

## LA VERIFICA SISMICA DI SERBATOI DI GAS DI PETROLIO LIQUEFATTO

(Ing. G. Petrangeli, Via C. Maes 53, 00162 Roma)

### 1- SOMMARIO

Si prendono in esame serbatoi sferici (sfere Horton) e serbatoi cilindrici (sigari) per Gas di Petrolio Liquefatto (GPL), con particolare riferimento ai primi. Dopo una breve descrizione generale, si espongono alcune note sul comportamento dei serbatoi in caso di sisma; viene spiegato come, per tali serbatoi, il moto di oscillazione del liquido rispetto al serbatoio stesso non abbia molta importanza sulle sollecitazioni meccaniche. Sono quindi descritte le fondazioni ed i relativi attacchi. Si discutono i punti deboli del complesso della struttura sulla base dei dati dell'esperienza. In una seconda parte della memoria sono sviluppate alcune considerazioni relative al moto sismico di riferimento ed ai metodi di calcolo usati nella pratica internazionale per alcuni rilevanti verifiche strutturali. Per il moto sismico di riferimento, si descrive il metodo esposto nella "Linea Guida per la Verifica Sismica di Impianti a Rischio di Incidente Rilevante esistenti" del Comitato Termotecnico Italiano (Bozza 1998) [4], che si basa sui riferimenti più attuali in ambito europeo ed italiano, conformi anche ad altre pratiche internazionali. Per i metodi di calcolo da usare per alcune verifiche particolarmente rilevanti (periodo proprio ed amplificazione dinamica delle oscillazioni, attacchi alle fondazioni, liquefazione del terreno, verifica di eventuali pali di fondazione sono descritti similmente i metodi in uso in ambito internazionale, con particolare riguardo a quanto prescritto in Giappone. Sono, infine, discussi i carichi ammissibili.

### 2- GENERALITA' SUI SERBATOI PER GPL CONSIDERATI

#### 2.1 Serbatoi sferici e serbatoi cilindrici

I serbatoi fissi per GPL (Gas di Petrolio Liquefatto) sono comunemente di due tipi : cilindrici orizzontali e sferici. I serbatoi sferici sono usati per alte capacità (migliaia di metri cubi) e quelli cilindrici per capacità minori (centinaia di metri cubi).

I serbatoi sferici (detti anche "sfere Horton") hanno la configurazione mostrata nella Fig. 1; essi sono, cioè costituiti dalla sfera propriamente detta, da una struttura reticolare di sostegno e da una fondazione. La pressione di progetto della sfera è dell'ordine di 6.5 – 8 atmosfere relative. La struttura metallica di sostegno è composta di piedritti (colonne) generalmente cilindriche cave e di controventature inclinate; queste ultime possono essere anch'esse tubolari o costituite da elementi resistenti sostanzialmente solo a trazione (barre sottili di acciaio). Il collegamento fra piedritti e sfera è di tipo saldato ed esteso per una altezza considerevole (un metro ed oltre) del piedritto, tagliato a sagoma nella regione di saldatura in modo da sposare la superficie della sfera. Le fondazioni possono essere a piastra, a plinti o a pali a seconda della natura del terreno e della scelta costruttiva più conveniente. I pali possono essere di vario tipo e materiale (generalmente cemento armato o acciaio). Il collegamento fra la struttura di sostegno e la fondazione, cioè fra la base dei piedritti e la piastra o trave di collegamento di plinti o pali, è realizzato mediante piastre di acciaio e bulloni annegati nel calcestruzzo in basso e stretti alla piastra di collegamento mediante dadi filettati.

I serbatoi cilindrici (detti anche "sigari", Fig. 2) sono generalmente costituiti dal cilindro orizzontale, da selle (due) di sostegno in acciaio, saldate alla parete del serbatoio con l'interposizione di una piastra-cuscinetto pure d'acciaio saldata alla parete cilindrica. Le selle sono sostenute da una struttura di fondazione composta da elementi d'appoggio in cemento armato e da fondazioni vere e proprie di tipo continuo o discontinuo (pali, plinti). Il collegamento delle selle alle due strutture di appoggio è realizzato in modo fisso dalla parte del cilindro cui sono collegate le tubazioni ed in modo scorrevole dall'altra, per consentire le dilatazioni termiche. Il collegamento stesso è realizzato con bulloni e dadi come per i serbatoi sferici.

Le considerazioni tecniche che seguono saranno sviluppate per i serbatoi sferici; alcuni cenni saranno fatti al caso dei serbatoi cilindrici, quando le differenze fra le due situazioni lo meritino.

#### 2.2- Comportamento di un serbatoio sotto azione sismica

Data la pressione di progetto piuttosto elevata, la parete dei serbatoi risulta spessa (tipicamente 20 mm) per cui la rigidità propria del guscio è notevole. Le parti deformabili di un serbatoio sottoposto a sollecitazione sismica sono, invece, la struttura reticolare di sostegno (o le selle) ed il liquido contenuto. Il liquido contenuto, come sarà visto più dettagliatamente nel capitolo 2.3, in parte oscilla seguendo il guscio (parte inferiore del liquido) ed in parte (parte superiore del liquido) in modo autonomo.

I serbatoi si comportano all'oscillazione sismica, sostanzialmente, come due pendoli fra loro collegati (Fig.3). Il primo pendolo (di tipo inverso, cioè con la massa in alto e la molla di richiamo in basso) ha la massa costituita essenzialmente dal guscio e da quella parte del liquido contenuto (collocata inferiormente) che segue la sfera nell'oscillazione ed il secondo pendolo, collegato al primo in alto, ha la massa costituita da quella parte del liquido (la parte superiore) che oscilla in modo autonomo rispetto al guscio. Le forze di richiamo per i due pendoli sono, rispettivamente, la forza di richiamo elastica della struttura di sostegno e la forza di gravità.

