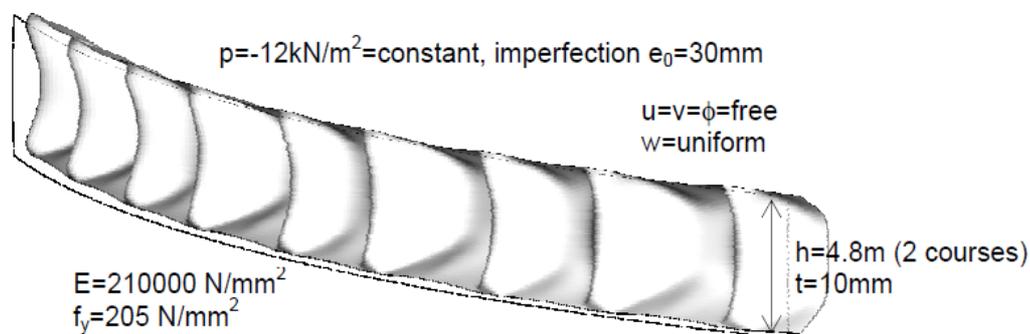


Figura 3.9 – Risultati dell'analisi GMNIA per il modello teorico

Concludendo si può affermare come questa instabilità secondaria colpisca serbatoi di stoccaggio liquidi di ampio diametro e basso rapporto H/D. In questi casi infatti l'effetto di risucchio dovuto alle pressioni negative interessa la zona del mantello dove gli spessori sono più sottili, poiché progettati per l'azione idrostatica, che è modesta a queste quote.

## CAPITOLO 4

### ESEMPIO NUMERICO DI ANALISI SISMICA SEMPLIFICATA

Viene di seguito eseguita la verifica di un serbatoio a seguito di un input sismico orizzontale.

L'analisi viene eseguita seguendo dapprima la teoria semplificata dei serbatoi cilindrici, dopodichè i risultati ottenuti verranno posti a confronto con le formule della normativa statunitense API 650 std. e degli eurocodici EC8-4.

#### 4.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DATI PER LA VERIFICA

L'analisi che si andrà ad eseguire riguarda un serbatoio esistente, situato a Porto Corsini (RA) nel parco serbatoi PIR; seguendo la numerazione adottata l'oggetto d'esame è il TK8.

Le caratteristiche della struttura sono le seguenti:

Raggio del serbatoio  $R=11,5\text{m}$

Altezza del mantello  $H=12,2\text{m}$

Capacità serbatoio=  $5069\text{mc}$

Le misure e gli spessori dei singoli elementi sono:

	Altezza viola [mm]	Spessore nominale [mm]
Viola n. 1	2300	11,00
Viola n. 2	1980	9,00
Viola n. 3	1980	8,00
Viola n. 4	1980	8,00
Viola n. 5	1980	7,00
Viola n. 6	1980	7,00

Spessore lamiera di fondo  $t_b=7\text{mm}$

Spessore trincarino  $t_a=12\text{mm}$

Larghezza trincarino  $L_a=780\text{mm}$

Modulo elastico acciaio  $E=200\text{GPa}$

Tensione di snervamento  $f_y=275\text{MPa}$

Peso specifico liquido (olio)  $\gamma=1\text{t/mc}$

Ai fini dell'analisi sismica è necessario valutare lo spessore uniforme equivalente del mantello:  
 Spessore uniforme equivalente del mantello  $t=8,6\text{mm}$

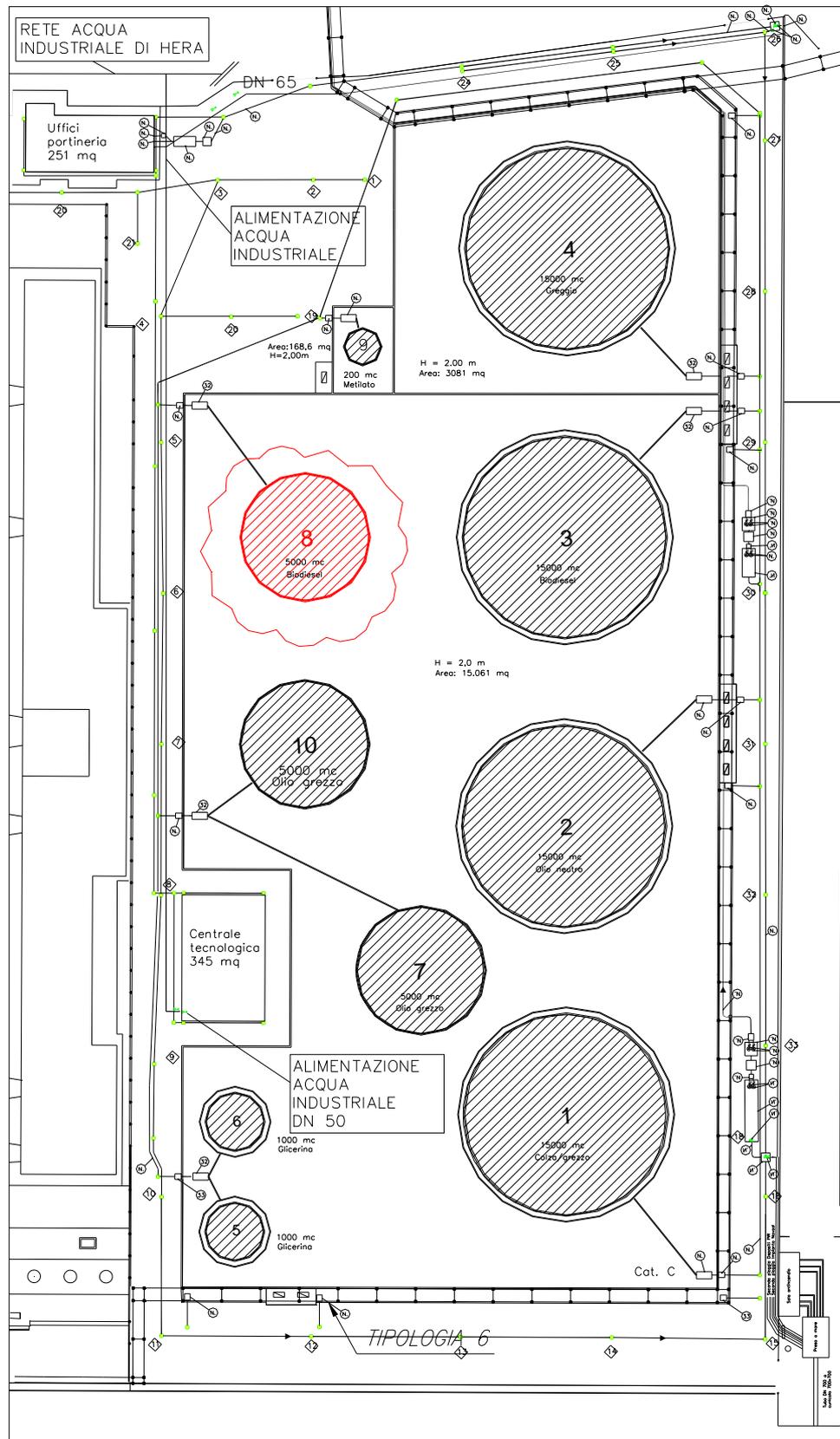


Figura 4.1 – Pianta del parco serbatoi PIR (Porto corsini (RA)), serbatoio TK8 evidenziato

Il serbatoio di stoccaggio olio è di tipo metallico a tetto fisso, saldato ad una piastra di base non ancorata alle fondazioni.

Il mantello è composto da più corsi di lamiera (virole) aventi spessori decrescenti lungo l'elevazione.

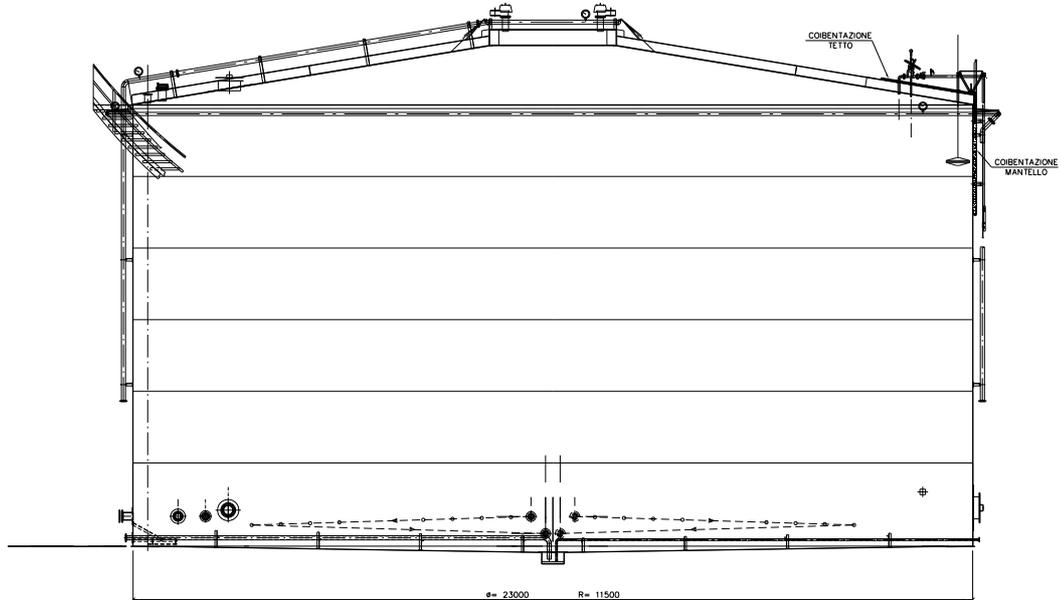


Figura 4.2 – Sezione verticale del serbatoio TK8

La piastra di fondo è composta da più lamiere, ed ha uno spessore maggiorato in corrispondenza del mantello per irrigidire la zona di base che eventualmente si solleverà durante il sisma.

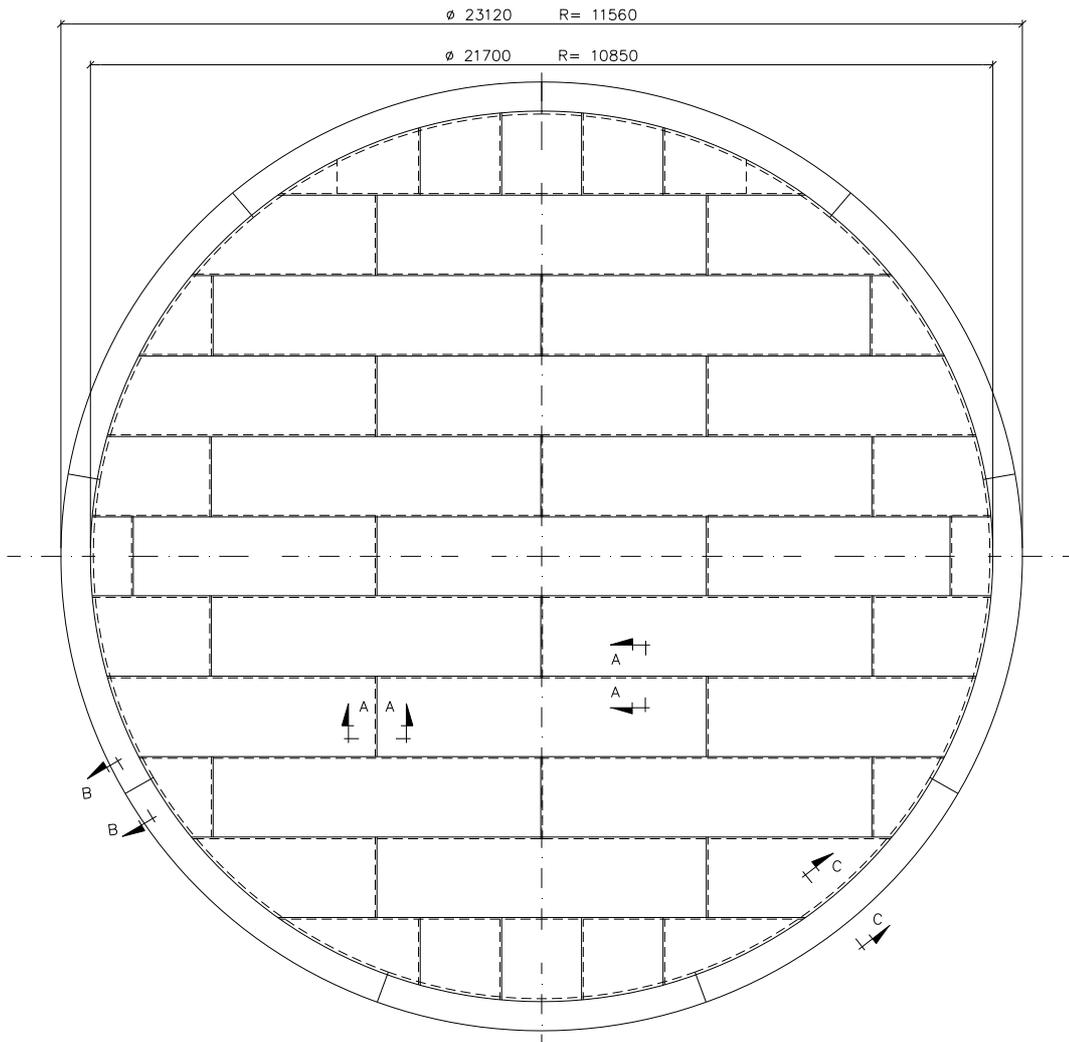


Figura 4.3 – Pianta del fondo del serbatoio

Tale piastra anulare, chiamata “trincarino” è collegata al mantello e alla lamiera di fondo nel seguente modo:

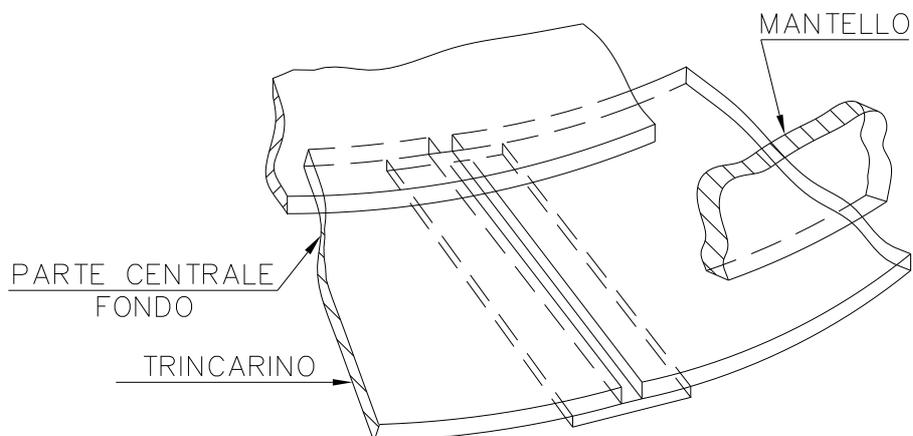


Figura 4.4 – Vista 3D del collegamento mantello-trincarino-lamiera di fondo

Le lamiere di fondo sono saldate l'una con l'altra e ogni elemento è leggermente sovrapposto agli adiacenti per consentire una saldatura a cordoni d'angolo:

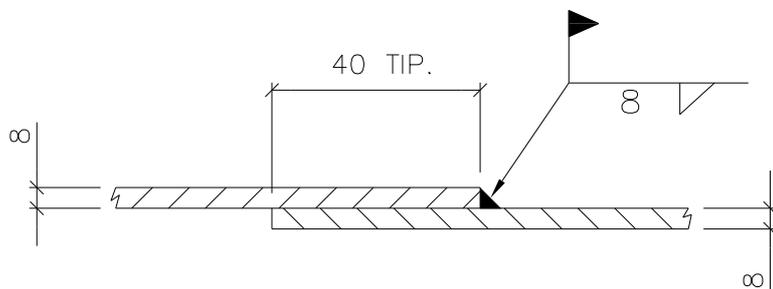


Figura 4.5 – Sezione A-A (giunti lamiera di fondo)

Dalla sezione B-B si nota come le varie piastre che compongono il trincarino siano collegate fra loro con una saldatura di testa; il collegamento è irrigidito da una ulteriore piastra sottostante (12), saldata ad angolo con i due elementi da collegare(11):

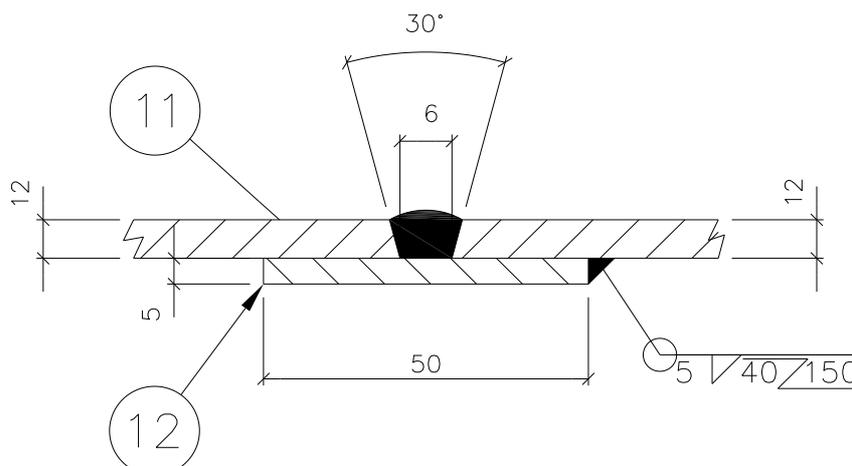


Figura 4.6 – Sezione B-B (giunti trincarino)

Infine la sezione C-C mostra come il trincarino sia collegato al mantello tramite una saldatura a cordoni d'angolo su entrambe i lati del mantello stesso:

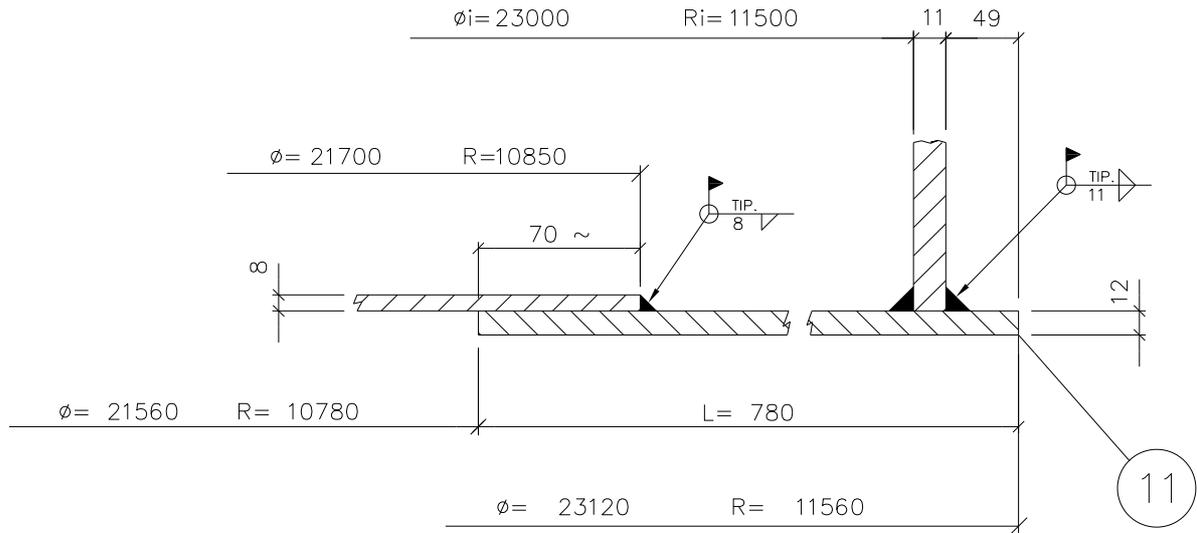


Figura 4.7 – Sezione C-C (giunti mantello-trincarino-lamiera di fondo)

Ora definite le caratteristiche tecniche del serbatoio, si riportano di seguito le dimensioni complessive dell'opera e quelle specifiche di ogni suo singolo elemento.

Di seguito si riporta una sezione che riassume le misure elencate:

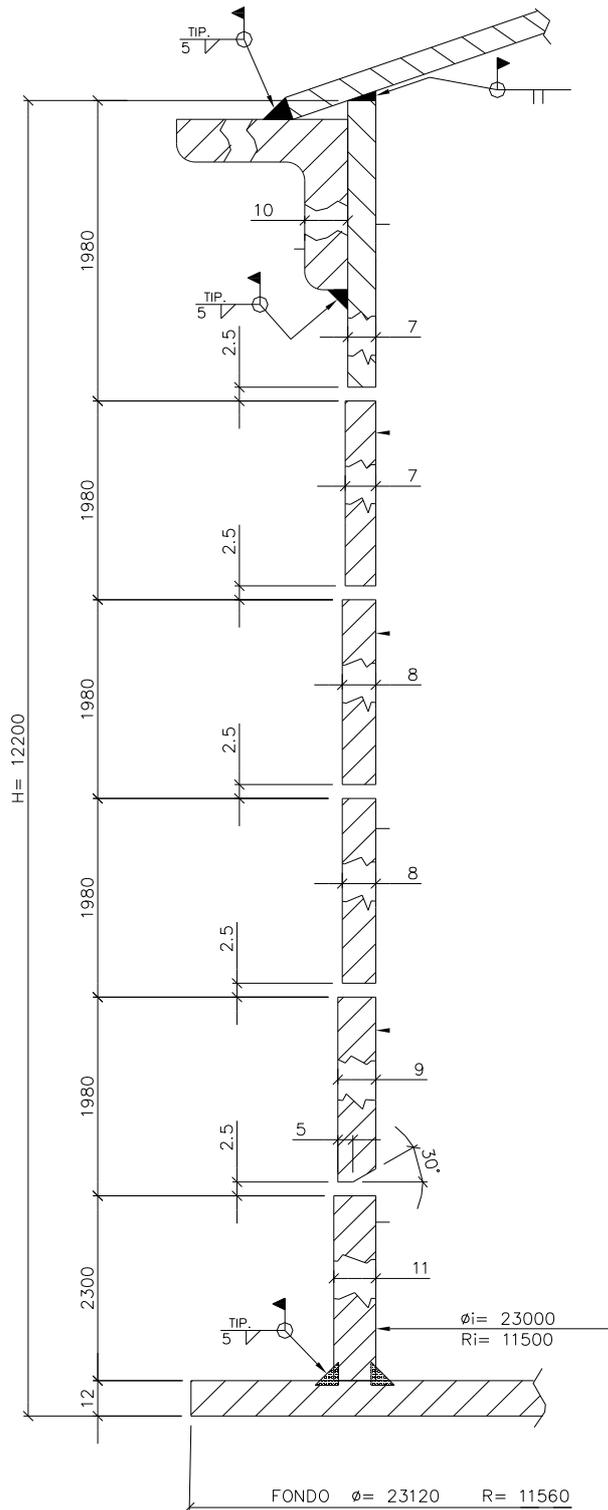


Figura 4.8 – Sezione verticale del mantello

Si nota dal disegno la presenza di un profilato ad L in sommità del mantello, tale elemento è indispensabile per la rigidità del mantello, soprattutto alle quote elevate, dove si hanno gli spessori più piccoli. Questo irrigidimento anulare è spesso 10mm, ed i suoi lati misurano 100mm; viene saldato d'angolo all'ultima virola e al tetto. quest'ultimo è composto da una lastra inclinata spessa 5mm, saldata al profilato come già detto e alla sommità dell'ultima virola.

Ai fini dei calcoli si riportano in ultimo i pesi già calcolati di mantello e copertura:

Peso proprio della copertura  $W_r=358\text{kN}$

Peso proprio del mantello  $W_w=648\text{kN}$

## 4.2. ENTITÀ DELL'AZIONE SISMICA

Innanzitutto va definito lo spettro di risposta elastico per il sito su cui insiste la struttura.

Per fare ciò si fa riferimento alla normativa italiana NTC 2008 “norme tecniche per le costruzioni”.

I dati per costruire lo spettro di risposta elastico sono:

Zona sismica: 3

Classe della struttura: 1

Categoria di suolo: D

Tempo di ritorno: 475 anni

Accelerazione di picco al suolo:  $a_g=0,15g$

Fattore della stratigrafia del suolo:  $S=1,35$

$F_0=2,5$

$T_B=0,2\text{s}$

$T_C=0,8\text{s}$

$T_D=2\text{s}$

Si utilizzeranno le formule relative alle varie zone dello spettro elastico:

$$0 \leq T < T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$$

$$T_C \leq T < T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[ \frac{T_B}{T} \right]$$

$$T_D \leq T : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$



Figura 4.9 – Spettro di risposta elastico da normativa (NTC '08)

Per il calcolo dell'azione sismica sul serbatoio si fa riferimento alla semplificazione comune a tutti i codici di calcolo, che scompone l'azione sismica in:

- Azione Impulsiva: data dalla massa di liquido inferiore che si muove con frequenza alta seguendo il movimento del mantello, presenta uno smorzamento del 5%.
- Azione Convettiva (sloshing): data dal moto ondoso della porzione superficiale del liquido; interessa una profondità di liquido tanto più elevata quanto più grande è il raggio del serbatoio. Lo smorzamento in questo caso è più ridotto, pari allo 0,5%, mentre il periodo è elevato.

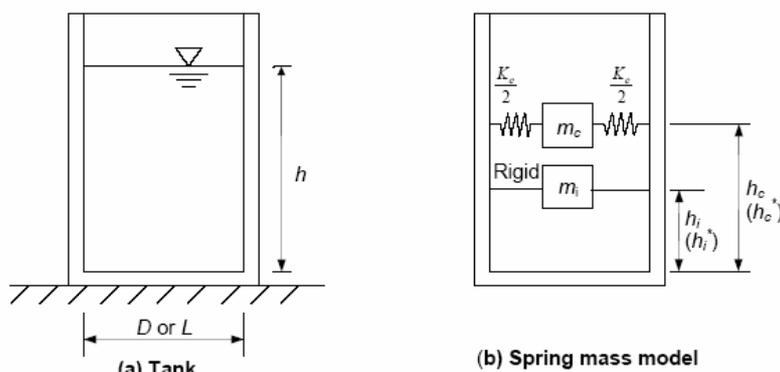


Figura 4.10 – Modello del serbatoio per l'analisi sismica

4.2.1. API 650 STD.

Si valuta il rapporto  $H/D=0,530$  tramite il quale si deducono dai relativi grafici i valori:

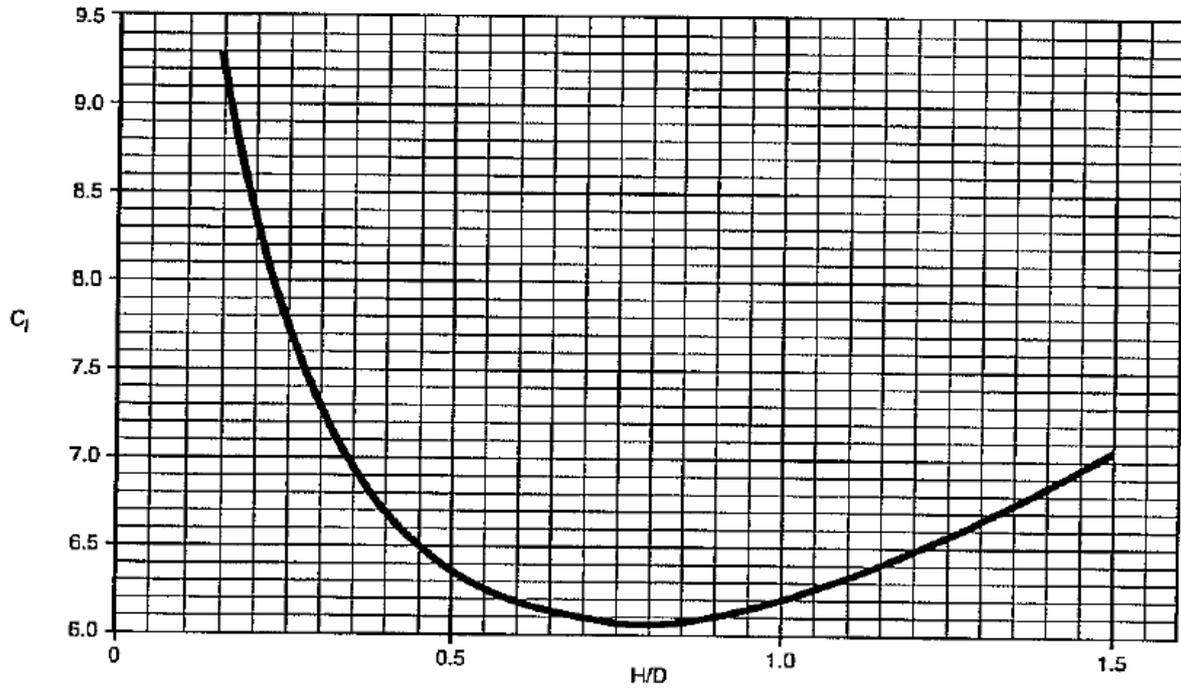


Figura 4.11 – Grafico per la determinazione di  $C_i$

-  $C_i=6,3$

- 
$$K_s = \frac{0,578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3,68H}{D}\right)}} = 0,59$$

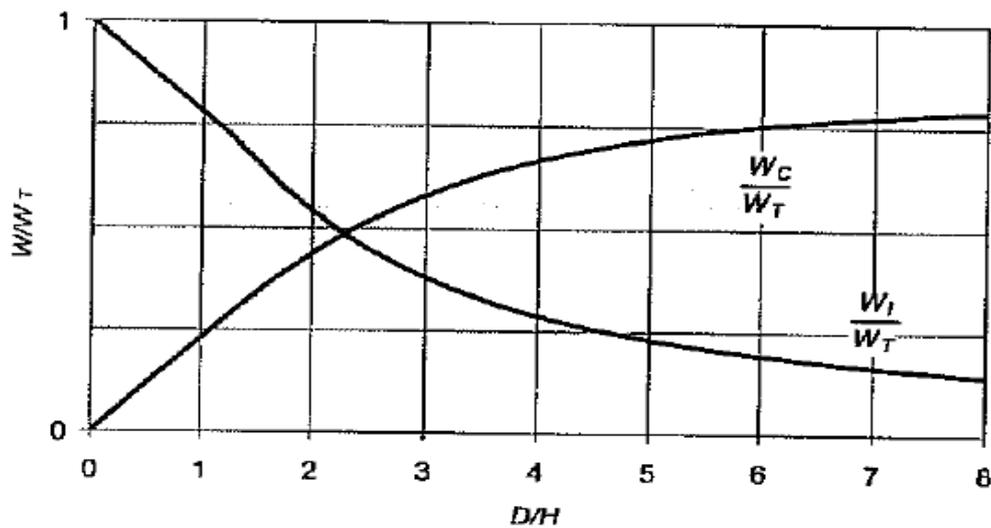


Figura 4.12 – Grafico per la determinazione di  $W_i$  e  $W_c$

$$W_i = \frac{\tanh\left(0.866\frac{D}{H}\right)}{0.866\frac{D}{H}} W_p$$

-  $W_i/W_p=0,568$       massa impulsiva / massa totale

$$W_c = 0.230\frac{D}{H}\tanh\left(\frac{3.67H}{D}\right) W_p$$

-  $W_c/W_p=0,433$       massa convettiva / massa totale

Ora, note le percentuali di massa partecipanti ai singoli moti, si valutano i bracci delle forze per le verifiche riguardanti il mantello, in percentuale sull'altezza totale:

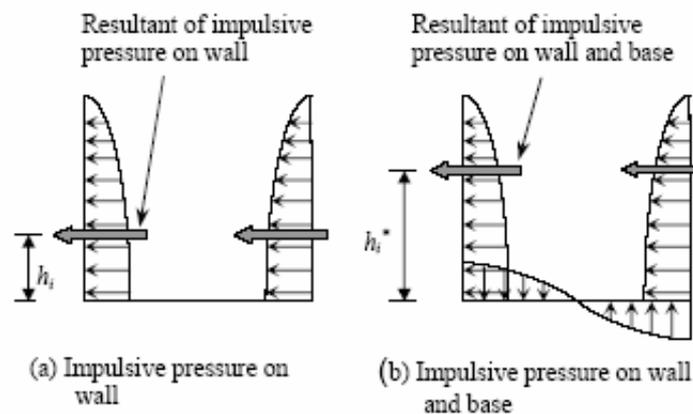


Figura 4.13 – Andamento delle pressioni impulsive sul mantello e sul fondo

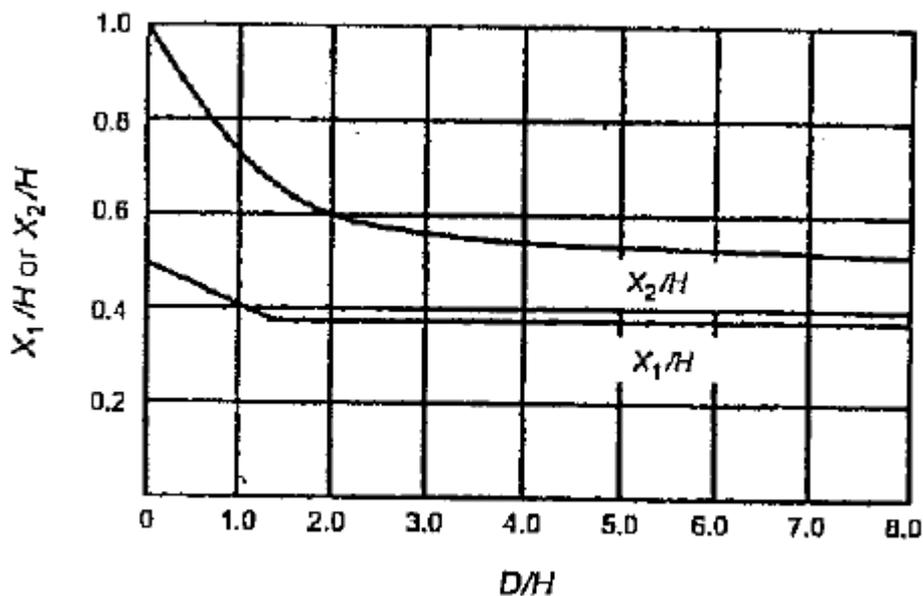


Figura 4.14 – Grafico per la determinazione di  $X_1$  e  $X_2$

$$X_i = 0.375H$$

- $X_i/H=0,375$       altezza dell'azione impulsiva / altezza totale

$$X_c = \left[ 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67H}{D} \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)} \right] H$$

- $X_c/H=0,59$       altezza dell'azione convettiva / altezza totale

Infine, per le verifiche del fondo i bracci sono superiori a causa del momento generato dalle sovraspinte sulla base:

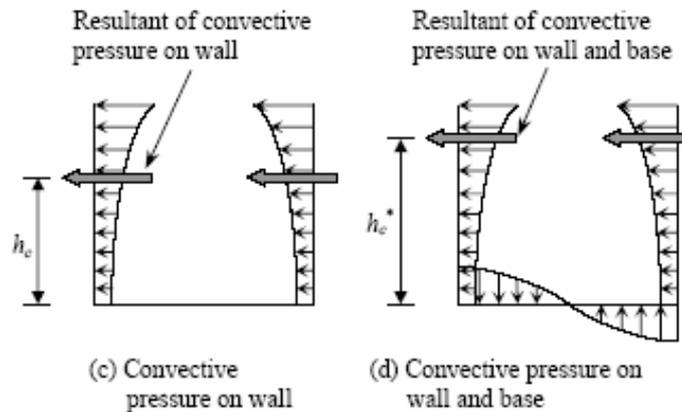


Figura 4.15 – Andamento delle pressioni convettive sul mantello e sul fondo

$$X_{i_s} = 0.375 \left[ 1.0 + 1.333 \left( \frac{0.866 \frac{D}{H}}{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H}\right)} - 1.0 \right) \right] H$$

- $X_i'/H=0,757$       altezza dell'azione impulsiva sul fondo / altezza totale

$$X_{c_s} = \left[ 1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67H}{D}\right) - 1.937}{\frac{3.67H}{D} \sinh\left(\frac{3.67H}{D}\right)} \right] H$$

- $X_c'/H=0,755$       altezza dell'azione convettiva sul fondo / altezza totale

Dai primi coefficienti si ottengono i periodi di vibrazione di ciascun modo:

$$- T_{imp} = \frac{1}{\sqrt{2000}} \frac{C_i H \sqrt{\rho}}{\sqrt{Et/D}} = 0,194s$$

$$- T_{conv} = 1,8K_s \sqrt{D} = 5,09s$$

Di seguito vengono riportate le masse partecipanti:

$$- W_p = 5069m^3 \times 10kN/m^3 = 50688kN$$

$$- W_i = 0,568 W_p = 0,568 \times 50688 = 28791kN$$

$$- W_c = 0,433 W_p = 21948kN$$

E le quote a cui applicare le due forze, per le verifiche al di sopra

$$- X_i = 0,375 \times H = 0,419 \times 12,2 = 4,575m$$

$$- X_c = 0,59 \times H = 7,198m$$

ed al di sotto della base

$$- X_i' = 0,757 \times H = 9,230m$$

$$- X_c' = 0,755 \times H = 9,213m$$

Ora si passa a determinare le accelerazioni, che applicate alla massa del relativo modo di vibrare, generano la forza sismica ad esso associata.

Poiché, per la quota parte convettiva dell'azione, lo smorzamento risulta inferiore al 5% su cui si basa lo spettro, è necessario tenerne conto attraverso il fattore

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 0,5}} = 1,348$$

Infine per determinare l'entità delle azioni sismiche va computato anche il peso proprio di mantello e copertura, che partecipano al moto di tipo impulsivo:

$$- \text{Mantello } W_w = 648kN$$

$$- \text{Copertura } W_f = 358kN$$

La normativa API 650 std. consente inoltre di fare affidamento sulle risorse plastiche del materiale costituente il mantello.

A tale proposito definisce un fattore di struttura per ogni componente dell'azione sismica, e nello specifico:

- Azione impulsiva  $q=3,5$
- Azione convettiva  $q=2$

Si ricavano quindi dallo spettro di risposta, inserendo i periodi relativi alle due azioni, le accelerazioni di progetto:

$$- S_d(T_{imp}) = \frac{a_g \cdot SF_0}{q_{imp}} = \frac{0,506g}{3,5} = 0,1446g$$

$$- S_d(T_{conv}) = \frac{a_g \cdot SF_0}{q_{conv}} \left( \frac{T_c T_D}{T_{conv}^2} \right) = 2,06 \cdot 10^{-3} g, \text{ la normativa fissa però un valore minimo pari a } 0,1g, \text{ pertanto verrà utilizzato tale valore.}$$

Ora è quindi possibile ricavare le azioni ( taglio e momento ) sismiche agenti sopra e sotto la base del serbatoio.

### TAGLIO ALLA BASE

Il taglio alla base si ottiene dalla combinazione delle due azioni menzionate.

Poiché i due effetti hanno periodi molto diversi, la probabilità che i rispettivi valori massimi di accelerazione si verifichino allo stesso istante è bassa, pertanto l'azione sismica totale si determina come SRSS dei due effetti:

$$H_0 = \sqrt{[(W_i + W_w + W_r) \cdot S_d(T_{imp})]^2 + [W_c \cdot S_d(T_{conv})]^2} = \sqrt{4309^2 + 2195^2} = 4836kN$$

### MOMENTO SOPRA LA BASE

Il momento al di sopra della base relativo alla relativa azione si ottiene moltiplicando l'azione stessa per il braccio rispetto alla base ( ricavato dalla tabella fornita dalla norma ).

La combinazione segue sempre la SRSS:

$$M_0 = \sqrt{[(W_i X_i + W_w X_w + W_r X_r) \cdot S_d(T_{imp})]^2 + [W_c X_c \cdot S_d(T_{conv})]^2} = \\ = \sqrt{20'250^2 + 15'798^2} = 25'683kNm$$

**MOMENTO SOTTO LA BASE**

Questo momento si ottiene utilizzando la formula precedente sostituendo però alla generica  $X_j$  il relativo valore maggiorato  $X_j'$ , che tiene conto della distribuzione delle pressioni sulla lastra di fondo:

$$M_0' = \sqrt{[(W_i X_i' + W_w X_w' + W_r X_r') \cdot S_d(T_{imp})]^2 + [W_c X_c' \cdot S_d(T_{conv})]^2} = \sqrt{39'697^2 + 20'221^2} = 44'550 kNm$$

**4.2.2. EUROCODICI EC8-4**

Si valuta il rapporto  $H/R=1,06$  tramite il quale si entra nella tabella fornita dalla norma per ottenere i valori caratterizzanti l'azione sismica:

$H/R$	$C_1$	$C_c$ (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

Tabella 1.1 – Grandezze normalizzate funzione di  $H/R$

- $C_1=6,36$
- $C_c=1,52$  (s/m)<sup>1/2</sup>
- $m_i/m=0,548$       massa impulsiva / massa totale
- $m_c/m=0,452$       massa convettiva / massa totale
- $h_i/H=0,419$       altezza dell'azione impulsiva / altezza totale
- $h_c/H=0,616$       altezza dell'azione convettiva / altezza totale
- $h_i'/H=0,721$       altezza dell'azione impulsiva sul fondo / altezza totale
- $h_c'/H=0,785$       altezza dell'azione convettiva sul fondo / altezza totale

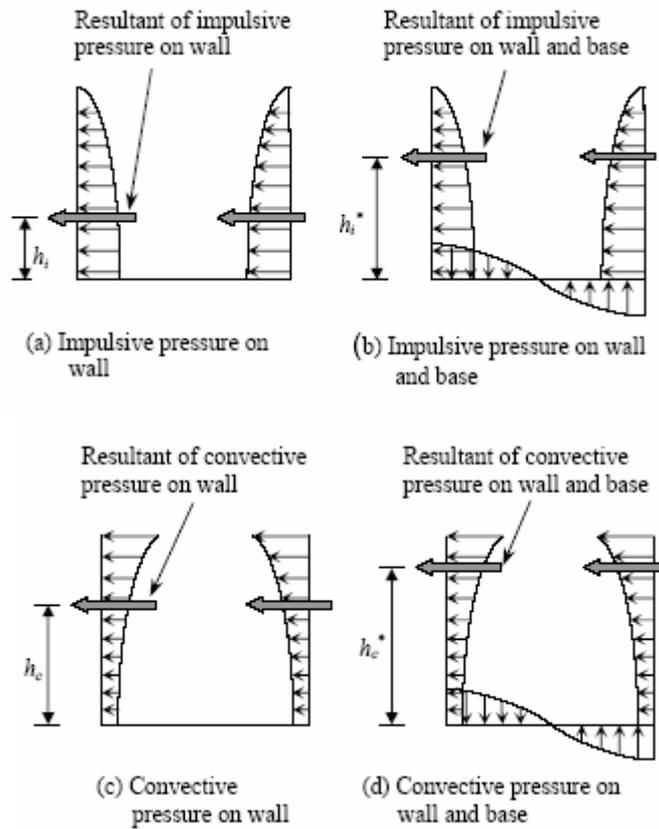


Figura 4.16 – Andamento delle pressioni convettive sul mantello e sul fondo

Dai quali, per il serbatoio in considerazione:

- $T_{imp} = \frac{C_i H \sqrt{\rho}}{\sqrt{Et/D}} = 0,196s$
- $T_{conv} = C_c \sqrt{R} = 5,15s$
- $m = 5069m^3 \times 10kN/m^3 = 50688kN$
- $m_i = 0,548 m = 0,548 \times 50688 = 27777kN$
- $m_c = 0,452 m = 22911kN$
- $h_i = 0,419 \times H = 0,419 \times 12,2 = 4,575m$
- $h_c = 0,616 \times H = 7,515m$
- $h_i' = 0,721 \times H = 8,796m$
- $h_c' = 0,785 \times H = 9,577m$

Poiché, per la quota parte convettiva dell'azione, lo smorzamento risulta inferiore al 5% su cui si basa lo spettro, è necessario tenerne conto attraverso il fattore

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 0,5}} = 1,348$$

Infine per determinare l'entità delle azioni sismiche va computato anche il peso proprio di mantello e copertura, che partecipano al moto di tipo impulsivo:

- Mantello  $m_w=648\text{kN}$
- Copertura  $m_r=358\text{kN}$

La normativa europea è più restrittiva riguardo il fattore di struttura del serbatoio sotto le due azioni; consente infatti un limitato affidamento sulle risorse plastiche del materiale sotto l'azione impulsiva, mentre per la convettiva impone di usare direttamente lo spettro elastico, quindi:

- Azione impulsiva  $q=1,5$
- Azione convettiva  $q=1$

Si ricavano quindi dallo spettro di risposta le accelerazioni di progetto

- $S_d(T_{imp}) = \frac{a_g SF_0}{q_{imp}} = \frac{0,506g}{1,5} = 0,337g$
- $S_d(T_{conv}) = \frac{a_g SF_0}{q_{conv}} \left( \frac{T_c T_D}{T_{conv}^2} \right) = 4,12 \cdot 10^{-3} g$ , anche in questo caso si assume un valore minimo pari a  $0,1g$ .

