

NORMA ITALIANA
SPERIMENTALE

Eurocodice 8
Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle
strutture
Parte 4: Silos, serbatoi e tubazioni

UNI ENV 1998-4

SETTEMBRE 2000

Eurocode 8
Design of structures for earthquake resistance
Part 4: Silos, tanks and pipelines

Corretta il
17 aprile 2003

DESCRITTORI

Ingegneria civile, costruzione, struttura, silos, tubazione, serbatoio, struttura resistente ai sismi, progettazione antisismica, calcolo

CLASSIFICAZIONE ICS

91.120.25

SOMMARIO

La norma, sperimentale, fornisce i principi e i criteri applicativi per la progettazione antisismica ai fini strutturali delle attrezzature che hanno nel loro interno tubazioni, serbatoi di diverso tipo e destinazione o si applica a tubazioni, serbatoi indipendenti, quali per esempio acquedotti o gruppi di silos, contenenti materiale granulare; può anche essere usata quale base per valutare la resistenza delle attrezzature esistenti per portarle a soddisfare la norma. La norma può essere incompleta per progettare le attrezzature associabili a grandi rischi per la popolazione, per l'ambiente o che devono avere prestazioni aggiuntive stabilite.

RELAZIONI NAZIONALI

RELAZIONI INTERNAZIONALI

= ENV 1998-4:1998
La presente norma sperimentale è la versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1998-4 (edizione gennaio 1998).

ORGANO COMPETENTE

Commissione "Ingegneria strutturale"

RATIFICA

Presidente dell'UNI, delibera del 21 agosto 2000

RICONFERMA

UNI
Ente Nazionale Italiano
di Unificazione
Via Battistotti Sassi, 11B
20133 Milano, Italia

©UNI - Milano 2000
Riproduzione vietata. Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte del presente documento può essere riprodotta o diffusa con un mezzo qualsiasi, fotocopie, microfilm o altro, senza il consenso scritto dell'UNI.



NORMA EUROPEA SPERIMENTALE

PREMESSA NAZIONALE

La presente norma costituisce il recepimento, in lingua italiana, della norma europea sperimentale ENV 1998-4 (edizione gennaio 1998), che assume così lo status di norma nazionale italiana sperimentale. La traduzione è stata curata dall'UNI.

La Commissione "Ingegneria strutturale" dell'UNI, che segue i lavori europei sull'argomento, per delega della Commissione Centrale Tecnica, ha approvato il progetto europeo il 6 maggio 1997. La scadenza del periodo di validità della ENV 1998-4 è stata fissata inizialmente dal CEN per gennaio 2001. Eventuali osservazioni sulla norma possono comunque pervenire all'UNI entro gennaio 2001.

Le norme UNI sono revisionate, quando necessario, con la pubblicazione di nuove edizioni o di aggiornamenti.

È importante pertanto che gli utenti delle stesse si accertino di essere in possesso dell'ultima edizione e degli eventuali aggiornamenti.

Le norme sperimentali sono emesse, per applicazione provvisoria, in campi in cui viene avvertita una necessità urgente di orientamento, senza che esista una consolidata esperienza a supporto dei contenuti tecnici descritti.

Si invitano gli utenti ad applicare questa norma sperimentale, così da contribuire a fare maturare l'esperienza necessaria ad una sua trasformazione in norma raccomandata.

Chiunque ritenesse, a seguito del suo utilizzo, di poter fornire informazioni sulla sua applicabilità e suggerimenti per un suo miglioramento o per un suo adeguamento ad uno stato dell'arte in evoluzione è pregato di inviare, entro la scadenza indicata, i propri contributi all'UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione.

INDICE

	PREMESSA	2
1	GENERALITÀ	4
1.1	Scopo	4
1.2	Requisiti di sicurezza	4
1.2.1	Generalità	4
1.2.2	Stato limite di servizio	5
1.2.3	Stato limite ultimo	5
1.2.4	Differenziazione di affidabilità.....	5
	prospetto 1.1	
	Fattori di importanza.....	6
1.2.5	Affidabilità del sistema e degli elementi.....	6
1.2.6	Progetto concettuale.....	6
1.3	Azione sismica	7
1.4	Analisi.....	7
1.4.1	Generalità	7
1.4.2	Fattori di struttura.....	7
1.4.3	Smorzamento.....	8
1.4.4	Interazione con il terreno.....	8
1.4.5	Smorzamento pesante	8
1.5	Verifiche di sicurezza.....	8
1.5.1	Generalità.....	8
1.5.2	Combinazione dell'azione sismica con altre azioni.....	9
2	REGOLE SPECIFICHE PER I SILOS	9
2.1	Sovrappressione dinamica	9
	prospetto 2.1	
	Valori minimi del fattore di sovrappressione C_d	9
2.2	Combinazione delle componenti del moto del terreno	10
2.3	Analisi.....	10
2.4	Verifiche	10
2.4.1	Stato limite di servizio	10
2.4.2	Stato limite ultimo	10
3	REGOLE SPECIFICHE PER I SERBATOI	11
3.1	Criteri di conformità.....	11
3.1.1	Generalità.....	11
3.1.2	Stato limite di servizio	11
3.1.3	Stato limite ultimo	11
3.2	Combinazione delle componenti del moto del terreno	11
3.3	Metodi di analisi	12
3.3.1	Generalità.....	12
3.3.2	Fattori di struttura.....	12
3.3.3	Effetti idrodinamici.....	12
3.4	Verifiche	13
3.4.1	Stato limite di servizio	13
3.4.2	Stato limite ultimo	14
3.5	Misure complementari	14
3.5.1	Scavo e/o terrapieno attorno al serbatoio	14
3.5.2	Effetti delle onde di superficie	15
3.5.3	Interazioni dovute alle tubature.....	15
4	REGOLE SPECIFICHE PER LE TUBAZIONI	15
4.1	Generalità.....	15
4.2	Requisiti	16
4.2.1	Differenziazione dell'affidabilità	16
4.2.2	Requisiti di esercizio.....	16

4.2.3	Requisiti di sicurezza	16
4.3	Azione sismica	17
4.3.1	Generalità	17
4.3.2	Vibrazioni sismiche	17
4.3.3	Modellazione delle onde sismiche	17
4.3.4	Movimenti permanenti del terreno	18
4.4	Metodi di analisi	18
4.4.1	Tubazioni interrato	18
4.4.2	Tubature in superficie	18
4.5	Verifiche	19
4.5.1	Generalità	19
4.6	Misure progettuali per l'attraversamento di faglie	20

APPENDICE (informativa)	A	PROCEDIMENTI PER L'ANALISI SISMICA DI SERBATOI	21
-----------------------------------	----------	---	-----------

figura	A.1	Variazione della pressione impulsiva per tre valori di $\alpha = HR$ 1(a) variazione lungo l'altezza; 1(b) variazione radiale lungo il fondo del serbatoio (Valori normalizzati a Ra_g)	22
figura	A.2	Rapporti m_i/m e h_i/H come funzioni della snellezza del serbatoio	23
figura	A.3	Variazione delle pressioni di sbattimento dei primi due modi lungo l'altezza [figura A.3(a)] e valori delle prime due frequenze di sbattimento in funzione di	24
figura	A.4	Prime due masse modali di sbattimento [figura A.4(a)], e corrispondenti altezze h_{c1} e h_{c2} [figura A.4(b)], come funzioni di	25
prospetto	A.1	30
figura	A.5(a)	Pressioni impulsive adimensionali sulla parete perpendicolare alla direzione del terremoto di un serbatoio rettangolare (dal riferimento [10])	32
figura	A.5(b)	Valori di picco delle pressioni impulsive adimensionali su un muro rettangolare perpendicolare alla direzione del terremoto (dal riferimento [10])	33
figura	A.6	Pressioni convettive adimensionali sulla parete perpendicolare alla direzione del terremoto in un serbatoio rettangolare (dal riferimento [10])	33
figura	A.7	Nomenclatura per un serbatoio cilindrico con asse orizzontale (dal riferimento [10])	34
figura	A.8	Pressione impulsiva su un cilindro orizzontale con $H = R$. Eccitazione trasversale (dal riferimento [10])	35
figura	A.9	Frequenza adimensionalizzata del primo modo convettivo per serbatoi rigidi di diverse forme (dal riferimento [10])	36
figura	A.10	Rapporto della forza membranale di compressione assiale massima per serbatoi non ancorati e ancorati rispetto a valori del momento ribaltante (dal riferimento [12])	41
figura	A.11	Massima altezza sollevata per momento ribaltante M/WH (dal riferimento [12])	41
figura	A.12	Lunghezza della parte sollevata in funzione del sollevamento (dal riferimento [12])	42
figura	A.13	Rotazione plastica della piastra di base di un serbatoio in condizioni di sollevamento (dal riferimento [10])	43

APPENDICE (informativa)	B	TUBATURE INTERRATE	46
-----------------------------------	----------	---------------------------	-----------

PRENORMA EUROPEA	Eurocodice 8 Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture Parte 4: Silos, serbatoi e tubazioni	ENV 1998-4
		GENNAIO 1998
EUROPEAN PRESTANDARD	Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance Part 4: Silos, tanks and pipelines	
PRÉNORME EUROPÉENNE	Eurocode 8 Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes Partie 4: Silos, réservoirs et canalisations	
EUROPÄISCHE VORNORM	Eurocode 8 Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen	
DESCRITTORI	Ingegneria civile, costruzione, struttura, silos, tubazione, serbatoio, struttura resistente ai sismi, progettazione antisismica, calcolo	
ICS	91.120.25	

La presente norma europea sperimentale (ENV) è stata approvata dal CEN, come norma per applicazione provvisoria, 6 giugno 1997.

Il periodo di validità della presente norma ENV è limitato inizialmente a 3 anni. I membri del CEN saranno invitati dopo 2 anni a sottoporre i loro commenti, in particolare per quanto riguarda la sua trasformazione da ENV a norma europea. I membri del CEN sono tenuti a rendere nota l'esistenza della presente ENV nello stesso modo utilizzato per una EN e a renderla prontamente disponibile a livello nazionale in una forma appropriata. È possibile mantenere in vigore, contemporaneamente alla ENV, norme nazionali contrastanti, fino alla decisione finale sulla possibile conversione da ENV a EN.

I membri del CEN sono gli Organismi nazionali di normazione di Austria, Belgio, Danimarca, Finlandia, Francia, Germania, Grecia, Irlanda, Islanda, Italia, Lussemburgo, Norvegia, Paesi Bassi, Portogallo, Regno Unito, Repubblica Ceca, Spagna, Svezia e Svizzera.

CEN

COMITATO EUROPEO DI NORMAZIONE

European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung

Segreteria Centrale: rue de Stassart, 36 - B-1050 Bruxelles

© 1998 CEN

Tutti i diritti di riproduzione, in ogni forma, con ogni mezzo e in tutti i Paesi, sono riservati ai Membri nazionali del CEN.

PREMESSA

Obiettivi degli Eurocodici

- (1) Gli Eurocodici strutturali costituiscono un gruppo di norme relative alla progettazione strutturale e geotecnica degli edifici e delle opere di ingegneria civile.
- (2) Essi trattano esecuzione e controllo solo nella misura atta a definire la qualità dei prodotti adoperati nella costruzione ed il livello di preparazione professionale necessario per soddisfare le ipotesi assunte nella progettazione.
- (3) Fin quando non sarà disponibile la necessaria serie delle norme tecniche sui prodotti e sui metodi di prova delle loro prestazioni, alcuni degli Eurocodici strutturali tratteranno taluni di questi aspetti in specifiche appendici informative.

Cronistoria del programma degli Eurocodici

- (4) La Commissione della Comunità Europea (CEC) assunse l'iniziativa di redigere un insieme di norme tecniche per la progettazione di edifici ed opere di ingegneria civile che fosse inizialmente un'alternativa ai diversi regolamenti in vigore nei vari Paesi membri, per sostituirli successivamente. Queste norme tecniche sono state designate Eurocodici strutturali.
- (5) Nel 1990, dopo avere consultato i rispettivi Paesi membri, la CEC ha incaricato il CEN del lavoro di sviluppo ulteriore, emanazione ed aggiornamento degli Eurocodici strutturali; la Segreteria dell'EFTA ha accettato di dare supporto ai lavori del CEN.
- (6) Il Comitato Tecnico CEN/TC 250 è responsabile di tutti gli Eurocodici strutturali.

Programma degli Eurocodici

- (7) Sono in fase di redazione i seguenti Eurocodici strutturali, ognuno dei quali generalmente consta di un numero di parti:
 - ENV 1991 = Eurocodice 1 Basis of design and actions on structures [Basi di calcolo ed azioni sulle strutture]
 - ENV 1992 = Eurocodice 2 Design of concrete structures [Progettazione delle strutture di calcestruzzo]
 - ENV 1993 = Eurocodice 3 Design of steel structures [Progettazione delle strutture di acciaio]
 - ENV 1994 = Eurocodice 4 Design of composite steel and concrete structures [Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo]
 - ENV 1995 = Eurocodice 5 Design of timber structures [Progettazione delle strutture di legno]
 - ENV 1996 = Eurocodice 6 Design of masonry structures [Progettazione delle strutture di muratura]
 - ENV 1997 = Eurocodice 7 Geotechnical design [Progettazione geotecnica]
 - ENV 1998 = Eurocodice 8 Design of structures for earthquake resistance [Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture]
 - ENV 1999 = Eurocodice 9 Design of aluminium alloy structures [Progettazione delle strutture in lega di alluminio]
- (8) Il CEN/TC 250 ha costituito dei sottocomitati separati in relazione ai diversi Eurocodici sopra citati.
- (9) La presente parte 3 dell'Eurocodice 8 viene pubblicata dal CEN come norma europea sperimentale (ENV) per un periodo iniziale di tre anni.
- (10) La presente norma sperimentale è utilizzata per applicazioni pratiche e per la presentazione di commenti.
- (11) Dopo circa due anni ai membri CEN sarà chiesto di inviare commenti formali da prendere in considerazione per definire le future azioni.

-
- (12) Nel frattempo, suggerimenti e commenti sulla presente norma sperimentale dovrebbero essere inviati alla Segreteria del CEN/TC 250/SC 8 al seguente indirizzo:
- IPQ c/o LNEC
Avenida do Brasil 101
P - 1799 LISBOA Codex
PORTUGAL
- o all'ente normatore nazionale.
- (nota nazionale - per l'Italia: UNI
Via Battistotti Sassi, 11B
20133 MILANO
(tel. 02/70024.1 - fax. 02/70.106.106)

Documenti di applicazione nazionale (NAD)

- (13) Considerando la responsabilità delle autorità nei Paesi membri in fatto di sicurezza, salute ed altre questioni espresse nei requisiti essenziali della Direttiva "Prodotti da Costruzione" (CPD), ad alcuni coefficienti di sicurezza contenuti in questa norma sperimentale sono stati assegnati dei valori indicativi che vengono identificati da "valori incasellati". Si prevede che le autorità di ciascun Paese membro rivedano tali "valori incasellati" e possano, per l'uso nelle applicazioni nazionali, sostituire ad essi dei valori definitivi alternativi per questi coefficienti di sicurezza.
- (14) Alcune delle norme europee o internazionali di supporto potrebbero non essere disponibili al momento della pubblicazione della presente parte. Si anticipa quindi che verrà pubblicato da ogni Paese membro o dall'ente di normazione un Documento di Applicazione Nazionale (NAD), il quale fornirà i valori sostitutivi per i coefficienti di sicurezza, farà riferimento alle norme di supporto compatibili e rappresenterà una guida a livello nazionale per l'applicazione della presente norma sperimentale.
- (15) Resta inteso che la presente norma sperimentale verrà utilizzata insieme al NAD valido nel Paese in cui vengono svolti i lavori di edilizia o di ingegneria civile.

Argomenti specifici della presente norma sperimentale

- (16) Lo scopo dell'Eurocodice 8 è dato dalla ENV 1998-1-1:1994, punto 1.1.1; lo scopo della presente parte dell'Eurocodice 8 è dato in 1.1. Le altre parti previste dall'Eurocodice 8 sono indicate dalla ENV 1998-1-1:1994, punto 1.1.3.
- (17) La presente norma sperimentale è divisa in quattro sezioni. La prima sezione presenta le regole generali da applicare alla progettazione antisismica di sili, serbatoi e tubature. I rimanenti punti trattano le regole specifiche per i sili (sezione 2), serbatoi (sezione 3) e tubature (sezione 4).
- (18) Si raccomanda che la presente norma sperimentale sia applicata in congiunzione con la ENV 1998-1-1 e in aggiunta ai provvedimenti di altri Eurocodici di rilievo.
- (19) La presente norma sperimentale comprende due appendici informative.

Futuri sviluppi deliberati della presente norma sperimentale

- (20) Uno degli obiettivi della presente norma sperimentale è di assicurare una coerenza fra le regole di progetto antisismiche per sili, serbatoi e tubature e le regole usate per altre costruzioni. È necessario comprendere che questo obiettivo è a lungo termine e richiede un progresso continuo e non può essere ottenuto con un unico passaggio.
- (21) Parti di altri Eurocodici che trattano le stesse strutture della presente norma sperimentale sono ancora in fase di preparazione.
- (22) Diversi aspetti del comportamento sismico da parte di silos, serbatoi e tubature sono ancora oscuri e la ricerca al riguardo è in corso. Si prevede che questa norma sperimentale ed, in particolare, le procedure di progetto e le regole date nelle appendici devono essere aggiornate progressivamente con l'acquisizione di nuove conoscenze in questo ambito.

1

GENERALITÀ

1.1

Scopo

- P(1) L'intento della presente norma sperimentale è di fornire principi e regole di applicazione per la progettazione antisismica degli aspetti strutturali di complessi integrati composti da sistemi di tubature e da serbatoi di riserva di diversi tipi e con diverse destinazioni, come anche da singoli elementi, come per esempio singoli serbatoi idrici a torre, utilizzati per scopi specifici, o gruppi di sili contenenti materiale granulare, ecc. La presente norma sperimentale può essere anche utilizzata come base per valutare l'entità di rinforzo necessaria per strutture già esistenti per portarle alla conformità con le presenti norme.
- P(2) La presente norma sperimentale comprende criteri aggiuntivi e regole necessarie per la progettazione antisismica di queste strutture senza restrizione sulle loro dimensioni, tipologie strutturali ed altre caratteristiche funzionali. Per alcuni tipi di serbatoi e sili, tuttavia, fornisce anche metodi dettagliati di valutazione e verifica.
- P(3) Con riferimento al punto 1.1 della ENV 1998-1-1:1994, la presente norma sperimentale può non essere completa riguardo a quelle costruzioni associate con alto rischio per la popolazione o per l'ambiente, per le quali devono essere stabiliti dei requisiti aggiuntivi dalle autorità competenti. La presente norma sperimentale, inoltre, non è completa per quelle costruzioni che hanno elementi strutturali non comuni, le quali possono richiedere delle misure particolari e degli studi speciali per assicurare la loro protezione antisismica. In questi ultimi due casi, la presente norma sperimentale fornisce principi generali ma non regole di applicazione dettagliate.
- (4) La natura di sistemi di importanza per la vita umana che spesso caratterizza le costruzioni trattate dalla presente norma sperimentale richiede concetti, modelli e metodi che possono risultare molto diversi da quelli di uso corrente per i tipi più comuni di strutture. Inoltre, la risposta e la stabilità di serbatoi sottoposti a forti azioni sismiche può coinvolgere fenomeni piuttosto complessi di interazione terreno-struttura-fluido, non facilmente riconducibili a procedure semplificate di progettazione. Ugualmente impegnativo può essere il progetto di un sistema di tubazioni che attraversi zone con terreno scarsamente resistente e eventualmente instabile. Per i suddetti motivi, l'organizzazione della presente norma sperimentale è in parte differente dalle altre parti della ENV 1998. La presente norma sperimentale è in generale ristretta a principi di base e approcci metodologici, mentre procedure dettagliate di analisi sono date nelle appendici per alcune situazioni tipiche.
- P(5) Per potere formulare dei requisiti generali e per poterli implementare, viene fatta una distinzione tra le strutture trattate nella presente parte 4, per esempio: strutture indipendenti e reti ridondanti.
- P(6) Una struttura può essere considerata indipendente quando il suo comportamento durante e dopo un evento sismico non è influenzato da quello di altre strutture e se le conseguenze del suo collasso sono in relazione solamente alle funzioni ad essa richieste.

1.2

Requisiti di sicurezza

1.2.1

Generalità

- P(1) La presente norma sperimentale tratta strutture che possono essere estremamente diverse in aspetti di base quali:
- la natura e la quantità del prodotto immagazzinato ed il pericolo potenzialmente associato;
 - i requisiti funzionali durante e dopo un evento sismico;
 - le condizioni ambientali.

-
- (2) A seconda delle combinazioni specifiche degli aspetti indicati, deve essere appropriata una diversa formulazione dei requisiti generali. Per motivi di coerenza con la struttura generale degli Eurocodici, è mantenuta l'indicazione di due stati limite, con una definizione adattata in modo consona.

1.2.2

Stato limite di servizio

- P(1) A seconda delle caratteristiche e delle finalità delle strutture prese in considerazione, uno solo o entrambi gli stati limite di servizio seguenti devono essere soddisfatti:
- piena integrità;
 - livello operativo minimo.
- P(2) Il requisito di "piena integrità" implica che il sistema preso in considerazione, con un insieme specificato di elementi accessori integrati con esso, rimanga in piena efficienza e privo di perdite sottoposto ad un evento sismico con una probabilità annuale di superamento il cui valore deve essere stabilito sulla base delle conseguenze della sua perdita di funzionalità e/o delle perdite del suo contenuto.
- P(3) Il requisito di "livello operativo minimo" implica che il sistema preso in considerazione può subire un certo livello di danneggiamento di alcuni suoi componenti, fino al punto però, che dopo le operazioni di controllo del danneggiamento, la capacità del sistema possa essere ripristinata ad un livello prefissato di operatività. L'evento sismico per cui questo stato limite non deve essere superato avrà una probabilità annuale di superamento il cui valore deve essere stabilito basandosi sulle perdite relative alla ridotta capacità del sistema e alle riparazioni necessarie.

