

○既存高压ガス設備の耐震性向上対策について(平底円筒形貯槽)

(昭59・11・6)
(59立局575)

昭和57年4月1日以降新設された高压ガス設備については、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き、耐震設計を義務付けているところです。

耐震設計の義務付けの対象とされていない既存高压ガス設備についても地震による災害の未然防止等のため耐震性の向上を図る必要があり、球形貯槽、横置円筒形貯槽及び塔類に引き続き平底円筒形

貯槽の耐震性向上対策点検要領を別添のとおりまとめました。

今後は、これに基づき管内事業所の既存高压ガス設備（平底円筒形貯槽）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事業者を指導してください。

なお、別添要領の別途検討を実施するに当たっては、事前に本省に照会してください。

また、別添要領に沿っ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、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が設けられていますので、それら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。

別 添 既存高压ガス設備の耐震性点検要領—平底円筒形貯槽—

目 次

1. 総 則

- 1. 1 目的
- 1. 2 適用範囲
- 1. 3 点検方法
- 1. 4 点検に当たつての留意事項

2. 目視等による点検

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 耐震性点検仕様書

3. 3 地震力の算定

- 3. 3. 1 第一設計地震動
 - 3. 3. 1. 1 地表面における水平震度及び鉛直震度
 - 3. 3. 1. 2 静的震度法による解析
 - 3. 3. 1. 3 修正震度法による解析

3. 3. 2 第二設計地震動

3. 4 応力算定及び評価

- 3. 4. 1 第一設計地震動
 - 3. 4. 1. 1 アンカストラップ又はアンカーボルトに生じる引張応力
 - 3. 4. 1. 2 側板最下部に生じる圧縮応力
 - 3. 4. 1. 3 側板最下部に生じる組合せ応力強さ（一次一般膜応力強さ）
 - 3. 4. 1. 4 アニューラプレートに生じる曲げ応力強さ
- 3. 4. 2 第二設計地震動
 - 3. 4. 2. 1 アンカストラップ又はアンカーボルトに生じる引張応力
 - 3. 4. 2. 2 側板最下部に生じる圧縮応力
 - 3. 4. 2. 3 側板最下部に生じる組合せ応力強さ（一次一般膜応力強さ）
 - 3. 4. 2. 4 アニューラプレートに生じる曲げ応力強さ

3. 5 点検結果のまとめ

4. 別途検討及び耐震性向上対策について

- 4. 1 別途検討
- 4. 2 耐震性向上対策

参考資料

I. 計算例題

〔I〕静的震度法による解析例

〔II〕修正震度法による解析例

- II. アンカーボルトの有効断面積
- III. 材料の降伏点又は0.2%耐力 S_y 、引張強さ S_u 、縦弾性係数E
- IV. 平底円筒形貯槽屋根部の重量及び重心計算

1. 総 則

1. 1 目的

この要領は、既存高压ガス設備のうち、平底円筒形貯槽について、目視及び数値解析により点検する手法を示し、もつて、当該貯槽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」（以下「耐震設計基準」という。）の適用を受けない高压ガス設備及び特定供給設備をいう。）のうち、平底円筒形貯槽に適用する。

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。

この点検要領における点検の手順を図1. 1に示す。

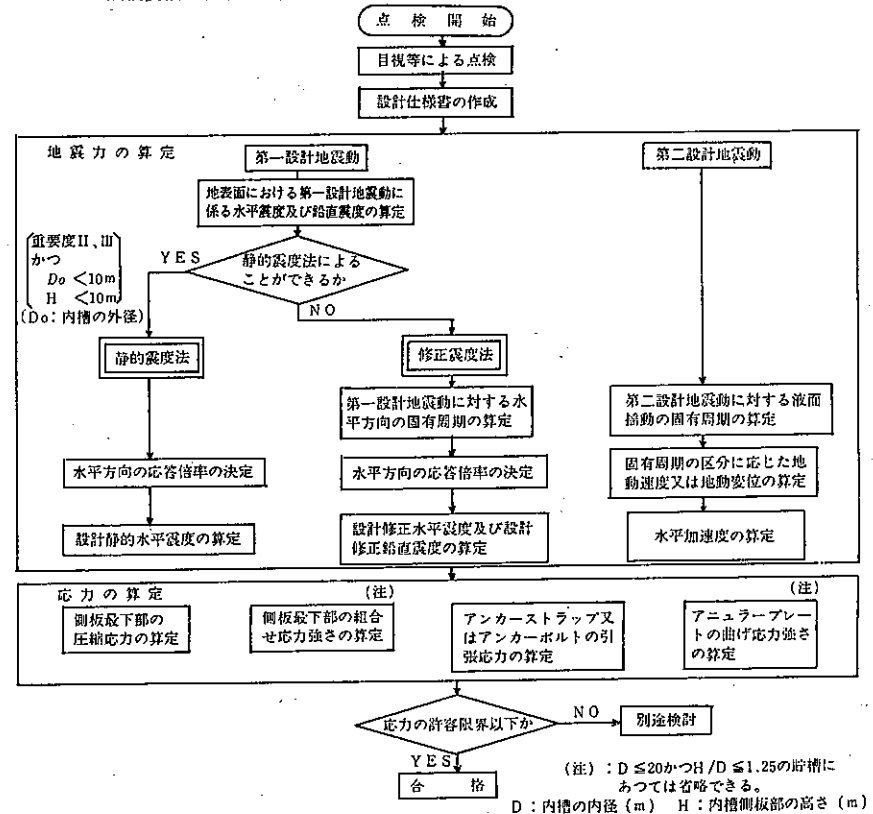


図1. 1 点検手順フローチャート

〔注〕：D ≤ 20かつH/D ≤ 1.25の貯槽にあつては省略できる。
D：内槽の内径（m） H：内槽側板部の高さ（m）

1. 4 点検に当たつての留意事項

本点検は、目視等による点検及び数値解析による点検により設備の耐震性を総合的に判定しようとするものである。

平底円筒形貯槽は、一般に大型であり、かつ、保冷のため外槽で覆われた二重殻構造となつているので、目視等による点検、数値解析による点検及び耐震性向上対策の実施に当たつては、貯槽の特異性を勘案し、総合的な観点から検討することが必要である。

2. 目視等による点検

本点検要領では、内槽についての目視等が極めて困難であることを考慮し、主として内槽を保護している外槽等目視等の容易なる部位を点検するとともに貯槽全体の管理状況を把握するものとする。

表2.1に目視等による点検表を示す。点検結果の判断に当たつては、同表に示す点検における注意事項を参照されたい。

表2.1 平底円筒形貯槽の目視等点検表

点検部位	耐震性点検内容	点検における注意事項	点検結果	
			健全	不都合
1. 基礎	基礎盤のコンクリート面に有害なひび割れ等が生じていないか。	<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ等が生じている場合は、内部の鉄筋等が腐食されているおそれがある。 基礎盤が高床式で人が盤下に入れる構造のものについては、盤下からも目視可能な範囲についても点検する。 	ない	ある
2. 外槽	アンカーボルト・ナット等の健全性について次の状況を点検する。		/	
	(1) 腐食、損傷、変形	有害な腐食、損傷、変形がないことを確認する。	ない	ある
	(2) ひきぬき (アンカーボルト)	アンカーボルトがベースプレートに対して垂直になつていること並びにアンカーボルトの埋込部及びベースプレート下面に十分にコンクリート等が充てんされていることを確認する。	ない	ある
	(3) ゆるみ	ナットの締付け面が完全に密着していることを確認する。	ない	ある
3. 内槽	内槽アンカーストラップ等の健全性について	基礎盤が高床式で内槽のアンカーストラップ等が基礎盤を貫通し締め付	/	

	次の状況を点検する。	けられ、盤下に人が入り目視可能な構造のものについて点検する。	/	
	(1) 腐食	有害な腐食がないことを確認する。	ない	ある
	(2) 均一な締付け	均一に締め付けられていることを確認する。	いる	いない
4. 附属配管等	接続配管、緊急しや断弁、元弁は貯槽と一体の動きをするか。 又は、貯槽の変位に対して逃げが取られているか。	<ul style="list-style-type: none"> 貯槽と一体の動きとは、同一の基礎にある、貯槽からステーが取られている、貯槽に直接取り付けられている等の状態をいう。 逃げが取られているとは、弁と支持台との間にスライド機構が与えられている、又は貯槽との間に可とう性が期待できる状態をいう。 	する	しない
5. 附属品	附属品（安全弁、液面計等）は貯槽と一体の動きをするよう取り付けられているか。	貯槽と一体の動きをするように取り付けられているとは、取付配管が短い、貯槽からステーが取られている、貯槽に直接取り付けられている等の状態のものをいう。	いる	いない

3. 数値解析

3.1 基本的な考え方

(1) 数値解析の基本的な考え方

この点検要領において示す数値解析は、設置条件等の異なる既存平底円筒形貯槽の耐震性を簡便に点検する手法であり、その基本的な考え方は以下のとおりである。

① 点検部位の限定

昭和58年度に実施した大型貯槽模型による振動実験、過去の震害例、被害想定安全工学的解析によるETA（事故事象進展解析）等を検討し、破壊モードとしては内槽下部の亀裂破孔に着目し、耐震性の点検は、この破壊モードに最も関係がある部位に限定することとした。

② 地震力

地震力は、「耐震設計基準」によることとした。

③ 応力算定

点検部位に発生する応力の算定法は、工学的、技術的知見を基に手計算が可能な簡便な計算式を提示した。

④ 応力の許容限界

耐震性判断の基準となる「応力の許容限界」の設定に当たつては、先に述べた振動実験等を総合的に判断して定めた。

(2) 数値解析結果の取扱い

この点検要領において示す数値解析の結果、算定応力が応力の許容限界を上回つた設備につ

いては、直ちに耐震性向上対策を実施するのではなく、更に別途検討を行い耐震性のレベルを判定することができる。

3.1.1 数値解析条件

数値解析を行うに当たっては、内槽の屋根、ナックルプレート又はコンプレッションリング、側板、アニュラープレート、底板、アンカストラップ又はアンカーボルト、側板とアニュラープレートの溶接部、アニュラープレートと底板の溶接部及び基礎部に腐食、変形、その他の著しい経年変化が認められないことを条件とする。これは解析に当たって使用材料、設備の構造及び機能については、特に明らかな変化がない限り建設時と同等として計算するので、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するものである。

上記の各部位の経年変化は開放検査等によるほかは確認が極めて困難であるので確認できないものは、前回の開放検査結果、同種設備の検査情報、目視点検の結果等により推察するものとする。

3.1.2 設備の破壊モードと検討部位

平底円筒形貯槽の破壊モードとしては、内槽下部の破壊による貯蔵液の大量流出を考え、この破壊モードにつながる内槽側板最下部の圧縮応力(座くつ)による強度、組合せ応力強さによる強度、アニュラープレートの曲げ応力強さによる強度及びアンカストラップ又はアンカーボルトの引張応力による強度について検討する。