Ora è quindi possibile ricavare le azioni ( taglio e momento ) sismiche agenti sopra e sotto la base del serbatoio.

### TAGLIO ALLA BASE

Il taglio alla base si ottiene dalla combinazione delle due azioni menzionate.

L'Eurocodice calcola la combinazione delle due azioni attraverso la somma diretta, ipotizzando quindi (a favore di sicurezza) che i massimi delle due avvengano allo stesso istante.

Questo criterio può essere eccessivamente gravoso, poiché l'ipotesi appena fatta combinata allo scarso affidamento sulle risorse plastiche porta ad azioni molto elevate, se confrontate con quelle ottenute seguendo le API.

L'espressione del taglio massimo alla base è la seguente:

$$Q = [(m_i + m_w + m_r) \cdot S_d(T_{imp})] + [m_c \cdot S_d(T_{conv})] = 9700 + 2291 = 11'991\text{kN}$$

### MOMENTO SOPRA LA BASE

Il momento al di sopra della base relativo alla relativa azione si ottiene moltiplicando l'azione stessa per il braccio rispetto alla base (ricavato dalla tabella fornita dalla norma).

La combinazione è sempre una somma diretta:

$$M = [(m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) \cdot S_d(T_{imp})] + [m_c h_c \cdot S_d(T_{conv})] = 45'630 + 17'218 = 62'848 kNm$$

### MOMENTO SOTTO LA BASE

Questo momento si ottiene utilizzando la formula precedente sostituendo però alla generica  $h_j$  il relativo valore maggiorato  $h_j'$ , che tiene conto della distribuzione delle pressioni sulla lastra di fondo:

$$M' = [(m_i h_i' + m_w h_w' + m_r h_r') \cdot S_d(T_{imp})] + [m_c h_c' \cdot S_d(T_{conv})] = 85'142 + 21'942 = 107'084 kNm$$

## 4.3. COMPORTAMENTO DEL SERBATOIO SOTTO L'INPUT SISMICO

### 4.3.1. API 650 STD.

Per definire il comportamento del serbatoio sotto l'azione sismica si calcola il rapporto di ancoraggio

$$J = \frac{M_0}{D^2(W_T + W_L)} = 0,872$$

dove:

- $w_T$  è il peso di mantello e copertura distribuito sul perimetro del serbatoio

$$w_T = \frac{648 + 358}{2\pi R} = 13,92 kN/m$$

- $w_L$  è il peso del liquido soprastante la zona di fondo sollevato, e lo si valuta attraverso considerazioni sull'equilibrio della parte sollevata, fino a pervenire alla seguente formula data dalla norma:

$$w_L = 99 t_a \sqrt{f_y \gamma H} = 40,14 kN/m$$

dove  $f_y$  è la tensione a snervamento dell'acciaio=275MPa e  $t_a$  è lo spessore della lastra anulare di fondo=12mm.

La normativa fornisce una formula per calcolare la larghezza di fondo sollevata (L), che deve essere inferiore alla larghezza della lamiera anulare di fondo ( $L_a$ ):

$$L = 0,01723 \cdot t_a \sqrt{f_y / (H\gamma)} = 573\text{mm} < L_a = 780\text{mm}$$

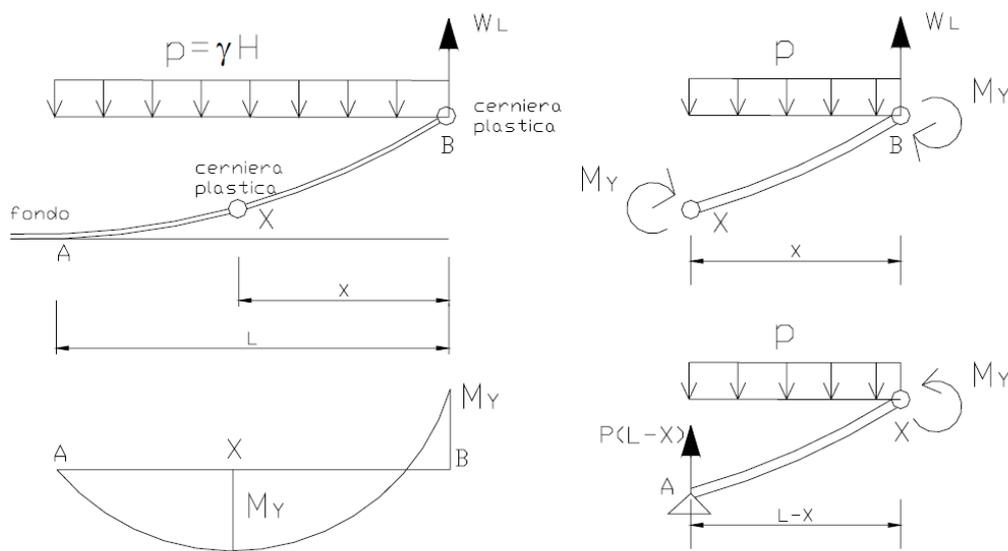


Figura 4.17 – Andamento delle pressioni impulsive e convettive sul mantello e sul fondo

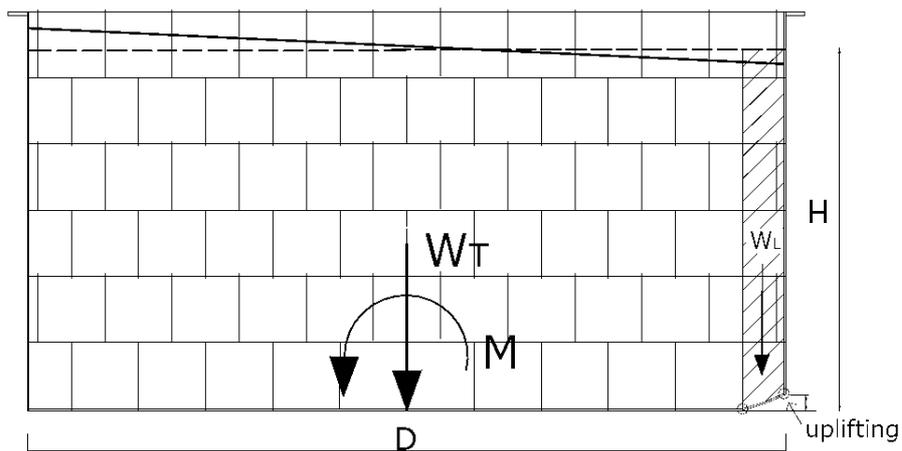


Figura 4.18 – Vista laterale del serbatoio durante il sollevamento del fondo

Il valore di  $J$  discrimina 3 situazioni:

- $J < \pi/4 = 0,785 \rightarrow$  il fondo è ovunque compresso e le tensioni possono essere ricavate con le stesse formule dei serbatoi ancorati
- $\pi/4 < J < \pi/2 = 1,570 \rightarrow$  il fondo si solleva per una porzione più o meno estesa, la sezione è parzializzata si ha un incremento delle tensioni nella zona compressa; il fondo tuttavia non necessita di ancoraggi
- $J > \pi/2 = 1,570 \rightarrow$  il fondo si solleva completamente e si rende quindi necessario ancorarlo.

A titolo di esempio, si riportano i valori ottenuti tramite le formule generali e i grafici sperimentali descritti al paragrafo 2.2.

Nel nostro caso si ricade nella seconda situazione, e dal grafico sperimentale

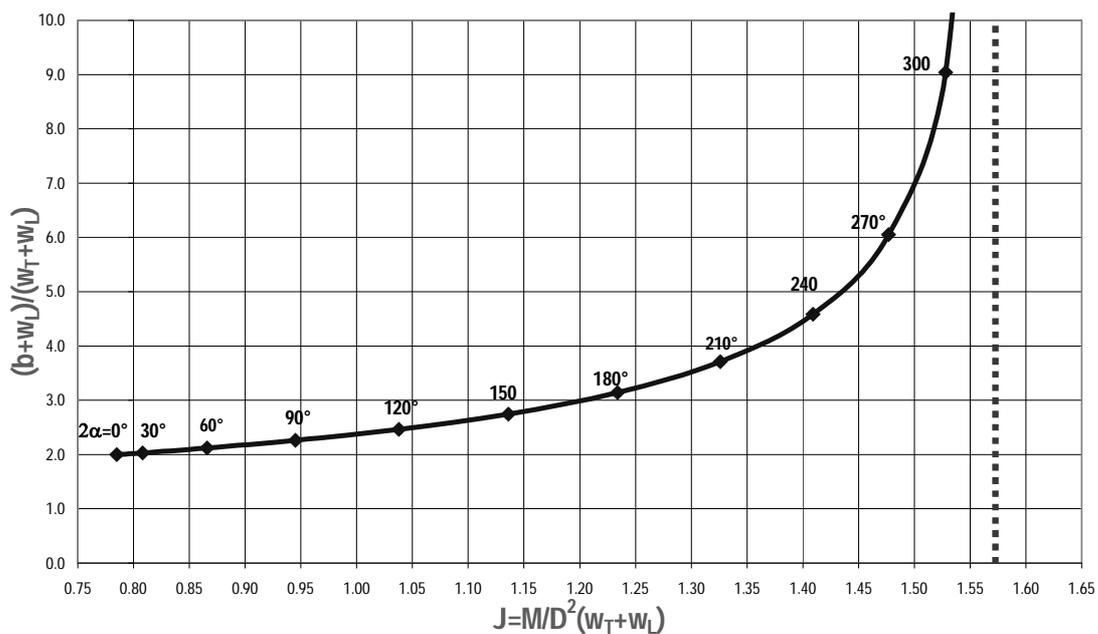


Figura 4.19 – Curva sperimentale per la determinazione dello sforzo “b” normalizzato

si ricava l’ampiezza dell’angolo che sottende la zona distaccata  $2\alpha = 60^\circ$ .

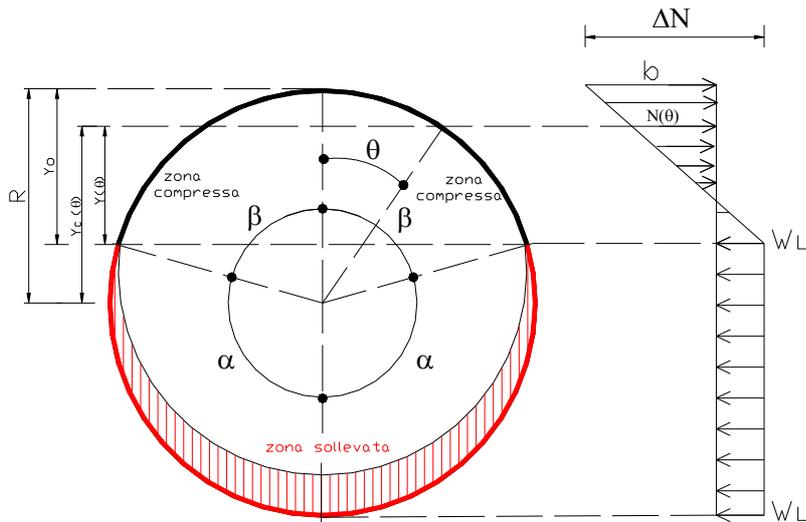


Figura 4.20 – Sezione orizzontale del serbatoio durante il sollevamento con le azioni lungo il mantello

Lo stesso grafico definisce anche il valore dello sforzo normalizzato

$$\frac{b + w_L}{w_L + w_T} \cong 2.1$$

Da cui si deduce lo sforzo verticale massimo di compressione nella parete, indicato con  $b$ :

$$N_{v,max} = b = 2.1 \cdot (w_L + w_T) - w_L = 81,4 \text{ KN/m}$$

Da cui è semplice ricavare la tensione relativa:

$$\sigma_{sisma} = N_{v,max} / t = 7.4 \text{ MPa}$$

Tale tensione deve essere combinata con la tensione di parallelo, somma di una quota parte idrostatica e di una legata al sisma.

Di seguito si riporta la formula per la determinazione della tensione idrostatica:

$$\sigma_p = N_{p,max} / t = \gamma \cdot h_j \cdot R / t$$

Dove con  $h_j$  è stata indicata l'altezza del pelo libero dalla virola j-esima.

Le caratteristiche delle virole vengono riportate di seguito:

	Altezza viola [mm]	Spessore nominale [mm]
Viola n. 1	2300	11,00
Viola n. 2	1980	9,00
Viola n. 3	1980	8,00
Viola n. 4	1980	8,00
Viola n. 5	1980	7,00
Viola n. 6	1980	7,00

Per la viola di base si ha  $h_j=12,2-2,3=11,9\text{m}$  , da cui

$$\sigma_p = N_{p,\max} / t = \gamma \cdot h_j \cdot R / t = 10 \cdot 11,9 \cdot 11,5 / 0,011 = 124,4\text{MPa}$$

La normativa americana, come già detto, è più sintetica e fornisce direttamente la formula per valutare  $\sigma_c$ . Poichè si ricade nel caso di fondo sollevato, l'equazione da utilizzare è la seguente:

$$\sigma_c = \left( \frac{w_t(1 + 0,4S_v) + w_L}{0,607 - 0,18667[J]^{2,3}} - w_L \right) \frac{1}{1000t_s} = 6,79\text{MPa}$$

dove:

- è stata trascurata la componente di accelerazione verticale
- $t_s$ =spessore della viola di base = 11 mm

Anche per quanto riguarda la massima tensione di parallelo vengono fornite formule dove inserire direttamente i dati di progetto.

Per questa tensione vanno calcolate separatamente le azioni normali di membrana relative al moto impulsivo ed a quello convettivo; queste vengono sommate attraverso la SRSS e direttamente sommate all'azione idrodinamica. Dividendo il tutto per lo spessore si ottiene la tensione di parallelo:

$$\sigma_T = \sigma_h + \sigma_s = \frac{N_h + \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t} = \frac{\gamma HR + \sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t}$$

• **Azione impulsiva**

Poiché il valore  $D/H=1,89>1,33 \rightarrow$  la formula da utilizzare è la seguente:

$$N_i = 8,48A_i\gamma DH \left[ \frac{Y}{H} - 0,5 \left( \frac{Y}{H} \right)^2 \right] \tanh \left( 0,866 \frac{D}{H} \right) = 159,28 \text{ N/mm}$$

dove con Y si indica la distanza fra punto di analisi e pelo libero; analizzando la sezione a 30 cm dalla base (che spesso risulta quella più sollecitata):

$$Y=H-0,3=11,9\text{m.}$$

• **Azione convettiva**

$$N_c = \frac{1,85A_c\gamma D^2 \cosh \left[ \frac{3,68 \cdot (H - Y)}{D} \right]}{\cosh \left[ \frac{3,68H}{D} \right]} = 27,27 \text{ N/mm}$$

Combiniamo ora le due azioni sismiche con la spinta idrostatica, ottenendo:

$$\sigma_T = \frac{\gamma Y R}{t_s} + \frac{\sqrt{N_i^2 + N_c^2}}{t_s} = \frac{1368,5 [N/mm]}{11 [mm]} + \frac{161,6 [N/mm]}{11 [mm]} = 124,4 + 14,69 = 139,10 \text{ MPa}$$

Dal confronto si nota come la componente sismica della trazione di parallelo non incida molto sulla tensione totale, infatti gran parte di questa è data dalla spinta idrostatica, che ovviamente rimane uguale nei due procedimenti, essendo univocamente determinata.

**4.3.2. EUROCODICI EC8-4**

Per quanto riguarda la normativa europea, risultano fondamentali ai fini della valutazione delle azioni interne al serbatoio, i seguenti rapporti caratteristici:

$$- M / WH = \frac{62848 [kNm]}{12,2 [m] \cdot 50688 [kN]} = 0,102$$

Tale valore risulta troppo elevato, ed infatti non ricade nel grafico fornito dalla norma:

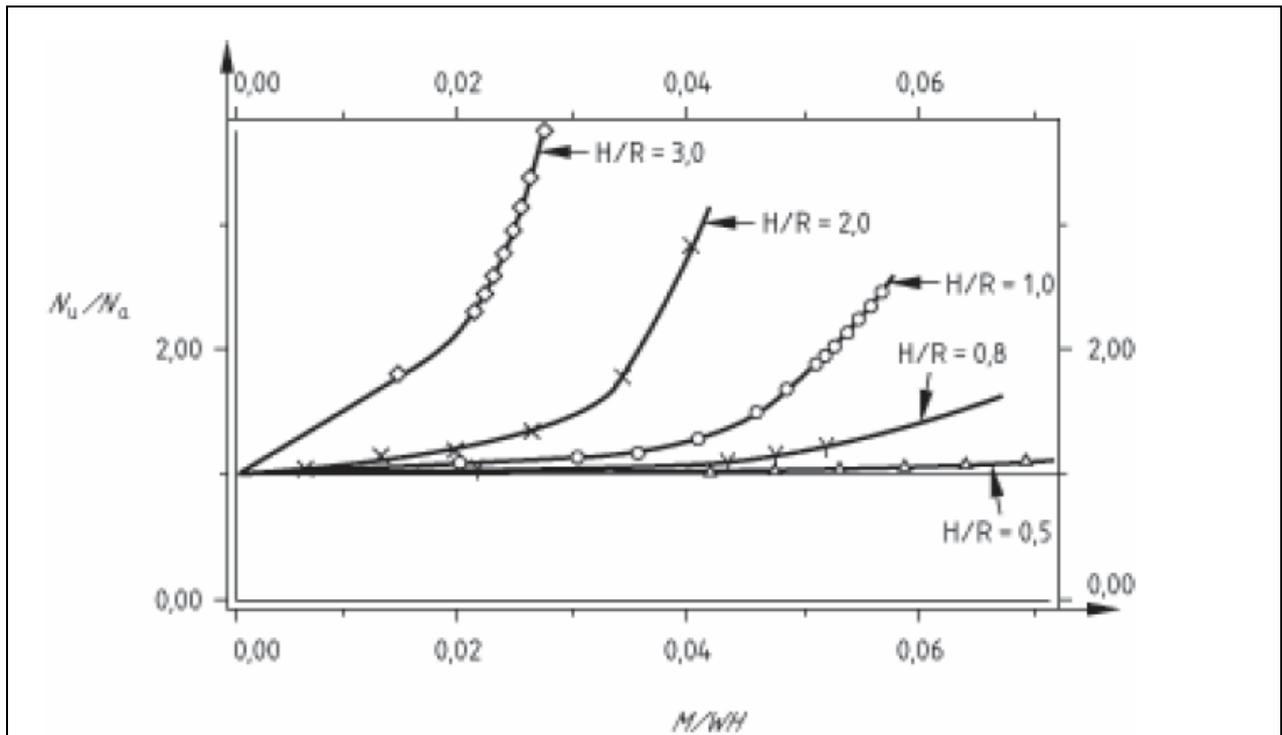


Figura 4.21 – Grafico per la determinazione dello sforzo normale di meridiano

pertanto l'analisi non può essere condotta seguendo la normativa europea, che come già detto in più occasioni, sovrastima le azioni sismiche. La causa principale di ciò sono i fattori di struttura troppo ridotti (1,5 per l'impulsive, 1 per lo sloshing) che non consentono di computare le capacità dissipative dell'acciaio componente il mantello. Altra causa dei momenti sollecitanti così elevati è il metodo con cui le due azioni vengono combinate, infatti gli EC8-4 impongono l'uso della somma diretta come combinazione delle azioni. Ciò consiste nell'asserire che i massimi delle due azioni avvengano allo stesso istante pur avendo periodi profondamente diversi.

Queste assunzioni risultano troppo gravose, e la conseguenza è una valutazione sovrastimata delle azioni, e in questo caso non consentono di progredire nell'analisi.

## 4.4. VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MANTELLO

### 4.4.1. API 650 STD.

La verifica ora va portata, secondo la normativa API 650, in 2 fasi:

- Verificare che le tensioni di meridiano indotte dal sisma + il peso proprio siano inferiori ad un certo valore
- Verificare che le tensioni di parallelo indotte da sisma + carico idrostatico non portino a snervamento della lamiera costituente il mantello

#### I VERIFICA

La normativa americana definisce, al paragrafo E.6.2.2.3., la tensione sismica ammissibile  $F_C$ , al di sotto della quale deve stare la  $\sigma_{\text{sisma}}$  calcolata:

$$\text{se } \frac{\gamma HD^2}{t^2} \geq 44 \Rightarrow F_C = \frac{83t}{D}$$

$$\text{se } \frac{\gamma HD^2}{t^2} < 44 \Rightarrow F_C = \frac{83t}{2,5D} + 7,5\sqrt{\gamma H}$$

Nel nostro caso

$$\frac{\gamma HD^2}{t^2} = 53,337 \Rightarrow F_C = \frac{83t}{D} = 39,7 \text{ MPa}$$

La pressione idrostatica raggiunge livelli abbastanza alti da richiamare per intero l'azione di contenimento dei paralleli, pertanto la tensione ammissibile è quella critica euleriana, al solito ridotta dal coefficiente di sicurezza 3.

La verifica quindi pone  $\sigma_c < F_C \Rightarrow 6,39 < 39,7$  VERIFICATO

#### II VERIFICA

Questa seconda verifica riguarda le tensioni di parallelo, calcolate in precedenza; queste devono risultare inferiori al minore dei seguenti valori:

- tensione ammissibile di progetto incrementata del 33%  $\rightarrow = 164 \cdot 1,33 = 218,12 \text{ MPa}$
- il 90% della tensione a snervamento, ridotta del fattore di efficienza delle saldature E  $\rightarrow$  assumendo  $E=1$ ,  $f_{yk}=275 \text{ MPa} \rightarrow = 0,9 \cdot 275 = 247,5 \text{ MPa}$

La verifica risulta quindi essere la seguente

$$\sigma_T = 139,10MPa < 218,12MPa \quad \text{VERIFICATO}$$

## CAPITOLO 5

### MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI DEL SERBATOIO

Tutto quanto esposto finora rispecchia un'analisi del problema dei serbatoi non ancorati di tipo semplificato, basato sulle ipotesi fatte dalle normative di riferimento, che si rivelano essere lecite.

A completamento dell'analisi fatta è stato eseguito anche un approccio al problema utilizzando software agli elementi finiti per dimostrare che le ipotesi assunte dalle API 650 portano a risultati attendibili.

E' stato pertanto creato un modello del serbatoio, al quale sono state assegnate le pressioni idrostatica e idrodinamica per ricreare al meglio la situazione che si sviluppa durante il sisma.

I risultati che deriveranno da questa analisi vanno però presi con cautela: questi infatti serviranno a confermare il comportamento generale e locale della struttura, e l'ordine di grandezza di tensioni e spostamenti di interesse; non vanno pertanto assunti in valore assoluto, ma confrontati con quelli ottenuti seguendo le norme.

Tuttavia anche il modello agli elementi finiti presenta numerose approssimazioni, che verranno evidenziate nella descrizione del modello.

#### 5.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO

Nella creazione del modello, per il quale ci si avvale dell'aiuto del software Straus7, il criterio seguito è stato legato all'ottimizzazione dello stesso, ricercando il vero comportamento strutturale riducendo però i costi computazionali dell'analisi.

Gli elementi utilizzati sono quindi elementi quadrangolari "plate" a 4 nodi, preferiti a quelli a 8 o 9 nodi, più dettagliati nella soluzione ma più onerosi in termini di tempo di analisi. Si accettano quindi lievi discontinuità nelle soluzioni, a vantaggio di tempi più ridotti per il calcolo.

Si è innanzitutto creato il mantello con gli elementi sopra descritti, seguendo la tabella delle virole riportata di seguito:

	Altezza virola [mm]	Spessore nominale [mm]
Virola n. 1	2300	11,00
Virola n. 2	1980	9,00
Virola n. 3	1980	8,00
Virola n. 4	1980	8,00
Virola n. 5	1980	7,00
Virola n. 6	1980	7,00

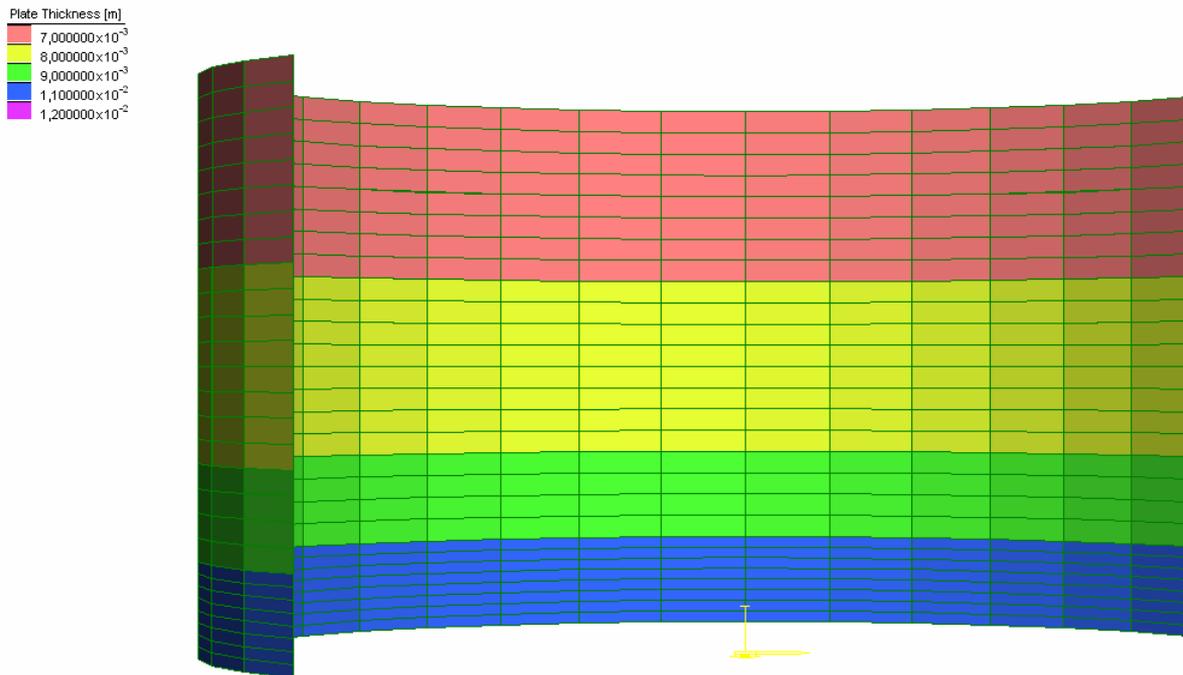


Figura 5.1 – Modello FE utilizzato

Gli elementi sono alti circa 50cm e larghi 2m (ogni elemento sottende un angolo di 10°). In prossimità della base, dove gli sforzi presentano variazioni repentine, si è raffittita la mesh dimezzando l'altezza degli elementi.

Per rappresentare al meglio la struttura il fondo è stato modellato sempre con quadrangoli a 4 nodi, aventi spessore maggiorato al di sotto del mantello. Per la precisione è stato creato un anello spesso 12mm e largo 750mm sotto l'ultima virola, simulante il beneficio dato dal trincarino. Poiché tutte le lastre sono saldate fra di loro, mantello e fondo hanno continuità materiale nel modello. Il trincarino è saldato alla virola con doppio cordone d'angolo, quindi anche qui l'assunzione della continuità materiale è lecita.

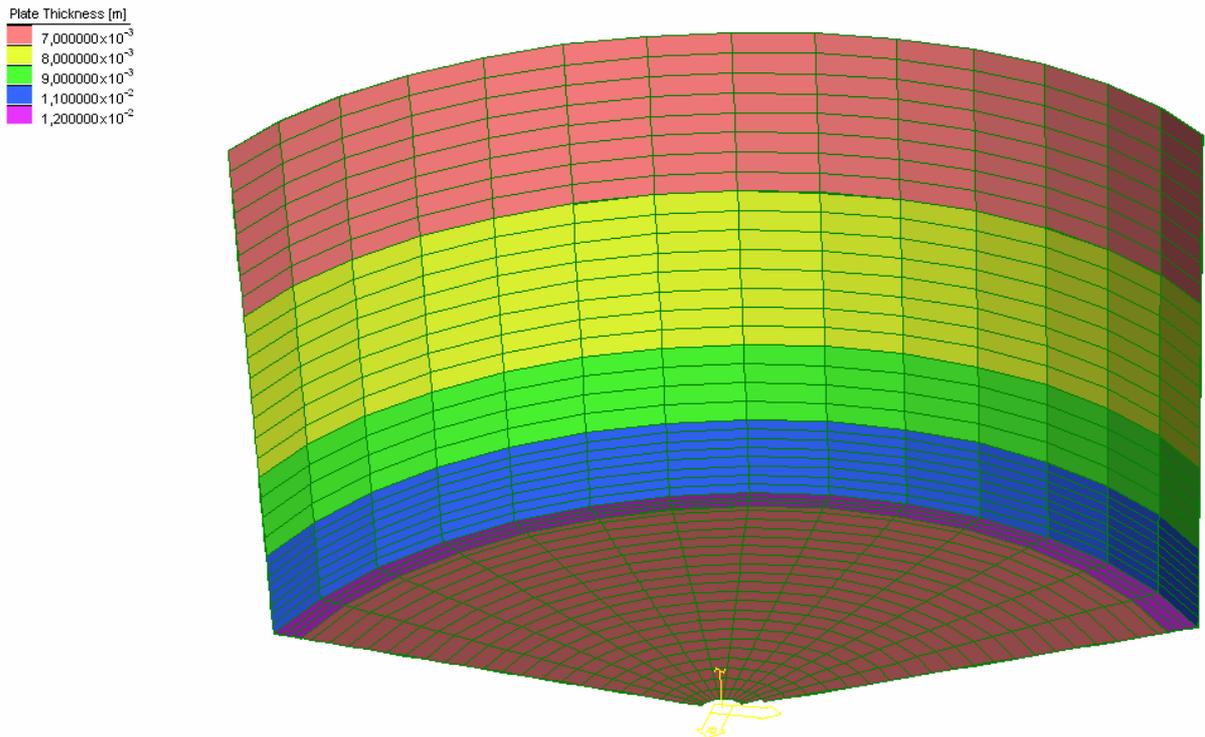


Figura 5.2 – Vista di mantello e fondo del serbatoio

Il modello così ottenuto è quello sopra riportato, tuttavia sono stati creati altri due modelli più affinati, a partire dal modello base appena descritto:

- **Modello 2: con anello di irrigidimento**

Per ricreare in modo migliore il comportamento del serbatoio, questo è stato irrigidito in sommità da un anello costituito da un profilato ad L. Nella realtà il profilato misura 100x100mm ed ha spessore 10mm, ed è saldato all'ultima virola, pertanto è stato rappresentato da elementi "beam" aventi continuità materiale con gli elementi "plate" in sommità.

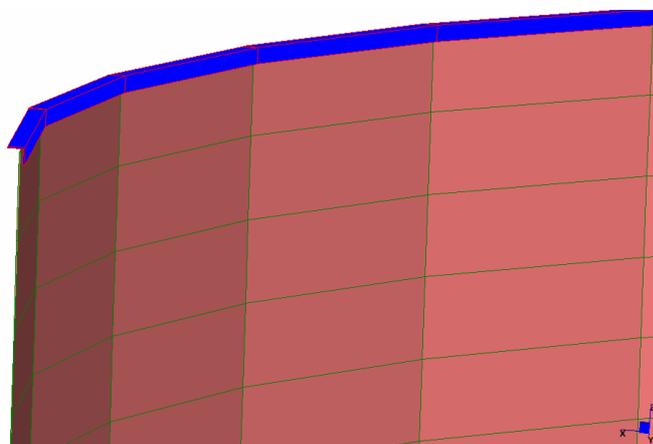


Figura 5.3 – Particolare del profilato di irrigidimento

Questo elemento aggiunto si vedrà essere molto irrigidente nei confronti soprattutto di instabilità locale (secondaria).

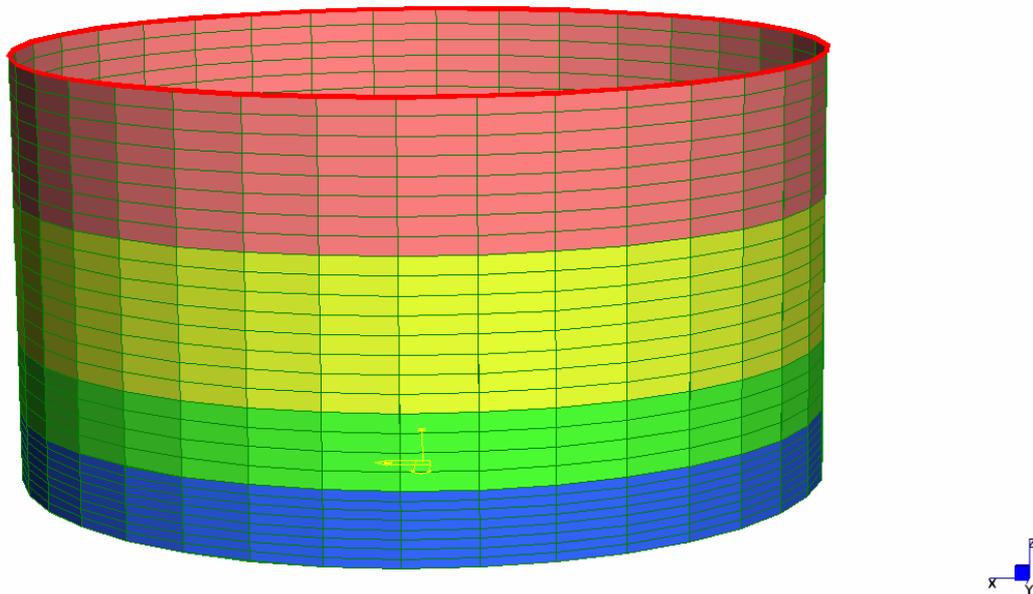


Figura 5.4 – Vista modello 2

- **Modello 3: con anello e tetto**

Questo terzo modello parte dal precedente, e contiene quindi già l'angolare di irrigidimento; per affinare ulteriormente il modello è stato collegato ad esso (continuità materiale data dalla saldatura) il tetto, costituito da elementi "plate", inclinati fino alla sommità, che ha un dislivello di 2m rispetto alla sommità del mantello.

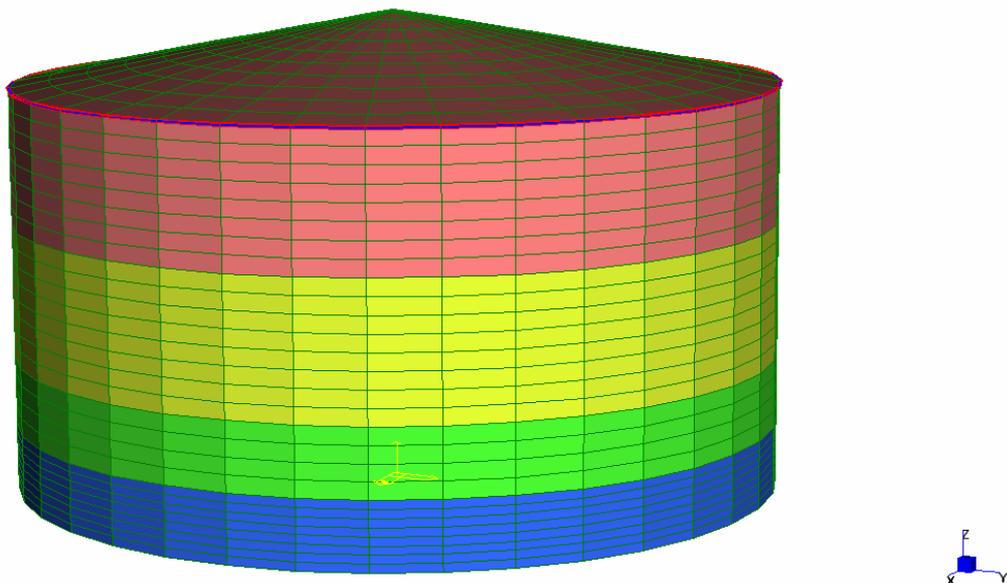


Figura 5.5 – Vista modello 3

In questo modo si attuerà un ulteriore irrigidimento, ancora più consistente del precedente, come si noterà dai risultati ottenuti in termini di sollevamento e tensioni.

## 5.2. ASSEGNAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI

A questo punto bisogna assegnare le pressioni del liquido a partire da quelle idrostatiche.

Il software offre solo la possibilità di assegnare pressioni costanti sulla faccia degli elementi, mentre la pressione idrostatica ha il classico andamento lineare con z.

Accettando l'approssimazione, si è assegnata tale pressione “a scalini”; calcolando per ogni elemento di una striscia verticale la pressione alla base dello stesso e assegnandola ortogonalmente al plate.

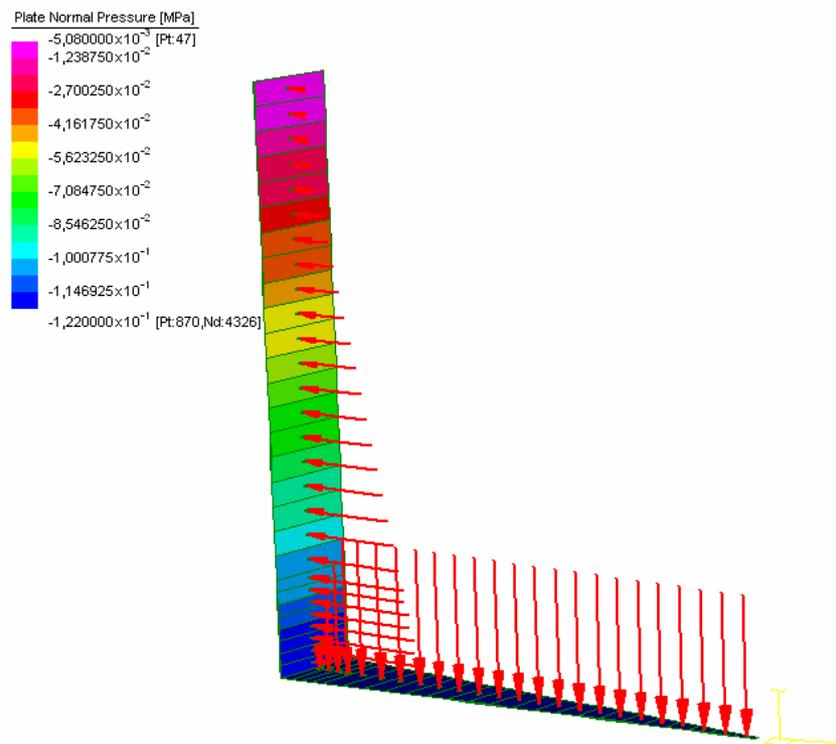


Figura 5.6 – Distribuzione del carico idrostatico

Come si nota dal disegno anche al fondo è stata assegnata una pressione, pari a  $\gamma H = 12,2 \times 10 = 122 \text{ kPa}$ .

Per completare i carichi permanenti bisogna assegnare il peso proprio della struttura metallica: per quanto riguarda il mantello è sufficiente assegnare l'accelerazione gravitazionale alla condizione di carico, mentre per il tetto si sa dall'analisi dei carichi che il peso vale 358 kN, che viene applicato lungo il bordo superiore del mantello, con una pressione pari a:

$$358 / [(2\pi R) \cdot t] = 358 / [(2\pi \cdot 11,5) \cdot 0,007] = 708 \text{ kPa}$$

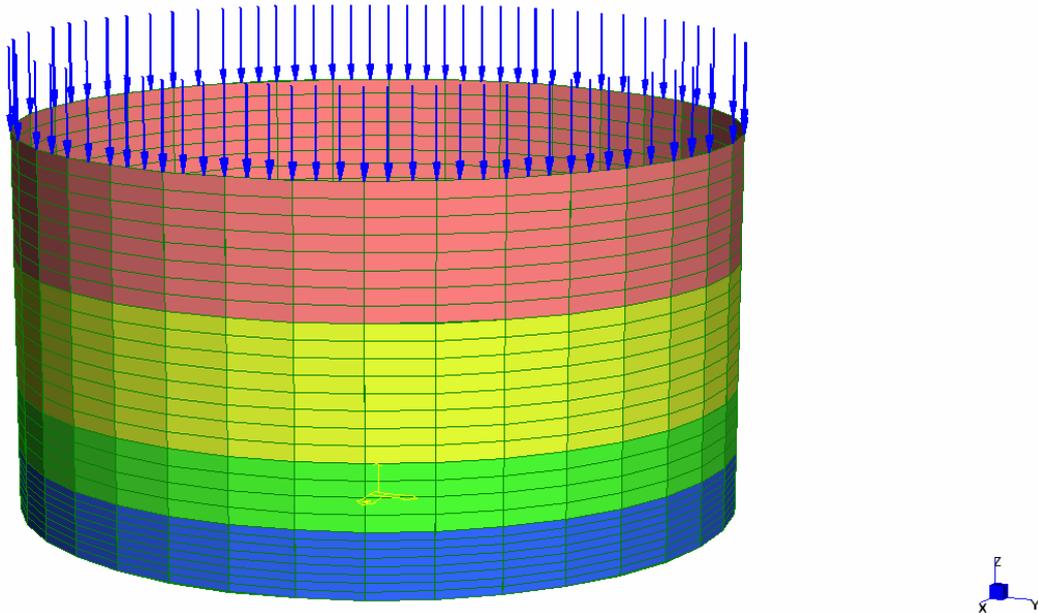


Figura 5.7 – Distribuzione del carico trasmesso dalla copertura

Si precisa che per il modello 3 non bisogna assegnare quest'ultimo carico, poiché il tetto è presente e viene computato in automatico il suo peso.