1.2.3

Stato limite ultimo

- P(1) Lo stato limite ultimo del sistema è definito in corrispondenza alla perdita di capacità operativa del sistema, con la possibilità di un recupero parziale (nella misura definita dall'autorità responsabile) condizionato ad una quantità accettabile di riparazioni.
- P(2) Per elementi particolari di una rete, come anche per strutture indipendenti il cui collasso totale comporterebbe dei grossi rischi, lo stato limite ultimo viene definito come quello stato di danneggiamento che, quantunque possa essere grave, esclude tuttavia tipi di collasso fragile e permette un rilascio controllato del contenuto. Quando il collasso dei suddetti elementi non comporta rischi apprezzabili per vite umane o beni, lo stato limite ultimo può essere definito come quello corrispondente al collasso completo.
- P(3) L'evento sismico di riferimento per il quale lo stato limite ultimo non deve essere superato deve essere stabilito sulla base delle perdite indirette e dirette causate dal collasso del sistema.

1.2.4

Differenziazione di affidabilità

- P(1) Reti di tubature e strutture indipendenti, sia serbatoi che silos, devono essere corredati di un livello di protezione in proporzione al numero di persone esposte al rischio e alle perdite ambientali ed economiche associate al mancato raggiungimento del loro livello di funzionalità.
- P(2) La differenziazione di affidabilità deve essere ottenuta mettendo a punto in modo opportuno la probabilità annuale di superamento dell'azione sismica di progetto.
- (3) Questa messa a punto dovrebbe essere implementata applicando un fattore di importanza I_1 all'azione sismica di riferimento, seguendo la definizione data dalla ENV 1998-1-1:1994 in 2.1 (3). Valori specifici del fattore I_1 , necessari per modificare gli effetti dell'azione in modo che corrispondano all'evento sismico col periodo di ritorno prescelto, dipendono dalla sismicità di ciascuna regione e devono essere quindi forniti dal Documento di Applicazione Nazionale.
- P(4) Per le strutture comprese nei fini della presente norma sperimentale è appropriato considerare tre diversi livelli di protezione. Il prospetto 1.1 fornisce uno schema per stabilire livelli differenziati di protezione. Nella colonna a sinistra è data una

classificazione degli utilizzi più comuni di queste strutture, mentre le tre colonne a destra contengono gli appropriati livelli di protezione in termini dei valori del fattore di importanza I_1 per tre classi di affidabilità (vedere ENV 1991-1:1994).

prospetto 1.1

Fattori di importanza

Utilizzo della struttura/impianto	Classe		
	1	2	3
Riserva di acqua potabile Materiale non tossico, non infiammabile	1,2	1,0	0,8
Acqua antincendio Materiale tossico non volatile Sostanze petrolchimiche a bassa infiammabilità	1,4	1,2	1,0
Sostanze chimiche volatili Liquidi esplosivi e ad alta infiammabilità	1,6	1,4	1,2

- P(5) La classe 1 si riferisce a situazioni ad alto rischio per le vite umane e forti conseguenze ambientali, economiche e sociali.
- P(6) Situazioni con un rischio medio per le vite e considerevoli conseguenze ambientali, economiche e sociali appartengono alla classe 2.
- P(7) La classe 3 si riferisce a situazioni dove il rischio per le vite umane è basso e le conseguenze ambientali, economiche e sociali del collasso sono piccole o trascurabili.
- (8) Una definizione più dettagliata delle classi, specifica per i sistemi di tubature, è data in 4.2.1.

1.2.5

Affidabilità del sistema e degli elementi

- P(1) I requisiti di affidabilità descritti in 1.2.2 e 1.2.3 si riferiscono all'intero sistema preso in considerazione, sia che comprenda un singolo componente o un insieme di componenti collegati in vario modo per adempiere alle funzioni richieste.
- P(2) Sebbene un approccio formale all'analisi di affidabilità del sistema sia estraneo allo scopo della presente norma sperimentale, il progettista deve prendere in considerazione esplicitamente il ruolo dei vari elementi nell'assicurare la funzionalità continuativa del sistema, specialmente quando non è ridondante. Nel caso di sistemi molto complessi, il progetto deve essere basato su delle analisi di sensitività.
- P(3) Elementi della rete, o di una struttura nella rete, i quali si rivelano essere critici rispetto al collasso del sistema, verranno corredati di un adeguato ulteriore margine di protezione, commisurato alle conseguenze del collasso. Laddove non esista un'esperienza precedente, quegli elementi critici dovrebbero essere studiati sperimentalmente per verificare l'accettabilità delle ipotesi di progetto.
- (4) Se non vengono eseguite delle analisi più rigorose, il margine di protezione aggiuntivo per elementi critici può essere ottenuto assegnandoli ad una classe di affidabilità più elevata di un livello di quella dell'intero sistema.
- P(5) Il progettista deve tenere in considerazione che, in alcuni casi, l'aumento della resistenza di un elemento di una struttura può diminuire l'affidabilità globale della struttura.

1.2.6

Progetto concettuale

- P(1) Il progetto di una rete o di una struttura indipendente deve prendere in considerazione i seguenti aspetti generali per mitigare gli effetti di un sisma:
- Controllo della qualità dei componenti;
 - Ridondanza dei sistemi;
 - Accesso facile per l'ispezione, manutenzione e riparazione dei danni;
 - Assenza di interazioni delle componenti meccaniche ed elettriche con gli elementi strutturali.

-
- P(2) In sistemi ridondanti, per evitare la diffusione del danneggiamento dovuto a interconnessione di componenti deve essere possibile isolare le parti del sistema, in modo da trarre vantaggio dalle ridondanze.
 - (3) Nel caso di attrezzature indispensabili, vulnerabili nei confronti del sisma, per le quali sarebbe difficile o dispendioso in termini di tempo il recupero rispetto al danneggiamento, o laddove le parti danneggiate sono difficilmente individuabili, esse devono essere divise in parti indipendenti, oppure dovrebbero essere disponibili attrezzature di scorta.

1.3

Azione sismica

- P(1) L'azione sismica da utilizzare per determinare gli effetti di azione sismica per la progettazione di silos, serbatoi e tubature è definita al punto 4 della ENV 1998-1-1:1994 nelle varie forme equivalenti di spettro di risposta elastico, in funzione del sito (punto 4.2.2 della ENV 1998-1-1:1994), spettro di potenza (punto 4.3.1 della ENV 1998-1-1:1994) e rappresentazione nel dominio del tempo (punto 4.3.2 della ENV 1998-1-1:1994). Nei casi in cui è accettabile un fattore di struttura q maggiore dell'unità (vedere 1.4.2), si utilizzerà lo spettro di progetto per l'analisi elastica (punto 4.2.2 della ENV 1998-1-1:1994).
- P(2) Le due azioni sismiche da usare per controllare lo stato limite di servizio e lo stato limite ultimo, rispettivamente, devono essere stabilite dall'autorità nazionale competente, sulla base della sismicità delle diverse zone sismiche e del livello della categoria di importanza della specifica struttura.
- (3) Possibili fattori di riduzione per tenere in conto il periodo di ritorno inferiore dell'evento sismico associato allo stato limite di servizio sono dati nel punto 4.3 della ENV 1998-1-2:1994.

1.4

Analisi

1.4.1

Generalità

- P(1) Per le strutture che rientrano nello scopo della presente norma sperimentale, gli effetti dell'attività sismica devono essere determinati generalmente sulla base del comportamento lineare delle strutture e del terreno nelle loro vicinanze.
- P(2) Metodi di analisi non lineare possono essere utilizzati per ottenere gli effetti dell'azione sismica per quei casi speciali dove la necessità di considerare il comportamento non-lineare della struttura e del terreno circostante è dettata dalla natura del problema, o qualora la soluzione elastica non sarebbe economicamente realizzabile. In tali casi, si proverà che il progetto ottenuto possiede almeno la stessa affidabilità delle strutture esplicitamente trattate dalla presente norma sperimentale. La prova di ciò deve essere nella constatazione di assenza di collasso in corrispondenza di variazioni realisticamente ampie delle proprietà meccaniche adottate.

1.4.2

Fattori di struttura

- P(1) Per le strutture considerate nella presente norma sperimentale non è prevista la dissipazione di apprezzabili quantità di energia attraverso il loro comportamento anelastico. Di conseguenza, il valore del fattore di struttura q deve essere generalmente considerato $q = 1$. L'utilizzo di fattori $q > 1$ è permesso solamente a condizione che le fonti di dissipazione di energia siano esplicitamente identificate e quantificate e sia dimostrata la capacità della struttura di sfruttarle attraverso opportuni dettagli costruttivi.
- P(2) Per il progetto pienamente elastico ($q = 1$) l'azione sismica di progetto è definita dallo spettro elastico. Se vengono adottati valori di $q > 1$, deve essere utilizzato lo spettro di progetto per l'analisi lineare.
- P(3) Anche se viene adottato un valore $q = 1$ per la risposta globale, gli elementi strutturali devono essere progettati con una certa duttilità locale e costruiti con materiali duttili.

1.4.3

Smorzamento

1.4.3.1

Smorzamento strutturale

- (1) Qualora i valori di smorzamento non sono ottenuti attraverso informazioni specifiche o attraverso metodi diretti nell'analisi lineare, devono essere utilizzati i seguenti valori di smorzamento:
 - a) Stato limite di servizio:
strutture di calcestruzzo armato: 4%,
strutture di calcestruzzo armato pre-compresso: 2%,
strutture di acciaio: 2%.
 - b) Stato limite ultimo:
strutture di calcestruzzo armato: 7%,
strutture di calcestruzzo armato pre-compresso: 5%,
strutture di acciaio: 4%.

1.4.3.2

Smorzamento dovuto ai contenuti

- (1) Il valore $\delta = 0,5\%$ può essere adottato per acqua ed altri fluidi, se non è determinato in altro modo.
- (2) Per i materiali granulari deve essere utilizzato un valore di smorzamento apposito. Mancando informazioni più specifiche può essere utilizzato un valore del 10%.

1.4.3.3

Smorzamento in fondazione

- (1) Lo smorzamento del materiale cambia con la natura del terreno e l'intensità della scossa. Qualora determinazioni più precise non sono disponibili, dovrebbero essere usati i valori forniti nel prospetto 4.1 della ENV 1998-5:1994.
- P(2) Lo smorzamento per radiazione di onde elastiche nel terreno dipende dalla direzione del moto (traslazione orizzontale, traslazione verticale, rollio, ecc.), dalla geometria delle fondazioni, dalla stratigrafia e morfologia del suolo. I valori adottati nell'analisi devono essere compatibili con le condizioni attuali del sito e devono essere giustificati con riferimento a risultati teorici e sperimentali riconosciuti. I valori dello smorzamento per radiazione utilizzati nell'analisi non devono superare il valore: $\delta = 20\%$. Indicazioni per la scelta e l'utilizzo di valori di smorzamento associati a diversi movimenti delle fondazioni sono date nell'appendice B della ENV 1998-3:1996 e nell'appendice A della presente norma sperimentale.

1.4.4

Interazione con il terreno

- P(1) Gli effetti dell'interazione terreno-struttura devono essere considerati in accordo con il punto 6 della ENV 1998-5:1994.
- (2) Informazioni aggiuntive sulle procedure per tenere in conto l'interazione suolo-struttura sono date nell'appendice C della ENV 1998-3:1996, e nell'appendice A della presente norma sperimentale.

1.4.5

Smorzamento pesato

- (1) Un procedimento per tenere conto dei contributi dei diversi materiali/elementi allo smorzamento globale medio dell'intero sistema è dato nell'appendice B della ENV 1998-3:1996.

1.5

Verifiche di sicurezza

1.5.1

Generalità

- P(1) Le verifiche di sicurezza devono essere eseguite per gli stati limite definiti in 1.2, seguendo le disposizioni specifiche in 2.4, 3.5 e 4.5.
- (2) Nel caso in cui lo spessore di piastra sia aumentato per tenere in conto di effetti di corrosione futuri, le verifiche devono essere fatte per entrambi gli spessori aumentato e non aumentato.

1.5.2

Combinazione dell'azione sismica con altre azioni

P(1) Le verifiche devono essere fatte usando la combinazione degli effetti dell'azione sismica con le altre azioni come prescritto nel punto 4.4(1) della ENV 1998-1-1:1994.

$$\sum G_{kj} + \gamma_1 A_{Ed} + P_k + \sum \psi_{2i} Q_{ki} \quad [1.1]$$

dove:

I è il fattore di importanza come definito in 1.2.4;

A_{Ed} sono gli effetti dell'azione sismica come definiti in 1.3;

G_{kj} sono i carichi permanenti con i valori caratteristici. Questi comprenderanno il peso della struttura e nel caso di serbatoi parzialmente ricoperti o interrati, comprendono la copertura in terra e le pressioni esterne permanenti dovute al livello della falda;

P_k è il valore caratteristico dell'azione di precompressione;

Q_{ki} sono i carichi accidentali con i loro valori caratteristici. Fra di essi gli effetti del liquido dovrebbero essere considerati per diversi livelli di riempimento;

ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione per il valore quasi permanente dell'azione i -esima. I valori di ψ_{2i} dipendono dalle specifiche condizioni di utilizzo e funzionamento della struttura. Indicazioni su questi valori sono forniti nella ENV 1991-1:1994.

P(2) Nel caso di gruppi di silos e serbatoi, devono essere considerate diverse probabili distribuzioni di recipienti pieni e vuoti a seconda delle regole di operazione degli impianti. Devono essere considerati perlomeno i casi in cui tutti i recipienti sono vuoti oppure pieni.

2

REGOLE SPECIFICHE PER I SILOS

2.1

Sovrappressione dinamica

P(1) In condizioni dinamiche, la pressione esercitata dal materiale sulle pareti, il canale di scarico ed il fondo, aumenta al di sopra del valore relativo alla condizione di riposo. Questa pressione aumentata deve essere considerata assieme agli effetti delle forze di inerzia dovute all'eccitazione sismica.

P(2) Le pressioni di progetto in combinazione con il carico sismico devono essere ottenute moltiplicando la pressione statica per l'appropriato fattore di correzione di sovrappressione C_d . I valori minimi richiesti dei fattori C_d sono dati nel prospetto 2.1 (per valori H/d fra 2 e 4 è ammesso l'utilizzo dell'interpolazione lineare).

prospetto 2.1

Valori minimi del fattore di sovrappressione C_d

	$H/d \leq 2$	$H/d \geq 4$
$0,75 < \zeta < 1$	1,20	1,35
$0,5 < \zeta < 0,75$	1,45	1,60
$0,25 < \zeta < 0,5$	1,65	1,85
$0,25 < \zeta < 0$	1,65	1,85
Profondità del canale di scarico	1,65	1,85
Fondo, calcestruzzo	1,50	1,50
Fondo, acciaio	1,75	1,75

dove:

H è la massima altezza del materiale contenuto al di sopra del canale di scarico;

d è il diametro del silo;

è l'ordinata verticale adimensionale $z/(H - H_1)$;

z è l'ordinata verticale, con origine al livello del canale di scarico;
 H_1 è uguale a $1,5 (H - H_m)$, dove H_m è l'altezza equivalente del materiale contenuto al di sopra del canale di scarico (tenendo conto della possibilità di una superficie non-livellata in cima al materiale).

2.2 Combinazione delle componenti del moto del terreno

- P(1) I silos devono essere progettati assumendo la presenza simultanea di una componente orizzontale di moto sismico, che agisca nella direzione peggiore in pianta per l'elemento considerato, e della componente verticale.
- (2) Quando vengono utilizzati metodi approssimati (per esempio: analisi modale con spettro di risposta), la massima risposta globale può essere ottenuta combinando i singoli contributi massimi (ottenuti separatamente per le eccitazioni orizzontale e verticale) attraverso la regola della "radice quadrata della somma dei quadrati" (SRSS).
- P(3) Quando vengono utilizzati metodi di analisi sofisticati, i valori di picco della risposta globale ottenuti dall'analisi sotto l'azione combinata delle eccitazioni orizzontale e verticale devono essere utilizzati in accordo con il punto 4.3.2 della ENV 1998-1-1:1994 e 3.3.4 della ENV 1998-1-2:1994.

2.3 Analisi

- P(1) Il modello da utilizzare per la determinazione degli effetti sismici deve riprodurre fedelmente la rigidità, massa e proprietà geometriche della struttura di contenimento, terrà conto della risposta del materiale contenuto e degli effetti di interazione con il suolo di fondazione.
- (2) Qualora non vengano compiute valutazioni più precise, si potrà assumere che la massa totale di materiale granulare contenuto nei silos si sposti in modo rigido con il guscio del silo.
- P(3) I silos devono essere analizzati considerando un comportamento elastico, a meno che non venga data una giustificazione opportuna per fare altrimenti.

2.4 Verifiche

2.4.1 Stato limite di servizio

- P(1) In corrispondenza alla combinazione di carico sismico data dall'espressione [1.1] in 1.5.2, la struttura del silo deve essere controllata per soddisfare le verifiche dello stato limite di servizio richieste dalla ENV 1992-4 e ENV 1993-4.
- (2) Per i silos di acciaio, un'adeguata affidabilità è assicurata rispetto all'occorrenza di fenomeni di instabilità elastica o anelastica se le verifiche per questi fenomeni sono soddisfatte in corrispondenza al carico sismico per lo stato limite ultimo.

2.4.2 Stato limite ultimo

2.4.2.1 Stabilità globale

- P(1) In corrispondenza del carico sismico di progetto non devono aver luogo il rovesciamento e lo scivolamento. La forza resistente di taglio, che può essere mobilitata all'interfaccia tra la base del silo e la sua fondazione, deve essere valutata tenendo in conto gli effetti della componente verticale dell'azione sismica.
- P(2) Il sollevamento è accettabile qualora sia adeguatamente tenuto in conto nell'analisi e nelle successive verifiche sia della struttura che della fondazione.

2.4.2.2 Guscio

- P(1) I massimi effetti delle azioni (forze assiali e membranali e momenti flessionali) indotti dalla combinazione di carico sismico pertinente deve essere minore o uguale alla capacità di massima resistenza del guscio, valutata come per le condizioni non sismiche. Questo include tutti i tipi di collasso come lo snervamento, l'instabilità, ecc.
- (2) Le verifiche devono essere condotte in accordo con le ENV 1992-4 e ENV 1993-4.

-
- 2.4.2.3 Ancoraggi
P(1) I sistemi di ancoraggio devono essere progettati per rimanere in campo elastico sotto le combinazioni di carico sismico pertinenti. Devono essere anche provvisti di un'adeguata duttilità, per evitare cedimenti fragili.
- 2.4.2.4 Fondazioni
P(1) Le forze trasmesse al terreno dal silo su cui agisce la pertinente combinazione sismica di carico non supereranno la capacità portante del terreno, valutata in accordo con le procedure indicate nella ENV 1998-5.

3 REGOLE SPECIFICHE PER I SERBATOI

3.1 Criteri di conformità

3.1.1 Generalità

P(1) I requisiti generali esposti in 1.2 si ritengono soddisfatti qualora, in aggiunta alle verifiche specificate in 3.4, le misure complementari indicate in 3.5 sono anche esse soddisfatte.

3.1.2 Stato limite di servizio

P(1) Si deve garantire che sotto l'azione sismica di progetto di rilievo ed in rispetto dello stato limite di "piena integrità" o lo stato limite di "livello operativo minimo":

- il sistema del serbatoio mantenga la propria tenuta rispetto a perdite del contenuto. Deve essere fornita un'adeguata altezza libera dalla superficie superiore del contenuto, per prevenire il danneggiamento della copertura dovuto alla pressione del liquido in movimento, o qualora il serbatoio sia privo di una copertura rigida, per impedire al liquido di debordare;
- i sistemi idraulici che sono parte del serbatoio o vi sono collegati, sono in grado di accomodare sforzi e deformazioni impresse causate da spostamenti del serbatoio rispetto ad essi e rispetto al terreno, senza che venga compromesso il loro funzionamento;
- l'instabilità locale, qualora si verifichi, non dia luogo al collasso e sia reversibile; è accettabile per esempio, l'instabilità locale di puntelli dovuta a concentrazioni degli sforzi.

3.1.3 Stato limite ultimo

P(1) Si deve garantire che sotto l'azione sismica di progetto di rilievo:

- la stabilità globale del serbatoio sia soddisfatta rispetto al collasso. La stabilità globale si riferisce ad un comportamento da corpo rigido e può venire meno per slittamento o rovesciamento;
- il diffondersi del comportamento anelastico sia ristretto a parti limitate del serbatoio, e le deformazioni ultime del materiale non siano superate;
- la natura e l'estensione dei fenomeni di instabilità nel guscio siano adeguatamente controllati;
- i sistemi idraulici che sono parte del serbatoio o vi sono collegati siano progettati in modo da prevenire la perdita del contenuto del serbatoio dovuta al cedimento di alcune delle sue componenti;
- la fondazione non raggiunga un meccanismo di collasso prima del collasso del serbatoio.

3.2 Combinazione delle componenti del moto del terreno

P(1) I serbatoi devono essere progettati ipotizzando la presenza concorrente di una componente orizzontale ed una verticale del moto sismico.

- (2) Quando i valori di picco della risposta dovuti al moto orizzontale e verticale sono determinati separatamente, la combinazione degli effetti più sfavorevoli può essere ottenuta attraverso la seguente espressione:

$$p = p_{st} \pm p_h \pm p_v \quad [3.1]$$

dove:

p_{st} è la pressione statica;

p_h, p_v sono i valori di picco delle pressioni orizzontale e verticale, rispettivamente. I segni dei termini nella combinazione dovrebbero essere scelti in modo da ottenere gli effetti più critici nelle varie parti del serbatoio.

- P(3) Quando vengano utilizzati metodi di analisi accurati, la risposta totale più sfavorevole sotto l'azione combinata delle eccitazioni verticale ed orizzontale ottenute dall'analisi deve essere usata in accordo con 4.3.2 della ENV 1998-1-1:1994 e 3.3.4 della ENV 1998-1-2:1994.

3.3 Metodi di analisi

3.3.1 Generalità

- P(1) Il modello da utilizzare per la determinazione degli effetti sismici deve riprodurre accuratamente la rigidità, massa e proprietà geometriche della struttura di contenimento, deve tenere conto della risposta idrodinamica del fluido contenuto e degli effetti dell'interazione con il suolo di fondazione.
- P(2) I serbatoi devono essere analizzati considerando un comportamento elastico, a meno che non sia data una giustificazione appropriata per casi particolari.
- P(3) I fenomeni locali non lineari ammessi sotto l'azione sismica di progetto dello stato limite ultimo (vedere 3.1.3) devono essere ristretti in modo da non influenzare ad un livello significativo la risposta dinamica globale del serbatoio.
- (4) La possibile interazione tra serbatoi a causa di tubature di collegamento deve essere considerata ogni qualvolta sia necessario.
- (5) Metodi per l'analisi sismica di serbatoi di forma consueta sono dati nell'appendice A.