Nei casi pratici il periodo proprio del primo pendolo è molto più basso del periodo proprio del secondo: ad esempio 0,5 secondi contro 5 secondi. I due pendoli sono, perciò, alquanto "disaccoppiati". Di conseguenza, poiché il primo pendolo è quello che riceve direttamente la vibrazione del terreno ed il secondo pendolo riceve invece la vibrazione del primo (pendolo trascinato), il primo pendolo tenderà ad oscillare con periodi vicini a quello suo proprio (nell'esempio, 0,5 s) senza essere troppo influenzato dal secondo, mentre il secondo pendolo sarà solo minimamente eccitato dal moto del primo. Cioè, il secondo pendolo (massa di liquido superiore) tende a rimanere fermo rispetto al terreno, mentre il primo (massa della struttura più massa del liquido inferiore) vibra sotto l'eccitazione sismica come se il secondo non esistesse. Queste considerazioni qualitative trovano ovviamente riscontro nel risultato dell'applicazione dei metodi di calcolo di analisi dinamica [3] [6].

Per la verifica del fatto che il periodo proprio di oscillazione del liquido sia fortemente diverso da quello della struttura, possono essere utili i dati della seguente tabella (serbatoi cilindrici verticali e sferici):

	H/D= 0,3	H/D=0,5	H/D=0,8
D=5 m	2,5 s (cil.) 3 s (sf.)	2,3 (cil.) 2,5 s (sf.)	2,2 s (cil.) 2,1 s (sf.)
D= 10 m	3,5 s (cil.) 4 s (sf.)	3,3 s (cil.) 3,5 s (sf.)	3,5 s (cil.) 3 s (sf.)
D= 20 m	5 s (cil.) 5,5 s (sf.)	4,5 s (cil.) 5 s (sf.)	4,8 s (cil.) 4,4 s (sf.)
D= 30 m	6,2 s (cil.) 7 s (sf.)	5,2 s (cil.) 6,2 s (sf.)	5,8 s (cil.) 5,3 s (sf.)

Ad esempio, un serbatoio sferico del diametro di 20 metri riempito per metà (H/D=0,5) ha un periodo proprio di circa 5 secondi.

Una conseguenza pratica di quanto sopra, di interesse per le verifiche strutturali, è che il trascurare l'oscillazione del liquido è, per i serbatoi in pressione considerati, generalmente prudentiale. Infatti il considerare tutto il liquido solidale con la struttura, porta ad aumentare la massa che partecipa alla vibrazione prevalente (quella del primo pendolo) e quindi ad aumentare le forze sismiche orizzontali relative.

Il caso di questi serbatoi è quindi molto diverso da quello dei serbatoi a pressione atmosferica, generalmente cilindrici ad asse verticale, adottati per prodotti petroliferi e per altri prodotti liquidi conservati a pressione normale: in questi serbatoi, infatti, l'oscillazione del liquido può portare, a causa della forma del serbatoio, ad urti del liquido stesso contro il tetto del serbatoio ed al nascere di forze orizzontali dovute all'oscillazione del liquido stesso, conseguentemente ad instabilità (buckling) della parete (sottile) del serbatoio e a strappamento degli ancoraggi del serbatoio a terra. Nel caso in cui gli ancoraggi a terra non siano stati previsti ed il fondo del serbatoio non sia stato sagomato, ad esempio a cono, per resistere a forze laterali, la conseguenza potrà essere lo spostamento del serbatoio e lo strappamento dei tubi di collegamento.

### 2.3- Oscillazione del liquido nel serbatoio e carichi relativi

Come accennato nel precedente capitolo 2.2, il liquido contenuto nei serbatoi, sotto azione sismica, si comporta in una sua parte (quella inferiore) come una semplice massa attaccata alla struttura e con essa vibrante e per la parte restante (superiore), come un oscillatore autonomo dotato della propria massa e di una forza di richiamo coincidente con quella di gravità (Fig. 4). Periodi propri di oscillazione, altezze di oscillazione, massa fissa e massa mobile sono forniti da una trattazione teorica la cui prima diffusione comparve nel riferimento [3] che include formule e tabelle per il calcolo. La teoria fornisce la soluzione per un serbatoio cilindrico ad asse verticale e per un serbatoio a sezione rettangolare di lunghezza infinita. Nessuno di questi due casi rappresenta i due tipi di serbatoio considerati in queste note. Alcune prove sperimentali, comunque, indicano che il liquido contenuto in un serbatoio sferico può considerarsi equivalente a quello contenuto in un serbatoio cilindrico ad asse verticale avente lo stesso pelo libero e stessa altezza. Un serbatoio cilindrico orizzontale a sigaro può, similmente, considerarsi equivalente ad un serbatoio di lunghezza infinita a sezione rettangolare avente in sezione lo stesso pelo libero di liquido e la stessa altezza di liquido.

Come si è detto in precedenza, comunque, per i serbatoi qui trattati, il liquido può considerarsi prudenzialmente solidale con la struttura, senza che siano tenute in conto le sue oscillazioni relative.

#### 2.4- Appoggi e fondazioni

Le strutture reticolari di sostegno dei serbatoi sferici sono di solito ancorate mediante piastre ad una trave di fondazione con asse circolare o poligonale. L'attacco fra piastre e trave è realizzato solitamente mediante bulloni annegati nel calcestruzzo della trave per una profondità pari ad almeno sei volte il diametro del bullone; come già sopra detto, i bulloni sono collegati alle piastre mediante dadi filettati.

La trave anulare appoggia direttamente sul suolo se questo è costituito da roccia compatta o materiale equivalente, oppure su plinti di fondazione o su pali in caso di terreno meno portante.

I serbatoi cilindrici sono sostenuti da selle sagomate in acciaio o calcestruzzo. Fra sella e serbatoio si interpone normalmente una piastra cilindrica di rinforzo che si estende alquanto oltre la superficie di appoggio offerta dalla sella. Nella generalità dei casi si usano due sole selle, anche per grossi serbatoi; esistono esempi di "sigari" lunghi 50 m e del diametro di 15 m appoggiati a due sole selle. Ovviamente l'uso di due sole selle mette al riparo da sollecitazioni anomale dovute a difetti di allineamento delle selle stesse e a cedimenti differenziali del terreno su cui ciascuna sella appoggia. Le selle sono appoggiate al terreno mediante piastre, plinti o palificate. I collegamenti fra selle di acciaio e sottostante fondazione sono realizzati mediante bulloni annegati nel calcestruzzo, similmente ai serbatoi sferici; il collegamento di una delle due selle è fisso e l'altro scorrevole allo scopo di consentire le dilatazioni termiche del corpo del serbatoio. Al di sotto del piano di campagna, le due selle devono essere collegate fra loro mediante travi, come è buona pratica ed, in alcuni casi, prescrizione valida per qualsiasi costruzione in zona sismica. La trazione minima a cui tali travi devono poter resistere è solitamente posta uguale ad un decimo del carico verticale che grava sul più caricato fra i due elementi di fondazione collegati.