Questo completa il caricamento di tipo permanente, che da solo può essere utilizzato per verificare l'entità degli spostamenti, e con essi la deformata in condizioni d'esercizio.

### 5.3. ASSEGNAZIONE DEI CARICHI SISMICI

Ciò su cui si concentra l'analisi, e la parte più importante del comportamento, è dato dalla componente sismica, che presenta fin da subito numerose problematiche di implementazione.

Tale azione si manifesta, come detto in precedenza, tramite sovrappressioni del fluido sulla parete e sul fondo del serbatoio. Queste pressioni hanno andamento sinusoidale nella circonferenza

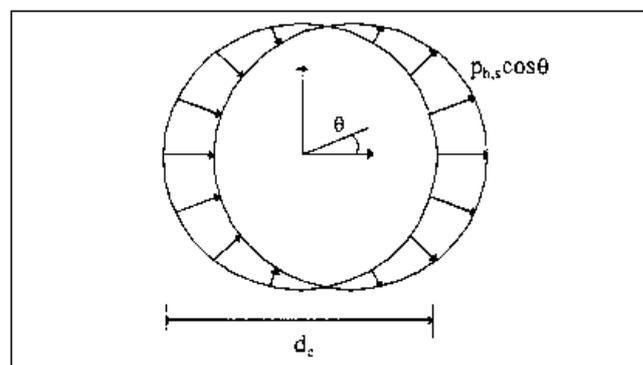


Figura 5.8 – Andamento delle pressioni sismiche lungo la circonferenza

e variabile anche lungo l'altezza del mantello.

Questo porta fin da subito ad una approssimazione dell'analisi, dovendo per forza assegnare un diagramma delle pressioni costante a tratti, per i motivi già citati riguardanti il software.

Un ulteriore problema è dato dalla determinazione del reale andamento delle pressioni, che se variano in  $\theta$  con  $\cos(\theta)$ , sono più complesse lungo l'altezza. La normativa americana non fornisce la formula delle sovrappressioni ma, ipotizzando di analizzare la sezione a  $q=0$ , associa ad ogni forma modale una massa, periodo e altezza di applicazione di modo da calcolare subito forza e momento sismico, bypassando l'andamento delle pressioni idrodinamiche.

A questo punto vengono in aiuto gli Eurocodici, che oltre all'analisi semplificata analoga a quella americana, propone (al paragrafo A.2 della parte 8-4) formulazioni precise e generali delle sovrappressioni legate a moto impulsivo e convettivo.

- **Moto impulsivo**

$$p_i(\xi, \zeta, \vartheta, t) = C_i(\xi, \zeta) \rho H \cos \vartheta \cdot A_g(t) \quad (5.1)$$

dove

$\xi = r/R \rightarrow$  nel nostro caso siamo sul mantello, per cui  $r=R \Rightarrow \xi = 1$

$\zeta = z/H$  rappresenta la variazione della pressione nell'altezza

$\rho =$  densità del liquido, nel nostro caso biodisel  $\Rightarrow \rho = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3$

$A_g(t) =$  accelerazione all'istante  $t$  legata al moto impulsivo

Poiché l'accelerazione è funzione del tempo, questa formulazione si presta per una analisi time history, tuttavia verrà da noi utilizzata per un'analisi statica equivalente, pertanto ad  $A_g(t)$  verrà sostituita la pseudoaccelerazione ricavata dallo spettro di risposta di progetto (ridotto dal fattore di struttura pari a 3,5) ottenuta al paragrafo 4.2.1., che si riporta di seguito

$$S_d(T_{imp}) = \frac{a_g SF_0}{q_{imp}} = \frac{0,506g}{3,5} = 0,1446g$$

Per quanto riguarda il coefficiente  $C_i$  questo ha una formulazione complessa, basata sulla funzione di Bessel. Fortunatamente l'Eurocodice fornisce dei grafici riportanti la pressione normalizzata lungo l'altezza e lungo il raggio per diversi valori di  $\gamma=H/R$ . Poiché la variazione radiale delle pressioni non è di nostro interesse, si riporta il grafico legato all'altezza:

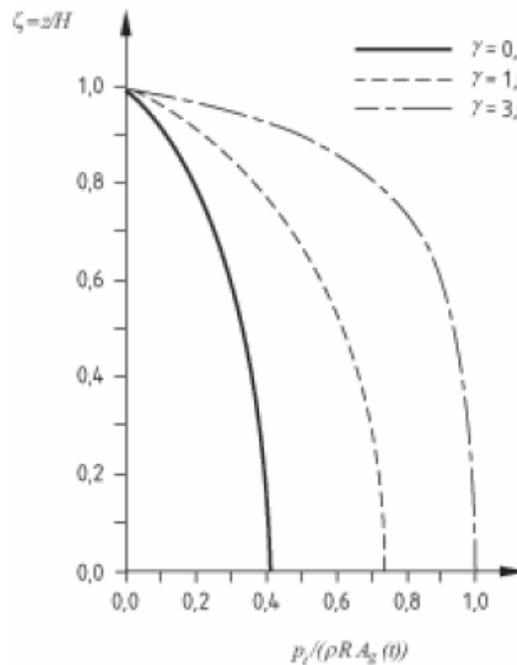


Figura 5.10 – Grafico per la determinazione della pressione  $p_i(z)$

Il nostro serbatoio ha un rapporto  $\gamma=H/R=1,06$  pertanto segue l'andamento della curva tratteggiata, con pressioni nulle in sommità e alla base con valore normalizzato di 0,72.

Il valore in ascissa è la pressione normalizzata, e sviluppandone la forma si ottiene

$$\frac{p_i}{\rho R A_g(t)} = \frac{C_i \rho H A_g(t)}{\rho R A_g(t)} = C_i \frac{H}{R} = C_i \gamma = 1,06 C_i$$

Il grafico nell'altezza di  $C_i$  segue l'andamento sopra descritto, a meno della costante 1,06 e viene riportato di seguito

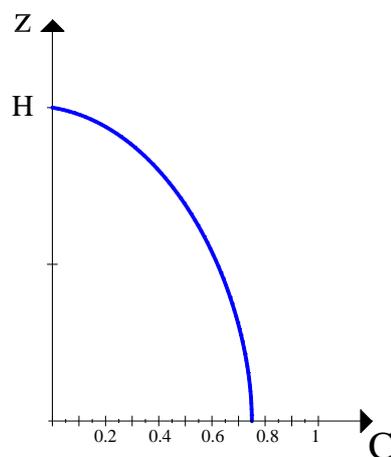


Figura 5.11 – Grafico dell'andamento del coefficiente  $C_i$

La pressione impulsiva assume, a fronte di quanto detto, la seguente formulazione:

$$p_i(z, \vartheta) = C_i(z) \rho H \cos \vartheta \cdot S_d(T_{imp})$$

il cui valore massimo si presenta alla base ( $z=0$ ) della sezione a  $\theta=0$  e vale:

$$p_i(0,0) = C_i(0) \rho \cdot g \cdot H \cos(0) \cdot \frac{S_d(T_{imp})}{g} = 0,75 \cdot 10 \cdot 1 \cdot 12,2 \cdot 0,1446 = 13,23 \text{ kPa}$$

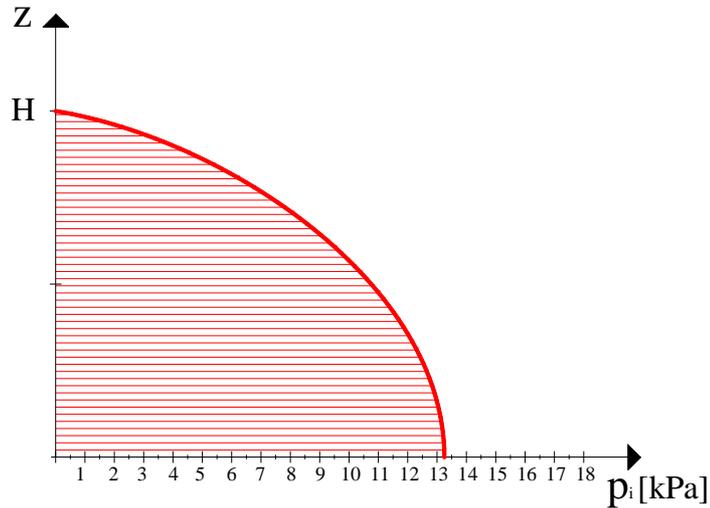


Figura 5.12 – Andamento con z della pressione  $p_i(z)$

- **Moto convettivo**

Per lo sloshing i ragionamenti sono analoghi a quelli appena fatti, poiché si assume per esso una formulazione simile:

$$p_c(z, \vartheta) = C_c(z) \rho H \cos \vartheta \cdot S_d(T_{conv}) \quad (5.2)$$

dove  $S_d(T_{conv})$  viene assunto pari a  $0,1g$ , in accordo con quanto ricavato al paragrafo 4.2.1

$$S_d(T_{conv}) = \frac{a_g SF_0}{q_{conv}} \left( \frac{T_c T_D}{T_{conv}^2} \right) = 2,06 \cdot 10^{-3} g \Rightarrow \text{si assume } S_d(T_{conv}) = 0,1g$$

Anche per  $p_c$  vengono forniti i grafici della grandezza normalizzata

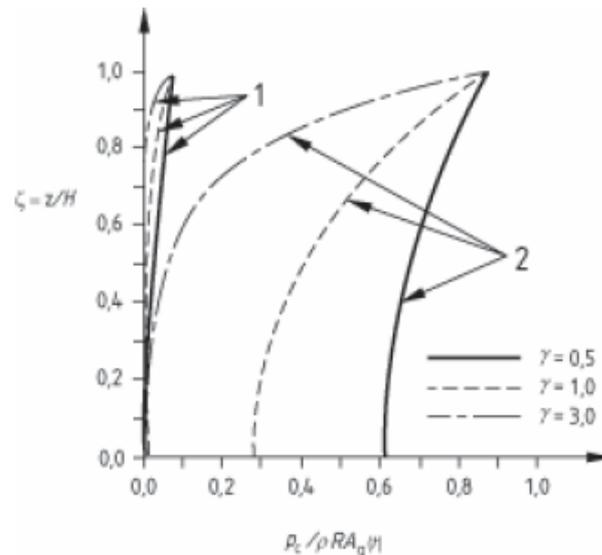


Figura 5.13 – Grafico per la determinazione della pressione  $p_c(z)$

In questo caso la pressione era stata scomposta attraverso le serie di Fourier nei primi 2 modi di vibrare: le curve 1 si riferiscono al secondo modo, le curve 2 al primo.

Poiché le forme modali successive alla prima contribuiscono in modo poco rilevante si sceglie di considerare solo il modo 1, e nello specifico la curva tratteggiata, poiché relativa a  $\gamma=1$ .

Si nota quindi come l'andamento nell'altezza sia massimo in sommità (0,89) e minimo alla base (0,29). Il valore in ascissa, per i calcoli sviluppati per il moto impulsivo, equivale a  $\gamma C_c=1,06C_c$ , quindi si può graficare l'andamento di tale coefficiente lungo z:

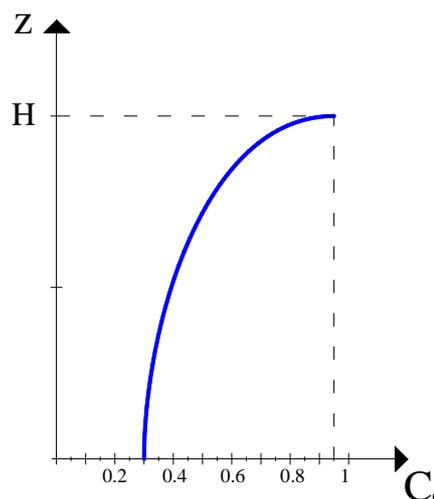


Figura 5.14 – Grafico dell'andamento del coefficiente  $C_c$

Che porta ad un andamento delle pressioni  $p_c$  di questo tipo:

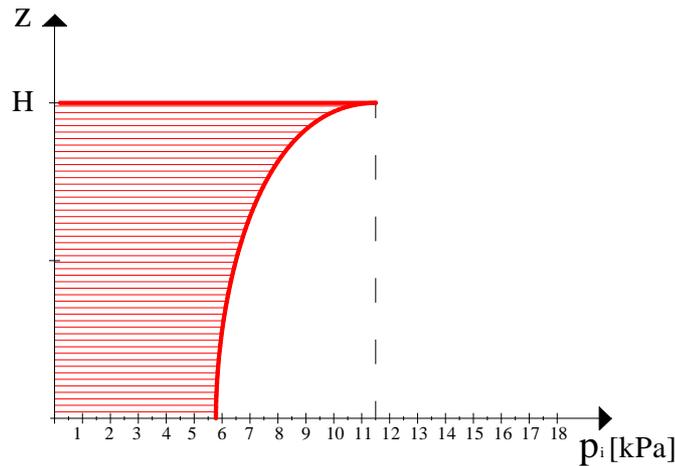


Figura 5.15 – Andamento con z della pressione  $p_i(z)$

Ora, sommando i diagrammi lungo z delle pressioni  $p_i$  e  $p_c$ , si ottiene l'andamento più realistico delle sovrappressioni date dal sisma:

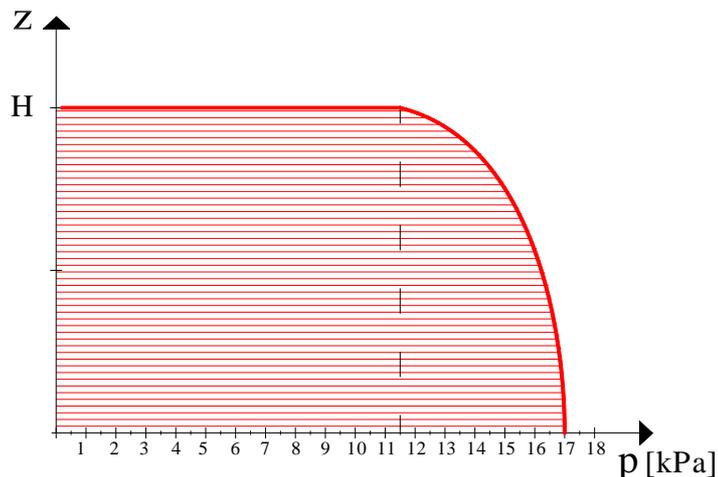


Figura 5.16 – Andamento lungo l'altezza della pressione totale  $p(z)$

Questo diagramma rappresenta l'andamento nella sezione a  $\theta=0$ , sapendo che lungo la circonferenza le pressioni variano con  $\cos\theta$ .

Osservando il diagramma sopra esposto si nota come l'andamento lungo l'altezza sia in buona approssimazione assimilabile, ai fini della nostra applicazione, ad un andamento costante nell'altezza.

A tale scopo si individua il baricentro della sola parte variabile della pressione, il cui valore è  $p_{\max}=13,3\text{kPa}$ .

A questo punto la variabilità del carico è solo lungo la circonferenza, e la si implementa nel software con variazioni a gradini, assegnando a ogni elemento la pressione del suo punto medio

$$p_j = p_{\max} \cdot \cos(\vartheta_j) \quad (5.3)$$

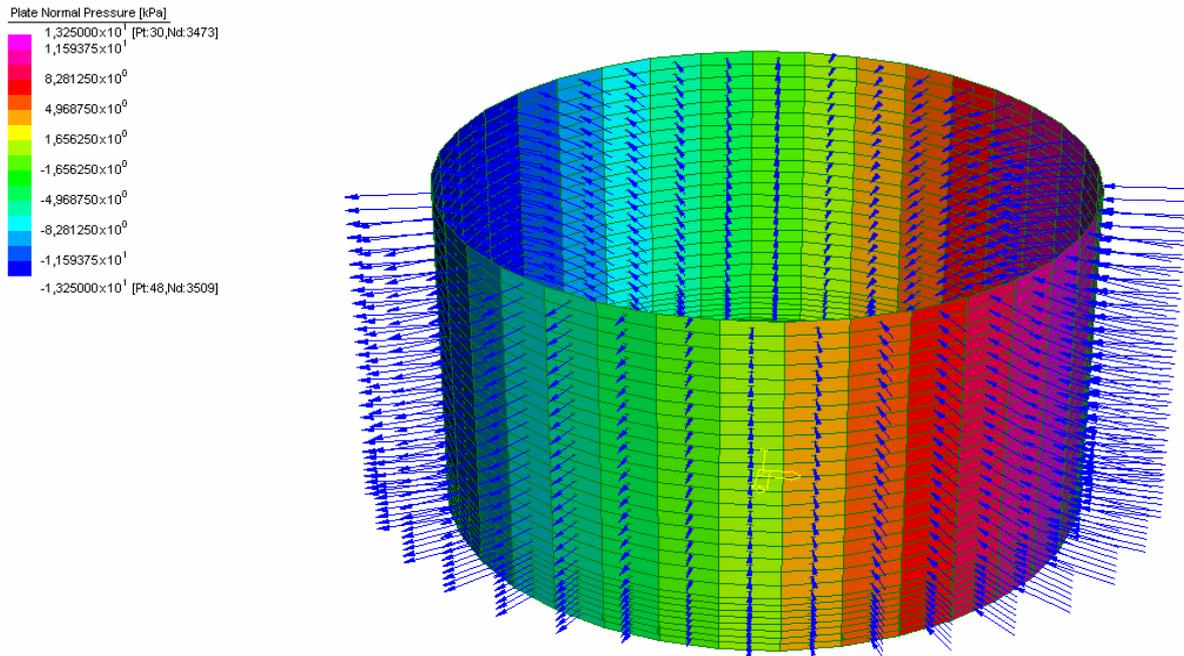


Figura 5.17 – Implementazione della pressione idrodinamica lungo il mantello

Anche sul fondo vi è una disposizione variabile delle pressioni; anche in questo caso è necessario approssimare l'andamento, assegnando il carico in maniera discontinua, ma attenendosi il più possibile alla realtà:

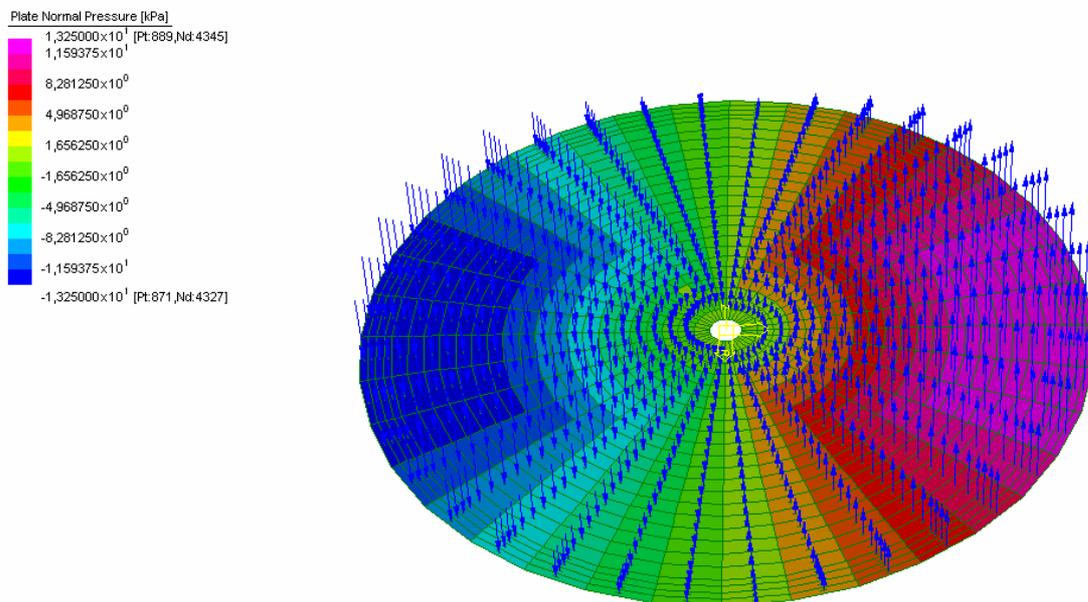


Figura 5.18 – Implementazione della pressione idrodinamica sul fondo

In questo modo tutti i carichi sono stati assegnati, e rimane da assegnare il vincolamento della struttura.

## 5.4. VINCOLAMENTO

Poiché l'analisi numerica del serbatoio in esame mira a valutare il comportamento della struttura a seguito del sisma di progetto, è di fondamentale importanza cogliere l'aspetto del sollevamento del fondo, che conduce a ridistribuzioni delle tensioni, le quali portano in crisi il mantello.

Per ottenere questo risultato non è possibile utilizzare vincoli bidirezionali (come ad esempio i classici carrelli in corrispondenza dei nodi della virola di base), poiché sarebbe come analizzare un serbatoio ancorato al suolo. Il serbatoio di nostro interesse è di tipo non ancorato, per cui serve un vincolo che consenta di opporsi agli abbassamenti, ma che lasci liberi gli innalzamenti. Un vincolo che svolge questo compito è quello del tipo “suolo alla Winkler”, definito dal software come “face support”, tramite il quale si dispone un letto di molle al di sotto delle lastre di fondo, specificandone la unidirezionalità; a queste si assegna una rigidità molto elevata (dell'ordine dei 10000MPa) poiché non interessa cogliere l'abbassamento del fondo, bensì il suo sollevamento.

Resta infine da vincolare la traslazione orizzontale, che è nulla per le condizioni idrostatiche (a causa della disposizione assialsimmetrica del carico), ma è da vincolare per quanto riguarda le sovrappressioni sismiche.

Le possibilità per impedire tale traslazione rigida sono:

- Carrelli che impediscono le traslazioni radiali
- Supporti continui lungo il bordo del fondo (edge support)

Il secondo tipo di vincolo è più raffinato, poiché tutto il contorno del fondo risulta vincolato, mentre nel primo caso il contatto sarebbe puntuale.

Tuttavia, conducendo i modelli prima con uno poi con l'altro vincolo, si è notato che questi non influenzano particolarmente la soluzione, che differisce soltanto nei primi centimetri di mantello, dove le condizioni locali portano a risultati non attendibili. Al di sopra dei primi 10 cm le soluzioni sono già pressoché coincidenti; questa considerazione, unita al minor costo computazionale di un modello con carrelli rispetto ad uno con edge support, ha portato la scelta sulla prima soluzione, pertanto lo schema strutturale definitivo adottato è il seguente:

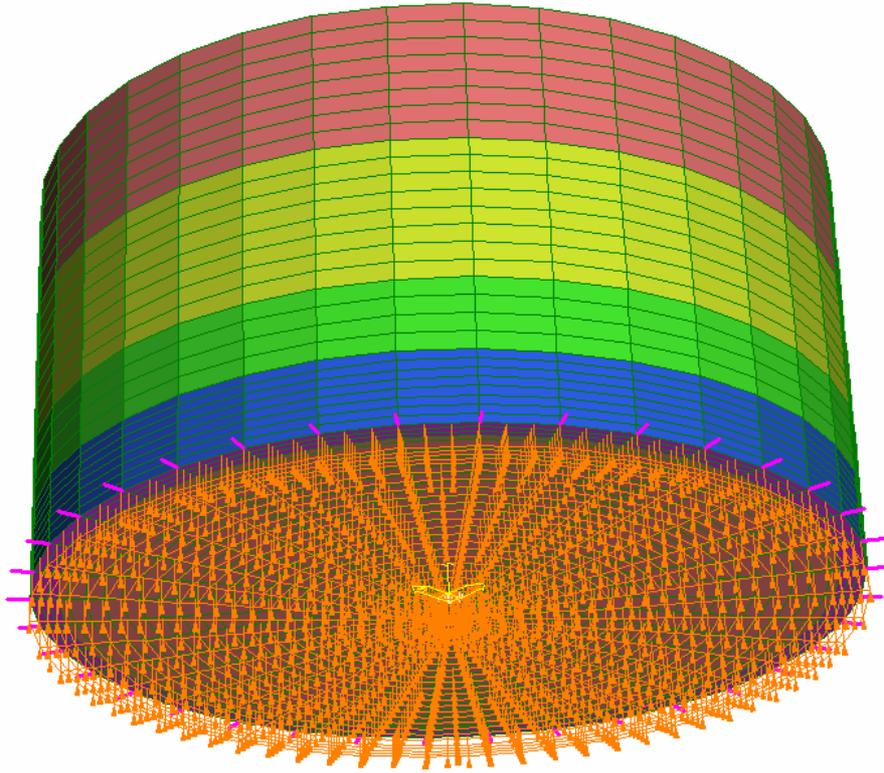


Figura 5.19 – Vincolamento della struttura

Il modello è definito e si può procedere all'analisi col calcolatore.

## 5.5. ESPOSIZIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI

### 5.5.1. MODELLO 1: SCHEMA STATICO BASE

Il calcolo ha richiesto pochi secondi per essere portato a termine dal calcolatore, e ha fornito risultati complessivamente in linea con quanto ottenuto seguendo le normative; si riporta di seguito la deformata e i valori di sollevamento:

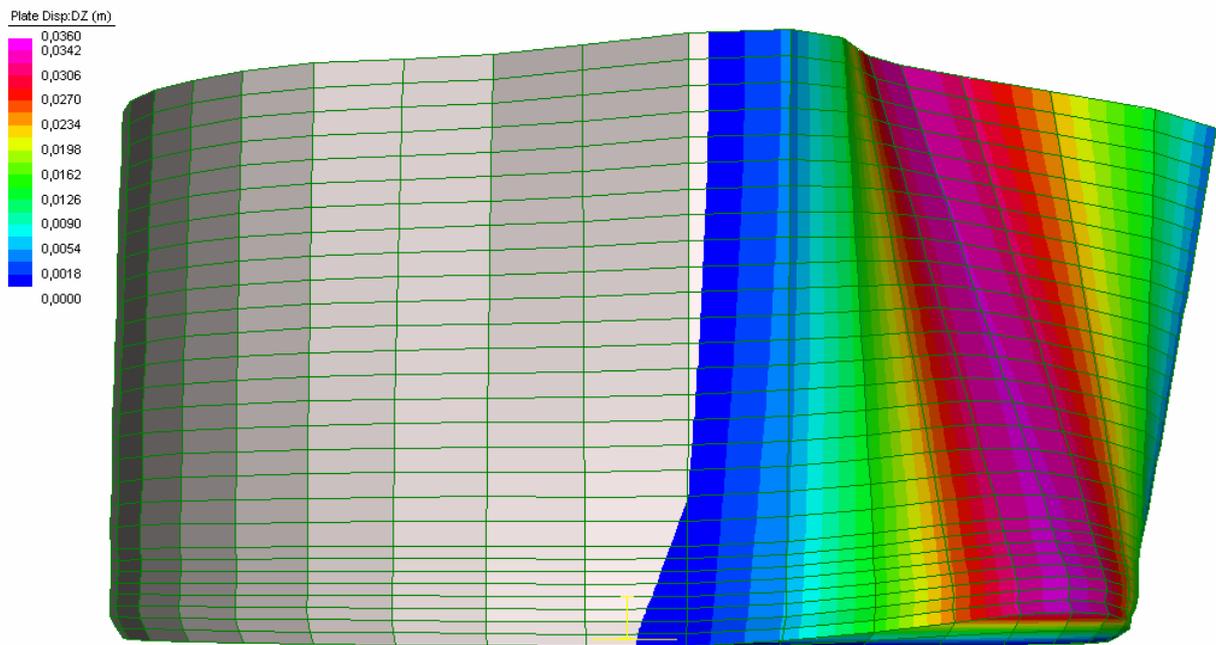


Figura 5.20 – Deformata del modello base

E' immediato notare dalla deformata (amplificata di un fattore 20, per enfatizzare gli spostamenti) come si presenti un problema di instabilità secondaria sulla parte alta del mantello opposto alla spinta sismica.

Questo aspetto non viene colto dalle normative, che non trattano questo tipo di instabilità; tuttavia va precisato che la struttura ora analizzata non rispecchia al vero quella reale, che in sommità ha elementi che la irrigidiscono, come si vedrà nel seguito.

Per quanto riguarda il confronto dei risultati, vengono ora riportati quelli relativi al calcolo con le API650:

- Semiampiezza di fondo sollevato  $\beta=30^\circ$
- Lunghezza di fondo sollevato  $L=573\text{mm}$
- Tensione massima di meridiano  $\sigma_c=6,79\text{MPa}$
- Tensione massima di parallelo  $\sigma_T=139,10\text{MPa}$

Vengono anche utilizzati i grafici forniti dagli Eurocodici per valutare l'entità del sollevamento:

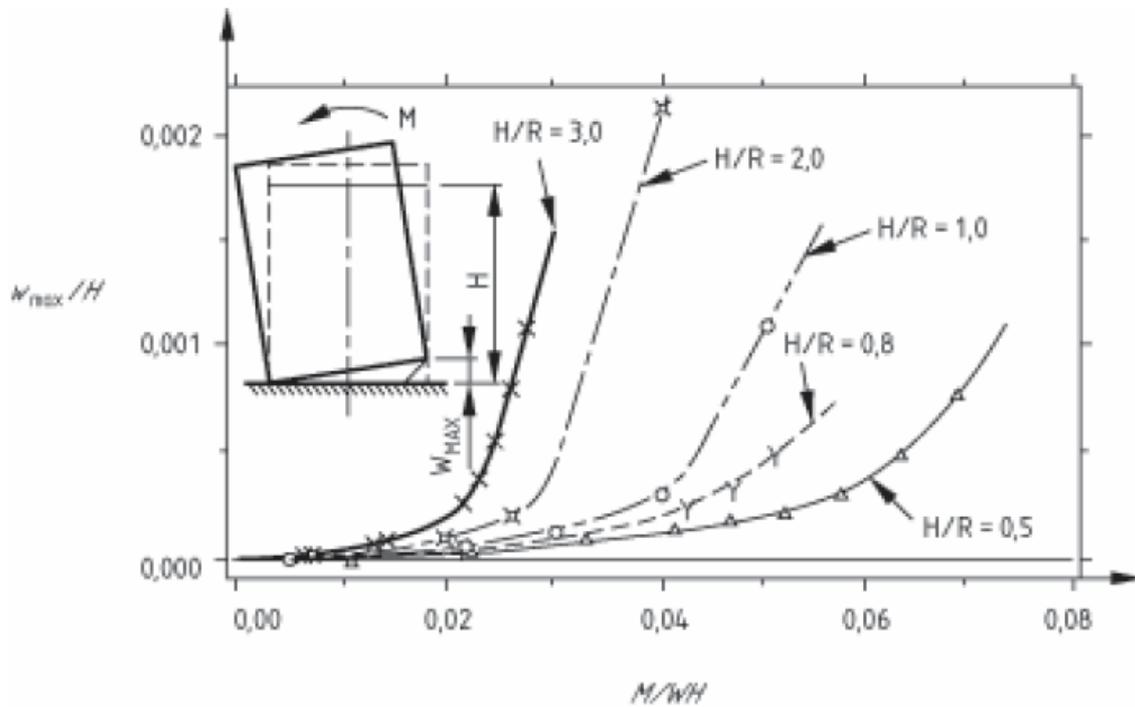


Figura 5.21 – Grafico per la determinazione del massimo sollevamento

e la lunghezza di fondo sollevato:

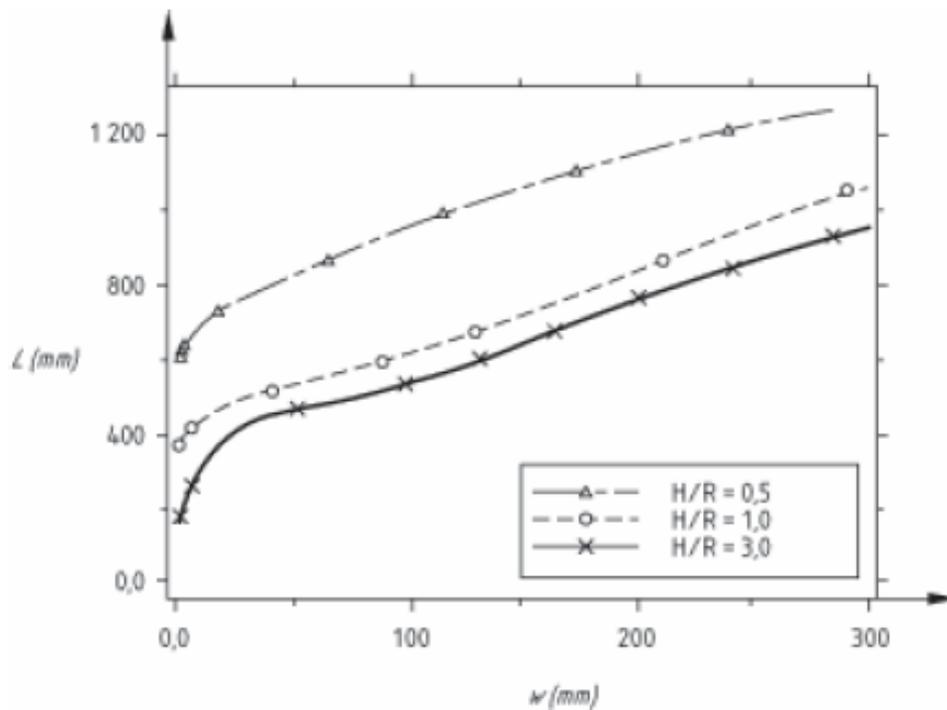


Figura 5.22 – Grafico per la determinazione della lunghezza di sollevamento

quest' ultimo viene determinato per effettuare un ulteriore confronto con ciò che si ottiene dalle API650.

Poichè con il momento sollecitante ottenuto dalla norma europea non è possibile svolgere il calcolo, si utilizza nei grafici quello dato dalle API650:

$M=25683\text{kNm}$  da cui

$$M / WH = \frac{25683[\text{kNm}]}{12,2[\text{m}] \cdot 50688[\text{kN}]} = 0,0415$$

che interpola la curva di nostro interesse ( $H/R=1$ ) al valore  $w_{\max}/H=0,004$ , per cui il sollevamento massimo (nella sezione  $\theta=0$ ) vale  $w_{\max}=0,004H=48,8\text{mm}$ .

Di conseguenza si ricava la lunghezza di fondo sollevato dal secondo grafico, interpolando alla curva interessata il valore  $w_{\max}$  appena trovato, ottenendo  $L=490\text{mm}$ . Tale valore è inferiore a quello ottenuto dalla norma americana.

Dall'immagine seguente, rappresentante l'entità degli spostamenti verticali del fondo

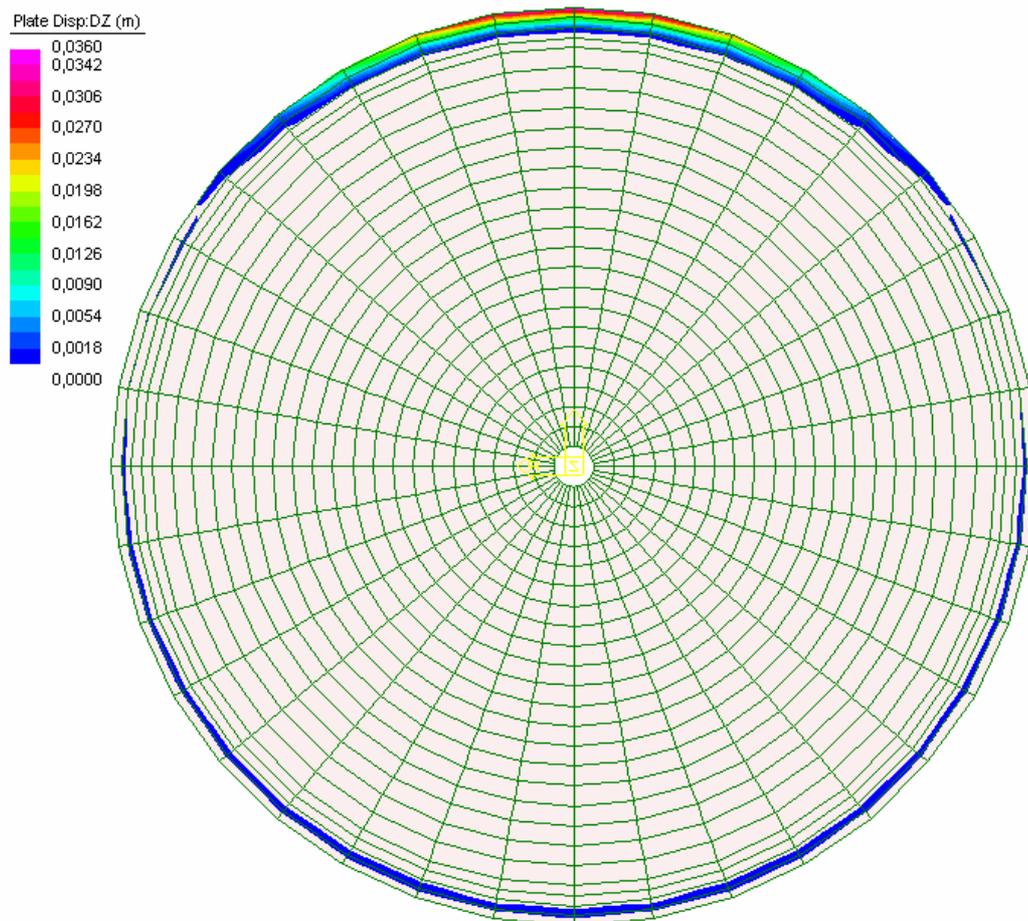


Figura 5.23 – Entità del sollevamento del fondo (modello 1)

si nota come il sollevamento del fondo interessa, nella zona più sollevata, una lunghezza di 2 elementi; poiché ogni elemento ha un lato di 25 cm, la lunghezza sollevata è di circa 500mm, in accordo con quanto specificato dalle norme.

L'entità del sollevamento massimo invece è al di sotto di quanto specificato dalla norma europea (48,8mm), poiché vale 36mm.

Infine si nota come la porzione di fondo sollevata sottenda un'ampiezza di  $100^\circ$  (10 elementi interessati, ogni elemento si sviluppa per un angolo di  $10^\circ$ ), maggiore di quella ottenuta dalle API, pari a  $60^\circ$ .

Passando invece all'aspetto delle tensioni, si nota dalla seguente immagine

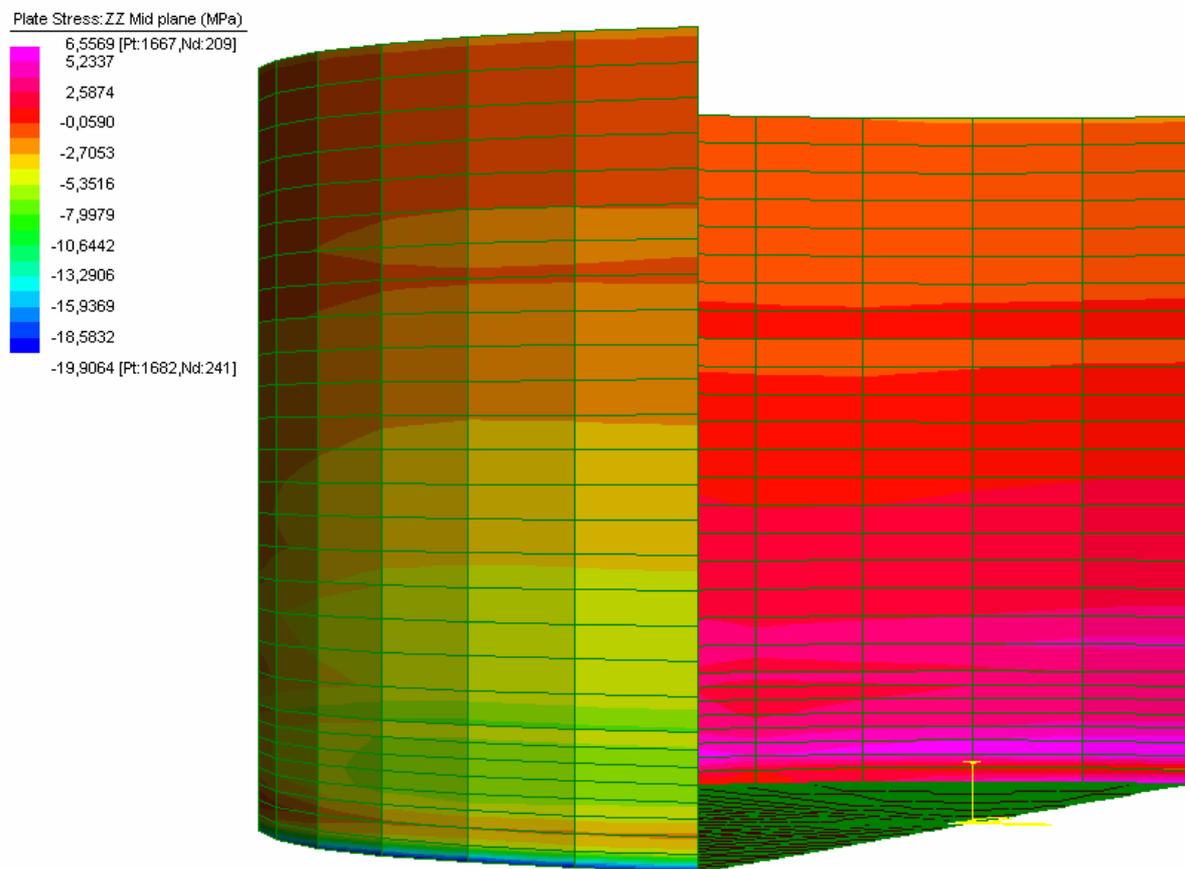


Figura 5.24 – Tensioni di meridiano (modello 1)

come per i meridiani la tensione per le virole più in alto sia pressochè nulla, dato che il carico viene progressivamente trasferito ai paralleli. Diversa è la situazione alla base, dove si ha una variazione repentina delle tensioni, che partono da valori di circa 20MPa alla sezione  $z=0$ , ma che alla quota solitamente più sollecitata (a circa 30cm dalla base) assume valori prossimi ai 7MPa, coerenti con quanto ottenuto seguendo le API650. Si nota anche come al lembo teso (la parte inferiore del mantello nella zona posteriore) si raggiungono valori di trazione, a seguito del sollevamento, pari a 6,5MPa.

