

○既存高压ガス設備の耐震性向上対策について  
 (球形貯槽・横置円筒形貯槽)  
 (昭57・4・1)  
 (57立局180)

本年4月1日以降新設される高压ガス設備については、昨年10月の高压ガス取締法及び液化石油ガスの保安の確保及び取引の適正化に関する法律に基づく関係省令の改正及び告示の制定により耐震設計を義務付けたところです。

耐震設計の義務付けの対象としていない既存高压ガス設備についても新設の設備と同様に耐震性の向上を図る必要があるので、とりあえず球形貯槽及び横置円筒形貯槽について耐震性点検要領及び耐震性向上対策の検討を行い、このたび別添のとおりとりまとめました。今後は、これに基づき管内事業所の高压ガス設備(球形貯槽及び横置円筒形貯槽)について点検を行うとともに、改善が必要と認められる設備については所要の改善対策を講ずるよう当該事業者に対し指導してください。

なお、別添の指針に沿つて行う既存高压ガス設備の耐震化工事に必要な費用については、昭和57年度から新たに日本開発銀行、中小企業金融公庫及び国民金融公庫の低利融資制度が設けられたので、本制度を活用することにより円滑に耐震化工事が実施されるよう併せて事業者を指導してください。

塔類及び平底円筒形貯槽については、現在実施している南関東地区的総点検及び耐震実験の結果に基づいて点検要領及び耐震性向上対策指針を作成した上で、早急に同様の措置を講ずることとしています。

別添

既存高压ガス設備の耐震性点検要領及び耐震性向上対策指針

第1編 耐震性点検要領

目次

1 総則

1・1 目的

1・2 適用範囲

1・3 点検方法

2 目視等による点検

2・1 横置円筒形貯槽

2・2 球形貯槽

3 数値解析

3・1 基本的な考え方

3・1・1 数値解析条件

3・1・2 設備の破壊モードと検討部位

3・1・3 応力の許容限界

3・2 地震入力の算定

3・2・1 設計静的水平震度及び設計静的水平地震力

3・2・2 設計修正震度及び設計修正地震力

3・2・3 重要度係数  $\beta_1$

3・2・4 地域係数  $\beta_2$

3・2・5 表層地盤増幅係数  $\beta_3$

3・2・6 応答倍率  $\beta_5$

3・3 横置円筒形貯槽の数値解析

3・3・1 事前調査

3・3・2 数値解析条件

3・3・3 耐震性判定作業のフローチャート

3・3・4 設計仕様

3・3・5 地震荷重の算定

3・3・6 アンカーボルトに生ずる最大せん断応力の算定

3・3・7 耐震性の判定

3・3・8 点検結果のまとめ

3・3・9 計算例

3・4 球形貯槽の数値解析

3・4・1 事前調査

3・4・2 数値解析条件

3・4・3 耐震性判定作業のフローチャート

3・4・4 設計仕様

3・4・5 固有周期の算定

3・4・6 地震荷重の算定

3・4・7 主要部材の応力算定

3・4・8 点検結果のまとめ

3・4・9 計算例

参考資料

1 ギリシャ文字

2 ボルトの有効断面積

3 材料の引張強さ  $S_u$ 、降伏点  $S_y$

第1編 耐震性点検要領

1 総則

1・1 目的

この要領は、既存高压ガス設備の耐震性について、目視及び数値解析により点検する手法を示し、もつて、既存高压ガス設備の耐震性の点検に資することを目的とする。

1・2 適用範囲

この要領は、既存高压ガス設備(高压ガス設備等耐震設計基準「昭和56年10月通商産業省告示

第515号」の適用を受けない高圧ガス設備及び特定供給設備をいう。)のうち、次に掲げる設備に適用する。

(1) 横置円筒形貯槽 (貯蔵能力3トン又は300立方メートル以上のもの及び内容積5,000リットル以上の受液器に限る。以下同じ)

(2) 球形貯槽 (貯蔵能力3トン又は300立方メートル以上のものに限る。以下同じ)

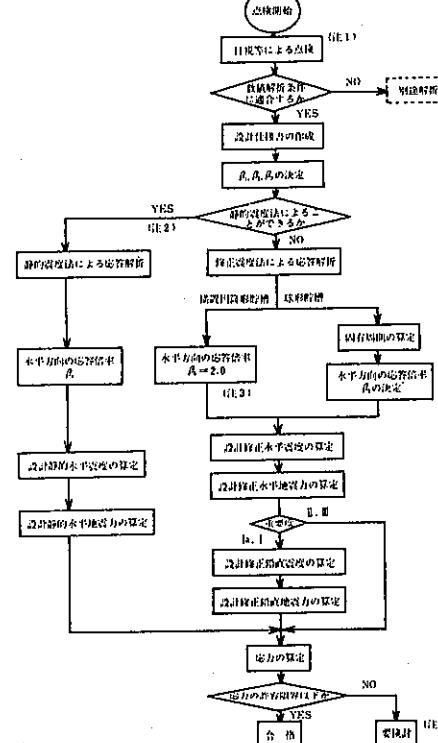
### 1・3 点検方法

点検方法は、目視等による点検及び数値解析による点検とする。

ただし、数値解析点検は、3章以降に記述する数値解析条件に適合するものでなければ適用できないので注意すること。

この点検要領における点検手順を図1・1に示す。

図1・1 点検手順フローチャート



(注1) 第II編の耐震性向上対策指針参照のこと。

(注2) 修正震度法による応答解析を行つてもよい。

(注3) 100トン未満のものに限る。

### 2 目視等による点検

本点検要領では貯槽本体を中心とした範囲について、目視等により点検可能な項目に限定している。

#### 2・1 横置円筒形貯槽

表2・1に横置円筒形貯槽の目視等による点検表を示す。目視等による点検結果の判断に当たっては、同表に示す点検における注意事項を参照されたい。

なお、地下埋設の貯槽にあつては、目視点検可能な部位のみ点検されたい。

### 2・2 球形貯槽

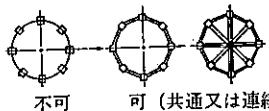
表2・2に球形貯槽の目視等による点検表を示す。点検方法については2・1の横置円筒形貯槽と同様とする。

表2・1 横置円筒形貯槽目視等点検表

点検部位名	耐震性点検内容	点検における注意事項
1 基礎関係	<p>(1) 基礎は同一又は連結になつてゐるか点検する。</p> <p>(2) 基礎上り部(ペデスタル)にひび割れ等がないか点検する。</p>	<p>(1) ベタ基礎あるいはつなぎ梁等により共通又は連結になつてゐるか設計図書等により確認する。</p> <p>(2) ペデスクルにひび割れ等が生じてゐる場合、雨水等が侵入して鉄筋等が腐食しているおそれがある。</p>
2 サドル部	<p>(1) サドルと本体の接合部に腐食その他の損傷がないか点検する。</p> <p>(2) サドルに腐食又は変形等がないか点検する。</p>	<p>(2) 耐火被覆を施しているものは、耐火被覆にひび割れ等がないか点検し、ひび割れ等が発生しているものはサドルや3に示すアンカーボルト、ベースプレートが腐食しているおそれがある。</p>
3 アンカーボルト及びベースプレート	<p>・ アンカーボルト及びベースプレートの健全性について、次の状況を点検する。</p> <p>(1) 腐食</p> <p>(2) 折損・変形等</p> <p>(3) ひきぬき(アンカーボルト)</p> <p>(4) ゆるみ(アンカーボルト・ナット)</p>	<p>(3) アンカーボルトがベースプレートに対して垂直に埋め込まれているか、また、アンカーボルトの埋込部に十分モルタルが挿入され、ペデスクルに十分固定されているか確認する。</p> <p>(4) ナットの締付面が完全に密着しているか、目視等により確認する。ナットがベースプレート面に対して片接触している場合はアンカーボルトの締込力が十分でないおそれがある。</p>

4 附属配管等	(1) ノズル部は接続配管からの曲げ等を含む外力又は変位を受けても取付部が十分な強度を有しているか点検する。	(1) 取付部の強度が、口径、肉厚等から見て、想定される地震外力等に十分耐えるだけの強度があるか、又は外力等による変位を吸収できる措置が取られているものは、ノズル取付部の強度が十分であると考えられる。
	(2) 接続配管は可とう性を有しているように配管されているか点検する。	(2) ここでいう接続配管とは、隣り合った貯槽元弁間を接続する配管及び貯槽本体から最初の配管固定位置までの配管をいい、曲がり部分がない場合、又は可とう管がない場合は貯槽元弁のノズル部に過大な応力が発生しやすいと考えられる。
	(3) 緊急しや断弁、元弁は貯槽本体と一体の動きをするか、また、貯槽の変位に対して支持台での摺動性があるか点検する。	(3) 貯槽本体と一体の動きとは、取付配管が短い、本体からステーが取られている、本体と直接取付けられている等の状態のものをいう。また、支持台での摺動性とは支持部分にスライド機構を与えているものをいう。
	(4) 附属品は本体と一緒に動きをするように取付けられているか点検する。	(4) ここでいう附属品とは液面計、安全弁、圧力計、温度計等本体と直付けのものをいい、本体と一緒に動きとは、上述の(3)に同じ。
	(5) 作業床、階段、歩廊、隣接構造物との接続部は貯槽本体と一緒に動きをするように固定されているか、又は貯槽本体とは地震時の振動により生じる相対変位に対して逃げがとられているか点検する。	(5) 本体と一緒に動きとは上述(3)の解説に同じ。相対変位に対する逃げとは、一方が固定されている場合は、他方を自由にしているものを逃げがとられているという。

表2・2 球形貯槽目視等点検表

点検部位名	耐震性点検内容	点検における注意事項
1 基礎関係	(1) 基礎フーチングは共通又は連続になっているか点検する。	(1) 設計図書等により確認する。なお、共通又は連続とは下図に示すようなものをいう。 

2 アンカーボルト・ナット及びベースプレート	(1) アンカーボルト・ナット及びベースプレートが健全であるか次の状況を点検する。 (1) 腐食 (2) 折損・変形 (3) ゆるみ (アンカーボルト・ナット)	(3) ナットの締付面が完全に密着しているか、目視等により確認する。ナットがベースプレート面に対して片接続している場合はアンカーボルトの締込力が十分でないおそれがある。
	(1) 腐食	(1) 支柱等に耐火被覆を施しているものは、耐火被覆にひび割れ等がないか点検し、ひび割れ等が発生しているものは、支柱や2に示すアンカーボルト・ベースプレートが腐食しているおそれがある。
	(2) 損傷・変形	
3 支柱関係	(2) 損傷・変形	
4 プレース	(4) プレースの健全性について次の状況を点検する。 (1) プレースの腐食・損傷 (2) プレースと支柱接合部の腐食・損傷 (3) タイロッド形式のものにあつてはターンバックルのゆるみ及びねじ部の腐食・損傷	(3) タイロッドのゆるみ状況は手でゆするなどして確認する。
5 附属配管等	(5) 附属配管等	(1) 取付部の強度が、口径、肉厚等から見て、想定される地震外力等に十分耐えるだけの強度があるか、又は外力等による変位を吸収できる措置が取られているものは、ノズル取付部の強度が十分であると考えられる。 (2) ここでいう接続配管とは、隣り合った貯槽元弁間を接続する配管及び貯槽本体から最初の配管固定位置までの配管をいい、曲がり部分がない場合、又は可とう管がない場合は貯槽元弁のノズル部に過大な応力が発生しやすいと考えられる。

	(3) 緊急しや断弁、元弁は貯槽本体と一体の動きをするか、また、貯槽の変位に対して支持台での摺動性があるか点検する。	槽元弁のノズル部に過大な応力が発生しやすいと考えられる。
	(4) 附属品は本体と一緒に動きをするように取付けられているか点検する。	(3) 貯槽本体と一緒に動きとは、取付配管が短い、本体からステーが取られている、本体と直接取付けられている等の状態のものをいう。また、支持台での摺動性とは支持部分にスライド機構を与えているものをいう。
	(5) 作業床、階段、歩廊、隣接構造物との接続部は貯槽本体と一緒に動きをするように固定されているか、又は貯槽本体とは地震時の振動により生ずる相対変位に対して逃げがとられているか点検する。	(4) ここでいう附属品とは液面計、安全弁、圧力計、温度計等本体と直付けのものをいい、本体と一緒に動きとは、上述の(3)に同じ。 相対変位に対する逃げとは、一方が固定されている場合は、他方を自由にしているものを逃げがとられているという。
		(5) 本体と一緒に動きとは上述(3)の解説に同じ。

### 3 数値解析

#### 3・1 基本的な考え方

この点検要領において示す数値解析は、数多く存在する設置条件等の異なる既存設備の耐震性を簡便に点検するため、設備ごとのケーススタディー結果に基づき支配的な破壊モードとそれに対応した検討項目を定め、かつ、解析モデル及び解析手法を簡便化したものであり、予想される地震外力に対して支持構造材等に発生する各応力を算定し、構造材の終局強度の考え方を考慮した応力の許容限界により設備の耐震性を判定する手法である。

したがつて、本解析手法により、耐震性の点検を行う場合には、事前調査により3・1・1に示す数値解析条件に適合しているか検討をするとともに、3・1・2に示す設備の破壊モードと検討部位及び3・1・3に示す応力の許容限界に注意して解析することが必要である。

なお、3・1・1に示す数値解析条件に適合しない設備については、別の手法により検討する必要があるので留意されたい。

#### 3・1・1 数値解析条件

##### (1) 共通事項

- (a) 貯槽本体、支持構造部材及び基礎コンクリート部材に著しい腐食損傷等がないものであること。
- (b) 計算に用いる重量、形状及び諸寸法が実物と一致しているものであること。
- (c) 接続配管、ステージ等が本体の振動性状に著しい影響を与えない構造のものであること。

##### (d) 貯槽本体が剛体と仮定できるものであること。

##### (2) 橫置円筒形貯槽

- (a) 設備の重心と剛心は平面上で一致し、ねじり振動は生じないものであること。
- (b) 直接地盤上に基礎を有するものであつて、地表面からベースプレート下面までのベデス

タルの高さが3メートル未満のこと。

#### (3) 球形貯槽

- (a) 貯槽は平面上でねじり振動は生じないものであること。
- (b) 直接地盤上に基礎を有するものであること。
- (c) ブレースは隣り合った支柱間に均等に配置されているものであること。
- (d) 支柱と基礎の接合部（アンカーポート）はピン接合と仮定できるものであること。

#### 3・1・2 設備の破壊モードと検討部位

##### (1) 橫置円筒形貯槽

貯槽本体がペデスタル等から脱落する破壊モードにつながるアンカーポートの破断強度について検討する。

##### (2) 球形貯槽

球殻が転倒する破壊モードにつながる次に掲げる支持構造物の伸張、破断強度等について検討する。

##### (a) ブレース

##### (b) 支柱

##### (c) アンカーポート

##### (d) シアープレート

#### 3・1・3 応力の許容限界

##### (1) 橫置円筒形貯槽

アンカーポートの有効断面積当たりのせん断応力が  $\frac{1}{\sqrt{3}}S_u$  に達したときを応力の許容限界とする。

##### (2) 球形貯槽

ブレースの引張り応力が普通鋼ならば  $3S_y$  ( $S_y$  材料の降伏点)、高張力鋼ならば  $2S_y$  に達したときを応力の許容限界とする。また、アンカーポートの引張り応力については  $S_u$ 、

せん断応力については  $\frac{1}{\sqrt{3}}S_u$  に達したときを応力の許容限界とする。

#### 3・2 地震入力の算定

応答解析手法は原則として修正震度法によるものとするが、設備の重要度等に応じて静的震度法を採用することができる。静的震度法が採用できる範囲としては、設備の重要度がII、IIIのものであつて、かつ、横置円筒形貯槽にあつては100トン未満のもの及び球形貯槽にあつては80トン未満のものとする。

#### 3・2・1 設計静的水平震度及び設計静的水平地震力

##### (1) 設計静的水平震度

設計静的水平震度は、次式によつて求める。

$$K_{SH} = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \dots \quad (3.1)$$

ここに  $K_{SH}$  設計静的水平震度。ただし、この値が、0.2未満となる場合は0.2とする。

$\beta_1$  3・2・3に示す重要度係数

$\beta_2$  3・2・4に示す地域係数

$\beta_3$  3・2・5に示す表層地盤増巾係数

$\beta_4$  水平方向の応答倍率であつて、地表面からの高さ  $H$  (m) の区分に応じて下表により得られる値



第3種毒性ガス及び可燃性ガス	20以上	40未満	II	I	I	I	I
	40以上	90未満	II	II	I	I	I
	90以上	200未満	III	II	II	I	I
	200以上	400未満	III	III	II	II	I
	400以上	900未満	III	III	III	II	II
	900以上	2,000未満	III	III	III	III	II
	2,000以上		III	III	III	III	III
その他のガスは貯蔵能力、距離に関係なく常に重要度はIIIとする							

備考 この表による重要度分類は、コンビナート等保安規則の適用を受ける特定製造事業所内以外に設置されている貯槽に適用する。

表3・3 重要度分類(特定)

ガスの種類	距離X(m)	貯蔵能力W(tf)						
		5未満	5以上	20以上	30以上	100以上	500以上	
第1種毒性ガス	100未満	I	I	I	Ia	Ia	Ia	Ia
	100以上	200未満	II	I	I	Ia	Ia	Ia
	200以上	500未満	III	II	I	Ia	Ia	Ia
	500以上	1,000未満	III	III	II	I	Ia	Ia
	1,000以上		III	III	III	II	I	Ia
第2種毒性ガス	50未満	I	I	I	Ia	Ia	Ia	Ia
	50以上	200未満	II	I	I	Ia	Ia	Ia
	200以上	500未満	III	II	I	Ia	Ia	Ia
	500以上	1,000未満	III	III	II	I	Ia	Ia

	1,000以上	III	III	III	II	I	Ia
ガスの種類	貯蔵能力W(tf)		10以上	100以上	1,000以上	10,000以上	
	距離X(m)		10未満	100未満	1,000未満	10,000未満	
	20未満		I	I	Ia	Ia	Ia
	20以上	40未満	II	I	Ia	Ia	Ia
	40以上	90未満	II	II	Ia	Ia	Ia
	90以上	200未満	III	II	I	Ia	Ia
	200以上	400未満	III	III	I	I	Ia
その他のガスは貯蔵能力、距離に関係なく重要度はIIIとする							

備考 この表は、コンビナート等保安規則の適用を受ける特定製造事業内に設置されている貯槽に適用する分類表であつて、表3・2のうち該当する区分に対して一つ上位へ変更したものである。

- (2) ガスの分類 貯槽の重要度分類において、ガスは次の5種類のガスに分類される。
  - (a) 第1種毒性ガス 塩素、シアノ化水素、二酸化窒素、ふつ素及びホスゲン
  - (b) 第2種毒性ガス 塩化水素、三ふつ化ほう素、二酸化硫黄、ふつ化水素、ブロムメチル及び硫化水素
  - (c) 第3種毒性ガス アンモニア、クロルメチル、アクリロニトリル、アクロレイン、一酸化炭素、クロロブレン、酸化エチレン、ジエチルアミン、トリメチルアミン、二硫化炭素、ベンゼン、モノメチルアミン及びその他のガスであつてじよ(怒)限量が200 ピーピーエム以下のもの
  - (d) 可燃性ガス イソブタン、エタン、エチレン、ノルマルブタン、プロパン、液化石油ガス、アセチレン、アセトアルデヒド、エチルアミン、エチルベンゼン、塩化エチル、塩化ビニル、酸化ブロビレン、シクロプロパン、ジメチルアミン、水素、ブタジエン、ブタン、ブチレン、ブロビレン、ブロムメチル、メタン、メチルエーテル及びその他のガスであつて、次の(i)又は(ii)に該当するもの。ただし、(a)、(b)及び(c)に掲げる毒性ガスを除く。
  - (i) 爆発限界(空気と混合した場合の爆発限界をいう。以下同じ。)の下限が10パーセント

以下のもの

- (d) 爆発限界の上限と下限の差が20パーセント以下のもの
- (e) その他のガス (a), (b), (c)及び(d)に掲げるガス以外のガス
- (3) 貯蔵能力 重要度分類における貯蔵能力  $W$ は、当該貯槽ごとに次による。
  - (a) 圧縮ガスの貯槽 圧縮ガスの貯蔵能力は、その貯蔵する容積 ( $m^3$ ) から当該ガスの常用の温度及び圧力における重量 ( $t_f$ ) に換算した値とする。この換算式を次に示す。

$$W = \frac{273(P+1)VM}{1000 \times 22.4T} \quad (3.7)$$

ここに  $W$  貯蔵能力 ( $t_f$ )

$P$  常用の圧力 ( $kgf/cm^2$ )

$V$  貯槽の内容積 ( $m^3$ )

$M$  当該ガスの分子量 ( $kgf/kmol$ )

$T$  常用の温度の絶対温度 ( $K$ )

- (b) 液化ガスの貯槽 液化ガスの貯蔵能力は次の算式により得られる値とする。

$$W = 0.9_w V_2 \quad (3.8)$$

ここに  $W$  貯蔵能力 ( $t_f$ )

$w$  貯槽の常用の温度における液化ガスの密度 ( $t_f/m^3$ )

$V_2$  貯槽の内容積 ( $m^3$ )

備考 常用の温度は、通常の貯蔵状態において液化ガスの密度が最大となる温度とする。

- (4) 距離  $X$  重要度分類用いる距離は、当該貯槽の外面から当該貯槽を設置する事業所の最も近い事業所境界線までの水平距離 (メートル)。ただし、当該事業所に連接して次の(a)から(g)に掲げる施設等がある場合はその外縁までの距離のうち最も近い位置までの水平距離 (メートル) を  $X$  とする。例を図 3・1 に示す。

- (a) 海、湖沼、河川及び水路並びに工業用水道事業法に基づく工業用水道

- (b) 貨物輸送専用鉄道

- (c) 工業専用地域又は工業専用地域になることが確実な地域内の土地。ただし、現に保安物件が存在している場合は、当該保安物件までの距離とする。

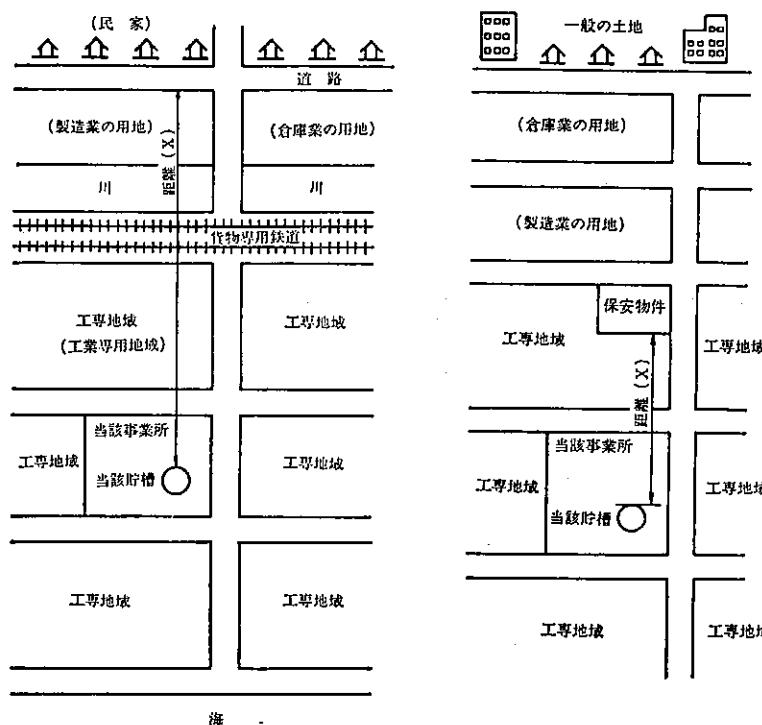
- (d) 製造業 (物品の加工修理業を含む)、電気供給業、ガス供給業及び倉庫業に係る事業所の敷地のうち現にそれらの事業活動の用に供されているもの