3.1.3 応力の許容限界

昭和58年度に実施した大型貯槽模型による振動実験、過去の震害例、国内各地の实在貯槽を想定した数値解析等を踏まえ、応力の許容限界を次のように定める。

表 3.1 応力の許容限界

部 位 名 称	応力の種類	応力の許容限界
アンカストラップ又はアンカーボルト	引 張 応 力	$\sigma_a = \min(S_u, 1.35 S_Y)$
側 板	圧縮応力(座くつ)	アンカーの $\sigma_t \leq S_Y$ のとき: $\sigma_a = \frac{0.45Et_s}{D}$ アンカーの $\sigma_t > S_Y$ のとき: $\sigma_a = \frac{0.4Et_s}{D}$
	組合せ応力強さ (一次一般膜応力強さ)	$\sigma_a = \min(0.7S_u, S_Y)$
アニュラープレート	曲げ応力強さ ($P_L + P_b + Q$)	$\sigma_a = 2 S_Y$

(注) 記号説明

- S_u : 引張強さ (kgf/mm²)
- S_Y : 降伏点又は0.2%耐力 (kgf/mm²)
- E : 縦弾性係数 (kgf/mm²)
- t_s : 側板最下段の板厚 (mm)
- D : 内槽の内径 (mm)

P_L : 一次局部膜応力強さ (kgf/mm²)

P_b : 一次曲げ応力強さ (kgf/mm²)

Q : 二次応力強さ (kgf/mm²)

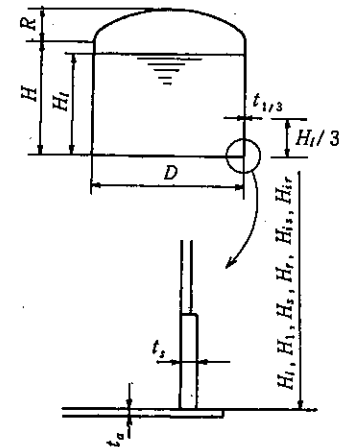
応力計算には、原則として常用の温度における引張強さ、降伏点又は0.2%耐力及び縦弾性係数の値を用いるものとする。しかしながら、平底円筒形貯槽は、低温で使用するものであり、引張強さ等が特定設備検査規則(昭和51年通商産業省令第4号)で定められていない貯槽用材料については、低温における引張強さ等の値が常温における値よりも大きいので常温における引張強さ等の値を用いてもよいものとする。

3.2 耐震性点検仕様書

平底円筒形貯槽の耐震性点検仕様書を表3.2に示す。

表 3.2 平底円筒形貯槽の耐震性点検仕様書

貯槽名称		(注)コンビナート等保安規則(昭和50年通商産業省令第38号)第2条第2項第3号に定める特定製造事業所をいう。
内 容 物		
境界までの距離 X	m	
設置場所	1 特定製造事業所 (注) 2 その他	
重要度、重要度係数	$\beta_1 =$	
地域区分、地域係数	$\beta_2 =$	
地盤種別、表層地盤増幅係数	$\beta_3 =$	
内容液の重量 W_l	kgf	
液比重量 r	kgf/mm ³	
使用温度	℃	
最高使用圧力 P_1	kgf/cm ²	
最低使用圧力 P_0	kgf/cm ²	
最高液面高さ H_l	mm	
貯槽内径 D	mm	
側板部の高さ H	mm	



屋根部の高さ R	mm	
貯槽材質		
引張強さ S_u	kgf/mm ²	
降伏点又は0.2%耐力 S_y	kgf/mm ²	
縦弾性係数 E	kgf/mm ²	
板	側板最下段 t_s	mm
	$H_l/3$ 部側板 $t_{l/3}$	mm
厚	アニュラープレート t_a	mm
重 量	側板(内槽) W_s	kgf
	屋根(内槽) W_r	kgf
	側部保冷材 W_{is}	kgf
	屋根部保冷材 W_{ir}	kgf
重 心	側板(内槽) H_s	mm
	屋根(内槽) H_r	mm
	側部保冷材 H_{is}	mm
	屋根部保冷材 H_{ir}	mm
アンカーストラップ又は	材 質	
	引張強さ(常温) S_u	kgf/mm ²
	降伏点(常温) S_y	kgf/mm ²
	本 数 N	
	呼び径(アンカー	

アンカーボルト)	ボルト)		
	厚さ×幅(アンカー ストラップ)	mm	
	1本当りの有 効断面積 A	mm ²	
杭がある場合 間隔	杭 P	mm	
減衰定数	h	%	

3.3 地震力の算定

地表面における設計地震動には、貯槽に生じる震度又は加速度に対する耐震性を評価するための第一設計地震動と地震動による液面揺動の影響に基づく耐震性を評価するための第二設計地震動の2種類が定められている。

3.3.1 第一設計地震動

3.3.1.1 地表面における水平震度及び鉛直震度

(1) 地表面における水平震度

地表面における水平震度は次式によつて求める。

$$K_H = 0.150\beta_1\beta_2\beta_3 \dots \dots \dots (3.1)$$

K_H : 地表面における設計水平震度

β_1 : 3.3.1.1.1に示す重要度係数

β_2 : 3.3.1.1.2に示す地域係数

β_3 : 3.3.1.1.3に示す表層地盤増幅係数

(2) 地表面における鉛直震度

地表面における鉛直震度は次式によつて求める。

$$K_V = 0.075\beta_1\beta_2\beta_3 \dots \dots \dots (3.2)$$

K_V : 地表面における設計鉛直震度

3.3.1.1.1 重要度係数 β_1

重要度係数 β_1 は、重要度に応じて表3.3に掲げる値とする。

表3.3 重要度係数 β_1 の値

重要度	Ia	I	II	III
β_1	1.00	0.80	0.65	0.50

(1) 重要度分類

貯槽の重要度は、貯槽ごとに高圧ガスの種類、貯蔵能力及び貯槽の外側から当該貯槽が設置されている事業所の境界線(当該境界線に接続する海、河川、湖沼又はこれらと同等の効用を有する施設若しくは土地がある場合はその外縁)までの最短の距離により表3.4又は表3.5から定まる重要度とする。

表 3.4 重要度分類 (一般)

高圧 ガス の 種類	貯蔵能力W (tf) 距離X(m)	貯蔵能力W (tf)				
		5 未満	5 以上 20未満	20以上 100未満	100以上 500未満	500以上
第1種 毒性ガス	100未満	I	I	I	I	I
	100以上 200未満	II	I	I	I	I
	200以上 500未満	III	II	I	I	I
	500以上 1,000未満	III	III	II	I	I
	1,000以上	III	III	III	II	I
第2種 毒性ガス	50未満	I	I	I	I	I
	50以上 200未満	II	I	I	I	I
	200以上 500未満	III	II	I	I	I
	500以上 1,000未満	III	III	II	I	I
	1,000以上	III	III	III	II	I

高圧 ガス の 種類	貯蔵能力W (tf) 距離X(m)	貯蔵能力W (tf)				
		10未満	10以上 100未満	100以上 1,000 未満	1,000 以上 10,000 未満	10,000 以上
第3種 及び 可燃 毒性 ガス	20未満	I	I	I	I	I
	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

貯蔵能力W (tf)	400以上 900未満	III	III	III	II	II
900以上 2,000未満	III	III	III	III	III	II
2,000以上	III	III	III	III	III	III

その他の高圧ガスは貯蔵能力、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第2条第2項第3号に規定す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 3.5 重要度分類 (特定)

高圧 ガス の 種類	貯蔵能力W (tf) 距離X(m)	貯蔵能力W (tf)					
		5 未満	5 以上 20 未満	20 以上 30 未満	30 以上 100 未満	100 以上 500 未満	500 以上
第1種 毒性ガス	100未満	I	I	I	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
	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

高圧 ガス の 種類	貯蔵能力W (tf) 距離X(m)	貯蔵能力W (tf)				
		10 未満	10 以上 100 未満	100 以上 1,000 未満	1,000 以上 10,000 未満	10,000 以上
第3種 及び 可燃 毒性 ガス	20未満	I	I	I	I	I
	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

第3種毒性ガス及び可燃性ガス

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
400以上 900未満	III	III	II	I	I
900以上 2,000未満	III	III	II	II	I
2,000以上	III	III	II	II	II

その他の高压ガスは貯蔵能力、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第2条第2項第3号に規定する特定製造事業所内に設置されている貯槽に適用する分類表であつて、貯蔵能力が、可燃性ガス及び第3種毒性ガスにあつては100トン以上、第1種毒性ガス及び第2種毒性ガスにあつては30トン以上のものについては、表3.4により求めた重要度の一つ上位のものに変更したものである。

(2) 高压ガスの分類

貯槽の重要度分類において、高压ガスは次の5種類に分類される。

- (a) 第1種毒性ガス：塩素、シアン化水素、二酸化窒素、ふつ素及びボスゲン
- (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(怒)限量が200ppm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、酸化プロピレン、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、プロピレン、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%以下のもの
 - (ii) 爆発限界の上限と下限の差が20%以上のもの
- (e) その他の高压ガス：高压ガスであつて(a)、(b)、(c)及び(d)に掲げるガス以外のもの

(3) 貯蔵能力W

貯槽の構造から決まる最高液面高さ（液面高さが自動的に調整される場合は、その最高高さ）を用いて貯蔵能力を計算するものとする。

(4) 距離X

重要度分類に用いる距離は、貯槽の外周から当該貯槽が設置されている事業所（3.3.1.1.1において「貯槽設置事業所」という。）の最も近い事業所境界線までの水平距離(m)。ただし、貯槽設置事業所に接続して次の(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(m)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（一般高压ガス保安規則（昭和41年通商産業省令第53号）第2条第3号及び第4号に規定する第1種保安物件及び第2種保安物件をいう。以下同じ。）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貯槽設置事業所とに接続する道路及び鉄道
- (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られたもの。
- (g) 貯槽設置事業所において高压ガスを製造する者が所有し、又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