Infine si riporta l'andamento delle tensioni di parallelo

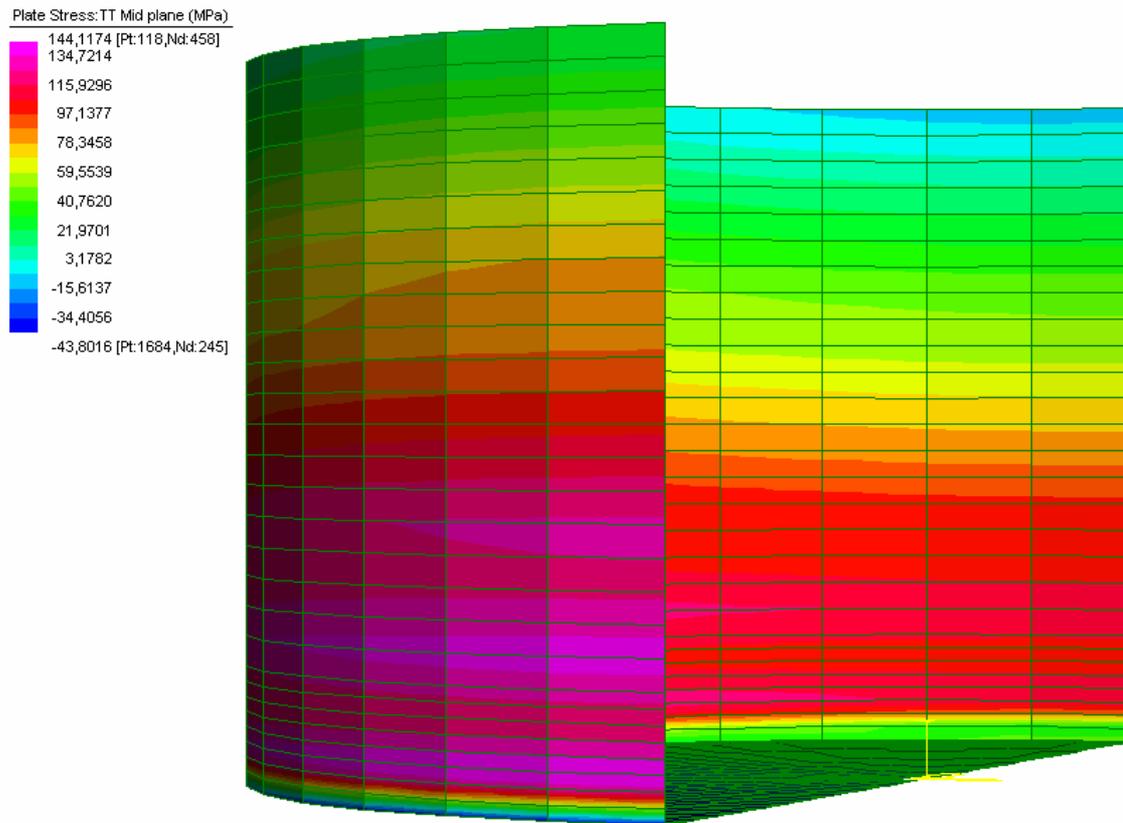


Figura 5.24 – Tensioni di parallelo (modello 1)

dal quale si nota l'analogia con quanto esposto dalla norma americana, che forniva una trazione di parallelo totale di 139,10MPa.

Il serbatoio è ben progettato, poiché salendo di quota lo spessore del mantello è stato ridotto, in modo da sfruttare uniformemente le risorse dell'acciaio; si nota infatti che il valore di tensione massimo (circa 140MPa) non si ha solo alla base dove le pressioni sono superiori, ma si manifesta fino a metà altezza. Al diminuire della pressione è stato sapientemente ridotto lo spessore delle virole, per ottimizzare la quantità di acciaio.

Si nota inoltre come anche nella parte posteriore di mantello le tensioni siano elevate, questo poiché il maggior contributo è dato dalla pressione idrostatica, che alla base genera una  $\sigma=124\text{MPa}$ . A sua volta il sisma genera una  $s$  di circa 15MPa, positiva nella parete anteriore e negativa (compressione) nel lato posteriore; infatti le tensioni nel fronte si aggirano intorno ai 140MPa, e nel retro intorno ai 110MPa.

Nella parte superiore del retro del mantello si nota dalla colorazione come i paralleli siano compressi, e questo ha portato, a causa del modesto spessore della lamiera in tale zona, ad innescare una forma di instabilità per depressione, che deforma verso l'interno questa zona,

come si evince dalla deformata. Questo effetto sarà notevolmente limitato dall'accorgimento che si vedrà di seguito, nei risultati ottenuti per il modello 2.

### 5.5.2. MODELLO 2: SERBATOIO IRRIGIDITO DA ANELLO

Dalla deformata riportata di seguito (avente la stessa amplificazione della precedente) si nota come il profilato ad L abbia notevolmente irrigidito la struttura, soprattutto nella parte superiore, che instabilizzerà verso l'interno, ma in maniera molto ridotta rispetto alla precedente.

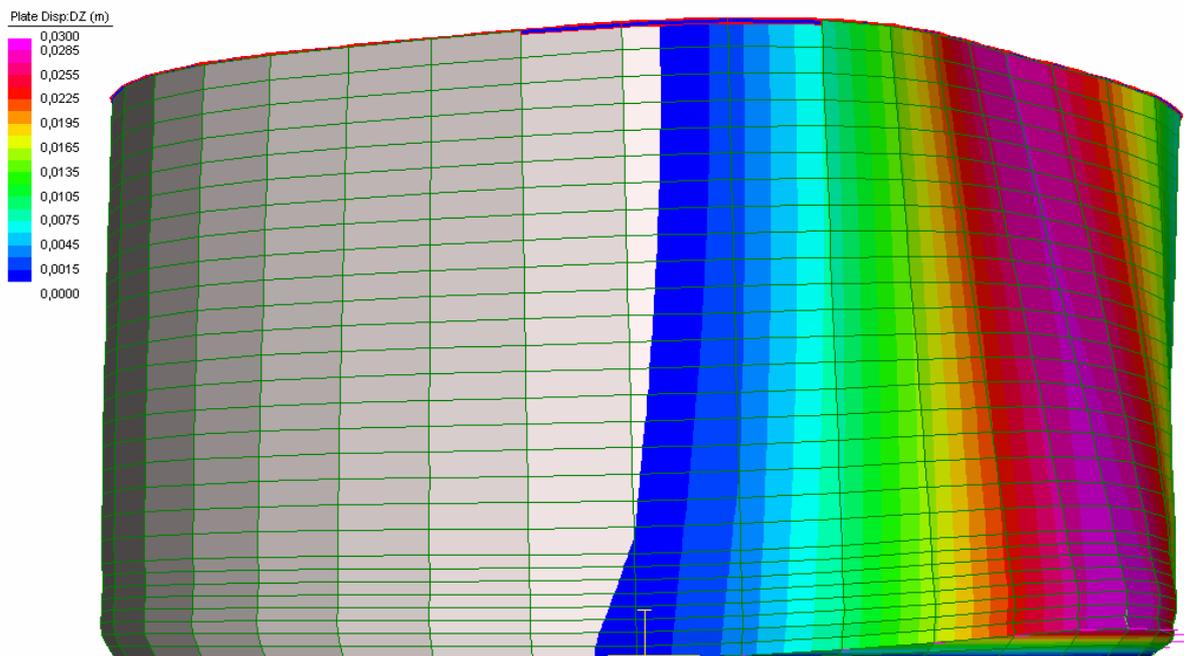


Figura 5.25 – Deformata del modello 2

L'irrigidimento ha portato ad una riduzione del sollevamento massimo, ora pari a 30mm (le API fornivano 48,8mm, il modello 1 36mm) a fronte però di una maggiore porzione di fondo sollevata, come si evince dalla situazione seguente:

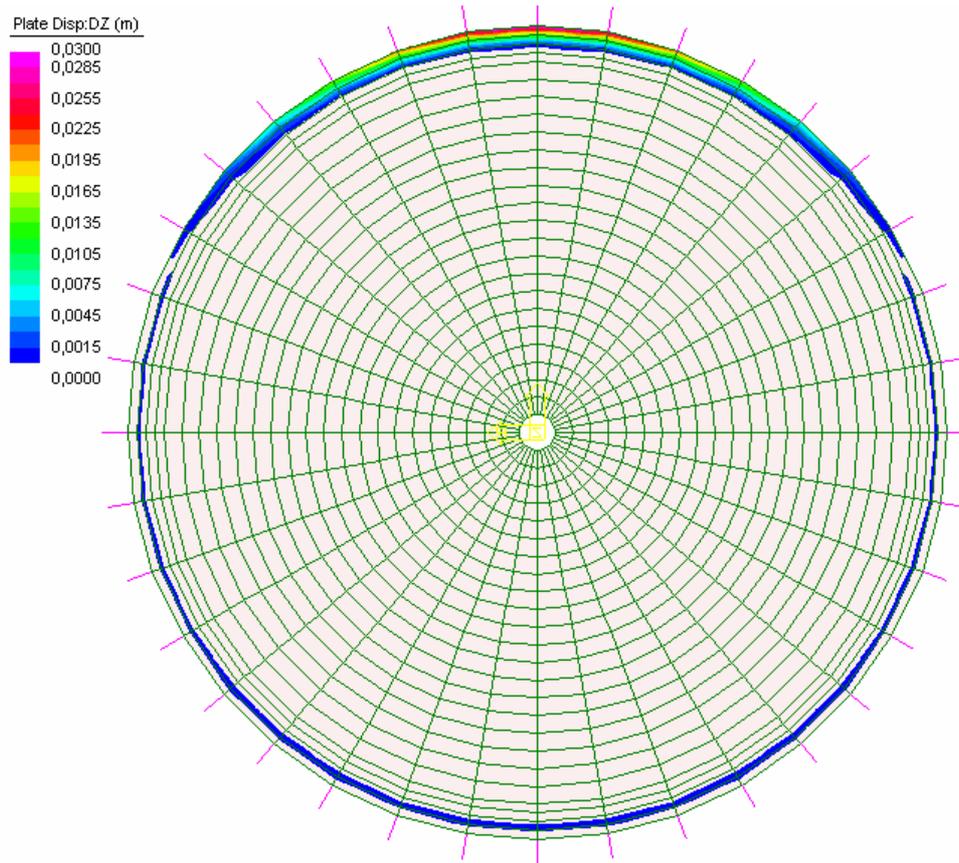


Figura 5.26 – Entità del sollevamento del fondo (modello 2)

Si nota come ora vengano interessati un totale di 12 elementi, che indicano quindi un sollevamento ampio  $120^\circ$  (API:  $60^\circ$ , modello 1:  $100^\circ$ ).

Se i valori di sollevamento e ampiezza iniziano a discostarsi molto dalla norma, la larghezza di fondo sollevato rimane pressoché costante, stabilizzandosi intorno ai 500mm.

E' evidente quindi come il profilato porti ad una maggior distribuzione delle tensioni date dal sollevamento, coinvolgendo zone di mantello adiacenti a quelle sollevate, irrigidendo la struttura.

Passando all'aspetto delle tensioni, per quelle verticali

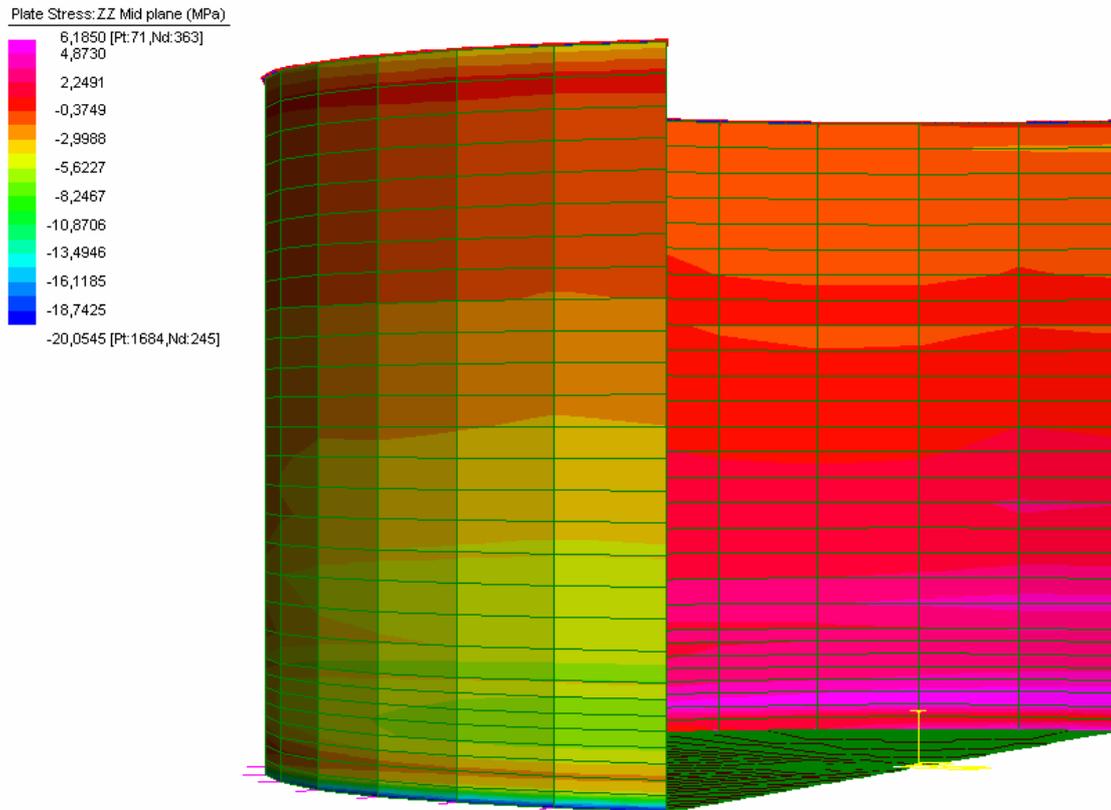


Figura 5.27 – Tensioni di meridiano (modello 2)

si nota come l'andamento sia analogo al modello base, con la differenza che la trazione di meridiano presente nel retro del mantello, essendo distribuita su una zona più ampia, assume localmente valori più bassi, anche se di poco (6,18MPa contro i 6,5 del modello 1).

Analizzando i meridiani nel grafico sottostante

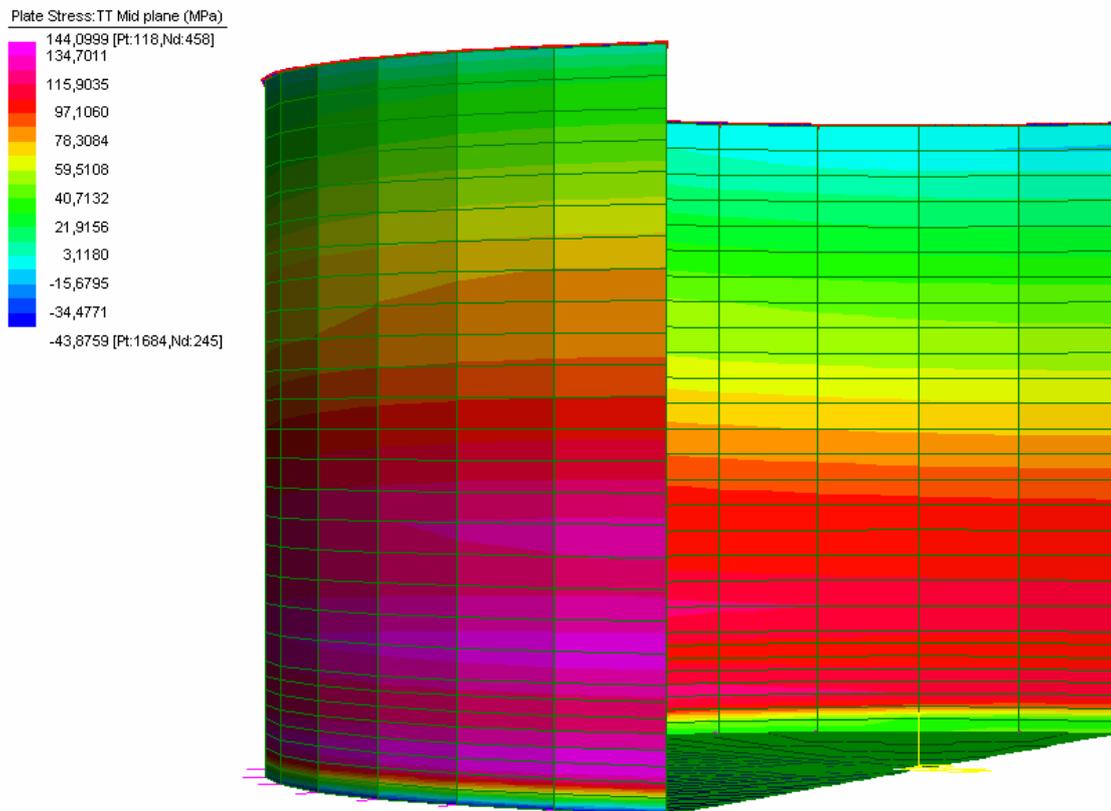


Figura 5.28 – Tensioni di parallelo (modello 2)

viene confermata l’analogia del presente modello con quello precedente, in termini di tensioni.

Un incremento sostanziale delle caratteristiche sarà dato dalla presenza del tetto, che vincolerà la zona superiore del mantello.

### 5.5.3. MODELLO 3: SERBATOIO CON ANELLO E TETTO

La struttura presentata di seguito è, fra le tre, quella che simula meglio lo schema statico del serbatoio sotto sisma. Il tetto, saldato al profilato anulare, collabora con esso nella redistribuzione dei carichi del sisma, coinvolgendo una porzione notevole di serbatoio, come si evince dalla deformata sottostante:

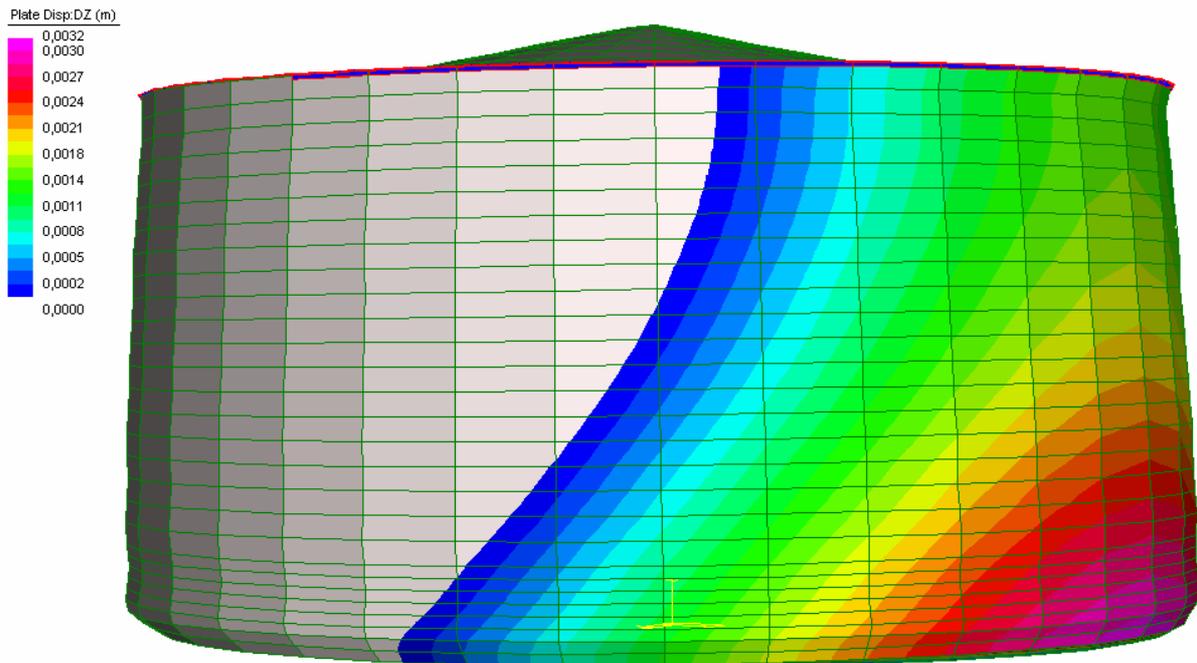


Figura 5.29 – deformata del modello 3

La deformata dell'oggetto è stata amplificata con un fattore moltiplicativo 50 per poter cogliere l'aspetto del sollevamento, che in questo caso risulta sicuramente modesto. Infatti, paragonandolo ai precedenti (si ricorda: API: 48,8mm, Modello 1: 36mm, modello 2: 30mm), il valore massimo per questo modello, pari a 3,2mm, è di un ordine di grandezza inferiore. Causa di ciò è il coinvolgimento sempre maggiore delle zone di mantello adiacenti a quelle più colpite dal sisma che, come si vede dalla seguente situazione del fondo

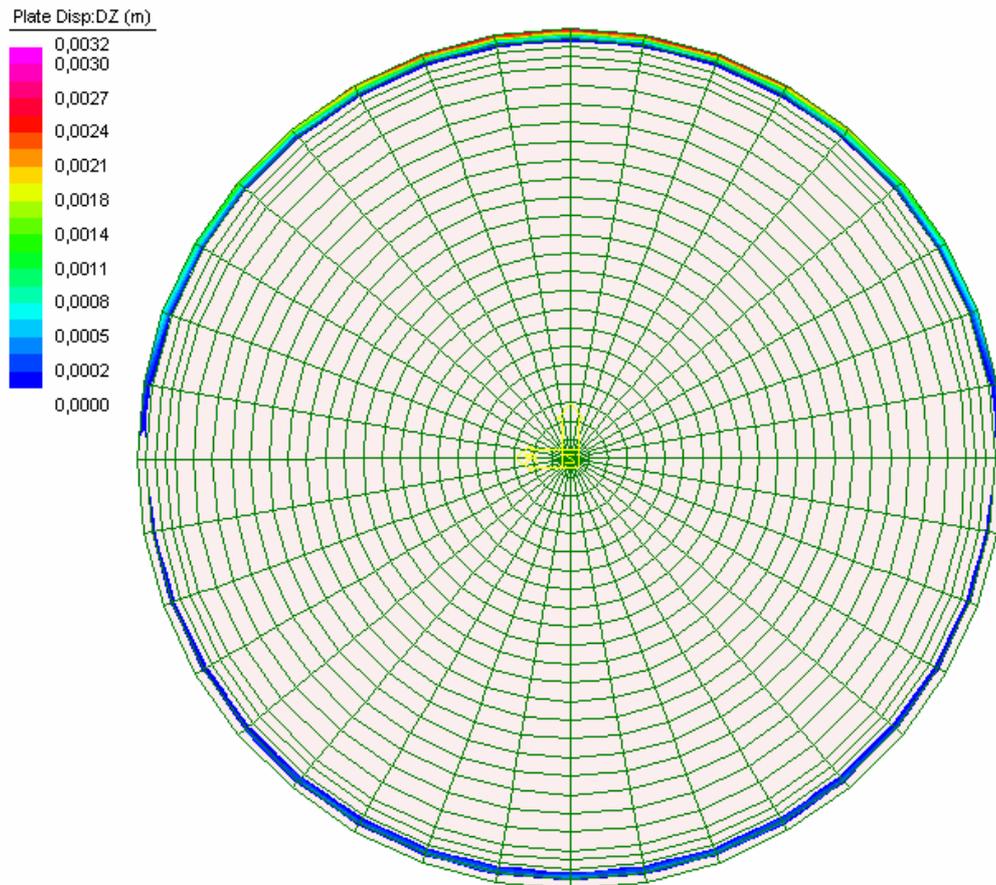


Figura 5.30 – Entità del sollevamento del fondo (modello 3)

interessa quasi la metà del serbatoio, avendo una ampiezza di  $170^\circ$ .

Ciò che diminuisce in questo caso è la lunghezza  $L$  di fondo sollevato, che ora si aggira intorno ai 400mm, valore che si discosta da quelli ottenuti in precedenza, ma è in linea col comportamento più rigido appena descritto.

Il tetto quindi crea una sezione (quella in sommità) estremamente rigida, come un anello che impedisce l'ovalizzazione di tale sezione. Si nota infatti dalla deformata come il mantello nella sua sezione sommitale sia indeformato; questo è un grande beneficio nei confronti delle virole superiori, aventi spessori modesti, e quindi propense maggiormente ad instabilizzare, come visto per i modelli precedenti.

Va valutata infine la distribuzione e l'entità delle tensioni, che lungo i meridiani è così disposta:

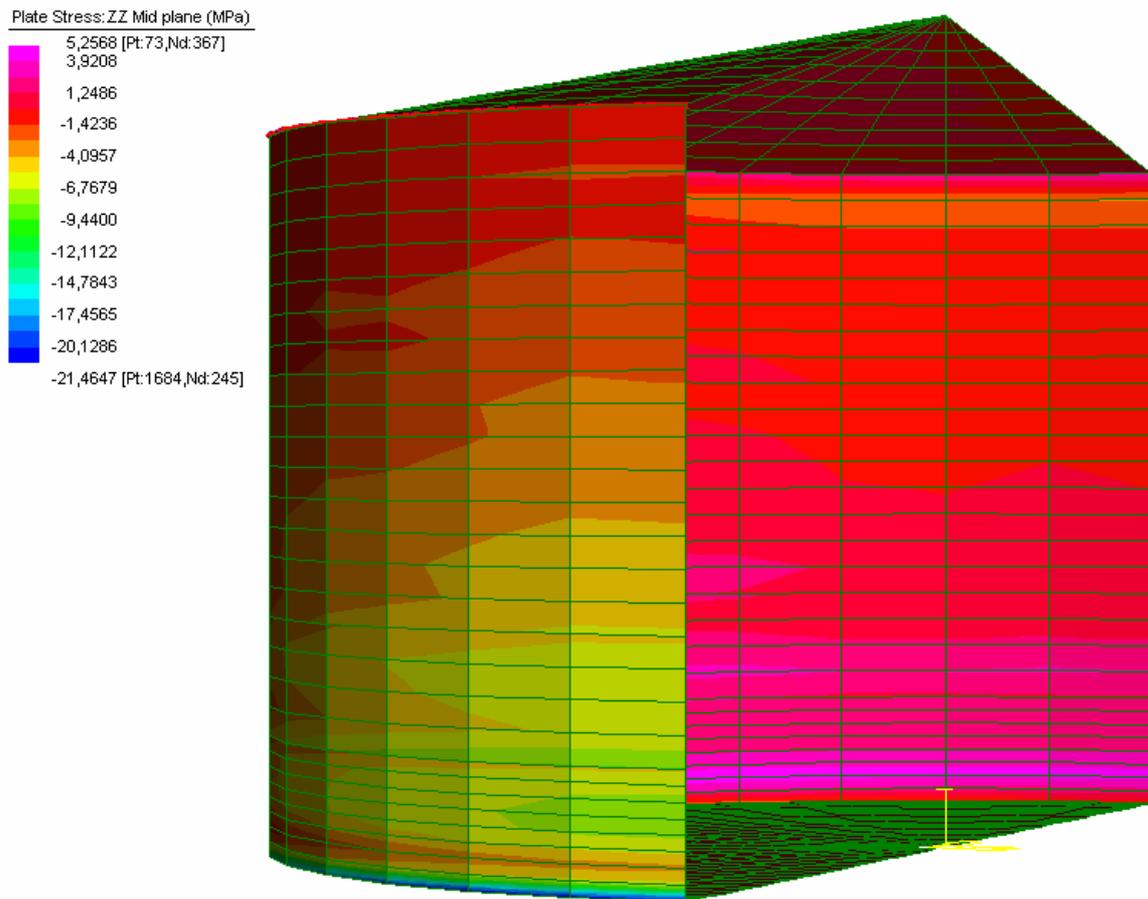


Figura 5.31 – Tensioni di meridiano (modello 3)

Si nota come vi sia un lieve aumento della tensione massima di compressione, mentre è diminuita la massima di trazione. Questo deriva dal fatto che ora la porzione di mantello a contatto con la fondazione è minore rispetto a prima, quindi il carico verticale è distribuito su una superficie più limitata. Viceversa per la trazione massima, che è inferiore poiché la parte di fondo sollevata è più ampia (170°).

Lungo i paralleli la situazione è la seguente:

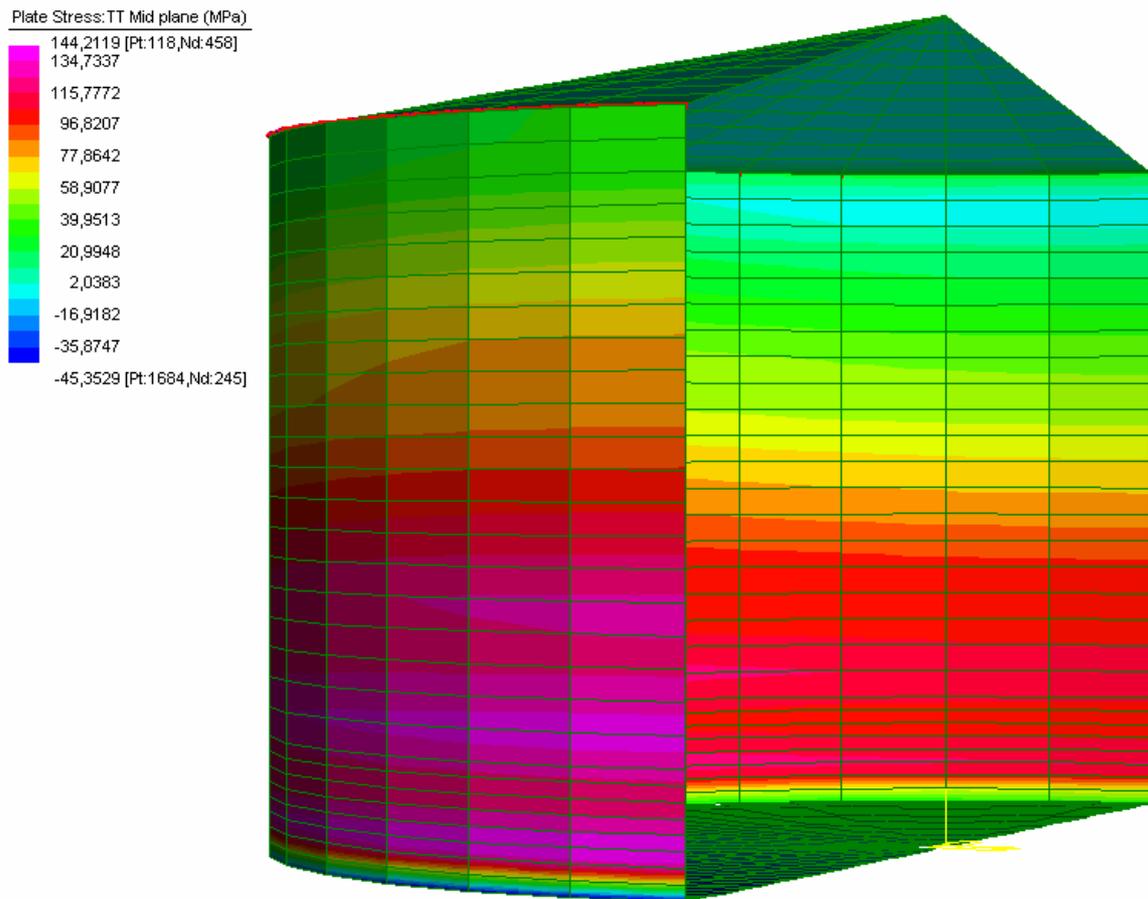


Figura 5.32 – Tensioni di parallelo (modello 3)

Tale distribuzione risulta essere analoga alle precedenti, e di conseguenza alla norma di riferimento, i valori sono in linea con quelli già ottenuti. E' da notare ancora una volta l'irrigidimento fornito dal tetto, che vincola il parallelo in sommità, che ha tensione molto bassa; di conseguenza la zona subito al di sotto, che prima era leggermente compressa, ora è praticamente scarica.

## 5.6. CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

Innanzitutto va premesso che il meccanismo di collasso su cui si basa la normativa americana è pienamente coerente con quanto ottenuto dai modelli FEM. Le API 650 basano i ragionamenti sul seguente meccanismo di snervamento del fondo:

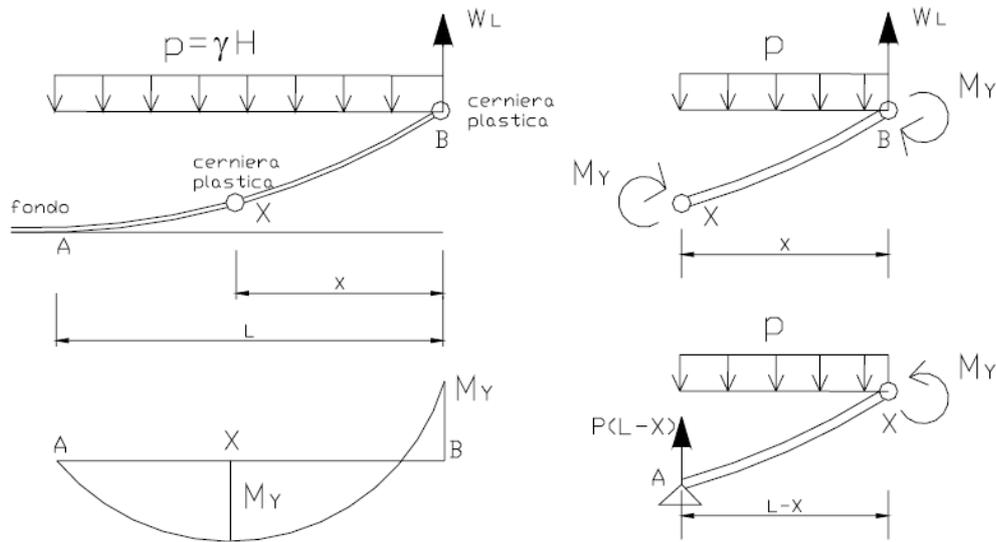


Figura 5.33 – Modello teorico utilizzato per l'analisi del sollevamento del fondo

Il fondo quindi snerva in due punti, favorendo così il sollevamento del serbatoio; questa situazione la si ritrova anche nei risultati riguardanti ad esempio il modello base, nel quale l'andamento delle tensioni sul fondo è:

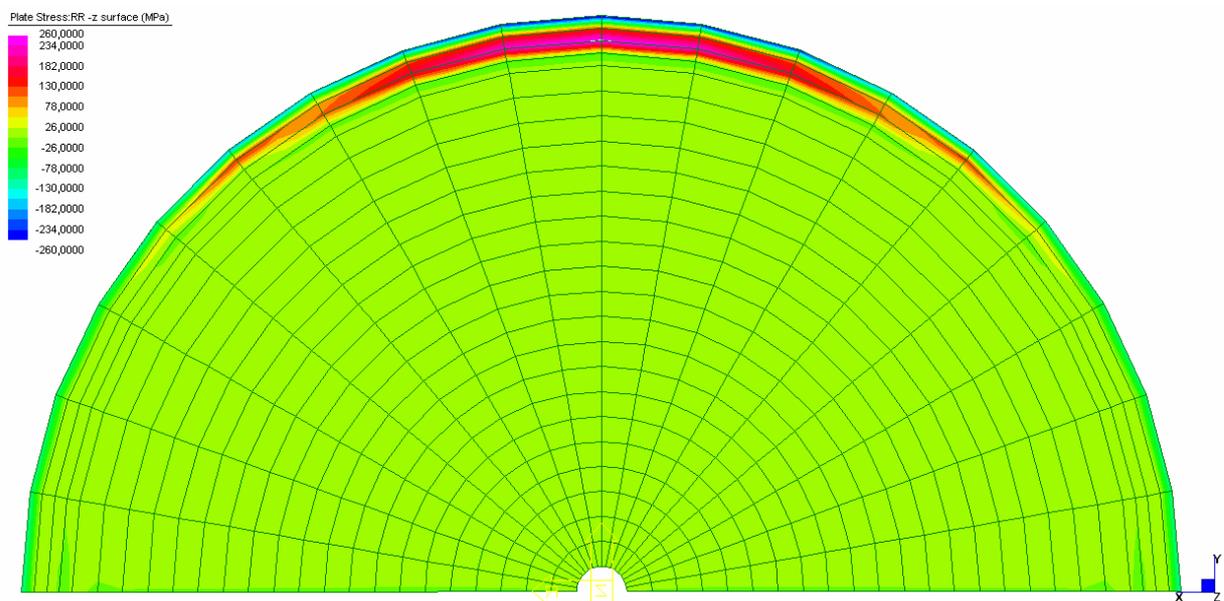


Figura 5.34 – Tensioni sulla piastra di fondo

Poiché è stato assegnato nei calcoli un diagramma sforzi-deformazioni per l'acciaio elasto-plastico, con valore massimo 260MPa, si nota la creazione di due cerniere plastiche, una all'incastro col mantello, l'altra a circa 500mm, in accordo con i ragionamenti alla base dei calcoli.

Ora verificate le ipotesi alla base è possibile confrontare i risultati ottenuti con i 3 modelli FEM con quelli della norma americana.

- **Deformata e sollevamento**

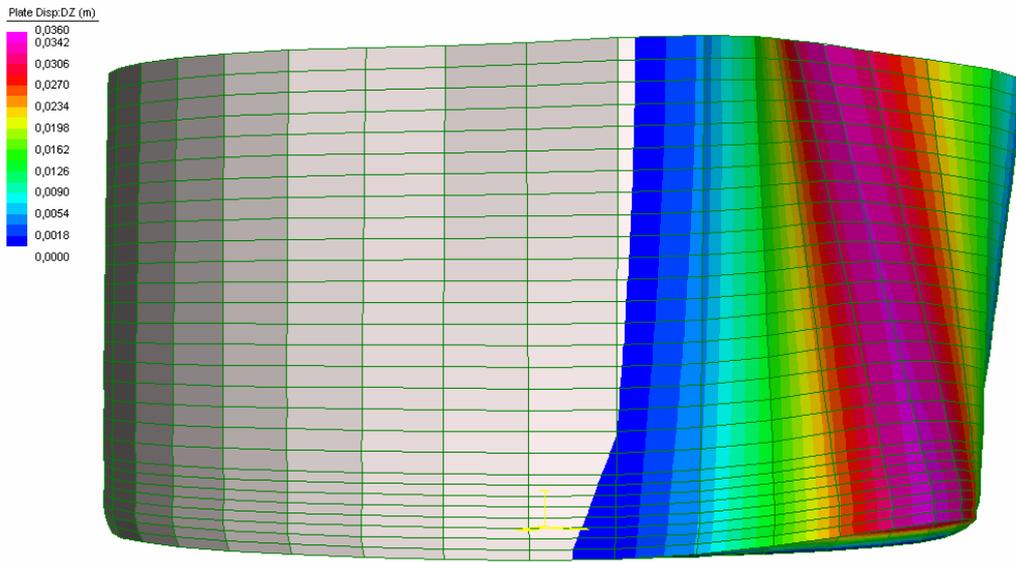


Figura 5.35 – Diagramma dell'entità del sollevamento (modello 1)

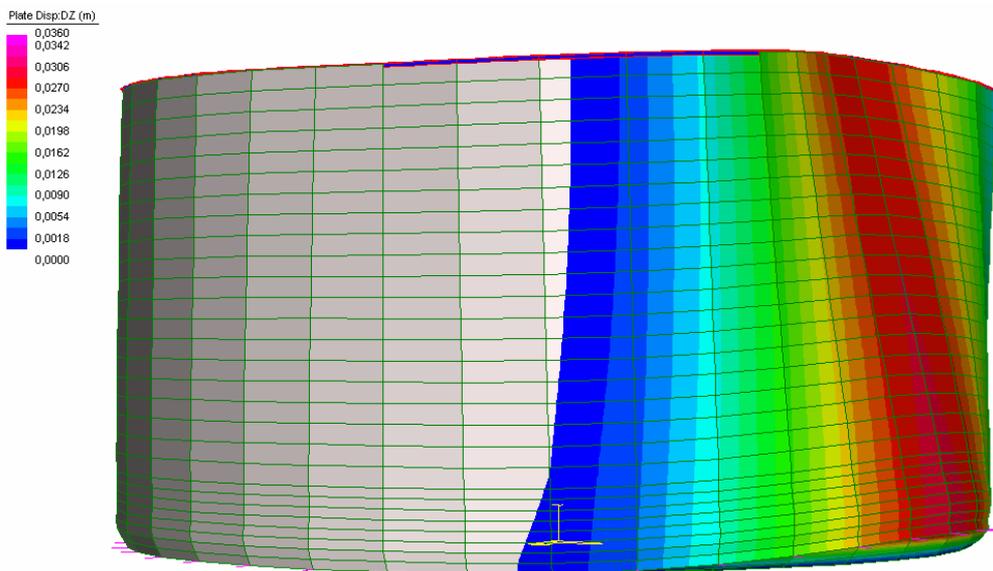


Figura 5.36 – Diagramma dell'entità del sollevamento (modello 2)

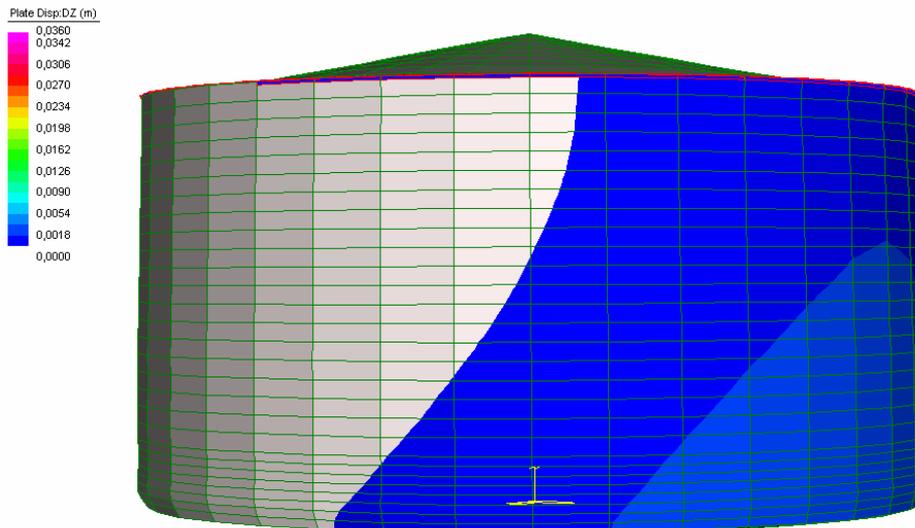


Figura 5.37 – Diagramma dell'entità del sollevamento (modello 3)

Per il confronto, tutte e tre le deformate vengono amplificate del coefficiente moltiplicativo 20. I valori massimi vengono riportati nella tabella sottostante:

	API 650 std.	Modello 1	Modello 2	Modello 3
$w_{max}$ [mm]	48,8	36	30	3,2
L [mm]	573	500	500	400
$\beta$ [°]	30	50	60	85

Tabella 5.1 – Confronto dei principali risultati delle singole analisi

- **Tensioni di meridiano e di parallelo**

Di seguito si riportano i risultati delle analisi in termini di tensioni di meridiano (a sinistra) e di parallelo (destra):