- (e) (a)から(d)までに掲げる施設と当該事業所とに連接する道路及び鉄道

- (f) 前各号に掲げるもののほか、保安物件が設置されるおそれがない土地であつて通商産業大臣が保安上支障がないものとして特に認めたもの

- (g) 当該事業所において高圧ガスを製造する者が所有し、若しくは地上権その他の土地の使用を目的とする権利を設定している土地

図 3・1 距離  $X$  のとり方の例



3・2・4 地域係数  $\beta_2$  地域係数は地域区分に基づいて定められる。地域区分は、過去の地震歴、基盤の状況、その他の観測資料等により地震発生の頻度及びその大きさ並びに被害の程度等を総合的に考慮して、特A、A、B及びCの4つの地域に区分されている。地域区分に応じて定められた地域係数  $\beta_2$  の値を表3・4、地域の区分を図3・2及び表3・5に示す。

表 3・4 地域係数  $\beta_2$  の値

地域区分	特A	A	B	C
$\beta_2$	1.0	0.8	0.6	0.4

## X 参考

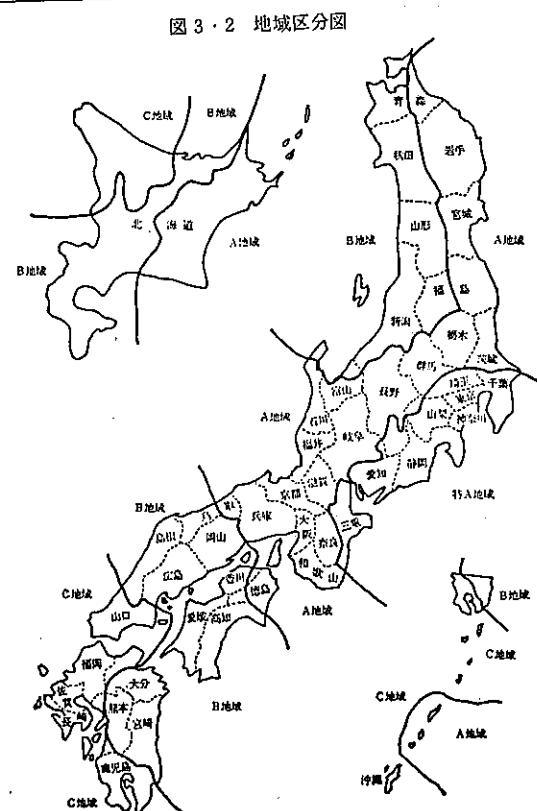


表3・5 地区分と地域係数

都道府県	特A地域	A地域	B地域	C地域	
	1.0	0.8	0.6	0.4	
北海道		帶広市、釧路市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河西郡、河東郡、広尾郡、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糠郡、	A地域及びC地域を除く全城	旭川市、士別市、名寄市、留萌市、稚内市、紋別市、増毛郡、留萌郡、苦前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡及び紋別郡の全部並びに上川郡のうち鷹栖町、当麻町、	

## X 参考

		野付郡、標津郡及び目梨郡の全部並びに上川郡のうち新得町と清水町及び中川郡のうち長別町、池田町、豊頃町と本別町の地域		比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町と下川町及び中川郡のうち美深町、青威子府町と中川町の地域
青森県		八戸市、十和田市、三沢市、上北郡及び三戸郡の地域	A地域を除く全城	
岩手県		全城		
宮城県		全城		
秋田県			全城	
山形県			全城	
福島県		福島市、いわき市、原町市、相馬市、二本松市、伊達郡、安達郡、東白河郡、石川郡、田村郡、双葉郡及び相馬郡の地域	A地域を除く全城	
茨城县		全城		
栃木県		全城		
群馬県		全城		
埼玉県	全城			
千葉県	全城			
東京都	A地域を除く全城	小笠原村の地域		
神奈川県	全城			

新潟県			全域	
富山县		B地域を除く全域	魚津市、滑川市、黒部市及び下新川郡の地域	
石川県		B地域を除く全域	輪島市、珠洲市、鳳至郡及び珠洲郡の地域	
福井県		全域		
山梨県	A地域を除く全域	東山梨郡のうち三富村、北巨摩郡のうち須玉町、高根町、長坂町、小淵沢町と大泉村及び北都留郡のうち小菅村と丹波山村の地域		
長野県	飯田市、伊那市及び駒ヶ根市並びに上伊那郡のうち飯島町、中川村と宮田村及び下伊那郡のうち鼎町、松川町、高森町、阿南町、上郷町、阿智村、下条村、天竜村、泰阜村、喬木村、豊岡村と南信濃村の地域	特A地域を除く全域		
岐阜県	中津川市の地域	特A地域を除く全域		
静岡県	全域			

愛知県	全域			
三重県	全域			
滋賀県		全域		
京都府		全域		
大阪府		全域		
兵庫県		全域		
奈良県		全域		
和歌山县		全域		
鳥取県		鳥取市、岩美郡、八頭郡及び氣高郡の地域	A地域を除く全域	
島根県			全域	
岡山县			全域	
広島県			全域	
山口県				全域
徳島県		B地域を除く全域	美馬郡及び三好郡の地域	
香川県		大川郡及び木田郡の地域	A地域を除く地域	
愛媛県			全域	
高知県			全域	
福岡県				全域
佐賀県				全域

長崎県			全域
熊本県			B地域を除く全域 熊本市、人吉市、菊池市、下益城郡、上益城郡、菊地郡、阿蘇郡、八代郡及び球磨郡の地域
大分県			B地域を除く全域 大分市、別府市、佐伯市、白杵市、津久見市、竹田市、大分郡、北西部郡、南海部郡、大野郡、直入郡、玖珠郡及び日田郡の地域
宮崎県			全域
鹿児島県		名瀬市及び大島郡の地域	A地域を除く全域
沖縄県			全域

備考 この表に掲げる区域は、昭和56年9月1日現在における行政区画によつて表示されたものとする。

### 3・2・5 表層地盤增幅係数 $\beta_3$

地盤種別と表層地盤增幅係数 震源で発生した地震動が基盤から表層地盤を伝わつて地表面に達する間に増幅される。その増幅の程度は表層地盤の種別によつて異なり表層地盤增幅係数で表される。

表層地盤は4つの種別に分かち、それぞれの地盤增幅係数は表3・6に示す値となる。

表3・6 地盤種別と表層地盤增幅係数  $\beta_3$

地盤種別	$\beta_3$
第1種地盤（第3紀以前の地盤）	1.4
第2種地盤（洪積層地盤）	2.0
第3種地盤（第1種、第2種及び第4種地盤以外の地盤）	2.0
第4種地盤（埋土又は沖積層の厚さが25メートル以上の地盤）	2.0

### 3・2・6 応答倍率 $\beta_s$

水平方向の応答倍率は図3・3又は図3・4により設備の固有周期から地盤種別に応じた基準応答倍率を求め、表3・8に示す設備の種類に応じて定められた減衰定数に基づく補正係数

（表3・7）を乗じて求める。

この場合、設備の固有周期が0.3(s)未満の場合であつて、応答倍率が1.5を下回るときは、これを1.5とし、固有周期が0.3(s)以上の場合であつて、応答倍率が0.75を下回るときは、これを0.75とする。

また、第1種地盤以外で地盤種別が不明の場合は地盤種別に関係なく算定固有周期の一一番高い基準応答倍率をとるものとする。

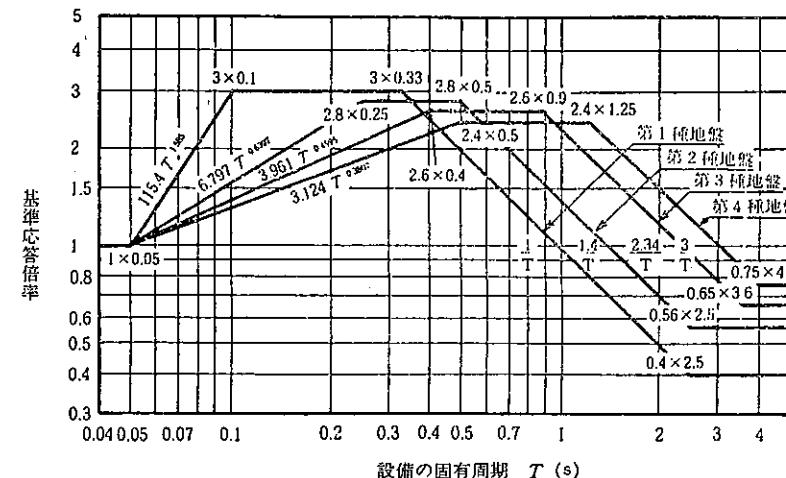


図3・3 特A及びA地区の基準応答倍率

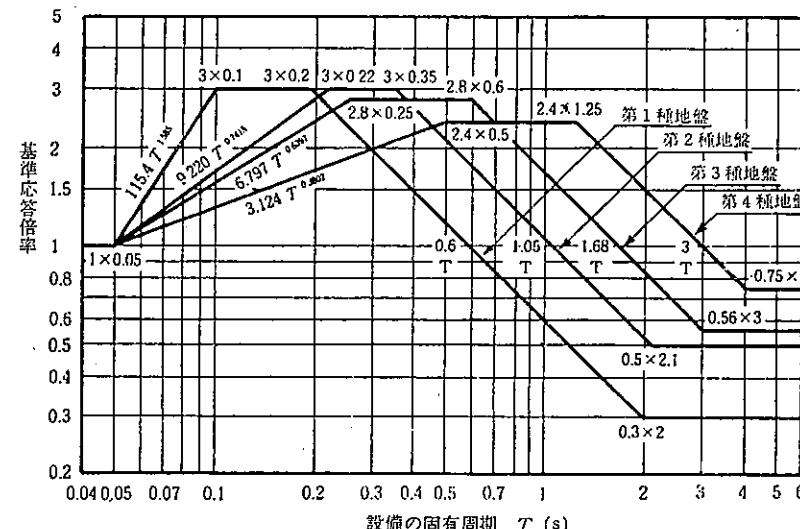


図3・4 B及びC地区の基準応答倍率

表 3・7 応答倍率の補正係数

減衰定数hパーセント	3	5	7
乗 数	1.18	1.00	0.89

表 3・8 減衰定数

設 備 の 種 類	減衰定数hパーセント
横 置 円 筒 形 貯 槽	7
球 形 貯 槽	3
ブレースが溶接接合のもの	5

## 3・3 横置円筒形貯槽の数値解析

## 3・3・1 事前調査

個別設備の数値解析を行うに当たっては、3・1・1の数値解析条件に適合しているかを設計図書等の関係書類及び設備の現状を調査し、本解析手法の適合条件を満足するものか確認をしなければならない。

## 3・3・2 数値解析条件

- (1) 貯槽本体、支持構造部材及び基礎コンクリート部材に著しい腐食損傷等がないものであること。
- (2) 計算に用いる重量、形状及び諸寸法が実物と一致しているものであること。
- (3) 接続配管、ステージ等が本体の振動性状に著しい影響を与えない構造のものであること。
- (4) 貯槽本体が剛体と仮定できるものであること。
- (5) 設備の重心と剛心は平面上で一致し、ねじり振動は生じないものであること。
- (6) 直接地盤上に基礎を有するものであつて、地表面からベースプレート下面までのペデスタルの高さが3メートル未満のこと。

&lt;注&gt;

(1)及び(2)は、検討に当たつて使用材料、設備の構造及び機能の面で特に明らかな変更がない限り、建設時と同等と仮定しているので、腐食、損傷等による材料強度の低下又は修理・改造等による材料強度の変化の有無について事前に十分調査し、解析が成立しないような経年変化のないことを条件とした。

(3)は、本体の振動性状に直接影響を及ぼすおそれのある付帯設備の有無を確認することとし、影響のない構造のものについては適用できることとした。

(5)は、サドル及びペデスタルの形状等が左右非対称で、剛性が異なるものは、ねじり振動が生ずるので、左右対称のものでなければ本解析法は適用できないものとした。

(6)は、基礎を含めた貯槽全体の応答倍率を2.0としているので、ペデスタルの高さに一定の制限を設けた。したがつて、地表面からベースプレート下面までのペデスタルの高さが3メートル以上のものや架構等に支持されるものは別途解析するものとした。

## 3・3・3 耐震性判定作業のフローチャート

図 3・5 に横置円筒形貯槽に対する耐震性判定作業のフローチャートを示す。

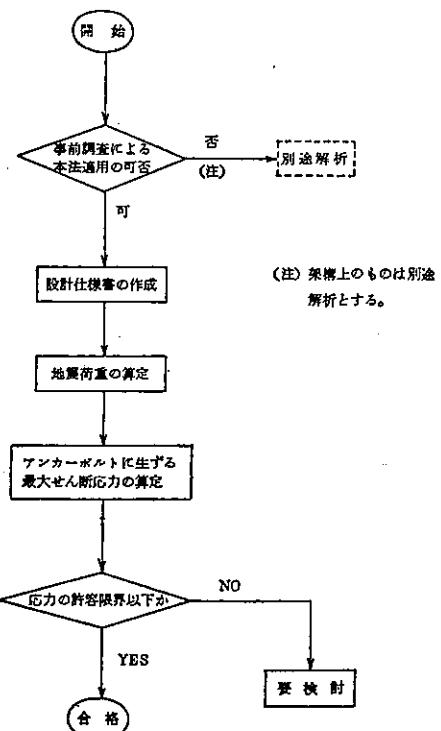


図 3・5 耐震性判定作業のフローチャート

## 3・3・4 設計仕様

表 3・9 に横置円筒形貯槽の耐震性検討用設計仕様を示す。

表 3・9 横置円筒形貯槽の検討用設計仕様書

機 器 名 称	構 造 概 要
内 容 物	サドル ペデスタル つなぎ梁 フーチング
貯 藏 能 力 $W_L$	kgf
境 界 ま での 距 離 $X$	m
重 要 度	
設 計 圧 力	kgf/cm <sup>2</sup>
設 計 温 度	°C

設置場所	
地盤種別	
本体重量	kgf
アンカーボルト	全本数 本 材質 呼び径 1本当たり有効断面積 mm <sup>2</sup>
ペデスタル	全數 ケ 内、固定側の数 ケ 〃スライド側の数 ケ
つなぎ梁の有無	
(注) 設計震度	

(注)

- 柱部は数値解析の必須データである。
- 本体重量にはサドル及び貯槽附属品の重量を含める。
- ペデスタルの数に関し固定側の数とはサドルのベースプレートが、ペデスタルにアンカーボルトで固定されている側のペデスタルの数をいい、スライド側の数とはベースプレートがスライド式になっており、温度変化により貯槽が軸方向にスライドできる構造になっている側のペデスタルの数をいう。

## 3・3・5 地震荷重の算定

## (1) 設計修正水平地震力

$$F_{MH} = K_{MH} W_H \quad (3.9)$$

ここに  $F_{MH}$  貯槽重心位置に作用する設計修正水平地震力 (kgf) $W_H$  貯槽本体重量 (サドル及び附属品重量を含む) + 貯藏能力 (貯藏液重量) (kgf) $K_{MH}$  式 (3.3) で規定した設計修正水平震度

## (2) 設計修正鉛直地震力

$$F_{MV} = K_{MV} \cdot W_V \quad (3.10)$$

ここに  $F_{MV}$  設計修正鉛直地震力 (kgf) $K_{MV}$  式 (3.4) で規定した設計修正鉛直震度

## 3・3・6 アンカーボルトに生ずる最大せん断応力の算定

$$\tau_B = \frac{K_{MH} - \mu}{2} (1 - K_{MV}) W_H \quad (3.11)$$

ここに  $\tau_B$  アンカーボルトに生ずる最大せん断応力 (kgf/mm<sup>2</sup>) $n$  貯槽全体のアンカーボルト本数 $A_B$  アンカーボルト 1 本当たりの有効断面積 (mm<sup>2</sup>) $\mu$  ベースプレート下面の動摩擦係数 0.2 とする。

## &lt;解説&gt;

(1) 式 (3.11) は横置円筒形貯槽でサドルが 2 ケのものについて得られたものである。サドルがすべて固定式であるものやサドルが 3 ~ 4 箇所あるものは、厳密には同一には論ぜられないが、これらの場合にそれぞれのサドルに地震動がどのように配分されるのか定めることはむづかしく、この場合においても、全アンカーボルト本数のうち 2 分の 1 が有効働くとして式 (3.11) を用いてよいとした。

(2) 動摩擦係数に関し、固定側サドルにおいては鋼とコンクリート間の摩擦となり、その動摩擦係数はおよそ 0.3 であり、スライド側サドルにおいては、鋼と鋼間の摩擦で、その係数はおよそ 0.1 である。上式の動摩擦係数 0.2 は、その平均値をとつたものである。

## 3・3・7 耐震性の判定

事前調査結果がすべて合格であり、かつ

 $\tau_B < f_s$  ならば合格ここに  $f_s$  ポルト材に対するせん断応力の許容限界 (kgf/mm<sup>2</sup>)

$$f_s = \frac{1}{\sqrt{3}} S_u$$

 $S_u$  引張強さ (kgf/mm<sup>2</sup>)

## 3・3・8 点検結果のまとめ

表 3・10 に横置円筒形貯槽の耐震性判定結果をまとめる。

表 3・10 横置円筒形貯槽の耐震性判定結果

機器名称		
内容物		
貯藏能力	$W_L$	kgf
境界線までの距離	$X$	m
重要度		
設計圧力		kgf/cm <sup>2</sup>
設計温度		°C
設置場所		

地盤種別		
(旧) 設計震度		
事前調査	1 廉食等による著しい損傷の有無 2 計算モデルと実物との一致 3 接続配管、ステージ等が本体の振動性状に著しい影響を与えないこと 4 その他解析条件との一致	
設計修正水平震度	$K_{MH}$	
設計修正鉛直震度	$K_{MV}$	
設計修正水平地震力	$F_{MH}$	kgf
設計修正鉛直地震力	$F_{MV}$	kgf
アンカーボルトに生ずるせん断応力	$\tau_B$	kgf/mm <sup>2</sup>
ボルト材に対するせん断応力の許容限界	$f_S$	kgf/mm <sup>2</sup>
応力比	$\tau_B/f_S$	
判定結果		

## 3・3・9 計算例

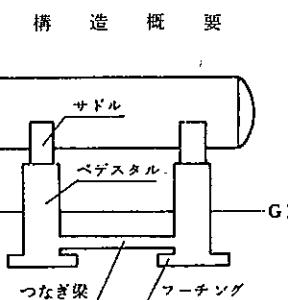
ここで述べる計算例は数値解析手法による耐震性の判定例である。この計算例に用いた対象モデルは第II編の耐震性向上対策例と共通にするため、あえて耐震性判定結果が要検討になるよう仮想的に作成したものである。

## (1) 計算例1 (修正震度法により解析)

## 検討用設計仕様書

機器名称	横置円筒形貯槽A	
内容物	液化プロパン	
貯藏能力 $W_L$	15000kgf	
境界までの距離 $X$	26m	

重 要 度	I
設 計 壓 力	kgf/cm <sup>2</sup>
設 計 溫 度	°C
設 置 場 所	特 A 地 区
地 盤 種 別	第 2 種
本 体 重 量	7925kgf
アンカーボルト全本数	4本
材質	SS41
呼び径	M16
1本当たり有効断面積	157mm <sup>2</sup>
ボルト全数	ヶ
内、固定側の数	ヶ
〃スライド側の数	ヶ
つなぎ梁の有無	
(旧) 設計震度	



## (a) 設計修正水平震度の算定

式(3.3)により

$$K_{MH} = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4$$

$$= 0.150 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.0 = 0.48$$

ここに  $\beta_1$  重要度係数 ( $I \rightarrow 0.8$ )

$\beta_2$  地域係数 (特A→1.0)

$\beta_3$  表層地盤増巾係数 (第2種→2.0)

$\beta_4$  応答倍率 (2.0)

## (b) 設計修正鉛直震度の算定

式(3.4)により

$$K_{MV} = 0.075 \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4$$

$$= 0.075 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.0 = 0.24$$

ここに  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$  は前出の値

$\beta_4$  鉛直方向の応答倍率 (2.0)

(c) 設計修正水平地震力の算定

式 (3.9) により

$$F_{MH} = K_{MH} W_H$$

$$= 0.48 \times (15000 + 7925) = 11004 \text{ (kgf)}$$

ここに  $K_{MH}$  (a)で求めた設計修正水平震度 (0.48)

$W_H$  運転重量 (貯蔵液重量+本体重量)

\* 本体重量には附属品重量を含む。

(d) 設計修正鉛直地震力の算定

式 (3.10) により

$$F_{MV} = K_{MV} W_V$$

$$= 0.24 \times 22925 = 5502 \text{ (kgf)}$$

ここに  $K_{MV}$  (b)で求めた設計修正鉛直震度 (0.24)

$W_V$  (c)に示す運転重量

(e) アンカーボルトに生ずる最大せん断応力の算定

式 (3.11) により

$$\tau_B = \frac{K_{MH} - \mu}{\frac{n}{2}} (1 - K_{MV}) W_H$$

$$= \frac{0.48 - 0.2 (1 - 0.24)}{\frac{4}{2} \times 157} \times 22925 = 23.947 \text{ (kgf/mm²)}$$

ここに  $K_{MH}, K_{MV}$  及び  $W_H$  は前出の値

$\mu$  動摩擦係数 (0.2)

$n$  アンカーボルトの全本数 (4)

$A_B$  アンカーボルトの有効断面積 ( $M16 \rightarrow 157$ )

\* 参考資料参照

(f) 応力の許容限界

アンカーボルト SS41 M16 引張り強さ  $S_u = 41$  (kgf/mm²)

応力の許容限界 (せん断)  $f_s$

$$f_s = \frac{1}{\sqrt{3}} S_u = \frac{41}{\sqrt{3}} = 23.671 \text{ (kgf/mm²)}$$

(g) 耐震性の判定

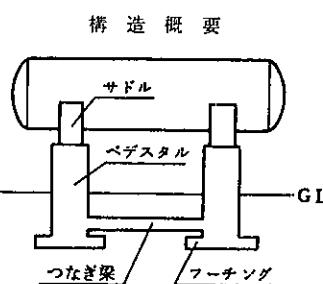
$$\frac{\tau_B}{f_s} = \frac{23.947}{23.671} = 1.012 \dots \text{要検討}$$

(2) 計算例 II (修正震度法による解析)

検討用設計仕様書

機器名称	横置円筒形貯槽B	
内容物	液化プロパン	
貯蔵能力 $W_L$	30000kgf	
境界までの距離 $X$	8.5m	

重 要 度	I
設 計 壓 力	kgf/cm²
設 計 溫 度	°C
設 置 場 所	特 A 地 区
地 盤 種 別	第 3 種
本 体 重 量	16900kgf
ア ン カ ボ ル ド	
全 本 数	4 本
材 質	SS41
呼 び 径	M20
1 本あたり 有効断面積	245 mm²
ペ デ ス タ ル	
全 数	ヶ
内、固定側の数	ヶ
スライド側の数	ヶ
つ な ぎ 梁 の 有 無	
(II) 設 計 震 度	