#### 2.5- Punti deboli sulla base dell'esperienza

Non esistono fortunatamente molti casi di collasso di serbatoi per GPL a causa del sisma. L'unico caso di collasso globale è quello del terremoto di Bakersfield (Kern County, California, 1952 [7]). L'epicentro del terremoto era a circa 20 chilometri dal sito dell'impianto di riciclo del condensato di Paloma, in cui avvenne il crollo. La magnitudo del terremoto fu di 7,7 gradi della scala Richter con una intensità massima di X-XI grado della scala Mercalli modificata. Lo spostamento del terreno fu di circa 15 cm verticalmente e di circa 30 cm in direzione orizzontale. L'impianto comprendeva cinque grandi sfere di butano, non progettate per il terremoto. Due di esse crollarono con rottura delle linee di riempimento; il butano che uscì si incendiò dopo circa 90 secondi in corrispondenza di alcuni trasformatori elettrici. L'esplosione e l'incendio risultanti fecero molti danni ma non ci furono morti o ferite gravi.

I danni rilevati in forti terremoti documentati sono concentrati nelle strutture reticolari di sostegno di serbatoi sferici e nei bulloni di ancoraggio sia di sfere che di cilindri. Tali bulloni non sono di per se' componenti delicati o di difficile progettazione: essi si danneggiano per difetti di esecuzione, in genere per insufficiente lunghezza di ancoraggio nel calcestruzzo. L'esperienza consiglia in proposito una notevole sovrabbondanza nella progettazione ed una accurata esecuzione.

Infine si deve qui raccomandare una particolare cura nel controllo dell'assenza della possibilità di liquefazione del terreno nel caso di fondazioni poste su sabbie sature; come è noto la liquefazione consiste nella perdita della capacità di resistenza a taglio del terreno (come avviene in un liquido) a causa della sollecitazione dinamica indotta dal sisma. Un modo per rendersi conto della causa di questo pericoloso e particolare fenomeno consiste nel considerare che sotto l'azione di un carico ciclico come quello provocato dal sisma, in molte sabbie sature (cioè immerse in acqua) la pressione dell'acqua interstiziale tende a crescere con il tempo nel corso del sisma (che, come è noto, può durare decine di secondi in fase distruttiva), con ciò provocando un distacco dei granuli di sabbia l'uno dall'altro e la conseguente sparizione della tensione tagliente che essi si trasmettevano prima del sisma.

### 3- INDIRIZZI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI DINAMICHE

#### 3.1- Carichi sismici orizzontali e verticali

La legge sismica italiana [8] non è stata pensata per gli impianti industriali, ma per case di abitazione o per altri edifici di uso comune. Per tale motivo essa non appare, a buon giudizio tecnico, direttamente applicabile a casi come quello qui considerato. Questo problema è stato considerato in una Proposta di Guida per la verifica sismica di impianti a rischio di incidente rilevante, preparata nell'ambito del Comitato Termotecnico Italiano [4]. Qui di seguito si richiamano alcune raccomandazioni lì presentate e discusse; esse si ispirano alle linee della bozza di Eurocode 8 [9] e alle raccomandazioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per le costruzioni dotate di isolatori sismici [10]. Si deve anche aggiungere che tali linee guida sono anche in

sintonia con altre formulazioni adottate all'estero (ad esempio in Giappone) o raccomandate da organizzazioni internazionali [5] sempre per il caso di impianti industriali.

Nella prassi ingegneristica il termine azione sismica è utilizzato per identificare due distinte tipologie di azioni rappresentative rispettivamente del:

- **Moto vibratorio del terreno;**
- **Carico di progetto.**

In genere queste due tipologie sono descritte ricorrendo ad uno spettro di risposta che nel caso del moto del terreno fa riferimento ad uno spettro elastico, mentre nell'altro caso fa riferimento ad uno spettro di progetto. Lo spettro di risposta elastico è definito come il luogo delle risposte massime in accelerazione di un oscillatore elastico, d'assegnato smorzamento e periodo crescente a partire da  $T=0$ . Tale spettro elastico non dipende dalla tipologia strutturale, essendo funzione soltanto del moto vibratorio del terreno e il suo valore a  $T=0$  corrisponde al valore di picco dell'accelerazione del terreno.

Lo spettro di progetto è ottenuto a partire da quello elastico attraverso un opportuno fattore riduttivo "q" (fattore di comportamento o di struttura) legato al comportamento richiesto alla tipologia strutturale considerata durante il sisma. A parità di spettro elastico quello di progetto è quindi funzione della tipologia strutturale considerata ed in particolare della sua duttilità. La vigente normativa sismica italiana (L. 64/74 e relativi DM) definisce solo lo spettro di progetto da scalare secondo un coefficiente C ( $C=S-2/100$ ) definito in funzione della categoria sismica (S=12, 9, 6).

In considerazione del livello di conoscenza raggiunto nelle discipline sismologiche e ingegneristiche, una moderna progettazione/verifica sismica dovrebbe richiedere che l'azione sismica sia definita considerando i seguenti aspetti:

- caratteristiche del moto vibratorio del terreno;
- prestazioni richieste alla struttura durante l'evento;
- metodologie di analisi e di verifica.

Nel seguito vengono riportate alcune considerazioni relativi alla definizione della azione sismica.

Il moto vibratorio è definito secondo quanto prescritto dalle linee guida sull'isolamento sismico predisposte dal Consiglio Superiore dei LLPP [10]. In accordo a quanto contenuto nel citato documento, il moto è caratterizzato da un assegnato tempo di ritorno  $T_r$  ( $T_r=150, 500$  anni) in relazione alle prestazioni richieste alla struttura durante il sisma.