3.3.2 Fattori di struttura

- P(1) Serbatoi di tipo e importanza differenti da quelli menzionati nel seguito devono essere progettati o per una risposta pienamente elastica ($q = 1$), oppure, in casi appropriatamente giustificati, [vedere 1.4.1(2)] l'ammissibilità della loro risposta anelastica deve essere adeguatamente dimostrata.
- P(2) Per serbatoi sopraelevati, la struttura di sostegno può essere progettata per rispondere oltre il livello di snervamento quando sottoposta al terremoto corrispondente allo stato limite ultimo.
- (3) Con sostegni semplici e geometria semplice e per serbatoi che appartengano alla classe di affidabilità 3, possono essere adottati i valori di q dati nella ENV 1998-1-3:1995 relativi alle strutture a pendolo rovesciato.
- (4) Qualora le sopraelencate condizioni non siano soddisfatte, la dissipazione di energia corrispondente al valore prescelto di q deve essere appropriatamente stabilita e la necessaria duttilità deve essere fornita attraverso un progetto in tale livello di duttilità. L'azione di progetto pienamente elastico (per esempio $q = 1$), tuttavia, deve essere utilizzata in tutti i casi per valutare la parte convettiva della risposta del fluido.

3.3.3 Effetti idrodinamici

- P(1) Per valutare la risposta del sistema serbatoio sotto l'azione sismica di progetto definita in 1.3, si utilizzerà un metodo razionale basato sulla soluzione delle equazioni idrodinamiche con le opportune condizioni al contorno.
- P(2) In particolare, l'analisi deve tenere conto dei seguenti elementi, laddove essi sono pertinenti:
- le componenti convettive ed impulsive del moto del fluido;

- la deformazione del guscio del serbatoio dovuta alle pressioni idrodinamiche, e gli effetti di interazione con la componente impulsiva;
 - la deformabilità del suolo di fondazione e la conseguente modifica della risposta.
- (3) Allo scopo di valutare la risposta dinamica sotto le azioni sismiche, il fluido in genere può essere considerato incompressibile.
- (4) La valutazione precisa delle pressioni idrodinamiche massime indotte dalle eccitazioni verticali ed orizzontali richiede l'uso di un'analisi nel dominio del tempo come indicato nel punto 4.3.2 della ENV 1998-1-1:1994 oppure, in modo equivalente, l'adozione dell'analisi armonica e procedimenti di sintesi con le densità di potenza spettrale indicate nel punto 4.3.1 della ENV 1998-1-1:1994 come input.
- (5) Possono essere utilizzati metodi semplificati basati su analogie meccaniche del comportamento del fluido e che consentano l'applicazione diretta dell'approccio tradizionale con lo spettro di risposta, a condizione che vengano adottate adeguate regole prudenziali per la combinazione dei contributi modali di picco e a condizione che l'approssimazione introdotta con questi metodi si dimostri essere adeguata per il caso particolare considerato. Procedure accettabili che tengono conto degli aspetti succitati sono date nell'appendice A.
- P(6) Per fornire un'altezza al di sopra del pelo libero adeguata per impedire il travaso di liquido o il suo impatto contro il tetto, si deve calcolare il massimo spostamento verticale della superficie del liquido.
- (7) Espressioni appropriate sono date nell'appendice A.

3.4 Verifiche

3.4.1 Stato limite di servizio

- P(1) Sotto la combinazione di carico sismico data dall'espressione [1.1] in 1.5.2, la struttura del serbatoio deve essere controllata per soddisfare le verifiche dello stato limite di servizio richieste dalle ENV 1992-4 e ENV 1993-4.

3.4.1.1 Guscio

3.4.1.1.1 Gusci di calcestruzzo armato ordinario e precompresso

- (1) Le ampiezze di fessura calcolate per la combinazione di carico sismico non supereranno i valori specificati nel punto 4.4.2 della ENV 1992-1-1:1991 per il caso di azioni rare, tenendo in conto le appropriate azioni ambientali e la sensibilità dell'acciaio alla corrosione.
- (2) Nel caso di serbatoi di calcestruzzo rivestiti, le fessure transitorie del calcestruzzo non supereranno un valore in corrispondenza del quale la deformazione locale del rivestimento raggiunga più del 50% della deformazione di rottura.

3.4.1.1.2 Gusci di acciaio

- (1) Un'affidabilità adeguata rispetto all'occorrenza di fenomeni di instabilità elastica o non elastica è assicurata se le verifiche riguardo a tali fenomeni sono soddisfatte sotto il carico sismico dello stato limite ultimo.

3.4.1.2 Tubature

- P(1) Devono essere considerati gli spostamenti relativi causati da movimenti differenziali del terreno di origine sismica qualora le tubature e i serbatoi poggino su fondazioni distinte.
- (2) Qualora dati affidabili non siano disponibili o non vengano effettuate analisi accurate, un valore minimo dello spostamento relativo imposto tra il primo punto di ancoraggio ed il serbatoio deve essere assunto come:

$$\Delta = \gamma_1 \frac{x d_g}{500} \quad (\Delta, x \text{ e } d_g \text{ in metri}) \quad [3.2]$$

dove x è la distanza tra il punto di ancoraggio ed il punto di connessione con il serbatoio e d_g è lo spostamento massimo del terreno come dato nel punto 4.2.3 della ENV 1998-1-1:1994.

- (3) Le resistenze di progetto per elementi di tubatura devono essere considerate uguali a quelle assunte in condizioni non sismiche.
- (4) La zona del serbatoio dove è attaccato il tubo deve essere progettata per resistere nel campo elastico alle forze trasmesse dalla tubatura amplificate di un fattore $p = 1,3$.

3.4.2 Stato limite ultimo

3.4.2.1 Stabilità

- P(1) Il rovesciamento e lo slittamento non devono avvenire in corrispondenza all'azione sismica di progetto. La forza di taglio resistente che può essere mobilitata all'interfaccia tra la base del serbatoio e la sua fondazione, deve essere calcolata tenendo in conto gli effetti della componente verticale dell'azione sismica.
- P(2) Il sollevamento è accettabile qualora sia adeguatamente considerato nell'analisi e nelle conseguenti verifiche sia della struttura che della fondazione.

3.4.2.2 Guscio

- P(1) Gli effetti massimi di azione (forze membranali e momenti flettenti) indotti dalla combinazione di carichi pertinenti devono essere minori o uguali alla capacità di massima resistenza del guscio, calcolata come per situazioni non sismiche. Ciò comprende tutti i tipi di modi di collasso come lo snervamento, l'instabilità, ecc.

3.4.2.3 Tubature

- P(1) Sotto gli effetti combinati dei carichi di inerzia e di esercizio, così come sotto gli spostamenti relativi imposti quantificati in 3.4.1.2, lo snervamento delle tubature deve essere verificato nella tubatura ed al di fuori del collegamento con il serbatoio. Allo scopo di verificare l'integrità della connessione deve essere considerata una possibile riserva di resistenza della tubatura ($p = 1,3$).

3.4.2.4 Ancoraggi

- P(1) I sistemi di ancoraggio devono essere progettati per rimanere in campo elastico sotto la combinazione di carico sismico pertinente e devono essere anche provvisti di un'adeguata duttilità, per evitare crisi fragili.

3.4.2.5 Fondazioni

- P(1) Le forze trasmesse al terreno dal serbatoio caricato dalla combinazione di carico sismico pertinente non devono superare la capacità portante del terreno, calcolata in accordo con le procedure date nella ENV 1998-5.

3.5 Misure complementari

3.5.1 Scavo e/o terrapieno attorno al serbatoio

- P(1) Serbatoi, isolati o in gruppi, che sono progettati per controllare o evitare le perdite, per impedire incendi, esplosioni e rilascio di sostanze tossiche, devono essere circondati da uno scavo e/o un terrapieno.
- P(2) Se i serbatoi sono costruiti in gruppi, la realizzazione dello scavo e/o terrapieno deve essere predisposto per ciascun serbatoio oppure per l'intero gruppo, a seconda della quantità di rischio associato con il collasso dello scavo o terrapieno.
- P(3) Lo scavo e/o terrapieno devono essere progettati per mantenere la loro piena integrità (assenza di perdite) per un evento sismico perlomeno di intensità pari a quello considerato per lo stato limite ultimo del sistema racchiuso.

3.5.2

Effetti delle onde di superficie

- P(1) In assenza di giustificazioni esplicite, deve essere provvisto un bordo libero con un'altezza non minore dell'altezza calcolata delle onde di superficie cui si fa riferimento in 3.3.3 (6).
- P(2) Apparatì di smorzamento, come per esempio griglie, possono essere usati per ridurre le onde di superficie. Per ottenere lo stesso effetto, si possono introdurre divisori verticali all'interno del serbatoio. L'efficacia di queste misure deve essere tuttavia dimostrata.

3.5.3

Interazioni dovute alle tubature

- (1) Le tubature devono essere progettate per minimizzare sfavorevoli effetti di interazione tra serbatoi e tra serbatoi ed altre strutture.

4

REGOLE SPECIFICHE PER LE TUBAZIONI

4.1

Generalità

- P(1) Questo punto è finalizzato a fornire principi e regole di applicazione per il progetto sismico degli aspetti strutturali di sistemi di tubature. Questo punto può anche essere utilizzato come una base per valutare la quantità di rinforzo o di incrementata iperstaticità richiesta da impianti esistenti per adeguarli alle normative attuali.
- (2) I sistemi di tubature abitualmente comprendono vari impianti associati quali stazioni di pompaggio, centri operativi, stazioni di manutenzione, ecc., ciascuno sede di diversi tipi di attrezzature meccaniche ed elettriche. Poiché questi impianti hanno un'influenza considerevole sull'operatività continuativa del sistema, è necessario prestarvi un'adeguata considerazione nel processo di progettazione mirato a soddisfare i requisiti globali di affidabilità. Una trattazione esplicita riguardante queste attrezzature non è tuttavia inclusa negli scopi della presente norma sperimentale; infatti alcuni di questi impianti sono già trattati nelle ENV 1998-1-1 e ENV 1998-1-2, mentre la progettazione antisismica di attrezzature meccaniche ed elettriche richiede specifici criteri aggiuntivi che sono al di là degli scopi dell'Eurocodice 8.
- P(3) Quantunque le tubature di grande diametro rientrino fra gli obiettivi della presente norma sperimentale, i corrispondenti criteri di progetto non dovrebbero essere utilizzati per sistemi apparentemente simili quali gallerie ferroviarie e grandi serbatoi sotterranei di gas.
- P(4) Per la formulazione di requisiti generali da seguire, come per la loro implementazione, è necessario distinguere fra i sistemi di tubature trattati dalla presente norma sperimentale, per esempio: linee singole e reti ridondanti.
- P(5) A questo scopo, una tubatura può essere considerata come una linea singola quando il suo comportamento durante e dopo un evento sismico non è influenzato da quello di altre tubature e se le conseguenze della sua rottura sono relative solo alle funzioni richieste ad essa.
- (6) Una rete di tubature, per esempio reti per carburante, acqua, gas e infrastrutture sanitarie, in generale è un sistema ridondante richiesto per soddisfare un insieme di utenze e i cui stati di rottura corrispondono all'incapacità del sistema a fornire specifici livelli di funzionamento.
- (7) Le reti sono spesso troppo ampie e complesse per essere trattate come un unico sistema ed è sia possibile che conveniente identificare reti separate all'interno di quella globale. L'identificazione può risultare dalla separazione della parte del sistema di maggiore scala (per esempio distribuzione regionale) da quella di dimensioni minori (per esempio distribuzione urbana), oppure distinguendo tra funzioni separate compiute dallo stesso sistema.
- (8) Come esempio di quest'ultima situazione, un sistema urbano di distribuzione dell'acqua può essere diviso in una rete che serve pompe stradali per lo spegnimento di incendi ed un'altra che serve utenti privati. La separazione permetterebbe

l'attribuzione di diversi livelli di affidabilità ai due sistemi. Si deve notare che la separazione è messa in relazione a delle funzioni e che quindi non è necessariamente fisica: due diverse reti possono avere vari elementi in comune.

- (9) Il progetto di reti di tubature coinvolge requisiti di affidabilità e approcci progettuali supplementari rispetto a quelli forniti, nella presente norma sperimentale.

4.2 **Requisiti**

4.2.1 **Differenziazione dell'affidabilità**

- P(1) Un sistema di tubature che attraversi un'ampia regione geografica incontra un'ampia varietà di rischi sismici e condizioni del terreno. Oltre a ciò, un gran numero di sottosistemi possono essere posizionati lungo il sistema di trasmissione di una tubatura, quali impianti associati (serbatoi, cisterne di riserva, ecc.), oppure attrezzature della tubatura (valvole, pompe, ecc.). In queste circostanze, in cui la resistenza sismica è supposta essere importante, le componenti critiche (pompe, compressori, attrezzature di controllo, ecc.) devono essere progettate con criteri che provvedono ad eliminare quasi completamente il loro danneggiamento nel caso di un sisma di severa entità. Altre componenti, che sono meno essenziali e possono fronteggiare danneggiamenti di maggiore entità, non devono necessariamente essere progettate secondo criteri così stringenti.

- P(2) Per gli scopi di differenziazione dell'affidabilità, le diverse componenti di un sistema di tubature devono essere classificate come segue.

Classe 1: Strutture e attrezzature che svolgono funzioni vitali che devono rimanere quasi elastiche. Elementi che sono essenziali per l'operazione in condizioni di sicurezza della tubatura o di qualsiasi impianto, o componenti che potrebbero causare grandi perdite di vite umane o un impatto di grande peso sull'ambiente in caso di danneggiamento. Altri elementi, che devono rimanere in funzione per evitare danni che causerebbero una duratura chiusura dell'impianto (sistemi di comunicazione di emergenza, individuazione delle perdite, controllo su incendi, ecc.).

Classe 2: Elementi che devono rimanere operativi dopo un terremoto, ma non devono necessariamente operare durante l'evento; strutture che si possono deformare leggermente all'interno del campo non elastico; impianti che sono vitali, ma il cui esercizio può essere interrotto finché non vengano fatte riparazioni di minore entità. È improbabile che la rottura della componente causi perdite di vite in grande numero.

Classe 3: Edifici, impianti e attrezzature che si possono deformare in campo non elastico sino ad un livello non eccessivo senza inaccettabili perdite di funzione (strutture di supporto di tubature non critiche, edifici che racchiudono operazioni di processo, ecc.). È improbabile che la rottura della componente causi perdite di vite in gran numero.

I valori dei fattori di importanza appropriati per ciascuna classe e come funzioni dell'uso dell'impianto sono dati nel prospetto 1.1 in 1.2.4 (4).

4.2.2 **Requisiti di esercizio**

- P(1) I sistemi di tubature devono essere costruiti in modo tale da essere in grado di mantenere il più a lungo possibile la capacità di rifornimento come sistema globale in esercizio, anche nel caso di considerevole danno locale dovuto a terremoti di intensità elevata.

4.2.3 **Requisiti di sicurezza**

- P(1) Nel caso di un evento sismico, i principali pericoli per la sicurezza direttamente associati alla rottura della tubatura sono l'esplosione e l'incendio, in particolare nel caso di tubature per il gas. Nello stabilire il livello di protezione devono essere considerate la distanza della locazione e le dimensioni della popolazione che è esposta all'impatto della rottura.

-
- P(2) Per sistemi di tubature in zone sensibili dal punto di vista ambientale, anche il danno all'ambiente causato dalla rottura delle tubature rientrerà nella definizione del rischio accettabile.

4.3 Azione sismica

4.3.1 Generalità

- P(1) I seguenti tipi di rischio sismico diretto ed indiretto hanno rilievo per la progettazione antisismica di sistemi di tubature:
- propagazione di onde sismiche in terreno compatto che produce: diverse vibrazioni del terreno in diversi punti della superficie; distribuzioni spaziali delle deformazioni del terreno all'interno dello stesso mezzo;
 - collassi del terreno causati dal terremoto quali: frane; liquefazione;
 - deformazioni permanenti; spostamenti di faglia sismica.
- P(2) I due requisiti generali riguardo agli stati limite di servizio ed ultimo in linea di principio devono essere soddisfatti per tutti i tipi di rischio elencati in precedenza. Per i rischi dei tipi b) e c), tuttavia è possibile ritenere in generale che il rispetto dello stato limite ultimo fornisca automaticamente il livello di affidabilità richiesto nei confronti dello stato limite di servizio, cosicché è necessario effettuare solamente un controllo.
- (3) Il fatto che i sistemi di tubature attraversino o si estendano attraverso ampie aree geografiche, e la necessità di collegare determinati punti, non permettono sempre le scelte più favorevoli riguardo alla qualità dei terreni di sostegno. Inoltre, può non essere possibile evitare l'attraversamento di faglie potenzialmente attive, o evitare di porre in opera le tubature in terreni suscettibili di fenomeni di liquefazione, come anche in zone che possono essere interessate da frane causate dal sisma e da grandi deformazioni permanenti del terreno. Questa situazione è chiaramente diversa da quella di altre strutture, per le quali un requisito per la stessa possibilità di costruire è che la probabilità di collassi del terreno di qualsiasi tipo sia trascurabile.
- (4) È riconosciuto che lo stato dell'arte in geofisica (rischi del tipo c) e in geotecnica (rischi del tipo b) non permette in generale di fornire predizioni quantitative, sia deterministiche che probabilistiche, di questi rischi in funzione dell'entità del terremoto e di altre caratteristiche.
- (5) Nella maggior parte dei casi, il verificarsi dei rischi b) e c) non può essere semplicemente ricondotto ad una regola. Sulla base dei dati disponibili e dell'esperienza, ipotesi motivate possono essere usate per definire un modello del rischio.

4.3.2 Vibrazioni sismiche

- P(1) La quantificazione di una componente orizzontale delle oscillazioni sismiche deve essere effettuata in termini di spettro di risposta, oppure uno spettro di potenza, od una rappresentazione nel dominio del tempo (mutuamente compatibili) come presentato nella ENV 1998-1-1:1994 punto 4, che deve essere considerato come contenente le definizioni di base.
- (2) Solo le tre componenti di traslazione dell'azione sismica possono essere considerate (per esempio le componenti rotazionali possono essere trascurate).

4.3.3 Modellazione delle onde sismiche

- P(1) Deve essere stabilito un modello per le onde sismiche, dal quale devono essere derivate le deformazioni e curvatures del terreno che interessano la tubatura.
- (2) Le oscillazioni del terreno nei terremoti sono causate da un misto di onde di taglio, di compressione, di Love e di Rayleigh, e le velocità delle onde sono funzione del loro percorso attraverso il materiale che consente maggiore o minore velocità di propagazione. Diversi movimenti delle particelle associati a questi tipi di onde rendono

le deformazioni e le curvature anche dipendenti dall'angolo di incidenza delle onde. Una regola generale è ipotizzare che i siti collocati in prossimità dell'epicentro del terremoto sono maggiormente interessati da onde di taglio e di compressione (onde di volume), mentre per siti a maggiore distanza, tendono ad essere più significative onde di Love e Rayleigh (onde di superficie).

- P(3) La scelta delle onde da considerare e delle corrispondenti velocità di propagazione delle onde deve essere basata fin dove sia possibile su considerazioni di carattere geofisico.

4.3.4 Movimenti permanenti del terreno

- P(1) Le disposizioni delle rotture del terreno associate ai movimenti del terreno indotti dal terremoto, sia causate da faglie di superficie che da frane, sono abitualmente complesse, con sostanziali variazioni degli spostamenti in funzione della situazione geologica, del tipo di terreno, e della severità e durata del terremoto. La possibilità che questi fenomeni abbiano luogo in siti predeterminati deve essere stabilita e devono essere definiti modelli appropriati.

4.4 Metodi di analisi

4.4.1 Tubazioni interrante

- (1) Un metodo di analisi accettabile per tubature interrante in terreno stabile, basato su ipotesi approssimate riguardo alle caratteristiche del moto del terreno, è dato nell'appendice B.
- P(2) È accettabile trarre vantaggio dalle deformazioni oltre il limite elastico delle tubature. La capacità di deformazione di una tubatura deve essere adeguatamente valutata.

4.4.2 Tubature in superficie

4.4.2.1 Modellazione

- P(1) Il modello di una tubatura deve essere in grado di rappresentare le proprietà di massa e rigidità, come anche i gradi di libertà dinamici del sistema, considerando esplicitamente i seguenti aspetti, come opportuno:
- cedevolezza del terreno di fondazione e del sistema di fondazione;
 - tipo di collegamento tra la tubatura e la struttura di supporto;
 - giunzioni lungo la tubatura e fra i supporti.

4.4.2.2 Analisi

- P(1) Le tubature in superficie devono essere analizzate attraverso l'analisi multimodale con lo spettro di risposta di progetto associato come dato nel punto 4.2.4 della ENV 1998-1-1:1994. È anche ammessa l'analisi nel dominio del tempo con accelerogrammi compatibili con lo spettro secondo il punto 4.3.2 della ENV 1998-1-1:1994.
- P(2) L'azione sismica deve essere applicata separatamente secondo due direzioni ortogonali (trasversale e longitudinale, per tubature diritte) e la massima risposta combinata deve essere ottenuta, qualora sia utilizzato l'approccio dello spettro di risposta, usando le regole SRSS oppure CQC, scegliendo quella appropriata.
- (3) Indicazioni sulla scelta fra i due metodi sono fornite nel punto 4.2.1.3 della ENV 1998-2:1994.
- P(4) La variabilità spaziale del moto deve essere considerata ogni qual volta la lunghezza della tubatura ecceda i 600 m o quando sono presenti discontinuità geologiche o forti cambiamenti topografici.
- (5) Modelli appropriati per tenere in conto la variabilità spaziale del moto sono dati nell'appendice D della ENV 1998-2:1994.