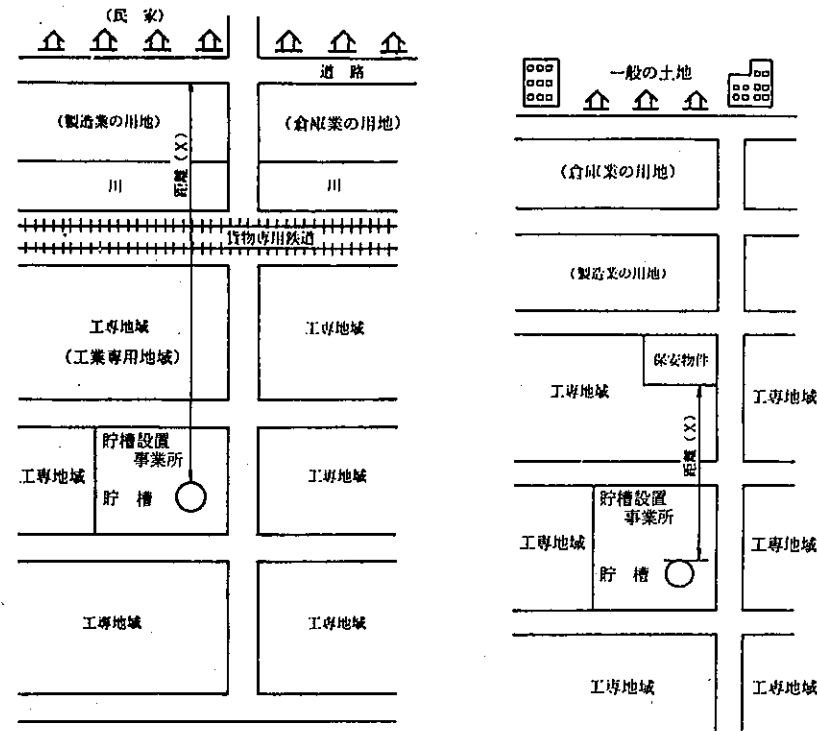


図3.1 距離Xの取り方の例

3.3.1.1.2 地域係数 β_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察して、特A、A、B及びCの四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 β_2 の値を表3.6、地域の区分を図3.2及び表3.7に示す。

重要度係数 β_1 と地域係数 β_2 との積が0.33未満となる場合は、これを0.33とする。

表3.6 地域係数 β_2 の値

地域区分	特A	A	B	C
β_2	1.0	0.8	0.6	0.4

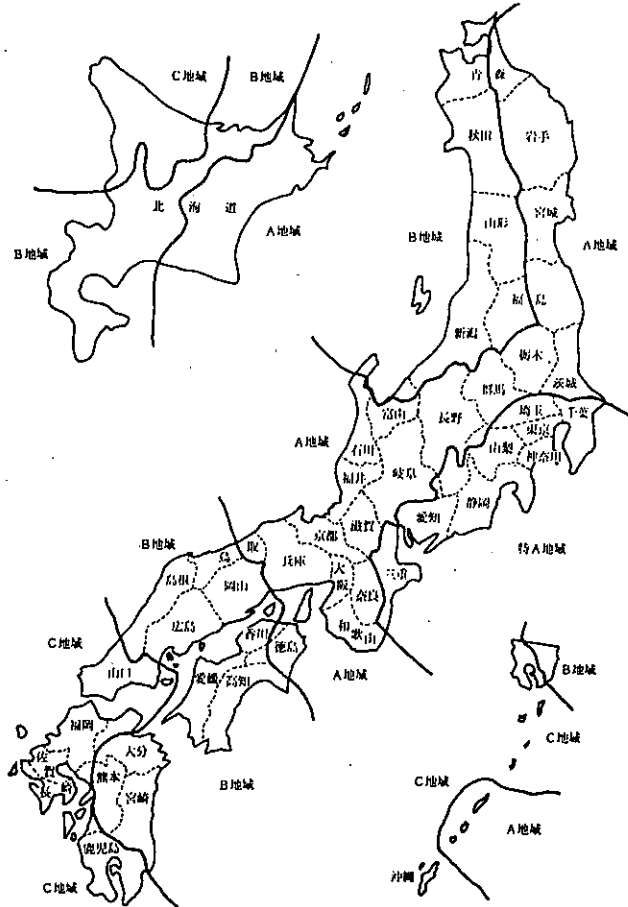


図3.2 地域区分図

表3.7 地域区分と地域係数

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		帯広市、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、野付郡、標津郡、目梨郡、上川郡のうち新得町及び清水町並びに中川郡のうち長別町、池田町、豊頃町及び本別町の地域	A地域及びC地域を除く全域	旭川市、士別市、名寄市、留萌市、稚内市、紋別市、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡、上川郡のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町及び下川町並びに中川郡のうち美深町、音威子府町及び中川町の地域
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地域を除く全域	
岩手県		全域		
宮城県		全域		
秋田県			全域	
山形県			全域	
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地域を除く全域	

茨 城 県		全域		
栃 木 県		全域		
群 馬 県		全域		
埼 玉 県	全域			
千 葉 県	全域			
東 京 都	A地域を除く全域	小笠原村の地域		
神 奈 川 県	全域			
新 潟 県			全域	
富 山 県		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、小淵沢町及び大泉村並びに北都留郡のうち小菅村及び丹波山村の地域		
長 野 県	飯田市、伊那市、駒ヶ根市、上伊那郡のうち飯島町、中川村及び宮田村並びに下伊那郡のうち鼎町、松川町、高森町、阿南町、	特A地域を除く全域		

	上郷町、阿智村、下条村、天竜村、泰阜村、喬木村、豊岡村及び南信濃村の地域			
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 県		全域		
鳥 取 県		鳥取市、岩美郡、八頭郡及び気高郡の地域	A地域を除く全域	
鳥 根 県			全域	
岡 山 県			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	A地域を除く地域	

	の地域		
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		熊本市、人吉市、 菊池市、下益城郡、 上益城郡、菊池郡、 阿蘇郡、八代郡及 び球磨郡の地域	B地域を除く全域
大分県		大分市、別府市、 佐伯市、臼杵市、 津久見市、竹田市、 大分郡、北海部郡、 南海部郡、大野郡、 直入郡、玖球郡及 び日田郡の地域	B地域を除く全域
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って表示されたものとする。

3.3.1.1.3 表層地盤増幅係数 β_s

地盤種別と表層地盤増幅係数 震源で発生した地震動が基盤から表層地盤を伝わっ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って異なり表層地盤増幅係数で表される。

表層地盤は四つの種別に分類され、それぞれの地盤増幅係数は表3.8に示す値とする。

表3.8 地盤種別と表層地盤増幅係数 β_s

地 盤 種 別	β_s
第1種地盤（第三紀以前の地盤）	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25m以上の地盤）	2.0

3.3.1.2 静的震度法による解析

重要度II又はIIIであり、かつ、内槽の外径及び側板部の高さがいずれも10m未満のものは静的震度法を用いることができる。この場合において鉛直方向の震度については、省略することができる。

設計静的水平震度は次式によつて求める。

$$K_{SH} = \beta_s K_H \dots\dots\dots (3.3)$$

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。

K_H : 地表面における設計水平震度

β_s : 静的震度法による水平方向応答倍率であつて2.0とする。

3.3.1.3 修正震度法による解析

(1) 水平方向応答倍率 β_h 、鉛直方向応答倍率 β_v

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3.9に示す貯槽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3.10)を乗じて求める。

すなわち、水平方向応答倍率 $\beta_h = (\text{基準応答倍率}) \times (\text{補正係数})$

この場合において設備の固有周期が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番高い基準応答倍率を採るものとする。

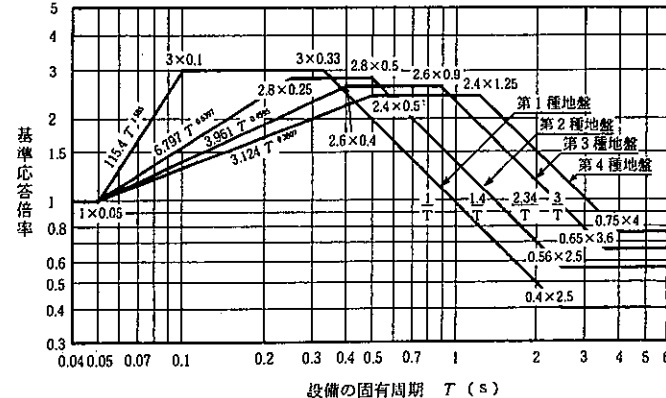


図3.3 特A及びA地区の基準応答倍率

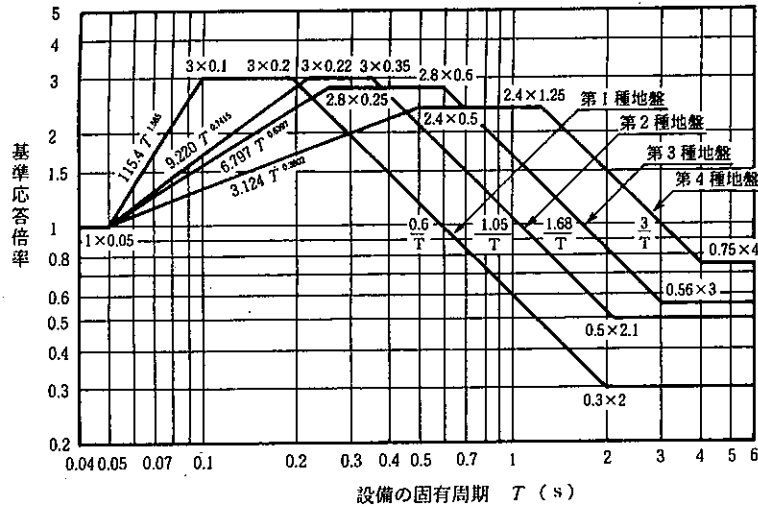


図 3.4 B及びC地区の基準応答倍率

表 3.9 減衰定数

平底円筒形貯槽の種類		減 衰 定 数 %			
第1種地盤に設置されているもの 又は H_l/D が1.0を超えているもの		5			
上欄以外のもの	くい支持のもの	くいの間隔 P (m)	内径 D (m)		
			$D < 20$	$20 \leq D < 40$	$40 \leq D$
		$P < 1.5$	8	10	10
		$1.5 \leq P < 3.0$	7	8	10
	$3.0 \leq P$	5	7	8	
くい支持でないもの		5	7	10	

表 3.10 補正係数

減衰定数%	補正係数
5	1
7	0.89
8	0.85
10	0.78

鉛直方向の応答倍率 β_s は2.0とする。

(2) 水平方向の固有周期

貯槽の水平方向の固有周期は次式によって求める。

$$T = \frac{2}{\lambda} \sqrt{\frac{W_0}{\pi g E t_{1/3}}} \dots \dots \dots (3.4)$$

T : 固有周期 (s)

λ : 次の算式により得られる値

$$\lambda = 0.067 \left(\frac{H_l}{D}\right)^2 - 0.30 \left(\frac{H_l}{D}\right) + 0.46 \dots \dots \dots (3.5)$$

D : 貯槽の内径 (m)

H_l : 貯槽底面から最高液面までの高さ (m)

g : 重力加速度 (9800mm/s²)

E : 側板の材料の縦弾性係数 (kgf/mm²)

$t_{1/3}$: 底面から最高液面高さの1/3の高さにおける側板の板厚 (mm)

W_0 : 運転重量であつて、次に掲げるものの重量を合計したもの (kgf)