(a) 設計修正水平震度の算定

式 (3.3) により

$$K_{MH} = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4$$

$$= 0.150 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.0 = 0.48$$

(b) 設計修正鉛直震度の算定

式 (3.4) により

$$K_{MV} = 0.075 \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4$$

$$= 0.075 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.0 = 0.24$$

(c) 設計修正水平地震力の算定

式 (3.9) により

$$F_{MH} = K_{MH} W_H$$

$$=0.48 \times 46900 = 22512 \text{ (kgf)}$$

## (d) 設計修正鉛直地震力の算定

式 (3.10) により

$$F_{MV} = K_{MV} W_V$$

$$= 0.24 \times 46900 = 11256 \text{ (kgf)}$$

## (e) アンカーボルトに生ずる最大せん断応力

式 (3.11) により

$$\tau_B = \frac{K_{MH} - \mu}{2} (1 - K_{MV}) W_H$$

$$\frac{n}{2} A_B$$

$$= \frac{0.48 - 0.2}{2} (1 - 0.24) \times 46900 = 31.39 \text{ (kgf/mm²)}$$

$$\frac{4}{2} \times 245$$

## (f) 応力の許容限界

計算例 I と同じ

$$f_s = 23.671 \text{ (kgf/mm²)}$$

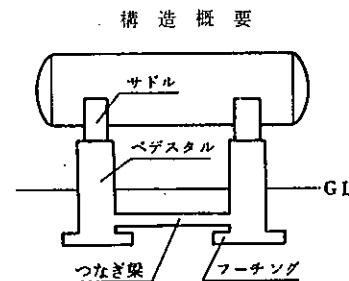
## (g) 耐震性の判定

$$\frac{\tau_B}{f_s} = \frac{31.39}{23.671} = 1.326 \dots \dots \dots \text{要検討}$$

## (3) 計算例III (修正震度法により解析)

## 検討用設計仕様書

機器名称	横置円筒形貯槽 C
内容物	液化プロパン
貯蔵能力 $W_L$	20000kgf
境界までの距離 $X$	8 m
重要度	I
設計圧力	kgf/cm²
設計温度	°C
設置場所	特 A 地区
地盤種別	第 3 種
本体重量	10670kgf
アンカ材	全本数 4 本 材質 SS 41



ボルト	呼び径	M16
	1本当たり 有効断面積	157mm²
ベデスクタ	全数	ケ
ル	内、固定側の数	ケ
	〃スライド側の数	ケ
	つなぎ梁の有無	
(旧) 設計震度		

計算方法は計算例 I と同様に行う。

## (a) 設計修正水平震度の算定

式 (3.3) により

$$K_{MH} = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_5$$

$$= 0.150 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.0 = 0.48$$

## (b) 設計修正鉛直震度の算定

式 (3.4) により

$$K_{MV} = 0.075 \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_5$$

$$= 0.075 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.0 = 0.24$$

## (c) 設計修正水平地震力の算定

式 (3.9) により

$$F_{MH} = K_{MH} W_H$$

$$= 0.48 \times 30670 = 14721.6 \text{ (kgf)}$$

## (d) 設計修正鉛直地震力の算定

式 (3.10) により

$$F_{MV} = K_{MV} W_V$$

$$= 0.24 \times 30670 = 7360.8 \text{ (kgf)}$$

## (e) アンカーボルトに生ずる最大せん断応力

式 (3.11) により

$$\tau_B = \frac{K_{MH} - \mu}{2} (1 - K_{MV}) W_H$$

$$= \frac{0.48 - 0.2}{2} (1 - 0.24) \times 30670 = 32.04 \text{ (kgf/mm²)}$$

$$\frac{4}{2} \times 157$$

## (f) 応力の許容限界

計算例 I と同じ

$$f_s = 23.671$$

## (g) 耐震性の判定

$$\frac{\tau_B}{f_s} = \frac{32.04}{23.671} = 1.354 \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots \text{要検討}$$

### 3・4 球形貯槽の数値解析

#### 3・4・1 事前調査

個別設備の数値解析を行うに当たつては、3・1・1の数値解析条件に適合しているかを設計図書等の関係書類及び設備の現状を調査し、本解析手法の適合条件を満足するものか確認をしなければならない。

#### 3・4・2 数値解析条件

- (1) 貯槽本体、支持構造部材及び基礎コンクリート部材に著しい腐食損傷等がないものであること。
- (2) 計算に用いる重量、形状及び諸寸法が実物と一致しているものであること。
- (3) 接続配管、ステージ等が本体の振動性状に著しい影響を与えない構造のものであること。
- (4) 貯槽本体が剛体と仮定できるものであること。
- (5) 貯槽は平面上でねじり振動は生じないものであること。
- (6) 直接地盤上に基礎を有するものであること。
- (7) ブレースは隣り合った支柱間に均等に配置されているものであること。
- (8) 支柱と基礎の接合部（アンカーハンガー）はピン接合と仮定できるものであること。

#### <注>

(1)及び(2)は、検討に当たつて使用材料、設備の構造及び機能の面で特に明らかな変更がない限り、建設時と同等と仮定しているので、腐食、損傷等による材料強度の低下又は修理・改造等による材料強度の変化の有無について事前に十分調査し、解析が成立しないような経年変化のないことを条件とした。

(3)は、本体の振動性状に直接影響を及ぼすおそれのある付帯設備の有無を確認することとし、影響のない構造のものについては適用できることとした。

(5)は、ブレース等の張力等が均等でないものをいう。

(7)は、支柱間構面にブレースがクロスに配置されているものをいい、支柱間のブレースが支柱1本おきに交差して配置されているものや、支柱間構面で2段にブレースを配置されているものは本解析法は適用できない。

(8)本解析法は支柱下部をピン固定と仮定して構成されているので、支柱下部を根巻き等により基礎と剛に接合されているものは、本解析法は適用できない。

#### 3・4・3 耐震性判定作業のフローチャート

図3・6に球形貯槽に対する耐震性判定作業のフローチャートを示す。

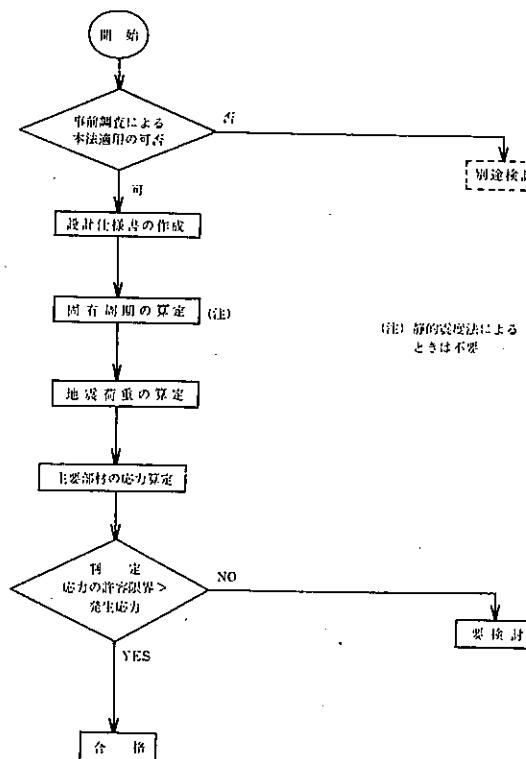


図3・6 耐震性判定作業のフローチャート

#### 3・4・4 設計仕様

表3・1・1に球形貯槽の耐震性検討用設計仕様を示す。

表3・1・1 球形貯槽の耐震性検討用設計仕様表

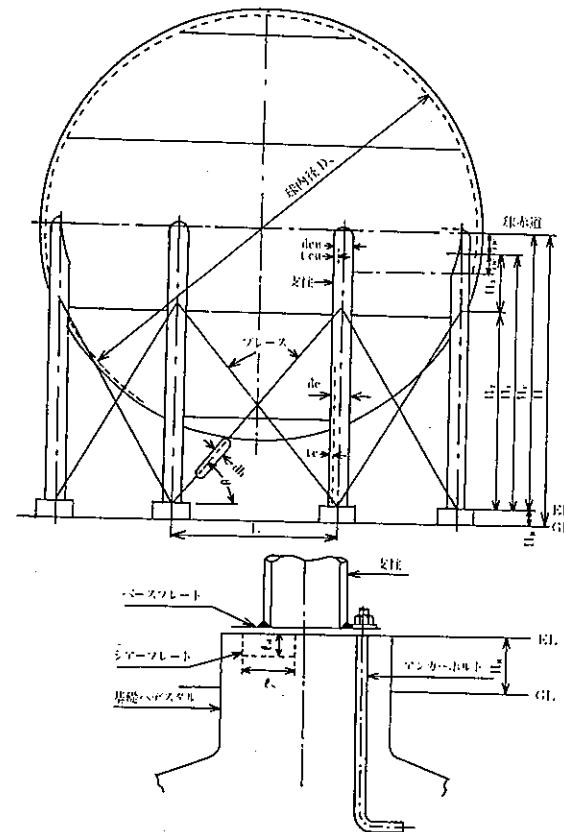
機 器 名 称			
内 容 物		貯 藏 能 力 $W_L$	kgf
境 界 ま での 距 離 $X$	m	重 要 度	
設 計 圧 力	kgf/cm <sup>2</sup>	設 計 温 度	°C

設置場所		地盤種別	
球殻内径 $D_s$	mm	球中心高さ $H_c$	mm
支柱本数 $N$	本	支柱間距離 $L$	mm
上部支柱	材質		
	外径 $d_{cu}$	mm	
	肉厚 $t_{cu}$	mm	
プレース	形式		材質
	外径 $d_b$	mm	肉厚 $t_b$
	仰角 $\theta$	度	プレース取付高さ $H_z$
アンカーボルト	本数	本／支柱1本当たり	材質
	呼び径		1本当たり 有効断面積 $A_B$
シアーブレート	板厚 $t$	mm	材質
	深さ $\ell_d$	mm	長さ $\ell_s$
貯槽本体重量 $W_D$	kgf		
(旧) 設計震度			

(注) 1 [ ] 枠部は数値解析の必須データである

2  $H_2 = L \tan\theta$  の関係にある。

### 3 貯槽本体重量には支柱、プレース及び附属品の重量を含める



### 3・4・5 固有周期の算定

固有周期は、以下の方法で計算する。

### (1) プレースの圧縮剛性の評価

球形貯槽の支持構造部の水平剛性にはプレースが最も重要であるが、プレースにはタイロット形式のものと鋼管形式のものとがあり、両者で水平剛性に対する有効な断面積が異なるのでその評価を行う。

(i) タロッドプレース形式の場合

圧縮側プレースを無視する。

したがつて、プレースの有効な断面積 $A_e$ は $A_0$ である。

ここに  $A_b$  ブレースの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$$A_b = \frac{\pi}{4} d_b^2$$

## (ii) 鋼管プレース形式の場合

$$\text{断面二次半径 } i = \sqrt{\frac{I_b}{A_b}}$$

座屈長さ 交差部で強固に接合されているので

$$\ell_b \approx 0.8 \ell_b$$

$$\ell_b = \frac{L}{\cos \theta}$$

細長比

$$\lambda = \frac{\ell_b}{i}$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{0.6 F}}$$

これらの式において

$\ell_b$  プレース全長 (mm)

$L$  支柱間距離 (mm)

$\theta$  プレースの仰角 (度)

$i$  プレースの断面二次半径 (mm)

$I_b$  プレースの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$$I_b = \frac{\pi}{64} \left\{ d_b^4 - (d_b - 2t_b)^4 \right\}$$

$d_b$  プレースの外径 (mm)

$t_b$  プレースの肉厚 (mm)

$A_b$  プレースの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$$A_b = \frac{\pi}{4} \left\{ d_b^2 - (d_b - 2t_b)^2 \right\}$$

$F$  プレースの基準応力 (kg f/mm<sup>2</sup>)

0.7S<sub>u</sub> と S<sub>y</sub> のうちいずれか小さい値とする。

S<sub>u</sub> 引張強さ (kg f/mm<sup>2</sup>)

S<sub>y</sub> 降伏点 (kg f/mm<sup>2</sup>)

E ヤング率、鋼の場合 2.1×10<sup>4</sup> (kg f/mm<sup>2</sup>)

①  $\lambda \leq \Lambda$  の場合

短期圧縮許容応力

$$s f_c = \frac{1.5}{v} \left\{ 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} F \quad (3.12)$$

$$\text{ここに } v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2$$

②  $\lambda > \Lambda$  の場合

短期圧縮許容応力

$$s f_c = 1.5 \times \frac{0.277}{\left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2} F \quad (3.13)$$

s f<sub>c</sub> 短期引張許容応力 (=F) (kg f/mm<sup>2</sup>)

評価

s f<sub>c</sub>  $\geq \frac{s f_t}{2}$  のとき、圧縮筋違形式とみなす。

この場合、圧縮プレースの断面積の4分の3を引張プレース断面積に加え、有効な断面積は 1.75 A<sub>b</sub> とする。

s f<sub>c</sub>  $< \frac{s f_t}{2}$  のとき、引張筋違形式とみなし、圧縮剛性を無視する。

この場合、プレースの有効な断面積は A<sub>b</sub> とする。

(2) 支持構造部の水平剛性

水平剛性を次式により計算する。

上部支柱と下部支柱の肉厚が異なる場合には、水平剛性に大きく影響を及ぼすのは下部支柱なので、水平剛性の計算にあたっては、上部支柱の肉厚を下部支柱と同じとみなして行う。

$$G = \frac{\frac{N}{2} C_1}{E \left( \frac{1}{A_e \cos^2 \theta} + \frac{\tan^2 \theta}{A_c} \right) + \frac{H_1^3 \cdot C_2}{12 E \cdot I_c}} + N \frac{3 E \cdot I_c}{H_1^3} \quad (3.14)$$

ここに G 支持構造部の水平剛性 (kg f/mm)

N 支柱本数

L 支柱間距離 (mm)

E ヤング率、鋼の場合 2.1×10<sup>4</sup> (kg f/mm<sup>2</sup>)

A<sub>e</sub> プレースの有効な断面積 (mm<sup>2</sup>)

・引張筋違形式の場合 A<sub>b</sub>

・圧縮筋違形式の場合 1.75 A<sub>b</sub>

A<sub>c</sub> 下部支柱の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\theta$  プレースの仰角 (度)

H<sub>1</sub> 支柱有効高さ H<sub>1</sub> = H<sub>C</sub> -  $\ell_w$  (mm)

H<sub>C</sub> 球中心高さ (赤道部高さ) (mm)

$\ell_w$  支柱と球殻との溶接部の上下長さの半分 (mm)

$$= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{d_{cu} \cdot D_S}{2}}$$

d<sub>cu</sub> 上部支柱外径 (mm)

D<sub>S</sub> 球殻内径 (mm)

I<sub>C</sub> 下部支柱の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$$I_C = \frac{\pi}{64} \left\{ d_c^4 - (d_c - 2t_c)^4 \right\}$$

d<sub>c</sub> 下部支柱の外径 (mm)

t<sub>c</sub> 下部支柱の肉厚 (mm)

$$C_1 = \frac{1}{4} d_c^2 (3 - \lambda_c^2)^2$$

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

$$\lambda_c = \frac{H_2}{H_1}$$

H<sub>2</sub> プレース取付高さ (mm)

(3) 固有周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_0}{G \cdot g}} \quad (3.15)$$

ここに T 固有周期(s)

W<sub>0</sub> 有効重量 (kg f)

$$= W_D + 0.7 W_L$$

W<sub>D</sub> 貯槽本体重量 (kg f)

W<sub>L</sub> 貯蔵能力 (貯蔵液重量) (kg f)

貯槽の充満度を 0.9 とし地震時に水平地震力をとして有効液重量率を 70 パーセントとした。

G 支持構造部の水平剛性 (kg f/mm)

g 重力加速度、9800 (mm/s<sup>2</sup>)

## &lt;解説&gt;

プレースの圧縮剛性の評価の項目は鋼構造設計基準（日本建築学会）に準拠している。

特に $\ell_k$ については、地震時に交差するプレースのうち、一方に引張力 $N_2$ が作用するので、これを考慮し次式により計算する。

$$\ell_k = \ell_b \sqrt{1 - 0.75 \frac{N_2}{N_1}}$$

かつ、 $\ell_k \geq 0.5 \ell_b$

有限要素法による解析結果などを参考にして

$$\left| \frac{N_2}{N_1} \right| \approx 0.5 \text{ とみなせば}$$

$\ell_k \approx 0.8 \ell_b$

となる。

## 3・4・6 地震荷重の算定

## (1) 設計修正水平地震力

$$F_{MH} = K_{MH} \cdot W_0 \quad (3.16)$$

ここに  $F_{MH}$  貯槽重心位置に作用する設計修正水平地震力 (kgf)

$W_0$  有効重量で 3・4・5(3)を参照 (kgf)

$K_{MH}$  式 (3.3) で規定した設計修正水平震度

## (2) 設計修正鉛直地震力

$$F_{MV} = K_{MV} \cdot W_V \quad (3.17)$$

ここに  $F_{MV}$  設計修正水平震度 (kgf)

$W_V$  貯槽本体重量及び内容物を含む全重量 (kgf)

$$= W_D + W_L$$

$K_{MV}$  式 (3.4) で規定した設計修正鉛直震度

## &lt;解説&gt;

球形貯槽が振動するときの重量として、水平方向は有効重量を、鉛直方向は全重量をとつた。

## 3・4・7 主要部材の応力算定

## (1) プレース

## (i) 発生応力の算定

設計修正水平地震力による球殻部の水平変位位置（地表面との相対変位）を算定する。

$$\delta = \frac{F_{MH}}{G} \quad (3.18)$$

ここに  $\delta$  水平変位量 (mm)

最大応力構面内の1組のプレースに生ずる水平分力

$$S_H = \frac{\sqrt{C_1} \cdot \delta}{\frac{L}{E} \left( \frac{1}{A_e \cdot \cos^3 \theta} + \frac{\tan^3 \theta}{A_C} \right) + \frac{C_2}{4K_C}} \quad (3.19)$$

ここに  $S_H$  プレースに生ずる水平分力 (kgf)

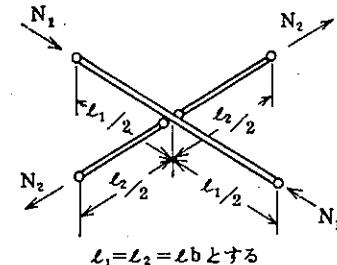
$K_C$  支柱1本当たりの曲げ水平剛性 (kgf/mm)

$$K_C = \frac{3E \cdot I_C}{H_1^3} \quad (3.20)$$

その他の記号は前出

プレースの有効な断面積 $A_e$ として、圧縮筋達形式の場合 $A_e = 1.75 A_b$ を採用する。

プレースに生ずる最大引張応力



$$\sigma_t = \frac{S_H}{A_e \cdot \cos \theta} \quad (3.21)$$

ここに  $\sigma_t$  プレースに生ずる最大引張応力 (kgf/mm<sup>2</sup>)

## (ii) 耐震性の判定

$\sigma_t < f_t$  ならば合格

ここに  $f_t$  プレースの引張応力の許容限界 (kgf/mm<sup>2</sup>)

$$f_t = \begin{cases} 3 S_Y & \text{普通鋼} \\ 2 S_V & \text{高張力鋼} \end{cases}$$

$S_Y$  降伏点

## (2) 支柱

地震入力方向に対して方位90度附近の構面内の支柱上部（球殻との接合部の最下部G点）について、自重と地震荷重（水平、鉛直）が作用する場合の検討を行う。

## (i) 上部支柱の圧縮応力

上部支柱G点の鉛直荷重

$$P_V = \frac{(1+K_{MV}) W_V}{N} + \frac{8F_{MH} \cdot \ell_w}{ND_B} \cos \alpha \quad (3.22)$$

ここに  $P_V$  鉛直荷重 (kgf)

$W_V$  貯槽本体重量及び内容物を含む全重量 (kgf)

$D_B$  支柱のサークル直径 (mm)

$$D_B = D_S$$

$\alpha$  右図に示す角度 (度)

$$\alpha = 90^\circ - \frac{180^\circ}{N}$$

$K_{MV}$  式 (3.4) で規定した設計修正鉛直震度

その他の記号は前出

上部支柱に生ずる圧縮応力

$$\sigma_c = \frac{P_V}{A_{cu}} \quad (3.23)$$

ここに  $\sigma_c$  圧縮応力 (kgf/mm<sup>2</sup>)

$A_{cu}$  上部支柱の断面積 (mm<sup>2</sup>)

## (ii) 上部支柱のせん断応力

上部支柱のせん断力

$$Q = Q' + Q'' \quad (3.24)$$

ここに  $Q$  上部支柱のせん断力 (kgf)

$Q'$  プレースからの水平力 $S_H$ によるOB間のせん断力 (kgf)

$$Q' = \sqrt{C_1} \cdot S_H$$

$Q''$  球殻の水平変位に対するOB間のせん断力 (kgf)

$$Q'' = K_C \cdot \delta$$

上部支柱に生ずるせん断応力

$$\tau = \frac{2Q}{A_{cu}} \quad (3.25)$$

ここに  $\tau$  せん断応力 (kgf/mm<sup>2</sup>)

## (iii) 上部支柱の曲げ応力

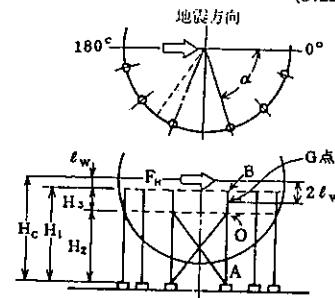


図 3・7



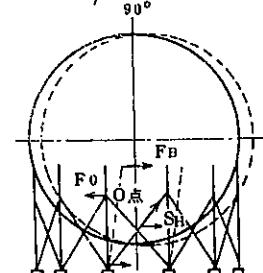
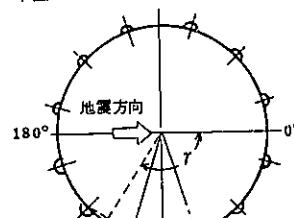
$F_A$  地震入力方向に平行な構面のプレースの引張力によって支柱の下端に生ずるせん断力 (kgf)

$$F_A = S_H$$

$F_B$  球殻の水平変化によって支柱上端に生ずる水平反力の地震入力方向成分 (kgf)

$$F_B = Q' \cdot \sin^2 \gamma + Q''$$

$\gamma$  下図に示す角度 (度)



$$\gamma = 90^\circ + \frac{360^\circ}{N}$$

$F_O$  角度  $\gamma$  を有する構面のプレースの引張力によって支柱の0点に生ずるせん断力の地震入力方向成分 (kgf)

$$F_O = S_H \cdot \sin^2 \gamma$$

$R$  摩擦による水平反力 (kgf)

$$R = \mu_F \cdot P_V'$$

$\mu_F$  ベースプレートと基礎間の動摩擦係数で0.3とする。

$P_V'$  脚柱1本当たりにかかる重量 (kgf)

$$P_V' = \frac{(1 - K_M V)}{N} W$$

アンカーボルトに生ずるせん断応力

$$\tau = \frac{Q_A}{n \cdot A_B} \quad (3.35)$$

ここに  $\tau$  アンカーボルトに生ずるせん断応力 (kgf/mm²)