Il moto è descritto tramite uno spettro di risposta normalizzato (forma spettrale) e pertanto l'intensità dello spettro è data da un fattore di scala  $a_g$  che si applica alla forma spettrale. Il fattore di scala costituisce l'ordinata dello spettro a periodo  $T=0$ .

Le ordinate dello spettro non sono riferibili ad un singolo evento sismico, ma all'insieme degli eventi che possono verificarsi nel sito. Esse si calcolano mediante procedimenti statistico-probabilistici di uso ormai corrente.

Il fattore moltiplicativo  $a_g$  da applicare alla forma spettrale è definito in funzione del periodo di ritorno e del livello di sismicità S previsto dall'attuale classificazione sismica del territorio nazionale. I valori da utilizzare sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 3.1

S (classificazione)	$a_g$ ( $T_r=150$ anni)	$a_g$ ( $T_r=500$ anni)
6	0.04	0.15
9	0.07	0.25
12	0.10	0.35

Il contenuto in frequenza del moto sismico è definito mediante uno spettro di risposta elastico, normalizzato ad  $a_g = 1$ ; tale spettro sarà assunto uguale per le due componenti di traslazione orizzontali, che si considerano statisticamente indipendenti tra loro.

Per la componente verticale, salvo diverse indicazioni fornite da studi specifici per il sito, la forma dello spettro sarà analoga a quella relativa al moto orizzontale, ma con le ordinate modificate come segue:

- per  $T \leq 0,15$  sec. ridotte di un fattore 0,7;
- per  $T > 0,50$  sec. ridotte di un fattore 0,5;
- per  $0,15$  sec.  $< T \leq 0,50$  sec. ridotte di un fattore ricavato per interpolazione lineare tra 0,7 e 0,5.

Lo spettro di risposta elastico normalizzato, riferito ad uno smorzamento del 5%, è definito dalle espressioni seguenti:

Tab. 3.2

$0 \leq T < T_B$	$Se(T) = s\{1 + [T/T_B (\eta\beta_0 - 1)]\}$
$T_B \leq T < T_C$	$Se(T) = s\eta\beta_0$
$T_C \leq T < T_D$	$Se(T) = s\eta\beta_0 (T_B/T)^{k1}$
$T_D \leq T$	$Se(T) = s\eta\beta_0 (T_C/T_D)^{k1} (T_D/T)^{k2}$

Nelle quali:

**s** fattore che tiene conto delle condizioni stratigrafiche e geotecniche del sito (vedi paragrafo ....);

$\eta = [7/(2+\xi)]^{1/3} \geq 0.7$  fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ , diverso dal 5% ( $\eta = 1$  per  $\xi = 5\%$ );

$\beta_0$  fattore di risposta che misura la amplificazione dinamica della risposta;

$T_B, T_C, T_D$  valori dei periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dalle caratteristiche geotecnico-stratigrafiche locali;

**k1, k2** esponenti utilizzati per descrivere i due rami discendenti dello spettro.

I valori dei suddetti parametri, per le categorie di suolo definite al par. Xxxxx, sono riportate in Tabella zz.

Tabella 3.3. Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico normalizzato.

CATEGORIA SOTTOSUOLO	s	$\beta_0$	TB	TC	TD	k1	k2
A	1	2.5	0.10	0.40	3	1	2
B	1	2.5	0.15	0.60	3	1	2
C	0.9	2.5	0.20	0.80	3	1	2

Le condizioni di sottosuolo sono distinte nelle tre categorie seguenti (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

- A** - Formazioni litoidi o terreni omogenei caratterizzati da valori di  $V_s$  ( $V_s$  = velocità delle onde di taglio per deformazioni di taglio  $\gamma \leq 10^{-6}$ ) superiori a 800 m/sec oppure da  $N_{SPT} \geq 80$ , salvo se in strati superficiali di spessore massimo pari a 5 m.  
Depositi di sabbie, ghiaie, argille consolidate ad elevate caratteristiche meccaniche, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da valori di  $V_s$  crescenti con la profondità, a partire da  $V_s \geq 400$  m/sec ( $N_{SPT} \geq 30$ ) alla profondità di 10 m.
- B** - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di  $V_s$  crescenti con la profondità, a partire da  $V_s \geq 200$  m/sec ( $N_{SPT} \geq 15$ ) alla profondità di 10 m e pari ad almeno  $V_s = 450$  m/sec ( $N_{SPT} \geq 35$ ) alla profondità di 50 m.
- C** - Depositi di terreni non coesivi, con o senza intercalazioni di terreni soffici coesivi, caratterizzati da valori di  $V_s$  crescenti con la profondità senza discontinuità marcate, a partire da  $V_s \geq 150$  m/sec ( $N_{SPT} \geq 10$ ) alla profondità di 20 m.  
Depositi di terreni coesivi a caratteristiche di rigidezza da bassa a media, con variazione di  $V_s$  (o di  $N_{SPT}$ ) come al punto precedente.

Per condizioni di suolo intermedie tra due delle categorie descritte, si farà riferimento a quella più gravosa.

Il tempo di ritorno  $Tr=500$  è solitamente indicato nelle norme per le costruzioni ordinarie ed è congruente con l'ipotesi che l'intensità del moto abbia una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (vita utile dell'opera).

Qualora l'opera rivesta una particolare importanza (strategica, economica, ...) si fa riferimento ad una intensità superiore (ottenuta attraverso un coefficiente moltiplicativo dell'intensità  $Tr=500$ ) che tiene implicitamente conto di un tempo di ritorno più elevato (solitamente  $Tr > 1000$  anni) ovvero probabilità di eccedenza inferiore. Tempi di ritorno ben maggiori sono prescritti per la progettazione di nuovi impianti industriali particolari (centrali en, impianti GPL), ad esempio la NFPA indica un  $Tr$  di 10000 anni.

Nel caso di alcune particolari strutture già realizzate e quindi in presenza di una vita utile ridotta si potrebbe adottare un fattore  $a_g$  corrispondente a tempi di ritorno inferiori da definire caso per caso.