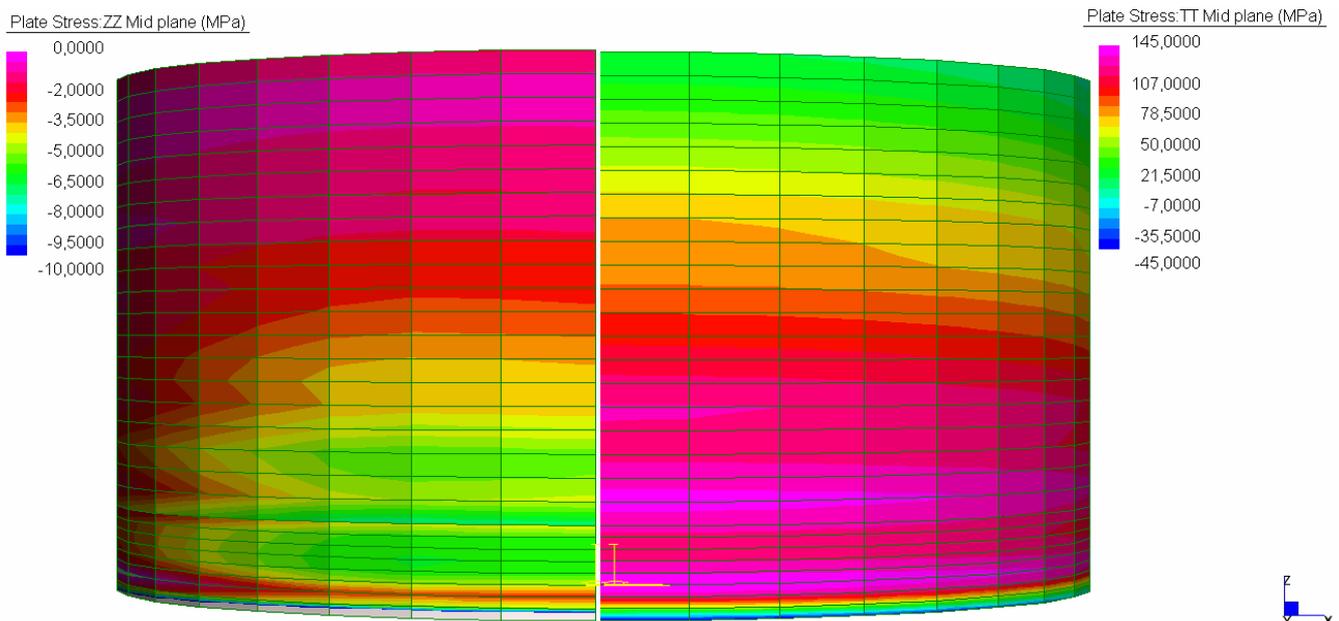


Figura 5.38 – Diagramma combinato tensioni di meridiano/parallelo (modello 1)

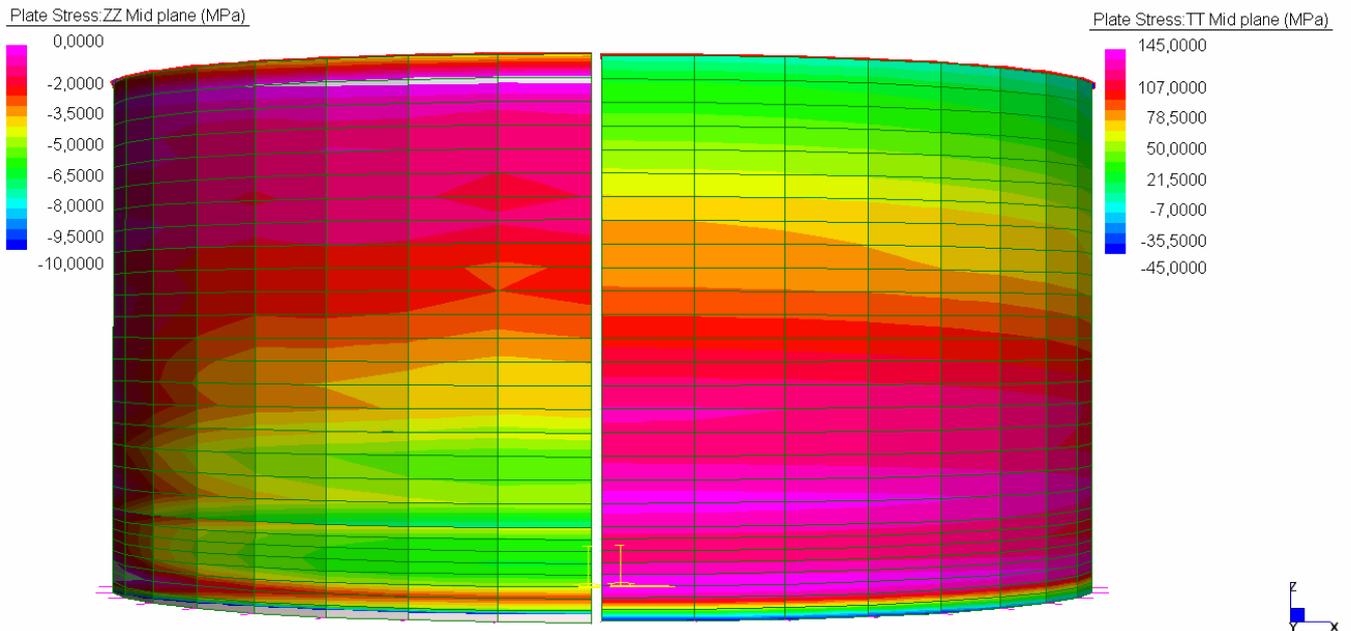


Figura 5.39 – Diagramma combinato tensioni di meridiano/parallelo (modello 2)

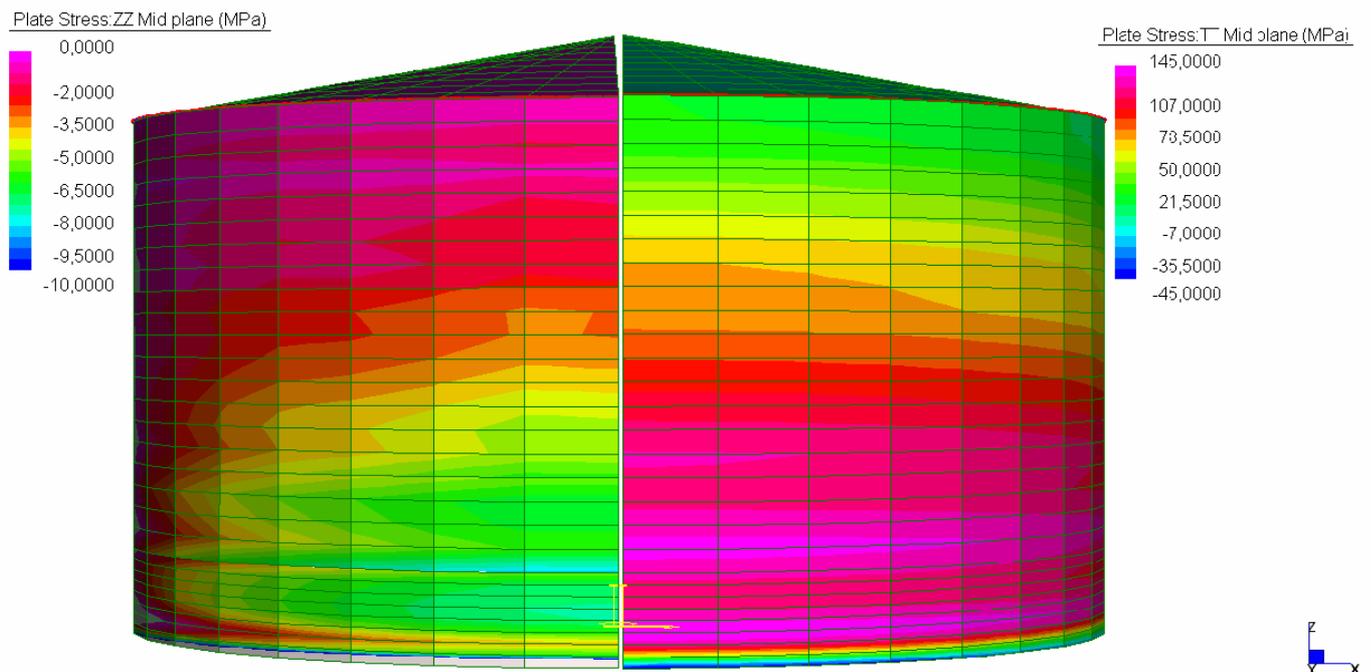


Figura 5.40 – Diagramma combinato tensioni di meridiano/parallelo (modello 3)

Ricordando che attraverso le API 650 si erano ottenute le seguenti tensioni:

- Meridiano:  $\sigma_c=6,79\text{MPa}$
- Parallelo:  $\sigma_t=139,10\text{MPa}$

I tre modelli FEM si equivalgono in termini di tensioni di parallelo, poiché questa è perlopiù dipendente dalla pressione idrostatica, simmetrica nella circonferenza.

Diverse sono invece le distribuzioni di tensioni di meridiano, che per i modelli più rigidi assume valori lievemente superiori, dell'ordine dei 10MPa.

Con l'irrigidimento progressivo del serbatoio, nel passaggio dal modello 1 al 3, le compressioni di meridiano si addensano sempre più attorno alla sezione a  $\theta=0$ , causando l'incremento dei valori assoluti.

Si ricorda che il valore di sollevamento massimo è stato ottenuto attraverso il grafico degli EC8-4 (utilizzando il momento dato dalle API) e tende a sopravvalutare il valore di  $w_{max}$ ; la norma europea tuttavia valuta in modo preciso la lunghezza L di fondo sollevato.

La norma americana sottostima l'ampiezza angolare di fondo sollevato, e di conseguenza sovrastima il valore di L.

In termini di tensioni invece le API 650 sono molto precise; tuttavia facendo riferimento al modello 3, che si candida ad essere il più vicino al caso reale, la normativa sottostima leggermente il valore di  $\sigma$ .

Va però evidenziato come le API 650 contengano formule dirette ed estremamente applicative, per cui data la semplicità della norma, si può affermare l'ottimo risultato a cui si perviene utilizzandola.

Alla luce delle considerazioni fatte, e dal rapporto dei risultati ottenuti con la normativa e con il software, si può affermare che le API 650 std. sono un buono strumento per la progettazione e la verifica dei serbatoi non ancorati, in quanto ne valutano le grandezze di interesse. In special modo la norma è accostabile a serbatoi in assenza di tetto; quelli aventi il tetto infatti non vengono rappresentati bene dalle sue formule.

Tuttavia questa norma non può essere esaustiva dal punto di vista del comportamento, poiché le formule in essa contenute non consentono la comprensione del comportamento complessivo del serbatoio, il quale può essere ottenuto ad esempio per mezzo di un accurato modello agli elementi finiti. Quest'ultimo infatti coglie aspetti, come ad esempio l'instabilità secondaria che colpisce la zona superiore dei serbatoi in assenza di tetto, che la norma non tratta nemmeno.

Infine il modello FEM mostra una visione completa del serbatoio, mentre la norma analizza le sezioni significative; tuttavia anche il modello numerico perde di precisione dove le condizioni locali prevalgono, come ad esempio all'incastro fra mantello e fondo.

## CAPITOLO 6

### PROGETTO DELLE FONDAZIONI

Nel progetto di un serbatoio è molto importante l'aspetto riguardante le fondazioni; una prima distinzione va fatta con riferimento al tipo di ancoraggio della struttura: infatti se il serbatoio è ancorato alla fondazione, ove questo richiama sforzi di trazione è necessario coinvolgere una porzione elevata di terreno per equilibrarli. In un serbatoio non ancorato invece le problematiche riguardano la riduzione della superficie di appoggio dello stesso, che portano quindi come visto ad un incremento delle tensioni di compressione lungo il mantello ancora a contatto; queste compressioni possono portare al superamento della tensione limite del terreno, nonché a cedimenti differenziali troppo alti.

La normativa API std 650 a riguardo contempla, nell'APPENDICE B, vari tipi di fondazione, dando maggior rilievo a quelle costituite da un muro anulare in c.a. sotto al mantello, e materiale granulare sotto la base.

Tuttavia è buona norma eseguire fondazioni a platea, poiché per questioni di sicurezza, in caso di una accidentale fuoriuscita di materiale contenuto ( che può essere benzina, diesel, biodisel, petrolio, ecc.) a seguito della rottura della lamiera di fondo (spessa pochi mm), è da evitare l'infiltrazione del liquido in falda con conseguente contaminazione della stessa.

Sempre per le medesime necessità viene disposto un muro circolare in c.a. intorno al serbatoio, per contenere in una zona ridotta una eventuale fuoriuscita di liquido; ovviamente la superficie di tutta questa area deve essere resa impermeabile.

Gli Eurocodici 8-4 non danno indicazioni sulle fondazioni, ma richiamano altri capitoli delle norme. Tuttavia, come si vedrà nell'esempio applicativo, è possibile effettuare un progetto semplificato della platea di fondazioni attraverso semplici relazioni note della scienza delle costruzioni, che con buona approssimazione colgono il comportamento della fondazione per le varie combinazioni di carico.

Il presente capitolo mira quindi ad effettuare il progetto, e la conseguente verifica, della fondazione del serbatoio TK8 verificato ai capitoli precedenti, di cui quindi sono ora note le dimensioni e le forze in gioco.

Punto di partenza fondamentale è l'analisi geologica-geotecnica del suolo su cui insiste la struttura; questo infatti influenzerà il tipo di fondazione da utilizzare, la sua dimensione, e l'eventuale necessità di realizzare interventi di consolidamento del terreno.

## **6.1. RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA**

Il presente studio identifica gli elementi principali della geologia locale facilitandone il confronto con le singole ipotesi di progetto, fornisce gli elementi di base permettendo di operare scelte ragionate ed individua i parametri geotecnici necessari per progettazione esecutiva, individuando anche eventuali necessità di integrazione.

Per la realizzazione dello studio in oggetto si è proceduto alla raccolta e selezione critica di tutti i dati bibliografici riguardanti il territorio di interesse ed un adeguato intorno dell'area di progetto; tali dati sono stati successivamente integrati tramite rilevamenti sul territorio. Inoltre sono state analizzate le caratteristiche litostratigrafiche e geomeccaniche del sottosuolo del territorio oggetto di studio, elaborando, alla luce di quanto emerso, una serie di considerazioni geotecniche.

Allo scopo si è proceduto con una campagna geognostica che ha comportato l'esecuzione:

- Di n. 4 prove penetrometriche CPTU CPTe;
- Di analisi dei microtremori utilizzando il “tromino” utile per verificare gli effetti dovuti all'amplificazione sismica del sito, la valutazione della Vs30 e l'omogeneità litostratigrafica.

### **6.1.1. LINEAMENTI GEOLOGICI GENERALI**

Le caratteristiche fisiche generali, la composizione litologica, l'assetto strutturale, il grado di stabilità attuali di un territorio sono la risultante e la sintesi della sua evoluzione geologica.

Per una migliore comprensione delle indagini effettuate nel presente studio, risulta utile avere un quadro, sia pure schematico e riassuntivo, dei lineamenti e della storia geologica della più ampia unità regionale di cui l'area in esame è parte.

Il territorio del Comune di Ravenna è inserito, anche se in modo marginale, nel vasto bacino sedimentario della Valle Padana e più precisamente nel lembo sud-orientale della stessa, delimitato a Nord dal corso del Po e a Sud dalle propaggini collinare dell'Appennino Romagnolo.

L'attuale assetto geologico è la risultante di un complesso avvicendamento di fasi erosive in alternanza a fasi prevalentemente sedimentarie, sia in senso verticale sia in senso orizzontale, in

relazione al perdurare di una dinamica di abbassamenti del substrato, di fenomeni di subsidenza del materasso alluvionale che si stava formando, con conseguenti arresti della regressione marina o episodi di ingressione e formazione di fasi lagunari lungo la fascia preappenninica.

La stratigrafia pleistocenica presenta frequenti variazioni litologiche. Le sabbie s'intercalano a sedimenti più fini limoso sabbiosi o limoso argillosi, e nelle parti sommatiali si fanno sempre più frequenti litotipi di ambiente lagunare salmastro.

Il limite Olocene - Pleistocene, cioè alluvioni - Quaternario marino, presenta una profondità di circa 60 m ÷ 80 m in corrispondenza dell'allineamento Massa Lombarda - Lugo - Bagnacavallo, risalendo lateralmente fra i 20 m e 40 m in corrispondenza delle zone di Alfonsine e di Cotignola - Bagnara.

### **6.1.2. GEOMORFOLOGIA**

L'esame della carta geologica di pianura, foglio 223 Ravenna, evidenzia per l'area in esame l'Allomembro di Ravenna, Unità di Modena che costituisce la parte sommitale del citato allomembro.

L'unità è caratterizzata da sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale, deltizio e litorale, organizzati in corpi sedimentari lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi, di spessore plurimetrico.

Nella zona in esame è osservabile la seguente successione litostratigrafia orizzontale, che a partire dalla costa evidenzia:

- ***Sabbie di cordone litorale***

Sabbie prevalentemente fini e medie, subordinatamente finissime, con abbondanti bioclasti e biosomi di molluschi, in strati da sottili a medi, eneralmente amalgamati, localmente alternate a limi sabbiosi. Depositi di cordone litorale (spiaggia e duna eolica). Formano un corpo sedimentario complesso a forma cuneiforme, con spessore massimo di circa 15 metri e tendenza granulometria negativa. Fanno transizione laterale e verso il basso a depositi di transizione alla piattaforma. Lateralmente e verso l'alto passano a depositi lagunari e di palude salmastra.

- ***Argille e torbe di retrocordone***

Argille limose, argille, torbe e limi argillosi, in strati da molto sottili a medi, alternati a sabbie finissime e fini ricche di materiale conchigliare (depositi di washover), in strati da sottili a spessi. Depositi di palude salmastra e laguna (retrocordone). Formano corpi sedimentari a geometria prevalentemente nastriforme, con spessore massimo di 2,5 metri. Passano

lateralmente e verso il basso a depositi di cordone litorale. In prossimità dell'area portuale sono presenti accumuli di sabbie legati ad attività antropica.

In sintesi nella zona d'interesse è riconoscibile sulla verticale il seguente schema deposizionale:

<i>Successione litostratigrafica caratteristica della zona, quote riferite al livello mare</i>			
Da circa 0 m verso l'alto	terreni di riporto sabbiosi legati ad attività umana recente.		
Da 0 m slm a circa -2.5 m	argille e torbe di retrocordone	FRONTE E PIANA DI SABBIA	ALLOMEMBRO DI RAVENNA
da circa -2.5 m a circa -8.5 m	Sabbie di cordone litorale		
da circa -8.5 m a circa -28 ÷ -29 m	Argille e limi di prodelta, alla base presenza di sabbie di cordone litorale (barriera litorale e retrobarriera)	PRODELTA E TRANSIZIONE ALLA PIATTAFORMA	
Da circa -28 ÷ -29 m a circa -35 m e oltre	Sabbie e limi di canale argine e rotta fluviale, argille e limi di piana inondabile	PIANA ALLUVIONALE	

Tabella 6.1 – Stratigrafia della zona

Morfologicamente l'area risulta pianeggiante con quote attorno al metro sul livello del mare.

Particolarmente significativa per la dinamica geomorfologia del territorio è l'andamento della subsidenza sia naturale che antropica.

Nell'area in esame, da quanto emerso dalle analisi satellitari con la tecnica interferometrica, eseguite dall'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli, si osservano, nel periodo compreso tra il 1992 e il 2000, abbassamenti dell'ordine di 0.8÷1.0 cm/anno.

### 6.1.3. IDROGEOLOGIA

Al fine di caratterizzare la falda freatica della zona ci si è avvalsi delle misurazioni del livello freatico eseguite all'interno dei fori geognostici. I controlli di campagna effettuati hanno permesso di confermare nelle grandi linee lo schema idrogeologico della zona. Il livello della falda freatica è compreso tra -0.4 m e -0.8 m dal p.c. e corrisponde al livello medio mare, variazioni di marea non incidono significativamente sul livello della falda per l'inerzia del mezzo permeabili che presenta valori sempre molto bassi rispetto all'andamento temporale delle maree. Cioè i tempi di variazione della marea sono molto più repentini rispetto ai tempi necessari all'acquifero per equilibrarsi con il livello esterno imposto. Pertanto nella zona non esiste una vera e propria morfologia di falda.

### 6.1.4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Al fine di verificare le caratteristiche geomeccaniche dei terreni dell'area di progetto, in considerazione delle previste destinazioni d'uso si è ritenuto di eseguire n. 4 CPTU, posizionate come mostra l'immagine seguente:

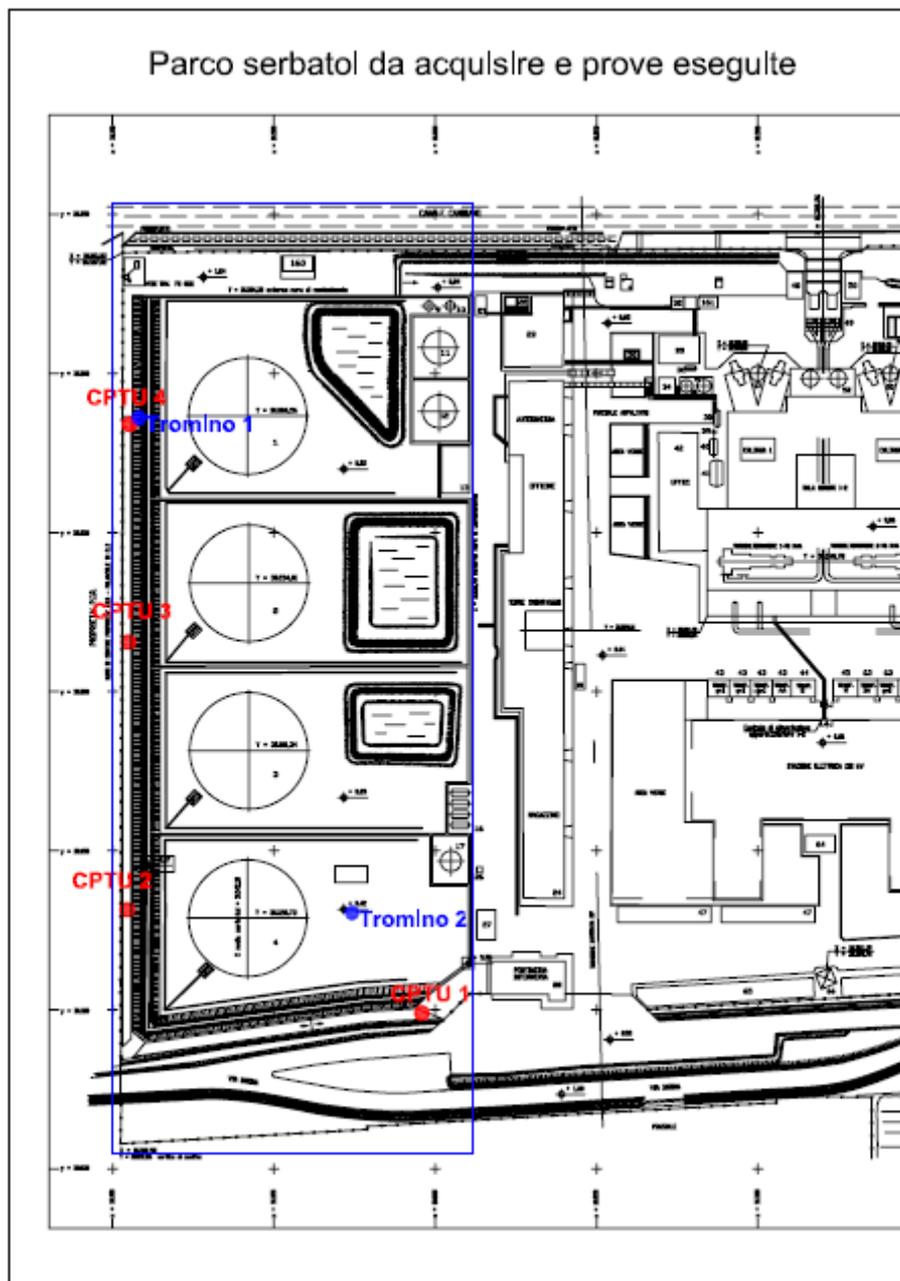


Figura 6.1 – Planimetria con prove eseguite

Allo scopo si è utilizzato un penetrometro con spinta di 30 tonnellate, montato su sottocarro (peso complessivo 5500 kg), dotato di punta elettrica costruita secondo la tipologia “Gouda” che ha permesso l’acquisizione dei dati ogni 5 cm di avanzamento.

La punta presenta dimensioni standard europee:

- Punta conica per la misura della resistenza alla punta con area pari a cmq 10 ed angolo di 60°;
- Manicotto per la misura dell'attrito laterale di cmq 150;
- Trasduttore di pressione piezo-resistivo
- Sensore inclinometrico per controllare la deviazione delle aste dalla verticale;
- Sensore di temperatura per correggere deriva dovuta al cambiamento di temperatura.

Dall'esame dei dati di lettura sono state costruite le curve che si riferiscono alla resistenza alla punta ( $Q_c$ ), alla resistenza all'attrito laterale ( $F_s$ ), alle pressioni interstiziali ( $U$ ) le cui rappresentazioni grafiche vengono riportate nei diagrammi seguenti.

Dall'indice di comportamento  $I_c$ , che è funzione di  $Q_c$  e  $F_s/Q_c$ , si è giunti alla classificazione dei terreni seguendo la metodologia suggerita dal Robertson in 1990 e le caratteristiche tecniche di ogni porzione di terreno considerato.

Vengono ora riportati i risultati delle prove CPTU:

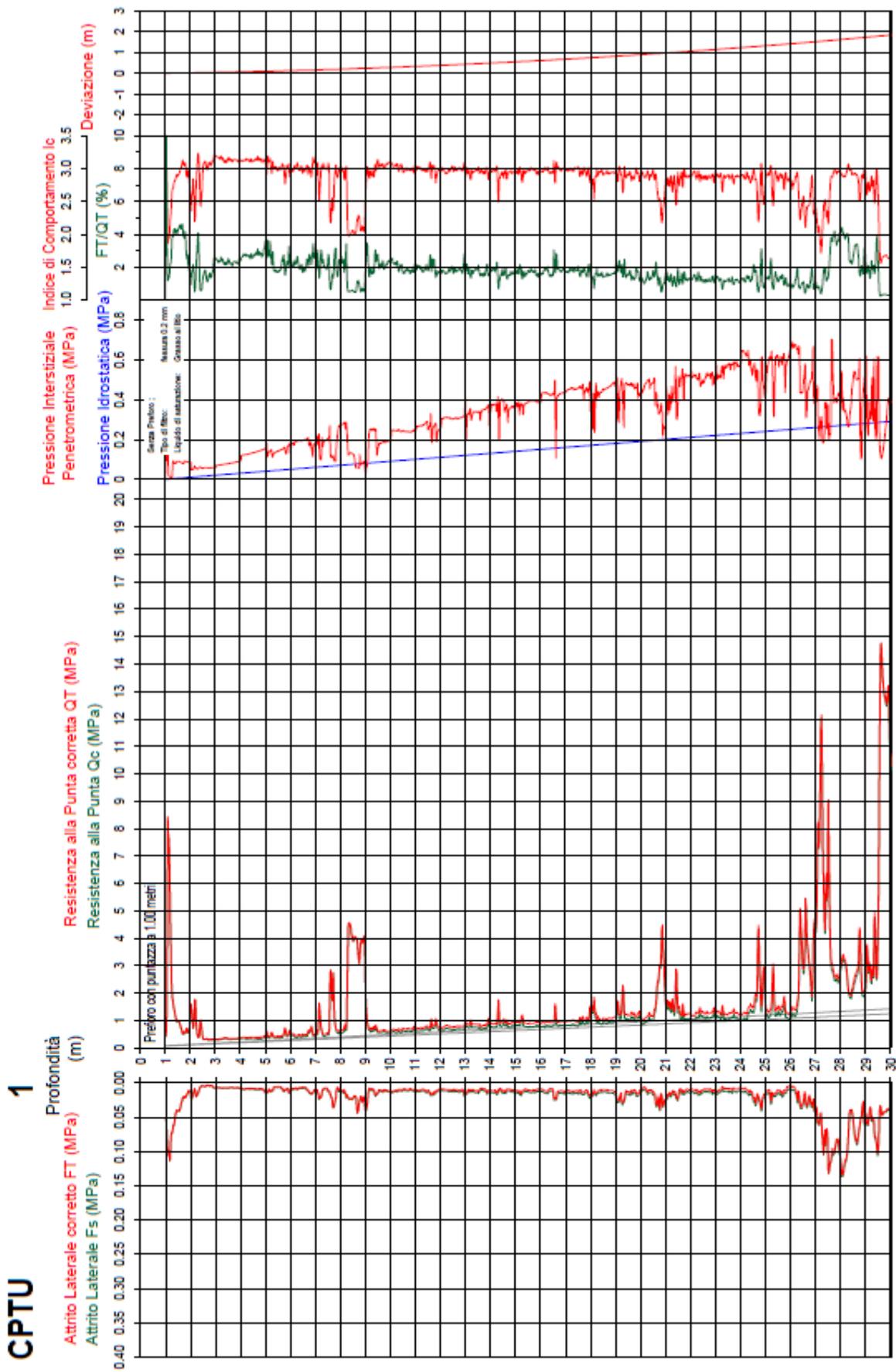


Figura 6.2 – Esito prova CPTU1

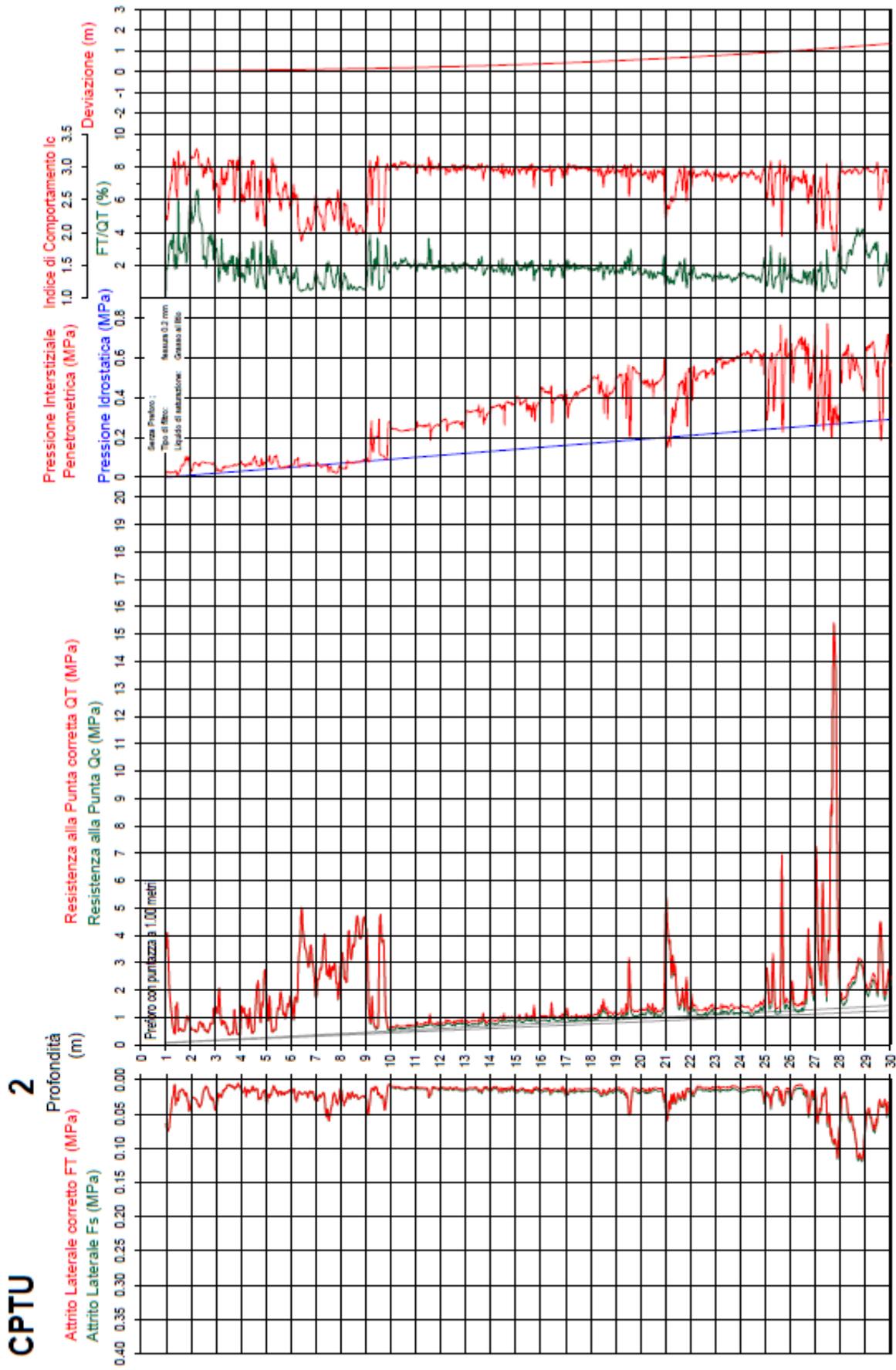


Figura 6.3 – Esito prova CPTU2

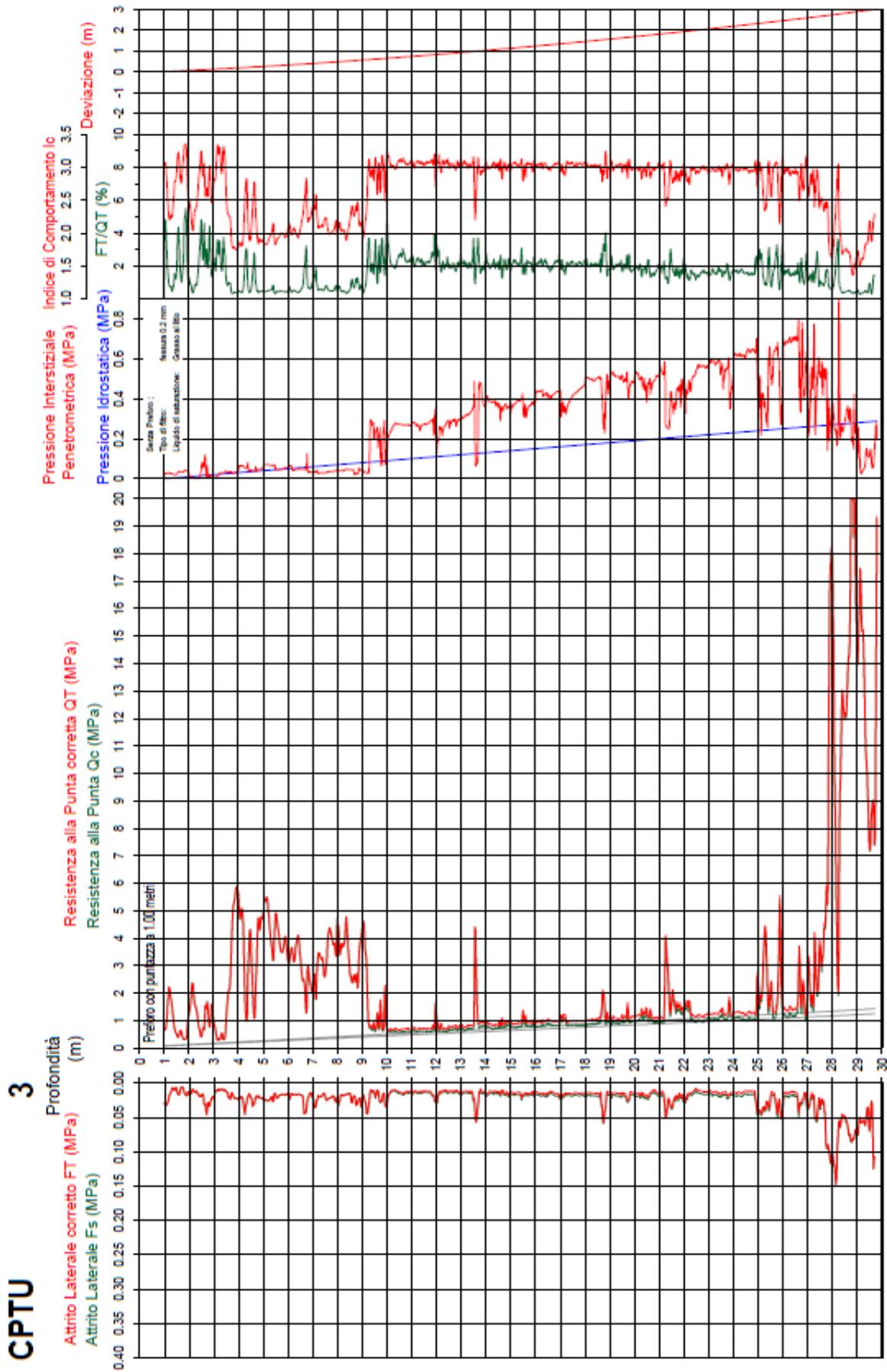


Figura 6.4 – Esito prova CPTU3

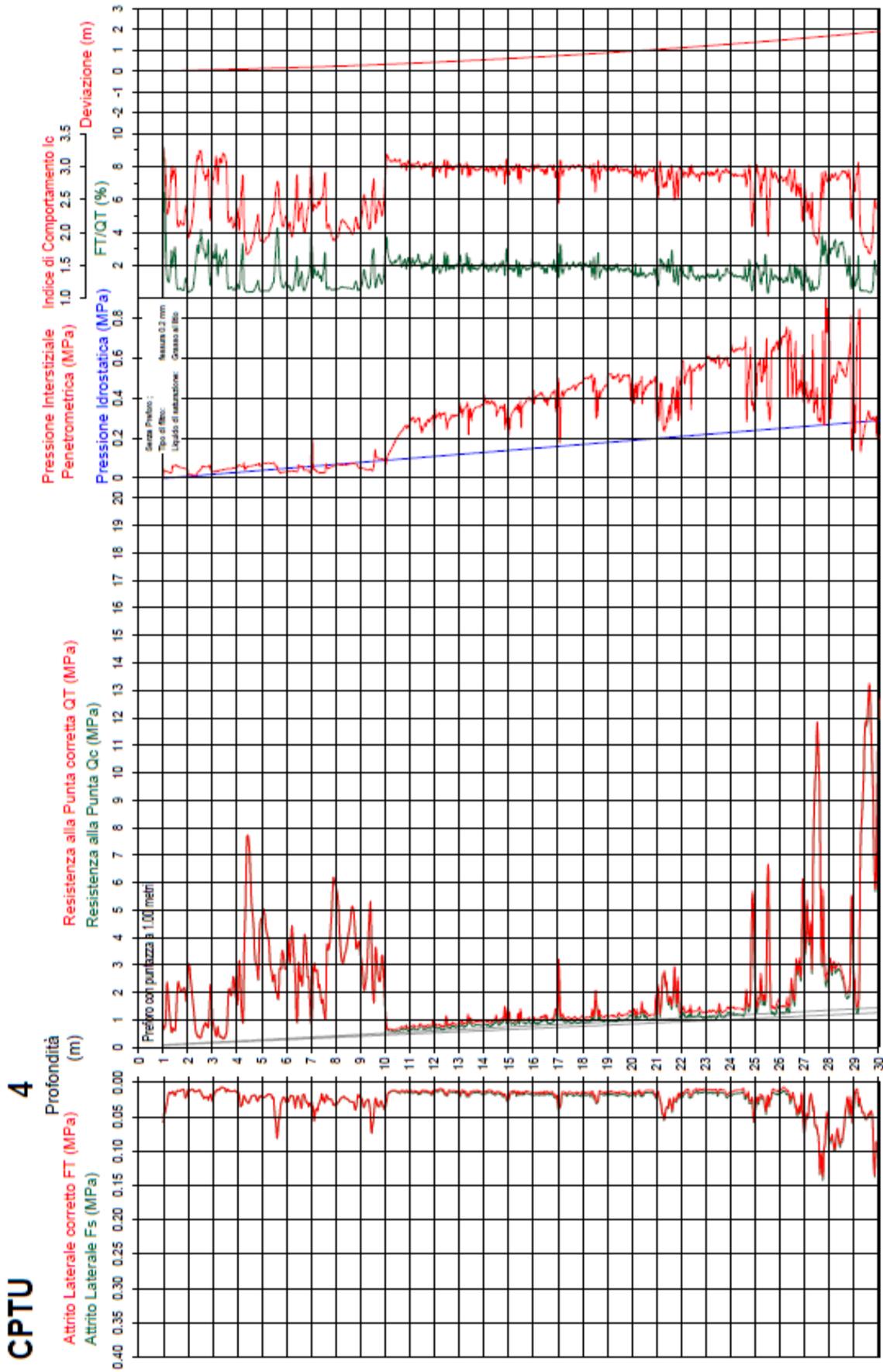


Figura 6.5 – Esito prova CPTU4

Dalle suddette prove si ricava che nel substrato sono riconoscibili le seguenti unità litostratigrafiche, riferendosi all'elemento deposizionale:

➤ ***Piana alluvionale:***

- *Litofacies: terreni antropici ovvero sabbie e limi di canale, argine e rotta fluviale.*

da 0.0 a circa 1.0÷1.2 metri dal piano campagna: terreni di riporto;

- *Litofacies: Argille e limi di piana inondabile passante verso il basso a litofacies: argille e torbe di retrocordone.*

Da circa 1.0÷1.2 m a -3.5÷4.0 m dal piano di campagna: terreni di colmata, limi sabbiosi passanti a limi argillosi a torbe, con rapporti litostratigrafici di interdigitazione, consistenza da molto molle a fluido-plastica con valori penetrometrici mediamente compresi tra 0.3 MPa e 0.8 MPa, con punte fino a 1.8÷2.2 MPa in corrispondenza dei livelli sabbioso-limosi; Per questo intervallo si evidenzia una forte disomogeneità litostratigrafica e geomeccanica: **attenzione strato con caratteristiche geotecniche molto scadenti, soggetto ad elevati cedimenti.**

- *Litofacies: sabbie di cordone litorale*

Da circa -3.8÷4.0 m a circa -9÷10 m dal piano di campagna (profondità maggiore riscontrata in corrispondenza della CPTU n.4, più prossima al Canale Candiano): terreni sabbioso-limosi con addensamento da medio a sciolto; valori penetrometrici mediamente attorno a 3÷5 MPa fino ad un massimo attorno a 6÷7 MPa.

**Nota Importante:** La prova penetrometrica CPTU n. 1 dalla profondità di -2.5 m fino a circa -8.2 m dal p.c., ha rilevato presenza di terreni limoso-argillosi normalconsolidati. Il corpo sabbioso-limoso è presente solo tra -8.2 m e -9.0 m al p.c..

- *Litofacies: Argille e limi di prodelta, alla base presenza di sabbie di cordone litorale (barriera litorale e retrobarriera)*

Da circa -9÷10 m a circa -26.5 m metri dal piano campagna: terreni prevalentemente limoso-argillosi normalconsolidati a consistenza molle-plastica; i valori penetrometrici

risultano crescenti con la profondità posizionandosi nella retta dei terreni normalconsolidati, il valori medi aumentano progressivamente con la profondità da 0.6÷0.7 MPa fino a 1.3÷1.6 MPa.

- *Litofacies: Sabbie e limi di canale argine e rotta fluviale, argille e limi di piana inondabile*

da -26.5 m a -30 m metri dal piano campagna, massima profondità indagata: terreni da sabbioso-limosi a sabbiosi con addensamento medio; fino a -29 m presenza di intervalli limoso-argillosi con scheletro sabbioso a consistenza plastica e solido-plastica; i valori penetrometrici sono mediamente crescenti con la profondità e sono compresi tra 3÷4 MPa, per i terreni iniziali con un maggiore contenuto della frazione fine, fino ad oltre 10÷13 MPa nella parte bassa in corrispondenza dei terreni sabbiosi.

Dalle prove eseguite in passato nella zona, in prossimità della banchina, si osserva che lo strato di sabbia con alternanza di stratificazioni limoso-argillosi, sempre più potenti con la profondità, si spinge fino a -50 m dal p.c., oltre fino a -60 m, massima profondità indagata, si rinvencono terreni limoso-argillosi.