-
- 4.4.2.3 Fattori di struttura
- (1) La capacità di dissipazione di una tubatura in superficie, qualora sia presente, è ristretta alla sua struttura di supporto, poiché sarebbe sia difficile che non conveniente estrarre energia dissipata dalle tubature appoggiate. D'altra parte, forme e materiali usati per i supporti variano ampiamente e questo non permette di stabilire valori dei fattori di struttura di applicabilità generale.
 - (2) Valori appropriati di q possono essere presi dalle ENV 1998-1-3:1995 e ENV 1998-2:1994, sulla base di disposizione, materiale e livello di dettaglio specifici.
- 4.5 Verifiche**
- 4.5.1 Generalità**
- P(1) Le tubature interrate in terreno stabile e sufficientemente omogeneo devono essere verificate unicamente per le deformazioni del terreno dovute al passaggio delle onde.
- P(2) Le tubature interrate che attraversino zone dove si possono verificare collassi del terreno o distorsioni concentrate, quali diffusioni laterali, liquefazioni, frane e movimenti di faglia, devono essere verificate per la resistenza a questi fenomeni.
- 4.5.1.1 Tubature interrate su terreno stabile (stato limite ultimo)
- (1) Le quantità di risposta ottenute dall'analisi sono i valori massimi della deformazione assiale e della curvatura e, per giunzioni non saldate (tubi di calcestruzzo armato o tubi precompressi), le rotazioni e le deformazioni assiali delle giunzioni.
 - a) Tubature di acciaio
 - P(2) La combinazione di deformazioni assiali e di curvature deve essere compatibile con la duttilità disponibile del materiale in trazione e con la resistenza locale e globale all'instabilità in compressione.
 - deformazione ammissibile in trazione 0,05;
 - deformazione ammissibile in compressione $0,4 t/R \neq 0,05$dove t e R sono rispettivamente lo spessore ed il raggio del tubo.
 - P(3) L'instabilità del tubo verso l'alto secondo il modo di comportarsi di una trave deve essere evitata attraverso un'adeguato ricoprimento di terreno o con altri sistemi di vincolo.
 - b) Tubature di calcestruzzo
 - P(4) Sotto la combinazione più sfavorevole di deformazioni assiali e di curvatura, la sezione del tubo:
 - non deve superare la deformazione ultima di compressione;
 - non deve superare una deformazione di trazione dell'acciaio tale da produrre fessure permanenti incompatibili con i requisiti specificati.
 - P(5) Sotto la combinazione più sfavorevole di deformazioni assiali e curvature, le giunzioni non soffriranno danni incompatibili con i requisiti specificati.
- 4.5.1.2 Tubature interrate sottoposte a spostamenti differenziali del terreno (tubi di acciaio saldati) (stato limite ultimo)
- (1) Il segmento di tubazione deformato dallo spostamento del terreno, dovuto a movimenti di faglia oppure causato da una frana o una diffusione laterale, dovrebbe essere controllato rispetto al superamento della duttilità disponibile del materiale in trazione e rispetto all'instabilità locale o globale in compressione. Le deformazioni limite sono quelle in 4.5.1.1 a).
 - (2) In tutte le aree di potenziale rottura del terreno le tubature dovrebbero essere fornite di valvole di chiusura automatica.
- 4.5.1.3 Tubature sopraelevate su terreno stabile
- P(1) Gli effetti dei carichi indotti negli elementi di sostegno (pali, telai, ecc.) dall'azione sismica di progetto considerata per la tubatura deve essere minore o uguale alla capacità di resistenza ultima calcolata come per condizioni non sismiche.

-
- P(2) Sotto la combinazione più sfavorevole di deformazioni assiali e curvature, le giunzioni non devono subire danni incompatibili con i requisiti di esercizio specificati.
- (3) Per la tubatura stessa si applicano i provvedimenti in 4.5.1.1.

4.6

Misure progettuali per l'attraversamento di faglie

- (1) La decisione di applicare progetti speciali per l'attraversamento di faglie per tubature dove attraversino zone di faglie potenzialmente attive dipende dai costi, dall'attività della faglia, dalle conseguenze della rottura, dall'impatto ambientale e della possibile esposizione ad altri pericoli durante il tempo di vita della tubatura.
- (2) Nel progetto di una tubatura per l'attraversamento di una faglia, le seguenti considerazioni miglioreranno in genere la capacità della tubatura a far fronte a spostamenti differenziali lungo la faglia:
 - a) laddove sia pratico, una tubatura che attraversi una faglia trascorrente deve essere orientata in modo tale da porre la tubatura in trazione;
 - b) faglie inverse dovrebbero essere intersecate con un angolo obliquo, che dovrebbe essere il più piccolo possibile, per minimizzare le deformazioni di compressione. Se sono anche previsti spostamenti trascorrenti significativi, l'angolo di attraversamento della faglia dovrebbe essere scelto per determinare un allungamento in trazione della tubatura.
- (3) La profondità dell'interramento della tubatura dovrebbe essere minimizzata nelle zone di faglia in modo da ridurre il vincolo del terreno sulla tubatura durante il movimento della faglia.
- (4) Un aumento dello spessore della parete del tubo aumenterà la capacità della tubatura nei confronti dello spostamento della faglia, per un dato livello di massima deformazione di trazione. Sarebbe appropriato utilizzare un tubo con una parete relativamente spessa entro un tratto di 300 m da ciascun lato della faglia. Dovrebbe essere tenuto in conto, tuttavia, che l'integrità delle saldature si può ridurre in corrispondenza di spessori elevati delle pareti.
- (5) Anche una riduzione dell'angolo di attrito all'interfaccia tra la tubatura ed il terreno aumenta la capacità della tubatura nei confronti dello spostamento della faglia, per un dato livello di massima deformazione di trazione. Un modo per ottenere questo, è utilizzare un rivestimento duro e liscio, come un rivestimento in resina epossidica, nella prossimità dell'attraversamento della faglia.
- (6) Uno stretto controllo dovrebbe essere esercitato sul materiale di riempimento attorno alla tubatura lungo un tratto di 300 m su ciascun lato della faglia. In generale, un terreno granulare fra sciolto e mediamente addensato senza ciottoli o blocchi di roccia deve essere un materiale adatto al riempimento. Qualora il terreno presente differisca in modo sostanziale da questo, si devono scavare dei fossati laterali per un tratto di approssimativamente 15 m su entrambe i lati della faglia.
- (7) Per tubature di acciaio saldate, il modo più comune per accomodare i movimenti di faglia è lo sfruttamento della capacità della tubatura di deformarsi ampiamente all'interno del campo non elastico in trazione in modo da conformarsi senza rotture agli spostamenti impressi del terreno. Dove sia possibile, l'allineamento della tubatura all'attraversamento di una faglia deve essere scelto in modo che la tubatura sia soggetta a trazione e ad una lieve flessione. Allineamenti che pongano la tubatura in compressione devono essere evitati per quanto possibile poiché la capacità della tubatura a sostenere deformazioni di compressione senza rottura è significativamente inferiore di quella per deformazioni di trazione. Quando sono presenti deformazioni di compressione, dovrebbero essere limitate a quella deformazione che determina imbozzamento o instabilità locale della tubatura.
- (8) In tutte le zone di potenziale rottura del terreno, le tubature devono essere poste in opera all'interno di sezioni relativamente diritte curando di evitare bruschi cambiamenti di direzione ed altezza. Per quanto possibile, le tubature dovrebbero essere costruite senza curve, gomiti e flange che tendano ad ancorare la tubatura al terreno.

A.1 Introduzione e scopo

La presente appendice fornisce informazioni sui procedimenti di analisi sismica per serbatoi sottoposti a eccitazione orizzontale e verticale e dotati delle seguenti caratteristiche:

- a) forma cilindrica, con asse verticale e sezione circolare o rettangolare;
- b) fondazione rigida o flessibile;
- c) pienamente o parzialmente ancorati alla fondazione.

Le estensioni richieste per prendere in considerazione serbatoi sopraelevati sono brevemente discusse, come anche il caso di serbatoi cilindrici con asse orizzontale.

Un'analisi rigorosa del fenomeno dell'interazione dinamica tra il moto del fluido contenuto, la deformazione delle pareti del serbatoio e quella del suolo di fondazione sottostante, prendendo in considerazione possibili sollevamenti, è un problema di notevole complicazione analitica e richiede abitualmente risorse computazionali e sforzi ingenti. Quantunque le soluzioni dei casi più semplici della risposta sismica dei serbatoi sono noti sin dall'inizio degli anni settanta, il progresso nella trattazione di quelli più complessi continua fino al momento attuale ed è ancora incompleto.

Molti studi sono in via di pubblicazione, fornendo procedimenti nuovi, più o meno approssimati, validi per situazioni di progetto specifiche. Essendo la loro precisione funzione del problema preso in considerazione, una scelta adeguata richiede un grado di conoscenze specialistiche da parte del progettista. Si richiama l'attenzione sull'importanza di un livello uniforme di precisione lungo tutto il processo di progettazione: sarebbe incongruente, per esempio, scegliere una soluzione accurata per la determinazione delle pressioni idrodinamiche e poi non utilizzare un modello meccanico altrettanto raffinato per il serbatoio (per esempio, un modello ad elementi finiti) per valutare gli sforzi dovuti alle pressioni.

Le necessarie limitazioni negli obiettivi e nell'estensione della presente appendice non permettono di andare oltre una presentazione dettagliata del procedimento di progettazione sismica del più semplice di tutti i casi: serbatoi circolari rigidi ancorati ad una base rigida. Per tutte le situazioni che rendono il problema più complicato, come per esempio la deformabilità del serbatoio, e/o quella del suolo di fondazione, e/o quella del sistema di ancoraggio, poiché soluzioni esatte sono o complicate e lunghe, oppure non esistono, una breve spiegazione è data dei fenomeni fisici distinguendo tra la situazione particolare ed il caso di riferimento, e le soluzioni approssimate sono riassunte oppure viene fatto riferimento a letteratura pertinente.

Attualmente, i documenti più completi che danno linee guida per il progetto antisismico dei serbatoi sono il volume dell'ASCE: "Guida per il progetto sismico di sistemi di tubature per petrolio e gas", 1984, riferimento [5], e le Raccomandazioni di un gruppo di studiosi della Nuova Zelanda: "Progetto sismico di serbatoi di deposito", 1986, riferimento [10]. Sebbene datati di più di dieci anni sono ancora di valore per il fatto di coprire dettagliatamente un'ampia casistica. Entrambi i documenti sono utilizzati come fonti per questa appendice.

A.2 Serbatoi circolari verticali

A.2.1 Eccitazione sismica orizzontale

La soluzione completa dell'equazione di Laplace per il moto del fluido contenuto in un cilindro rigido può essere espressa come la somma di due contributi separati chiamati "rigido impulsivo" e "convettivo" rispettivamente. La componente "rigida impulsiva" della soluzione soddisfa in modo esatto le condizioni al contorno alle pareti ed al fondo del serbatoio (congruenza tra le velocità del fluido e quelle del serbatoio), ma fornisce (non correttamente, a causa della presenza delle onde) pressione nulla alla superficie libera del fluido. Di conseguenza deve essere aggiunto un secondo termine, che non alteri quelle condizioni al contorno che sono già soddisfatte, e ristabilisca le corrette condizioni di equilibrio alla superficie.

Viene utilizzato un sistema di coordinate cilindriche: r, z, θ , con origine al centro del fondo del serbatoio, e con l'asse z verticale. L'altezza ed il raggio del serbatoio sono indicate con H e R rispettivamente, ρ è la densità di massa del fluido, e $\xi = \frac{r}{R}$, $\zeta = \frac{z}{H}$ sono le coordinate adimensionali.

A.2.1.1

Pressione rigido-impulsiva

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

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

dove:

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

in cui:

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

$I_1(\cdot)$ e $I_1'(\cdot)$ indicano la funzione modificata di Bessel del primo ordine e la sua derivata¹⁾. La dipendenza dal tempo della pressione p_i nell'equazione [A.1] è data dalla funzione $A_g(t)$, che qui rappresenta il moto di campo libero del terreno (il valore di picco di $A_g(t)$ è indicato con a_g). La distribuzione lungo l'altezza di p_i nell'equazione [A.1] è data dalla funzione C_i ed è rappresentata nella figura A.1(a) per $\theta = 1$ (per esempio alla parete del serbatoio) e $\cos\theta = 1$ (per esempio nel piano che contiene il moto), normalizzata rispetto a $R a_g$ e per tre valori di $\gamma = H/R$.

La variazione circonferenziale di p_i segue la funzione $\cos\theta$. La figura A.1(b) mostra la variazione radiale di p_i sul fondo del serbatoio come funzione del parametro di snellezza γ . Per valori crescenti di γ , la distribuzione di pressioni sul fondo tende a divenire lineare.

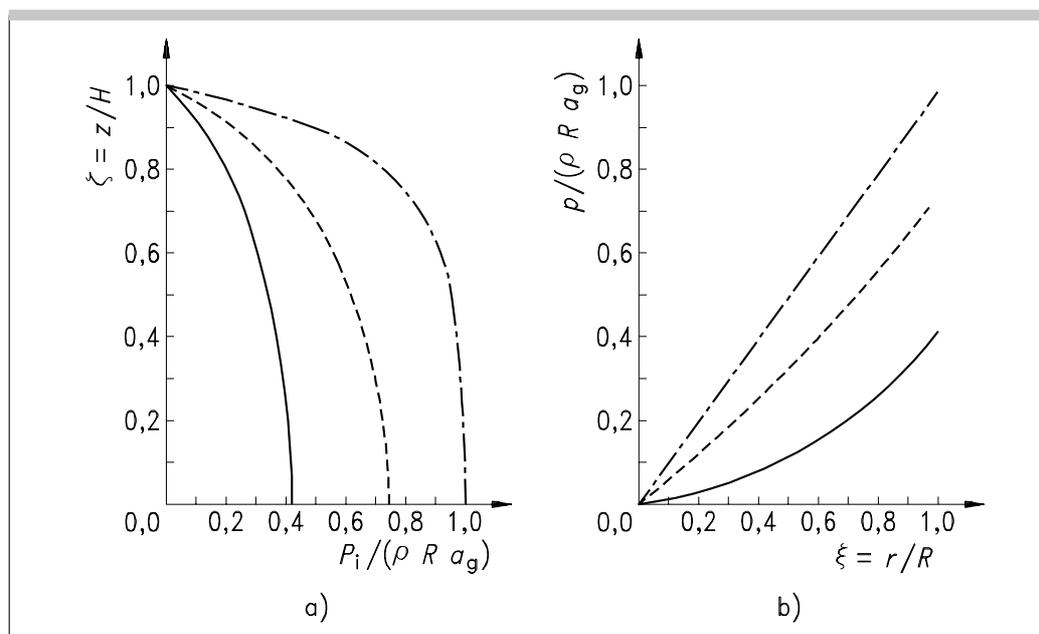
figura A.1

Variatione della pressione impulsiva per tre valori di $\gamma = H/R$

1(a) variazione lungo l'altezza; 1(b) variazione radiale lungo il fondo del serbatoio (Valori normalizzati a $\rho R a_g$)

Legenda

- $\gamma = 0,5$
- $\gamma = 1,0$
- - - - - $\gamma = 3,0$



1) La derivata può essere espressa in termini delle funzioni di Bessel modificate dell'ordine 0 ed 1 come:

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

Risultanti delle pressioni

Per vari scopi è utile valutare la risultante orizzontale della pressione alla base della parete: Q_i , come anche il momento delle pressioni rispetto ad un asse ortogonale rispetto alla direzione del moto: M_i . Il momento totale M_i immediatamente al di sotto del fondo del serbatoio comprende i contributi delle pressioni sulle pareti e quelle sul fondo.

Utilizzando le equazioni [A.1] e [A.2] e valutando gli integrali appropriati si ottiene:

$$- \text{taglio impulsivo alla base: } Q_i(t) = m_i A_g(t) \quad [A.3]$$

dove m_i indica la massa del fluido contenuto che si muove assieme alle pareti, definita come massa impulsiva, ed ha l'espressione:

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

con $m = \rho \pi R^2 H$ massa totale contenuta del fluido.

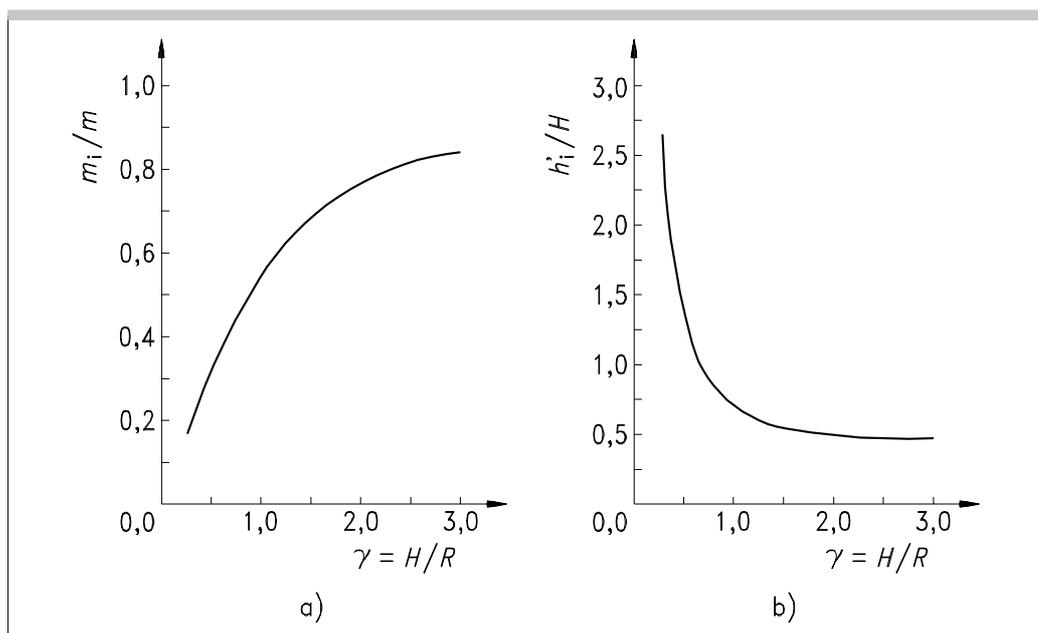
$$- \text{momento impulsivo alla base: } M_i(t) = m_i h'_i A_g(t) \quad [A.5]$$

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

Le due quantità m_i e h'_i sono diagrammate nella figura A.2 in funzione del rapporto $\gamma = H/R$.

figura A.2

Rapporti m_i/m e h'_i/H come funzioni della snellezza del serbatoio



Come si può notare dalla figura A.2, m_i aumenta con γ , sino a diventare prossima alla massa totale per valori elevati di questo parametro, mentre h'_i tende a stabilizzarsi a circa metà altezza. Valori di h'_i maggiori di H per serbatoi tozzi sono dovuti al contributo predominante delle pressioni sul fondo.

A.2.1.2

Componente di pressione convettiva

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

$$p_c(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cosh(\lambda_n \gamma \zeta) J_1(\lambda_n \xi) \cos \theta A_n(t) \quad [A.7]$$

con

$$\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1) J_1(\lambda_n) \cosh(\lambda_n \gamma)} \quad [A.8]$$

$$\lambda_1 = 1,811 \ 2 \quad \lambda_2 = 5,331 \ 4 \quad \lambda_3 = 8,536 \ 3$$

J_1 = funzione di Bessel del primo ordine

$A_n(t)$ = accelerazione di risposta di un oscillatore ad un solo grado di libertà con frequenza ω_{cn} :

$$\omega_{cn}^2 = g \frac{\lambda_n}{R} \tanh(\lambda_n \gamma) \quad [A.9]$$

ed un valore del fattore di smorzamento adeguato per il fluido.

L'equazione [A.7] mostra che la pressione totale è la combinazione di un numero infinito di termini modali, ciascuno corrispondente ad una forma d'onda del fluido in oscillazione. Nella maggior parte dei casi solo il primo modo di oscillazione o di sbattimento, e la corrispondente frequenza devono essere considerati per scopi di progetto.

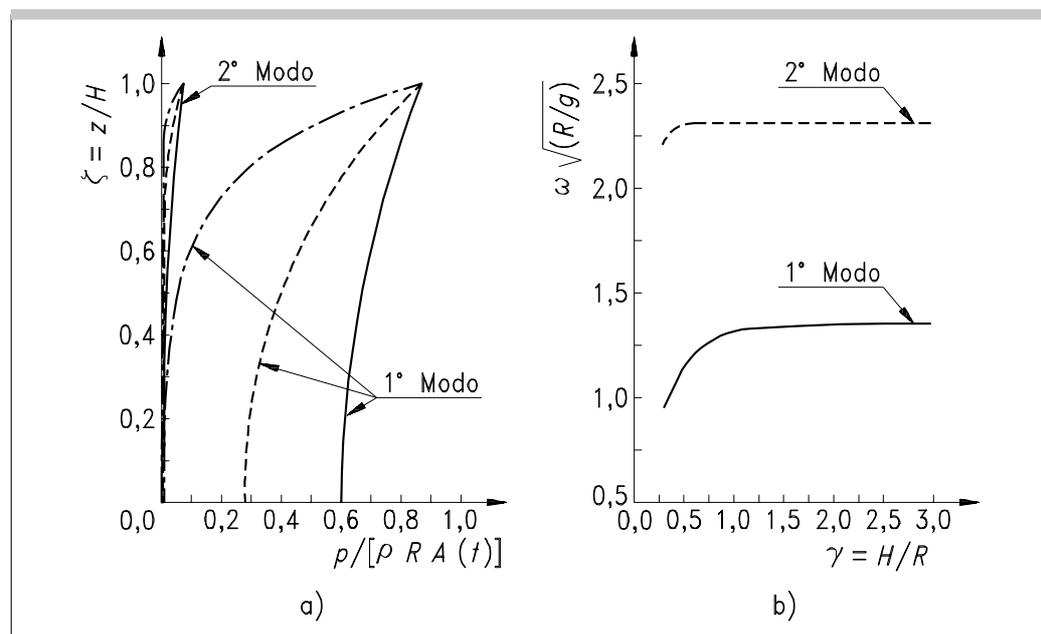
La distribuzione verticale delle pressioni di sbattimento per i primi due modi è mostrata nella figura A.3(a), mentre la figura A.3(b) riporta i valori delle prime due frequenze, in funzione del rapporto H/R .

figura A.3

Variazione delle pressioni di sbattimento dei primi due modi lungo l'altezza [figura A.3(a)] e valori delle prime due frequenze di sbattimento in funzione di γ

Legenda

- = 0,5
- = 1,0
- · - · - = 3,0



Si può osservare nella figura A.3 che nei serbatoi tozzi le pressioni di sbattimento mantengono dei valori relativamente elevati sino al fondo, mentre in serbatoi snelli l'effetto di sbattimento è superficiale.

Per lo stesso valore dell'accelerazione di risposta, il contributo del secondo modo appare essere trascurabile. L'altro risultato interessante tratto dalla figura A.3(b) è che le frequenze di sbattimento divengono quasi indipendenti dal parametro γ , quando questo è maggiore di circa 1.