Per quanto sopra esposto, i valori del fattore di scala  $a_g$  definiti precedentemente possono essere modificati per mezzo di un fattore, denominato fattore di importanza  $I$ . Ove possibile, il valore di  $I$  sarà determinato in modo che l'accelerazione  $I \cdot a_g$  sia caratterizzata dal periodo medio di ritorno  $T_R$  ritenuto appropriato per l'opera in questione. In mancanza di una valutazione esplicita si potrà far riferimento ai valori di seguito indicati:

$I = 1,4$  per il passaggio da  $T_R(150)$  a  $T_R(300)$  e da  $T_R(500)$  a  $T_R(1000)$  ;

$I = 1,2$  per il passaggio da  $T_R(500)$  a  $T_R(750)$ .

Gli accelerogrammi da utilizzare nelle analisi dovranno essere coerenti con lo spettro di risposta adottato, sia esso quello definito nelle tabelle 3.2 e 3.3 oppure uno specifico per il sito. La durata degli accelerogrammi deve essere coerente con la magnitudo e con gli altri parametri fisici relativi agli eventi che determinano la scelta del valore di  $a_g$ . In assenza di studi specifici la durata minima  $\Delta$  della parte stazionaria degli accelerogrammi assumerà i valori indicati nella Tabella 3.4.

La parte stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti ad intensità crescente da zero e decrescente a zero.

**Tab. 3.4.-** Durata della parte stazionaria  $\Delta$  degli accelerogrammi

$a_g/g$	0,04	0,10	0,20	0,30	0,40
$\Delta$ (sec)	3	5	8	10	12

La coerenza con lo spettro di riferimento é da verificare in base al confronto con le ordinate spettrali degli accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del 5%.

Nel campo del periodo proprio della struttura le ordinate spettrali, in corrispondenza di ogni periodo, deve risultare non inferiore al 90% delle ordinate spettrali di riferimento.

In alternativa all'impiego della forma spettrale tab. 3.2 associata al valore di accelerazione fornito in tabella 3.1., il moto del terreno sarà definito mediante un modello fisico, anche semplificato, del fenomeno che ne determina le sue caratteristiche.

Il modello fisico deve stimare le caratteristiche del moto tenendo conto sia delle conoscenze sismologiche (sorgenti sismiche, numero e tipo di eventi , magnitudo, distanza sito sorgente ) sia delle caratteristiche morfologiche e geotecniche del sito.

Per le usuali applicazioni ingegneristiche le caratteristiche del moto possono essere descritte ricorrendo ad alcuni parametri significativi quali **valori di picco del moto** (in termini di accelerazione, velocità e spostamento), **contenuto in frequenza** e **durata**. I primi due parametri sono di fatto compresi nello spettro di risposta elastico, solitamente definito in termini di accelerazione.

La loro quantificazione può essere effettuata ricorrendo a metodi probabilistici (analisi di hazard) o pseudo-deterministici utilizzando relazioni di attenuazione del moto in funzione dell'energia rilasciata dalla sorgente sismica e della distanza sorgente-sito.

L'influenza delle caratteristiche morfologiche e geotecniche del sito sul moto dovrà essere stimata in relazione delle caratteristiche dinamiche dei terreni effettuando, ove necessario, analisi di amplificazione locale

È infine consentito l'impiego di spettri di risposta ricavati da analisi statistiche di accelerogrammi ottenuti in condizioni geosismotettoniche e geotecniche, comparabili alla situazione in esame.

Il carico di progetto è dedotto dallo spettro elastico del moto vibratorio del terreno mediante divisione per un fattore riduttivo  $q$  dipendente dalle caratteristiche di duttilità della struttura [4], [5]. Ad esempio, ad una struttura a telaio spaziale completo si può attribuire un fattore 3.5, mentre ad una struttura a semplice pendolo rovesciato (ad es. serbatoio d'acqua su traliccio o struttura a colonna) non si attribuisce alcuna riduzione (fattore uguale ad uno).

### 3.2- Analisi dinamica semplificata e periodo fondamentale di oscillazione del serbatoio

Il calcolo del periodo fondamentale di oscillazione del serbatoio è essenziale per la valutazione dei carichi orizzontali e verticali da sisma, in quanto questi ultimi dipendono dal valore dello spettro di risposta usato per la verifica e quindi dal periodo proprio della struttura.

I serbatoi sferici sono schematizzabili come un oscillatore semplice e quindi il periodo proprio  $T$  si può ottenere dalla:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \quad (1)$$

La massa M potrà porsi uguale alla massa della sfera più quella del gas liquido contenuto più metà della massa delle strutture di sostegno. La costante elastica di richiamo K si può calcolare in vari modi, di solito facendo l'ipotesi che il guscio sferico sia rigido e che la sola elasticità risieda nella struttura di sostegno. Alcuni regolamenti giapponesi forniscono formule esplicitate per il fattore K, derivate dalla soluzione approssimata della struttura di sostegno. Un esempio è il seguente, in cui si fa riferimento per alcuni simboli alla Fig. 1:

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2}} \quad (2)$$

$$K_1 = \frac{3nE_c A_c DB^2}{8H_c^3} \quad (3)$$

$$K_2 = nK_c \left( \frac{2C_1}{C_2 + 4LK_c / EA} \right) \quad (4)$$

$$K_c = \frac{3E_c I_c}{H_1^3} \quad (5)$$

$$A = \frac{1}{\frac{C_3}{A_b \times \cos^3 \vartheta} + \frac{C_4 \tan^3 \vartheta}{A_c}} \quad (6)$$

$$C_1 = (1/4) \times \lambda_c^2 \times (3 - \lambda_c^2)^2 \quad (7)$$

$$C_2 = \lambda_c^2 \times (1 - \lambda_c)^3 \times (3 + \lambda_c) \quad (8)$$

ove è:

n, il numero di piedritti

$A_b$ , area della sezione di un controvento

$C_3$ , coefficiente pari a 1 per controventi non resistenti a compressione (cavi, barre) e pari a 0,5 per controventi resistenti a compressione (tubolari)

$C_4$ , coefficiente pari a 1 per controventi del tipo barra e pari a 0 per controventi del tipo tubolare

$A_c$ , l'area della sezione della parte del piedritto inferiore al collegamento con i controventi

$H_c$ , l'altezza da terra del centro della sfera

$H_1$ ,  $H_2$ , altezze da terra come da Fig.1

DB, il diametro del cerchio su cui sono posti in pianta i centri dei piedritti

$E_c$ , il modulo di Young del piedritto

$K_c$ , la rigidezza flessionale di un piedritto

$I_c$ , il momento di inerzia di un piedritto

$\vartheta$ , angolo fra controvento e piano orizzontale

$\lambda_c = H_2/H_1$

Altre formule dello stesso tipo sono disponibili per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione e delle tensioni nei piedritti, nei controventi e nelle strutture di attacco alla fondazione.