Dal confronto tra le varie prove eseguite nell'area risulta per il substrato in esame una generale omogeneità litostratigrafica, eccetto:

1. per la presenza di **caratteristiche geotecniche molto scadenti** e non omogeneità litostratigrafica nei primi 3.5÷4.0 m di profondità dall'attuale p.c.. **Pertanto attenzione dovrà essere posta ai cedimenti differenziali che si potranno innescare a causa delle caratteristiche geotecniche molto scadenti e non omogenee dei terreni presenti in questo intervallo.**
2. per l'assenza del corpo sabbioso tra 3.5÷4 m e circa 9 m dal p.c. relativamente alla prova penetrometrica CPTU 1 realizzata nell'angolo Ovest del parco serbatoi. **Attenzione dovrà essere posta ad eventuali strutture che insisteranno in questa zona, risulterà opportuno eseguire indagini integrare al fine di poter comprendere i rapporti litostratigrafici.**

### 6.1.5. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

➤ *Valutazione del carico ammissibile*

Considerando che fino alla profondità di circa 4.0 m dal p.c. attuale si ritrovano terreni con caratteristiche geotecniche molto scadenti, si considerano in alternativa le seguenti ipotesi:

1. bonificare il terreno fino alla profondità di circa 4.0 m dal p.c.
2. bonifica dei terreni di riporto fino a circa -1÷2 m dal p.c. attuale e realizzazione di un adeguato precarico che permetta il consolidamento dei terreni con caratteristiche scadenti
3. realizzare fondazioni su pali

Per la costruzione di serbatoi risulta importante valutare la compatibilità dei cedimenti, impedendo eventualmente il rifluimento laterale dei terreni geotecnicamente scadenti nei primi metri.

Per i serbatoi si considera di porre la fondazione a -1.0 m dal p.c. previa bonifica dei terreni di riporto, ovvero di realizzazione di strutture di contenimento del terreno per evitare il rifluimento laterale. Nel caso specifico si considera sempre il modello di terreno a due strati, coesivo e con angolo di attrito e si valuta il carico locale considerando una fondazione equivalente di 1 metro.

Attraverso un foglio di calcolo si perviene al seguente carico di rottura

$$Q_{ult} = 262kPa$$

Il D.M. LL.PP. dell'11-03-1988 prescrive un fattore di sicurezza minimo uguale a tre da applicare al carico di rottura ( $Q_{ult}$ ), in tal modo si ottiene un carico ammissibile:

$$Q_a = 262/3 = 87kPa$$

Nel caso in cui venga realizzata una bonifica totale dei primi metri di terreno, il modello diventa quello di un terreno ad un solo strato, sabbioso, che attraverso un semplice foglio di calcolo fornisce il seguente carico a rottura:

VALUTAZIONE DEL CARICO DI ROTTURA IN TERRENO OMOGENEO			
Per la verifica del carico di rottura (Qr) si applica la formula di Terzaghi:			
<b>Qr = Nc * c * sc * sk + Nq * g1' * D + 0.5 * Ng * g2' * B * sg</b>		<b>= 51.995 ton/mq</b>	
in cui:	Nc	fattore di capacita portante dipendente dal phi	= 30.13 (Terzaghi, Prandtl & Vesic) Nc = (Nq - 1) * cotan(phi)
	Nq	fattore di capacita portante dipendente dal phi	= 18.40 (Terzaghi, Prandtl & Vesic) Nq = tan^2(45 + phi/2) * e^(pi * tan(phi))
	Ng	fattore di capacita portante dipendente dal phi (fattori calcolati assumendo un angolo di attrito interno effettivo phi ed applicando una riduzione per phi per l'addensamento del terreno (sk))	= 22.40 (Terzaghi, Prandtl & Vesic) Ng = 2 * (Nq + 1) * tan(phi)
	sk	coefficiente di riduzione per addensamento basso	= 30.00 * sk = 30°
	c	coesione	= 1.00 (1.0 per terreni molto addensati; 0.67 per terreni poco addensati)
	g1'	peso unitario efficace del terreno sopra la fondazione	= 0.00 ton/mq
	g2'	peso unitario efficace del terreno sotto la fondazione	= 1.00 ton/mc
	D	profondita di posa della fondazione	= 1.00 m
	R	raggio della fondazione	= 5.00 m
	sc	coefficiente di forma della fondazione	= 1.2 (1.0 per nastriformi; 1.2 per quadrate e circolari)
	sg	coefficiente di forma della fondazione	= 0.6 (1.0 per nastriformi; 0.8 per quadrate; 0.6 per circolari)
Applicando un fattore di sicurezza uguale a tre da applicare al carico di rottura (Qr), come prescritto del D.M.LL.PP. dell' 11-03-1988 si ottiene un carico ammissibile di:			
<b>Qa = Qr / 3</b>		<b>= 17.332 ton/mq</b>	<b>= 1.73 daN/cmq</b> <b>= 173 kPa</b>

Figura 6.6 – Valutazione del carico di rottura in terreno omogeneo

Si fa notare come questa volta i parametri siano drenati, poiché si ha a che fare con un materiale granulare; inoltre il carico a rottura è stato al solito diviso per il fattore di sicurezza 3, ottenendo il carico ammissibile

$$Q_a = 520 / 3 = 173 \text{ kPa}$$

Per entrambe le soluzioni analizzate risulta più importante valutare il carico ammissibile sulla scorta dei cedimenti tollerabili, pertanto il carico ammissibile verrà valutato anche in modo iterativo sulla base dei cedimenti ammissibili.

Infine vi è la terza ipotesi di fondazione realizzata su pali.

Considerando strutture che risultano sensibile ai cedimenti differenziali, risulterà necessario realizzare pali di fondazione, ad esempio pali Franki del diametro di 60 cm e profondi circa 8 m dal p.c..

I risultati riportati nella tabella di calcolo allegata, possono rappresentare un'utile guida per valutazioni progettuali esecutive.

Ipotizzando un palo con diametro di 60 cm lungo 8 m si ottiene un carico ammissibile di circa 88 tonnellate.

## Capitolo 6 – Progetto delle fondazioni

### DATI DEL PALO

Lunghezza palo	L	8.00 m
Diametro palo	D	0.60 m
Area di base del palo	Ap	0.2827 mq
Area laterale del palo per metro	Al	1.8850 mq/m
Densità palo	gamma cmf	2.400 ton/mc
Peso del palo	Pp	5.429 ton
Profondità inizio attrito laterale		2.00 m
Dati geotecniche ricavati da prova penetrometrica no.		3

### PORTATA ALLA BASE DEL PALO

Litologia alla base	Sabbia Limosa sciolta
Consistenza / Addensamento (Van der Veen)	
Valore della resistenza di punta sopra la base del palo L - 8*D	daN/cmq 35.000 daN/cmq = 350.000 ton/mq
Valore della resistenza di punta sotto la base del palo L + 4*D	daN/cmq 20.000 daN/cmq = 200.000 ton/mq

Capacità portante di punta del palo: media pesata della resistenza di punta nell'intervallo L-8D - L+4D

$$Q_p = 84.823 \text{ ton}$$

### PORTATA PER ATTRITTO LATERALE

In terreni coesivi la portata laterale è:

$$Q_l = A_l \cdot C_u \cdot \alpha$$

dove

secondo Skempton (1959):  
 alpha fattore di aderenza palo-terreno che dipende dal tipo di terreno, il materiale e modo di realizzazione del palo. Skempton (1959) suggerisce un alpha tra 0.30 e 0.60 e un massimo valore di  $C_u \cdot \alpha = 9.6 \text{ kg/cmq}$ .

secondo Caquot & Kerisot:  
 alpha  $(100 + C_u^2) / (100 + 7 \cdot C_u^2) = \#DIV/0!$  (Cu in ton/mq)

In questo calcolo viene applicato alpha = 0.78

In terreni non-coesivi la portata laterale di un palo con una lunghezza meno di 15 volte loro diametro è:

$$Q_l = A_l \cdot \sigma'_{vo} \cdot K_o \cdot \tan(\delta)$$

dove

$K_o$  coefficiente di spinta a riposo =  $1 - \sin(\text{angolo di attrito interno})$   
 delta angolo di attrito tra il palo ed il terreno (comunemente 20° per pali in acciaio ed oppure 0.75 del angolo d'attrito interno per pali in calcestruzzo)

In terreni non-coesivi la portata laterale di un palo con una lunghezza più di 15 volte il loro diametro secondo de Beer (1985) è:

$$Q_l = A_l \cdot F_{sm} = A_l \cdot Q_c / \text{costante}$$

dove

$F_{sm}$  resistenza laterale media, che è stimato da  $Q_c$   
 $Q_{cm}$  resistenza alla punta del penetrometro statico media  
 costante 150 per  $Q_c < 100 \text{ daN/cmq}$   
 200 per  $Q_c > 100 \text{ daN/cmq}$

Si è pertanto suddiviso il substrato in livelli omogenei dal punto di vista della meccanica, sulla base della prova penetrometrica no.

3

Profondità dal piano c. cm	Spessore strato cm	Area laterale del palo mq	STRATI COESIVI		STRATI NON-COESIVI						
			Coesione Benassi Cu daN/cmq	Capacità portante ton	L < 15 * D	Angolo di attrito interno Phi °	Tensione verticale efficace Sigma'vo daN/cmq	Capacità portante ton	L > 15 * D	Resistenza alla punta media Qcm daN/cmq	Capacità portante ton
200	150	2.8274			25.0		0.510		2.826		
350	70	1.3195			38.0		0.580		1.597		
420	50	0.9425			34.0		0.630		1.248		
470	180	3.3929			37.0		0.810		5.757		
650	110	2.0735			34.0		0.920		4.011		
760	20	0.3770			36.0		0.940		0.744		
780	20	0.3770			35.0		0.960		0.761		
800											
Totale		11.3097		0.000					16.945		

La totale portata laterale  $Q_l$  del palo dovuto al attrito nei strati coesivi e granulari è di 16.945 ton

Addotando un coefficiente di sicurezza uguale a 2 si ottiene il carico ammissibile per attrito laterale  $Q_{al}$

$$Q_{al} = Q_l / 2 = 8.473 \text{ ton}$$

### TOTALE PORTATA DEL PALO

Il totale carico ammissibile del palo è	$Q_{tot} = Q_{ap} + Q_{al} - P_p =$	87.867 ton
-----------------------------------------	-------------------------------------	------------

Figura 6.7 – Analisi di portanza del palo isolato

Valutazioni più precise potranno essere eseguite in fase esecutiva sulla scorta di una più precisa conoscenza delle strutture in progetto.

➤ **Entità dei cedimenti**

L'indicazione dell'entità dei cedimenti viene ricavata considerando un carico ammissibile di 90 KPa incidente su una fondazione equivalente con diametro di 10 metri e posta a -1.0 m dal p.c.. Inoltre si è considerato, sempre per la stessa fondazione, un carico incidente direttamente sui sottostanti terreni sabbiosi.

Per tali calcoli dei cedimenti si utilizza la formula di Terzaghi-Busmann ove si considera la metodologia dei "cedimenti a tempo infinito e all'80% di costipamento dei pori".

$$\Sigma S = \Delta h \times m_v \times \Delta p \quad (6.1)$$

dove:

S = entità del cedimento

h = spessore terreno sottoposto al carico

$m_v$  = coefficiente di compressibilità volumetrica ottenuto da  $1/\alpha \cdot Q_{cm}$

$\alpha$  = fattore dipendente dalla litologia

I risultati dei calcoli, riportati nella tabella allegata, evidenziano cedimenti in generale compatibili con le strutture in progetto, attenzione dovrà comunque essere posta ai terreni di riporto ed a quelli geotecnicamente scadenti e non omogenei presenti fino a circa -3.8÷4 m dal p.c. attuale.

N. Prova	Cedimento (cm) Fondazione 10x10 m a -1.0 m da p.c. attuale – Qa=90 kPa	Cedimento (cm) Fondazione 10x10 m a -3.0 m da p.c. attuale – Qa=90 kPa
CPTU 1 (assenza del corpo sabbioso)	17.7	18.69
CPTU 2	10.18	9.66
CPTU 3	9.24	8.77
CPTU 4	8.10	7.93

Tabella 6.2 – Cedimenti a varie profondità relativi ai 4 siti analizzati

Si evidenzia dalla soprastante tabella il diverso comportamento dei terreni in corrispondenza della prova n. 1, dove risulta assente il terreno sabbioso.

Pertanto grande attenzione dovrà essere posta per eventuali interventi in tale zona: approfondire le conoscenze dei rapporti litostratigrafici.

➤ *Microzonizzazione sismica*

In base alla OPCM n.3274/2003 e successivo O.P.C.M. n. 3519/2006, l'area ricade in zona 3 (grado di sismicità  $S=6$  e coefficiente di intensità sismica  $C=0.04$  del D.M. 16/01/1996), con accelerazione massima al suolo di categoria A pari ad  $a_g=0.15g$ .

La prova eseguita impiegando la metodologia dei microtremori ha evidenziato, utilizzando l'inversione H/V con il metodo proposto da Nakamura, secondo la teoria descritta da Aki (1964) e Ben-Menahem & Sing (1981), una  $V_{s30}$  di circa 177÷180 m/s, in accordo con quanto riscontrato dalle prove geognostiche eseguite.

Pertanto i fattori di amplificazione da utilizzare saranno

- F.A. P.G.A. = 1.8
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE  $0.1s < T_0 < 0.5s = 2.2$
- F.A. INTENSITA' SPETTRALE  $0.5s < T_0 < 1.0s = 2.5$

L'analisi delle frequenze di amplificazione del sito evidenzia, con le dovute cautele, l'amplificazione di risonanza tipica del terreno e, di conseguenza, l'altezza critica degli edifici che in caso di sisma possono entrare in risonanza con il terreno.

Nel caso specifico è possibile attribuire una frequenza propria del deposito esaminato pari a circa 1.8 Hz, corrispondente ad un periodo  $T=0.55$  sec.

Da un punto di vista empirico è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere calcolata con la seguente formula:

Freq. Naturale edificio  $\approx 10$  Hz/numero dei piani

Pertanto il numero di piani critico per il sito oggetto di indagine sarà:

$(10 \text{ Hz} / 1.8 \text{ Hz}) = 5.5$  piani.

Quindi eventuali edifici con altezza corrispondente a circa 5÷6 piani presenteranno la massima criticità, potendo entrare in risonanza con le frequenze naturali del deposito che costituisce i terreni di fondazione.

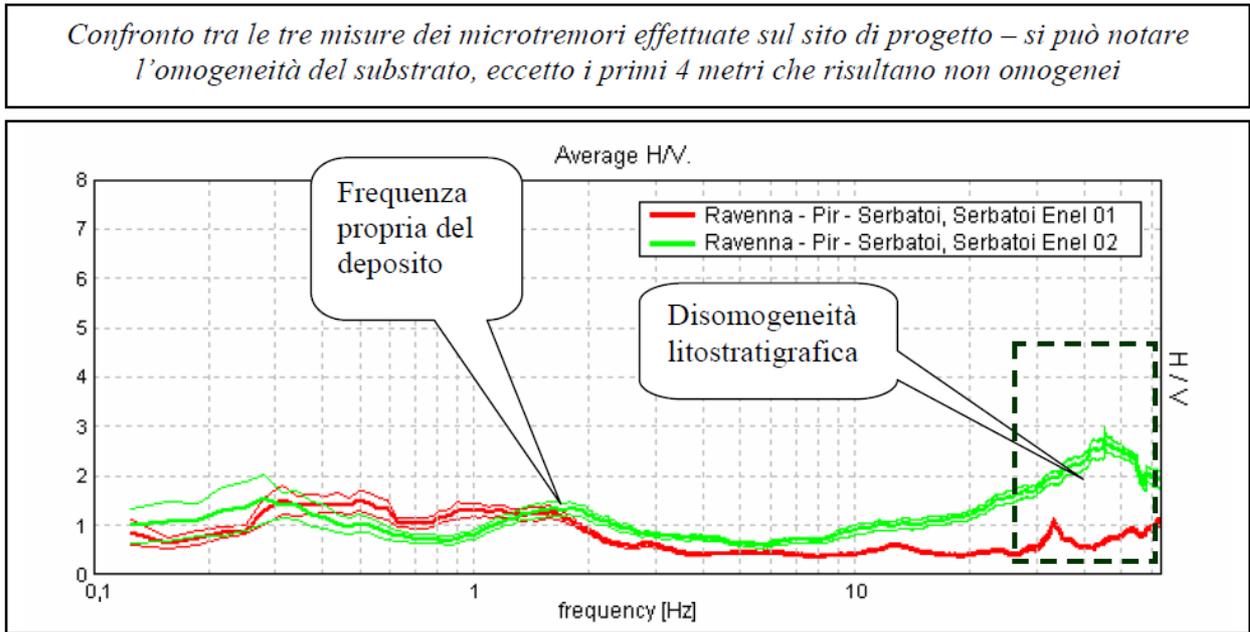


Figura 6.8 – Esposizione risultati prove con microtremori

### 6.1.6. CONCLUSIONI

L'area oggetto dell'indagine è caratterizzata da un morfotipo antropico, si trova in una zona ad uso industriale.

Il substrato dell'area indagata è costituito da terreni di riporto con spessore variabile compreso tra circa -1.0 m e circa -1.2 m dal piano di campagna attuale. Seguono, fino a -3.8÷4.0 m terreni di colmata e di retroduna limoso-argillosi, a luoghi sabbiosi con caratteristiche geotecniche da scadenti a molto scadenti. Sottostante, fino a circa -9÷10 m, si rinvengono terreni sabbioso-limosi a consistenza da sciolta a media, sovrastanti terreni limoso-argillosi normalconsolidati fino a -26.5 m di profondità.

In considerazione delle destinazioni dell'area di progetto, in particolare per la realizzazione di eventuali nuovi serbatoi, risultano adeguate fondazioni a platea. Per tali strutture il carico ammissibile risulta attorno a  $Q_a=80\div90$  kPa, valore valido anche localmente.

I cedimenti per i carichi ipotizzati risultano compatibili con le strutture in esame, attenzione dovrà comunque essere posta ad eventuali strutture da realizzarsi nella zona della prova n. 1, presenza argille-limose normalconsolidate ed assenza del corpo sabbioso, terreni geotecnicamente molto scadenti fino a circa 8 m dal p.c..

Per il piano di posa, considerando carichi non eccessivi, risulta unicamente importante bonificare i terreni di riporto fino a circa 1÷1.2 m, sostituendo con terreno inerte costipato fino al piano di posa della fondazione.

Anche se i carichi non risultano eccessivi, particolare attenzione dovrà comunque essere posta ai terreni geotecnicamente scadenti presenti fino a -4.0 m dal p.c., in particolare per eventuali serbatoi. Risulterà opportuno eseguire eventuali opere di contenimento dei terreni laterali, ovvero bonificare il terreno fino alla profondità di circa 4.0 m dal p.c. attuale.

Infine, a seguito della microzonizzazione sismica eseguita, si ha per il substrato in esame una velocità delle onde di taglio  $V_{s30}=177\div 180\text{m/s}$ .

## **6.2. PROGETTO DELLA FONDAZIONE PER IL SERBATOIO TK8**

Il presente paragrafo riguarda il dimensionamento della fondazione del serbatoio TK8 verificato in precedenza.

La struttura di fondazione sulla quale verrà installato è costituita da una platea circolare di diametro 25 e spessore 50 cm; essa sarà irrigidita mediante un anello esterno in c.a. di sezione pari a 70 x 120 cm e da 4 elementi interni in c.a., disposti a croce, di sezione pari a 50 x 70 cm. Nella zona interna compresa tra gli irrigidimenti, viene disposto del materiale arido ben compattato mentre al centro della fondazione sarà realizzato un bacino di raccolta per l'eventuale fuoriuscita di liquidi.

I cedimenti differenziali dovuti ai carichi trasmessi dal serbatoio risultano maggiori di quelli ammissibili dal terreno per cui si prevede la realizzazione di 95 pali in c.a. di diametro 54 cm fino a lunghezza di circa 7.20 m.

I pali non vengono quindi inseriti per sopportare i carichi trasmessi dalla struttura di fondazione ma solo per ridurre i cedimenti del terreno. Il calcolo della platea sarà quindi effettuato trascurando la presenza dei pali stessi.

Il calcolo delle sollecitazioni in fondazione è stato effettuando avvalendosi del programma di calcolo agli elementi finiti SismiCad, in accordo con le normative vigenti. Il coefficiente di Winkler adottato per il terreno  $K_w = 0.8$ .

I calcoli sono stati effettuati secondo i normali metodi della Scienza delle Costruzioni, nel rispetto delle normative vigenti in materia di costruzioni; in particolare si è fatto riferimento alla legge D.M. 14/01/2008, “Norme tecniche per le costruzioni” e alle norme API Std 650 per la valutazione dello stato di sollecitazione in serbatoi non ancorati in zona sismica.

### 6.2.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### CALCESTRUZZO C25/30

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata =  $\alpha_{cc} = 0.85$ ;

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo  $\gamma_c = 1.5$ ;

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni =  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ;

Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.6 \text{ N/mm}^2$ ;

Resistenza media a trazione semplice =  $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$ ;

Resistenza caratteristica a trazione =  $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.80 \text{ N/mm}^2$ ;

Resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.20 \text{ N/mm}^2$ ;

Modulo elastico =  $E_C = 22000 \cdot [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$ .

Classe di esposizione: XC2

Classe di consistenza: S4

#### ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO B450C AD ADERENZA MIGLIORATA

Controllato in stabilimento di produzione

Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio  $\gamma_s = 1.15$ ;

Tensione caratteristica di snervamento =  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ;

Tensione caratteristica di rottura =  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ ;

Tensione di calcolo di snervamento:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ ;

### 6.2.2. AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE

#### PESO PROPRIO DEL SERBATOIO

Dalla relazione di calcolo del serbatoio, si estrapolano i seguenti valori dei carichi:

- peso totale copertura:  $P_{cop} = 358 \text{ kN}$
- peso totale mantello:  $P_{mantello} = 648 \text{ kN}$
- peso totale fondo:  $P_{fondo} = 297 \text{ kN}$
- pressione del liquido:  $p_{liquido} = 10 \cdot 14,126 = 141,26 \text{ kN/m}^2$

Il peso del mantello e della copertura vengono applicati soltanto lungo l'anello circolare esterno della fondazione mentre il peso del fondo e del liquido in esso contenuto vengono applicati come una pressione uniforme sul fondo. Si ha quindi:

- carico lineare anello circolare:  $(P_{\text{cop}} + P_{\text{mantello}})/(2\pi R) = 13,92 \text{ kN/m}$
- pressione uniforme in fondazione:  $P_{\text{fondo}}/(\pi R^2) + p_{\text{liquido}} = 141,97 \text{ kN/m}^2$

### PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE

La struttura di fondazione sulla quale verrà installato è costituita da una platea circolare di diametro 25 e spessore 50 cm; essa sarà irrigidita mediante un anello esterno in c.a. di sezione pari a 70 x 120 cm e da 4 elementi interni in c.a., disposti a croce, di sezione pari a 50 x 70 cm. Nella zona interna compresa tra gli irrigidimenti, viene disposto del materiale arido ben compattato mentre al centro della fondazione sarà realizzato un bacino di raccolta nel caso di fuoriuscita di liquidi. Si ha quindi:

$$P_{\text{fondazione}} = \gamma_{\text{cls}} \cdot s_p = 12,50 \text{ kN/m}^2;$$

$$P_{\text{irrigidimenti}} = \gamma_{\text{cls}} \cdot \sum_i A_i \cdot L_i / A_{\text{fond}} = 5,54 \text{ kN/m}^2;$$

$$p_{\text{materiale compattato}} = \gamma_m \cdot h_m = 21,60 \text{ kN/m}^2.$$

Essendo:  $\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$

$$h_m = 1,20 \text{ m}$$

L'azione sismica è stata valutata in accordo al D.M. 14 gennaio 2008.

In particolare, dalla relazione di calcolo del serbatoio si estrapola il valore del momento flettente alla base dovuto all'azione sismica:

$$M_0' = 44500 \text{ kN m.}$$

Poiché il serbatoio non viene ancorato alla base, il momento origina lungo una quota parte del perimetro di appoggio degli sforzi di trazione che tendono a sollevare il serbatoio stesso e degli sforzi di compressione nella parte restante.

In presenza di un evento sismico rilevante il momento ribaltante è contrastato solo da peso della parete e dal peso della copertura; si può verificare conseguentemente il sollevamento del fondo metallico in un tratto del perimetro. Si ipotizza che si verifichi la plasticizzazione della zona sollevata e che lungo il lato compresso si raggiunga la resistenza massima della parete nei confronti dell'instabilità.

Per limitare conseguenze irreversibili del sisma sulle fondazioni è necessario definire pertanto un criterio razionale di gerarchie delle resistenze che consenta di dimensionare con sufficiente

sovraresistenza la fondazione di un serbatoio non ancorato individuando la massima azione sollecitante che può essere realisticamente trasmessa dalla sovrastruttura.

Tenuto conto del meccanismo resistente indicato che sfrutta dal lato teso la plasticizzazione della zona sollevata e dal lato compresso la resistenza della parete nei confronti dell'instabilità, il criterio di verifica qui proposto consiste nel supporre che la zona sollevata fornisca il medesimo contributo,  $w_L$ , determinato con l'analisi già illustrata, mentre nella zona compressa venga ovunque raggiunta la resistenza massima disponibile. Per valori ricorrenti del rapporto  $R/t_w$  tra il raggio del serbatoio e lo spessore della prima virola la compressione massima risulta limitata dal carico critico euleriano:

$$N_{cr} = 0,605 \frac{Et_w^2}{R} \quad (6.2)$$

Verificandosi l'instabilità in campo elastico per  $R/t_w > 0.605E/f_y$ .

Assunto  $E=210$  GPa,  $f_y = 235$  MPa, l'instabilità precede la plasticizzazione per valori di  $R/t_w \geq 500$ , condizione questa usuale per i serbatoi metallici non ancorati.

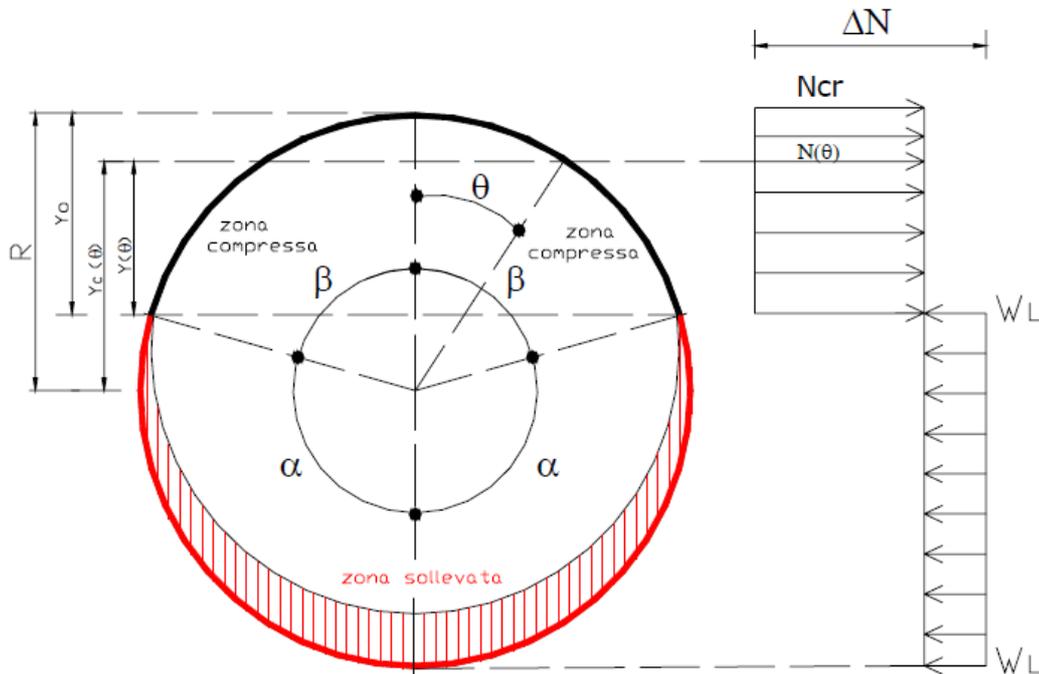


Figura 6.9 –Carichi stabilizzanti lungo il mantello (distribuzione per il calcolo in fondazione)

Fissato quindi il criterio di gerarchia delle resistenze, ripetendo i passi dell'analisi fatta già per quanto riguarda il mantello, con la distribuzione di sforzi assiali alla base della parete illustrata nella figura soprastante si determina, con l'equazione di equilibrio verticale, il valore dell'angolo  $\beta$  tramite la relazione:

$$\boxed{\frac{(N_{cr} + w_L)}{(w_T + w_L)} = \frac{\pi}{\beta}} \quad (6.3)$$

A sua volta il momento massimo sollecitante la fondazione,  $M_0'$ , si ricava dall'equazione di equilibrio alla rotazione che fornisce:

$$\boxed{\frac{M_0'}{D^2(w_T + w_L)} = \frac{\pi \sin \beta}{2 \beta}} \quad (6.4)$$

Nel caso in esame il momento  $M_0'$  sollecitante la base è noto, pertanto verranno utilizzate le due formule per ottenere lo sforzo normale critico  $N_{cr}$  e l'angolo  $\beta$ .

La reazione verticale trasmessa alla parete nella zona di sollevamento vale:

$$w_L = t_b \cdot \sqrt{f_y \cdot \gamma \cdot H} \quad (6.5)$$

dove:  $t_b$  = spessore del fondo metallico  
 $f_y$  = tensione di snervamento dell'acciaio

Il carico critico per il quale si verifica instabilità risulta pari a:

$$N_{cr} = (\pi / \beta) \cdot (w_L + w_T) - w_L \quad (6.6)$$

dove:

$2\beta$  = estensione angolare della zona compressa

$w_T$  = peso della parete e della copertura che insiste alla base di un tratto unitario di perimetro

L'angolo  $\beta$  si estrapola dalla seguente relazione:

$$\frac{M_0'}{D^2 \cdot (w_L + w_T)} = \frac{\pi \cdot \sin \beta}{2 \beta} \quad (6.7)$$

Ricordando le formule fornite dalle Api 650:

$$w_L = 99 t_a \sqrt{f_y \gamma H} = 40,14 kN / m$$

$$w_T = \frac{648 + 358}{2\pi R} = 13,92 \text{ kN/m}$$

si perviene a:

$$\beta = 58^\circ = 1,012 \text{ rad}$$

$$N_{cr} = 127,63 \text{ kN/m}$$

### CARICHI TOTALI IN FONDAZIONE

In funzione delle diverse azioni considerate, trascurando i pesi propri della struttura di fondazione, la stessa risulterà sollecitata da:

- Carichi permanenti:

$$\begin{aligned} p_{perm} &= P_{fondo}/(\pi R^2) + p_{liquido} + p_{materiale\ compattato} = \\ &= 141,97 + 21,60 = 163,57 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Azione sismica:

$$q_{c,anello} = N_{cr} = 127,63 \text{ kN/m}$$

$$q_{t,anello} = w_L = 40,14 \text{ kN/m}$$

Queste due sono le azioni elementari che sollecitano la fondazione, e la combinazione più gravosa risulta essere la somma diretta delle due, con il sisma agente lungo una generica direzione, per simmetria.

## **6.2.3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICA DEGLI ELEMENTI**

### SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura viene schematizzata come segue:

- struttura di fondazione costituita da una platea circolare di diametro 25 e spessore 50 cm schematizzata mediante elementi “shell” su letto di molle a reazione verticale  $K_w = 0.8 \text{ daN/cm}^3$  (terreno alla Winkler).
- anello esterno di sezione pari a 70 x 120 cm schematizzato mediante elementi “shell”.
- irrigidimenti interni costituiti da 4 elementi interni in c.a., disposti a croce, di sezione pari a 50 x 70 cm schematizzati mediante elementi “beam”.

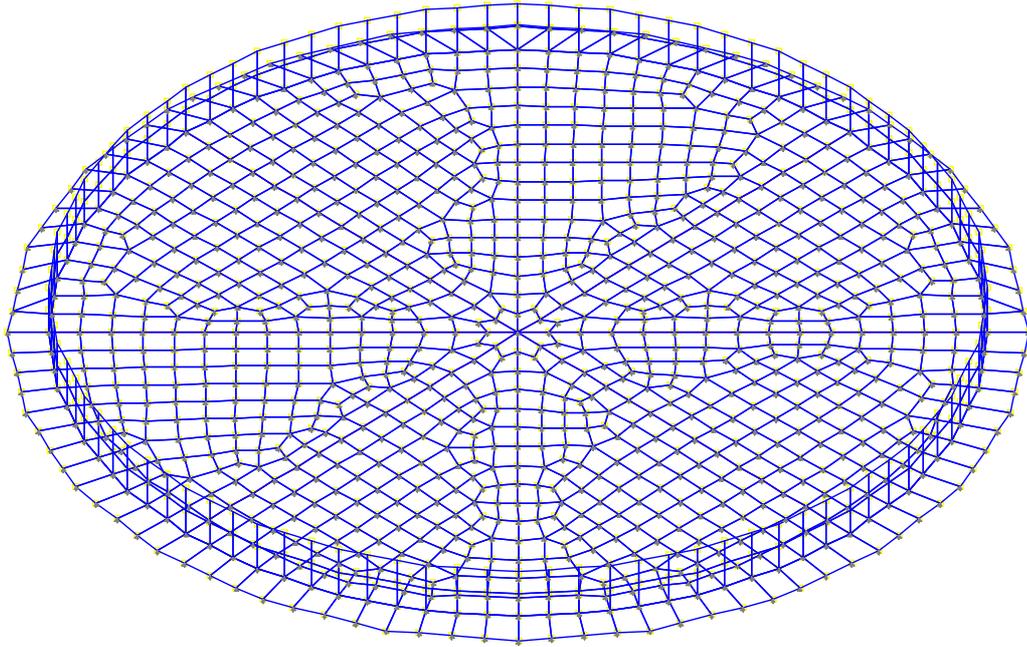


Figura 6.10 – Modello agli elementi finiti della platea di fondazione

### SOLLECITAZIONI E VERIFICA DELLA PLATEA

Il calcolo della platea di fondazione è stato effettuato trascurando la presenza dei pali i quali vengono inseriti al solo scopo di ridurre i cedimenti del terreno.

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni ottenute dal programma di calcolo impiegato SismiCad, inserendo la combinazione di carico sopra descritta.

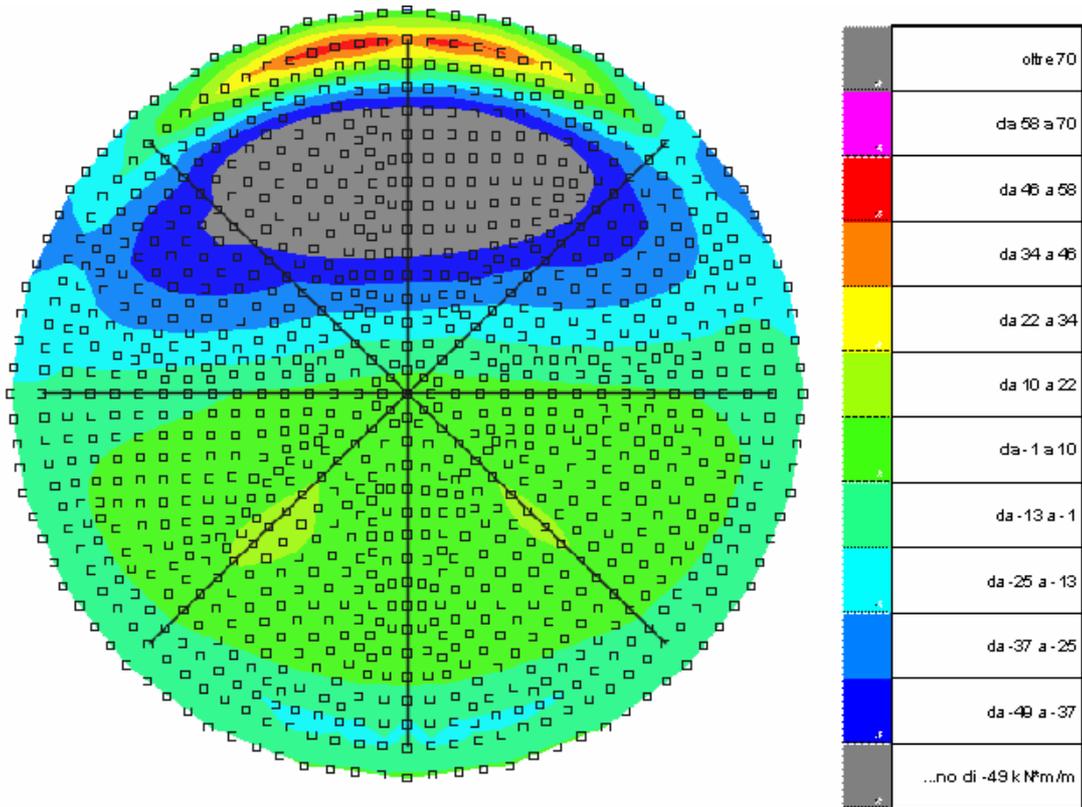


Figura 6.11 – Andamento del momento sulla platea in direzione x

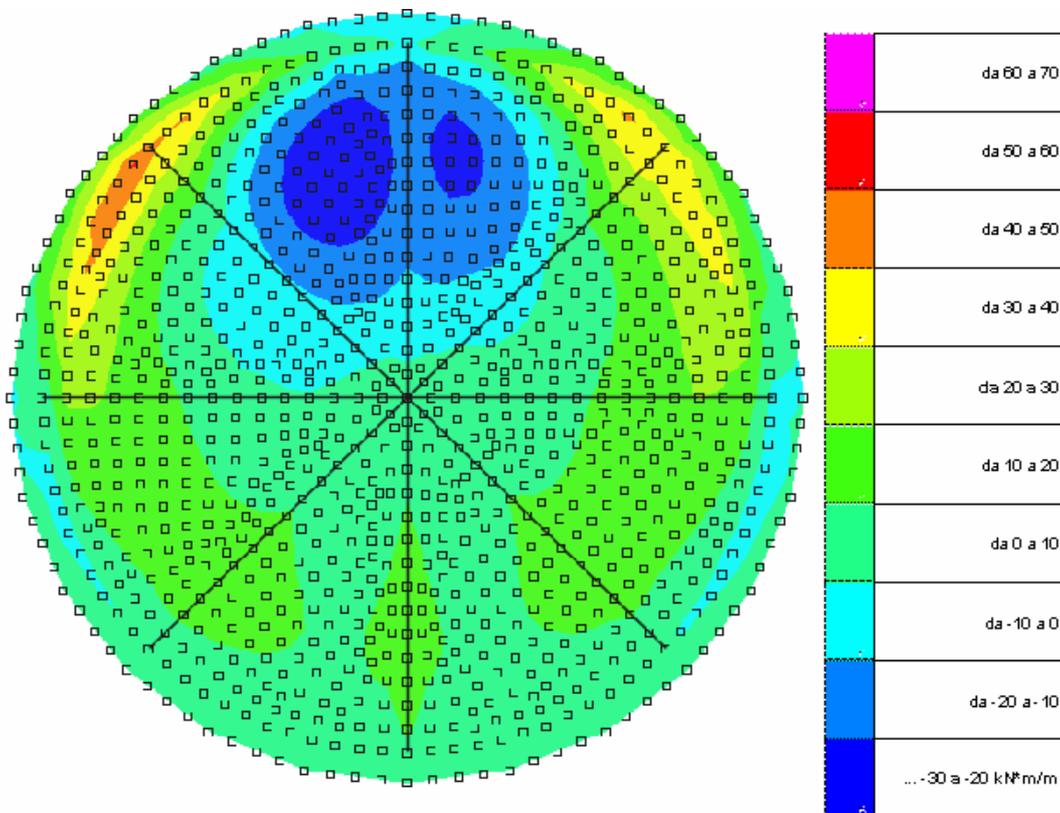


Figura 6.12 – Andamento del momento sulla platea in direzione y

I momenti massimi in fondazione valgono:

$$M_{\max, \text{radiale}} = -74,51 \text{ kN m/ml}$$

$$M_{\max, \text{circolare}} = 66,12 \text{ kN m/ml}$$

La fondazione risulta ovunque armata con  $\Phi 14/25$  superiore ed inferiore in direzione radiale e con  $\Phi 12/20$  superiore ed inferiore sul resto della platea.

Nella zona centrale l'armatura sarà costituita da ferri  $\Phi 16/20 \times 20$  sul lato inferiore e di ferri  $\Phi 12/20 \times 20$  sul lato superiore della platea.

Le verifiche si effettuano considerando una striscia di larghezza unitaria, quindi una sezione rettangolare 100 x 50 cm. Le formule utilizzate sono quelle relative agli stati limite ultimi, implementate per semplicità in un programma di calcolo.