Il valore di ω_{c1} in questo caso è dato in modo approssimato dall'espressione:

$$\omega_{c1} = 4,2 / \sqrt{R} \quad (R \text{ in metri}) \quad [A.10]$$

che, per i valori usuali di R in stabilimenti petrolchimici fornisce dei periodi di oscillazione dell'ordine di alcuni secondi (per esempio, $T_{c1} = 4,7$ s per $R = 10$ m).

Risultanti delle pressioni

In modo analogo a quello seguito per la componente impulsiva è possibile arrivare alle espressioni per il taglio risultante alla base ed il momento totale immediatamente al disotto la piastra al fondo del serbatoio.

Il taglio alla base è dato da:

$$Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) \quad [A.11]$$

con la massa modale convettiva n -esima:

$$m_{cn} = m \frac{2 \tanh(\lambda_n \gamma)}{\gamma \lambda_n (\lambda_n^2 - 1)} \quad [A.12]$$

Dall'equazione [A.11] si può notare che la forza totale di taglio è data dalla somma istante per istante delle forze date dagli (infiniti) oscillatori con masse m_{cn} , attaccate al serbatoio rigido attraverso molle aventi rigidezze: $K_n = \omega_n^2 m_{cn}$. Il serbatoio è sottoposto all'accelerazione del terreno $A_g(t)$ e le masse rispondono con accelerazioni $A_n(t)$.

Dalla figura A.3 (e la successiva, figura A.4) è possibile verificare che solo la prima delle masse di sbattimento deve essere necessariamente considerata.

Il momento totale può essere espresso come:

$$M_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} [m_{cn} A_n(t)] h_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h_{cn} \quad [A.13]$$

dove h_{cn} è il livello al quale deve essere applicato l'oscillatore equivalente per dare il valore adeguato di M_{cn} :

$$h_{cn} = H \left(1 + \frac{2 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sinh(\lambda_n \gamma)} \right) \quad [A.14]$$

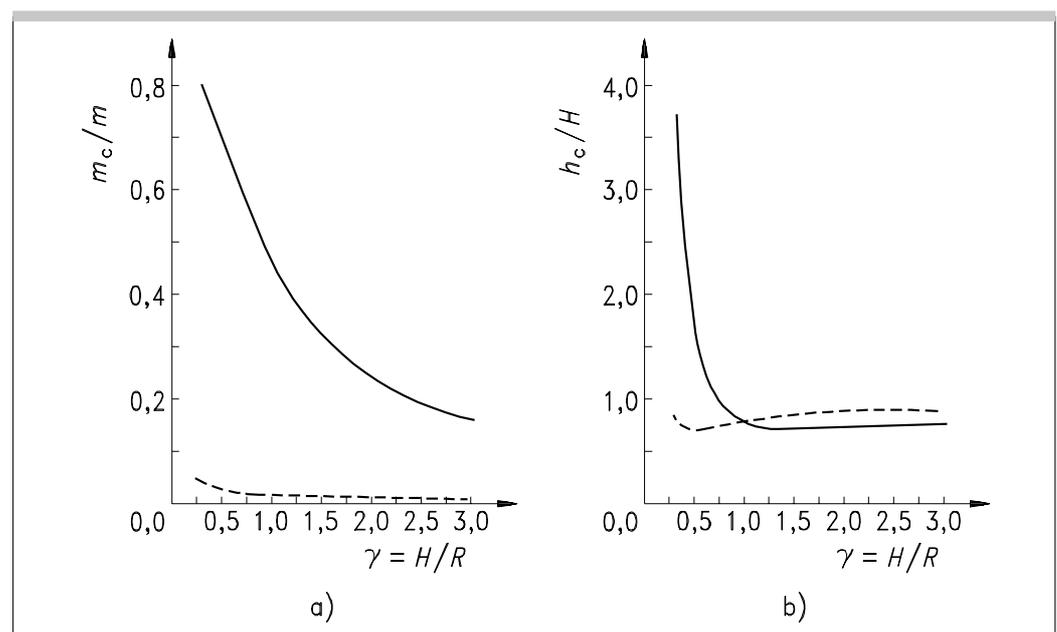
I valori di m_{c1} e m_{c2} , ed i corrispondenti valori di h_{c1} e di h_{c2} sono mostrati nella figura A.4, in funzione di γ .

figura A.4

Prime due masse modali di sbattimento [figura A.4(a)], e corrispondenti altezze h_{c1} e h_{c2} [figura A.4(b)], come funzioni di γ

Legenda

- 1° Modo
- 2° Modo



A.2.1.3

Altezza dell'onda convettiva

Il contributo predominante all'altezza dell'onda di superficie è fornito dal primo modo, e l'espressione del picco all'orlo è:

$$d_{\max} = 0,84 R S_e (T_{c1}) \quad [A.15]$$

dove $S_e(\cdot)$ è l'appropriato spettro di risposta elastica per l'accelerazione, espressa in g (accelerazione di gravità).

A.2.1.4

Combinazione delle pressioni impulsiva e convettiva

La storia nel tempo della pressione totale è la somma delle due storie, quella impulsiva guidata da $A_g(t)$, quella convettiva da $A_{c1}(t)$ (trascurando componenti di ordine superiore). Qualora, come è abituale nella pratica progettuale, si preferisca un approccio con lo spettro di risposta, nasce il problema di combinare opportunamente i due massimi. Data la separazione generalmente ampia tra le frequenze centrali del moto del terreno e la frequenza di sbattimento, la regola della "radice quadrata della somma dei quadrati" può diventare non prudentiale, cosicché è raccomandata per l'uso generale la regola alternativa, corrispondente al limite superiore, di sommare i valori assoluti dei due massimi.

A.2.1.5

Effetti dell'inerzia delle pareti

Per i serbatoi di acciaio, le forze di inerzia che agiscono sul guscio a causa della sua massa propria sono piccole in confronto con le forze idrodinamiche, e possono generalmente essere trascurate. Per i serbatoi di calcestruzzo, invece, le forze di inerzia delle pareti possono non essere completamente trascurabili. Le forze di inerzia sono contenute nello stesso piano verticale dell'eccitazione sismica; considerando la loro componente normale alla superficie del guscio si ha per la pressione la seguente espressione:

$$p_w = \rho_w s \cos \theta A_g(t) \quad [A.16]$$

dove:

ρ_w è la densità di massa del materiale della parete;

s è lo spessore della parete.

Questa componente della pressione, che è costante lungo l'altezza, deve essere aggiunta alla componente impulsiva data dall'equazione [A.1]. Il taglio totale alla base è ottenuto considerando semplicemente la massa totale del serbatoio moltiplicata per l'accelerazione del terreno.

A.2.2

Accelerazione sismica verticale

La pressione idrodinamica sulle pareti di un serbatoio rigido causata da un'accelerazione verticale $A_v(t)$ è data da:

$$p_w(\zeta, t) = \rho H (1 - \zeta) A_v(t) \quad [A.17]$$

A.2.3

Combinazione delle pressioni dovute alle eccitazioni verticale ed orizzontale

Il valore di picco della pressione dovuta alla combinazione degli effetti dell'eccitazione orizzontale e verticale può essere ottenuta applicando la regola data in 3.2.

A.3

Serbatoi circolari verticali deformabili

A.3.1

Eccitazione sismica orizzontale

Quando il serbatoio non può essere considerato rigido (questo è quasi sempre il caso dei serbatoi di acciaio) la soluzione completa dell'equazione di Laplace è generalmente ricercata nella forma della somma di tre contributi, indicati come: "rigido impulsivo", di "sbattimento" e di "deformazione".

Il terzo contributo è nuovo rispetto al caso dei serbatoi rigidi: soddisfa la condizione che la velocità radiale del fluido lungo il muro eguagli la velocità di deformazione della parete del serbatoio ed inoltre le condizioni di velocità verticale nulla al fondo del serbatoio e pressione nulla alla superficie libera del fluido.

Poiché la deformazione del muro è anche dovuta alle pressioni di sbattimento, le componenti di sbattimento e di deformazione sono teoricamente accoppiate, un fatto che rende la determinazione della soluzione piuttosto complicata. Fortunatamente, l'accoppiamento dinamico è piuttosto debole, a causa della separazione tra le frequenze dei due moti, e questo permette di determinare la terza componente indipendentemente dalle altre con precisione quasi assoluta. Le componenti rigida impulsiva e di sbattimento esaminate in A.2 non sono quindi influenzate.

Nessuna espressione in forma chiusa è possibile per la componente di deformazione, poiché la distribuzione della pressione dipende dai modi di vibrare del sistema serbatoio-fluido, e quindi dalle proprietà di geometria e di rigidità del serbatoio. Questi modi non possono essere ottenuti direttamente dai comuni algoritmi per il calcolo degli autovalori, poiché la massa partecipante del fluido non è nota a priori, ed anche perché sono di interesse solo i modi del tipo $f(\zeta, \theta) = f(\zeta) \cos \theta$ (e può essere laborioso trovare questi modi fra tutti gli altri modi di un serbatoio).

Supponendo di conoscere i modi di vibrare (di norma è sufficiente solo quello fondamentale, cosicché nelle espressioni che seguono sono omissi sia l'indice dei modi che la sommatoria su tutti i contributi modali) la distribuzione della pressione di deformazione ha la seguente forma:

$$p_f(\zeta, \theta, t) = \rho H \psi \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) \cos \theta A_f(t) \quad [A.18]$$

$$\text{con: } \psi = \frac{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s}{\rho} \frac{s}{H} + \sum_{n=0}^{\infty} b'_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta}{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s}{\rho} \frac{s}{H} f(\zeta) + \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta} \quad [A.19]$$

$$b'_n = 2 \frac{(-1)^n I_1(v_n/\gamma)}{v_n^2 I'_1(v_n/\gamma)} \quad [A.20]$$

$$d_n = 2 \frac{\int_0^1 f(\zeta) \cos(v_n \zeta) d\zeta}{v_n} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{I'_1(v_n/\gamma)} \quad [A.21]$$

ρ_s è la densità di massa del guscio, s è il suo spessore e $A_f(t)$ è l'accelerazione di risposta (relativa alla base) di un oscillatore semplice di frequenza fondamentale e fattore di smorzamento pari a quelli del primo modo.

Nella maggior parte dei casi dei serbatoi flessibili, la pressione $p_f(\cdot)$ nell'equazione [A.18] fornisce il contributo dominante alla pressione totale, dovuta al fatto che, mentre il termine rigido impulsivo (equazione [A.1]) varia con l'accelerazione del terreno $A_g(t)$, il termine flessibile (equazione [A.18]) cambia con l'accelerazione di risposta che, dato il campo usuale di periodi dei sistemi serbatoio-fluido, è considerevolmente amplificata rispetto a $A_g(t)$.

Dalla determinazione della prima forma modale del serbatoio, la seguente forma iterativa è suggerita con riferimento [2]. Partendo da una forma di tentativo $f^0(\zeta)$ e indicando con $f^i(\zeta)$ quella corrispondente all' i -esimo passo di iterazione, viene valutata una massa effettiva del guscio come:

$$\rho^i(\zeta) = \frac{p_s^i(\zeta)}{2gs(\zeta)f^i(\zeta)} + \rho_s \quad [A.22]$$

dove $p_s^i(\zeta)$ è l'ampiezza della pressione valutata con l'equazione [A.18] al passo i -esimo, e $s(\zeta)$ è lo spessore del guscio.

La densità effettiva dall'equazione [A.22] può essere allora utilizzata in un'analisi strutturale del serbatoio per valutare la forma modale $(i+1)$ -esima, e così via fino a quando non viene ottenuta la convergenza.

La frequenza fondamentale del sistema serbatoio-fluido può essere valutata attraverso le seguenti espressioni approssimate:

$$f_s = [Es(\zeta) / \rho H]^{1/2} / 2Rg(\gamma) \quad (\text{con } \zeta = 1/3) \quad [\text{A.23}]$$

$$\text{con } g(\gamma) = 0,01675\gamma^2 - 0,15\gamma + 0,46 \quad [\text{A.24}]$$

Risultanti delle pressioni

Partendo dall'equazione [A.18], il taglio risultante alla base ed il momento totale alla base possono essere valutati, arrivando ad espressioni nella forma:

$$\text{- taglio alla base } Q_f(t) = m_f A_f(t) \quad (1^\circ \text{ modo solamente}) \quad [\text{A.25}]$$

$$\text{con } m_f = m\psi\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{v_n} d_n \quad [\text{A.26}]$$

$$\text{- momento totale } M_f(t) = m_f h_f A_f(t) \quad [\text{A.27}]$$

$$\text{con } h_f = H \frac{\left[\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n v_n - 2}{v_n^2} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{d_n I_1(v_n/\gamma)}{v_n} \right]}{\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d'_n \frac{(-1)^n}{v_n}} \quad [\text{A.28}]$$

A.3.2

Combinazione dei termini di pressione dovuti all'eccitazione orizzontale

La storia nel tempo della pressione totale, nel caso di serbatoi deformabili, è la somma di tre storie nel tempo: quella rigido-impulsiva (equazione [A.1]), la convettiva (equazione [A.7]), e quella di deformazione (equazione [A.18]), ciascuna diversamente distribuita lungo l'altezza e con una diversa storia nel tempo.

Facendo riferimento per semplicità ai tagli alla base prodotti da queste pressioni (equazioni [A.3], [A.11] e [A.25]) si ottiene:

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) + m_f A_f(t) \quad [\text{A.29}]$$

dove, si ricorda, $A_n(t)$ è l'accelerazione di risposta totale o assoluta di un oscillatore semplice di frequenza ω_n (equazione [A.9]) sottoposta ad un'accelerazione alla base $A_g(t)$; mentre $A_f(t)$ è l'accelerazione di risposta, relativa alla base, di un oscillatore semplice di frequenza ω_f (equazione [A.23]), e smorzamento appropriato per il sistema serbatoio-fluido, anch'esso sottoposto a $A_g(t)$.

Se i massimi dei termini nell'equazione [A.29] considerati individualmente sono noti, come si può ottenere usando uno spettro di risposta di accelerazioni assolute e relative, le corrispondenti pressioni sul serbatoio richieste per una precisa analisi degli sforzi possono essere ottenute distribuendo la risultante sulle pareti e fondo del serbatoio secondo la distribuzione pertinente.

Per velocizzare il processo di progettazione, le masse m_i , m_{cn} e m_f , quest'ultima considerata in riferimento alle forme modali del primo modo, sono state calcolate come funzioni del rapporto γ , e sono disponibili in forma tabulare o in diagrammi, per esempio con riferimento [5] e [10].

L'utilizzo dell'equazione [A.29] in combinazione con gli spettri di risposta, tuttavia pone il problema di come sovrapporre i massimi. Senza considerare la necessità di derivare uno spettro di risposta dell'accelerazione relativa per $A_f(t)$, non c'è alcun modo preciso di combinare il picco di $A_g(t)$ con quello di $A_f(t)$.

Infatti, poiché l'input e la sua risposta non possono essere considerati indipendenti nel campo relativamente ampio di frequenze in considerazione, la regola della "radice quadrata della somma dei quadrati" non è prudenziale. D'altra parte, la semplice somma dei singoli massimi può condurre a delle stime troppo prudenziali.

Date queste difficoltà, sono stati proposti vari approcci approssimati basati sulla teoria precedentemente esposta.

Due di questi, presentati come alternative e descritti dettagliatamente con riferimento [5], sono dovuti a Veletsos-Yang (V.Y.) e Haroun-Housner (H.H.).

La proposta V.Y. consiste essenzialmente nel sostituire l'equazione [A.29] con l'equazione:

$$Q(t) = m_i A_{fa}(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) \quad [A.30]$$

per esempio, ipotizzando che l'intera massa impulsiva risponda con l'accelerazione assoluta di risposta amplificata del sistema di serbatoio deformabile [$A_{fa}(t) = A_f(t) + A_g(t)$]. Il massimo di $A_{fa}(t)$ è ottenuto direttamente dall'appropriato spettro di risposta.

Il procedimento V.Y. è una soluzione con valore di limite superiore, la cui approssimazione si è dimostrata accettabile per rapporti H/R non molto maggiori di 1. Al di sopra di questo valore, vengono suggerite correzioni per diminuire la conservatività. Tenendo conto della natura prudentiale di questo metodo, gli effetti dell'inerzia del serbatoio possono essere generalmente trascurati. Se richiesto, il taglio totale alla base può essere valutato in modo approssimato dall'espressione:

$$Q_w(t) = (\varepsilon_o \cdot m) \cdot A_{fa}(t) \quad [A.31]$$

dove $A_{fa}(t)$ è la risposta di pseudo-accelerazione del sistema serbatoio-fluido e $(\varepsilon_o \cdot m)$ è la massa effettiva partecipante della parete del serbatoio nel primo modo, dove m è la massa totale del serbatoio ed il fattore ε_o può essere valutato in modo approssimato da:

H/R	0,5	1,0	3,0
ε_o	0,5	0,7	0,9

La proposta H.H. inizia scrivendo l'equazione [A.29] nella forma:

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) + m_f [A_{fa}(t) - A_g(t)] \quad [A.32]$$

che può essere riscritta nella forma:

$$Q(t) = (m_i - m_f) A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) + m_f A_{fa}(t) \quad [A.33]$$

per esempio, una forma adatta per l'utilizzo dello spettro di risposta.

Le masse m_i ed m_f sono date in grafico come funzioni di H/R e s/R , assieme alle altezze alle quali queste masse devono essere collocate per fornire il valore corretto del momento (vedere riferimento [5]).

Gli effetti dell'inerzia della parete del serbatoio sono incorporati nei valori delle masse e delle loro altezze.

La regola della "radice quadrata della somma dei quadrati" viene usata per combinare i valori massimi delle tre componenti dell'equazione [A.33].

Nell'approccio H.H., il problema di distribuire lungo l'altezza la forza di taglio totale alla base viene risolto ipotizzando una distribuzione di pressione uniforme lungo l'altezza del serbatoio, il che porta ad un valore di sforzo circonferenziale uguale a:

$$\sigma_{max} = \frac{1}{\pi} \frac{Q_{max}}{H s} \quad [A.34]$$

Seguendo delle linee simili a quelle di Veletsos-Yang, un approccio ancora più semplificato è stato elaborato da Malhotra (1997) [8], riportato integralmente nel seguito.

A.3.2.1

Procedimento semplificato per serbatoi cilindrici a base fissa (Malhotra, 1997) [8]

Modello

Gli effetti idrodinamici in un serbatoio sono valutati con la sovrapposizione di queste due componenti: (1) La componente impulsiva, che rappresenta l'azione del fluido vicino alla base del serbatoio che si muove rigidamente con la parete flessibile del serbatoio; e (2) la componente convettiva, che rappresenta l'azione del liquido sottoposto ad un moto di sbattimento vicino alla superficie libera. In questa analisi, il sistema serbatoio-liquido è modellato da due sistemi ad un grado di libertà, uno corrispondente all'azione impulsiva e

l'altro alla componente convettiva. Le risposte impulsiva e convettiva sono combinate prendendo in considerazione la loro somma numerica piuttosto che il valore ottenuto dalla radice della media dei quadrati.

Periodi naturali: I periodi naturali delle risposte convettive ed impulsive, in secondi, sono

$$T_{imp} = C_i \frac{\sqrt{\rho} H}{\sqrt{s/R} \sqrt{E}} \quad [A.35]$$

$$T_{con} = C_c \sqrt{R} \quad [A.36]$$

dove H = altezza di progetto del fluido, R = raggio del serbatoio, s = spessore equivalente uniforme della parete del serbatoio, ρ = densità di massa del liquido ed E = modulo di elasticità del materiale del serbatoio. I coefficienti C_i e C_c sono ottenuti nel prospetto A.1. Il coefficiente C_i è adimensionale, mentre C_c è espresso in $s / m^{1/2}$; sostituendo R in metri nell'equazione [A.36], pertanto, si ottiene il valore corretto del periodo convettivo. Per serbatoi con spessore di parete non uniforme, s può essere calcolato prendendo una media pesata sull'altezza bagnata della parete del serbatoio, assegnando il peso più alto allo spessore vicino alla base del serbatoio dove la deformazione è massima.

Masse impulsive e convettive: Le masse impulsive e convettive m_i e m_c sono date nel prospetto A.1 come frazioni della massa liquida totale m .

prospetto A.1

H/R	C_i	C_c	m_i/m	m_c/m	h_i/H	h_c/H	h_w/H	h_r/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

Nota - C_c è espresso in $s/m^{1/2}$.

Risposta sismica

Taglio alla base: Il taglio totale alla base è:

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

dove m_w = la massa della parete del serbatoio; m_r = la massa della copertura del serbatoio; $S_e(T_{imp})$ = l'accelerazione spettrale impulsiva, ottenuta da uno spettro di risposta elastico con smorzamento del 2% per serbatoi di acciaio o calcestruzzo precompresso ed uno spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% per serbatoi di calcestruzzo; $S_e(T_{con})$ = l'accelerazione spettrale convettiva, ottenuta da uno spettro di risposta elastico smorzato dello 0,5%.

Momento ribaltante sulla piastra di base: Il momento ribaltante sulla piastra di base, in combinazione con la comune teoria delle travi, fornisce lo sforzo assiale alla base della parete del serbatoio. Il momento ribaltante netto immediatamente al di sopra della piastra di base è:

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

dove h_i e h_c sono le altezze del baricentro delle pressioni idrodinamiche impulsiva e convettiva della parete; i loro valori sono ottenuti dal prospetto A.1; h_w e h_r sono le altezze dei centri di gravità della parete e tetto del serbatoio, rispettivamente.

Momento ribaltante sotto la piastra di base: Il momento ribaltante immediatamente al di sotto della piastra di base tiene conto della pressione idrodinamica sia sulla parete del serbatoio che sulla piastra di base. È dato da:

$$M' = (m_i h'_i + m_w h_w + m_r h_r) S_e(T_{imp}) + m_c h'_c S_e(T_{con}) \quad [A.39]$$

dove le altezze h'_i e h'_c sono ottenute dal prospetto A.1.

Se il serbatoio è appoggiato su di una fondazione ad anello, il momento M deve essere utilizzato per progettare la parete del serbatoio, gli ancoraggi di base e la fondazione. Se il serbatoio è sostenuto da una piastra di fondazione, il momento M deve essere usato per progettare la parete del serbatoio e gli ancoraggi, mentre M' deve essere usato per progettare la fondazione.

Altezza delle onde alla superficie libera: Lo spostamento verticale della superficie del liquido dovuto alle onde di superficie è dato dall'equazione [A.15].