- ① 内槽側板重量 (W_s : kgf)
- ② 側部保冷材重量の1/2の重量(ただし、ダイヤフラム構造等により側部保冷材が内槽側板に直接接しない場合は0として合算しない。) (W_{is} : kgf)
- ③ 内槽屋根重量 (W_r : kgf)
- ④ 屋根部保冷材重量 (W_{ir} : kgf)
- ⑤ 内容液の重量 (W_l : kgf)

(3) 設計修正水平震度 K_{MH} 、設計修正鉛直震度 K_{MV}

設計修正水平震度は次式によって求める。

$$K_{MH} = \beta_s K_H \dots \dots \dots (3.6)$$

K_{MH} : 設計修正水平震度。ただし、この値が0.2未満となる場合は0.2とする。

K_H : 地表面における設計水平震度

β_s : 修正震度法による水平方向応答倍率

設計修正鉛直震度は次式によって求める。

$$K_{MV} = \beta_s K_V \dots \dots \dots (3.7)$$

K_{MV} : 設計修正鉛直震度

重要度II及びIIIの設備については省略することができる。

K_V : 地表面における設計鉛直震度

β_0 : 修正震度法による鉛直方向応答倍率であつて2.0とする。

3.3.2 第二設計地震動

地表面における第二設計地震動は、貯槽の最高液面高さと同径の関係から求められる液面揺動の固有周期の区分に応じて定められた地動速度又は地動変位に基づく地震動とする。それらの算式を次に示す。

(1) 液面揺動の固有周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{D}{3.682g} \coth\left(\frac{3.682H_l}{D}\right)} \dots\dots\dots (3.8)$$

T : 液面揺動の固有周期 (s)

g : 重力加速度 (9800mm/s²)

D : 貯槽の内径 (mm)

H_l : 最高液面高さ (mm)

(2) 第二設計地震動の地表面における水平地動速度及び水平地動変位

$T \leq 7.5$ のとき $V_H = 500\beta_1\beta_2 \dots\dots\dots (3.9)$

$T > 7.5$ のとき $D_H = 600\beta_1\beta_2 \dots\dots\dots (3.10)$

V_H : 第二設計地震動の地表面における水平地動速度 (mm/s)

D_H : 第二設計地震動の地表面における水平地動変位の片振幅 (mm)

(3) 第二設計地震動の地表面における水平加速度

$T \leq 7.5$ のとき $a_2 = V_H \frac{2\pi}{T} \dots\dots\dots (3.11)$

$T > 7.5$ のとき $a_2 = D_H \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \dots\dots\dots (3.12)$

a_2 : 第二設計地震動の地表面における水平加速度 (mm/s²)

3.4 応力の算定及び評価

3.4.1 第一設計地震動

3.4.1.1 アンカストラップ又はアンカーボルトに生じる引張応力

$$\alpha_t = \frac{1}{NA} \left\{ \frac{\pi D^2 P_1}{400} - (1 - K_{MV})(W_s + W_r + W_{ir}) + \frac{4M_1}{D} \right\} \dots\dots\dots (3.13)$$

α_t : アンカストラップ又はアンカーボルトに生じる引張応力 (kgf/mm²)

N : アンカストラップ又はアンカーボルトの本数

A : アンカストラップにあつては、断面積 (mm²)

アンカーボルトにあつては、ボルトの有効断面積 (mm²)

D : 内槽の内径 (mm)

P_1 : 最高使用圧力 (kgf/cm²)

K_{MV} : 設計修正鉛直震度

W_s : 内槽側板重量 (kgf)

W_r : 内槽屋根重量 (kgf)

W_{ir} : 屋根部保冷材重量 (kgf)

M_1 : 第一設計地震動により側板最下部に生じる転倒モーメントであつて、次の算式により得られる値 (kgf・mm)

$$M_1 = K(W_s H_s + W_r H_r + W_{ir} H_{ir} + \frac{W_{is}}{2} H_{is} + W_1 H_1) \dots\dots\dots (3.14)$$

K : 3.3.1.2に規定する K_{SH} 又は3.3.1.3に規定する K_{MH}

H_s : 貯槽底面から側板部の重心までの高さ (mm)

H_r : 貯槽底面から屋根板部の重心までの高さ (mm)

H_{ir} : 貯槽底面から屋根部保冷材の重心までの高さ (mm)

W_{is} : 側部保冷材重量 (kgf)

H_{is} : 貯槽底面から側部保冷材の重心までの高さ (mm)

W_1 : 第一設計地震動に対する有効液重量であつて、次の算式により得られる値(kgf)

$$W_1 = f_1 W_l \dots\dots\dots (3.15)$$

f_1 : H_l/D の値に応じ、図3.5又は(3.16)式若しくは(3.17)式により得られる有効液重量率

$$H_l/D \leq 0.75 \text{ のとき } f_1 = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H_l}\right)}{0.866 \frac{D}{H_l}} \dots\dots\dots (3.16)$$

$$H_l/D > 0.75 \text{ のとき } f_1 = 1.0 - 0.218 \frac{D}{H_l} \dots\dots\dots (3.17)$$

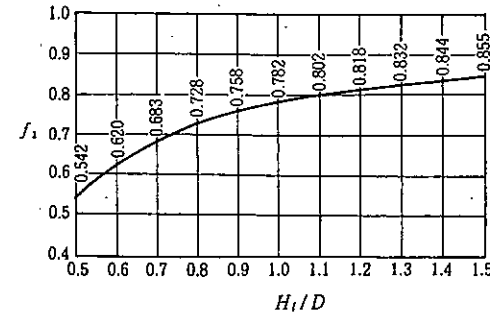


図3.5 有効液重量率

W_l : 内容液の重量 (kgf)

H_1 : 貯槽底面から W_1 に係る有効液の重心位置までの高さであつて、次の算式により得られる値(mm)

$$H_1 = h_1 H_l \dots\dots\dots (3.18)$$

h_1 : H_l/\bar{D} の値に応じ、図3.6又は(3.19)式若しくは(3.20)式により得られる値

$$H_l/D \leq 0.75 \text{ のとき } h_1 = 0.375 \dots\dots\dots (3.19)$$

$$H_l/D > 0.75 \text{ のとき } h_1 = 0.5 - 0.094 \frac{D}{H_l} \dots\dots\dots (3.20)$$

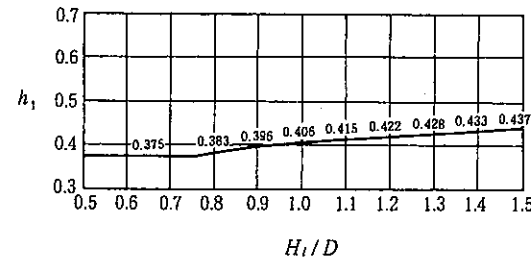


図3.6 有効液重心位置

<応力の評価>

$\sigma_t \leq \sigma_a$ ならば可とする。

σ_a : アンカストラップ又はアンカーボルトにおける応力の許容限界であつて、次の算式により得られる値 (kgf/mm²)

$$\sigma_a = \min (S_u, 1.35S_Y) \dots\dots\dots (3.21)$$

S_u : 引張強さ (kgf/mm²)

S_Y : 降伏点又は0.2%耐力 (kgf/mm²)

3.4.1.2 側板最下部に生じる圧縮応力

$$\sigma_{co} = \frac{P_o D}{400t_s} + \frac{(1+KMV)(W_s + W_r + W_{ir})}{\pi D t_s} + \frac{4M_1}{\pi D^2 t_s} \dots\dots\dots (3.22)$$

σ_{co} : 側板最下部に生じる圧縮応力 (kgf/mm²)

P_o : 最低使用圧力 (kgf/cm²)

t_s : 側板最下段の板厚 (mm)

<応力の評価>

$\sigma_{co} \leq \sigma_a$ ならば可とする。

σ_a : 側板における応力の許容限界であつて、(3.23)式又は(3.24)式により得られる値 (kgf/mm²)

$\sigma_t \leq S_Y$ の場合

$$\sigma_a = \frac{0.45Et_s}{D} \dots\dots\dots (3.23)$$

$\sigma_t > S_Y$ の場合

$$\sigma_a = \frac{0.4Et_s}{D} \dots\dots\dots (3.24)$$

E : 縦弾性係数 (kgf/mm²)

σ_t : アンカストラップ又はアンカーボルトに生ずる引張応力であつて、(3.13)式により得られる値 (kgf/mm²)

S_Y : アンカストラップ又はアンカーボルトの降伏点又は0.2%耐力 (kgf/mm²)

3.4.1.3 側板最下部に生じる組合せ応力強さ (一次一般膜応力強さ)

$$P_m = \sigma_\theta + \sigma_{c1} \dots\dots\dots (3.25)$$

P_m : 側板最下部に生じる組合せ応力強さ (一次一般膜応力強さ) (kgf/mm²)

σ_θ : 側板最下部の周方向に生じる応力であつて、次の算式により得られる値 (kgf/mm²)

$$\sigma_\theta = \frac{(1+KMV)rH_l D}{2t_s} + \frac{P_1 D}{200t_s} + \frac{P_{di} D}{200t_s} \dots\dots\dots (3.26)$$

r : 液比重量 (kgf/mm²)

P_1 : 最高使用圧力 (kgf/cm²)

P_{di} : 動液圧であつて、 H_l/D の値に応じ、次の算式により得られる値 (kgf/cm²)

$H_l/D \leq 0.75$ の場合

$$P_{di} = 0.866 K_{MH} r H_l \tanh \left(0.866 \frac{D}{H_l} \right) \times 100 \dots\dots\dots (3.27)$$

$H_l/D > 0.75$ の場合

$$P_{di} = \frac{rD}{2} K_{MH} \times 100 \dots\dots\dots (3.28)$$

σ_{c1} : 次の算式により側板最下部に生じる圧縮応力であつて、次の算式により得られる値 (kgf/mm²)

$$\sigma_{c1} = -\frac{P_1 D}{400t_s} + \frac{(1+KMV)(W_s + W_r + W_{ir})}{\pi D t_s} + \frac{4M_1}{\pi D^2 t_s} \dots\dots\dots (3.29)$$

<応力の評価>

$P_m \leq \sigma_a$ ならば可とする。

σ_a : 側板における応力の許容限界であつて、次の算式により得られる値 (kgf/mm²)

$$\sigma_a = \min (0.7S_u, S_Y) \dots\dots\dots (3.30)$$

S_u : 引張強さ (kgf/mm²)

S_Y : 降伏点又は0.2%耐力 (kgf/mm²)

3.4.1.4 アニユラープレートに生じる曲げ応力強さ

(1) 地震時における曲げ応力強さ

$$(P_L + P_b + Q)_E = K_o \frac{D}{t_s} \left(K_{MV} r H_l + \frac{\sigma_m P_{di}}{100} \right) \dots\dots\dots (3.31)$$