Per quanto riguarda la verifica in direzione radiale, si ottiene un momento resistente pari a:

$$M_{R,r} = 105,4 \text{ kN m} > M_{\text{radiale}} = 74,51 \text{ kN m/ml}$$

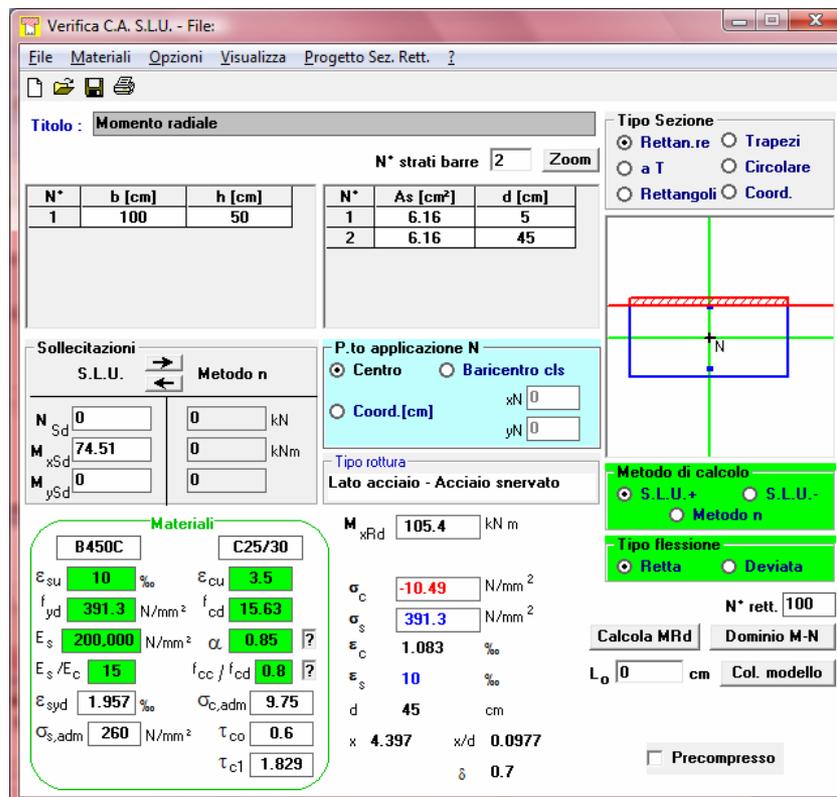


Figura 6.13 – Screenshot del calcolo agli SLU della platea (direzione radiale)

In direzione circolare si ottiene invece:

$$M_{R,c} = 96.92 \text{ kN m} > M_{\text{circolare}} = 66.12 \text{ kN m/m}$$

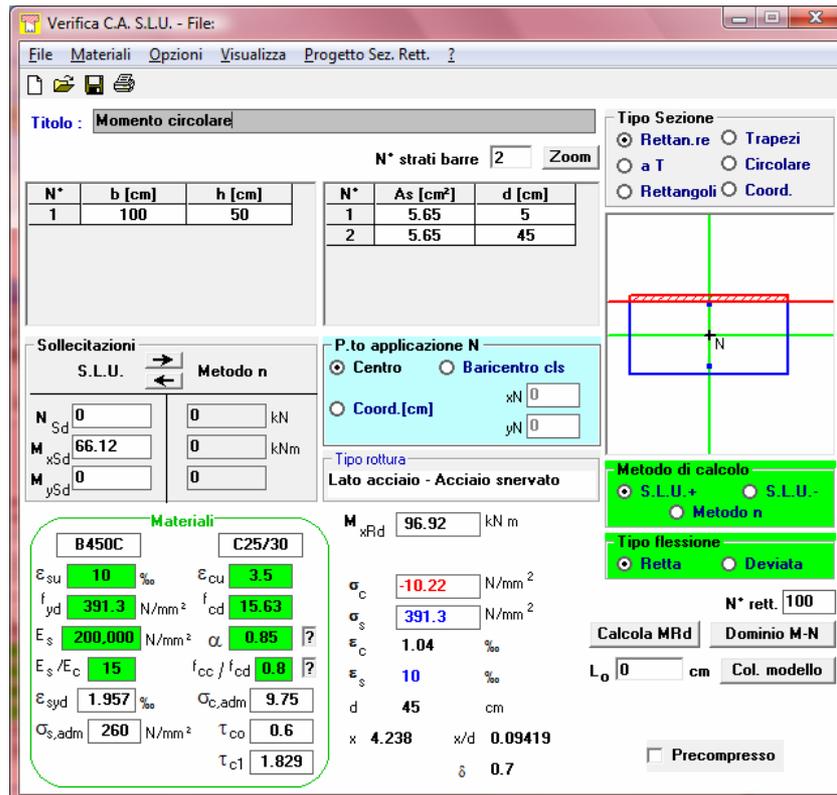


Figura 6.14 – Screenshot del calcolo agli SLU della platea (direzione circonferenziale)

La platea di fondazione risulta pertanto verificata.

### SOLLECITAZIONI E VERIFICA ELEMENTI IRRIGIDENTI

Gli irrigidimenti interni sono costituiti da quattro elementi disposti a croce di sezione 50x70 cm. Di seguito si riporta l'andamento dei momenti flettenti sui diversi irrigidimenti ottenuti con il programma di calcolo agli elementi finiti impiegato.

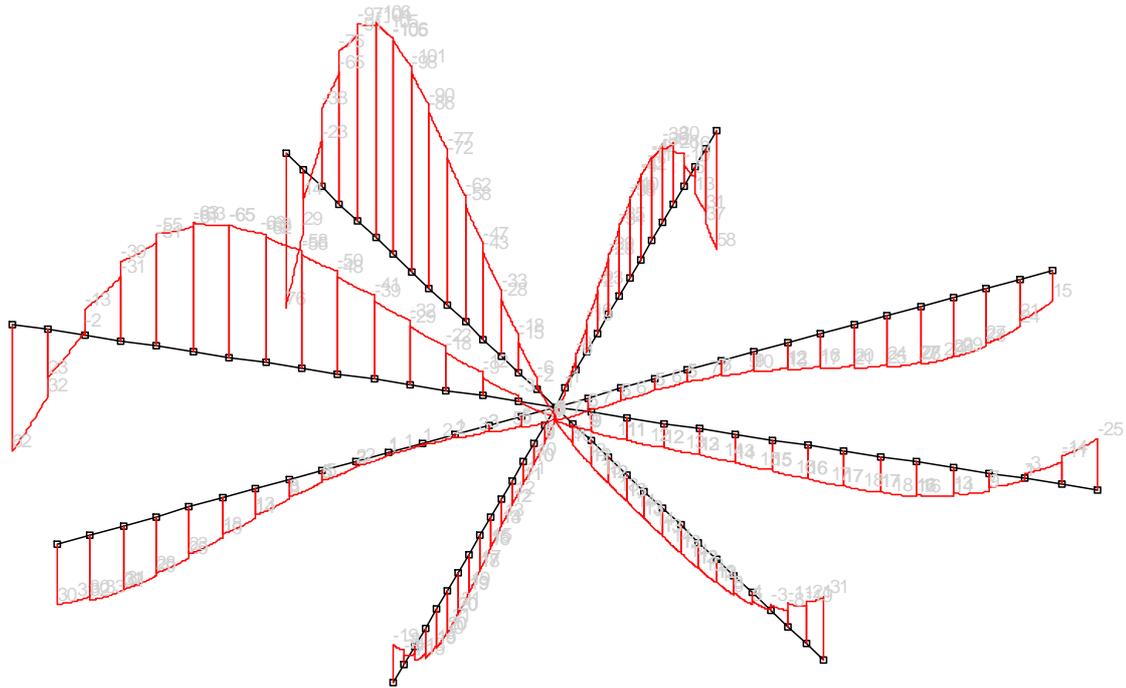


Figura 6.15 – Diagramma del momento flettente lungo gli irrigidimenti radiali

I momenti positivo e negativo massimo valgono rispettivamente:

$$M_s^+ = -106 \text{ kN m}$$

$$M_s^- = 76 \text{ kN m}$$

Le verifiche si effettuano per mezzo del programma menzionato, che implementa le formule degli SLU, considerando una sezione a T avente le seguenti caratteristiche:

$$B = 150 \text{ cm}$$

$$B = 150 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$H = 120 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$A_s = 5\Phi 20 = 15,71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$A'_s = 5\Phi 20 + 5\Phi 12 = 21,36 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad c = 115 \text{ cm}$$

$$A''_s = 8\Phi 12 = 9,05 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad c = 75 \text{ cm}$$

Per il momento positivo si ottiene:

$$M_R^+ = 1154 \text{ kN m} > M_s^+ = 106 \text{ kN m}$$

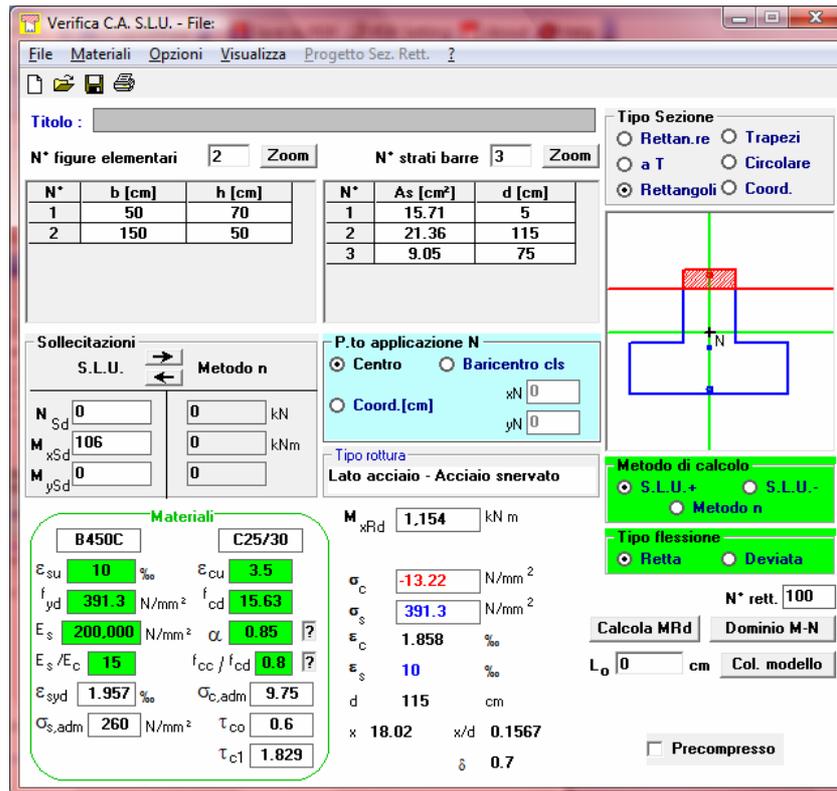


Figura 6.16 – Screenshot del calcolo agli SLU degli irrigidimenti radiali (momento positivo)

Mentre per il momento negativo si ha:

$$M_R = 830 \text{ kN m} > M_s^+ = 76 \text{ kN m}$$

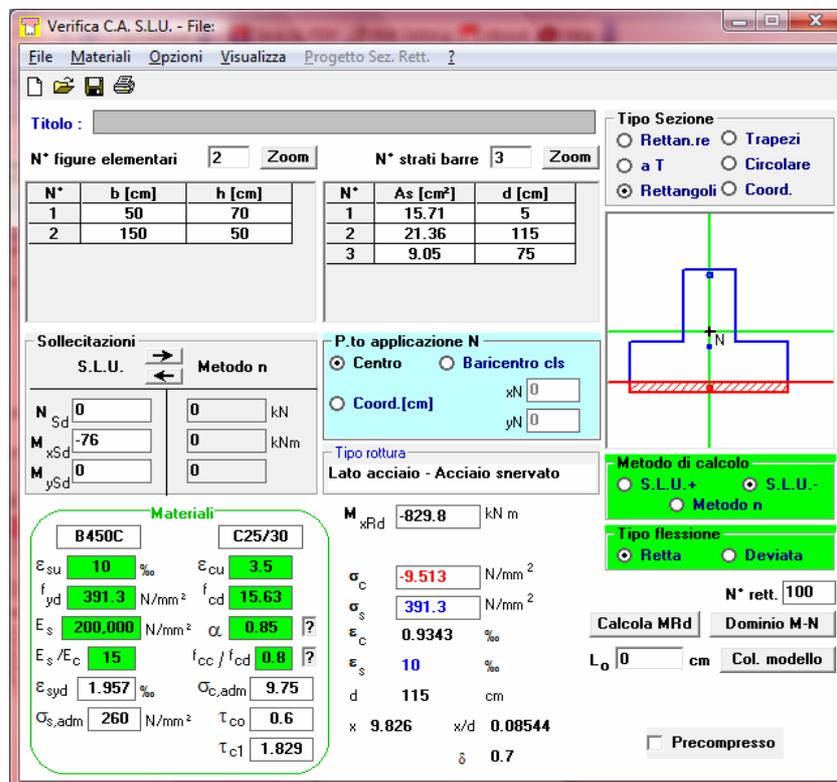


Figura 6.17 – Screenshot del calcolo agli SLU degli irrigidimenti radiali (momento negativo)

Anche gli irrigidimenti risultano verificati.

SOLLECITAZIONI E VERIFICA ANELLO ESTERNO

La struttura di fondazione viene irrigidita oltre che da elementi disposti a croce anche da un anello circolare esterno di sezione pari a 70x120 cm.

Di seguito si riporta l'andamento del momento flettente agente sull'anello in c.a., ottenuto con il programma di calcolo agli elementi finiti.

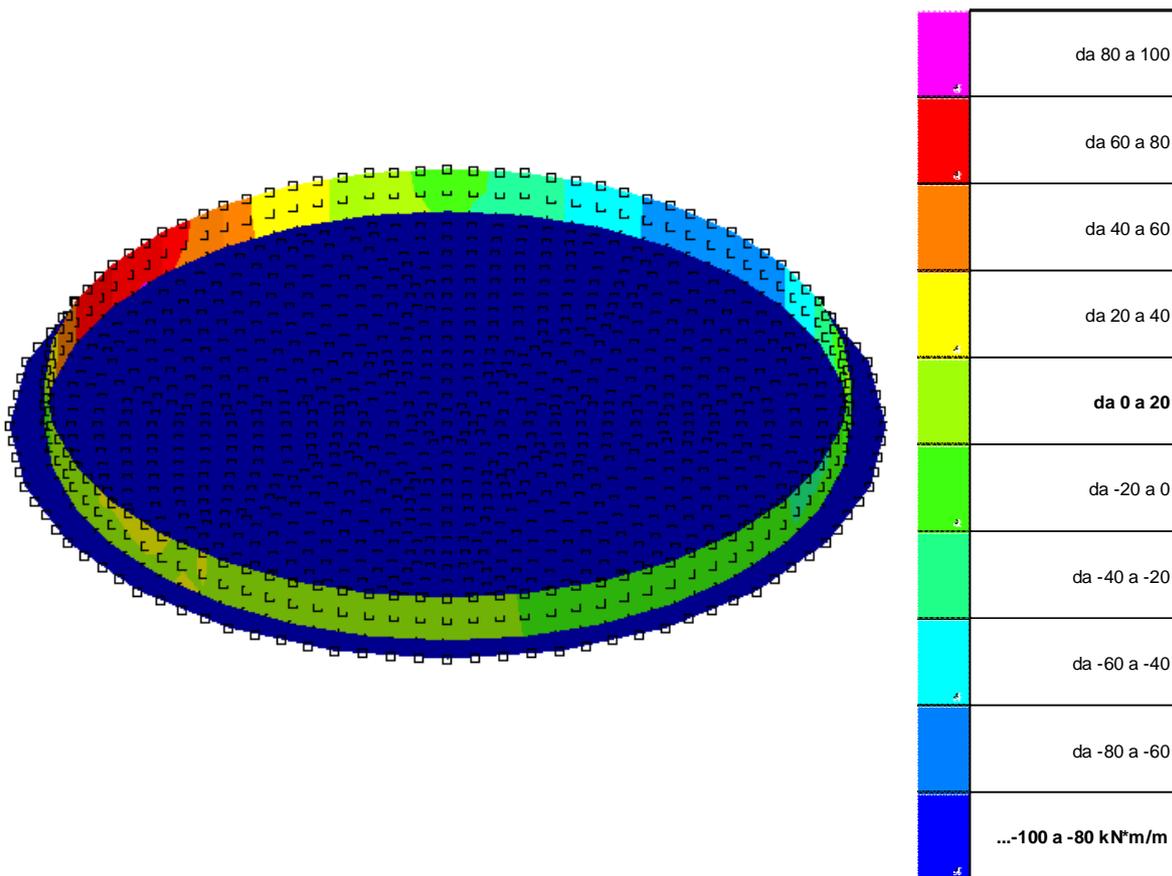


Figura 6.18– Andamento momento flettente sull'anello circolare esterno

Il momento sollecitante massimo vale:  $M_S = 83,00 \text{ KN m}$ .

Le verifiche si effettuano considerando una sezione a T avente le seguenti caratteristiche:

$$B = 150 \text{ cm}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$H = 170 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$A_s = 3\Phi 20 = 9,42 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$A'_s = 3\Phi 20 + 2\Phi 12 = 15,08 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad c = 165 \text{ cm}$$

$$A''_s = 3\Phi 20 + 2\Phi 12 = 15,08 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad c = 75 \text{ cm}$$

Si ottiene:

$$M_R = 1043 \text{ kN m} > M_S = 83 \text{ kN m}$$

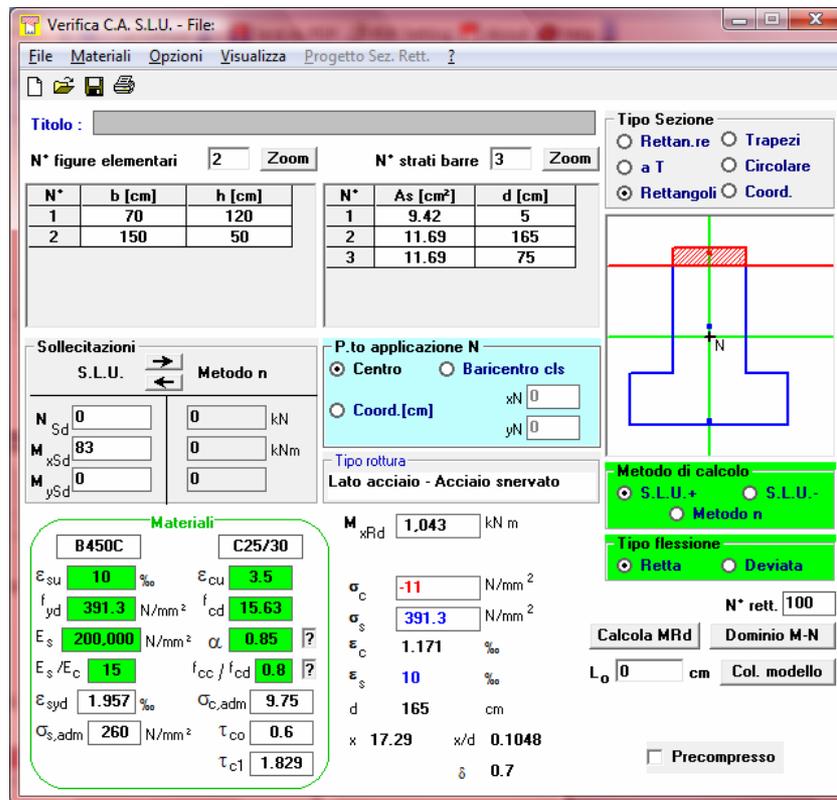


Figura 6.19– Screenshot del calcolo agli SLU dell’anello circolare esterno

Questa verifica risulta soddisfatta e chiude il quadro delle verifiche statiche relative alla fondazione.

Si passa quindi ora alle verifiche del terreno di fondazione:

- Capacità portante
- Calcolo dei cedimenti

L’aspetto relativo alla capacità portante del terreno non è però solitamente il più gravoso, poiché per questo tipo di strutture l’aspetto dei cedimenti (nello specifico quelli differenziali) è quello che porta alle situazioni più critiche.

## 6.3. VERIFICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

### 6.3.1. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Come detto i serbatoi sono strutture estremamente sensibili ai cedimenti differiti, in quanto questi portano il mantello, composto da lamiera di spessori molto sottili (dell'ordine del cm), ad instabilizzarsi generando una deformata molto accentuata.

Dalla relazione geologica-geotecnica si evince che il terreno di fondazione è di tipo limoso-argilloso per i primi -3.8÷4.0 m, con caratteristiche molto scadenti.

Sotto questo strato è però presente un deposito sabbioso di consistenza da sciolta a mediamente addensata, fino alla profondità di -9÷10 m.

Oltre questo livello ritroviamo di nuovo argille normalconsolidate, inadatte a portare il carico.

Le soluzioni a tale problema possono essere di vario tipo, e quelle esaminate vengono di seguito riportate:

- Bonificare per intero i primi 4 m di terreno, sostituendolo con uno di migliori qualità, avente una specifica miscela granulometrica; quindi realizzare una platea di fondazione. Tale soluzione richiede il movimento di volumi di terreno molto grandi, e non impedirebbe comunque il refluento laterale del terreno in seguito ai cedimenti.
- Bonificare soltanto i primi 2 m di terreno come descritto sopra, realizzando in seguito un rilevato di precarico, eventualmente con dei drenaggi in geosintetico, di modo da precaricare lo strato argilloso per conferirgli un certo OCR e consentire il drenaggio dell'acqua per non avere in esercizio condizioni non drenate. La soluzione esposta riduce, rispetto alla precedente, il movimento terra, ma il drenaggio dell'argilla presente in sito necessita di tempi molto lunghi; tali tempi possono essere ridotti per mezzo di tubi di drenaggio in geosintetico, a fronte però di una notevole spesa.
- Sono stati considerati anche metodi di recente sviluppo, come ad esempio l'applicazione del vuoto, l'elettro-osmosi, e il riscaldamento del terreno. Le prime due tecniche mirano ad evacuare l'acqua presente nell'argilla conferendogli una depressione, e convogliandola in tubi di geosintetico; la terza metodologia consente di cuocere letteralmente l'argilla, che oltre ad evacuare l'acqua assume una consistenza molto rigida. Le tre tecniche risultano essere molto costose, pertanto si è deciso di optare per una fondazione realizzata su pali.

- Realizzare una fondazione su pali fino agli strati sabbiosi più resistenti, alla profondità di 30m. Questa soluzione consente di raggiungere le sabbie dense presenti in profondità, limitando così fortemente i cedimenti; inoltre anche l'aspetto della portanza della fondazione verrebbe migliorato, potendo scaricare i carichi sia in punta ai pali che per attrito laterale. In realtà però i pali risulterebbero talmente ravvicinati che l'abbassamento non coinvolgerebbe l'attrito laterale di ogni singolo palo, poiché i bulbi di tensione dei pali verrebbero ad incrociarsi, ed il terreno fra palo e palo si abbasserebbe rigidamente con gli stessi. In questo modo i benefici apportati sarebbero limitati da questo aspetto.
- Realizzare una fondazione su micropali fino al primo strato di sabbia mediamente addensata, profonda dai 4 ai 9 m. Con questa soluzione si riesce a scaricare il carico dato dal serbatoio su un terreno con caratteristiche migliori rispetto a quello in superficie. Tuttavia questa soluzione non mira a sopportare per intero il carico del serbatoio, ma a limitare i cedimenti differiti; infatti per mezzo dei micropali lo schema statico è quello di una fondazione posta alla profondità della testa del palo, pertanto il refluisce laterale del terreno è impedito dalla presenza di una grossa mole di terreno sopra al livello della fondazione. I cedimenti saranno dell'ordine dei 50 cm (poiché i pali scaricheranno su sabbie sciolte) ma saranno uniformi, quindi non pericolosi per la sovrastruttura.

Dalle considerazioni fatte si è scelto di realizzare la platea di fondazione su 95 pali Franki di diametro 54 cm, profondi 7,20 m. In questo modo vengono limitati i cedimenti, in special modo quelli differiti.

Per la soluzione adottata il modello equivalente può essere assunto pari ad una fondazione continua (platea) posta a profondità -7,2m. Questo vantaggio è dato dal fatto che i pali nella loro complessità trasferiscono il carico in testa, consentendo così di oltrepassare lo strato argilloso di caratteristiche scadenti presente nei primi metri.

La stima dei cedimenti viene effettuata ipotizzando che la fondazione sia posta su un semispazio elastico avente caratteristiche di eterogeneità rappresentate dalla variazione del modulo elastico con legge lineare:

$$E(z) = E_0 + E_n \cdot z \quad (6.8)$$

$E_0$  = modulo elastico alla base della platea definito in seguito a prove edometriche = 40 daN/cm<sup>3</sup>

$E_n = \text{gradiente del modulo elastico} = 0.02$

L'entità del cedimento in corrispondenza del punto centrale si può valutare con la seguente relazione (dimostrazione nell'APPENDICE C):

$$w_c = 2 \cdot \pi \cdot p \cdot \frac{\beta}{E_n} \cdot \text{Ln} \left[ 1 + \frac{(1-v^2)}{\pi \cdot \beta} \cdot \frac{E_n \cdot R}{E_0} \right] \quad (6.9)$$

Dove:

$p =$  pressione uniformemente distribuita in corrispondenza della testa dei pali. Essa si assume pari al valore che si verifica al di sopra della fondazione = 141,97 kN/m<sup>2</sup>

$v =$  coefficiente di Poisson = 0.33

$\beta =$  coefficiente adimensionale funzione di  $v \rightarrow \beta = 0.106$

$R =$  raggio della superficie sulla quale viene distribuita la pressione  $p$ . Viene valutata considerando una distribuzione delle pressioni in profondità secondo un rapporto  $\frac{1}{4} \rightarrow R = 15 \text{ m}$

Si ottiene:

$$w_c = 41 \text{ cm.}$$

Tale valore risulta dello stesso ordine di grandezza del cedimento atteso (circa 50 cm) tuttavia è importante considerare questo valore di abbassamento nel collegare le condutture annesse al serbatoio.

### 6.3.2. CAPACITÀ PORTANTE

Il secondo aspetto del terreno è la sua capacità portante, che va verificata per evitare l'instaurarsi di un meccanismo di rottura del terreno, che porterebbe al collasso della struttura.

Al solito il modello strutturale è quello di una fondazione equivalente sita a 7,2m di profondità; in questo modo, seguendo il modello di Terzaghi, si ipotizza che la rottura sia di tipo generale, con la creazione di cunei di spinta.

La formula da utilizzare per determinare il carico limite è quella di Terzaghi, di cui si riporta la forma generale:

$$q_{lim} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \quad (6.10)$$

dove

$c$  = coesione del terreno

$q = \gamma \cdot D$  = peso del terreno sopra alla quota di calcolo ( $D$ )

$B$  = larghezza fondazione

$N_c, N_q, N_\gamma$  = coefficienti funzione dell'angolo di attrito  $\Phi$

Nel caso in esame il carico giunge al suo valore massimo in un tempo che, se messo in relazione con i tempi di consolidazione del terreno di fondazione, è breve. Infatti si pensi che per riempire il serbatoio sono necessari pochi giorni, mentre la consolidazione del terreno sotto la fondazione impiega parecchi mesi per svilupparsi per intero. Per queste ragioni la situazione critica avverrà nel breve termine, in condizioni non drenate, pertanto:

$$\Phi=0$$

$$N_c=5,1$$

$$N_q=1$$

$$N_\gamma=0$$

$$D=7,2\text{m}$$

$$\gamma=18\text{kN/m}^3$$

La coesione non drenata viene stimata come 1/20 della resistenza in punta misurata dal piezometro nelle 4 prove effettuate; cautelativamente a tale scopo viene assunta una resistenza alla punta modesta  $q_c=1200\text{kPa}$ , da cui  $c_u \cong \frac{1}{20} q_c = 60\text{kPa}$ .

Il carico limite vale quindi

$$q_{lim} = (5,1 \cdot 60) + (18 \cdot 7,2) = 435,6\text{kPa}$$

Sapendo che il serbatoio scarica una tensione massima pari a 141,97kPa, il fattore di sicurezza per la capacità portante vale:

$$FS = \frac{q_{lim}}{p} = \frac{435,6}{141,97} = 3,07$$

In accordo con le normative vigenti.

### 6.3.3. VERIFICA PALO ISOLATO

Questa verifica è di tipo locale e mira a verificare il carico massimo che è possibile assegnare al singolo palo.

La verifica è fatta alla quota della base del fusto, e poiché questa tipologia di palo è battuta, il bulbo alla base si assume avente superficie pari al doppio della sezione del fusto:

$$A_b = 2A_f = 2 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 0,54^2}{4} \right) = 0,46m^2$$

Per determinare il carico massimo sopportabile dal palo si fa riferimento alla resistenza alla punta del piezometro, che a questa profondità si aggira sui 3000kPa; ad essa si somma anche il contributo dato dall'attrito laterale, che dagli esiti delle prove può essere stimato a favore di sicurezza in valore pari a 25kPa.

Il carico massimo in punta si ricava dalla semplice formula

$$Q_p = A_b \cdot q_c = 0,46 \cdot 3000 = 1374kN$$

Per valutare la quota di resistenza legata all'attrito è necessario conoscere la superficie su cui questo attrito si sviluppa:

$$A_l = \pi \cdot 0,54 \cdot 7,2 = 12,21m^2$$

$$\Rightarrow Q_l = A_l \cdot F_s = 12,21 \cdot 25 = 305kN$$

La somma dei due contributi viene abbattuta dal fattore di sicurezza imposto dalla normativa FS=2,5:

$$Q_d = \frac{1374 + 305}{2,5} = 671,6kN$$

Il carico cui è soggetto il generico palo viene assunto pari al peso totale dell'opera diviso il numero di pali (95):

$$Q_s = 60000kN/95 = 625kN < Q_d \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

## 6.4. CONCLUSIONI

A conclusione del presente capitolo si può affermare che la struttura di fondazione è adeguata al trasferimento dei carichi, statici e dinamici, dati dal serbatoio a seguito dell'input sismico, che rappresenta la condizione più gravosa.

Le verifiche degli elementi costituenti la platea di fondazione risultano infatti ampiamente soddisfatte.

Per quanto riguarda il terreno su cui poggia tale opera un contributo prezioso è stato dato dalla relazione geologica-geotecnica, che ha messo in luce, grazie ad una serie di prove, la stratigrafia e le caratteristiche meccaniche del substrato.

Data la natura scadente del terreno in superficie è stato necessario realizzare la platea su pali Franki da 0,54m di diametro sino alla profondità di 7,2m.

In questo modo è stato possibile scaricare le tensioni su un terreno avente caratteristiche migliori.

Dall'analisi dei cedimenti si evince che il valore  $w_C$  è non trascurabile, ma il grande vantaggio portato dalla palificata è quello di distribuire in modo piuttosto uniforme i carichi trasmessi dal serbatoio, minimizzando i cedimenti differenziali, che sarebbero insorti nel caso la platea avesse poggato direttamente sul terreno. Infatti sebbene il carico trasmesso dalla sovrastruttura sia praticamente assialsimmetrico, la disomogeneità che caratterizza il terreno avrebbe portato ad avere abbassamenti differenti ai vari punti del contorno, aspetto a cui il mantello metallico così sottile è molto sensibile.

Il  $w_C$  quindi calcolato rappresenta un abbassamento pressoché uniforme, il che non rappresenta un pericolo per la sovrastruttura; è comunque bene prestare attenzione alla posa delle condutture afferenti il serbatoio.

Infine le verifiche di portanza del terreno sotto la palificata e la verifica della portanza del palo isolato hanno dato esito positivo, pertanto tutti gli aspetti caratterizzanti la fondazione dell'opera risultano soddisfatti entro i limiti preposti.

## CAPITOLO 7

### CONCLUSIONI

Nella trattazione dei serbatoi metallici di forma cilindrica non ancorati al suolo si è notato fin da subito, assegnando un carico assialsimmetrico come ad esempio la pressione idrostatica del liquido contenuto, come la lamiera metallica costituente il mantello sia interessata da uno stato biassiale di tensione.

Questo complesso comportamento bidirezionale può tuttavia essere semplificato, pensando di scomporre idealmente il mantello in fasce orizzontali e verticali, rispettivamente i paralleli e meridiani.

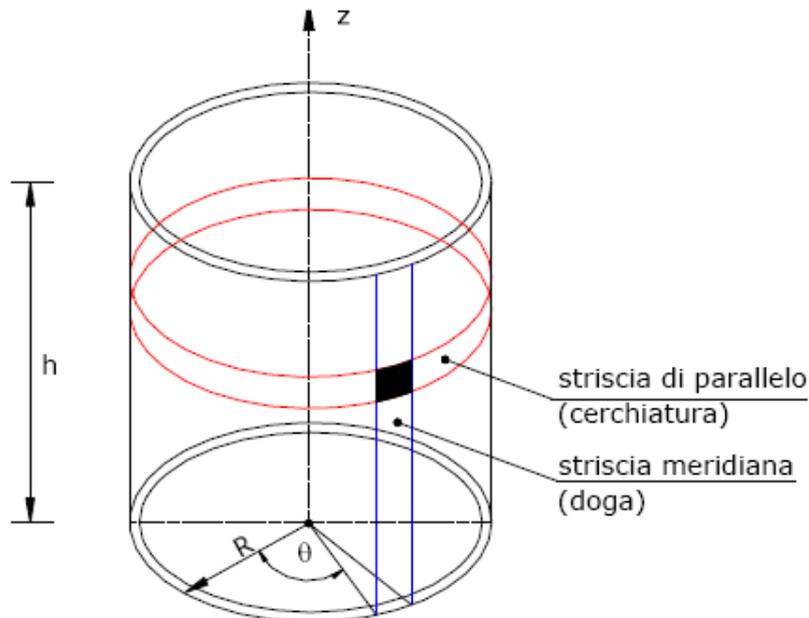


Figura 7.1 – Discretizzazione della struttura in strisce di meridiani e paralleli

Grazie a questa scomposizione è possibile, attraverso un sistema risolvibile, valutare separatamente le tensioni di meridiani e di paralleli. Si nota così come il comportamento del serbatoio metallico sia analogo a quello di una botte a doghe verticali cerchiata da anelli orizzontali, nella quale il carico è assorbito dai paralleli, mentre per rispettare le condizioni di congruenza locali (ad esempio l'annullamento della deformazione radiale alla base del serbatoio)

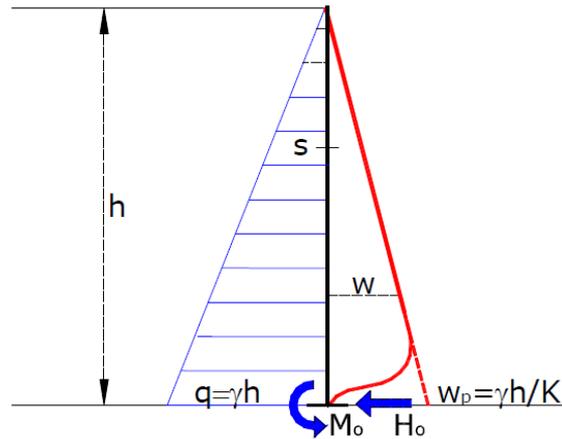


Figura 7.2 – Deformata omogenea (tratteggiata) e particolare (continua) per il carico idrostatico

è necessario l'intervento dei meridiani, che risulteranno soggetti a momento flettente.

Poiché solitamente le virole costituenti il mantello hanno spessore variabile, la condizione di congruenza non è più solo quella alla base, ma si avranno N condizioni (e pertanto N sistemi risolvibili), quante sono le interfacce dove avviene il cambio di spessore.

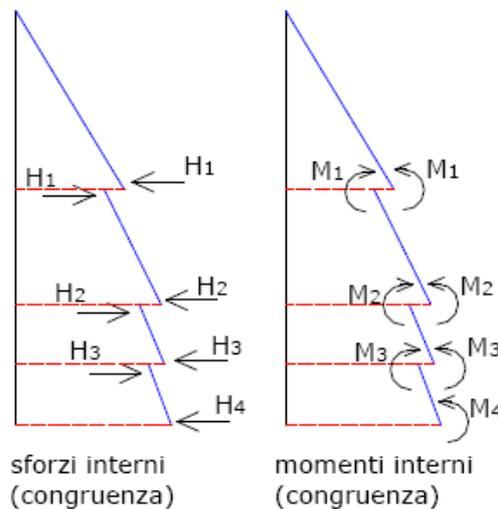


Figura 7.3 – Sforzi interni di congruenza per serbatoi a spessore costante a tratti

Assai più complicato risulta essere il comportamento della struttura a seguito del sisma, a causa della complessità delle tensioni all'interno del materiale, caratterizzate da una non linearità. Inoltre la disposizione del carico idrodinamico è di per sé complessa, non essendo assialsimmetrico, ma variabile in altezza e circonferenza.

Infine la plasticizzazione del fondo a seguito di un sisma sufficientemente intenso porta al sollevamento dello stesso, e causa l'instaurarsi di un meccanismo resistente legato al peso del liquido sollevato, che unito al peso proprio della struttura deve opporsi al momento ribaltante dato dal sisma.

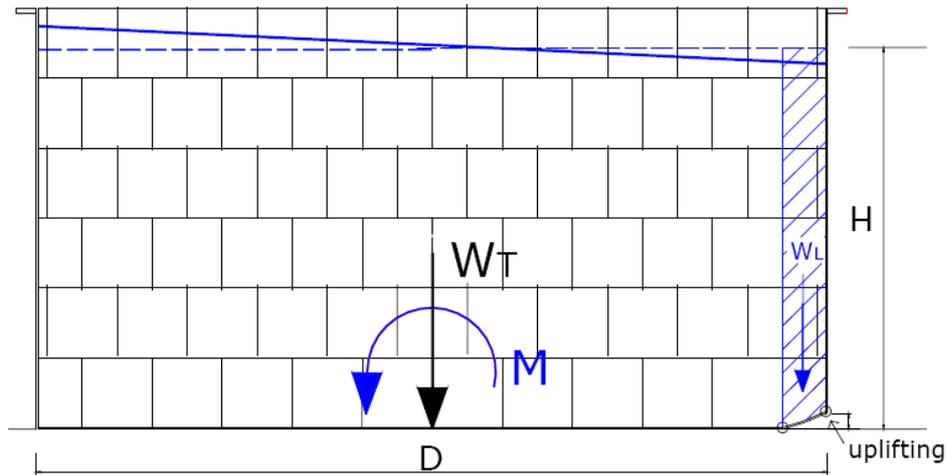


Figura 7.4 – Vista del serbatoio durante il sollevamento

Una volta definite le assunzioni sul meccanismo resistente, che l'analisi agli elementi finiti conferma pienamente, si perviene attraverso considerazioni di tipo statico alla soluzione del problema in termini di tensioni di meridiano e parallelo. E' tuttavia da determinare a monte l'entità dell'azione sismica; a tale proposito si è fatto riferimento a due norme nello specifico, la API 650 std. e gli Eurocodici EC8-4. Poiché come detto l'andamento delle pressioni idrodinamiche è complesso, si rende necessaria una approssimazione, che consta nel distinguere nella struttura due sistemi reagenti, il primo di tipo impulsivo ed il secondo (molto più flessibile del primo) di tipo convettivo, legato al moto ondoso del fluido in superficie.

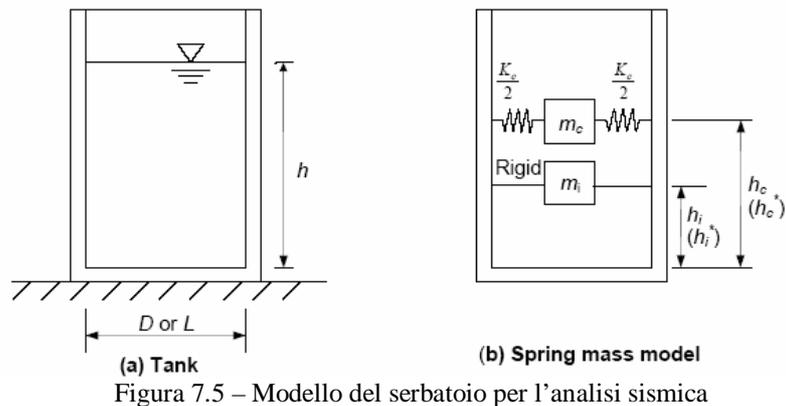


Figura 7.5 – Modello del serbatoio per l'analisi sismica

Per mezzo di formule e grafici forniti dalle norme stesse si ottengono tutti i parametri caratterizzanti i due sistemi; in questa fase le due norme si trovano d'accordo. Ciò che le distingue è l'assunzione del fattore di struttura legato ai modi di vibrare, poiché la norma europea non considera alcuna risorsa plastica della struttura, mentre la API 650 assegna un fattore 3,5 legato alla plasticizzazione del materiale. Questa differenza porta ad una sostanziale discrepanza dell'entità dei momenti sollecitanti, che per gli Eurocodici risultano troppo a favore di sicurezza, talmente gravosi da rendere scarsamente applicativa la norma a tale riguardo. Si è notato infatti come nell'esempio

legato al serbatoio TK8 sia stato impossibile procedere con la verifica poiché il momento sollecitante calcolato con gli EC8-4 risulta troppo elevato.

Procedendo quindi con la norma americana si ottengono le azioni sollecitanti con le quali si ottiene la soluzione del problema, a seguito di ragionamenti sul meccanismo ipotizzato. Nello specifico il serbatoio viene dapprima identificato da un “rapporto di ancoraggio”

$$J = \frac{M}{D^2 (w_T + w_L)} \quad (2.39)$$

che determina se questo subirà o meno il sollevamento parziale del fondo.

Successivamente attraverso due relazioni (dimostrate in appendice) si ottengono le incognite cercate: l'ampiezza di fondo sollevato e la sovrappressione massima di meridiano.

La API 650 fornisce formule molto applicative (ma poco intuitive) per determinare le sovratensioni di meridiano e parallelo.

Una volta note le tensioni in gioco si passa alla verifica del serbatoio, la cui principale causa di crisi è l'instabilità, che solitamente arriva prima del raggiungimento della tensione limite del materiale.

In funzione del tipo di serbatoio, e nello specifico in funzione del rapporto H/D, possono avvenire tipologie diverse di instabilità.

L'instabilità più comune, che colpisce serbatoi di dimensioni classiche (con rapporto H/D non troppo elevato), è l'unica ad essere trattata dalle norme e coinvolge la base del serbatoio, e può avvenire in campo elastico o plastico. Tale crisi è legata allo stato biassiale di tensioni nel materiale, soggetto già ad una trazione di parallelo legata principalmente alla spinta statica del fluido.

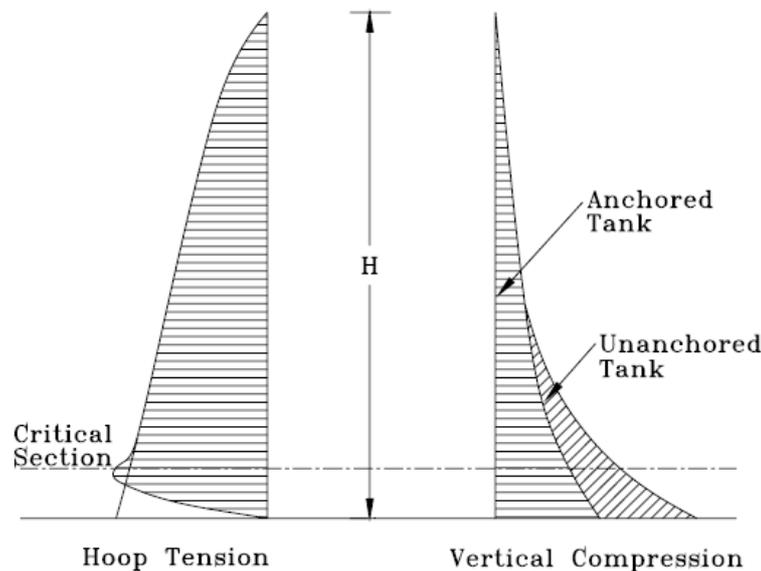


Figura 7.6 – Tensioni di parallelo (sx) e di meridiano (dx) per serbatoi ancorati e non

A questa tensione si associa, durante l'evento sismico, la suddetta sovrappressione di meridiano, che colpisce la zona di mantello rimasta a contatto con la fondazione, attraverso la quale viene scaricato il peso dell'intera struttura. Dovendo infatti scaricare il peso proprio più il peso del liquido sollevato (la regione tratteggiata in rosso) su una porzione di mantello ridotta (in nero nell'immagine sottostante), le tensioni di meridiano risulteranno maggiorate rispetto al caso statico.