A.3.3

Eccitazione sismica verticale

Oltre alla pressione $p_{vr}(\zeta, t)$ data dall'equazione [A.17], dovuta al moto rigido del serbatoio in direzione verticale con accelerazione $A_v(t)$, deve essere considerato anche un contributo di pressione $p_{vf}(\zeta, t)$ risultante dalla deformabilità ("respirazione" radiale) del guscio. Questo termine aggiuntivo ha l'espressione:

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

dove:

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

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

$A_{vf}(t)$ è la funzione di risposta di accelerazione di un oscillatore semplice avente una frequenza uguale alla frequenza fondamentale dell'oscillazione di interazione assialsimmetrica del serbatoio e del fluido.

La frequenza fondamentale può essere stimata per mezzo dell'espressione:

$$f_{vd} = \frac{1}{4R} \left[\frac{2 E I_1(\gamma_1) s(\zeta)}{\pi \rho H (1 - \nu^2) I_0(\gamma_1)} \right]^{1/2} \quad (\text{con } \zeta = 1/3) \quad [A.41]$$

in cui $\gamma_1 = R/(2s)$ e dove E e ν sono il modulo di Young e di Poisson del materiale del serbatoio, rispettivamente.

Il massimo valore di $p_{vf}(t)$ è ottenuto dallo spettro di risposta dell'accelerazione verticale in corrispondenza degli appropriati valori del periodo e dello smorzamento. Se la deformabilità del terreno è trascurata (vedere A.7) i valori di smorzamento applicabili sono quelli del materiale (acciaio, calcestruzzo) del guscio.

Il valore massimo della pressione dovuta all'effetto combinato del contributo rigido: $p_{vr}(\cdot)$ e di deformazione $p_{vf}(\cdot)$ può essere ottenuto applicando la regola della "radice quadrata della somma dei quadrati" ai singoli massimi.

A.3.4

Combinazione delle pressioni dovute alle eccitazioni orizzontali e verticali

Il valore massimo della pressione dovuta all'effetto combinato delle eccitazioni verticale ed orizzontale può essere ottenuto applicando la regola della "radice quadrata della somma dei quadrati" alle massime pressioni prodotte da ciascun tipo di eccitazione.

A.4

Serbatoi rettangolari

Per serbatoi le cui pareti possono essere ipotizzate rigide, una soluzione dell'equazione di Laplace per eccitazione orizzontale può essere ottenuta in forma analoga a quella descritta per i serbatoi cilindrici, cosicché la pressione totale è anche qui data dalla somma di un contributo impulsivo e di uno convettivo:

$$p(z, t) = p_i(z, t) + p_c(z, t) \quad [A.42]$$

La componente impulsiva ha l'espressione:

$$p_i(z, t) = q_0(z) - L A_g(t) \quad [A.43]$$

dove L è la semiampiezza del serbatoio nella direzione dell'azione sismica, e la funzione $q_0(z)$, che dà la variazione di $p_i(\cdot)$ lungo l'altezza [$p_i(\cdot)$ è costante nella direzione ortogonale all'azione sismica], è diagrammata nella figura A.5.

L'andamento ed i valori numerici della funzione $q_0(z)$ sono abbastanza vicini a quelli di un serbatoio cilindrico di raggio $R = L$.

La componente di pressione convettiva è data da una sommatoria di termini modali (modi di sbattimento), ciascuno con una differente variazione nel tempo. Come per i serbatoi cilindrici, il contributo dominante è quello del modo fondamentale, vale a dire:

$$p_{c1}(z, t) = q_{c1}(z) L A_1(t) \quad [A.44]$$

dove la funzione $q_{c1}(z)$ è mostrata nella figura A.6 assieme al contributo del secondo modo $q_{c2}(z)$ e $A_1(t)$ è la funzione accelerazione di risposta di un oscillatore semplice avente la frequenza del primo modo, il valore appropriato dello smorzamento e sottoposto ad un'accelerazione di input $A_g(t)$.

Il periodo di oscillazione del primo modo di sbattimento è:

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{L/g}{\frac{\pi}{2} \tanh\left(\frac{\pi}{2} \frac{H}{L}\right)} \right)^{1/2} \quad [A.45]$$

Risultanti delle pressioni

Il taglio alla base ed il momento sulla fondazione possono essere valutati sulla base delle espressioni [A.43] e [A.44].

Seguendo quanto esposto con riferimento [10], per scopi di progetto i valori delle masse m_i e m_{c1} , come anche le corrispondenti altezze al di sopra della base h_i e h_{c1} , calcolate per serbatoi cilindrici e date dalle espressioni [A.4], [A.12] e [A.6], [A.14] rispettivamente, possono essere adottate anche per serbatoi rettangolari (con L al posto di R), con un margine di approssimazione non maggiore del 15%.

Pareti deformabili

La deformabilità delle pareti produce generalmente un aumento significativo delle pressioni impulsive, lasciando le pressioni convettive praticamente immutate. Il motivo di questa differenza è lo stesso discusso in precedenza per il caso di serbatoi cilindrici, per esempio, il disaccoppiamento delle oscillazioni di sbattimento dalle oscillazioni dinamiche delle pareti, a causa della separazione dei loro rispettivi periodi.

Studi sul comportamento di serbatoi rettangolari flessibili non sono numerosi e le soluzioni non sono adattabili ad una forma adatta per l'uso diretto nella progettazione: per un trattamento aggiornato del soggetto vedere per esempio riferimento [6].

Per scopi di progetto, un'approssimazione suggerita nel riferimento [10] è di usare la stessa distribuzione verticale di pressione valida per le pareti rigide, vedere equazione [A.43] e figura A.5, ma sostituendo l'accelerazione del terreno $A_g(t)$ nell'equazione [A.43] con la accelerazione di risposta di un oscillatore semplice dotato della frequenza e del fattore di smorzamento del primo modo impulsivo serbatoio-liquido.

figura A.5(a)

Pressioni impulsive adimensionali sulla parete perpendicolare alla direzione del terremoto di un serbatoio rettangolare (dal riferimento [10])

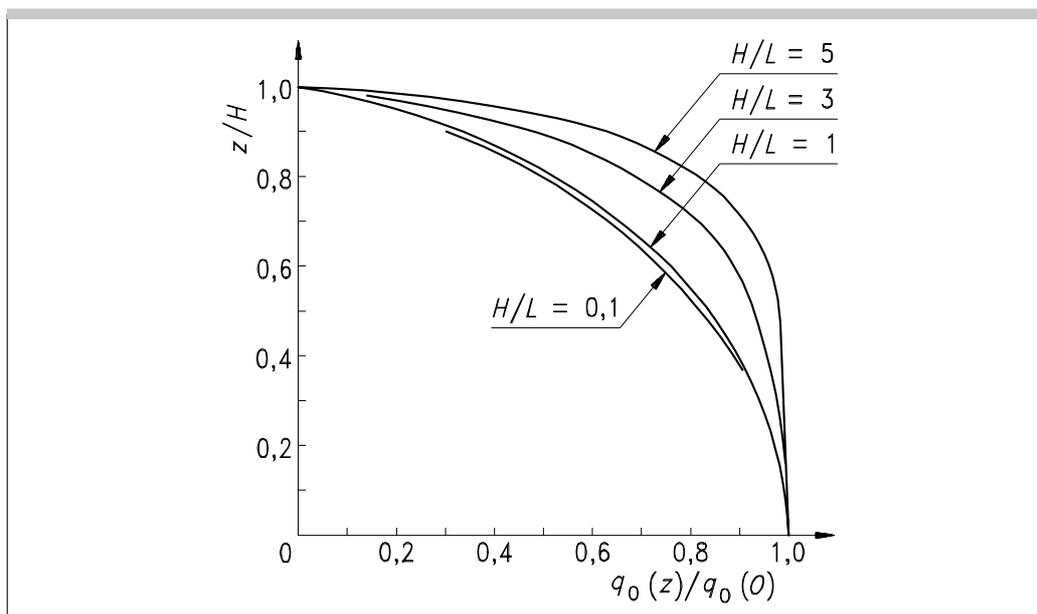


figura A.5(b)

Valori di picco delle pressioni impulsive adimensionali su un muro rettangolare perpendicolare alla direzione del terremoto (dal riferimento [10])

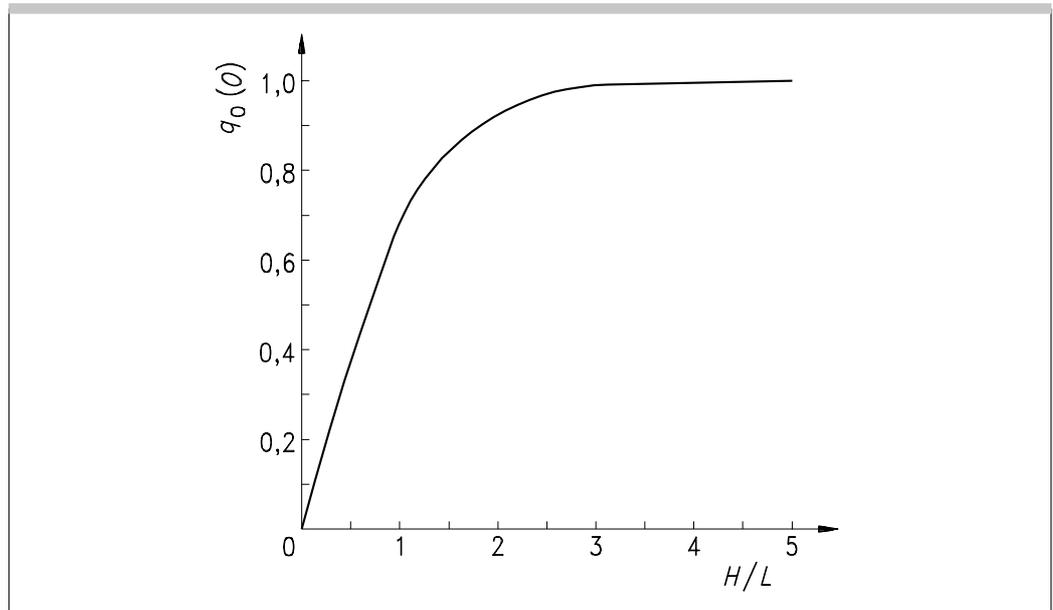
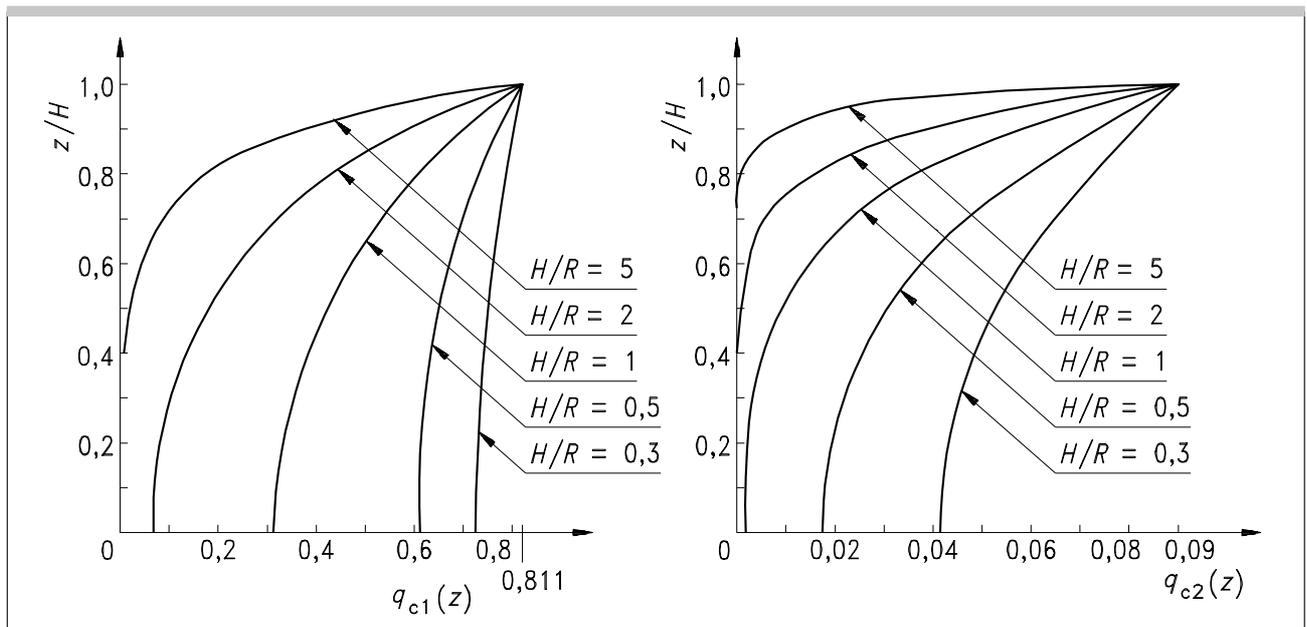


figura A.6

Pressioni convettive adimensionali sulla parete perpendicolare alla direzione del terremoto in un serbatoio rettangolare (dal riferimento [10])



Questo periodo di oscillazione è dato approssimativamente da:

$$T_f = 2 \pi (d_f / g)^{1/2} \quad [A.46]$$

dove:

d_f è lo spostamento della parete sulla linea verticale centrale e all'altezza della massa impulsiva, quando la parete è caricata da un carico uniforme nella direzione del moto del terreno e di valore: $m_i g / 4 B H$;

$2B$ è la larghezza del serbatoio perpendicolare alla direzione di carico.

La massa impulsiva m_i può essere ottenuta dall'equazione [A.4], ma dovrebbe includere la massa della parete.

A.5

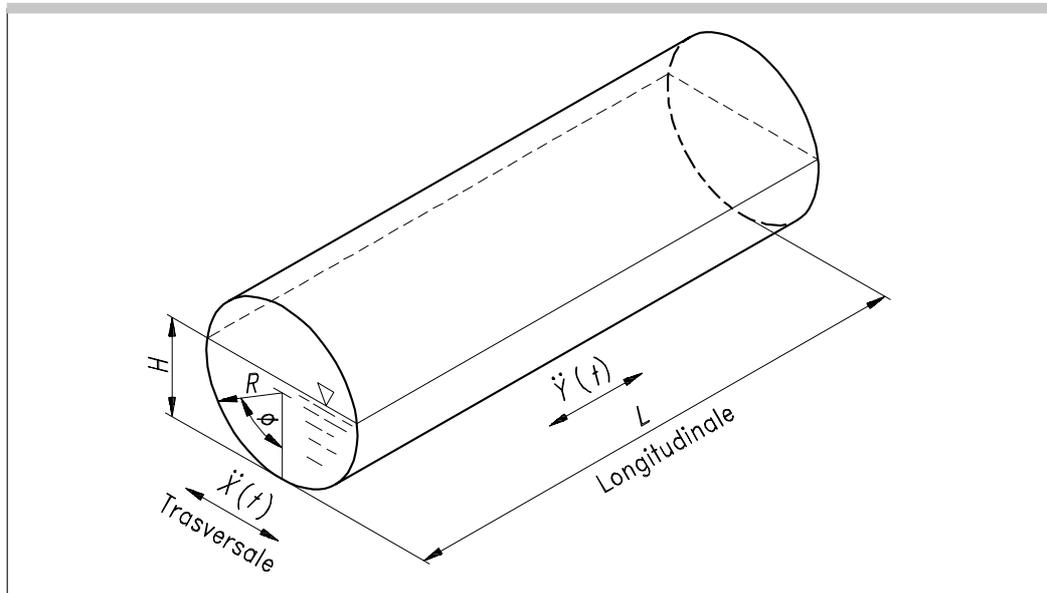
Serbatoi cilindrici circolari orizzontali

I contenuti di questo punto A.5 sono presi dal riferimento [10].

I serbatoi cilindrici orizzontali devono essere analizzati lungo entrambi gli assi longitudinale e trasversale: vedere figura A.7 per la nomenclatura.

figura A.7

Nomenclatura per un serbatoio cilindrico con asse orizzontale (dal riferimento [10])



Valori approssimati per le pressioni idrodinamiche indotte dall'eccitazione orizzontale, sia nella direzione longitudinale che in quella trasversale, possono essere ottenuti dalle soluzioni per il serbatoio rettangolare di eguali dimensioni al livello del liquido e nella direzione del moto, e di una profondità necessaria per dare eguale volume di liquido. Questa approssimazione è sufficientemente precisa ai fini progettuali su di un campo di H/R tra 0,5 e 1,6. Quando H/R eccede 1,6, si deve ipotizzare che il serbatoio si comporti come se fosse pieno, per esempio, con la massa totale del fluido che agisce solidale al serbatoio. Per un'eccitazione sismica perpendicolare all'asse, una soluzione più precisa è disponibile per serbatoi parzialmente pieni.

La distribuzione di pressione impulsiva è data in questo caso da:

$$p_i(\phi) = q_o(\phi) \gamma R A_g(t) \quad [A.47]$$

Per $H = R$ la funzione di pressione $q_o(\cdot)$ prende la forma:

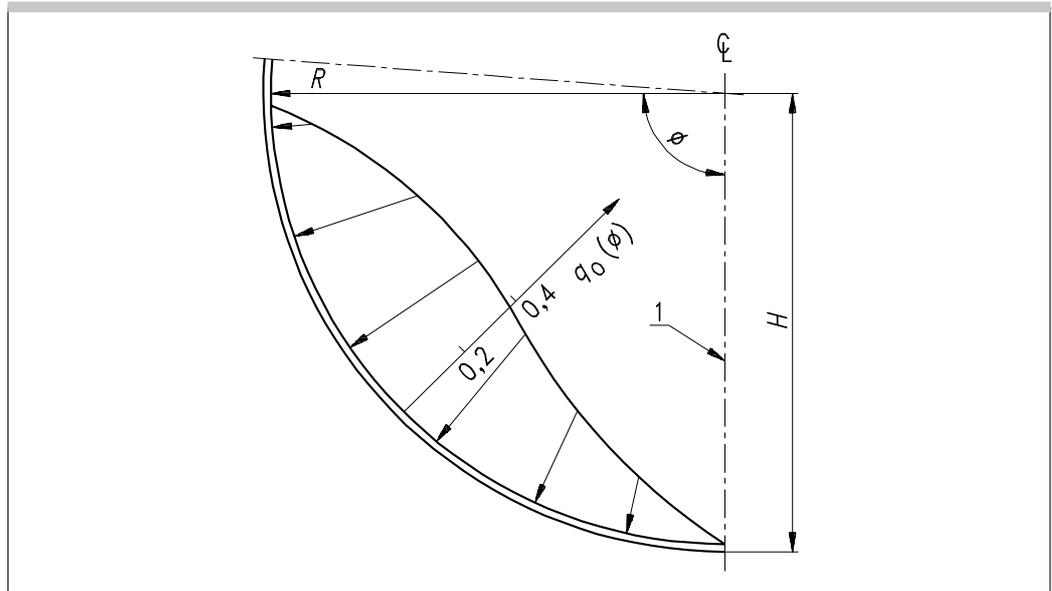
$$q_o(\phi) = \frac{H}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{(2n)^2 - 1} \sin 2n\phi \quad [A.48]$$

La funzione $q_o(\cdot)$ è diagrammata nella figura A.8. Integrando la distribuzione delle pressioni la massa impulsiva è valutata come:

$$m_i = 0,4 m \quad [A.49]$$

Legenda

1 Pressione anti-simmetrica intorno al ζ



Poiché le pressioni sono nella direzione radiale, le forze che agiscono sul cilindro passano per il centro della sezione circolare, ed entrambe la massa impulsiva e convettiva devono essere ipotizzate agenti in questo punto.

Soluzioni per le pressioni convettive non sono disponibili in una forma conveniente per il progetto. Quando il serbatoio è all'incirca pieno a metà ($H \cong R$), la massa del primo modo di sbattimento può essere valutata come:

$$m_{c1} = 0,6 m \quad [A.50]$$

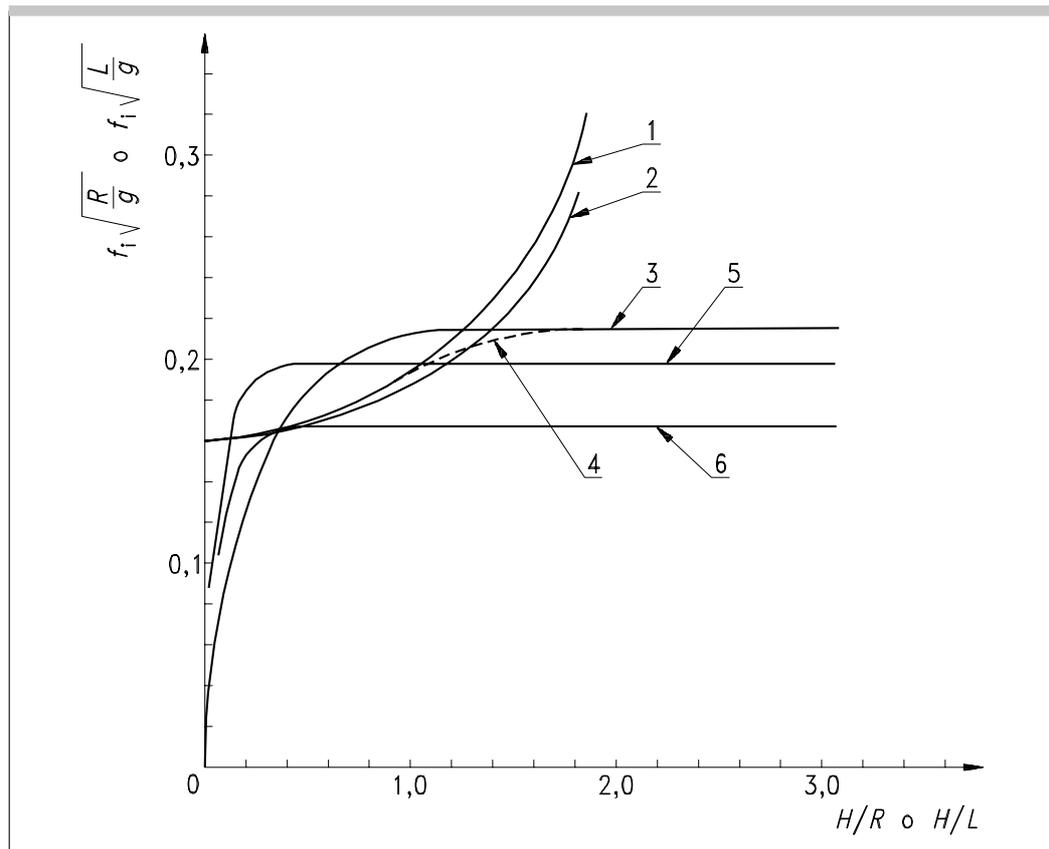
Le due espressioni date per le masse m_i e m_{c1} sono considerate essere approssimazioni ragionevoli per valori di H / R compresi tra 0,8 e 1,2.