Comunque, qui si consiglia di ricorrere ad uno schema agli elementi finiti del serbatoio sia per il calcolo del suo coefficiente di rigidezza  $K$  che per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione e delle tensioni. La schematizzazione può essere abbastanza grossolana, del tipo di quella mostrata dalla Figura 5. Un qualsiasi programma di calcolo agli elementi finiti che accetti strutture reticolari e gusci è adeguato (ANSYS, MARK, SAP). Si deve notare, per la schematizzazione della struttura, la grande importanza della corretta modellazione del collegamento fra piedritti e guscio; il modello, infatti, deve ben rappresentare l'incastro fra l'estremità superiore dei piedritti ed il guscio. Un difetto di modellazione in quella zona può portare ad un fattore due di variazione del valore di  $K$  calcolato. E' inoltre opportuno, a causa della grande importanza dell'azione dei controventi sulla rigidezza dell'insieme, simulare anche il gioco all'attacco delle estremità di essi ai piedritti, in caso di costruzione non saldata (controventi del tipo tirante). Nei controventi del tipo tubolare si dovrà tenere conto della eventuale instabilità da carico di punta sugli elementi compressi. Analoghe considerazioni valgono per i serbatoi cilindrici.

### 3.3- Sollecitazioni sugli attacchi alla fondazione

Le sollecitazioni sui bulloni di attacco alla fondazione si calcolano semplicemente con i metodi applicati alle sezioni in cemento armato, tenendo quindi conto della parzializzazione della sezione resistente. Il calcolo di resistenza del cemento armato allo strappamento nelle vicinanze del bullone viene eseguito nella consueta ipotesi della ripartizione delle tensioni in un cono di  $45^\circ$ .

### 3.4- Liquefazione del terreno

Come già più volte detto, una verifica di assenza del pericolo di liquefazione durante il sisma nel caso di sabbie sature è essenziale: tale fenomeno, infatti, è responsabile di vari dissesti strutturali.

Vari metodi usati per tale verifica sono elencati in [4]. Qui si descrive uno dei metodi semplificati più adottati per verifiche di massima.

Si ricorda che il pericolo di liquefazione sussiste solo per sabbie sature nei primi 20 metri di profondità a partire dalla superficie.

Il metodo calcola innanzitutto lo sforzo tagliante generato dal sisma nel terreno e quindi lo sforzo tagliante sopportabile dal terreno saturo stesso. Il confronto fra le due quantità indica se sussiste o meno il pericolo di liquefazione.

Lo sforzo tagliante generato dal sisma è dato da:

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma_0}\right) = \gamma_n \times (a_g / g) \times (\sigma_0 / \sigma'_0) \times \gamma_d \quad (9)$$

ove è:

$a_g$ , l'accelerazione di progetto orizzontale

$g$ , l'accelerazione di gravità

$\sigma_0$ , la pressione totale verticale nel terreno

$\sigma'_0$ , la pressione efficace verticale nel terreno, cioè la quantità precedente meno la pressione dell'acqua

$\gamma_d$ , un coefficiente di riduzione di sforzo pari a  $1-0,015z$

$z$ , la profondità dell'elemento di terreno considerato in metri

$\gamma_n = 0,1(M-1)$

$M$ , magnitudo del terremoto di progetto

Il fattore di riduzione  $\gamma_n$  tiene conto variare del numero di cicli di sollecitazione efficace al variare della magnitudo del terremoto.

La resistenza del suolo alla liquefazione, poi, si calcola mediante la seguente procedura:

-si calcoli un valore normalizzato del numero di colpi SPT (Standard Penetration Test)  $N_a$ , che tenga conto della percentuale di sabbie fini (diametro inferiore a 0,074 mm) e della pressione litostatica, con la formula seguente:

$$N_a = 1,7N / (\sigma'_0 + 0,7) + \Delta N_f \quad (10)$$

ove  $N$  è il valore reale dello SPT e  $\Delta N_f$  assume i seguenti valori con variazione lineare fra i punti:

Percentuale di sabbia fine	$\Delta N_f$
5	0
15	5,5
60	10
100	10

-si determini la resistenza alla liquefazione  $\tau_1/\sigma_0^3$  mediante la seguente tabella:

$N_a$	$\tau_1/\sigma_0^3$
10	0,12
20	0,18
30	0,4

Il rapporto fra resistenza alla liquefazione e sollecitazione indotta dal sisma fornisce il fattore di sicurezza alla liquefazione.

Per costruzioni di non grande importanza si può tollerare l'insorgere, in caso di sisma, di una certa percentuale di liquefazione; al fine di valutare anche questo caso, in [5] sono forniti ulteriori dati di guida.

### 3.5- Sollecitazioni sulla fondazione: piastra, plinti, pali

I metodi usati per la verifica della stabilità delle strutture di fondazione e della resistenza del terreno sono quelli normalmente usati nell'ingegneria civile. Si riportano, a titolo di esempio, le relazioni della pratica giapponese per la verifica della resistenza del terreno al carico verticale trasmesso da un palo e della resistenza del palo stesso al carico orizzontale trasmessogli dalla struttura. Il palo è di acciaio del tipo infisso (battuto).