$(P_L + P_b + Q)_E$: 地震によりアニユラープレートに生じる曲げ応力強さ (kgf/mm²)

K_o : 次の算式により得られる値

$$K_o = 3.7013 - 3.0459 \left(\frac{t_a}{t_s} \right) + 0.47294 \left(\frac{t_a}{t_s} \right)^2 \dots\dots\dots (3.32)$$

t_a : アニユラープレートの板厚 (mm)

t_s : 側板最下段の板厚 (mm)

σ_m : 次の算式により得られる値

$$\sigma_m = 1 + 0.057 \left(\frac{2H_l}{D} \right) + 0.15 \left(\frac{2H_l}{D} \right)^2 \dots\dots\dots (3.33)$$

<応力の評価>

$(P_L + P_b + Q)_E \leq \sigma_a$ ならば可とする。

σ_a : アニユラープレートにおける応力の許容限界であつて、次の算式により得られる値 (kgf/mm²)

$$\sigma_a = 2S_Y \dots\dots\dots (3.34)$$

(2) 通常運転時における曲げ応力強さ

通常運転においてもアニユラープレートには圧力の変動に伴い繰返し曲げ応力が発生するので、その値を計算する。

$$(P_L + P_b + Q)_S = K_o \frac{D}{2t_s} \left(r H_l + \frac{P_1}{100} \right) \dots\dots\dots (3.35)$$

$(P_L + P_b + Q)_S$: 通常運転時にアニユラープレートに生じる曲げ応力強さ (kgf/mm²)

<応力の評価>

$(P_L + P_b + Q)_S \leq \sigma_a$ ならば可とする。

σ_a : アニユラープレートにおける応力の許容限界であつて、(3.34)式により得られる値 (kgf/mm²)

なお、 $\{(P_L + P_b + Q)_E \text{ 又は } (P_L + P_b + Q)_S\} > \sigma_a$ の場合にあつては、疲労解析を行い、疲労累積係数が1.0以下であることを確認したときは可とする。

3.4.2 第二設計地震動

3.4.2.1 アンカストラップ又はアンカーボルトに生じる引張応力

$$\sigma_l = \frac{1}{NA} \left\{ \frac{\pi D^2 P_1}{400} - (W_s + W_r + W_{ir}) + \frac{4M_2}{D} \right\} \dots\dots\dots (3.36)$$

σ_l : アンカストラップ又はアンカーボルトに生じる引張応力 (kgf/mm²)

M_2 : 第二設計地震動により側板最下部に生じる転倒モーメントであつて、次の算式により得られる値 (kgf・mm)

$$M_2 = \frac{9\alpha_2 W_2 H_2}{g} \dots\dots\dots (3.37)$$

- α_2 : 第二設計地震動の地表面における水平加速度 (mm/s^2)
- W_2 : 第二設計地震動に対する有効液重量であつて、次の算式により得られる値 (kgf)
 $W_2 = f_2 W_l$ (3.38)
- f_2 : 有効液重量率であつて、 H_l/D の値に応じ図 3.7 又は次の算式により得られる値

$$f_2 = 0.23 \frac{D}{H_l} \tan h \left(\frac{3.67 H_l}{D} \right) \dots\dots\dots (3.39)$$

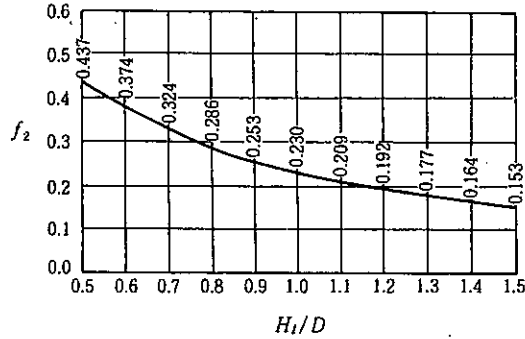


図 3.7 有効液重量率

H_2 : 貯槽底面から W_2 に係る有効液の重心位置までの高さであつて次の算式により得られる値 (mm)

$$H_2 = h_2 H_l \dots\dots\dots (3.40)$$

h_2 : H_l/D の値に応じ、図 3.8 又は次の算式により得られる値

$$h_2 = 1.0 - \frac{\cos h \left(\frac{3.67 H_l}{D} \right) - 1.0}{\frac{3.67 H_l}{D} \sin h \left(\frac{3.67 H_l}{D} \right)} \dots\dots\dots (3.41)$$

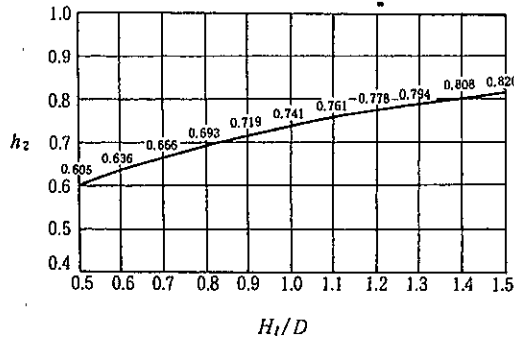


図 3.8 有効液重心位置

<応力の評価>

$\sigma_t \leq \sigma_a$ ならば可とする。

σ_a : アンカーストラップ又はアンカーボルトにおける応力の許容限界であつて、(3.21) 式により得られる値 (kgf/mm^2)

3.4.2.2 側板最下部に生じる圧縮応力

$$\sigma_{co} = \frac{P_o D}{400 t_s} + \frac{W_s + W_r + W_{ir}}{\pi D t_s} + \frac{4 M_2}{\pi D^2 t_s} \dots\dots\dots (3.43)$$

<応力の評価>

$\sigma_{co} \leq \sigma_a$ ならば可とする。

σ_a : 側板における応力の許容限界であつて、(3.23) 式又は (3.24) 式により得られる値 (kgf/mm^2)

3.4.2.3 側板最下部に生じる組合せ応力強さ (一次一般膜応力強さ)

$$P_m = \sigma_\theta + \sigma_{c1} \dots\dots\dots (3.44)$$

P_m : 側板最下部に生じる組合せ応力強さ (一次一般膜応力強さ) (kgf/mm^2)

σ_θ : 側板最下部の周方向に生じる応力であつて、次の算式により得られる値 (kgf/mm^2)

$$\sigma_\theta = \frac{r H_l D}{2 t_s} + \frac{P_1 D}{200 t_s} + \frac{P_{ds} D}{200 t_s} \dots\dots\dots (3.45)$$

P_{ds} : 動液圧であつて、次の算式により得られる値 (kgf/mm^2)

$$P_{ds} = \frac{900 \alpha_2}{(\varepsilon_1^2 - 1) g} r D \frac{1}{\cos h \left(\varepsilon_1 \frac{2 H_l}{D} \right)} \dots\dots\dots (3.46)$$

$\varepsilon_1 = 1.841$ とする。

σ_{c1} : 側板最下部に生じる圧縮応力であつて、次の算式により得られる値 (kgf/mm^2)

$$\sigma_{c1} = -\frac{P_2 D}{400 t_s} + \frac{W_s + W_r + W_{ir}}{\pi D t_s} + \frac{4 M_2}{\pi D^2 t_s} \dots\dots\dots (3.47)$$

<応力の評価>

$P_m \leq \sigma_a$ ならば可とする。

σ_a : 側板における組合せ応力の許容限界であつて、(3.30) 式により得られる値 (kgf/mm^2)

3.4.2.4 アニユラープレートに生じる曲げ応力強さ

(1) 地震時における曲げ応力強さ

$$(P_L + P_b + Q)_E = \frac{K_o \alpha_m D P_{ds}}{100 t_s} \dots\dots\dots (3.48)$$

$(P_L + P_b + Q)_E$: 地震によりアニユラープレートに生じる曲げ応力強さ (kgf/mm^2)

α_m : 次の算式により得られる値

$$\alpha_m = 1.0 + 0.057d + 0.15d^2 + \beta (0.025 + 0.028d^2 + 0.10d^3) \dots\dots\dots (3.49)$$

d, β : 次の算式により得られる値

$$d = \frac{2 H_l}{D} \dots\dots\dots (3.50)$$

$$\beta = \left(\cos h \left(\frac{3.682 H_l}{D} \right) - 1 \right) \frac{D}{2 H_l} \dots\dots\dots (3.51)$$

<応力の評価>

$(P_L + P_b + Q)_E \leq \sigma_a$ ならば可とする。

σ_a : アニユラープレートにおける応力の許容限界であつて、(3.34) 式により得られる値 (kgf/mm^2)

(2) 通常運転時における曲げ応力強さ

通常の運転においてもアンヌラープレートには圧力の変動に伴い繰返し曲げ応力が発生するので、その値を計算する。

$$(P_L + P_b + Q)_s = K_o \frac{D}{2 t_s} \left(r H_l + \frac{P_L}{100} \right) \dots\dots\dots (3.52)$$

$(P_L + P_b + Q)_s$: 通常の運転時にアンヌラープレートに生じる曲げ応力強さ (kgf/mm²)

<応力の評価>

$(P_L + P_b + Q)_s \leq \sigma_a$ ならば可とする。

σ_a : アンヌラープレートにおける応力の許容限界であつて、(3.34)式により得られる値 (kgf/mm²)

なお、 $\{ (P_L + P_b + Q)_E \text{ 又は } (P_L + P_b + Q)_s \} > \sigma_a$ の場合にあつては、疲労解析を行い、疲労累積係数が1.0以下であることを確認したときは可とする。

3.5 点検結果のまとめ

表3.10に平底円筒形貯槽の耐震性判定結果をまとめる。

耐震性判定結果がすべて可となつた設備については、耐震性向上対策を取る必要はないものとする。

表3.10 平底円筒形貯槽の耐震性判定結果

貯槽名称	
内容物	
内容液重量	(kgf)
境界線までの距離	(m)
重要度、重要度係数	
地域区分、地域係数	
地盤種別、表層地盤増幅係数	
H_l / D	
固有周期	第一設計 (s)、第二設計 (s)
第一設計静的水平震度又は第一設計修正水平震度	
第一設計修正鉛直震度	
第二設計水平加速度	(mm/s ²)

部 位	設計地震動判定基準等 応力名称	第一設計地震動				第二設計地震動			
		発生応力 (kgf/mm ²)	応力の許容 限界 (kgf/mm ²)	応力比	判定	発生応力 (kgf/mm ²)	応力の許容 限界 (kgf/mm ²)	応力比	判定
アンカースト ラップ又はア ンカーボルト	引 張								
側 板	圧 縮								
	組 合せ								
アンヌラー プレート	曲げ(地震時)								
	曲げ(通常時)								