耐震性の判定

$\tau < f_s$  ならば合格

ここに  $f_s$  ボルト材のせん断応力の許容限界 (kgf/mm²)

$$f_s = \frac{S_u}{\sqrt{3}}$$

$S_u$  引張強さ (kgf/mm²)

(4) シアープレート

シアープレートに作用する面圧

$$P = \frac{Q_A \cdot \sin \phi}{2l_d \cdot l_s} \quad (3.36)$$

ここに  $P$  シアープレートに作用する面圧 (kgf/mm²)

(コンクリート支圧力)

(地震入力方向に対して方位)

(90度附近の支柱のシアープレートについて検討する。)

$\phi$  右図に示す角度 (度)

$$\phi = 135^\circ - \frac{180^\circ}{N}$$

$l_d$  シアープレートの深さ (mm)

$l_s$  シアープレート1枚の長さ (mm)

シアープレートに生ずる曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{3P \cdot l_d^2}{t^2} \quad (3.37)$$

ここに  $\sigma_b$  シアープレートの付け根に生ずる曲げ応力 (kgf/mm²)

$t$  シアープレートの板厚 (mm)

耐震性の判定

$\sigma_b < f_b$  ならば合格

ここに  $f_b$  シアープレートの曲げ応力の許容限界 (kgf/mm²)

$$f_b = 1.5 f_t$$

$$f_t = S_u$$

$S_u$  引張強さ (kgf/mm²)

<解説>

主要部材の応力計算は、検討対象物ごとに最大応力が発生する位置の強度を算定した。

水平せん断力に対するアンカーボルトの強度計算において、検討している位置が地震入力方向に対して90度付近なので、転倒モーメントによる浮上り、圧縮の影響は小さいと考えられる。そのため摩擦を考慮する際の鉛直方向の力としては、自重の低減のみを考えた。

なお、シアープレートが水平せん断力を負担する構造形式の場合、水平せん断力に対するアンカーボルトの強度計算は不要である。

3・4・8 点検結果のまとめ

表3・1・2に球形貯槽の耐震性判定結果をまとめる。

表3・1・2 球形貯槽の耐震性判定結果

機器名称	
内容物	
貯藏能力 $W_L$	kgf
境界線までの距離 $X$	m

重 要 度						
設 計 壓 力		kgf/cm <sup>2</sup>				
設 計 溫 度		°C				
設 置 場 所						
地 盤 種 別						
(旧) 設 計 震 度						
事 前 調 査	1 腐食等による著しい損傷の有無					
	2 支持構造物の形状、張力等が等しい					
	3 計算モデルと実物との一致					
	4 接続配管、ステージ等が本体の振動性状に著しい影響を与えないこと					
	5 その他解析条件との一致					
固 有 周 期 $T$		s				
設計修正水平震度 $K_{MH}$						
設計修正鉛直震度 $K_{MV}$						
設計修正水平地震力 $F_{MH}$		kgf				
設計修正鉛直地震力 $F_{MV}$		kgf				
部 材	応力名称	記 号	発生応力	応力の許容限界	応 力 比	判 定
プレース	引 張	$\sigma_t$	kgf/mm <sup>2</sup>	kgf/mm <sup>2</sup>		
	圧 縮	$\sigma_c$	"	"		
	せん 断	$\tau$	"	"		

支 柱	曲 げ	$\sigma_b$	kgf/mm <sup>2</sup>	kgf/mm <sup>2</sup>		
	組合(圧縮、曲げ)	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$				
	組合(圧縮、せん断)	$\sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau^2}$	"	$Su = "$		
アンカーポルト	引 張	$\sigma_t$	"	"		
	せん 断	$\tau$	"	"		
シアーブレート	曲 げ	$\sigma_b$	"	"		
判 定 結 果						

## 3・4・9 計算例

ここで述べる計算例は数値解析手法による耐震性の判定例である。

この計算に用いた対象モデルは第II編の耐震性向上対策例と共通にするため、あえて耐震性判定結果が要検討になるよう仮想的に作成したものである。

## (1) 計算例IV

## 検討用設計仕様書

機 器 名 称	球 形 貯 槽 A		
内 容 物	液化タンク	貯 藏 能 力 $W_L$	85600kgf
境 界 ま で の 距 離 $X$	22m	重 要 度	I
設 計 壓 力	kgf/cm <sup>2</sup>	設 計 溫 度	°C
設 置 場 所	特 A 地 区	地 盘 種 别	第 4 種
球 殼 内 径 $D_s$	14650mm	球 中 心 高 さ $H_C$	9300mm
支 柱 本 数 $N$	10本	支 柱 間 距 離 $L$	4460mm
上 材 質	S TK41	下 材 質	S TK41
外 径 $d_{cu}$	558.8mm	外 径 $d_c$	558.8mm
肉 厚 $t_{cu}$	7.9mm	肉 厚 $t_c$	7.9mm

ブ レ ー ス	形 式	鋼管プレース	材 質	S T P G 38
外 径 $d_b$		216.3mm	肉 厚 $t_b$	12.7mm
仰 角 $\theta$		54.7度	プレース取付高さ $H_2$	6300mm
ア ン カ ー ボ ル ト	本 数	3本／支柱1本当たり	材 質	S S 41
シ ア ー ブ レ ー ト	呼 び 径	M 42	1本当たり 有効断面積 $A_B$	1121mm <sup>2</sup>
板 厚 $t$	— mm	材 質	—	
深 さ $l_d$	— mm	長 さ $l_s$	— mm	
貯槽本体重量 $W_D$	21900kgf			
(旧) 設計震度	0.3			

## (2) 固有周期の算定

## (a) プレースの圧縮剛性の評価

## (i) 断面二次半径の算定

$$i = \sqrt{\frac{I_b}{A_b}} = \sqrt{\frac{4.225 \times 10^7}{8123}} = 72.12 \text{ (mm)}$$

$$\text{ここに } I_b = \frac{\pi}{64} \{ d_b^4 - (d_b - 2t_b)^4 \}$$

$$= \frac{\pi}{64} \{ 216.3^4 - (216.3 - 2 \times 12.7)^4 \} = 4.225 \times 10^7 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} \{ d_b^2 - (d_b - 2t_b)^2 \}$$

$$= \frac{\pi}{4} \{ 216.3^2 - (216.3 - 2 \times 12.7)^2 \} = 8123 \text{ (mm}^2\text{)}$$

## (ii) 座屈長さの算定

$$l_k \neq 0.8l_b$$

$$= 0.8 \times 7718 = 6174 \text{ (mm)}$$

$$\text{ここに } l_b = \frac{L}{\cos\theta} = \frac{4460}{\cos 54.7^\circ} = 7718 \text{ (mm)}$$

## (iii) 細長比の算定

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = \frac{6174}{72.12} = 85.61$$

## (iv) 界限細長比の算定

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 F}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5}{0.6 \times 22}} = 125.3$$

ここに  $F = 0.7S_v$  又は  $S_v$  のうちいずれか小なる値

$$0.7S_v = 0.7 \times 38 = 26.6 \text{ (kg f/mm}^2\text{)} > S_v = 22 \text{ (kg f/mm}^2\text{)}$$

## (v) 圧縮剛性の評価

$\lambda < \Lambda$  であるから短期圧縮許容応力は

$$sfc = \frac{1.5}{v} \left\{ 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} F \\ = \frac{1.5}{1.811} \left\{ 1 - 0.4 \left( \frac{85.61}{125.3} \right)^2 \right\} \times 22 = 14.82$$

$$\text{ここに } v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left( \frac{85.61}{125.3} \right)^2 = 1.811$$

短期引張許容応力

$$sf_t = F = 22 \text{ (kg f/mm}^2\text{)}$$

評価

$$\frac{sfc}{2} = \frac{14.82}{22} = 1.347 > 1 \dots \dots \dots \text{圧縮筋達形式とみなす}$$

したがつて、水平剛性に対する有効断面積は  $1.75 A_b$  とする。  
(b) 支柱構造部の水平剛性の算定

式 (3.14) により

$$G = \frac{\frac{N}{2} C_i}{\frac{L}{E} \left( \frac{1}{A_c \cos^3 \theta} + \frac{\tan^3 \theta}{A_c} \right) + \frac{H_1^3 C_i}{12 EI_c}} + N \frac{3EI_c}{H_1^3} \\ = \frac{\frac{10}{2} \times 0.8475}{\frac{4460}{2.1 \times 10^4} \left( \frac{1}{14215 \times \cos^3 54.7^\circ} + \frac{\tan^3 54.7^\circ}{13673} \right) + \frac{8288^3 \times 0.03}{12 \times 2.1 \times 10^4 \times 5.188 \times 10^8}} \\ + 10 \times \frac{\frac{3 \times 2.1 \times 10^4 \times 5.188 \times 10^8}{8288^3}}{17403 \text{ (kg f/mm)}}$$

ここに  $A_c = 1.75 A_b = 1.75 \times 8123 = 14215 \text{ (mm}^2\text{)}$

$$A_c = \frac{\pi}{4} (558.8^2 - (558.8 - 2 \times 7.9)^2) = 13673 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$H_1 = H_c - l_w = 9300 = 1012 = 8288 \text{ (mm)}$$

$$l_w = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{d_{cu} D_s}{2}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{558.8 \times 14650}{2}} = 1012 \text{ (mm)}$$

$$I_c = \frac{\pi}{64} \{ 558.8^4 - (558.8 - 2 \times 7.9)^4 \} = 5.188 \times 10^9 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$C_i = \frac{1}{4} \lambda_c^2 (3 - \lambda_c^2)^2 = \frac{1}{4} \times 0.7601^2 (3 - 0.7601^2)^2 = 0.8475$$

$$C_i = \lambda_c^2 (1 - \lambda_c)^3 (3 + \lambda_c)$$

$$= 0.7601^2 (1 - 0.7601)^3 (3 + 0.7601) = 0.03$$

$$\lambda_c = \frac{H_1}{H_c} = \frac{6300}{8288} = 0.7601$$

## (c) 固有周期の算定

式 (3.15) により

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_o}{Gg}} = 2\pi \sqrt{\frac{818200}{17403 \times 9800}} = 0.4352(s)$$

$$\text{ここに } W_o = W_D + 0.7 W_L = 21900 + 0.7 \times 856000 = 818200 \text{ (kg f)}$$

## (3) 設計修正水平震度の算定

式 (3.3) により

$$K_{MH} = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_5 \\ = 0.150 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.687 = 0.6448$$

ここに  $\beta_1$  重要度係数 ( $I \rightarrow 0.8$ )、 $\beta_2$  地域係数 (特  $A \rightarrow 1.0$ )

$\beta_3$  表層地盤増巾係数 (第4種  $\rightarrow 2.0$ )

$\beta_4$  応答倍率であつて、3・2・6の図3.3により  $T=0.4352(s)$  第4種地盤の基準応答倍率は2.277となる。また、鋼管プレース形式なので、溶接接合となり表3.8により減衰定数は3パーセントとなる。3パーセントに対する補正係数は1.18となる。したがつて、応答倍率  $\beta_5=2.277 \times 1.18=2.687$  となる。

#### (4) 設計修正鉛直震度の算定

式(3.4)により

$$K_{MV}=0.075\beta_1\beta_2\beta_3\beta_4 \\ =0.075 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.0=0.24$$

ここに  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$  は前出の値

$\beta_4$  鉛直方向の応答倍率 (2.0)

#### (5) 設計修正水平地震力の算定

式(3.16)により

$$F_{MH}=K_{MH}W_0=0.6448 \times 818200=527600 \text{ (kgf)}$$

#### (6) 設計修正鉛直地震力の算定

式(3.17)により

$$F_{MV}=K_{MV}W_V=0.24 \times (219000+85600)=258000 \text{ (kgf)}$$

#### (7) 主要部材の応力算定

(a) プレース

(i) 水平変位量

式(3.18)により

$$\delta=\frac{F_{MH}}{G}=\frac{527600}{17403}=30.32 \text{ (mm)}$$

(ii) 最大応力構面内の1組のプレースに生じる水平分力

式(3.19)により

$$S_H=\frac{\sqrt{C_1}\delta}{E\left(\frac{1}{A_c \cos^3 \theta}+\frac{\tan^3 \theta}{A_c}\right)+\frac{C_2}{4K_c}} \\ =\frac{4460}{2.1 \times 10^4} \left( \frac{1}{14215 \times \cos^3 54.7^\circ} + \frac{\tan^3 54.7^\circ}{13673} \right) + \frac{0.03}{4 \times 57.41} \\ =\frac{3EI_c}{H_i^3}=\frac{3 \times 2.1 \times 10^4 \times 5.188 \times 10^8}{8288^3} \\ =57.41 \text{ (kgf/mm)}$$

(iii) プレースに生ずる最大引張応力

式(3.21)により

$$\sigma_t=\frac{S_H}{A_c \cos \theta}=\frac{110800}{14215 \times \cos 54.7^\circ}=13.49 \text{ (kgf/mm)}$$

(iv) 耐震性の判定

$$\sigma_t=13.49 \text{ (kgf/mm)} < f_t=66 \text{ (kgf/mm)} \cdots \cdots O.K.$$

ここに  $f_t=3S_y=3 \times 22=66 \text{ (kgf/mm)}$

(b) 支柱

(i) 上部支柱G点の鉛直荷重

式(3.22)により

$$P_V=\frac{(1+K_{MV})W_V}{N}+\frac{8F_{MH}I_w}{ND_B} \cos \alpha \\ =\frac{(1+0.24)1075000}{10}+\frac{8 \times 527600 \times 1012}{10 \times 14650} \times \cos 72^\circ=142300 \text{ (kgf)}$$

ここに  $W_V=W_D+W_L=219000+85600=1075000 \text{ (kgf)}$

$$\alpha=90^\circ-\frac{180^\circ}{N}=90^\circ-\frac{180^\circ}{10}=72^\circ$$

(ii) 上部支柱に生ずる圧縮応力

式(3.23)により

$$\sigma_c=\frac{P_V}{A_{cu}}=\frac{142300}{13673}=10.41 \text{ (kgf/mm)}$$

$$\text{ここに } A_{cu}=\frac{\pi}{4}(558.8^2-(558.8-2 \times 7.9)^2)=13673 \text{ (mm)}$$

(iii) 上部支柱のせん断力

式(3.24)により

$$Q=Q'+Q''=102000+1740=103800 \text{ (kgf)} \\ \text{ここに } Q'=\sqrt{C_1 S_H}=\sqrt{0.8475 \times 110800}=102000 \text{ (kgf)} \\ Q''=K_c \delta=57.41 \times 30.32=1740 \text{ (kgf)}$$

(iv) 上部支柱に生ずるせん断応力

式(3.25)により

$$\tau=\frac{2Q}{A_{cu}}=\frac{2 \times 103800}{13673}=15.18 \text{ (kgf/mm)}$$

(v) 上部支柱G点の曲げモーメント

式(3.26)により

$$M_G=M_G'+M_G''=4.421 \times 10^7+1.267 \times 10^7=5.688 \times 10^7 \text{ (kgf/mm)}$$

$$\text{ここに } M_G'=\frac{\lambda_c}{2}(1-\lambda_c^2)S_H H_1-l_w Q' \\ =\frac{0.7601}{2}(1-0.7601^2) \times 110800 \times 8288-1012 \times 102000$$

$$=4.421 \times 10^7 \text{ (kgf/mm)}$$

$$M_G''=K_c \delta(H_1-l_w)=57.41 \times 30.32 \times (8288-1012)=1.267 \times 10^7 \text{ (kgf/mm)}$$

(vi) 上部支柱に生ずる曲げ応力

式(3.27)により

$$\sigma_b=\frac{M_G}{Z_{cu}}=\frac{5.688 \times 10^7}{1.8568 \times 10^6}=30.63 \text{ (kgf/mm)}$$

$$\text{ここに } Z_{cu}=\frac{\pi}{32} \left( \frac{d_{cu}^4-(d_{cu}-2t_{cu})^4}{d_{cu}} \right)$$

$$=\frac{\pi}{32} \left( \frac{558.8^4-(558.8-2 \times 7.9)^4}{558.8} \right)=1.8568 \times 10^6 \text{ (mm)}$$

(vii) 短期圧縮許容応力の算定

○断面二次半径

$$i_u=\sqrt{\frac{I_{cu}}{A_{cu}}}=\sqrt{\frac{5.188 \times 10^8}{13673}}=194.8 \text{ (mm)}$$

$$\text{ここに } I_{cu}=\frac{\pi}{64} \left( d_{cu}^4-(d_{cu}-2t_{cu})^4 \right)$$

$$=\frac{\pi}{64} \left( 558.8^4-(558.8-2 \times 7.9)^4 \right)=5.188 \times 10^8 \text{ (mm)}$$

## ○座屈長さ

$$l_k = H_1 - H_2 = 8288 - 6300 = 1988 \text{ (mm)}$$

## ○細長比

$$\lambda = \frac{l_k}{i_u} = \frac{1988}{194.8} = 10.2$$

## ○限界細長比

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 F}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4}{0.6 \times 24}} = 120$$

ここに  $F$  基準応力  $0.7S_u$  又は  $S_y$  のうちいずれか小なる値

$$0.7S_u = 0.7 \times 41 = 28.7 \text{ (kg f/mm)} > S_y \\ = 24 \text{ (kg f/mm)}$$

$$\therefore F = 24 \text{ (kg f/mm)}$$

○ $\lambda < \Lambda$  であるから短期圧縮許容応力は

$$f_c = \frac{1.5}{\nu} \left\{ 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} F = \frac{1.5}{1.505} \left\{ 1 - 0.4 \left( \frac{10.2}{120} \right)^2 \right\} \times 24 = 23.85 \text{ (kg f/mm)}$$

$$\text{ここに } \nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left( \frac{10.2}{120} \right)^2 = 1.505$$

## (viii) 耐震性の判定

## ○圧縮、曲げ応力の組合せ

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} < 1.0$$

$$\frac{10.41}{23.85} + \frac{30.63}{53.3} = 1.011 > 1.0 \quad \text{要検討}$$

ここに  $f_c$  圧縮応力の許容限界

$$= 23.85 \text{ (kg f/mm)}$$

$f_b$  曲げ応力の許容限界

$$f_b = 1.3 f_t = 1.3 S_u = 1.3 \times 41 = 53.3 \text{ (kg f/mm)}$$

## ○圧縮、せん断応力の組合せ

$$\sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau^2} < f_t$$

$$\sqrt{10.41^2 + 3 \times 15.18^2} = 28.28 \text{ (kg f/mm)} < f_t = S_u \\ = 41 \text{ (kg f/mm)} \quad OK$$

ここに  $f_t$  引張応力の許容限界

$$= S_u = 41 \text{ (kg f/mm)}$$

## (c) アンカーボルト

## (i) 引張強度の検討

## ○引張荷重

式 (3.32) により

$$P_V = \frac{4 F_{MH} H_C}{N D_B} - \frac{(1 - K_{MV})}{N} W_V \\ = \frac{4 \times 527600 \times 9300}{10 \times 14650} - \frac{(1 - 0.24)}{10} \times 1075000 = 52270 \text{ (kg f)}$$

## ○アンカーボルトに生じる引張応力

$$\sigma_t = \frac{P_V}{n A_B} = \frac{52270}{3 \times 1121} = 15.54 \text{ (kg f/mm)}$$

## ○耐震性の判定

$$\sigma_t = 15.54 \text{ (kg f/mm)} < f_t = 41 \text{ (kg f/mm)} \quad OK$$

ここに  $f_t$  アンカーボルトの引張応力の許容限界  
 $= S_u = 41 \text{ (kg f/mm)}$

## (ii) せん断強度の検討

## ○せん断力

$$Q_A = F_A + F_B - F_O - R \\ = 110800 + 68530 - 72550 - 24510 \\ = 82310 \text{ (kg f)}$$

$$\text{ここに } F_A = S_H = 110800 \text{ (kg f)}$$

$$F_B = Q' \sin^2 \gamma + Q'' \\ = 102000 \times \sin^2 126^\circ + 1740 = 68530 \text{ (kg f)}$$

$$\gamma = 90^\circ + \frac{360^\circ}{N} = 90^\circ + \frac{360^\circ}{10} = 126^\circ$$

$$F_O = S_H \sin^2 \gamma = 110800 \times \sin^2 126^\circ = 72550 \text{ (kg f)}$$

$$R = \mu_F P_V' = 0.3 \times 81700 = 24510 \text{ (kg f)}$$

$$\mu_F = 0.3$$

$$P_V' = \frac{(1 - K_{MV}) W_V}{N} = \frac{(1 - 0.24) \times 1075000}{10} = 81700 \text{ (kg f)}$$

## ○アンカーボルトに生ずるせん断応力

$$\tau = \frac{Q_A}{n A_B} = \frac{82310}{3 \times 1121} = 24.48 \text{ (kg f/mm)}$$

## ○耐震性の判定

$$\tau = 24.48 \text{ (kg f/mm)} > f_s = 23.671 \text{ (kg f/mm)} \quad \text{要検討}$$

ここに  $f_s$  アンカーボルトのせん断応力の許容限界

$$= \frac{S_u}{\sqrt{3}} = \frac{41}{\sqrt{3}} = 23.671 \text{ (kg f/mm)}$$

## 球形貯槽の耐震性判定結果

機器名称	球形貯槽A	
内容物	液化プロパン	
貯蔵能力 $W_L$	856,000	kgf
境界線までの距離 $X$	22	m
重要度	I	
設計圧力		kgf/cm <sup>2</sup>
設 設 温 度		°C

設 置 場 所			特 A 地区			
地 盤 種 別			第 4 種			
(旧) 設 計 震 度			0.3			
事 前 調 査	1 腐食等による著しい損傷の有無		無			
	2 支持構造物の形状、張力等が等しい		OK			
	3 計算モデルと実物との一致		OK			
	4 接続配管、ステージ等が本体の振動性状に著しい影響を与えないこと		OK			
	5 その他解析条件との一致		OK			
	固 有 周 期 $T$		0.4352	s		
設計修正水平震度 $K_{MH}$			0.6448			
設計修正鉛直震度 $K_{MV}$			0.24			
設計修正水平地震力 $F_{MH}$			527,600		kgf	
設計修正鉛直地震力 $F_{MV}$			258,000		kgf	
部 材	応力名称	記 号	発生応力	応力の許容限界	応 力 比	判 定
プレース	引 張	$\sigma_t$	13.49 kgf/mm <sup>2</sup>	66 kgf/mm <sup>2</sup>	0.204	OK
支 柱	圧 縮	$\sigma_c$	10.41 "	23.85 "		
	せん 断	$\tau$	15.18 "			
	曲 げ	$\sigma_b$	30.63 "	53.3 "		
	組合(圧縮、曲げ)	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$			1.011	要検討
	組合(圧縮、せん断)	$\sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau^2}$	28.28 "	$S_u = 41 "$	0.690	OK

アンカーポルト	引 張	$\sigma_t$	15.54 "	41 "	0.379	OK
	せん 断	$\tau$	24.48 "	23.67 "	1.034	要検討
	シアーブレート	曲 げ	$\sigma_b$	— "	— "	—
判 定 結 果		要 檢 討				