Per quanto riguarda la resistenza del terreno al carico verticale si usa la seguente formula:

$$R_p = [K_1 * N_m * A_p + 1/3 * (N_s * L_s + C * L_c) * \phi] - W_p \quad (11)$$

ove è:

$K_1$ , un fattore che dipende dal metodo di posa dei pali e che per un palo infisso è pari a 30

$N_m$ , la media del numero di colpi di penetrometro standard nelle vicinanze della punta del palo (media in un tratto esteso da un diametro sotto la punta a quattro diametri sopra)

$A_p$ , l'area della sezione del palo [ $m^2$ ]

$N_s$ , la media del numero di colpi del penetrometro in uno strato sabbioso intermedio

$L_s$ , l'altezza di tale strato sabbioso [m]

$C$ , la coesione di uno strato argilloso intermedio =  $qu/2$  [ $t/m^2$ ]

$L_c$ , l'altezza dello strato argilloso intermedio

$Q_u$ , la resistenza a compressione di uno strato argilloso intermedio [ $t/m^2$ ]

$\phi$ , la lunghezza della circonferenza di un palo

$W_p$ , il peso proprio del palo

Per la resistenza del palo a carico orizzontale, si usano, le seguenti formule:

$$M_p = 0.3224 * Q_p / \beta \quad (12)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \times B}{4EI}} \quad (13)$$

dove:

$\beta$  è il fattore caratteristico del palo

$K_h$ , il coefficiente di reazione orizzontale del terreno

$B$ , la larghezza del palo

$E$  il modulo di Young del palo

$I$ , il momento di inerzia geometrico del palo

Per il coefficiente  $K_h$  viene consigliata la formula empirica di Fukuoka e Utsu:

$$K_h = 0.691 \times N^{0.405} \quad (14)$$

Ove  $N$  è al solito il numero di colpi del penetrometro standard per l'avanzamento di un piede nel terreno.

### 3.6 Carichi ammissibili

Si può seguire il metodo delle tensioni ammissibili o quello della resistenza a rottura.

Nel primo caso le tensioni ammissibili possono essere pari a quelle di snervamento nell'acciaio e alla resistenza a rottura standard nel calcestruzzo. Come sopra ricordato, si può tenere conto della duttilità mediante un fattore riduttivo  $q$  sui carichi. E', comunque, raccomandato di aumentare i carichi di un fattore di sicurezza costante pari a 2 per tali verifiche che utilizzano la plasticità della struttura. Per la verifica a rottura, ovviamente, non si terrà conto del fattore di riduzione  $q$ .

## 4- ELENCO DEI SIMBOLI

$A_b$ , area della sezione di un controvento

$A_c$ , l'area della sezione della parte del piedritto inferiore al collegamento con i controventi

$C$ , la coesione di uno strato argilloso intermedio =  $qu/2$  [ $t/m^2$ ]

$C_3$ , coefficiente pari a 1 per controventi non resistenti a compressione (cavi, barre) e pari a 0,5 per controventi resistenti a compressione (tubolari)

$C_4$ , coefficiente pari a 1 per controventi del tipo barra e pari a 0 per controventi del tipo tubolare

$D$ , diametro [m]

$DB$ , il diametro del cerchio su cui sono posti in pianta i centri dei piedritti

$E_c$ , il modulo di Young del piedritto

$H$ , altezza [m]

$A_p$ , l'area della sezione del palo [ $m^2$ ]

$H_c$ , l'altezza da terra del centro della sfera

$H_1$ ,  $H_2$ , altezze da terra come da Fig.1

$I_c$ , il momento di inerzia di un piedritto

$K$ , costante elastica dell'oscillatore semplice

$K_c$ , la rigidezza flessionale di un piedritto

$K_1$ , un fattore che dipende dal metodo di posa dei pali e che per un palo infisso è pari a 30

$L_c$ , l'altezza dello strato argilloso intermedio

$L_s$ , l'altezza di tale strato sabbioso [m]

$m$ , metri

$M$ , massa

$n$ , il numero di piedritti

$N_m$ , la media del numero di colpi di penetrometro standard nelle vicinanze della punta del palo (media in un tratto esteso da un diametro sotto la punta a quattro diametri sopra)

$N_s$ , la media del numero di colpi del penetrometro in uno strato sabbioso intermedio

$Q_u$ , la resistenza a compressione di uno strato argilloso intermedio [ $t/m^2$ ]

$s$ , secondi

$T$ , periodo proprio

$W_p$ , il peso proprio del palo

$\vartheta$ , angolo fra controvento e piano orizzontale

$$\lambda_\chi = H_2/H_1$$

$\phi$ , la lunghezza della circonferenza di un palo

## 5- BIBLIOGRAFIA

[1] J.M. Biggs, Introduction to Structural Dynamics, McGraw-Hill

[2] A. Castellani (Coord.), Costruzioni in zona sismica, Masson Italia Editori

[3] TID-7024, Nuclear Reactors and Earthquakes, USAEC, Washington D.C.

[4] Comitato Termotecnico Italiano, Sottocomitato 7 : Gruppo "Tecnologie di Sicurezza", Proposta di Linea Guida per la Verifica Sismica di Impianti a Rischio di Incidente Rilevante Esistenti, Bozza del 7 luglio 1998,

Gruppo di lavoro: Ing. D. Barone, Ing. G. Macchi, Ing. G. Petrangeli (Coord.), Ing. A. Pugliese, Ing. A. Ricchiuti, Ing. T. Sanò

[5]IAEA-TECDOC-348, Earthquake resistant design of nuclear facilities with limited radioactive inventory, IAEA, Vienna

[6]Seismic Analysis of Safety-related Nuclear Structures and Commentary on Standard for Seismic Analysis of Safety-related Nuclear Structures, ASCE STANDARD, ASCE 4-86, September 1966

[7]F.P. Lees, Loss Prevention in Process Industries, 2<sup>nd</sup> Edition 1966, Butterworth-Heinemann, Oxford

[8]Legge sismica italiana: Norme tecniche....