4. 別途検討及び耐震性向上対策について

4.1 別途検討

3. 数値解析による点検の結果、別途検討が必要となつた設備については、以下の方法により再度耐震性のレベルを判定することができる。

- (1) 地震入力は、実測データによる変更又は災害防止対策の程度に応じた変更ができるものとする。
- (2) 応力算定は、第2種認定プログラム等工学的・技術的に3. 数値解析の応力算定と同等と認められる計算法によることができる。
- (3) 応力の許容限界については、応力算定の計算法に依り、実測値又は公知、かつ、信頼性のあるデータが得られた場合には、これを用いることができる。

上記(1)~(3)を用いた検討の結果、耐震性を有すると判断される設備については、3. 数値解析において合格となつた設備と同様耐震性向上対策を取る必要はないものとする。

なお、(1)~(3)の結果、耐震性向上対策が必要であると考えられる設備については、次の数値解析により設備の保有する耐震性のレベルの判定及びその判定に応じた耐震性向上対策の程度の検討を行うことができるものとする。

- (イ) 塑性変形に基づく内槽下部の応力上昇を考慮し、過去の使用履歴による繰返し応力及び地震時の繰返し応力による隅角部の疲労解析を行う。
- (ロ) その他、貯槽の弾塑性変形と弾塑性地震応答を考慮して終局強度を検討する。

4.2 耐震性向上対策

平底円筒形貯槽の耐震上最も重要な部分は内槽の下部である。当該部位を補強することは技術的には可能であつても、施工に当たつては内容液の排除、断熱材の除去等万全の準備を行わねばならないため、プラント全体としての運転を継続するための条件を考慮する必要がある。

耐震性向上対策として現状で考えられる項目を以下に例示する。

- (1) 貯藏量の低減

貯蔵量を低減させると地震力が低下し、また重心位置が下がるので転倒モーメントが小さくなり、耐震性向上に対する効果は大きい。

ただし、入船時等で貯蔵量が一時的に増大する場合もあるので、その場合には可及的速かに液をシフトする等の対応策を取ることとする。

(2) 補 強

強度不足となつた部位がアンカストラップ又はアンカーボルトの場合は、それらを補強又は増設する。側板についてはスチフナープレート等を側板に溶接し、側板の剛性及び強度を増す。

(3) 防災対策等の強化

上記の対策等が取れない場合、二次災害を防止するため防液堤の耐震性検討を行い、必要に応じ対策を講ずるほか、防消火設備の強化を行う。

参考資料

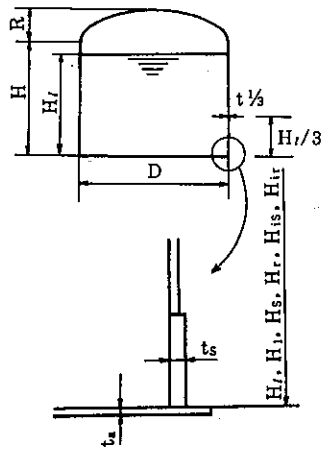
I. 計算例題

(I) 静的震度法による解析

表 3. 2 平底円筒形貯槽の耐震性点検仕様書

貯槽名称	500トンLO タンク
内容物	液化酸素
境界までの距離 X	26m
設置場所	①特定製造事業所(注)、 ②その他
重要度、重要度係数	III、 $\beta_1 = 0.5$
地域区分、地域係数	特 A、 $\beta_2 = 1$
地盤種別、表層地盤増幅係数	第4種、 $\beta_3 = 2$
内容物の重量 W_l	500,000 kgf
液比重量 r	1.14×10^{-6} kgf/mm ³
使用温度	-183°C
最高使用圧力 P_s	0.15kgf/cm ²
最低使用圧力 P_o	0 kgf/cm ²
最高液面高さ H_l	6,610mm

(注)コンビナート等保安規則(昭和50年通商産業省令第38号)第2条第2項第3号に定める特定製造事業所をいう。



貯槽内径	D	9,200mm
側板部の高さ	H	7,000mm
屋根部の高さ	R	2,000mm
貯槽材質		SUS 304
引張強さ S_u		53kgf/mm ²
降伏点又は0.2%耐力 S_y		21kgf/mm ²
縦弾性係数 E		20,500kgf/mm ²
板厚	側板下段 t_s	6 mm
	$H_l/3$ 部側板 $t_{1/3}$	6 mm
	アニューラープレート t_a	9 mm
重量	側板(内槽) W_s	8,890kgf
	屋根(内槽) W_r	3,900kgf
	側部保冷材 W_{is}	17,700kgf
	屋根部保冷材 W_{ir}	11,000kgf
重心	側板(内槽) H_s	3,230mm
	屋根(内槽) H_r	8,300mm
	側部保冷材 H_{is}	3,230mm
	屋根部保冷材 H_{ir}	8,800mm
材質		SUS 304
引張強さ S_u (常温)		53 kgf/mm ²

ア又は カは アンカ ストラ ップ ボルト	降伏点(常温) S_y	21 kgf/mm ²
	本数 N	32
	呼び径(アンカー ボルト)	—
	厚さ×幅(アンカ ーストラップ)	9×75mm
	1本当りの有効断 面積 A	675mm ²
杭がある場合 杭間隔 P	910mm	
減衰定数 h	8%	

1. 地震力の算定

当該貯槽は重要度がⅢであり、かつ、内槽の外径及び側板部の高さがいずれも10m未満であるため静的震度法を用いる。

(1) 地表面における第一設計地震動

$$K_H = 0.150\beta_1\beta_2\beta_3$$

$$\beta_1: \text{重要度係数} = 0.5$$

$$\beta_2: \text{地域係数} = 1.0$$

$$\beta_3: \text{表層地盤増幅係数} = 2.0$$

$$K_H = 0.150 \times 0.5 \times 1.0 \times 2.0 = 0.15$$

(2) 第一設計地震動の設計静的水平震度

$$K_{SH} = \beta_4 K_H$$

$$\beta_4: \text{静的震度法による水平方向応答倍率} = 2.0$$

$$K_{SH} = 2.0 \times 0.15 = 0.3$$

(3) 地表面における第二設計地震動

第二設計地震動に対する固有周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{D}{3.682g} \coth\left(\frac{3.682H_l}{D}\right)}$$

$$g: \text{重力加速度} = 9800 \text{ (mm/s}^2\text{)}$$

$$D: \text{貯槽の内径} = 9200 \text{ (mm)}$$

$$H_l: \text{最高液面高さ} = 6610 \text{ (mm)}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{9200}{3.682 \times 9800} \coth\left(\frac{3.682 \times 6610}{9200}\right)} = 3.19 \text{ (s)}$$

固有周期が7.5(s)以下であるので水平地動速度の検討をする。

地表面における水平地動速度

$$V_H = 500\beta_1\beta_2$$

$$= 500 \times 0.5 \times 1.0 = 250 \text{ (mm/s)}$$

地表面における水平加速度

$$\alpha_z = V_H \frac{2\pi}{T}$$

$$= 250 \times \frac{2 \times \pi}{3.19} = 493 \text{ (mm/s}^2\text{)}$$

2. 応力の算定

2.1 第一設計地震動による応力算定

(1) アンカーストラップに生じる引張応力

$$\sigma_t = \frac{1}{NA} \left(\frac{\pi D^2 P_1}{400} - (W_s + W_r + W_{ir}) + \frac{4M_1}{D} \right)$$

$$N: \text{アンカーストラップの本数} = 32$$

$$A: \text{アンカーストラップの断面積} = 675 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$D: \text{内槽の内径} = 9200 \text{ (mm)}$$

$$P_1: \text{最高使用圧力} = 0.15 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$W_s: \text{内槽側板重量} = 8890 \text{ (kgf)}$$

$$W_r: \text{内槽屋根重量} = 3900 \text{ (kgf)}$$

$$W_{ir}: \text{屋根部保冷材重量} = 11000 \text{ (kgf)}$$

$$M_1: \text{第一設計地震動により側板最下部に生じる転倒モーメント (kgf·mm)}$$

$$M_1 = K_{sH} (W_s H_s + W_r H_r + W_{ir} H_{ir} + \frac{W_{is}}{2} H_{is} + W_1 H_1)$$

$$H_s: \text{貯槽底面から側板部の重心までの高さ} = 3230 \text{ (mm)}$$

$$H_r: \text{貯槽底面から屋根板部の重心までの高さ} = 8300 \text{ (mm)}$$

$$H_{ir}: \text{貯槽底面から屋根部保冷材の重心までの高さ} = 8800 \text{ (mm)}$$

$$W_{is}: \text{側部保冷材重量} = 17700 \text{ (kgf)}$$

$$H_{is}: \text{貯槽底面から側部保冷材の重心までの高さ} = 3230 \text{ (mm)}$$

$$W_1: \text{第一設計地震動に対する有効液重量 (kgf)}$$

$$W_1 = f_1 W_l$$

$$f_1: \text{有効液重量率}$$

$$\frac{H_l}{D} = \frac{6610}{9200} = 0.718 < 0.75$$

$$f_1 = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H_l}\right)}{0.866 \frac{D}{H_l}}$$

$$= \frac{\tanh\left(0.866 \times \frac{9200}{6610}\right)}{0.866 \times \frac{9200}{6610}} = 0.693$$

$$= \frac{\tanh\left(0.866 \times \frac{9200}{6610}\right)}{0.866 \times \frac{9200}{6610}} = 0.693$$

$$= \frac{\tanh\left(0.866 \times \frac{9200}{6610}\right)}{0.866 \times \frac{9200}{6610}} = 0.693$$

$$W_l: \text{内容液の重量} = 500000 \text{ (kgf)}$$

$$W_1 = 0.693 \times 500000 = 347000 \text{ (kgf)}$$

$$H_1: \text{貯槽底面から} W_1 \text{に係る有効液の重心位置までの高さ (mm)}$$

$$H_1 = h_1 H_l$$

$$H_l / D \leq 0.75 \text{ であるので } h_1 = 0.375$$

$$H_1 = 0.375 \times 6610 = 2480 \text{ (mm)}$$

$$M_1 = 0.3 \left(8890 \times 3230 + 3900 \times 8300 + 11000 \times 8800 + \frac{17700}{2} \times 3230 \right.$$

$$\left. + 347000 \times 2480 \right)$$

$$= 3.14 \times 10^8 \text{ (kgf·mm)}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{32 \times 675} \left(\frac{\pi \times 9200^2 \times 0.15}{400} - (8890 + 3900 + 11000) + \frac{4 \times 3.14 \times 10^8}{9200} \right) = 9.84 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

$$\sigma_a = \min (S_u, 1.35S_y)$$

$$S_u = 53 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$1.35S_y = 1.35 \times 21 = 28.4 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_a = 28.4 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_a} = \frac{9.84}{28.4} = 0.346 < 1 \dots\dots\dots \text{可}$$

(2) 側板最下部に生じる圧縮応力

$$\sigma_{co} = -\frac{P_o D}{400t_s} + \frac{W_s + W_r + W_{ir}}{\pi D t_s} + \frac{4 M_1}{\pi D^2 t_s}$$