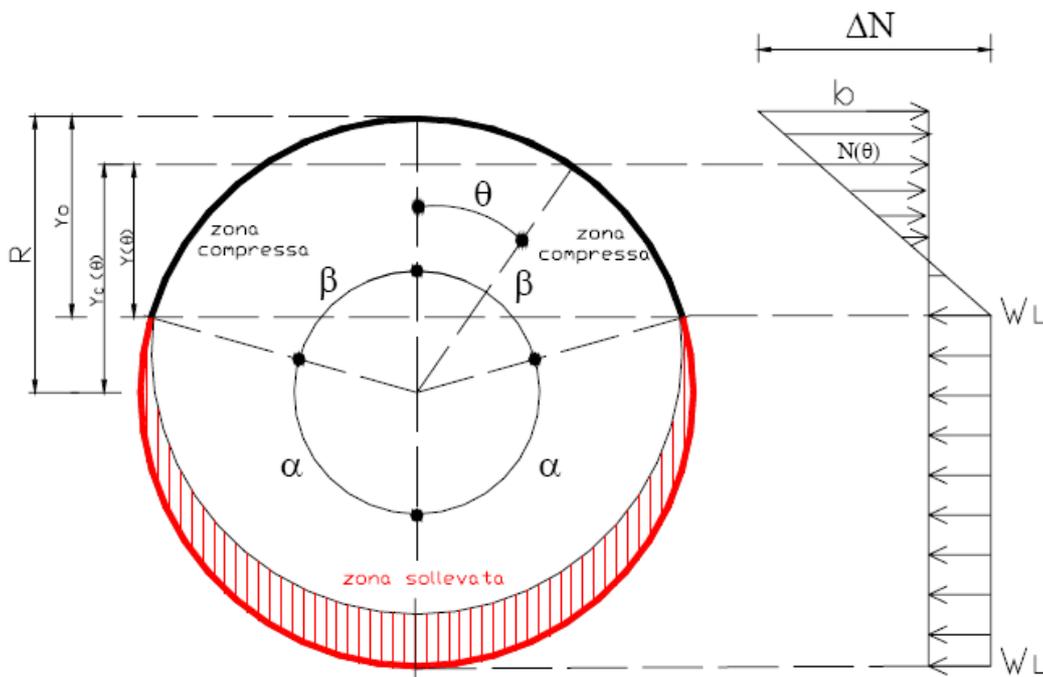


Figura 7.7 – Distribuzione delle forze equilibranti lungo il mantello

Per attivare l'instabilità elastica è necessario avere, in concomitanza a compressioni elevate di meridiano, trazioni modeste di parallelo. Questa condizione è inusuale nella pratica ricorrente, pertanto la forma di instabilità più riscontrata è quella elasto-plastica, denominata altresì "elephant foot bulge". Questa crisi avviene quando gli elevati sforzi di parallelo sottraggono risorse elastiche all'acciaio costituente la virola di base, fino a plasticizzarlo. Durante il sisma si instaurano inoltre elevate compressioni di meridiano. Il materiale soggetto a questa combinazione di tensioni plasticizza e il successivo incremento di tensioni verticali è sostenuto dalla sola lamiera spessa pochi mm, non trattenuta dai paralleli, poiché questi si sono plasticizzati; è immediato comprendere come ora la lastra si instabilizzerà.

La norma americana tratta separatamente i due casi, ponendo limiti alle singole tensioni, ma non considerando la combinazione delle due; gli Eurocodici a riguardo sono più completi, fornendo formule che considerano lo stato biassiale di tensione, nonché la presenza più o meno marcata di imperfezioni del mantello, le quali si è visto come abbiano effetto benefico nei confronti dell'instabilità. Questo poiché la pressione interna spende parte di energia per rendere perfettamente

cilindrica la struttura, rimuovendone le imperfezioni; pertanto a sollecitare direttamente i paralleli sarà un valore ridotto di pressione.

Si può quindi osservare, a riguardo delle due normative visionate, che la API 650 fornisce formule di estrema semplicità ed applicazione, che contengono al loro interno la serie di ragionamenti effettuati nella trattazione generale del problema al capitolo 2; esse inoltre contengono già il fattore di sicurezza, che si è notato avere valore pari a 3. La implicita complessità dei ragionamenti alla base delle formule fornite dalla norma si nota qualora si tenti di analizzare i fattori che impongono poi l'uso di una formula piuttosto che un'altra: essi infatti discriminano varie situazioni legate al comportamento del serbatoio (ad esempio il verificarsi o no del sollevamento, che implica l'utilizzo di due diverse formule). Dal momento che queste informazioni risultano "nascoste" all'interno di questi discriminanti, l'utilizzo della norma americana è estremamente semplice ma non consente a chi lo utilizza di cogliere il comportamento strutturale del serbatoio.

Gli Eurocodici risultano più completi, in quanto forniscono anche una analisi dettagliata delle pressioni impulsive e convettive, attraverso formulazioni generali indispensabili ad esempio per una analisi time history. Nel nostro caso tali formulazioni sono risultate utili a determinare l'andamento spaziale delle pressioni sismiche da implementare nel modello agli elementi finiti.

Le norme europee risultano più intuitive ad esempio nella verifica dell'instabilità, associando ai due modi di crisi trattati formule specifiche e contenenti le considerazioni sullo stato biassiale di tensione. Inoltre gli Eurocodici sono gli unici a effettuare una valutazione dell'entità massima del sollevamento del fondo.

I modelli agli elementi finiti creati col software Straus7 hanno confermato la bontà delle formule fornite dalle norme, con valori di tensioni in linea con quelli ottenuti dalla API 650 (con gli eurocodici non è stato possibile ottenere risultati a causa del momento sismico troppo elevato). Utilizzando il momento dato dalla formulazione della norma americana, attraverso i grafici degli Eurocodici si sono ottenuti i valori di profondità di fondo sollevato  $L$  ed entità del sollevamento  $w_{max}$ . Mentre il valore della prima risulta coerente con quanto ottenuto dai modelli FE, l'entità del sollevamento risulta sovrastimata.

Soltanto il modello base, costituito dal solo mantello collegato al fondo, si avvicina come ordine di grandezza al sollevamento  $w_{max}$  calcolato con le norme, il che fa pensare che le formulazioni delle norme siano riferite a serbatoi privi di irrigidimenti in sommità, poiché nel passaggio ai modelli 2 e 3( progressivamente più rigidi), il valore di  $w_{max}$  si riduce di un ordine di grandezza.

Anche l'entità della massima compressione di meridiano subisce considerevoli variazioni nel passaggio dal modello base a quelli più rigidi, mentre la tensione di parallelo rimane pressoché costante, poiché legata maggiormente alla spinta statica del fluido.

Nello specifico la creazione dei tre modelli ha mostrato aspetti interessanti, poiché la progressiva riduzione di sollevamento e l'aumento di compressione nella sezione a  $\theta=0$  ha cause legate agli irrigidimenti inseriti nei modelli 2 e 3. Infatti inserendo il profilato metallico in sommità al mantello si nota come questo irrigidisca l'intera struttura distribuendo le tensioni nella zona posteriore (la zona sollevata), e coinvolgendo così nel sollevamento una porzione di mantello più estesa. Conseguenza di ciò è la riduzione sostanziale del valore  $w_{max}$ , a discapito però di una maggiore ampiezza angolare  $\beta$  di fondo sollevato; questo porta ad avere una minor superficie a contatto col terreno, sulla quale vengono scaricati per intero i pesi della struttura e del liquido sollevato. Questo comporta una maggiore compressione di meridiano, che concentrandosi intorno alla sezione a  $\theta=0$ , avrà valori più elevati.

Inserendo anche la lamiera costituente il tetto questi fenomeni sono ancor più marcati, come mostra la tabella riassuntiva sottostante

	<b>API 650 std.</b>	<b>Modello 1</b>	<b>Modello 2</b>	<b>Modello 3</b>
<b><math>w_{max}</math> [mm]</b>	<b>48,8</b>	<b>36</b>	<b>30</b>	<b>3,2</b>
<b>L [mm]</b>	<b>573</b>	<b>500</b>	<b>500</b>	<b>400</b>
<b><math>\beta</math> [°]</b>	<b>30</b>	<b>50</b>	<b>60</b>	<b>85</b>
<b><math>\sigma_t</math> [MPa]</b>	<b>≈ 139</b>	<b>≈ 145</b>	<b>≈ 145</b>	<b>≈ 145</b>
<b><math>\sigma_c</math> [MPa]</b>	<b>≈ 6,8</b>	<b>≈ 8</b>	<b>≈ 8,5</b>	<b>≈ 10</b>

Tabella 7.1 – Confronto dei principali risultati delle singole analisi

Si nota tuttavia come l'incremento di tensioni di meridiano sia ridotto, pertanto alla luce dell'analisi agli elementi finiti eseguita, si può affermare che le API 650 std. sono un buono strumento per la progettazione e la verifica dei serbatoi non ancorati, in quanto ne valutano le grandezze di interesse. In special modo la norma è accostabile a serbatoi in assenza di tetto; quelli aventi il tetto infatti non vengono rappresentati bene dalle sue formule.

Tuttavia questa norma non può essere esaustiva dal punto di vista del comportamento, poiché le formule in essa contenute non consentono la comprensione del comportamento complessivo del serbatoio, il quale può essere ottenuto ad esempio per mezzo di un accurato modello agli elementi finiti.

Gli Eurocodici 8-4 effettuano sia una trattazione semplificata dell'analisi sismica dei serbatoi (come anche la API 650) che una più affinata, adatta come già detto ad esempio per una analisi time history. Le relazioni contenute nella norma europea sono più intuitive e consentono una maggior comprensione del comportamento strutturale, come si nota ad esempio nella verifica dell'instabilità. Tuttavia si ribadisce il grande limite della norma, che non associa al materiale costituente il mantello alcuna risorsa plastica, imponendo l'utilizzo dello spettro di risposta elastico, che porta a

sollecitazioni troppo gravose, tanto da rendere gli EC8-4 nella maggior parte dei casi non applicabili, poiché portano ad un eccessivo ed antieconomico sovradimensionamento della struttura, senza sfruttare debitamente le risorse del materiale.

Un aspetto non trattato da nessuna norma, ma che i modelli agli elementi finiti mettono in luce, è la terza tipologia di instabilità enunciata al capitolo 3, che colpisce la parte superiore del mantello. Tale crisi avviene a causa delle pressioni idrodinamiche, che nella sommità della parte posteriore del serbatoio risultano negative:

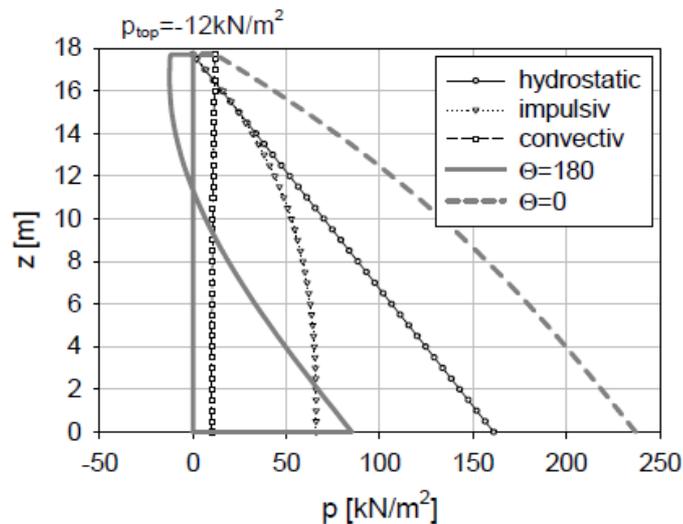


Figura 7.8 – Andamento delle pressioni con la quota z

Poiché la parte negativa è legata al moto ondoso, è evidente che questa modalità di crisi colpirà maggiormente i serbatoi ad elevato rapporto D/H, che hanno gran parte del liquido coinvolto nello sloshing.

Nello specifico le virole superiori, che peraltro hanno spessori molto ridotti, presentano una trazione di meridiano (legata al sollevamento del fondo) ed una compressione di parallelo, che combinate portano ad instabilizzare verso l'interno la lamiera.

Tuttavia l'analisi agli elementi finiti ha messo in mostra che anche per serbatoi di altezza e diametro ricorrenti (nel caso del TK8 D/H=1,89) avviene questo fenomeno, seppure in maniera ridotta.

Infatti, soprattutto per il modello base, privo di rigidità in sommità, la deformata che si riporta di seguito evidenzia come la lamiera instabilizzi verso l'interno fino ad un massimo di 21 cm.

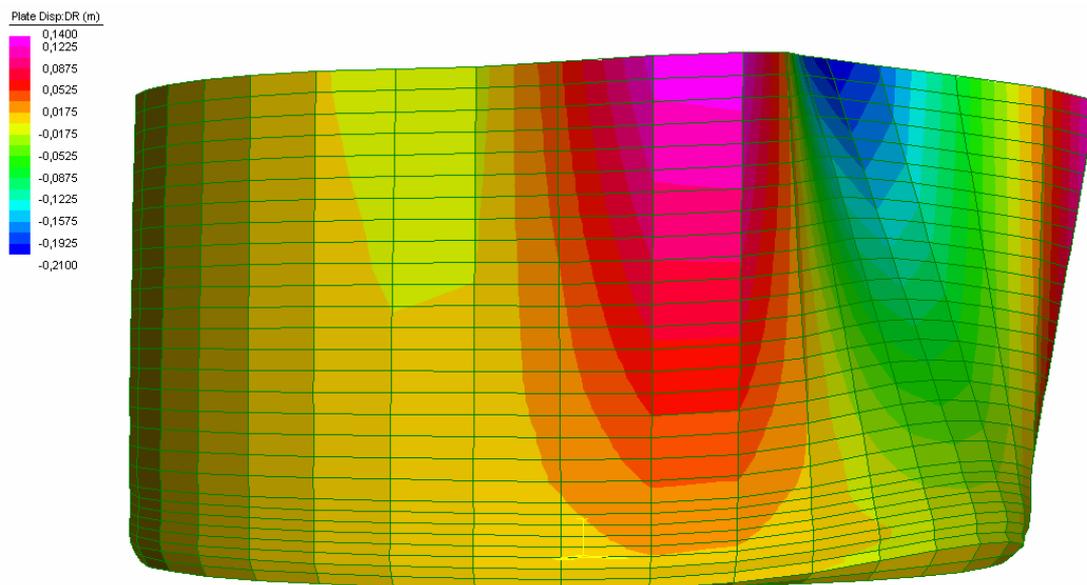


Figura 7.9 – Deformata del modello base

Tuttavia gran parte dei 21 cm di spostamento sono legati alla rotazione rigida del meridiano, che essendo inclinato di un valor medio di  $0,9^\circ$  ruota rigidamente in sommità di 19,2cm.

Inserendo successivamente l'irrigidimento dato dal profilato ad L questo fenomeno esiste ancora ma è molto limitato, attestandosi su valori intorno ai 12 cm, perlopiù dati dalla rotazione rigida:

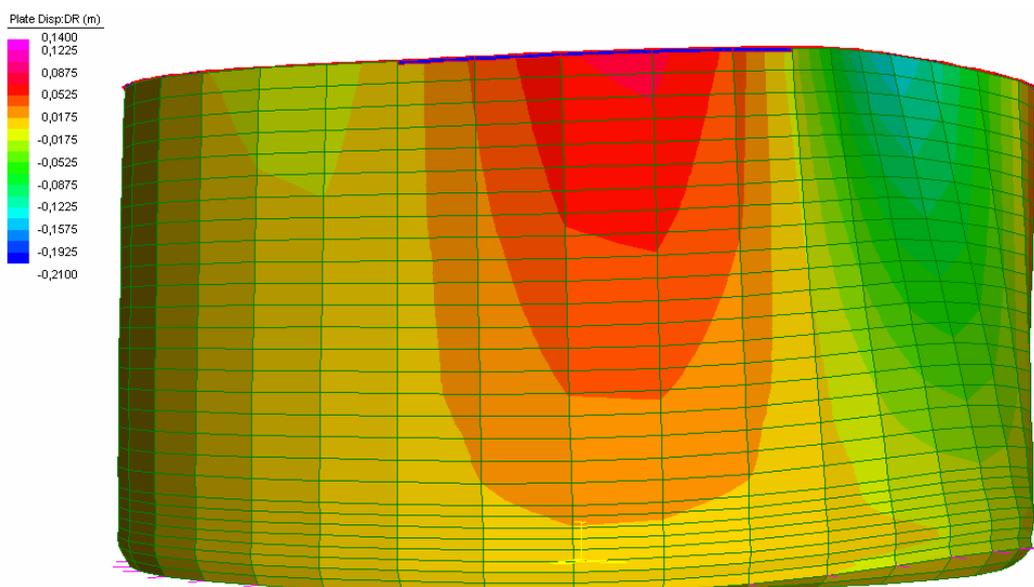


Figura 7.10 – Deformata del modello 2

Un grande salto avviene inserendo anche la lamiera di copertura, che costituisce un vero e proprio vincolo allo svergolamento del mantello in sommità:

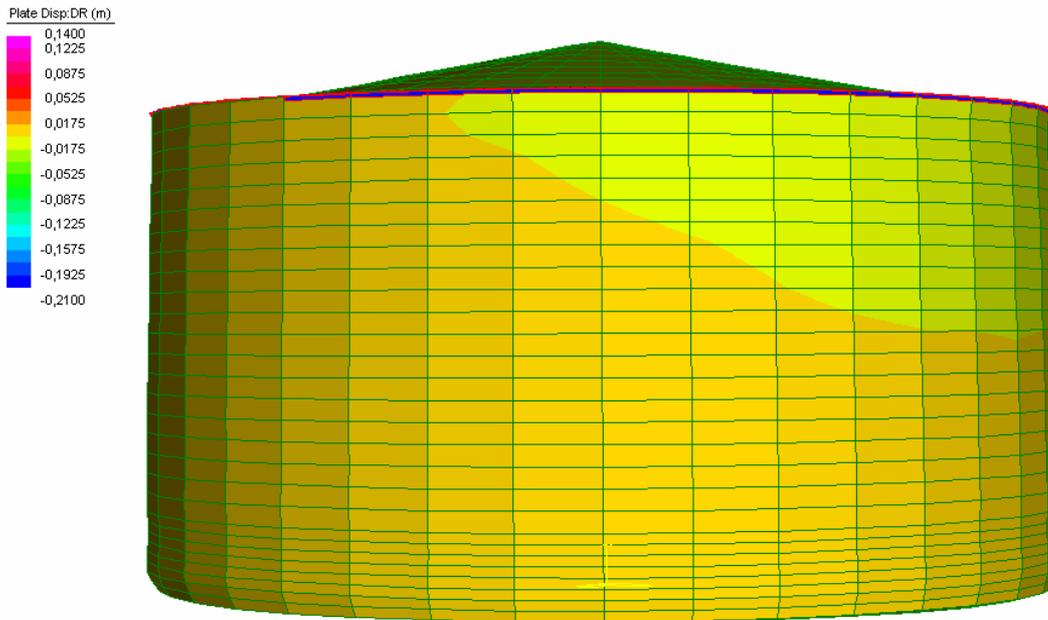


Figura 7.11 – Deformata del modello 3

E' evidente quindi come il serbatoio nella realtà non sarà soggetto all'instabilità secondaria.

Per quanto riguarda i serbatoi ad ampio raggio, per questi il problema non può essere eliminato totalmente, poiché la copertura di luci così elevate è di difficile realizzazione e spesso questo tipo di serbatoi sono "open top", ossia privi di copertura. Il fenomeno può tuttavia essere sensibilmente ridotto irrigidendo notevolmente la sommità del mantello ad esempio con profilati metallici ad elevato momento di inerzia, ricadendo così nel caso del modello 2.

E' da notare infine il legame, all'interno dei tre modelli, fra l'entità del sollevamento e lo spanciamento a seguito dell'instabilità secondaria: infatti a valori elevati di  $w_{max}$  corrispondono elevati valori di spostamento radiale in sommità.

Il motivo di ciò è che il fondo, per sollevarsi deve deformare il mantello che, essendo molto rigido nel suo piano, deve deformarsi fuori dal piano. L'effetto di risucchio dato dal fluido nel retro del serbatoio aiuta lo spanciamento verso l'interno.

Qualora però questo spostamento sia contrastato da un elemento come l'angolare saldato in sommità, quest'ultimo distribuisce le tensioni risultanti sui meridiani adiacenti. In questo modo, trovando una resistenza all'instabilità verso l'interno, il mantello si oppone di conseguenza al sollevamento del fondo. Nel modello 3 l'irrigidimento è talmente elevato da coinvolgere più della metà del mantello, riducendo così drasticamente il sollevamento.

Si può quindi affermare che, ove possibile tecnicamente ed economicamente, è bene dotare il serbatoio di copertura, poiché questa porta tutti i benefici enunciati.

In ultimo per quanto riguarda la fondazione, in funzione del terreno in sito si è scelto di realizzare una platea nervata su 95 micropali da 54 cm di diametro, aventi la sola funzione di ridurre i cedimenti differenziali, raggiungendo uno strato di terreno più rigido.

Nonostante la normativa americana tratti maggiormente tipologie di fondazioni costituite da un muro sottostante il solo mantello, è buona norma realizzare una platea sotto a tutto il fondo del serbatoio, sia per questioni legate alla riduzione dei cedimenti differenziali che per aspetti legati alla sicurezza. Infatti a seguito di una accidentale fuoriuscita di liquido dal fondo è necessario prevenire l'infiltrazione del combustibile contenuto nel terreno con conseguente contaminazione della falda.

L'entità dei cedimenti calcolata per il serbatoio oggetto d'esame può apparentemente sembrare eccessiva, tuttavia va fatta nota che tale cedimento, grazie ai micropali di consolidamento, è costante per tutto il fondo, pertanto non induce sollecitazioni alla struttura. Per evitare problematiche relative alle tubazioni collegate al serbatoio sarà quindi sufficiente erigere la struttura sopraelevandola dal piano campagna di almeno 30cm, di modo che in seguito ai cedimenti previsti essa si porti a livello senza sprofondare nel terreno.



## APPENDICE A

### DEDUZIONE DELLA I EQUAZIONE RISOLVENTE DEL PROBLEMA DEL SOLLEVAMENTO (EQUILIBRIO VERTICALE)

Nella presente appendice verrà ricavata la prima equazione risolvante del problema del sollevamento (2.35), trattato dalla norma americana API 650 std., proposto al paragrafo 2.2.

Si riportano per comodità i dati di riferimento per lo sviluppo dei calcoli.

Indicati pertanto con:

$2\alpha$  = l'estensione angolare della zona sollevata

$2\beta$  = l'estensione angolare della zona compressa

lo sforzo verticale alla base del serbatoio, per le ipotesi adottate, risulta variabile con legge:

$$\begin{aligned} N(\vartheta) &= w_L - \Delta N(\vartheta) && \text{per } 0 < |\vartheta| < \beta \\ N(\vartheta) &= w_L && \text{per } \beta < |\vartheta| < \pi \end{aligned} \quad (2.30)$$

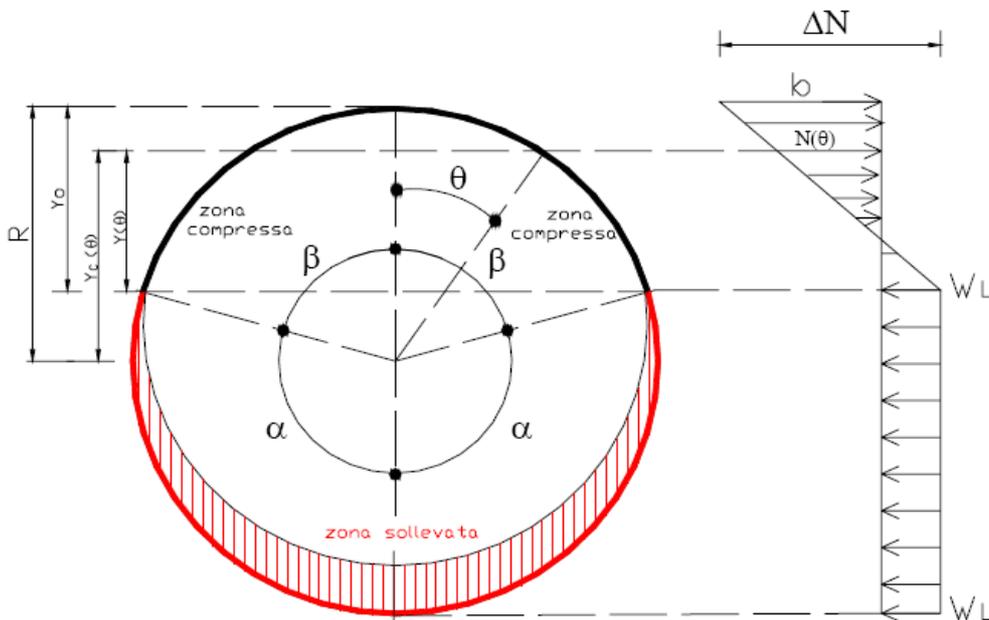


Figura 2.15 – Distribuzione delle forze equilibranti lungo il mantello

dove

$$\Delta N(\vartheta) = \Delta N \cdot \frac{y(\vartheta)}{y_0} = (b + w_L) \frac{y(\vartheta)}{y_0} \quad (2.31)$$

$b$  rappresenta il modulo dello sforzo massimo di compressione.

Valgono le seguenti relazioni geometriche:

$$y(\vartheta) = R(\cos \vartheta - \cos \beta) \quad y_0 = R(1 - \cos \beta) \quad (2.32)$$

da cui, essendo R il raggio del serbatoio, si ricava

$$\Delta N(\vartheta) = (b + w_L) \frac{(\cos \vartheta - \cos \beta)}{(1 - \cos \beta)} \quad (2.33)$$

Nel modello analizzato le incognite di nostro interesse sono quindi lo sforzo massimo di compressione (b) e l'estensione angolare ( $\beta$ ) della zona che rimane a contatto. Questi valori vengono dedotti dalle due equazioni di equilibrio di seguito analizzate:

Per l'equilibrio alla traslazione verticale la risultante degli sforzi di meridiano alla base generata dall'azione sismica deve essere uguale e opposta al il peso della struttura, indicato con  $w_T$ , somma dei pesi di parete e copertura. Data la simmetria del problema è possibile calcolare l'integrale da 0 a  $\pi$ , moltiplicandolo per 2 per ottenere il totale.

$$2\pi R w_T + 2 \int_0^{\pi} N(\vartheta) R d\vartheta = 0 \quad (2.34)$$

Poiché la funzione  $N(\theta)$  è definita diversamente su due domini, l'integrale deve essere scomposto in due:

$$\Rightarrow 2\pi R w_T + 2 \int_0^{\beta} \left( w_L + (b + w_L) \frac{\cos \vartheta - \cos \beta}{1 - \cos \beta} \right) R d\vartheta + 2 \int_{\beta}^{\pi} w_L R d\vartheta = 0 \quad (A.1)$$

sviluppando la prima parte del primo integrale e il secondo integrale si ottiene:

$$\Rightarrow 2\pi R w_T + 2R w_L \beta + 2 \int_0^{\beta} \left( (b + w_L) \frac{\cos \vartheta - \cos \beta}{1 - \cos \beta} \right) R d\vartheta + 2R w_L (\pi - \beta) = 0 \quad (A.2)$$

semplificando i termini  $2R w_L \beta$ :

$$\Rightarrow 2\pi R w_T + 2R w_L \pi + 2 \int_0^{\beta} \left( (b + w_L) \frac{\cos \vartheta - \cos \beta}{1 - \cos \beta} \right) R d\vartheta = 0 \quad (A.3)$$

ora si scompone in due l'integrale rimanente

$$\Rightarrow 2\pi R w_T + 2R w_L \pi + 2 \int_0^{\beta} \frac{(b + w_L)}{1 - \cos \beta} \cos \vartheta \cdot R d\vartheta - 2 \int_0^{\beta} \frac{(b + w_L)}{1 - \cos \beta} \cos \beta \cdot R d\vartheta = 0 \quad (A.4)$$

dei quali il primo presenta solo  $\cos(\theta)$  come variabile, e integrato vale  $[\text{sen } \vartheta]_0^\beta = \text{sen } \beta$ ; il secondo non ha termini variabili, quindi l'integrazione dei due fornisce:

$$\Rightarrow 2\pi R w_T + 2R w_L \pi + 2R \frac{(b + w_L)}{1 - \cos \beta} \text{sen } \beta - 2R \frac{(b + w_L)}{1 - \cos \beta} \beta \cos \beta = 0 \quad (\text{A.5})$$

Semplificando il termine comune  $2R$ , e raccogliendo i termini:

$$\Rightarrow \pi(w_T + w_L) + \frac{(b + w_L)}{1 - \cos \beta} (\text{sen } \beta - \beta \cos \beta) = 0 \quad (\text{A.6})$$

infine spostando alcuni termini si perviene alla soluzione vista:

$$\Rightarrow \frac{(b + w_L)}{(w_T + w_L)} = \frac{\pi(1 - \cos \beta)}{(\beta \cos \beta - \text{sen } \beta)} \quad (2.35)$$



## APPENDICE B

### DEDUZIONE DELLA II EQUAZIONE RISOLVENTE DEL PROBLEMA DEL SOLLEVAMENTO (EQUILIBRIO DEI MOMENTI)

Attraverso questa appendice si mostreranno i passaggi matematici che hanno consentito di pervenire alla seconda equazione risolvibile il problema del sollevamento (2.38), proposto al paragrafo 2.2.

Mantenendo come riferimento i dati relativi alla precedente appendice, per l'equilibrio dei momenti attorno al centro del serbatoio si nota come il peso della struttura abbia braccio nullo, pertanto, indicando con  $M$  il momento ribaltante esterno, l'equilibrio si traduce nella seguente equazione:

$$M = 2 \int_0^{\pi} N(\vartheta) y_c(\vartheta) R d\vartheta \quad (2.36)$$

dove la funzione  $y_c(\theta)$  si definisce attraverso semplici considerazioni geometriche:

$$y_c(\vartheta) = R \cos \vartheta \quad (B.1)$$

Pensando al diagramma degli sforzi normali come somma di una parte costante su tutto il perimetro (quindi a braccio nullo) pari a  $w_L$ , e del differenziale  $\Delta N(\theta)$ , la relazione precedente diventa:

$$M = 2 \int_0^{\beta} \Delta N(\vartheta) y_c(\vartheta) R d\vartheta \quad (2.37)$$

esplicitando i valori di  $\Delta N(\theta)$  e  $y_c(\theta)$ :

$$\begin{aligned} \Rightarrow M &= 2 \int_0^{\beta} (b + w_L) \frac{\cos \vartheta - \cos \beta}{1 - \cos \beta} \cos \vartheta R^2 d\vartheta = \\ &= 2R^2 \left[ \int_0^{\beta} (b + w_L) \frac{(\cos \vartheta)^2}{1 - \cos \beta} d\vartheta - \int_0^{\beta} (b + w_L) \frac{\cos \vartheta \cos \beta}{1 - \cos \beta} d\vartheta \right] \end{aligned} \quad (B.2)$$

il primo integrale prevede l'integrazione di  $(\cos \theta)^2$ , che ha come primitiva:

$$\int_0^{\beta} (\cos \vartheta)^2 = \left[ \frac{\vartheta}{2} + \frac{1}{4} \operatorname{sen}(2\vartheta) \right]_0^{\beta} = \frac{\beta}{2} + \frac{1}{4} \operatorname{sen}(2\beta) \quad (B.3)$$

mentre il secondo integrale è più semplice poiché la parte variabile è rappresentata solo da  $\cos \theta$ , pertanto la sua primitiva nel dominio di interazione è  $\operatorname{sen} \beta$ :

$$\Rightarrow M = 2R^2 \frac{(b+w_L)}{1-\cos\beta} \left( \frac{\beta}{2} + \frac{1}{4} \text{sen}(2\beta) - \cos\beta \text{sen}\beta \right) \quad (\text{B.4})$$

Ricordando che per una proprietà trigonometrica

$$\text{sen}(2\beta) = 2\text{sen}\beta \cos\beta \quad (\text{B.5})$$

$$\Rightarrow M = 2 \frac{D^2}{4} \frac{(b+w_L)}{1-\cos\beta} \left( \frac{\beta}{2} + \frac{1}{4} \cos\beta \text{sen}\beta - \cos\beta \text{sen}\beta \right) \quad (\text{B.6})$$

Infine, richiamando la soluzione ottenuta nella precedente appendice:

$$\Rightarrow \frac{(b+w_L)}{(w_T+w_L)} = \frac{\pi(1-\cos\beta)}{(\beta \cos\beta - \text{sen}\beta)} \Rightarrow \frac{(b+w_L)}{(1-\cos\beta)} = \frac{\pi(w_T+w_L)}{(\beta \cos\beta - \text{sen}\beta)} \quad (\text{B.7})$$

che, sostituita nell'equazione fornisce:

$$\Rightarrow M = \frac{\pi D^2}{4} \frac{(w_T+w_L)}{(\beta \cos\beta - \text{sen}\beta)} (\beta - \cos\beta \text{sen}\beta) \Rightarrow \frac{M}{D^2(w_T+w_L)} = \frac{\pi(\beta - \cos\beta \text{sen}\beta)}{4(\beta \cos\beta - \text{sen}\beta)} \quad (2.38)$$

## APPENDICE C

### DEDUZIONE DELL'EQUAZIONE DEI CEDIMENTI

In questa ultima appendice verrà dimostrata la formula utilizzata per il calcolo dei cedimenti, al paragrafo 5.4.1.:

$$w_c = 2 \cdot \pi \cdot p \cdot \frac{\beta}{E_n} \cdot \text{Ln} \left[ 1 + \frac{(1-\nu^2) \cdot E_n \cdot R}{\pi \cdot \beta \cdot E_0} \right] \quad (6.9)$$

La stima dei cedimenti viene effettuata ipotizzando che la fondazione sia posta su un semispazio elastico avente caratteristiche di eterogeneità rappresentate dalla variazione del modulo elastico con legge lineare:

$$E(z) = E_0 + E_n \cdot z \quad (6.8)$$

$E_0$  = modulo elastico alla base della platea definito in seguito a prove edometriche = 40 daN/cm<sup>3</sup>

$E_n$  = gradiente del modulo elastico = 0,02

Esplicitando il valore di tensione nel terreno ad una generica profondità  $z$ :

$$\sigma(z) = E(z) \cdot \varepsilon = E_0 \cdot \varepsilon + E_n \cdot z \cdot \varepsilon \quad (C.1)$$

si nota come la soluzione sia la somma di due note soluzioni: la prima è la classica soluzione di Boussinesque, mentre la seconda (a modulo variabile con  $z$ ) è la soluzione di Schultze.

Scomponiamo quindi il terreno in questi due modelli, e per valutarne la rigidità si assegna una forza a distanza  $d$  dalla verticale di interesse e se ne valutano gli abbassamenti.

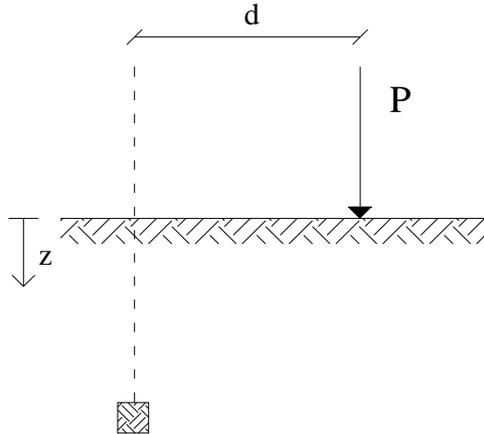


Figura C.1 – Modello teorico per il calcolo degli abbassamenti

Il modello di Boussinesq assorbe una quota parte di forza  $\lambda P$ , e subisce un abbassamento:

$$w_B = \frac{\lambda P(1-\nu^2)}{\pi d E_0} \quad (\text{C.2})$$

da cui la relativa rigidezza vale

$$k_B = \frac{\pi d E_0}{(1-\nu^2)} \quad (\text{C.3})$$

La restante parte di forza, pari a  $(1-\lambda)P$ , viene assorbita dal modello di Schultze, che si abbassa di

$$w_G = \frac{(1-\lambda)P\beta}{d^2 E_n} \quad (\text{C.4})$$

da cui la relativa rigidezza vale

$$k_G = \frac{d^2 E_n}{\beta} \quad (\text{C.5})$$

Poiché gli abbassamenti devono coincidere, il sistema coincide con una coppia di rigidezze in parallelo, pertanto l'abbassamento è pari alla forza totale  $P$  diviso la somma delle rigidezze:

$$w = \frac{P}{k_B + k_G} = \frac{P}{\frac{\pi d E_0}{(1-\nu^2)} + \frac{d^2 E_n}{\beta}} \quad (\text{C.6})$$

Nel caso in esame non si ha un carico puntuale, ma distribuito su un'area circolare:

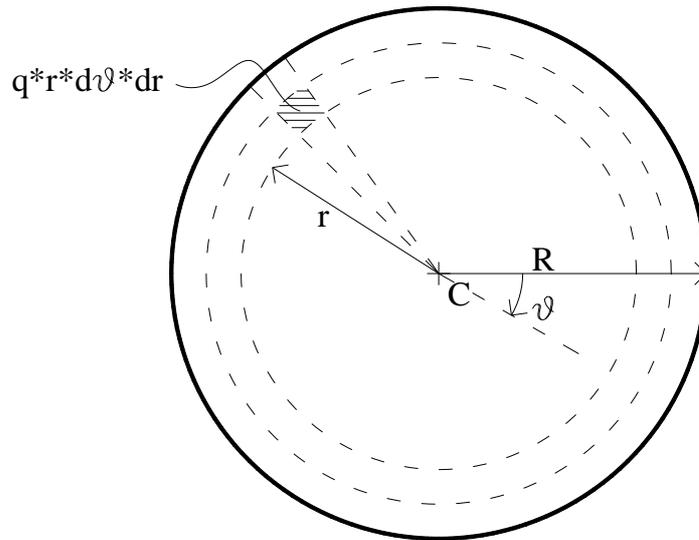


Figura C.2 – Modello realistico per il calcolo dei cedimenti

L'abbassamento legato alla forza infinitesima vale

$$w(dp) = \frac{dp}{k_B + k_G} = \frac{qrd\vartheta dr}{\frac{\pi r E_0}{(1-\nu^2)} + \frac{r^2 E_n}{\beta}} \quad (C.7)$$

e se integrato fornisce l'abbassamento totale

$$\begin{aligned} w &= \int_0^{2\pi} \int_0^R \frac{qrd\vartheta dr}{\frac{\pi r E_0}{(1-\nu^2)} + \frac{r^2 E_n}{\beta}} = \int_0^{2\pi} \int_0^R \frac{qrd\vartheta dr}{\frac{\pi r E_0}{(1-\nu^2)} \left( 1 + \frac{r E_n (1-\nu^2)}{\beta \pi E_0} \right)} = \\ &= 2q\pi \frac{(1-\nu^2)}{\pi E_0} \int_0^R \frac{dr}{\left( 1 + \frac{r E_n (1-\nu^2)}{\beta \pi E_0} \right)} = 2q\pi \frac{(1-\nu^2)}{\pi E_0} \left[ \ln \left( 1 + \frac{r E_n (1-\nu^2)}{\beta \pi E_0} \right) \right]_0^R \cdot \frac{\beta \pi E_0}{E_n (1-\nu^2)} = \\ &= 2q\pi \frac{(1-\nu^2)}{\pi E_0} \ln \left( 1 + \frac{R E_n (1-\nu^2)}{\beta \pi E_0} \right) \cdot \frac{\beta \pi E_0}{E_n (1-\nu^2)} = 2q\pi \frac{\beta}{E_n} \ln \left( 1 + \frac{R E_n (1-\nu^2)}{\beta \pi E_0} \right) \end{aligned} \quad (C.8)$$

In questo modo si ottiene la formula applicata al calcolo dei cedimenti, che tiene conto della variabilità nella profondità del modulo elastico.



## BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

- [01] API Standard 650, *Welded Steel Tanks for Oil Storage*, Addendum 4, 10<sup>th</sup> Edition, API, American Petroleum Institute, Washington D.C., USA, 2005.
- [02] AWWA D100-96, *Welded Steel Tanks for Water Storage*, American Water Works Association, Denver, Colorado, USA, 1996.
- [03] EN 1998-4. Eurocode 8. *Design Provisions of Earthquake Resistance of Structure. Part 4: Silos, Tanks and Pipelines*. European Committee for Standardization, Brussel, 2006.
- [04] IITK-GSDMA *Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks*, National Information Centre of Earthquake Engineering, Indian Institute of Technology, Kanpur, 2007.
- [05] New Zealand Recommendations: *Seismic Design of Storage Tanks*, New Zealand, 1986.
- [06] Lenzi.M., Campana, P., *Annotazioni sulla Statica dei Serbatoi Metallici in Regime Assialsimmetrico*, [www.acmar.it/pubblicazioni](http://www.acmar.it/pubblicazioni), ACMAR, Ravenna, 2009.
- [07] Lenzi.M., Campana, P., *Annotazioni sulla progettazione sismica dei serbatoi non ancorati*, [www.acmar.it/pubblicazioni](http://www.acmar.it/pubblicazioni), ACMAR, Ravenna, 2008.
- [08] Lenzi.M., Campana, P., *Annotazioni sul progetto dei serbatoi metallici in zona sismica*, [www.acmar.it/pubblicazioni](http://www.acmar.it/pubblicazioni), ACMAR, Ravenna, 2009.
- [09] Lenzi.M., Campana, P., *Ovalization of steel storage tanks as a result of differential settlements*, SEI - Structural Engineering International, Vol. 18, nr. 4, IABSE, Zurich, 2008.
- [10] Greiner R., Ofner R. *Large Cylindrical Flat-bottom Storage Tanks - Design Calculations for Seismic Effects*, Design, Inspection, Maintenance and Operation of Cylindrical Steel Tanks and Pipelines, Prague 2003.
- [11] Greiner R., Ofner R., *A second buckling effect of cylindrical tanks under earthquake*, Proceedings of the 5th International Conference on Computation of Shell and Spatial Structures, Salzburg, Austria, 2005.
- [12] Haroun M.A., *Mitigation of elephant-foot bulge formation in seismically-excited steel storage tanks*, 18th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 18), Beijing, 2005.
- [13] Wozniak, R.S., Mitchell, W.W. *Basis of seismic design provisions for welded steel oil storage tanks*, American Petroleum Institute, 43<sup>th</sup> midyear meeting, Session on Advanced in Storage Tank Design, Toronto, Canada, 1978.
- [14] Malhotra, P.,K., Wenk, T., Wieland, M., *Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid Storage Tanks*, Structural Engineering International, Vol. 10, nr. 3, Zurich, 2000.
- [15] Malhotra, P.,K., Koller, M., *Seismic evaluation of unanchored cylindrical tanks*, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper no. 2453, Vancouver, Canada, 2004.

- [16] Iervolino, I., *Analisi Quantitativa di Rischio Sismico nell'Industria di Processo*, Tesi di Dottorato, Università "Federico II", Polo delle Scienze e delle Tecnologie, Napoli, 2003.
- [17] Kettler, M., *Earthquake Design of Large Liquid-Filled Steel Storage Tanks*, VMD, Verlag, Berlin, 2008.
- [18] Belluzzi, O., *Scienza delle Costruzioni*, Vol. 3, Cap. XXVIII, Ed. Zanichelli, Bologna.
- [19] Pozzati, P., *Teoria e Tecnica delle Strutture*, Vol. 1, Cap. 5, Ed., UTET Torino, 1977.
- [20] Navy, E.G., *Prestressed Concrete*, Ch. 11, 3<sup>rd</sup> Edition, Prentice Hall, New Jersey, 2000.