## (8) 計算例V

## 検討用設計仕様書

機 器 名 称	球 形	貯 槽 B	
内 容 物	液 化 プ タ ン	貯 藏 能 力 $W_L$	350000kgf
境 界 ま で の 距 離 $X$	80m	重 要 度	Ia (コンビナート地区)
設 計 圧 力	kgf/cm <sup>2</sup>	設 計 温 度	°C
設 置 場 所	特 A 地 区	地 盤 種 別	第 3 種
球 殻 内 径 $D_s$	11100mm	球 中 心 高 さ $H_c$	8050mm
支 柱 本 数 $N$	8本	支 柱 間 距 離 $L$	4268mm
上 材 質	$SN58$	下 材 質	$STK41$
部 外 径 $d_{cu}$	267.4mm	部 外 径 $d_c$	267.4mm
柱 肉 厚 $t_{cu}$	6.6mm	柱 肉 厚 $t_c$	6.6mm
ブ レ ー フ 形 式	タイロッド形式	材 質	$SS41$
外 径 $d_b$	42mm	肉 厚 $t_b$	42mm
仰 角 $\theta$	55.67度	ブ レ ース 取付高 さ $H_b$	6250mm
アンカーボルト 本 数	3本／支柱1本当たり	材 質	$SS41$
呼 び 径	$M27$	1本当たり 有効断面積 $A_B$	459mm <sup>2</sup>



## (b) 支柱

## (i) 上部支柱 G 点の鉛直荷重

式 (3.22) により

$$P_V = \frac{(1+K_{MV}) W_V}{N} + \frac{8F_{MH} l_w}{ND_B} \cos \alpha$$

$$= \frac{(1+0.3) \times 442000}{8} + \frac{8 \times 262860 \times 609}{8 \times 11100} \times \cos 67.5^\circ = 77344 \text{ (kgf)}$$

ここに  $W_V = W_D + W_L = 92000 + 350000 = 442000 \text{ (kgf)}$ 

$$\alpha = 90^\circ - \frac{180^\circ}{N} = 90^\circ - \frac{180^\circ}{8} = 67.5^\circ$$

## (ii) 上部支柱に生ずる圧縮応力

式 (3.23) により

$$\sigma_c = \frac{P_V}{A_{cu}} = \frac{77344}{5408} = 14.3 \text{ (kgf/mm²)}$$

ここに  $A_{cu} = A_t = 5408 \text{ (mm²)}$ 

## (iii) 上部支柱のせん断力

式 (3.24) により

$$Q = Q' + Q'' = 64436 + 649 = 65085 \text{ (kgf)}$$

ここに  $Q' = \sqrt{C_1 S_H} = \sqrt{0.9286} \times 66867 = 64436 \text{ (kgf)}$ 

$$Q'' = K_c \delta = 7.034 \times 92.33 = 649 \text{ (kgf)}$$

## (iv) 上部支柱に生ずるせん断応力

式 (3.25) により

$$\tau = \frac{2Q}{A_{cu}} = \frac{2 \times 65085}{5408} = 24.07 \text{ (kgf/mm²)}$$

## (v) 上部支柱 G 点の曲げモーメント

式 (3.26) により

$$M_G = M'_G + M''_G = 2.228 \times 10^7 + 4.437 \times 10^6 = 2.672 \times 10^7 \text{ (kgf/mm)}$$

$$\text{ここに } M'_G = \frac{\lambda_c}{2} (1 - \lambda_c^2) S_H H_1 - l_w Q'$$

$$= \frac{0.84}{2} (1 - 0.84^2) \times 66867 \times 7441 - 609 \times 64436 = 2.228 \times 10^7 \text{ (kgf/mm)}$$

$$M''_G = K_c \delta (H_1 - l_w)$$

$$= 7.034 \times 92.33 \times (7441 - 609) = 4.437 \times 10^6 \text{ (kgf/mm)}$$

## (vi) 上部支柱に生ずる曲げ応力

式 (3.27) により

$$\sigma_b = \frac{M_G}{Z_{cu}} = \frac{2.672 \times 10^7}{3.441 \times 10^5} = 77.65 \text{ (kgf/mm²)}$$

$$\text{ここに } Z_{cu} = \frac{\pi}{32} \left( \frac{d_{cu}^4 - (d_{cu} - 2t_{cu})^4}{d_{cu}} \right)$$

$$= \frac{\pi}{32} \left( \frac{267.4^4 - (267.4 - 2 \times 6.6)^4}{267.4} \right) = 3.441 \times 10^5 \text{ (mm³)}$$

## (vii) 短期圧縮許容応力の算定

## ○断面二次半径

$$i_u = \sqrt{\frac{I_{cu}}{A_{cu}}} = \sqrt{\frac{4.6 \times 10^7}{5408}} = 92.23 \text{ (mm)}$$

$$\text{ここに } I_{cu} = \frac{\pi}{64} \left( d_{cu}^4 - (d_{cu} - 2t_{cu})^4 \right)$$

$$= \frac{\pi}{64} \left( 267.4^4 - (267.4 - 2 \times 6.6)^4 \right) = 4.6 \times 10^7 \text{ (mm⁴)}$$

## ○座屈長さ

$$l_K = H_1 - H_2 = 7441 - 6250 = 1191 \text{ (mm)}$$

## ○細長比

$$\lambda = \frac{l_K}{i_u} = \frac{1191}{92.23} = 12.91$$

## ○限界細長比

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 F}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4}{0.6 \times 40.6}} = 92.24$$

ここに  $F$  基準応力  $0.7 S_u$  又は  $S_Y$  のうちいずれか小なる値

$$0.7 S_u = 0.7 \times 58 = 40.6 \text{ (kgf/mm²)} < S_Y$$

$$= 47 \text{ (kgf/mm²)}$$

$$\therefore F = 40.6 \text{ (kgf/mm²)}$$

○  $\lambda < \Lambda$  であるから短期圧縮許容応力

$$f_c = \frac{1.5}{\nu} \left\{ 1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} F$$

$$= \frac{1.5}{1.513} \times \left\{ 1 - 0.4 \left( \frac{12.91}{92.24} \right)^2 \right\} \times 40.6 = 39.94 \text{ (kgf/mm²)}$$

$$\text{ここに } \nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left( \frac{12.91}{92.24} \right)^2 = 1.513$$

## (viii) 耐震性の判定

## ○圧縮、曲げ応力の組合せ

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} < 1.0$$

$$\frac{14.30}{39.94} + \frac{77.55}{75.4} = 1.388 > 1.0$$

要検討

ここに  $f_c$  圧縮応力の許容限界  $= 39.94 \text{ (kgf/mm²)}$  $f_b$  曲げ応力の許容限界

$$f_b = 1.3 f_t = 1.3 S_u = 1.3 \times 58 = 75.4 \text{ (kgf/mm²)}$$

## ○圧縮、せん断応力の組合せ

$$\sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau^2} < f_t$$

$$\sqrt{14.3^2 + 3 \times 24.07^2} = 44.08 \text{ (kgf/mm²)} < f_t$$

$$= S_u = 58 \text{ (kgf/mm²)}$$

OK

## (c) アンカーボルト

## (i) 引張強度の検討

## ○引張荷重

式 (3.32) により

$$P_V = \frac{4 F_{MH} H_C}{N D_B} - \frac{(1-K_{MV})}{N} W_V$$

$$= \frac{4 \times 262860 \times 8050}{8 \times 11100} - \frac{(1-0.3) \times 442000}{8} = 56641 \text{ (kgf)}$$

## ○アンカーボルトに生ずる引張応力

$$\sigma_t = \frac{P_V}{n A_B} = \frac{56641}{3 \times 459} = 41.134 \text{ (kgf/mm²)}$$

## ○耐震性の判定

$$\sigma_t = 41.134 \text{ (kgf/mm}^2\text{)} > f_t \\ = 41 \text{ (kgf/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{要検討}$$

ここに  $f_t$  アンカーボルトの引張応力の許容限界  
 $= S_t = 41 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$

## (ii) せん断強度の検討

○せん断力

$$Q_A = F_A + F_B - F_O - R \\ = 66867 + 32867 - 33434 - 11603 = 54697 \text{ (kg f)}$$

ここに  $F_A = S_H = 66867$  (kgf)

$$F_B = Q' \sin^2 \gamma + Q'' \\ = 64436 \times \sin^2 135^\circ + 649 = 32867 \text{ (kg f)}$$

$$\gamma = 90^\circ + \frac{360^\circ}{N} = 90^\circ + \frac{360^\circ}{8} = 135^\circ$$

$$F_O = S_H \sin^2 \gamma$$

$$P_V' = \frac{(1 - K_{MV}) W_V}{N} = \frac{(1 - 0.3) \times 442000}{8} = 38675 \text{ (kg f)}$$

#### ○アンカーボルトに生ずるせん断応力

$$\tau = \frac{Q_A}{n A_B} = \frac{54697}{3 \times 459} = 39.72 \text{ (kg f/mm}^2\text{)}$$

#### ○耐久性の判定

ここに  $f_s$  アンカーボルトのせん断応力の許容限界

$$= \frac{S_y}{\sqrt{3}} = \frac{41}{\sqrt{3}} = 23.671 \text{ (kg f/mm}^2\text{)}$$

## 球形貯槽の耐震性判定結果

機器名称	球形貯槽 B	
内容物	液化プロパン	
貯蔵能力 $W_L$	350000	kgf
境界線までの距離 $X$	80	m
重要度	$I_a$ (コンビナート地区)	
設計圧力	kgf/cm <sup>2</sup>	
設計温度	°C	

設置場所	特 A 地区				
地盤種別	第 3 種				
(旧) 設計震度					
事前調査	1 腐食等による著しい損傷の有無	無			
	2 支持構造物の形状、張力等が等しい	OK			
	3 計算モデルと実物との一致	OK			
	4 接続配管、ステージ等が本体の振動性状に著しい影響を与えないこと	OK			
	5 その他解析条件との一致	OK			
固有周期 $T$	0.6905 s				
設計修正水平震度 $K_{MH}$	0.78				
設計修正鉛直震度 $K_{MV}$	0.30				
設計修正水平地震力 $F_{MH}$	262860 kgf				
設計修正鉛直地震力 $F_{MV}$	132600 kgf				

部材	応力名称	記号	発生応力	応力の許容限界	応力比	判定
プレース	引張	$\sigma_t$	85.61 kgf/mm <sup>2</sup>	66kgf/mm <sup>2</sup>	1.297	要検討
支柱	圧縮	$\sigma_c$	14.30 "	39.94 "		
	せん断	$\tau$	24.07 "			
	曲げ	$\sigma_b$	77.65 "	75.4 "		
	組合(圧縮、曲げ)	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$			1.388	要検討
	組合(圧縮、せん断)	$\sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau^2}$	44.08 "	$S_u = 58 "$	0.76	OK

アンカーポルト	引張	$\sigma_f$	41.134 "	41 "	1.003	要検討
	せん断	$\tau$	39.72 "	23.671 "	1.678	要検討
シアーブレート	曲げ	$\sigma_b$	— "	— "	—	—
判定結果		要検討				

## 参考資料

## 1 ギリシャ文字

A	$\alpha$	アルファー	I	$\iota$	イオーター	P	$\rho$	ロー
B	$\beta$	ベータ	K	$k$	カッパー	$\Sigma$	$\sigma$	シグマ
Γ	$\gamma$	ガンマー	Λ	$\lambda$	ラムダ	T	$\tau$	タウ
Δ	$\delta$	デルタ	M	$\mu$	ミュー	$\Upsilon$	$\upsilon$	ウプシロン
E	$\epsilon$	イプシロン	N	$\nu$	ニュー	$\Phi$	$\phi$	ファイ
Z	$\delta$	セーター	Ξ	$\xi$	クサイ	X	$\chi$	カイ
H	$\eta$	イーター	O	$\circ$	オミクロン	$\Psi$	$\psi$	ブシー
Θ	$\theta$	シーター	Π	$\pi$	パイ	$\Omega$	$\omega$	オメガ

## 2 ポルトの有効断面積

メートル並目ねじ		ウィット並目ねじ		ユニファイ並目ねじ	
ねじの呼び	有効断面積 mm <sup>2</sup>	ねじの呼び	有効断面積 mm <sup>2</sup>	ねじの呼び	有効断面積 mm <sup>2</sup>
M 12	84.3	W $\frac{3}{4}$	89.4	$\frac{5}{8}$ —11 UNC	147.6
M 14	115	W $\frac{5}{8}$	146.5	$\frac{3}{4}$ —10 UNC	218.2
M 16	157	W $\frac{3}{4}$	216.7	$\frac{7}{8}$ —9 UNC	301.0
M 18	192	W $\frac{7}{8}$	299.1	1—8 UNC	394.8
M 20	245	W 1	392.4	1 $\frac{1}{8}$ —7 UNC	497.6
M 22	303	W 1 $\frac{1}{8}$	494.4	1 $\frac{1}{4}$ —7 UNC	631.1
M 24	353	W 1 $\frac{1}{4}$	627.5	1 $\frac{3}{8}$ —6 UNC	752.5
M 27	459	W 1 $\frac{1}{2}$	909.8	1 $\frac{1}{2}$ —6 UNC	914.8
M 30	561	W 1 $\frac{3}{4}$	1229.9	1 $\frac{3}{4}$ —5 UNC	1236.9
M 33	694	W 2	1617.4	2—4 $\frac{1}{2}$ UNC	1626.3
M 36	817	W 2 $\frac{1}{4}$	2047.1	2 $\frac{1}{4}$ —4 $\frac{1}{2}$ UNC	2111.8
M 39	976	W 2 $\frac{1}{2}$	2588.0	2 $\frac{1}{2}$ —4 UNC	2600.8
M 42	1121	W 2 $\frac{3}{4}$	3105.6	2 $\frac{3}{4}$ —4 UNC	3206.2
M 45	1306	W 3	3764.5	3—4 UNC	3875.2

M 48	1473	W 3 $\frac{1}{2}$	5203.5	3 $\frac{1}{4}$ —4 UNC	4607.5
M 52	1758	W 4	6862.0	3 $\frac{1}{2}$ —4 UNC	5403.1
M 56	2030			3 $\frac{3}{4}$ —4 UNC	6262.1
M 60	2362			4—4 UNC	7184.4
M 64	2676				
M 68	3055				
M 72	3460				
M 76	3889				
M 80	4344				
M 90	5591				
M 100	6995				

## 有効断面積の計算式

$$\text{メートル並目ねじ } A_B = \frac{\pi}{4} (d - 0.938P)^2$$

$$\text{ウィット並目ねじ } A_B = \frac{\pi}{4} \left( \frac{d_1 + d_2}{2} \right)^2$$

$$\text{ユニファイ並目ねじ } A_B = \frac{\pi}{4} \left( d - 0.938 \frac{25.4}{n} \right)^2$$

d おねじの外径

P ピッチ

d<sub>1</sub> おねじの谷の径d<sub>2</sub> 有効径

n 山の数

(25.4 mmにつき)

3 材料の引張強さ  $S_u$ 、降伏点  $S_y$ 板厚区分 I  $T \leq 16$ II  $16 < T \leq 40$ III  $40 < T$ 

SS 材の棒に対しては板厚を外径と読みかえる。

材質名	板厚区分	$S_u$ (kgf/mm <sup>2</sup> )	$S_y$ (kgf/mm <sup>2</sup> )	$S_y/S_u$	備考
SS 34	I	34	21	0.62	JIS G 3101
	II		20	0.59	
	III		18	0.53	
SS 41	I	41	25	0.61	
	II		24	0.59	
	III		22	0.54	

SS 50	I	50	29	0.58
	II		28	0.56
	III		26	0.52
SS 55	I	55	41	0.75
	II		40	0.73
	III		—	—
SB 42		42	23	0.55
SB 46		46	25	0.54
SB 49		49	27	0.59
SB 46M		46	26	0.57
SB 49M		49	28	0.57
SM 41A、B、C	I	41	25	0.61
	II		24	0.59
	III		22	0.54
SM 50A、B、C	I	50	33	0.66
	II		32	0.64
	III		30	0.6
SM 50Y、A、B、C	I	50	37	0.74
	II		36	0.72
	III		34	0.68
	I		37	0.70

J I S G 3103  
J I S G 3106

SM 53A、B、C	II	53	36	0.68
	III		34	0.64
	I		47	0.81
SM 58A、B、C	II	58	46	0.79
	III		44	0.76
SR 24		39	24	0.62
SR 30		49	30	0.61
SD 24		39	24	0.62
SD 30		49	30	0.61
SD 35		50	35	0.70
SD 40		57	40	0.70
SD 50		63	50	0.79
SP V24	T ≤ 40	41	24	0.59
	T > 40		22	0.54
SP V32	T ≤ 40	50	32	0.64
	T > 40		30	0.60
SP V36	T ≤ 40	53	36	0.68
	T > 40		34	0.64
SP V46	T ≤ 40	58	46	0.79
	T > 40		44	0.76
SP V50	T ≤ 40	62	50	0.81

J I S G 3112

J I S G 3115

	$T > 40$	—	—	—	
HW36		53	36	0.84	WES— 3001—1970
HW40		57	40	0.70	
HW45		60	45	0.75	
HW50		62	50	0.81	
HW56		68	56	0.82	
HW63		72	63	0.88	
HW70		80	70	0.88	
HW80		80	80	1	
HW90		97	90	0.93	
WES LT33		45	33	0.73	
" LT37		50	37	0.74	<i>Su</i> はメーカー カタログによる
" LT50		62	50	0.81	
" LT70		80	70	0.88	
钢管					

SGP		30	—	—	JIS G 3452
STK30		30	—	—	JIS G 3444
STK41		41	24	0.59	
STK51		51	36	0.71	
STK50		50	32	0.64	
STK55		55	40	0.73	

## 第II編 耐震性向上対策指針

## 目次

- 1 目的
- 2 基本的な考え方
  - 2・1 目視点検について
  - 2・2 数値解析結果に基づく補強対策について
    - 2・2・1 補強対策を実施するに当たっての留意事項
    - 2・2・2 補強部位
    - 2・2・3 設備の種類と耐震性向上対策指針との対応
      - (1) 横置円筒形貯槽
      - (2) 球形貯槽
  - 3 目視点検結果に基づく改善措置
    - 3・1 基礎について
    - 3・2 腐食について
    - 3・3 損傷について
    - 3・4 ゆるみについて
    - 3・5 附属配管等について
  - 4 数値解析結果に基づく耐震性向上対策
    - 4・1 横置円筒形貯槽
      - 4・1・1 応答解析
        - (1) 固有周期の算定
        - (2) 地震荷重の算定
      - 4・1・2 各種の耐震性向上対策
        - (1) アンカーボルト部のせん断補強
        - (2) 支持構造物の補剛
        - (3) 制振工法
      - 4・1・3 再検討及び耐震性向上対策例
        - (1) 固有周期を算定して再検討の結果合格となる例
        - (2) アンカーボルト部のせん断補強を実施することにより合格となる例
        - (3) 支持構造物の補剛により合格となる例
    - 4・2 球形貯槽
      - 4・2・1 液位の低減による地震入力軽減措置
      - 4・2・2 各種の耐震性向上対策
        - (1) 制振・免震工法
        - (2) プレースの補強
        - (3) 支柱の補強
        - (4) アンカー部の補強
      - 4・2・3 液位の低減による地震入力軽減措置及び耐震性向上対策例
        - (1) 液位の低減による地震入力軽減措置により合格となる例
        - (2) 支持構造物の補強により合格となる例

## I 目的

この指針は、第I編の点検要領による点検結果に基づき、耐震性の向上対策を実施する場合の具

体的対策方法を例示することにより、既存高圧ガス設備の耐震性向上対策に資することを目的とする。

## 2 基本的な考え方

### 2・1 目視点検について

点検要領の目視点検において、不具合の認められたものは、何らかの対策をとる必要があるが、ここでは日常のメンテナンスで簡単に改善措置の実施できる方法を述べるとともに、耐震性の向上対策については定性的な内容を提示することとする。

### 2・2 数値解析結果に基づく補強対策について

#### 2・2・1 補強対策を実施するに当たつての留意事項

本指針で述べる各種の耐震性向上対策の実施に当たつては、下記の事項に十分留意することが肝要である。

- (1) 基礎地盤等で安定している状態はできるだけみださない。
- (2) 耐震部にはできる限り再加工しないようする。
- (3) 構造上の不連続や応力集中をできるだけ避ける。
- (4) 装置全体としての調和を図る。
- (5) 既設の構造体と新設の構造体とは一体として働くように配慮する。

#### 2・2・2 補強部位

点検要領では、数多く存在する設置条件や仕様等の異なる既存設備の耐震性を簡便に点検するため、当該設備の破壊的モードに集点を定めケーススタディーに基づき点検部位の絞り込みを行っている。

したがつて、本指針で示す補強方法は点検対象部位に対応した部位についてのものであり、耐震上最少限必要なものに限つている。

#### 2・2・3 設備の種類と耐震性向上対策指針との対応

##### (1) 横置円筒形貯槽

点検要領による点検結果、要検討となつた設備についての再検討及び耐震性向上対策の作業手順を図2・1に示す。

横置円筒形貯槽においては、点検要領による点検手法が個々の設備の固有周期に関係なく、一定の水平方向の応答倍率 ( $\beta_u=2.0$ ) を採用している点を考慮して、各設備ごとの固有周期に応じた地震荷重について耐震性を再検討した上で必要に応じ対策を講ずる方法と再検討を省略して、直ちにアンカーポルトのせん断補強を実施する方法のいずれかを選択できるようにした。

なお、応答解析により応答倍率が2.0を上回る場合は、これを2.0とすることができます。

アンカーポルトのせん断補強対策については、汎用的な補強方法と個別設備ごとに計算し補強を実施する2つの方法を示している。

汎用補強方法は、ケーススタディーに基づき補強部材等の諸元を決定しているので、この対策を実施した場合には、耐震性向上の強度計算は省略できることとした。

一方、汎用方式でない個別方式により耐震性の向上対策を実施する場合には、それぞれの部材についての強度計算を行い、耐震性向上の定量評価をしなければならないので、その手法も例示している。

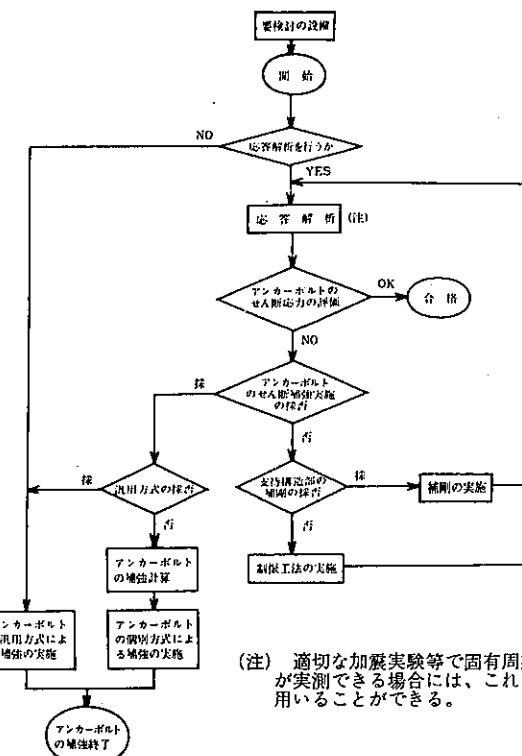


図2.1 横置円筒形貯槽の耐震性向上対策の作業手順フローチャート

### (2) 球形貯槽

点検要領による点検結果、要検討となつた設備についての耐震性向上対策の作業手順を図2・2に示す。

本指針では球形貯槽の耐震性向上対策を次の3つに大別して述べるものとする。

- (a) 液位の低減による地震入力軽減措置
- (b) 制振、免震工法の採用による応答量の軽減措置
- (c) 強度不足部位の補強による耐力増加措置

これらの対策の中から、どの方法を採用するかは、点検結果等に基づいて総合的に判断する必要がある。また、いずれの手法を採用した場合でも原則として対策後の設備について再度点検要領に基づき応答解析による耐震性の判定作業を実施し、耐震性向上の定量評価をしなければならない。