P_o : 最低使用圧力 = 0 (kgf/cm²)

t_s : 側板最下段の板厚 = 6 (mm)

$$\sigma_{co} = -\frac{0 \times 9200}{400 \times 6} + \frac{8890 + 3900 + 11000}{\pi \times 9200 \times 6} + \frac{4 \times 3.14 \times 10^8}{\pi \times 9200^2 \times 6} = 0.924 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

σ_a : 応力の許容限界

アンカストラップの発生応力は降伏点又は0.2%耐力以下であるので

$$\sigma_a = \frac{0.45Et_s}{D}$$

E : 縦弾性係数 = 20500 (kgf/mm²)

$$\sigma_a = \frac{0.45 \times 20500 \times 6}{9200} = 6.02 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{\sigma_{co}}{\sigma_a} = \frac{0.924}{6.02} = 0.153 < 1 \dots\dots\dots \text{可}$$

2.2 第二設計地震動による応力算定

(1) アンカストラップに生じる引張応力

$$\sigma_t = \frac{1}{NA} \left\{ \frac{\pi D^2 P_1}{400} - (W_s + W_r + W_{ir}) + \frac{4 M_2}{D} \right\}$$

M_2 : 第二設計地震動により側板最下部に生じる転倒モーメント (kgf・mm)

$$M_2 = \frac{9 \alpha_2 W_2 H_2}{g}$$

α_2 : 第二設計地震動の地表面における水平加速度 = 493 (mm/s²)

g : 重力加速度 = 9800 (mm/s²)

W_2 : 第二設計地震動に対する有効液重量 (kgf)

$$W_2 = f_2 W_l$$

f_2 : 有効液重量率

$$f_2 = 0.23 \left(\frac{D}{H_l} \right) \tanh \left(\frac{3.67 H_l}{D} \right) = 0.23 \times \frac{9200}{6610} \times \tanh \left(\frac{3.67 \times 6610}{9200} \right) = 0.317$$

$$W_l = 500000 \text{ (kgf)}$$

$$W_2 = 0.317 \times 500000 = 159000 \text{ (kgf)}$$

H_2 : 貯槽底面から W_2 に係る有効液の重心位置までの高さ (mm)

$$H_2 = h_2 H_l$$

$$h_2 = 1.0 - \frac{\cosh \left(\frac{3.67 H_l}{D} \right) - 1.0}{\frac{3.67 H_l}{D} \sinh \left(\frac{3.67 H_l}{D} \right)} = 1.0 - \frac{\cosh \left(\frac{3.67 \times 6610}{9200} \right) - 1.0}{\frac{3.67 \times 6610}{9200} \times \sinh \left(\frac{3.67 \times 6610}{9200} \right)} = 0.671$$

$$H_2 = 0.671 \times 6610 = 4440 \text{ (mm)}$$

$$M_2 = \frac{9 \times 493 \times 159000 \times 4440}{9800} = 3.20 \times 10^8 \text{ (kgf} \cdot \text{mm)}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{32 \times 675} \left\{ \frac{\pi \times 9200^2 \times 0.15}{400} - (8890 + 3900 + 11000) + \frac{4 \times 3.20 \times 10^8}{9200} \right\} = 9.96 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

$$\sigma_a = \min (S_u, 1.35S_y) = 28.4 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_a} = \frac{9.96}{28.4} = 0.351 < 1 \dots\dots\dots \text{可}$$

(2) 側板最下部に生じる圧縮応力

$$\sigma_{co} = -\frac{P_o D}{400t_s} + \frac{W_s + W_r + W_{ir}}{\pi D t_s} + \frac{4 M_2}{\pi D^2 t_s} = -\frac{0 \times 9200}{400 \times 6} + \frac{8890 + 3900 + 11000}{\pi \times 9200 \times 6} + \frac{4 \times 3.20 \times 10^8}{\pi \times 9200^2 \times 6} = 0.939 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

σ_a : 応力の許容限界であつて、アンカストラップの発生応力が降伏点又は0.2%耐力以下であるので

$$\sigma_a = \frac{0.45Et_s}{D}$$

$$\sigma_{co} = 0.939 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_a = 6.02 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{\sigma_{co}}{\sigma_a} = \frac{0.939}{6.02} = 0.156 < 1 \dots\dots\dots \text{可}$$

表3.10 平底円筒形貯槽の耐震性判定結果

貯槽名称	500トンLOタンク
内容物	液化酸素
内容液重量	500,000 (kgf)
境界線までの距離	26 (m)
重要度、重要度係数	III、0.5
地域区分、地域係	特A、1

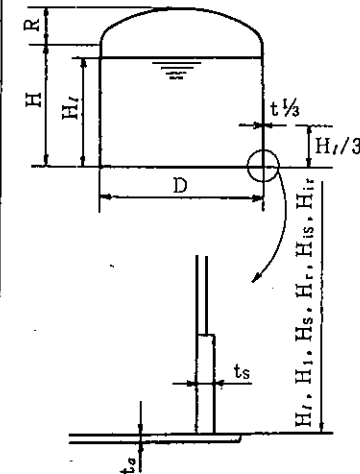
数									
地盤種別、表層地盤増幅係数	第4種、2								
H_l / D	0.718								
固有周期	第一設計-(s)、第二設計3.19(s)								
第一設計静的水平震度	0.3								
第一設計修正鉛直震度	-								
第二設計水平加速度	493 (mm/s ²)								
設計地震動	第一設計地震動				第二設計地震動				
	判定基準等 応力名称 部位	発生応力 (kgf/mm ²)	応力の許容限界 (kgf/mm ²)	応力比	判定	発生応力 (kgf/mm ²)	応力の許容限界 (kgf/mm ²)	応力比	判定
アンカーストラップ又はアンカーボルト	引張	9.84	28.4	0.346	可	9.96	28.4	0.351	可
側板	圧縮	0.924	6.02	0.153	可	0.939	6.02	0.156	可
	組合せ								
アニューラプレート	曲げ(地震時)								
	曲げ(通常時)								

(II) 修正震度法による解析例

表3.2 平底円筒形貯槽の耐震性点検仕様書

貯槽名称	LTK-3	
内容物	液化プロパン	
境界までの距離 X-	300m	
設置場所	①特定製造事業所(注)、 ②その他	
重要度、重要度係数	$I_a, \beta_1 = 1.0$	
地域区分、地域係数	特 A, $\beta_2 = 1.0$	
地盤種別、表層地盤増幅係数	第4種、 $\beta_3 = 2.0$	
内容液の重量 W_l	24,500,000kgf	
液比重量 r	0.584×10^{-6} kgf/mm ³	
使用温度	-45°C	
最高使用圧力 P_1	0.08kgf/cm ²	
最低使用圧力 P_0	0.02kgf/cm ²	
最高液面高さ H_l	22,000mm	
貯槽内径 D	49,250mm	
側板部の高さ H	23,000mm	
屋根部の高さ R	10,550mm	
貯槽材質	S L A 33 B	
引張強さ S_u	45kgf/mm ²	
降伏点又は0.2%耐力 S_y	33kgf/mm ²	

(注)コンビナート等保安規則(昭和50年通商産業省令第38号)第2条第2項第3号に定める特定製造事業所をいう。



縦弾性係数	E	19,600kgf/mm ²
板厚	側板最下段 t_s	23.8mm
	H _l /3部側板 $t_{1/3}$	17.4mm
	7ミリワッシャープレート t_a	9.0mm
重量	側板(内槽) W_s	447,000kgf
	屋根(内槽) W_r	193,400kgf
	側部保冷材 W_{is}	125,000kgf
	屋根部保冷材 W_{ir}	81,400kgf
重心	側板(内槽) H_s	9,070mm
	屋根(内槽) H_r	28,250mm
	側部保冷材 H_{is}	11,500mm
	屋根部保冷材 H_{ir}	28,500mm
ア又はアンカーはアンカーストラップまたはボルト	材質	S C M 4
	引張強さ(常温) S_u	100kgf/mm ²
	降伏点(常温) S_y	85kgf/mm ²
	本数 N	128
	呼び径(アンカーボルト)	W 1 1/4
	厚さ×幅(アンカーストラップ)	—mm
	1本当りの有効断面積 A	627.5mm ²
	杭がある場合杭間隔P	1,500mm

減衰定数	h	10%
------	---	-----

1. 地震力の算定

当該貯槽は、修正震度法を用いる。

(1) 地表面における第一設計地震動

$$K_H = 0.150\beta_1\beta_2\beta_3 \\ = 0.150 \times 1 \times 1.0 \times 2.0 = 0.3$$

$$K_V = 0.075\beta_1\beta_2\beta_3 \\ = 0.075 \times 1 \times 1.0 \times 2.0 = 0.15$$

重要度がI_aであるので修正震動法により解析する。

(2) 第一設計地震動の水平方向固有周期

$$T = \frac{2}{\lambda} \sqrt{\frac{W_0}{\pi g E t^{1/3}}} \\ \lambda = 0.067 \left(\frac{H_l}{D} \right)^2 - 0.30 \times \frac{H_l}{D} + 0.46 \\ = 0.067 \times \left(\frac{22000}{49250} \right)^2 - 0.30 \times \frac{22000}{49250} + 0.46 = 0.339$$

$$g = 9800 \text{ (mm/s}^2\text{)}$$

$$E = 19600 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$t_{1/3} = 17.4 \text{ (mm)}$$

$$W_0 = W_s + W_r + \frac{1}{2}W_{is} + W_{ir} + W_l$$

$$= 447000 + 193400 + \frac{1}{2} \times 125000 + 81400 + 2450000 = 25300000 \text{ (kgf)}$$

$$T = \frac{2}{0.339} \times \sqrt{\frac{25300000}{\pi \times 9800 \times 19600 \times 17.4}} = 0.290 \text{ (s)}$$

(3) 第一設計地震動の設計修正水平震度及び設計修正鉛直震度

図3.3より

基準応答倍率=1.95

減衰定数が10%であるので表3.10より補正係数は0.78となる。

$$\beta_s = 0.78 \times 1.95 = 1.52$$

$$K_{MH} = \beta_s K_H \\ = 1.52 \times 0.3 = 0.456$$

$$K_{MV} = \beta_s K_V \\ \beta_s = 2$$

$$K_{Mv} = 2 \times 0.15 = 0.3$$

(4) 地表面における第二設計地震動

第二設計地震動に対する液面揺動の固有周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{D}{3.682g} \coth \left(\frac{3.682H_l}{D} \right)} \\ = 2\pi \times \sqrt{\frac{49250}{3.682 \times 9800} \coth \left(\frac{3.682 \times 22000}{49250} \right)} = 7.62 \text{ (s)}$$