Le frequenze del primo modo di sbattimento, per serbatoi di diverse forme, compresi serbatoi cilindrici orizzontali, con moto in direzione longitudinale e trasversale rispetto all'asse, sono mostrate nella figura A.9.

Frequenza adimensionalizzata del primo modo convettivo per serbatoi rigidi di diverse forme (dal riferimento [10])

Legenda

- 1 Sfera
- 2 Cilindro orizzontale, moto trasversale
- 3 Cilindro verticale
- 4 Cilindro verticale a fondo sferico
- 5 $H/R = 1,6$ cilindro orizzontale, moto longitudinale (lunghezza = $2 L$) o serbatoio rettangolare equivalente
- 6 $H/R = 0,5$ cilindro orizzontale, moto longitudinale (lunghezza = $2 L$) o serbatoio rettangolare equivalente



A.6

Serbatoi sopraelevati

I serbatoi sopraelevati possono avere strutture di supporto di vario genere, passando da semplici torri cilindriche a strutture a telaio o reticolari. Ai fini dell'analisi, la presenza del liquido nel serbatoio sostenuto può essere tenuta in conto considerando due masse: una massa impulsiva m_i collocata ad un'altezza h_i al di sopra del fondo del serbatoio (equazione [A.4] e [A.6], rispettivamente) ed una massa m_{c1} collocata ad un'altezza h_{c1} (equazione [A.12] e [A.14], rispettivamente).

La massa m_i è connessa rigidamente alle pareti del serbatoio, mentre la massa m_{c1} è collegata alle pareti attraverso una molla di rigidezza: $K_{c1} = \omega_{c1}^2 m_{c1}$, dove ω_{c1} è data dall'equazione [A.9].

La massa del serbatoio è inclusa nel modello strutturale che descrive anche la struttura di sostegno. La risposta del sistema può essere valutata usando metodi di riferimento con analisi modale e spettro di risposta.

Nel caso più semplice possibile, il modello globale ha solo due gradi di libertà, corrispondenti alle masse m_i e m_{c1} (la massa del serbatoio e una parte opportunamente scelta della massa del supporto devono essere aggiunte a m_i). La massa ($m_i + \Delta_m$) è collegata al terreno da una molla che rappresenta la rigidezza del supporto.

In alcuni casi è necessario considerare anche l'inerzia rotazionale della massa ($m_i + \Delta_m$) ed il corrispondente grado di libertà aggiuntivo.

Nel caso relativamente comune in cui la forma del serbatoio sopraelevato sia un tronco di cono rovesciato (o simile a questa forma), si può considerare un cilindro equivalente, con lo stesso volume di liquido del vero serbatoio ed un diametro uguale a quello del cono all'altezza del liquido.

A.7

Effetti dell'interazione suolo-struttura

Per serbatoi fondati su terreni relativamente deformabili, il moto risultante alla base può essere significativamente diverso dal moto di campo libero ed include generalmente una componente di rollio, in aggiunta ad una componente di traslazione modificata.

Soluzioni precise per il problema dell'interazione tra il sistema serbatoio-fluido ed il terreno sono state sviluppate solo recentemente per il caso di serbatoi con fondazione rigida su suolo omogeneo: vedere riferimenti [14], [15], [16]. I procedimenti di soluzione sono basati sull'approccio di sottostrutturazione, per cui la risposta del serbatoio deformabile e del terreno deformabile sottostante alla fondazione sono prima espresse separatamente per un'eccitazione composta di un moto orizzontale e di rollio: le condizioni di equilibrio e congruenza imposte all'interfaccia forniscono un sistema di due equazioni con incognite le componenti del moto del terreno.

Analisi effettuate su serbatoi di varie geometrie confermano ciò che era noto da studi precedenti su sistemi strutturali. L'aumento della cedevolezza del mezzo di sostegno allunga il periodo del sistema serbatoio-fluido e riduce il picco della risposta (in corrispondenza di uno stesso input) a causa di un aumento dello smorzamento totale. Per una data cedevolezza del terreno, l'aumento del periodo fondamentale è più pronunciato per serbatoi alti e snelli, poiché il contributo della componente di rollio è maggiore per queste strutture che per serbatoi bassi e larghi. La riduzione della risposta di picco, tuttavia, è in generale meno significativa per serbatoi alti, poiché lo smorzamento associato al rollio è minore dello smorzamento associato alla traslazione orizzontale.

Sebbene il metodo nel riferimento [15] possa essere facilmente implementato in un codice di calcolo, per i fini del progetto sono desiderabili procedimenti più semplici. Uno di questi procedimenti è stato proposto per edifici già svariati anni or sono, vedere riferimento [13], e consiste in un aumento del periodo fondamentale e dello smorzamento della struttura, considerata giacente su un terreno rigido e sottoposta al moto di campo libero.

Questo procedimento è stato esteso ai serbatoi, vedere riferimenti [15] e [16], e più specificamente, alle componenti impulsive (rigida e di deformazione) della risposta. I periodi e le pressioni convettivi sono considerati non influenzati dall'interazione terreno-struttura.

Il recente studio con riferimento [15] conferma la buona approssimazione che può essere ottenuta usando un oscillatore semplice equivalente con parametri aggiustati per corrispondere alla frequenza e risposta di picco del sistema effettivo.

Le proprietà dell'oscillatore sostitutivo sono date in riferimento [15] in forma grafica, come funzioni del rapporto H/R e per valori fissi degli altri parametri: coefficiente di spessore del muro s/R , smorzamento iniziale, ecc. Questi grafici possono essere effettivamente utilizzati ogni qualvolta applicabili.

In alternativa, i procedimenti meno approssimati dei riferimenti [2] e [10], come riassunto nel seguito, possono ancora essere adottati.

Poiché gli effetti idrodinamici considerati da A.2 a A.5 e, specificamente, i contributi di pressione rigido impulsivo e impulsivo deformabile, sono matematicamente equivalenti ad un sistema ad un grado di libertà, e sono l'uno disaccoppiato dall'altro, il procedimento opera semplicemente cambiando separatamente le loro frequenze e i fattori di smorzamento.

In particolare, per le componenti di pressione rigido-impulsive, la cui variazione nel tempo è data dall'accelerazione $A_g(t)$ orizzontale di campo libero, e verticale $A_v(t)$, includere gli effetti di interazione suolo-struttura comporta la sostituzione delle precedenti storie nel tempo con le funzioni di accelerazione di risposta di un oscillatore ad un grado di libertà avente valori di frequenza e fattore di smorzamento come specificato di seguito.

Periodi naturali modificati

- effetto impulsivo di "serbatoio rigido", orizzontale:

$$T_i^* = 2 \pi \left(\frac{m_i + m_o}{k_x \alpha_x} + \frac{m_i h_i^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right)^{1/2} \quad [A.51]$$

- effetto impulsivo di "serbatoio deformabile", orizzontale

$$T_f^* = T_f \left(1 + \frac{k_f}{k_x \alpha_x} + \left[1 + \frac{k_x h_f^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right] \right) \quad [A.52]$$

- "serbatoio rigido", verticale

$$T_{vr}^* = 2 \pi \left(\frac{m_{tot}}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad [A.53]$$

- "serbatoio deformabile", verticale

$$T_{vd}^* = T_{vd} \left(1 + \frac{k_1}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad [A.54]$$

dove:

m_i, h_i sono la massa e l'altezza della componente impulsiva;

m_o è la massa della fondazione;

k_f è la rigidezza associata al "serbatoio deformabile" = $4 \pi^2 \frac{m_f}{T_f^2}$;

m_{tot} è la massa totale del serbatoio pieno, inclusa la fondazione;

$k_1 = 4 \pi^2 \frac{m_l}{T_{vd}^2}$, con m_l = massa del liquido contenuto.

dove:

k_x, k_θ, k_v = rigidezze orizzontale, di rollio e verticale della fondazione;

$\alpha_x, \alpha_\theta, \alpha_v$ = fattori dipendenti dalla frequenza che trasformano le rigidezze statiche nelle corrispondenti dinamiche.

Fattori di smorzamento modificati

L'espressione generale per il coefficiente di smorzamento effettivo del sistema serbatoio-fondazione è:

$$\xi = \xi_s + \frac{\xi_m}{(T^*/T)^3} \quad [A.55]$$

dove:

ξ_s è lo smorzamento per radiazione nel terreno;

ξ_m è lo smorzamento del materiale nel serbatoio.

Sia ξ_s che ξ_m dipendono dal modo specifico di oscillazione.

In particolare per ξ_s si ha:

- per il modo orizzontale impulsivo di "serbatoio rigido":

$$\xi_s = 2 \pi^2 \frac{a}{T_i^*} \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_i^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad [A.56]$$

- per il modo orizzontale impulsivo di "serbatoio deformabile":

$$\xi_s = \frac{2 \pi^2 m_f}{k_x T_f^{*2}} a \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_f^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad [A.57]$$

- per il modo verticale di "serbatoio rigido":

$$\xi_s = 2 \pi^2 \frac{a}{T_{vr}^*} \frac{\beta_v}{\alpha_v} \quad [A.58]$$

dove:

a è la funzione adimensionale di frequenza = $\frac{2\pi R}{V_s T}$ (V_s = velocità delle onde di taglio propria del terreno);

α , β , γ sono fattori dipendenti dalla frequenza che forniscono valori dello smorzamento per radiazione per i moti orizzontale, verticale e di rollio.

Espressioni per i fattori α , β , γ e α , β , γ possono essere trovate per esempio con riferimento [4].

A.8

Serbatoi non ancorati

I serbatoi vengono spesso costruiti con le pareti non ancorate alla fondazione, per motivi economici. In caso di terremoto, se il momento ribaltante causato dalle forze idrodinamiche è maggiore di quello stabilizzante, si verifica il sollevamento. È difficile evitare in questo caso le deformazioni plastiche del serbatoio, quantomeno nella piastra di base. Le perdite di liquido, tuttavia, possono essere evitate con un progetto adeguato.

Il meccanismo di sollevamento del serbatoio è ovviamente complesso e sostanzialmente dipendente da vari parametri, sia dal punto di vista della risposta del serbatoio che della successiva analisi degli sforzi.

Nella maggior parte dei casi, gli effetti del sollevamento, e del moto di rollio conseguente, sull'entità e sulla distribuzione delle pressioni vengono trascurati e vengono utilizzate le pressioni calcolate per un serbatoio ancorato. Questo è considerato in molti casi un approccio conservativo, poiché il rollio aggiunge flessibilità al sistema serbatoio-fluido, e quindi sposta il periodo in un campo di minore amplificazione. Questo approccio è accettato in riferimento [5].

L'unico procedimento di progetto elaborato sino ad ora che tiene conto della natura dinamica del problema è presentato in riferimento [3], e può essere usato se ritenuto appropriato.

Per gli scopi di questa appendice è adeguata una descrizione dal punto di vista concettuale del procedimento in riferimento [3].

- La componente di pressione di sbattimento e quella rigida impulsiva non sono influenzate dal moto di rollio.
- La componente impulsiva di deformazione viene trattata usando espressioni analoghe alle equazioni da [A.18] a [A.28], ma sulla base di una forma del primo modo che comprende, in aggiunta alla deformazione del guscio, il sollevamento della base. Valori modificati della massa m_f e della sua altezza h_f sono ottenuti, come in precedenza, in funzione del rapporto H/R ; chiaramente questi valori modificati dipendono dall'entità del sollevamento, ma si verifica numericamente che questa dipendenza è numericamente debole cosicché si possono usare dei valori medi.
- Per quanto riguarda la risposta dinamica, l'obiettivo è quello di trovare il periodo fondamentale di un sistema fatto di un sottosistema deformabile serbatoio-fluido, collegato al terreno per mezzo di molle verticali caratterizzate da una relazione non lineare forza-sollevamento.
- La non linearità delle molle di base viene trattata in modo lineare "equivalente", assumendo la loro rigidezza media per una deformazione verticale che va da zero al valore massimo raggiunto durante la risposta. Sulla base di numerose analisi ad Elementi Finiti su serbatoi di acciaio tipici dell'industria petrolifera, sono stati ottenuti risultati nella forma di grafici, che danno la frequenza fondamentale di tutto il sistema nella forma:

$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} F\left(\frac{d_{\max}}{R}, \frac{H}{R}\right) \quad [A.59]$$

dove d_{\max} è il massimo spostamento al livello h_f dove è localizzata la massa m_f , e $F(\cdot)$ è una funzione elaborata empiricamente dei due fattori adimensionali indicati.

Il procedimento si sviluppa iterativamente come segue:

- partendo dal valore del momento ribaltante corrispondente alla base fissa, si ottiene un valore di d_{max} usando un grafico adimensionale preparato per diversi valori H/R ;
- sulla base di questo valore, il periodo del sistema è calcolato dall'equazione [A.59], ed usando lo spettro di risposta appropriato, si ottiene la componente impulsiva deformabile della risposta;
- combinando quest'ultima risposta con quella di sbattimento e quella rigida, si ottiene un nuovo valore del momento totale ribaltante, e così via finché non è raggiunta la convergenza.

La limitazione all'utilizzo del procedimento descritto è che le tavole di progetto disponibili si riferiscono a valori specifici dei parametri importanti, come per esempio il coefficiente di spessore della parete, la rigidezza del terreno, il tipo di fondazione della parete, ecc., che sono riconosciuti essere influenti in modo significativo sulla risposta.

Una volta che le pressioni idrodinamiche sono note, sia determinate considerando oppure trascurando il sollevamento, il passo successivo di calcolare gli sforzi nelle regioni critiche del serbatoio è un compito dell'analisi strutturale, un campo in cui il progettista deve avere una certa libertà nello scegliere il livello di sofisticazione del metodo che utilizza, sotto la condizione che quelli meno precisi devono essere chiaramente sul lato della sicurezza.

Per un serbatoio in condizioni di sollevamento, un modello accurato dovrebbe comprendere necessariamente un metodo di analisi ad Elementi Finiti che consideri non-linearità del problema, fatto che è ancora al di fuori della pratica comune. All'altro estremo, metodi poco raffinati, che non richiedono l'uso del calcolatore elettronico, sono stati sviluppati molti anni addietro, e sono ancora proposti in normative di progetto in vigore, come per esempio nel riferimento [10].

È stato dimostrato attraverso esperimenti e analisi più raffinate che questi metodi sono non conservativi, e più in generale, non adeguati per tenere in conto tutte le variabili del problema.

Metodi semplificati ma completi per calcolatore elettronico sono stati proposti recentemente in letteratura, vedere per esempio riferimenti [7] e [9] e rimpiazzeranno gradualmente quelli attualmente utilizzati.

Il principale effetto del sollevamento è quello di aumentare lo sforzo di compressione verticale nel guscio, il che è critico nei confronti di tipi di collasso in relazione con l'instabilità. Al lato opposto della parete dove la pressione è massima, si generano sforzi circolari di compressione nel guscio, a causa dell'azione membranale della piastra di base.

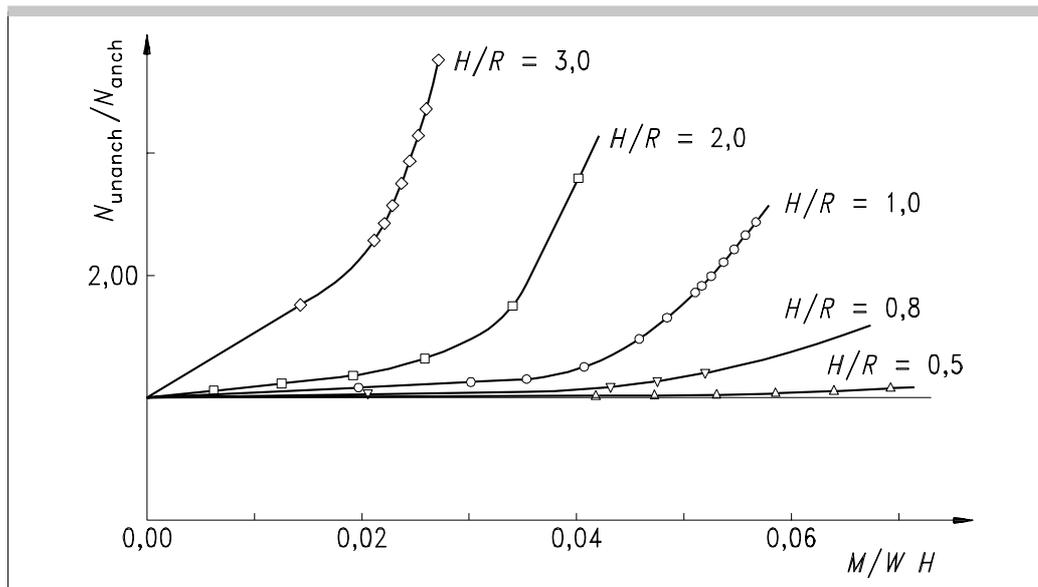
Questi ultimi sforzi, tuttavia, in combinazione con le altre componenti di sforzo, non sono critici per la stabilità del serbatoio. È infine accettato che abbia luogo lo snervamento flessionale nella piastra di base, ed è appropriato un controllo del massimo sforzo di trazione.

Sforzo di compressione assiale nella parete causato dal sollevamento

L'aumento dello sforzo verticale causato dal sollevamento (N_u) rispetto allo sforzo nel caso ancorato (N_a) può essere stimato dalla figura A.10, presa dal riferimento [12]. Il rapporto N_u / N_a è dato nella figura A.10 come una funzione del momento ribaltante adimensionale M / WH (W = peso totale del liquido).

È possibile vedere che per serbatoi snelli l'aumento è molto significativo. I valori nella figura A.10 dovrebbero essere sul lato della sicurezza, poiché sono stati calcolati (usando l'analisi statica ad Elementi Finiti) ipotizzando che il suolo sottostante sia piuttosto rigido (coefficiente di Winkler $k = 4\,000\text{ N/cm}^3$), una situazione sfavorevole per l'effetto considerato.

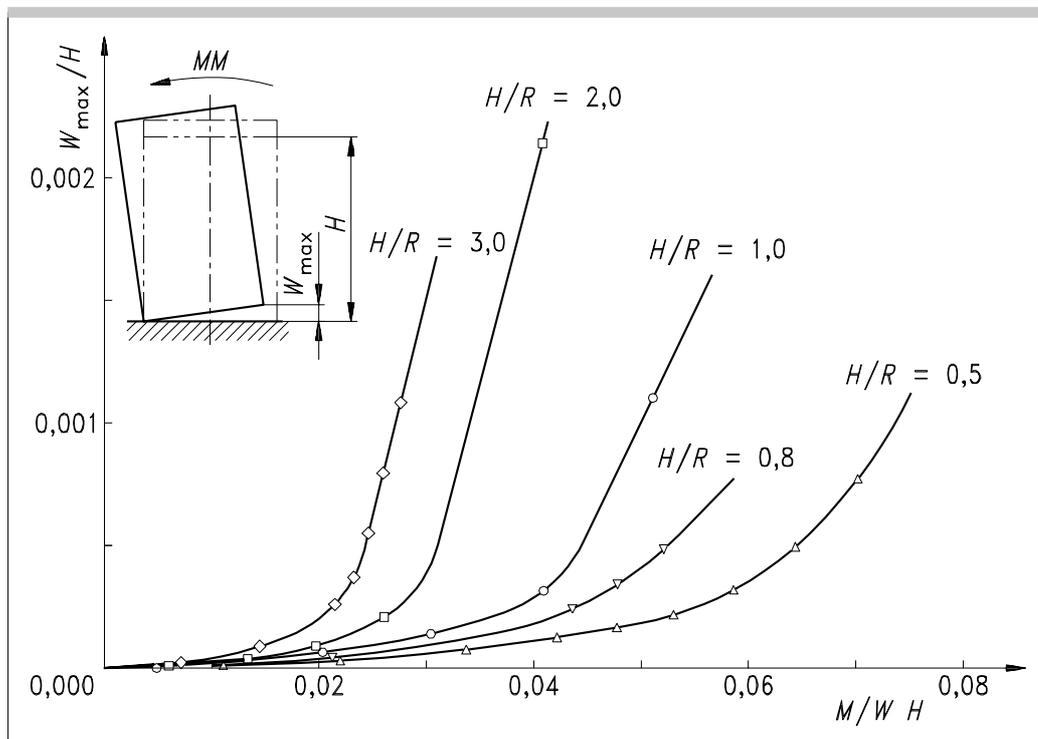
Rapporto della forza membranale di compressione assiale massima per serbatoi non ancorati e ancorati rispetto a valori del momento ribaltante (dal riferimento [12])



Sollevamento del guscio e lunghezza sollevata della piastra di base

Da uno studio parametrico con modelli ad elementi finiti, effettuati su vari serbatoi con geometrie di uso comune, nel riferimento [12] è stata derivata l'entità del sollevamento, ed è data nella figura A.11 come funzione del momento ribaltante $M / W H$, per diversi valori del rapporto H / R . Per stimare gli sforzi membranali radiali nella piastra, è necessaria anche la lunghezza L della parte sollevata del fondo del serbatoio. Risultati ottenuti dallo studio parametrico sopraccitato sono mostrati nella figura A.12. La dipendenza di L dal sollevamento w è quasi lineare, essendo i valori di L maggiori (per un dato w) per serbatoi tozzi che per serbatoi snelli.

Massima altezza sollevata per momento ribaltante $M / W H$ (dal riferimento [12])



Sforzi radiali membranali nella piastra di base

Una stima dello sforzo membranale σ_{rb} nella piastra di base causato dal sollevamento è stata derivata nel riferimento [1]:

$$\sigma_{rb} = \frac{1}{t} \left(\frac{2}{3} E (1 - \nu^2) t p^2 R^2 (1 - \mu)^2 \right)^{1/3} \quad [A.60]$$

dove:

t è lo spessore della piastra;

p è la pressione idrostatica sulla base;

$\mu = (R/L)/R$, con L = parte sollevata della base.