ただし、アンカーポルトまたはシアーブレートの補強のみを実施した場合は応答解析による評価は必要としない。

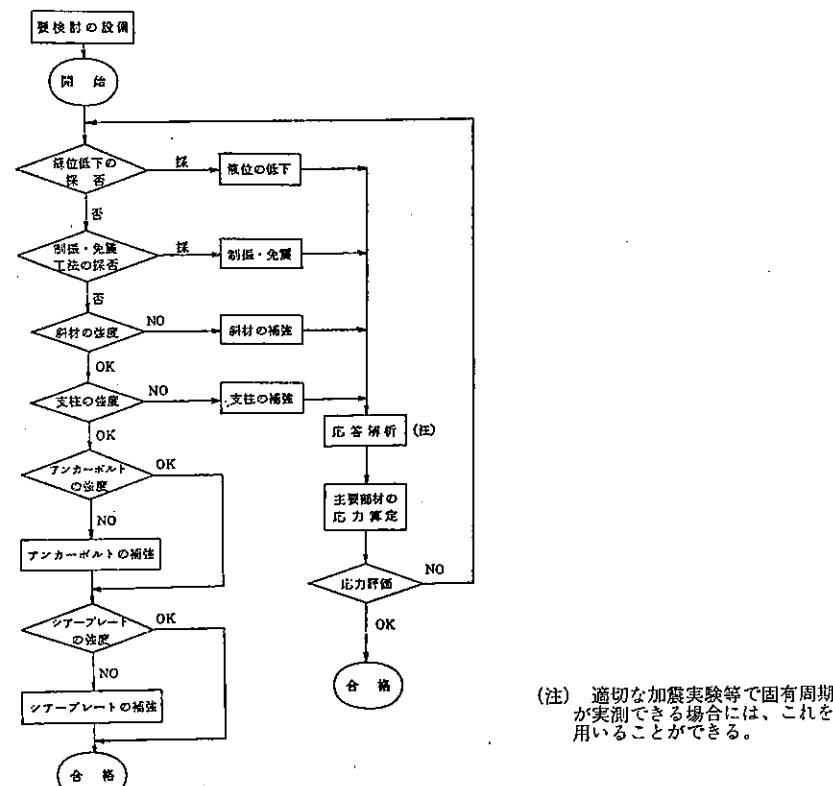


図2.2 球形貯槽の耐震性向上対策の作業手順フローチャート

## 3 目視点検結果に基づく改修措置

点検要領による点検結果、不具合と認められたものについての改修措置を実施するにあたり、各点検項目に対応する改修措置方法を3・1～3・5に例示する。

この例示は各点検項目ごとに比較的容易に実施できると思われる一般的な改修策を示したものである。

実施にあたっては工事中の安全、日常の管理、改善の効果等を総合的に検討した上で施工されることを期待する。

## 3・1 基礎について

- (1) ベデスタルにひび割れ等がある場合でひび割れの程度が比較的軽微なものは樹脂の注入等を行う。

## 3・2 腐食について

- (1) ポルト等で有効なねじ山があるものについては、鋸落しを行い塗油、塗装等を行う。
- (2) 支持構造部材等で支持強度に影響を与えない程度の腐食については(1)と同様の処置を行う。

## 3・3 損傷について

- (1) ポルトにあつてはねじの出し直しを行い、ナットにあつては取り替える。

## 3・4 ゆるみについて

- (1) ポルトがかたむいていてナットがベースプレート等に密着しないものはテープ付の座金を入れる等を行いナットがベースプレートに密着するとの同等の効果を得るようにする。
- (2) ターンバックルはトルクレンチ等を用いて均一に締め込む。

## 3・5 附属配管等について

- (1) 貯槽頂部の作業床等は本体よりの直接支持が望ましい。
- (2) 隣接塔槽との回廊、共通階段等は地盤側、又は本体側で逃げを取るのが望ましい。
- (3) 弁、計器類で本体より直接短管で支持されているものの短管は短いのが望ましい。
- (4) 弁、計器類で短管で支持されているものであつても、その重量が大きい場合は、別途本体又は本体に剛接されたプラットホーム等に支持し本体と一体の振動をするようになることが望ましい。
- (5) 貯槽下部に取付けられる緊急シヤット、元弁等で地盤側から支持するものは、ゆれに対して、弁と支持台間に逃げを取るのが望ましい。
- (6) ノズル部は接続した配管からの外力に対して、配管の可とう性を考慮したうえで十分な強度を有するよう配慮することが望ましい。
- (7) 隣接する貯槽などの設備間を直結する配管は、Uペンド、曲り管（以下「曲管部」という。）などを設けるのが望ましい。
- (8) 防液堤を貫通する配管は貯槽と直線で結ばれないよう曲管部を設けることが望ましい。
- (9) 埋設配管の立上り部には曲管部を設けることが望ましい。

## 4 数値解析に基づく耐震性向上対策

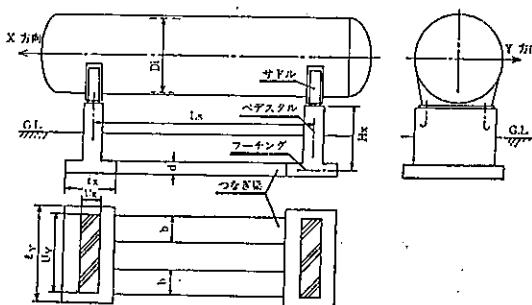
## 4・1 横置円筒形貯槽

## 4・1・1 応答解析

- (1) 固有周期の算定  
固有周期を算定するため次の仕様書を準備する。

項目	数値等	備考
$H_x$ ベデスターの高さ (mm)		
$U_x$ " 寸法 (mm)		
$U_y$ " 寸法 (mm)		
$I_x$ フーティングの寸法 (mm)		
$I_x$ " 寸法 (mm)		
$K_v$ 地盤反力係数 (kgf/mm)		不明の場合は次頁地盤の種類より求め
地盤の種類		

$n_p$ 杭本数／フーチング 1 基		杭がない場合は不要
$A_p$ 杭の断面積／本 (mm <sup>2</sup> )		
$l_p$ 杭の長さ (mm)		
杭の種類		
$L_s$ ベデスタル中心間距離 (mm)		
$b$ つなぎ梁寸法 (mm)		
$d$ " 寸法 (mm)		
$S_L$ " 数		
$W_1$ 貯槽重量 (kgf)		サドル及び附属品重量を含む
$W_2$ 貯蔵液重量 (kgf)		貯藏能力
$W_3$ ベデスタル地上部重量 (kgf)		ベデスタルが 2 基あれば 2 基分の重量



固有周期はベデスタルの曲げ剛性、地盤反力によるフーチングの回転剛性、つなぎ梁の曲げによるフーチングの回転剛性の 3 つの量をもとに貯槽全体の水平剛性を求め固有周期を算定する。

(a) ベデスタルの曲げによる水平剛性

$$G_{HX} = \frac{3EI_{HY}}{H_x^3} \quad (4.1)$$

$G_{HX}$  ベデスタルの X 方向水平剛性 (kgf/mm)

$E$  ヤング係数、コンクリートの場合 2,100kgf/mm<sup>2</sup>

$H_x$  つなぎ梁中心よりベースプレートまでのベデスタルの高さ (mm)

$I_{HY}$  ベデスタル断面の Y 軸まわりの断面二次モーメントで次式で与えられる。(mm<sup>4</sup>)

$$I_{HY} = \frac{1}{12} U_x^3 \cdot U_Y \quad (4.2)$$

$U_x$  ベデスタルの厚さ (mm)

$U_Y$  ベデスタルの巾 (mm)

(b) 地盤反力によるフーチングの回転剛性

$$G\phi_X = K_V \cdot I\phi_Y \quad (4.3)$$

$G\phi_X$  地盤反力によるフーチングの X 方向回転剛性 (kgf·mm)

$I\phi_Y$  フーチング底面の Y 軸まわりの断面二次モーメントで次式で与えられる。(mm<sup>4</sup>)

$$I\phi_Y = \frac{1}{12} l_x^3 \cdot l_y \quad (4.4)$$

$l_x$  フーチングの X 方向長さ (mm)

$l_y$  フーチングの Y 方向長さ (mm)

$K_V$  フーチング底面の地盤反力係数で実測データが無いときは、表 4・1 によることができる。(kgf/mm<sup>2</sup>)

表 4・1 地盤反力係数

地盤の種類	第1種	第2種	第3種	第4種
地盤反力係数 $K_V$ (kgf/mm <sup>2</sup> )	0.002	0.001	0.001	0.0005

また、杭基礎の場合は杭の軸方向剛性をフーチング面積で除して等価な地盤反力係数を次のように求めることができる。

$$K_{ve} = \frac{G_y}{l_x \cdot l_y} \quad (4.5)$$

$K_{ve}$  杭基礎の等価地盤反力係数 (kgf/mm<sup>2</sup>)

$G_y$  杭の軸方向剛性で次式で与えられる (kgf/mm)

$$G_y = n_p \frac{A_p \cdot E_p}{l_p} \quad (4.6)$$

$n_p$  フーチング 1 基あたりの杭の本数

$A_p$  杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$E_p$  杭のヤング係数 (kgf/mm<sup>2</sup>)

杭の種類	松	コンクリート	鋼
$E_p$	800	2,100	21,000

$l_p$  杭の長さ (mm)

ただし、 $l_p$  が大きくなると式 (4.6) は小さな値となり、実際の値とかけ離れるので、例えば、この値が表 4・1 に示す値以下になるような場合には、表 4・1 の値を用いてよい。

(c) つなぎ梁の曲げによるフーチングの回転剛性

$$G\phi_L = \frac{3EI_L}{L_s^3} \quad (4.7)$$

$G\phi_L$  つなぎ梁によるフーチングの回転剛性 (kgf·mm)

$L_s$  ベデスター中心間の距離 (mm)  
 $I_L$  つなぎ梁のY軸まわりの断面二次モーメントで次式で与えられる ( $\text{mm}^4$ )

$$I_L = \frac{1}{12} b \cdot d^3 \quad (4.8)$$

$b$  つなぎ梁の巾 (mm)  
 $d$  つなぎ梁の厚さ (mm)

(d) 貯槽全体の水平剛性

$$G_x = \frac{1}{\frac{H_x^2}{G_x \phi_X + S_L \cdot G \phi_L} + \frac{1}{G_{HX}}} \quad (4.9)$$

$G_x$  貯槽重心のX方向水平剛性 ( $\text{kgf/mm}$ )

$S_L$  X方向地震荷重に対して有効なつなぎ梁の数

(e) 固有周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_1 + W_2 + W_3}{G_x \cdot g}} \quad (4.10)$$

$T$  X方向の固有周期 (s)

$W_1$  サドル及び附属品を含む貯槽重量 (kgf)

$W_2$  貯蔵液重量 (kgf)

$W_3$  ベデスター地上部重量 (kgf)

$g$  重力の加速度 9,800 ( $\text{mm/s}^2$ )

(2) 地震荷重の算定

地震荷重の計算は原則として点検要領3・2地震入力の算定及び3・3・5地震荷重の算定の項によるが、応答倍率 $\beta_s$ については前項の計算による固有周期及び減衰定数7パーセントとして求めた値を用いるものとする。またダンパーを用いた場合には、当該ダンパーによって与えられる減衰定数を用い、地震入力を減ずることができる。

4・1・2 各種の耐震性向上対策

(1) アンカーボルト部のせん断補強

(1-1) 汎用方式

横置円筒形貯槽の基礎・支持構造部の剛性を考慮した固有周期の算定はかなり複雑であり、補強実施者の便宜を計るために、強度計算等を一切要しない汎用方式の補強方法を提示する。

汎用方式の補強方法は、点検で要検討となつたもの全てに適用することができる。

表4.2に貯蔵能力別に補強部材の仕様を示し、図4・1に施工図を示す。

なお、汎用方式は次に示す前提条件で設計されている。

(a) 設計修正水平震度は横置円筒形貯槽としての最大値とする。

重要度係数  $\beta_1 = 1.0$  (Ia)

地域係数  $\beta_2 = 1.0$  (特A)

表層地盤  $\beta_3 = 2.0$  (第2～4種地盤)

増巾係数

応答倍率  $\beta_s = 2.8 \times 0.89 = 2.492$

$K_{MH} = 0.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.492 = 0.7476 \rightarrow 0.75$  とする。

(b) 既存アンカーボルトは水平力の2分の1を分担する。

(c) 貯槽本体、付属品、サドル等の重量は貯蔵能力の0.4倍とする。

10トン横置円筒形貯槽汎用方式部材の計算例

設計修正水平地震力

$$F_{MH} = K_{MH} \cdot W_H = 0.75 \times 1.4 \times 10000 = 10500 (\text{kgf})$$

補強部負担力

$$F_{MH'} = 0.5 F_{MH} = 0.5 \times 10500 = 5250 (\text{kgf})$$

通しボルト

2-16φ 使用

$$A_B = 157 (\text{mm}^2)$$

$$\sigma_t = \frac{5250}{2 \times 2 \times 157} = 8.36 (\text{kgf/mm}^2)$$

$$\sigma_t < S_u \dots OK$$

溝形鋼

2□-125×65×6 使用

$$Z = 1.44 \times 10^4 (\text{mm}^3)$$

$$M = \frac{1}{2} \times 5250 \times 150 = 393750 (\text{kgf} \cdot \text{mm})$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{393750}{14400} = 27.34 (\text{kgf/mm}^2)$$

$$\sigma_b < 1.5 S_u \dots OK$$

アンカーボルト

溝形鋼1本当たり2本×2段にアンカーボルトを使用

M16使用

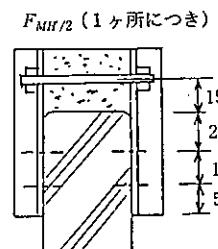
$$1 \text{ 本当たりの引抜力 } P = \frac{1}{4} \times 5250 = 1313 (\text{kgf})$$

許容引抜力  $P_f = 6000 \sim 8000 (\text{kgf/本})$

$$P < P_f \dots OK$$

表4.2 汎用方式の部材表

貯蔵能力(トン)	5	10	20	30	50
$W_H$ (kgf)	7000	14000	28000	42000	70000
$F_{MH}$ (kgf)	5250	10500	21000	31500	52500
$F_{MH'}$ (kgf)	2625	5250	10500	15750	26250
通しボルト	2-12φ	2-16φ	2-16φ	2-20φ	2-22φ
$A_B$ (mm <sup>2</sup> )	84.3	157	157	245	303
$\sigma_t$ (kgf/mm <sup>2</sup> )	7.78	8.36	16.72	16.07	21.66
溝形鋼	2□-100×50×5	2□-125×65×6	2□-150×75×6.5	2□-250×90×9	2□-300×90×10



$Z$ (mm)	7820	14400	23600	46500	56000
$M$ (kgf·mm)	196875	393750	787500	1181250	1968750
$\sigma_b$ (kgf/mm <sup>2</sup> )	25.18	27.34	33.37	25.40	35.16
アンカーボルト	$M16$ - 2本×2段	$M16$ - 2本×2段	$M16$ - 2本×2段	$M20$ - 2本×2段	$M20$ - 2本×2段
$P$ (kgf)	656	1313	2625	3938	6563
備 考	アンカーボルトはホールインアンカー、ケミカルアンカー等を使用する。				

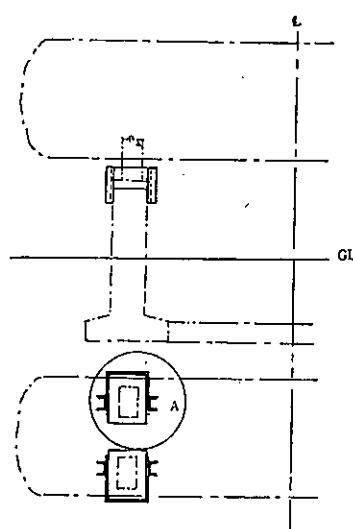
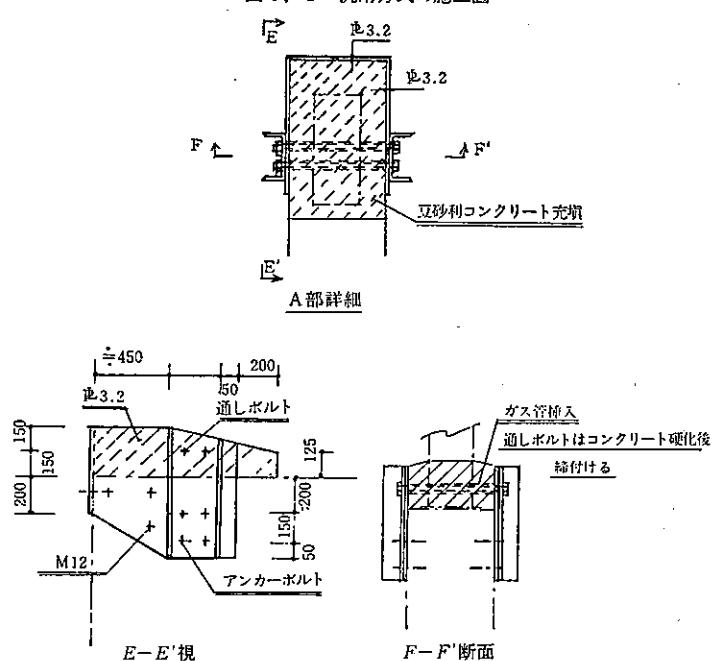
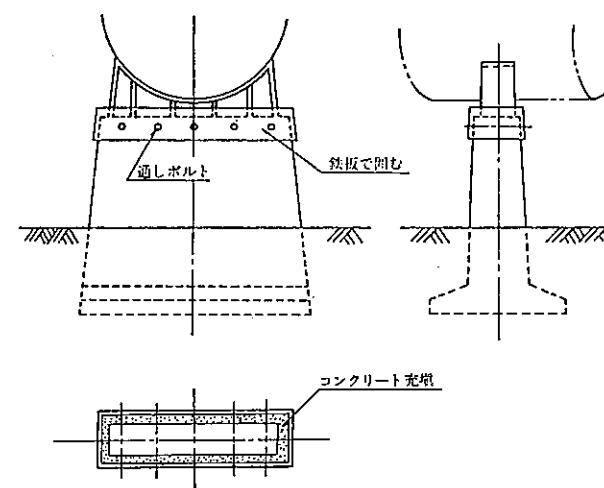


図4.1 汎用方式の施工図

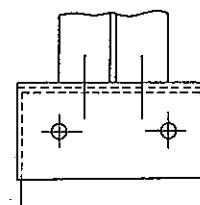
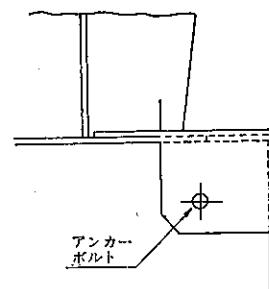


(1-2) 個別方式の施工例

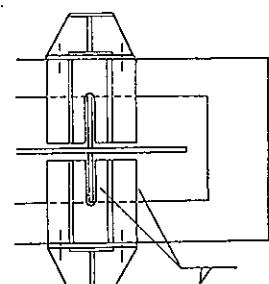
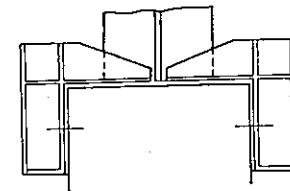
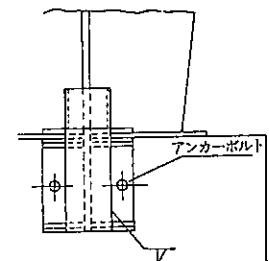
(a)



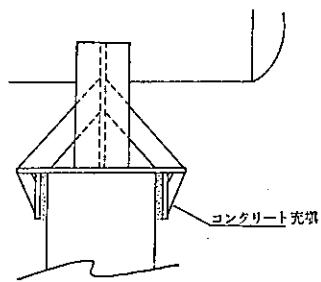
(b)



(c)



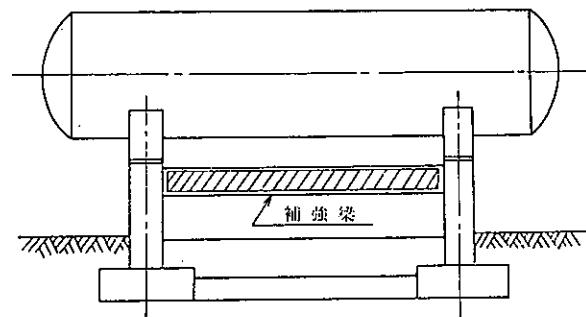
(d)



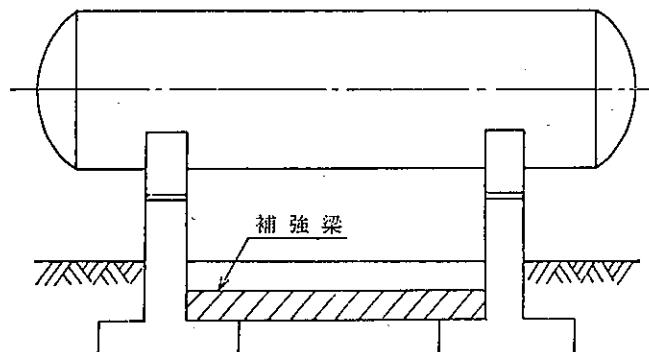
## (2) 支持構造物の補剛

支持構造物の剛性を高め、固有周期を小さくし、地震に対する応答倍率を減少させようとするものである。

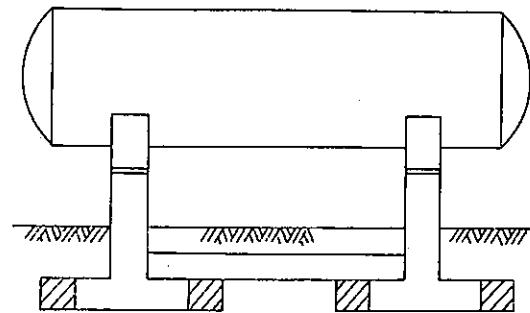
## (a) 地上梁による補剛



## (b) 地中梁による補剛

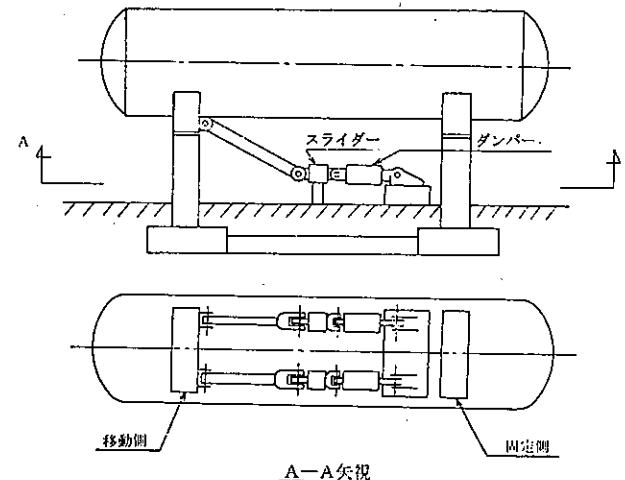
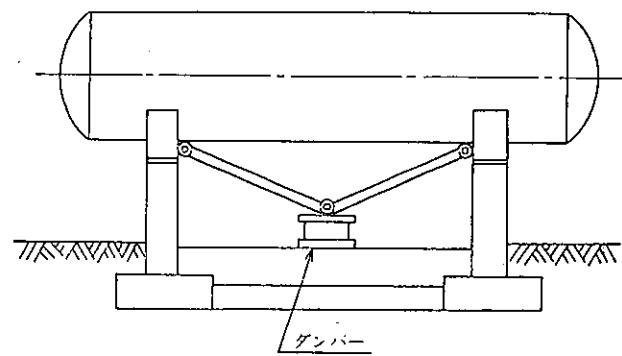