[9]Eurocode 8, Design provision for earthquake resistance of structures

[10]Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici-Servizio tecnico centrale: Linee guida per progettazione, esecuzione e collaudo di strutture isolate dal sisma, Giugno 1996

## **6 – RINGRAZIAMENTO**

Si ringraziano l'Ing. Tito Sanò per le discussioni ed i contributi sull'oggetto della memoria e l'Ing. Antonio Pugliese come autore del capitolo sul moto sismico di riferimento per le verifiche (capitolo 3 di [4]), qui ripreso nel capitolo 3.1.

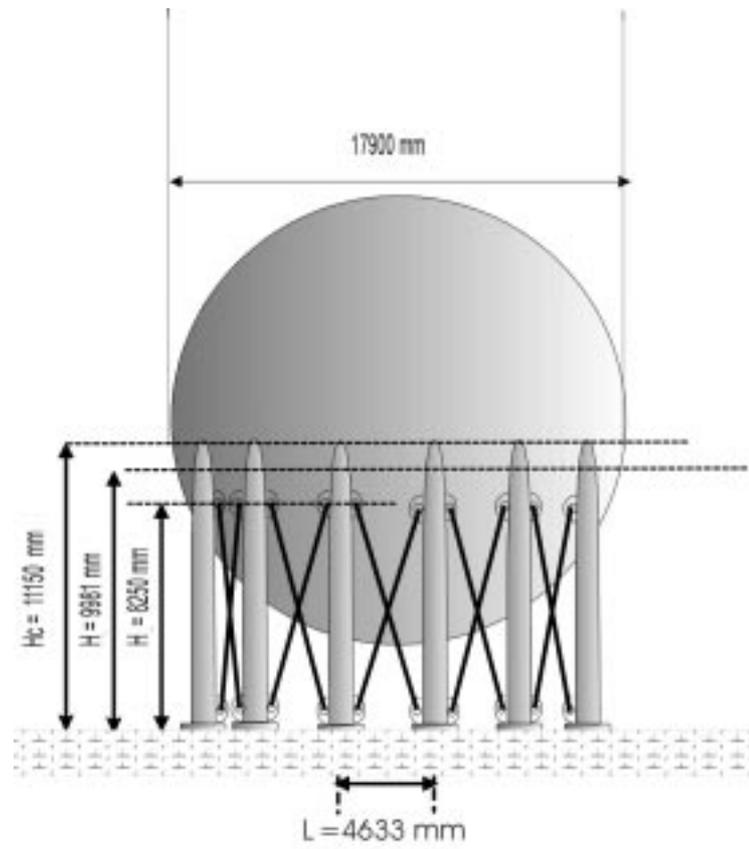


Fig. 1 - Serbatoio sferico

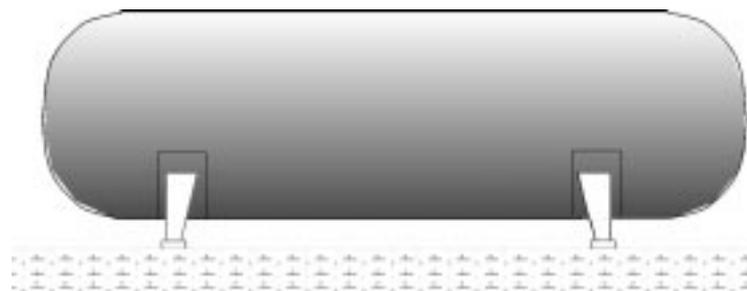


Fig. 2 - Serbatoio cilindrico

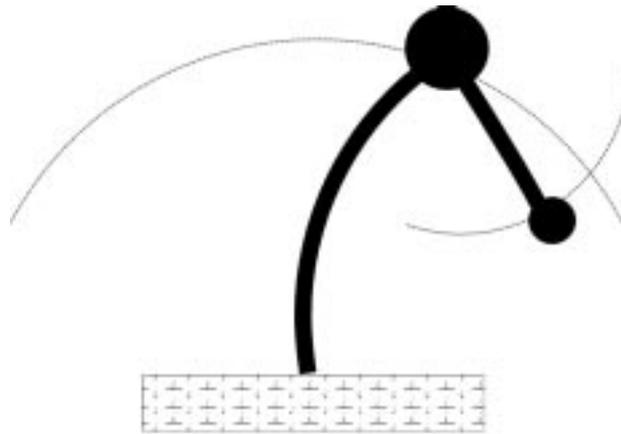


Fig. 3 - Pendolo doppio

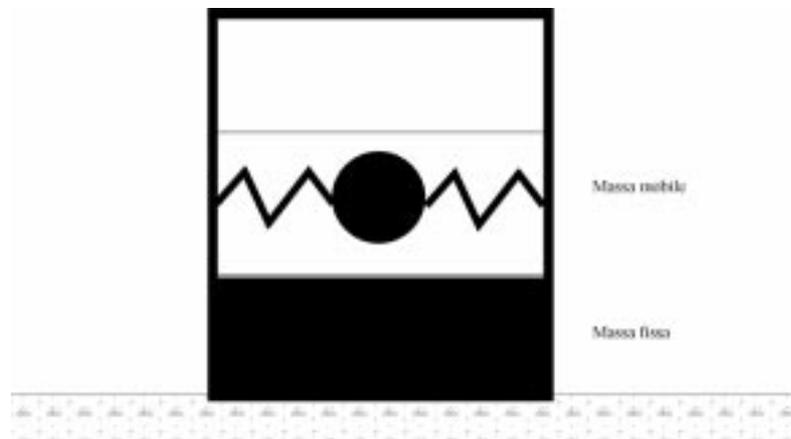


Fig. 4 - Massa fissa e massa mobile

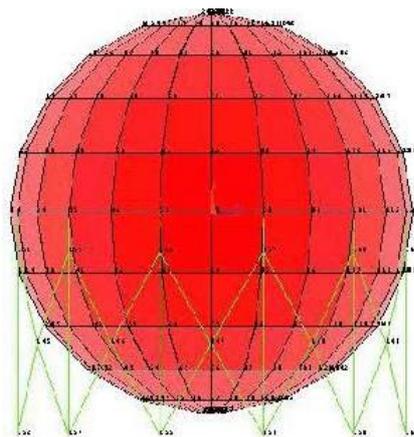


Fig. 5 - Modello ad elementi finiti