Rotazione plastica della piastra di base

Una pratica raccomandata è la progettazione dell'anello di fondo con uno spessore minore dello spessore della parete, in modo da evitare lo snervamento flessionale alla base della parete.

figura A.12

Lunghezza della parte sollevata in funzione del sollevamento (dal riferimento [12])

Legenda

X W in mm

Y L in mm

1 Serbatoio T3 H/R = 0,5

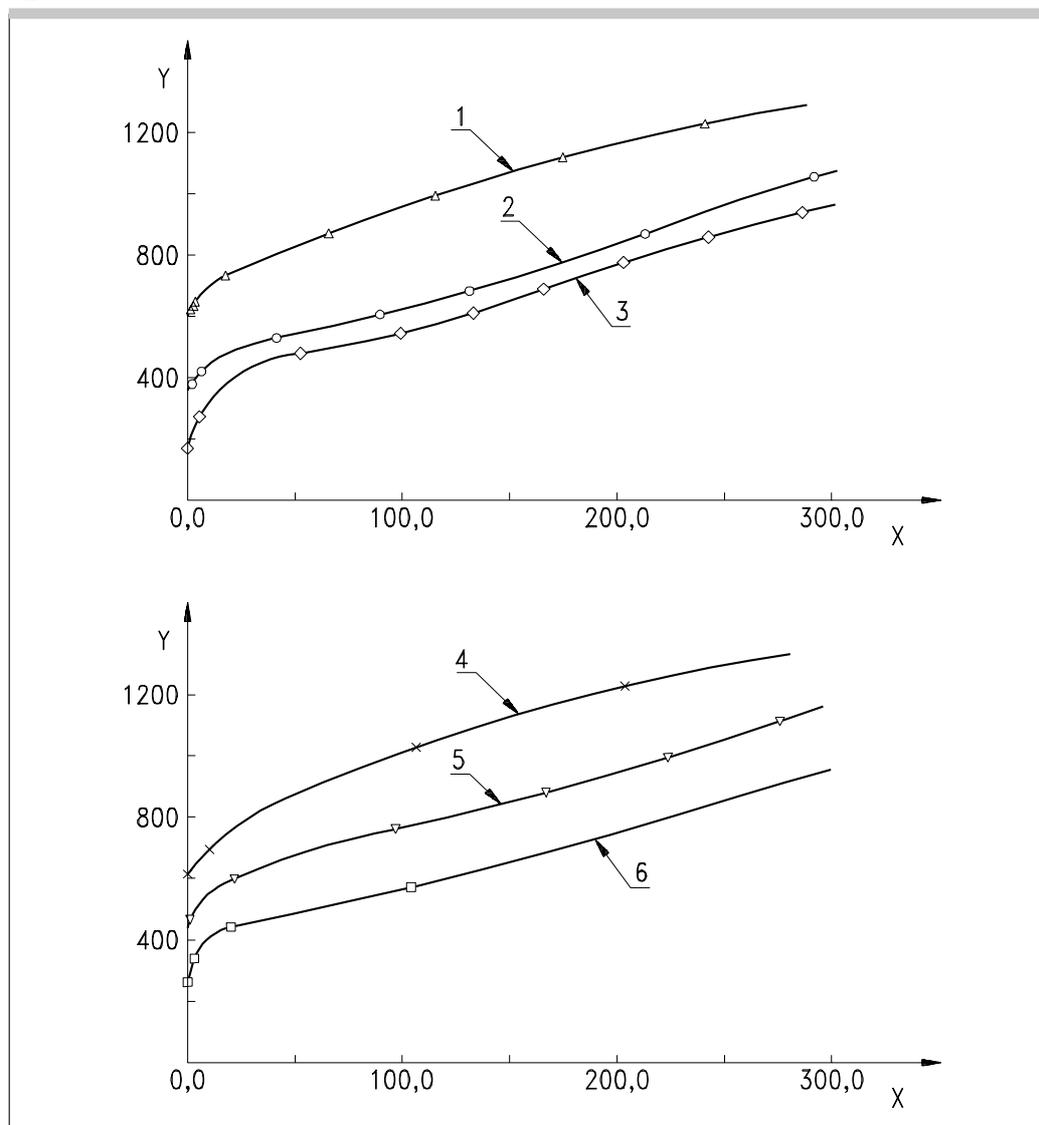
2 Serbatoio T7 H/R = 1,0

3 Serbatoio T11 H/R = 3,0

4 Serbatoio T1 H/R = 0,3

5 Serbatoio T6 H/R = 0,8

6 Serbatoio T9 H/R = 2,0



La rotazione della cerniera plastica alla base del serbatoio deve essere compatibile con la duttilità flessionale disponibile.

Assumendo una deformazione ammissibile massima dell'acciaio di 0,05 ed una lunghezza della cerniera plastica uguale a $2t$, la massima rotazione consentita è:

$$\theta = \left(\frac{0,05}{t/2} \right) 2t = 0,20 \text{ radianti} \quad [\text{A.61}]$$

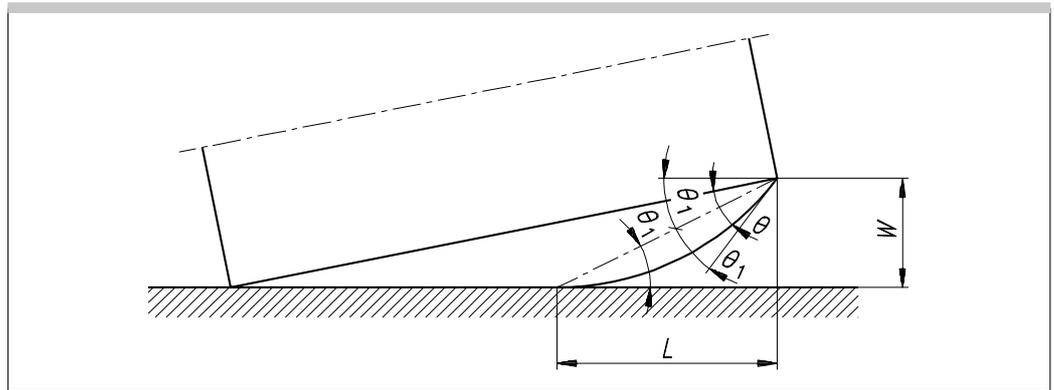
Dalla figura A.13 la rotazione associata ad un sollevamento w ed un distacco della base L è:

$$\theta = \left(\frac{2w}{L} - \frac{w}{2R} \right) \quad [\text{A.62}]$$

che deve essere minore di 0,20 radianti.

figura A.13

Rotazione plastica della piastra di base di un serbatoio in condizioni di sollevamento (dal riferimento [10])



A.9

Verifica di stabilità per serbatoi di acciaio

Le verifiche di stabilità devono essere effettuate rispetto a due possibili modi di collasso.

a) Instabilità elastica

Questa forma di instabilità è stata osservata in quelle parti del guscio in cui lo spessore è ridotto rispetto allo spessore della base, ed anche la pressione interna (che ha un effetto stabilizzante) è ridotta rispetto al valore massimo che raggiunge alla base. Questa verifica dovrebbe essere effettuata ipotizzando che la componente verticale dell'eccitazione sismica dia un contributo nullo alla pressione interna.

Indicando con σ_m il massimo sforzo membranale verticale, deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} \leq 0,19 + 0,81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}} \quad [\text{A.63}]$$

$$\text{dove } \sigma_{c1} = 0,6 \cdot E \frac{s}{R} \quad [\text{A.64}]$$

(sforzo critico ideale di instabilità per cilindri carichi in compressione assiale)

$$\sigma_p = \sigma_{c1} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_o}{\sigma_{c1}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq \sigma_{c1} \quad [\text{A.65}]$$

$$\bar{p} = \frac{p R}{s \sigma_{c1}} < 5 \quad [\text{A.66}]$$

$$\sigma_o = f_y \left(1 - \frac{\lambda^2}{4} \right) \quad \text{se: } \lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma} \sigma_{c1}} \leq 2 \quad [\text{A.67a}]$$

$$\sigma_o = \bar{\sigma} \sigma_{c1} \quad \text{se: } \lambda^2 \geq 2 \quad [\text{A.67b}]$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1,24 \left(\frac{\delta}{s} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1,24 \left(\frac{\delta}{s} \right)} \right)^{1/2} - 1 \right] \quad [\text{A.68}]$$

$\left(\frac{\delta}{s} \right)$ = rapporto di massima ampiezza dell'imperfezione rispetto allo spessore della parete che può essere preso come (vedere riferimento [10]):

$$\left(\frac{\delta}{s} \right) = \frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}} \quad [\text{A.69}]$$

con:

$a = 1$ per costruzioni normali;

$a = 1,5$ per costruzioni di qualità;

$a = 2,5$ per costruzioni di alta qualità.

Nell'equazione [A.65], il secondo termine all'interno delle parentesi quadrate sulla destra tiene in conto l'effetto favorevole della pressione interna, mentre il terzo (che è posto come un fattore di quello precedente) fornisce la riduzione dello sforzo critico dovuto alle imperfezioni.

b) *Collasso elasto-plastico*

Questa forma di instabilità si verifica normalmente vicino alla base del serbatoio, a causa di una combinazione di sforzi verticali di compressione, sforzi di trazione circolferenziali e taglio elevato, che determina uno stato di sforzo biassiale anelastico: il modo di collasso è indicato come "piede di elefante".

L'equazione empirica sviluppata nel riferimento [11] per controllare questa forma di instabilità è:

$$\sigma_m = \sigma_{c1} \left[1 - \left(\frac{pR}{s f_y} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{1}{1,12 + r^{1,15}} \right) \left[\frac{r + f_y/250}{r + 1} \right] \quad [\text{A.70}]$$

dove $r = \frac{R/s}{400}$ e f_y è espresso in MPa.

RIFERIMENTI

- [1] Cambra F.J. (1982) - Earthquake Response Considerations of Broad Liquid Storage Tanks, Report EERC 82/25
- [2] Fischer, F.D. and Rammerstorfer, F.G. (1982) - The Stability of Liquid-Filled Cylindrical Shells under Dynamic Loading. Buckling of Shells. E. Ramm (Ed.) Proc. of the State-of-the-Art Colloquium, Springer, Berlin, pp. 569-597
- [3] Fischer, F.D.; Rammerstorfer, F.G. and Scharf, K. (1991) - Earthquake Resistant Design of Anchored and Unanchored Liquid Storage Tanks under Three-dimensional Earthquake Excitation. Structural Dynamics Recent Advances, Schneller, G.L. (ED). Springer Verlag
- [4] Gazetas, G. (1983) - Analysis of Machine Foundation Vibrations: State-of-the-Art. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, n. 1
- [5] Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems. ASCE Technical Council of Lifeline Earthquake Engineering. 1987
- [6] Kim, J.K., Koh, H.M. and Kwack, I.J. (1996) - Dynamic Response of Rectangular Flexible Fluid Containers. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 122, n. 9, September, pp. 807-817
- [7] Malhotra, P.K. (1995) - Base Uplifting Analysis of Flexibly Supported Liquid-Storage Tanks. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, pp. 1591-1607
- [8] Malhotra, P.K. (1997) - Seismic Analysis of Liquid-Storage Steel Tanks. Structural Engineering International
- [9] Peek, R., Jennings, P.C. (1988) - Simplified Analysis of Unanchored Tanks. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, pp. 1073-1085
- [10] Priestley, M.J.N. (Ed.) (1986) - Seismic Design of Storage Tanks. Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. December
- [11] Rotter, J.M., Seide, P. (1987) - On the Design of Unstiffened Shells Subjected to an Axial Load and Internal Pressure. Prof. of ECCS Colloquium on Stability of Plate and Shell Structures, Ghent University, pp. 539-548
- [12] Scharf, K. (1989) - Contribution to the behaviour of Earthquake Excited Above-ground Liquid Storage Tanks. Doctoral Thesis. Institute of Light Weight Structures. Tech. Univ. of Vienna
- [13] Veletsos, A.S. (1977) - Dynamics of Structure - Foundation Systems - Structural and Geotechnical Mechanics. Ed. W.J. Hall, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, pp. 333-361
- [14] Veletsos, A.S. and Yu Tang (1987) - Rocking Response of Liquid Storage Tanks. Journal of Engineering Mechanics ASCE, Vol. 113, n. 11, November, pp. 1774-1792
- [15] Veletsos, A.S. and Yu Tang (1990) - Soil-Structure Interaction Effects for Laterally Excited Liquid Storage Tanks. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, pp. 473-496
- [16] Veletsos, A.S., Yu Tang, and H.T. Tang (1992) - Dynamic Response of Flexibly Supported Liquid Storage Tanks. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, n. 1, January, pp. 264-283

B.1 Considerazioni generali di progetto

- (1) Di regola, le tubature dovrebbero essere appoggiate su terreni la cui stabilità è stata verificata sotto l'azione sismica di progetto. Qualora questa condizione non possa essere soddisfatta, la natura e l'entità dei fenomeni avversi dovrebbero essere valutate esplicitamente, e si dovrebbero adottare appropriate contromisure di progetto.
- (2) Due casi estremi: la liquefazione del terreno ed i movimenti di faglia devono essere menzionati, poiché richiedono in genere soluzioni di progetto specifiche per ciascun caso particolare.
- (3) La liquefazione del terreno, ogni qualvolta si sia verificata in terremoti passati, ha dato un contributo di primaria importanza al danneggiamento delle tubature.
- (4) A seconda delle circostanze, la soluzione può consistere in un aumento della profondità di interrimento, eventualmente anche inserendo i tubi in condutture rigide di dimensioni maggiori, oppure posizionando la tubatura al di sopra del terreno, appoggiandola a distanze abbastanza elevate su pali con buone fondazioni. Nel secondo caso, devono essere considerati anche dei giunti flessibili per permettere spostamenti relativi fra gli appoggi.
- (5) Il progetto in corrispondenza dei movimenti di faglia richiede di stimare, talvolta postulandoli, alcuni parametri tra i quali: posizione, dimensione dell'area interessata, tipo e misura dello spostamento di faglia. Dati questi parametri, il modo più semplice di modellare questo fenomeno consiste nel considerare uno spostamento rigido fra le masse di terreno che si interfacciano alla faglia.
- (6) Il criterio generale per minimizzare l'effetto di uno spostamento imposto è quello di introdurre il massimo della cedevolezza nel sistema che vi è sottoposto.
- (7) Nel caso in considerazione questo si può fare:
 - diminuendo la profondità di interrimento in modo da ridurre la reazione di vincolo dato dal terreno;
 - predisponendo un grande scavo per i tubi, da riempire con materiale soffice;
 - posizionando la tubatura al di sopra del terreno, introducendo elementi di tubatura flessibili ed estensibili.

B.2 Azioni sismiche su tubature sotterranee

- (1) Il moto del terreno che si propaga sotto la sua superficie è composto di un misto di onde di volume (compressione, taglio) e di superficie (Raileigh, Love, ecc.), la cui effettiva composizione dipende molto significativamente dalla profondità della sorgente e dalla distanza tra la sorgente e il sito.
- (2) I diversi tipi di onda hanno diverse velocità di propagazione, e diversi moti delle particelle (per esempio parallelamente alla direzione di propagazione delle onde, ortogonalmente ad esse, in modo ellittico, ecc.). Quantunque studi geofisici e sismologici possano fornire una comprensione parziale, sono in genere incapaci di predire l'effettiva distribuzione delle onde, cosicché devono essere assunte delle ipotesi di tipo conservativo.
- (3) Un'ipotesi frequentemente formulata è quella di considerare la distribuzione delle onde composta a turno di un solo tipo di onda, quale che sia la più sfavorevole per un determinato effetto sulla tubatura.
- (4) I treni di onde possono essere in questo caso facilmente costruiti sulla base del contenuto in frequenza sottostante lo spettro di risposta elastico appropriato per il sito, assegnando a ciascuna componente di frequenza un valore stimato della velocità di propagazione.
- (5) Argomenti di tipo teorico e numerose simulazioni numeriche indicano che le forze di inerzia che nascono dall'interazione tra il tubo ed il terreno sono molto più piccole delle forze indotte dalla deformazione del terreno: questo fatto permette di

ridurre l'interazione terreno-tubatura ad un problema statico, per esempio, con la tubatura deformata dal passaggio di un'onda di spostamento, senza considerare gli effetti dinamici.

- (6) Le forze sulla tubatura possono essere quindi ottenute da un'analisi nel dominio del tempo, in cui il tempo è un parametro la cui funzione è quella di spostare l'onda lungo o attraverso la struttura, quest'ultima connessa al terreno attraverso molle radiali e longitudinali.
- (7) Un metodo molto più semplice viene spesso utilizzato, la cui precisione è stata dimostrata essere paragonabile con approccio più rigoroso descritto in precedenza, e che dà in ogni caso una stima di limite superiore delle deformazioni nella tubatura, poiché la considera essere abbastanza flessibile da seguire senza scorrimenti, né interazioni la deformazione del terreno.
- (8) Seguendo questo metodo, dovuto a Newmark,²⁾ il moto del terreno è rappresentato con una singola onda sinusoidale:

$$u(x, t) = d \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad [B.1]$$

dove d è l'ampiezza dello spostamento totale, e c è la velocità dell'onda apparente.

- (9) Il moto delle particelle è assunto essere a turno lungo la direzione di propagazione (onde di compressione), e normale ad essa (onde di taglio) e, per semplicità e per considerare il caso peggiore, l'asse della tubatura e la direzione di propagazione coincidono.
- (10) Il moto longitudinale delle particelle produce deformazioni nel terreno e nella tubatura date dall'espressione:

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} = - \frac{\omega d}{c} \cos \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad [B.2]$$

il cui valore massimo è:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{v}{c} \quad [B.3]$$

con $v = d \omega$ il valore di picco della velocità del terreno.

- (11) Il movimento trasversale delle particelle produce una curvatura χ nel terreno e nel tubo data dall'espressione:

$$\chi = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = - \frac{\omega^2 d}{c^2} \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad [B.4]$$

il cui valore massimo è:

$$\chi_{\max} = \frac{a}{c^2} \quad [B.5]$$

con $a = \omega^2 d$ il valore di picco dell'accelerazione del terreno.

- (12) Se le direzioni della tubatura e della propagazione non coincidono, in entrambi i casi di tipo di onda si producono deformazioni longitudinali e curvature, che sono in funzione dell'angolo ϑ formato dalle due direzioni. Le deformazioni longitudinali in questo caso sono date da:

$$\varepsilon(\vartheta) = \frac{v}{c} \cdot f_1(\vartheta) + \frac{a}{c^2} \cdot f_2(\vartheta) \cdot R \quad [B.6]$$

dove R è il diametro del tubo. Poiché il secondo termine è in genere piccolo confrontato con il primo, il massimo della somma si verifica quando il primo termine è al proprio massimo, vale a dire con un valore: $\frac{v}{c}$.

2) Newmark, N. M. 1967, Problems In Wave Propagation In Soil And Rock, Proc. Intl. Symp. on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Univ. of New Mexico, Albuquerque, New Mexico, 7-26.

-
- (13) Per soddisfare la condizione di perfetta aderenza tra il tubo ed il terreno, la forza di attrito disponibile per unità di lunghezza deve equilibrare la variazione della forza longitudinale, il che porta a:

$$\tau_{av} = s E \frac{a}{c^2} \quad [B.7]$$

dove E e s sono il modulo di elasticità e lo spessore del tubo, e τ_{av} è lo sforzo di taglio medio tra il tubo ed il terreno che dipende dal coefficiente di attrito tra il terreno ed il tubo e dalla profondità di interramento.

PUNTI DI INFORMAZIONE E DIFFUSIONE UNI

Milano (sede)	Via Battistotti Sassi, 11B - 20133 Milano - Tel. 0270024200 - Fax 0270105992 Internet: www.uni.it - Email: diffusione@uni.com
Roma	Via delle Colonnelle, 18 - 00186 Roma - Tel. 0669923074 - Fax 066991604 Email: uni.roma@uni1.inet.it
Ancona	c/o SO.GE.S.I. Via Filonzi - 60131 Ancona - Tel. 0712900240 - Fax 0712866831
Bari	c/o Tecnopolis CSATA Novus Ortus Strada Provinciale Casamassima - 70010 Valenzano (BA) - Tel. 0804670301 - Fax 0804670553
Bologna	c/o CERMET Via A. Moro, 22 - 40068 San Lazzaro di Savena (BO) - Tel. 0516250260 - Fax 0516250262
Brescia	c/o AQM Via Lithos, 53 - 25086 Rezzato (BS) - Tel. 0302590656 - Fax 0302590659
Cagliari	c/o Centro Servizi Promozionali per le Imprese Viale Diaz, 221 - 09126 Cagliari - Tel. 070349961 - Fax 07034996306
Catania	c/o C.F.T. SICILIA Piazza Buonarroti, 22 - 95126 Catania - Tel. 095445977 - Fax 095446707
Firenze	c/o Associazione Industriali Provincia di Firenze Via Valfonda, 9 - 50123 Firenze - Tel. 0552707206 - Fax 0552707204
Genova	c/o CLP Centro Ligure per la Produttività Via Garibaldi, 6 - 16124 Genova - Tel. 0102704279 - Fax 0102704436
La Spezia	c/o La Spezia Euroinformazione, Promozione e Sviluppo Piazza Europa, 16 - 19124 La Spezia - Tel. 0187728225 - Fax 0187777961
Napoli	c/o Consorzio Napoli Ricerche Corso Meridionale, 58 - 80143 Napoli - Tel. 0815537106 - Fax 0815537112
Pescara	c/o Azienda Speciale Innovazione Promozione ASIP Via Conte di Ruvo, 2 - 65127 Pescara - Tel. 08561207 - Fax 08561487
Reggio Calabria	c/o IN.FORM.A. Azienda Speciale della Camera di Commercio Via T. Campanella, 12 - 89125 Reggio Calabria - Tel. 096527769 - Fax 0965332373
Torino	c/o Centro Estero Camere Commercio Piemontesi Via Ventimiglia, 165 - 10127 Torino - Tel. 0116700511 - Fax 0116965456
Treviso	c/o Treviso Tecnologia Palazzo Cristallo - Via Roma, 4/D - 31020 Lancenigo di Villorba (TV) - Tel. 0422608858 - Fax 0422608866
Udine	c/o CATAS Via Antica, 14 - 33048 San Giovanni al Natisone (UD) - Tel. 0432747211 - Fax 0432747250
Vicenza	c/o TECNOIMPRESA I.P.I. S.r.l. Piazza Castello, 2/A - 36100 Vicenza - Tel. 0444232794 - Fax 0444545573

UNI
Ente Nazionale Italiano
di Unificazione
Via Battistotti Sassi, 11B
20133 Milano, Italia

La pubblicazione della presente norma avviene con la partecipazione volontaria dei Soci, dell'Industria e dei Ministeri.
Riproduzione vietata - Legge 22 aprile 1941 N° 633 e successivi aggiornamenti.