(c) フーチングの拡巾による補剛



(3) 制振工法

制振とは支持構造体に減衰機構をつけ、地震応答を小さくする方法であり、次のようなものと考えられる。



## 4・1・3 再検討及び耐震性向上対策例

- (1) 固有周期を算定して再検討の結果合格となる例  
点検要領記載の例題 I につき再検討する。

項 目	数 値 等	備 考
$H_X$ ベデスタルの高さ (mm)	2275	
$U_X$ " 寸法 (mm)	500	
$U_Y$ " 寸法 (mm)	2500	
$l_X$ フーチングの寸法 (mm)	1500	
$l_Y$ " 寸法 (mm)	3000	
$K_V$ 地盤反力係数 (kgf/mm)	0.001	不明の場合は次頁地盤の種類より求め る
地盤の種類	2種	
$n_P$ 杠本数／フーチング 1 基	0	
$A_P$ 杠の断面積／本 (mm <sup>2</sup> )		杭がない場合は不要
$l_P$ 杠の長さ (mm)		

杭の種類		
$L_S$ ベデスター中心間距離 (mm)	4500	
$b$ つなぎ梁寸法 (mm)	2500	
$d$ ピン寸法 (mm)	450	
$S_L$ ピン数	1	
$W_1$ 貯槽重量 (kgf)	7925	サドル及び附属品重量を含む
$W_2$ 貯蔵液重量 (kgf)	15000	貯蔵能力
$W_3$ ベデスター地上部重量 (kgf)	4500	ベデスターが2基あれば2基分の重量

## 固有周期の計算

ベデスターの曲げによる水平剛性

$$G_{HX} = \frac{3EI_{HY}}{H_X^3} = \frac{3 \times 2100 \times 2.604 \times 10^{10}}{2275^3} = 1.393 \times 10^4 \text{ (kgf/mm)}$$

$$I_{HY} = \frac{1}{12} u_{X^3} \cdot u_Y = \frac{1}{12} \times 500^3 \times 2500 = 2.604 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$$

地盤反力によるフーチングの回転剛性

$$G\phi_X = K_V \cdot I\phi_Y = 0.001 \times 8.4375 \times 10^{11} = 8.4375 \times 10^8 \text{ (kgf-mm)}$$

$$I\phi_Y = \frac{1}{12} l_X^3 \cdot l_Y = \frac{1}{12} \times 1500^3 \times 3000 = 8.4375 \times 10^{11} \text{ (mm}^4\text{)}$$

つなぎ梁の曲げによるフーチングの回転剛性

$$G\phi_L = \frac{3EI_L}{L_S^3} = \frac{3 \times 2100 \times 1.898 \times 10^{10}}{4500^3} = 2.657 \times 10^{10} \text{ (kgf-mm)}$$

$$I_L = \frac{1}{12} b \cdot d^3 = \frac{1}{12} \times 2500 \times 450^3 = 1.898 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$$

貯槽全体の水平剛性

$$G_X = \frac{1}{\frac{H_X^3}{G\phi_X + S_L \cdot G\phi_L} + \frac{1}{G_{HX}}} = \frac{1}{\frac{2275^3}{8.4375 \times 10^8 + 1 \times 1.898 \times 10^{10}} + \frac{1}{1.393 \times 10^4}} = 3836 \text{ (kgf/mm)}$$

固有周期

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{W_1 + W_2 + W_3}{G_X \cdot g}} = 2\pi\sqrt{\frac{7925 + 15000 + 4500}{3836 \times 9800}} = 0.170 \text{ (s)}$$

設計修正水平震度

$$K_{MH} = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4$$

$$\beta_4 = 1.947$$

特A地区であり点検要領の図3・3を用い、 $T=0.170$  (s)、第2種地盤により基準応答倍率は

2.188となる。横置円筒形貯槽の減衰定数は7パーセントであり、表3・7から応答倍率の補正係数は0.89となる。

したがつて応答倍率は $2.188 \times 0.89 = 1.947$ となる。

$$K_{MH} = 0.150 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 1.947 = 0.4673$$

設計修正鉛直震度

$$K_{MV} = 0.075 \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \\ = 0.24$$

さきに計算したものと同じ

アンカーボルトに生ずる最大せん断応力

$$\tau_B = \frac{K_{MH} - \mu(1 - K_{MV})}{\frac{n}{2} A_B} W_H = \frac{0.4673 - 0.2(1 - 0.24)}{\frac{4}{2} \times 157} \times 22925 = 23.02 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

耐震性の判定

$$\frac{\tau_B}{f_S} = \frac{23.02}{23.671} = 0.972 \cdots \cdots \text{合格}$$

(2) アンカーボルト部のせん断補強を実施することにより合格となる例

点検要領記載の例題IIにつき検討する。

(a) 固有周期を考慮した耐震性判定

項目	数值等	備考
$H_X$ ベデスターの高さ (mm)	2800	
$U_X$ ピン寸法 (mm)	500	
$U_Y$ ピン寸法 (mm)	3000	
$l_X$ フーチングの寸法 (mm)	3000	
$l_Y$ ピン寸法 (mm)	3000	
$K_V$ 地盤反力系数 (kgf/mm <sup>2</sup> )	0.001	不明の場合は次頁地盤の種類より求め る
地盤の種類	3種	
$n_P$ 杭本数／フーチング1基	0	杭がない場合は不要
$A_P$ 杭の断面積／本 (mm <sup>2</sup> )		
$l_P$ 杭の長さ (mm)		
杭の種類		
$L_S$ ベデスター中心間距離 (mm)	9300	
$b$ つなぎ梁寸法 (mm)	3000	

<i>d</i>	寸法	(mm)	500	
<i>S<sub>L</sub></i>	数		1	
<i>W<sub>1</sub></i> 貯槽重量	(kgf)	16900	サドル及び附属品重量を含む	
<i>W<sub>2</sub></i> 貯蔵液重量	(kgf)	30000	貯蔵能力	
<i>W<sub>3</sub></i> ベデスタル地上部重量	(kgf)	8580	ベデスタルが2基あれば2基分の重量	

## 固有周期の計算

ベデスタルの曲げによる水平剛性

$$G_{HX} = \frac{3EI_{HY}}{H_X^3} = \frac{3 \times 2100 \times 3.125 \times 10^{10}}{2800^3} = 8968 \text{ (kgf/mm)}$$

$$I_{HY} = \frac{1}{12} u x^3, uY = \frac{1}{12} \times 500^3 \times 3000 = 3.125 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$$

地盤反力によるフーチングの回転剛性

$$G\phi_X = K_V \cdot I\phi_Y = 0.001 \times 6.75 \times 10^{12} = 6.75 \times 10^9 \text{ (kgf-mm)}$$

$$I\phi_Y = \frac{1}{12} l_{X^3} \cdot l_Y = \frac{1}{12} \times 3000^3 \times 3000 = 6.75 \times 10^{12} \text{ (mm}^4\text{)}$$

つなぎ梁の曲げによるフーチングの回転剛性

$$G\phi_L = \frac{3EI_L}{L_S} = \frac{3 \times 2100 \times 3.125 \times 10^{10}}{9330} = 2.11 \times 10^{10} \text{ (kgf-mm)}$$

$$I_L = \frac{1}{12} b \cdot d^3 = \frac{1}{12} \times 3000 \times 500^3 = 3.125 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$$

貯槽全体の水平剛性

$$G_X = \frac{1}{\frac{H_X^3}{G\phi_X + S_L \cdot G\phi_L} + \frac{1}{G_{HX}}} = \frac{1}{\frac{2800^3}{6.75 \times 10^9 + 1 \times 2.11 \times 10^{10}} + \frac{1}{8968}} = 2544 \text{ (kgf/mm)}$$

## 固有周期

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{W_1 + W_2 + W_3}{G_X \cdot g}} = 2\pi\sqrt{\frac{16900 + 30000 + 8580}{2544 \times 9800}} = 0.2964 \text{ (s)}$$

## 設計修正水平震度

$$K_{MH} = 0.150\beta_1\beta_2\beta_3\beta_4$$

 $\beta_4$ : 応答倍率 = 2.0

- 特A 地区であり点検要領の図3・3を用い  $T=0.2964(\text{s})$ 、第3種地盤より基準応答倍率は2.263となる。補正係数は0.89であり計算による応答倍率は  $2.263 \times 0.89 = 2.014$  となる。
- 2.0以上となるが2・2・3(1)により2.0とする。

 $K_{MH} = 0.48$  さきに計算したものと同じ

したがつて固有周期を計算し応答解析しても地震力は低下しない。

## (b) アンカーボルトのせん断補強

4・1・2(1)(1-2)の(e)タイプのせん断補強について検討する。

## せん断補強の概要

- せん断補強は固定側サドル部について実施する。

- 固定側サドル1ヶ所につき2ヶの補強材をとりつける。

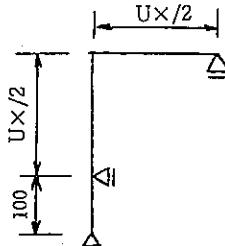
## 計算の前提

- アンカーボルトに作用するせん断力の2分の1を補強材に負担させる。

- 1ヶの補強材はベデスタルをはさみ左右2ヶ所に別れるが、地震力に対しては、そのうち1ヶが有効に働くものとする。

- 右図に示すごとくベデスタル上部のコンクリートは無効と考える。

- 補強材は下図のように3点支持の静的ラーメンとして考える。

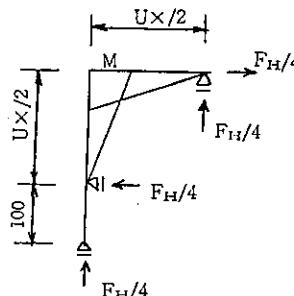


アンカーボルトに働く最大せん断力

$$F_H = (K_{MH} - \mu(1 - K_{MV})) W_H = (0.48 - 0.2(1 - 0.24))(16900 + 30000) = 15383 \text{ (kgf)}$$

## 補強材の算定

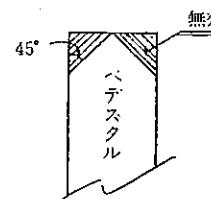
$$M = \frac{F_H \cdot u_X}{4} = \frac{15383}{4} \times \frac{500}{2} = 961400 \text{ (kgf-mm)}$$



必要断面係数Zは

$$Z = \frac{M}{f_b} = \frac{M}{1.5f_i} = \frac{M}{1.5S_u}$$

$$= \frac{961400}{1.5 \times 41} = 15633 \text{ (mm)}$$



H-100×50×5×7を使用。

$Z=37500 \text{ (mm)} > 15633 \text{ (mm)}$  ..... OK

## アンカーボルトの算定

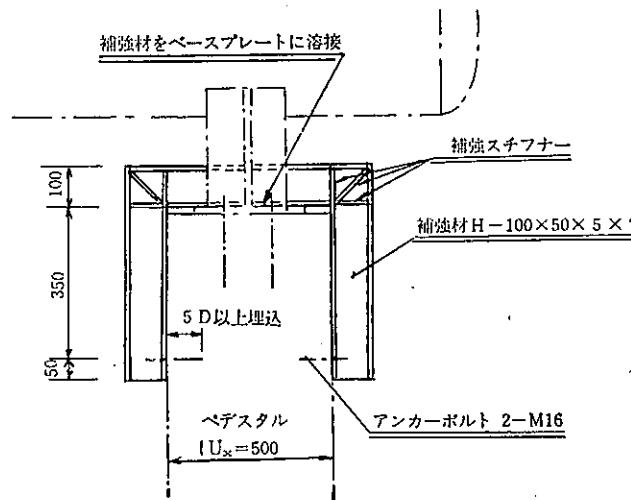
アンカーボルトに作用するせん断力  $F$  は  $F_H / 4$  であるから必要な有効断面積  $A_B$  は次のようになる。

$$A_B = \frac{F}{f_s} = \frac{4}{23.671} = 162 \text{ (mm)}$$

2-M16を使用。

$A_B = 314 (\text{mm}^2) > 162 (\text{mm}^2)$  ..... OK

補強概略圖



### (3) 支持構造物の補剛により合格となる例

点検要領記載の例題Ⅲにつき検討する。

(a) 固有周期を考慮した耐震性判定

項 目	数 値 等	備 考
$H_X$ ベデスタルの高さ (mm)	2450	
$U_X$ " 寸法 (mm)	580	
$U_Y$ " 寸法 (mm)	2500	
$l_X$ フーチングの寸法 (mm)	3000	

$l_Y$	寸法 (mm)	4500	
$K_V$ 地盤反力係数	(kgf/mm <sup>3</sup> )	0.001	不明の場合は次頁地盤の種類より求める
地盤の種類		3種	
$n_P$ 杭本数／フーチング 1 基		0	
$A_P$ 杭の断面積／本 (mm <sup>2</sup> )			
$l_P$ 杭の長さ (mm)			
杭の種類			杭がない場合は不要
$L_S$ ベデスタイル中心間距離 (mm)		5000	
$b$ つなぎ梁寸法 (mm)		4500	
$d$ 寸法 (mm)		300	
$S_L$ 数		1	
$W_1$ 貯槽重量 (kgf)	10670		サドル及び附属品重量を含む。
$W_2$ 貯蔵液重量 (kgf)	20000		貯蔵能力
$W_3$ ベデスタイル地上部重量 (kgf)	10900		ベデスタイルが2基あれば2基分の重量

固有周期の計算

### ペデスタルの曲げによる水平剛性

$$G_{HX} = \frac{3EI_{HY}}{H_y^3} = \frac{3 \times 2100 \times 4.065 \times 10^{10}}{2450^3} = 1.741 \times 10^4 \text{ (kgf/mm)}$$

$$I_{HY} = \frac{1}{12} u_X^3 \cdot u_Y = \frac{1}{12} \times 580^3 \times 2500 = 4.065 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$$

### 地盤反力によるフーチングの回転剛性

$$G\phi_x = K_V \cdot I\phi_V = 0.001 \times 1.0125 \times 10^{13} = 1.0125 \times 10^{10} \text{ (kgf} \cdot \text{mm)}$$

$$I^{\phi}Y = \frac{1}{12}l_Y^3, \quad l_Y = \frac{1}{12} \times 3000^3 \times 4500 = 1.0125 \times 10^{13} (\text{mm}^4)$$

つなぎ梁の曲げによるフーチングの回転剛性

$$G\phi_L = \frac{3EI_L}{L_s} = \frac{3 \times 2100 \times 1.0125 \times 10^{10}}{5000} = 1.276 \times 10^{10} \text{ (kgf} \cdot \text{mm)}$$

$$I_L = \frac{1}{12} b \cdot d^3 = \frac{1}{12} \times 4500 \times 300^3 = 1.0125 \times 10^{10} (\text{mm}^4)$$

貯槽全体の水平剛性

$$G_X = \frac{1}{\frac{H_{X^2}}{G\psi_X + S_L \cdot G\psi_L} + \frac{1}{G_{HX}}} = \frac{1}{\frac{2450^2}{1.0125 \times 10^{10} + 1 \times 1.276 \times 10^{10}} + \frac{1}{1.741 \times 10^4}} = 3128 (\text{kgf/mm})$$

固有周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_1 + W_2 + W_3}{G_X \cdot g}} = 2\pi \sqrt{\frac{10670 + 20000 + 10900}{3128 \times 9800}} = 0.2314 (\text{s})$$

設計修正水平震度

$$K_{MH} = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4$$

$\beta_4$  応答倍率

特A 地区であり点検要領の図3・3を用い  $T = 0.2314 (\text{s})$ 、第3種地盤より基準応答倍率は2.02となる。補正係数は0.89であり応答倍率は  $2.02 \times 0.89 = 1.798$  となる。

$$K_{MH} = 0.150 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 1.798 = 0.4315$$

アンカーボルトに生ずる最大せん断応力

$$\tau_B = \frac{0.4315 - 0.2(1 - 0.24)}{2} \times 30670 = 27.30 (\text{kgf/mm})$$

耐震性の判定

$$\frac{\tau_B}{f_S} = \frac{27.30}{23.671} = 1.153 \dots \dots \dots \text{要検討}$$

(b) 土上つなぎ梁を設けた場合の固有周期を考慮した耐震性判定

ペデスタル上端にピン接合されたつなぎ梁を設けた場合の貯槽全体の水平剛性  $G_X$  は次のようになる。

$$G_X = \frac{1}{\frac{H_{X^2}}{2G\psi_X + 4S_L \cdot G\psi_L} + \frac{1}{2G_{HX}}} = \frac{1}{\frac{2450^2}{2 \times 1.0125 \times 10^{10} + 4 \times 1.276 \times 10^{10}} + \frac{1}{2 \times 1.741 \times 10^4}} = 8856 (\text{kgf/mm}) \quad (4.11)$$

固有周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_1 + W_2 + W_3}{G_X \cdot g}} = 2\pi \sqrt{\frac{10670 + 20000 + 10900}{8856 \times 9800}} = 0.1375 (\text{s})$$

設計修正水平震度

$$K_{MH} = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4$$

$\beta_4$  応答倍率=1.5

特A 地区であり点検要領の図3・3を用い  $T = 0.1375 (\text{s})$ 、第3種地盤より基準応答倍率は1.592となる。補正係数は0.89であり計算による応答倍率は  $1.592 \times 0.89 = 1.417$  となる。

$T < 0.3$  の場合で  $\beta_4 < 1.5$  のときは点検要領3・2・6により  $\beta_4 = 1.5$  とする。

$$K_{MH} = 0.150 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.0 \times 1.5 = 0.36$$

設計修正鉛直震度

$$K_{MV} = 0.24$$

アンカーボルトに生ずる最大せん断応力

$$\tau_B = \frac{K_{MH} - \mu(1 - K_{MV})}{\frac{n}{2} A_B} W_H = \frac{0.36 - 0.2(1 - 0.24)}{\frac{4}{2} \times 157} (10670 + 20000) = 20.32 (\text{kgf/mm}^2)$$

耐震性の判定

$$\frac{\tau_B}{f_S} = \frac{20.32}{23.671} = 0.858 \dots \dots \dots OK$$

#### 4・2 球形貯槽

##### 4・2・1 液位の低減による地震入力軽減措置

耐震性の検討には通常貯槽内に90パーセントの液が貯蔵されているものとして計算されるが、液位を常時低減させる設備面での措置を講じて運転する場合には低減措置の上限値に相当する貯蔵量で耐震性を検討することができる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_0}{G \cdot g}}$$

$$F_{MH} = K_{MH} \cdot W_0$$

この場合点検要領の

固有周期の式 (3・13)

設計修正水平地盤力の式 (3・14)

における有効重量  $W_0$  は次により求めることができる。

$$W_0 = W_D + \alpha W_L$$

$W_D$  貯槽本体重量 (kgf)

$W_L$  貯蔵液重量 (低減措置後の上限液重量) (kgf)

$\alpha$  有効液重量率で図4・2より求める。

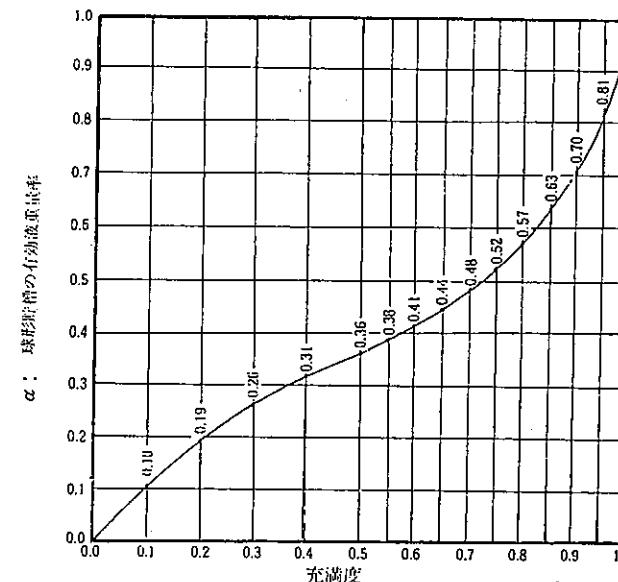


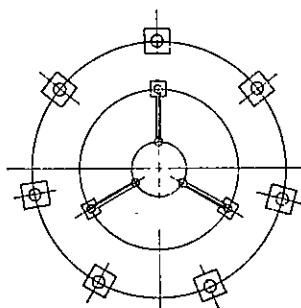
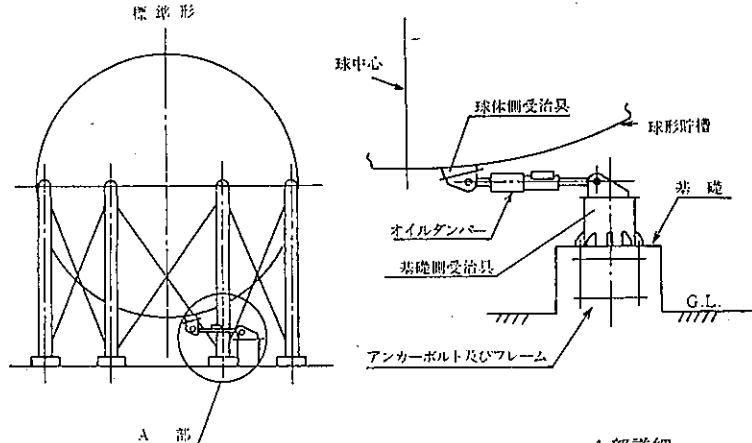
図4・2 有効液重量率

## 4・2・2 各種の耐震性向上対策

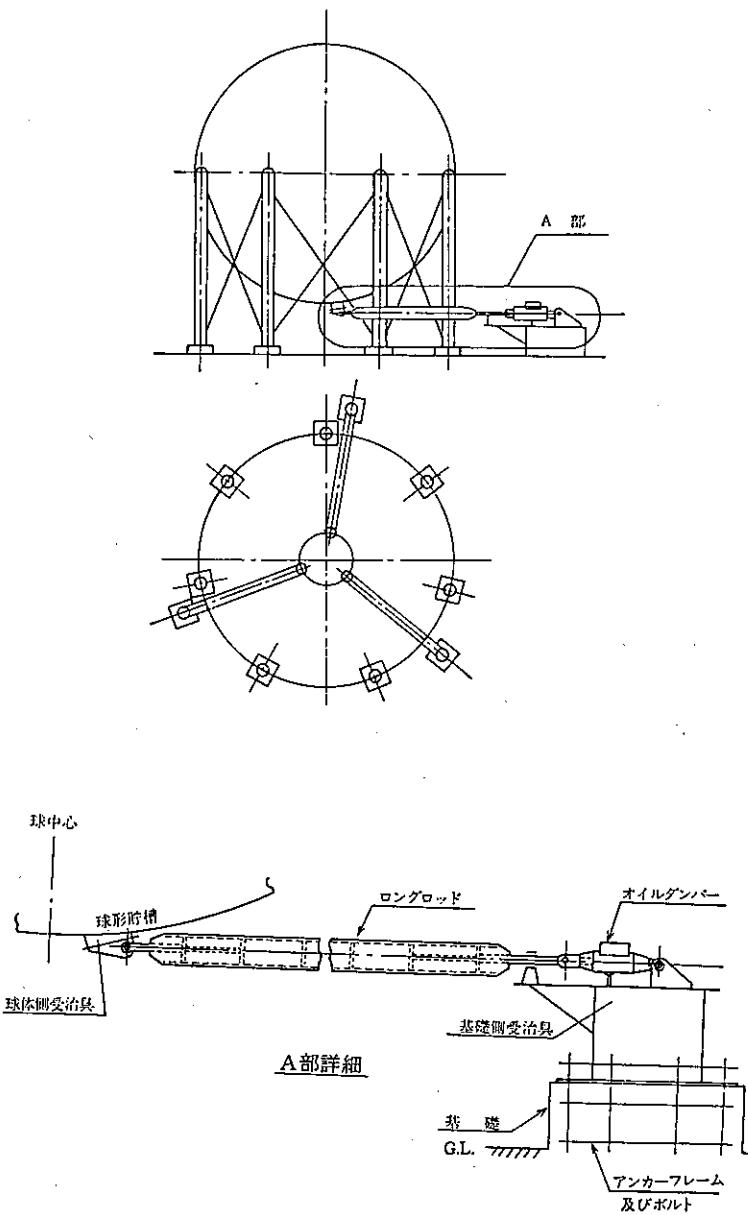
## (1) 制振・免震工法

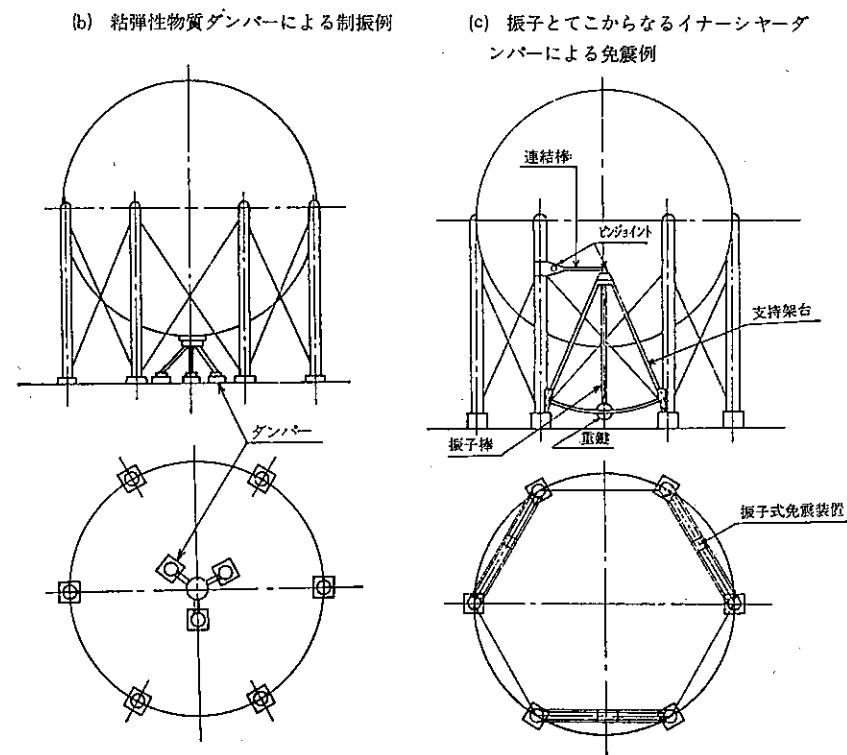
制振とは構造物に減衰増大機構をつけ地震応答を小さくする方法であり、免震とは構造物の振動モード、周期調整等により地震応答を軽減させる方式である。

## (a) ダンパーによる制振例



## ロングロッド形





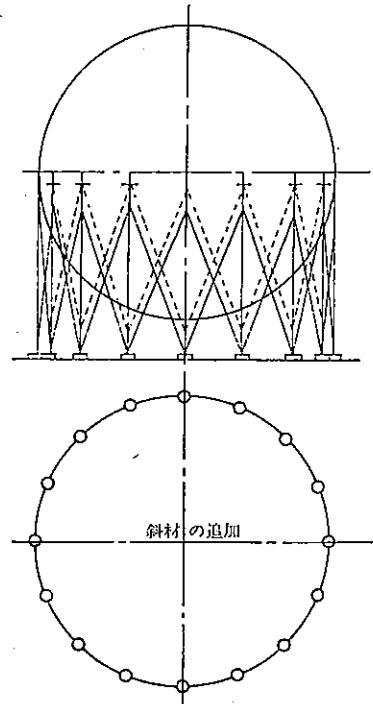
## (2) プレースの補強

プレースの強度が不足する場合には、次に示すような補強を行う。プレースは地震による水平剛性に最も係るので、プレースを補強する場合には貯槽全体の剛性についてさかのぼり検討する。

## (a) プレースの追加

補強に当たつてはウイングプレート、ピンジョイント部等にも十分配慮すること。

(b)、(c)について同様な配慮が必要である。



## (b) タイロッドの交換

- 細径→太径
- 材料をのび能力のある高強度材に替える。

## (c) 鋼管プレース断面増加

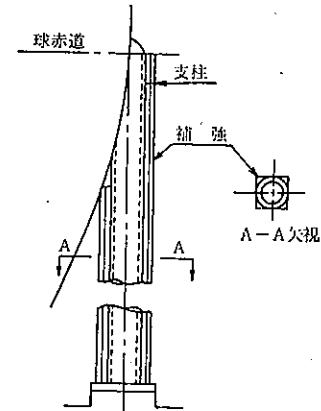
鋼管プレースに山形鋼等を溶接し、断面積を増加させる。

## (3) 支柱の補強

支柱を補強する場合には斜材と同様貯槽全体の剛性についても検討する。

補強方法は右図のように、支柱外表面に山形鋼等を溶接する。

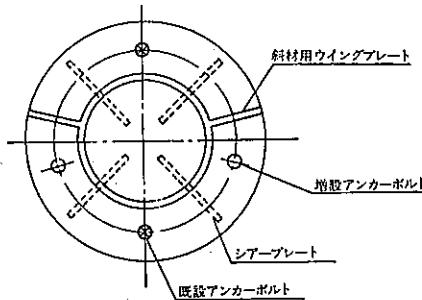
上部支柱が要検討で補強する場合には、下部支柱についても上部と同様な補強を行う。



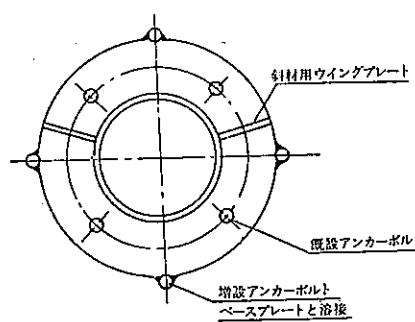
## (4) アンカー部の補強

## (4-1) アンカー部の引張り補強

## (a) アンカーボルトの増設 A



## (b) アンカーボルトの増設 B



## (4-2) アンカー部のせん断補強

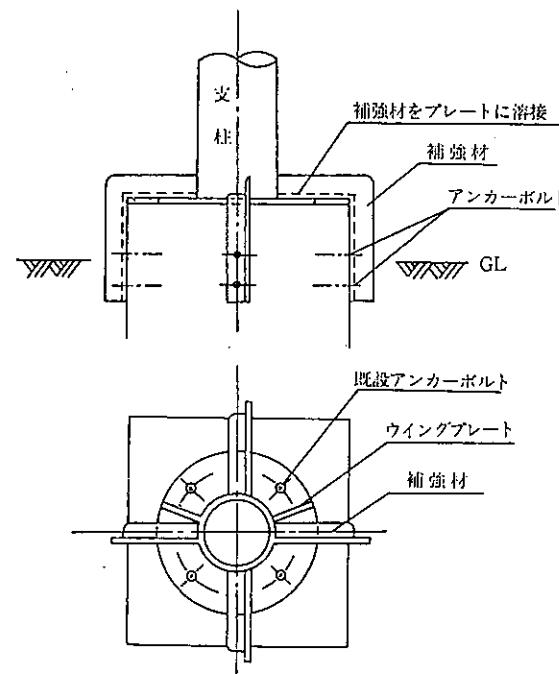
## (a) アンカーボルトの増設 A

(4-1) (a)に同じ。

## (b) アンカーボルトの増設 B

(4-1) (b)に同じ。

## (c) 形鋼による補強



## 4・2・3 液位の低減による地震入力軽減措置及び耐震性向上対策例

## (1) 液位の低減による地震入力軽減措置により合格となる例

点検要領記載の例題IVにつき貯蔵能力を800トンまで下げた場合の計算を行う。

固有周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_0}{G \cdot g}}$$

$$W_0 = W_D + \alpha W_L$$

$$\alpha = 0.625$$

800トンに液位を下げるときの充満度は0.841となり図4・2より有効液重量率は0.625となる。

$$W_0 = 219000 + 0.625 \times 800000 = 719000 \text{ (kgf)}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{719000}{17403 \times 9800}} = 0.4080 \text{ (s)}$$

設計修正水平震度

$$K_{MH} = 0.150 \beta_1 \beta_2 \beta_3$$

$$\beta_3 = 2.222 \times 1.18 = 2.622$$

$$K_{MH} = 0.150 \times 0.8 \times 1.0 \times 2.622 = 0.6292$$

設計修正鉛直震度

$$K_{MV} = 0.24$$

設計修正水平地震力

$$F_{MH} = 0.6292 \times 719000 = 452400 \text{ (kgf)}$$

設計修正鉛直地震力

$$F_{MV} = 0.24 (219000 + 800000) = 244560 \text{ (kgf)}$$

&lt;主要部材の応力計算&gt;

## (1) プレース

水平変位量

$$\delta = \frac{452400}{17400} = 26.0 \text{ (mm)}$$

プレースに生ずる水平分力

$$S_H = 114900 \times \frac{26.00}{30.32} = 95040 \text{ (kgf)}$$

プレースに生ずる最大引張応力

$$\sigma_t = 13.49 \times \frac{26.00}{30.32} = 11.57 \text{ (kgf/mm²)}$$

耐震性の判定

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \frac{11.57}{66} = 0.175 \dots OK$$

## (2) 支柱

上部支柱 G 点の鉛直荷重

$$P_V = \frac{1.24 \times 1019000}{10} + \frac{8 \times 452400 \times 1012}{10 \times 14650} \cos 72^\circ = 134100 \text{ (kgf)}$$

上部支柱に生ずる圧縮応力

$$\sigma_c = \frac{134100}{13673} = 9.806 \text{ (kgf/mm²)}$$

上部支柱のせん断力

$$Q = Q' + Q''$$

$$Q' = \sqrt{0.8475} \times 95040 = 87490 \text{ (kgf)}$$

$$Q'' = 57.40 + 26.00 = 1492 \text{ (kgf)}$$

$$Q = 87490 + 1492 = 88980 \text{ (kgf)}$$

上部支柱に生ずるせん断応力

$$\tau = \frac{2 \times 88980}{13673} = 13.02 \text{ (kgf/mm)}$$

上部支柱 G 点の曲げモーメント

$$M_G = M_{G'} + M_{G''}$$

$$M_{G'} = 4.577 \times 10^7 \times \frac{95040}{110800} = 3.791 \times 10^7 \text{ (kgf·mm)}$$

$$M_{G''} = 1.3129 \times 10^7 \times \frac{26.00}{30.32} = 1.086 \times 10^7 \text{ (kgf·mm)}$$

$$M_G = 4.877 \times 10^7 \text{ (kgf·mm)}$$

上部支柱に生ずる曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{4.877 \times 10^7}{1.8568 \times 10^6} = 26.26 \text{ (kgf/mm)}$$

耐震性の判定

圧縮曲げ組合せ

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{9.806}{23.85} + \frac{26.26}{53.3} = 0.904 \quad OK$$

圧縮せん断組合せ

$$\frac{\sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau^2}}{f_t} = \frac{\sqrt{9.806^2 + 3 \times 13.02}}{41} = 0.600 \quad OK$$

### (3) アンカーボルト

#### (i) 引張強度の検討

引張荷重

$$P_V = \frac{4 \times 452400 \times 9300}{10 \times 14650} = \frac{0.76 \times 1019000}{10} = 37430 \text{ (kgf)}$$

アンカーボルトに生ずる引張応力

$$\sigma_t = \frac{37430}{3 \times 1121} = 11.13 \text{ (kgf/mm)}$$

耐震性の判定

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \frac{11.13}{41} = 0.271 \quad OK$$

#### (ii) せん断強度の検討

せん断力

$$Q_A = F_A + F_B - F_O - R$$

$$F_A = 95040 \text{ (kgf)}$$

$$F_B = 87490 \times (\sin 126^\circ)^2 + 1492 = 58760 \text{ (kgf)}$$

$$F_O = 72550 \times \frac{95040}{110800} = 62230 \text{ (kgf)}$$

$$R = 24510 \times \frac{1019000}{1075000} = 23230 \text{ (kgf)}$$

$$Q_A = 68340 \text{ (Kgf)}$$

アンカーボルトに生ずるせん断応力

$$\tau = \frac{Q_A}{n \cdot A_B} = \frac{68340}{3 \times 1121} = 20.32 \text{ (kgf/mm)}$$

耐震性の判定

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{20.32}{23.671} = 0.858 \quad OK$$

球形貯槽の耐震性判定結果

機器名称	球形貯槽A
内容物	ブタン
貯蔵能力 $W_L$	800000 kgf
境界線までの距離 $X$	22 m
重要度	I
設計圧力	kgf/cm <sup>2</sup>
設計温度	°C
設置場所	特A地区
地盤種別	4種
(旧) 設計震度	
事前調査	
1 廉食等による著しい損傷の有無	無
2 支持構造物の形状、張力等が等しい	OK
3 計算モデルと実物との一致	OK
4 接続配管、ステージ等が本体の振動性状に著しい影響を与えないこと	OK
5 その他解析条件との一致	OK
固有周期 $T$	0.408 s
設計修正水平震度 $K_{MH}$	0.6292
設計修正鉛直震度 $K_{MV}$	0.24

設計修正水平地震力 $F_{MH}$			452400 kgf			
設計修正鉛直地震力 $F_{MV}$			244560 kgf			
部材	応力名称	記号	発生応力	応力の許容限界	応力比	判定
支柱	引張	$\sigma_t$	11.57 kgf/mm <sup>2</sup>	66kgf/mm <sup>2</sup>	0.175	OK
	圧縮	$\sigma_c$	9.81 " "	23.85 "		
	せん断	$\tau$	13.02 "			
	曲げ	$\sigma_b$	26.26 "	53.3 "		
	組合(圧縮、曲げ)	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$			0.904	OK
アンカーポルト	組合(圧縮、せん断)	$\sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau^2}$	24.59 "	$S_U = 41 "$	0.600	OK
	引張	$\sigma_t$	11.13 "	41 "	0.271	OK
シアーブレート	せん断	$\tau$	20.32 "	23.67 "	0.858	OK
	曲げ	$\sigma_b$	— "	"	—	—
判定結果			合 格			

## (2) 支持構造物の補強により合格となる例

点検要領記載の例題Vにつき補強の検討を行う。

## &lt;斜材及び支柱の補強&gt;

- 斜材に関し太径の丸鋼に取り替える。

旧タイロッド径 42 (mm)

更新タイロッド径 50 (mm)

- 支柱に関し、山形鋼を支柱に溶接する。



## 支柱の断面諸元について

## 支柱の断面積

$$A_{cu} = A_m + A_r$$

 $A_m$  主材の断面積=5408 (mm<sup>2</sup>) $A_r$  補強材の断面積=752.7×4本=3011 (mm<sup>2</sup>)

$$A_{cu} = 5408 + 3011 = 8419 (\text{mm}^2)$$

## 支柱の断面2次モーメント

$$I_{cu} = I_m + I_r$$

 $I_m$  主材の断面2次モーメント=4.6×10<sup>7</sup> (mm<sup>4</sup>) $I_r$  補強材の断面2次モーメント

$$= \{2.94 \times 10^5 + 752.7(125 - 18.1)^2\} 4 = 3.558 \times 10^7 (\text{mm}^4)$$

$$I_{cu} = 4.6 \times 10^7 + 3.558 \times 10^7 = 8.158 \times 10^7 (\text{mm}^4)$$

## 支柱の断面2次半径

$$i_{cu} = \sqrt{\frac{I_{cu}}{A_{cu}}} = \sqrt{\frac{8.158 \times 10^7}{8419}} = 98.44 (\text{mm})$$

## 支柱の断面係数

$$Z_{cu} = \frac{I_{cu}}{e} = \frac{8.158 \times 10^7}{\frac{1}{2} \times 267.4} = 6.102 \times 10^5 (\text{mm}^3)$$

## &lt;斜材、支柱補強後の応答計算&gt;

支持構造部の水平剛性  $\frac{8}{2} \times 0.9286$ 

$$G = \frac{4268}{2.1 \times 10^4} \left\{ \frac{1}{1963(\cos 55.67^\circ)^3} + \frac{(\tan 55.67^\circ)^3}{8419} \right\} + \frac{7441^3 \times 0.0111}{12 \times 2.1 \times 10^4 \times 8.158 \times 10^7} + 8 \times \frac{3 \times 2.1 \times 10^4 \times 8.158 \times 10^7}{7441^3}$$

$$= 4343 (\text{kgf/mm})$$

$$A_e = A_b = \frac{\pi}{4} \times 50^2 = 1963 (\text{mm}^2)$$

$$A_c = A_{cu} = 8419 (\text{mm}^2)$$

$$I_c = I_{cu} = 8.158 \times 10^7 (\text{mm}^4)$$

## 固有周期

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{W_0}{G \cdot g}}$$

$$W_0 = W_D + 0.7 W_L$$

$$W_D = 94000 (\text{kgf}) \text{ 略算による。}$$

$$W_0 = 94000 + 0.7 \times 350000 = 339000 (\text{kgf})$$

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{339000}{4343 \times 9800}} = 0.5608 (S)$$

## 設計修正水平震度

$$K_{MH} = 0.78$$

剛性が高まり固有周期は若干小さくなつたが応答倍率には影響なし

## 設計修正鉛直震度

$$K_{MV} = 0.3$$

## 設計修正水平地震力

$$F_{MH} = K_{MH} \cdot W_0 = 0.78 \times 339000 = 264420 (\text{kgf})$$



## せん組合せ

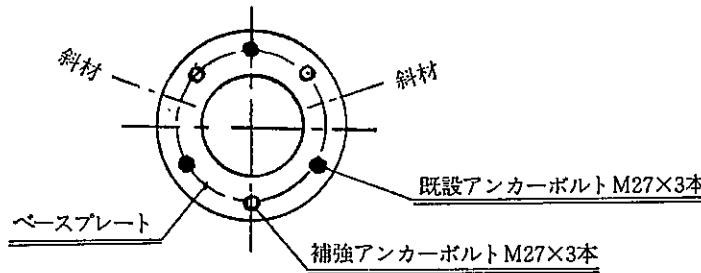
$$\sqrt{\frac{\sigma_C^2 + 3\tau^2}{f}}$$

6. 引張応力の許容限界  $\equiv S_u = 51.92$  (kgf/mm<sup>2</sup>)

$$\sqrt{9.23^2 + 3 \times 17.46^2} = 0.609 \text{ (kgf/mm)} \quad OP$$

### 〈アンカーボルトの補強〉

補強方法としてはベースプレートにアンカーボルトを追加する。



(i) 引張強度の検討

引張荷重

$$P_V = \frac{4 \times 264420 \times 8050}{8 \times 11100} - \frac{(1-0.3) 444000}{8} = 57032 \text{ (kgf)}$$

### アンカーボルトに生ずる引張応力

$$\sigma_t = \frac{57032}{6 \times 459} = 20.71 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

耐震性の判定

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \frac{20.71}{41} = 0.505 \dots OP$$

## (ii) せん断強度の検討

せん断力

$$Q_A = F_A + F_B - F_O - R$$

$$F_A = S_H = 67000 \text{ (kgf)}$$

$$F_B = 64564 (\sin 135^\circ)^2 + 759 = 33041 \text{ (kgf)}$$

$$F_0 = 67000 (\sin 135^\circ)^2 = 33500 \text{ (kgf)}$$

$$R = \mu_F \cdot P_{V'}$$

$$P_V = \frac{(1-0.3)444000}{8} = 38850 \text{ (kgf)}$$

$$R = 0.3 \times 38850 = 11655 \text{ (kgf)}$$

$$Q_4 = 67000 + 33041 - 33500 - 11655 = 54886 \text{ (kgf)}$$

### アンカーボルトに生ずるせん断応力

$$\tau = \frac{54886}{6 \times 150} = 19.93 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

110

$$\frac{\tau}{f_s} = \frac{19.93}{23.671} = 0.842 \dots \text{OK}$$

## 球形貯槽の耐震性判定結果

機器名称		球形貯槽B												
内容物		ブタン												
貯藏能力 $W_L$		350000 kgf												
境界線までの距離 $X$		80 m												
重要度		$I_a$ (コンビナート)												
設計圧力		kgf/cm <sup>2</sup>												
設計温度		°C												
設置場所		特A地区												
地盤種別		3種												
(旧) 設計震度														
事前調査	1 腐食等による著しい損傷の有無		無											
	2 支持構造物の形状、張力等が等しい		OK											
	3 計算モデルと実物との一致		OK											
	4 接続配管、ステージ等が本体の振動性状に著しい影響を与えないこと		OK											
	5 その他解析条件との一致		OK											
固有周期 $T$		0.5608 s												
設計修正水平震度 $K_{MH}$		0.78												
設計修正鉛直震度 $K_{MV}$		0.3												
設計修正水平地震力 $F_{MH}$		264420 kgf												
設計修正鉛直地震力 $F_{MV}$		133200 kgf												
部材	応力名称	記号	発生応力	応力の許容限界	応力比	判定								

プレース	引 張	$\sigma_t$	60.52 kgf/mm <sup>2</sup>	66kgf/mm <sup>2</sup>	0.917	OK
支 柱	圧 縮	$\sigma_c$	9.23 "	34.71 "		
	せん断	$\tau$	17.46 "			
	曲 げ	$\sigma_b$	45.08 "	67.5 "		
	組合(圧縮、曲げ)	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$			0.935	OK
	組合(圧縮、せん断)	$\sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau^2}$	31.62 "	$S_u = 51.92$ "	0.609	OK
アンカー ボルト	引 張	$\sigma_t$	20.71 "	41 "	0.505	OK
	せん断	$\tau$	19.93 "	23.67 "	0.842	OK
シアーブ レート	曲 げ	$\sigma_b$	— "	"	—	—
判 定 結 果		合 格				