液面揺動の固有周期が7.5(s)を超えるので水平地動変位の検討を行う。

地表面における水平地動変位の片振幅

$$D_H = 600\beta_1 \beta_2 = 600 \times 1 \times 1.0 = 600 \text{ (mm)}$$

地表面における水平加速度

$$\alpha_2 = D_H \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = 600 \times \left(\frac{2 \times \pi}{7.62}\right)^2 = 408 \text{ (mm/s}^2\text{)}$$

2. 応力の算定

2.1 第一設計地震動による応力算定

(1) アンカーボルトに生じる引張応力

$$\sigma_t = \frac{1}{NA} \left\{ \frac{\pi D^2 P_1}{400} - (1 - K_{MV})(W_s + W_r + W_{ir}) + \frac{4M_1}{D} \right\}$$

$$M_1 = K_{MH} (W_s H_s + W_r H_r + W_{ir} H_{ir} + \frac{W_i s}{2} H_{is} + W_1 H_1)$$

$$W_i = f_1 W_1$$

$$\frac{H_i}{D} = \frac{22000}{49250} = 0.447 < 0.75$$

$$f_1 = \frac{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H_i}\right)}{0.866 \frac{D}{H_i}}$$

$$= \frac{\tanh\left(0.866 \frac{49250}{22000}\right)}{0.866 \times \frac{49250}{22000}} = 0.495$$

$$W_1 = 0.495 \times 24500000 = 12130000 \text{ (kgf)}$$

$$H_1 = h_1 H_i$$

$$H_i/D \leq 0.75 \text{ であるので } h_1 = 0.375$$

$$H_1 = 0.375 \times 22000 = 8250 \text{ (mm)}$$

$$M_1 = 0.456 \times (447000 \times 9070 + 193400 \times 28250 + 81400 \times 28500$$

$$+ \frac{125000}{2} \times 11500 + 12130000 \times 8250)$$

$$= 5.14 \times 10^{10} \text{ (kgf} \cdot \text{mm)}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{128 \times 627.5} \times \left(\frac{\pi \times 49250^2 \times 0.08}{400} - (1 - 0.3) \times (447000 + 193400 + 81400) \right.$$

$$\left. + \frac{4 \times 5.14 \times 10^{10}}{49250} \right)$$

$$= 64.7 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

$$\sigma_a = \min(S_u, 1.35S_y)$$

$$S_u = 100 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$1.35S_y = 1.35 \times 85 = 114.8 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_a = 100 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_a} = \frac{64.7}{100} = 0.647 < 1 \dots\dots\dots \text{可}$$

(2) 側板最下部に生じる圧縮応力

$$\sigma_{co} = \frac{P_o D}{400ts} + \frac{(1 + K_{MV})(W_s + W_r + W_{ir})}{\pi D ts} + \frac{4M_1}{\pi D^2 ts}$$

$$= \frac{0.02 \times 49250}{400 \times 23.8} + \frac{(1 + 0.3) \times (447000 + 193400 + 81400)}{\pi \times 49250 \times 23.8} + \frac{4 \times 5.14 \times 10^{10}}{\pi \times 49250^2 \times 23.8}$$

$$= 1.49 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

アンカーボルトの発生応力が降伏点又は0.2%耐力以下であるので

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_a} = \frac{0.45Et_s}{D} = \frac{0.45 \times 19600 \times 23.8}{49250} = 4.26 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{\sigma_{co}}{\sigma_a} = \frac{1.49}{4.26} = 0.35 < 1 \dots\dots\dots \text{可}$$

(3) 側板最下部に生じる組合せ応力強さ (一次一般膜応力強さ)

$$P_m = \sigma_\theta + \sigma_c$$

$$\sigma_\theta = \frac{(1 + K_{MV})r H_l D}{2ts} + \frac{P_1 D}{200ts} + \frac{P_{di} D}{200ts}$$

P_{di} : 動液圧

H_l/D < 0.75 であるので

$$P_{di} = 0.866 K_{MH} r H_l \tanh\left(0.866 \frac{D}{H_l}\right) \times 100$$

$$= 0.866 \times 0.456 \times 0.584 \times 10^{-6} \times 22000 \times \tanh\left(0.866 \frac{49250}{22000}\right) \times 100 = 0.487 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_\theta = \frac{(1 + 0.3) \times 0.584 \times 10^{-6} \times 22000 \times 49250}{2 \times 23.8} + \frac{0.08 \times 49250}{200 \times 23.8} + \frac{0.487 \times 49250}{200 \times 23.8} = 23.1 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{P_1 D}{400ts} + \frac{(1 + K_{MV})(W_s + W_r + W_{ir})}{\pi D ts} + \frac{4M_1}{\pi D^2 ts}$$

$$= \frac{0.08 \times 49250}{400 \times 23.8} + \frac{(1 + 0.3) \times (447000 + 193400 + 81400)}{\pi \times 49250 \times 23.8}$$

$$+ \frac{4 \times 5.14 \times 10^{10}}{\pi \times 49250^2 \times 23.8}$$

$$= 0.975 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$P_m = 23.1 + 0.975 = 24.1 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

$$\sigma_a = \min(0.7 S_u, S_y)$$

$$0.7 S_u = 0.7 \times 45 = 31.5 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$S_y = 33 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_a = 31.5 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{P_m}{\sigma_a} = \frac{24.1}{31.5} = 0.765 < 1 \dots\dots\dots \text{可}$$

(4) アニュープレートに生じる曲げ応力強さ

(i) 地震時における曲げ応力強さ

$$(P_L + P_b + Q)_E = \frac{K_o D}{ts} \left(K_{MV} r H_l + \frac{\sigma_m P_{di}}{100} \right)$$

$$K_o = 3.7013 - 3.0459 \left(\frac{ta}{ts}\right) + 0.47294 \left(\frac{ta}{ts}\right)^2 = 3.7013 - 3.0459 \times \frac{9}{23.8} + 0.47294 \times \left(\frac{9}{23.8}\right)^2 = 2.62$$

$$\sigma_m = 1 + 0.057 \left(\frac{2H_l}{D}\right) + 0.15 \left(\frac{2H_l}{D}\right)^2$$

$$= 1 + 0.057 \times \frac{2 \times 22000}{49250} + 0.15 \times \left(\frac{2 \times 22000}{49250}\right)^2 = 1.17$$

$$(P_L + P_b + Q)_E = 2.62 \times \frac{49250}{23.8} \times \left(0.3 \times 0.584 \times 10^{-6} \times 22000 + \frac{1.17 \times 0.487}{100} \right) \\ = 51.8 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

$$\sigma_a = 2 S_Y = 2 \times 33 = 66 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{(P_L + P_b + Q)_E}{\sigma_a} = \frac{51.8}{66} = 0.785 < 1 \text{可}$$

(ii) 通常運転時における曲げ応力強さ

$$(P_L + P_b + Q)_s = K_0 \frac{D}{2 t_s} \left(r H l + \frac{P_1}{100} \right) \\ = 2.62 \times \frac{49250}{2 \times 23.8} \times \left(0.584 \times 10^{-6} \times 22000 + \frac{0.08}{100} \right) \\ = 37.0 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

$$\sigma_a = 2 S_Y = 2 \times 33 = 66 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{(P_L + P_b + Q)_s}{\sigma_a} = \frac{37.0}{66} = 0.561 < 1 \text{可}$$

2. 2 第二設計地震動による応力算定

(1) アンカーボルトに生じる引張応力

$$\sigma_t = \frac{1}{N A} \left\{ \frac{\pi D^2 P_1}{400} - (W_s + W_r + W_{ir}) + \frac{4 M_z}{D} \right\}$$

$$M_z = \frac{9 \alpha_2 W_2 H_2}{g}$$

$$W_2 = f_2 W l$$

$$f_2 = 0.23 \frac{D}{H l} \tanh \left(\frac{3.67 H l}{D} \right)$$

$$= 0.23 \times \frac{49250}{22000} \times \tanh \left(\frac{3.67 \times 22000}{49250} \right) = 0.477$$

$$W_2 = 0.477 \times 24500000 = 11690000 \text{ (kgf)}$$

$$H_2 = h_2 H l$$

$$h_2 = 1.0 - \frac{\cosh \left(\frac{3.67 H l}{D} \right) - 1.0}{\frac{3.67 H l}{D} \sinh \left(\frac{3.67 H l}{D} \right)}$$

$$= 1.0 - \frac{\cosh \left(\frac{3.67 \times 22000}{49250} \right) - 1.0}{\frac{3.67 \times 22000}{49250} \sinh \left(\frac{3.67 \times 22000}{49250} \right)}$$

$$= 0.588$$

$$H_2 = 0.588 \times 22000 = 12900 \text{ (mm)}$$

$$M_z = \frac{9 \times 408 \times 11690000 \times 12900}{9800} = 5.65 \times 10^{10} \text{ (kgf} \cdot \text{mm)}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{128 \times 627.5} \times \left\{ \frac{\pi \times 49250^2 \times 0.08}{400} - (447000 + 193400 + 81400) + \frac{4 \times 5.65 \times 10^{10}}{49250} \right\} \\ = 67.1 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

$$\sigma_a = 100 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_a} = \frac{67.1}{100} = 0.671 < 1 \text{可}$$

(2) 側板最下部に生じる圧縮応力

$$\sigma_{co} = -\frac{P_b D}{400 t_s} + \frac{W_s + W_r + W_{ir}}{\pi D t_s} + \frac{4 M_z}{\pi D^2 t_s} = -\frac{0.02 \times 49250}{400 \times 23.8} \\ + \frac{(447000 + 193400 + 81400)}{\pi \times 49250 \times 23.8} + \frac{4 \times 5.65 \times 10^{10}}{\pi \times 49250^2 \times 23.8} \\ = 1.34 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

応力の許容限界 σ_a は2.1.(2)と同様

$$\sigma_a = 4.26 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{\sigma_{co}}{\sigma_a} = \frac{1.34}{4.26} = 0.315 < 1 \text{可}$$

(3) 側板最下部に生じる組合せ応力強さ (一次一般膜応力強さ)

$$P_m = \sigma \theta + \sigma_1$$

$$\sigma \theta = \frac{r H l D}{2 t_s} + \frac{P_1 D}{200 t_s} + \frac{P d s D}{200 t_s} \\ P d s = \frac{900 \alpha_2}{(\epsilon_1^2 - 1) g} \gamma D \frac{1}{\cosh \left(\epsilon_1 \frac{2 H l}{D} \right)} = \frac{900 \times 408}{(1.841^2 - 1) \times 9800} \\ \times 0.584 \times 10^{-6} \times 49250 \times \frac{1}{\cosh \left(1.841 \times \frac{2 \times 22000}{49250} \right)} = 0.168 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma \theta = \frac{0.584 \times 10^6 \times 22000 \times 49250}{2 \times 23.8} + \frac{0.08 \times 49250}{200 \times 23.8} + \frac{0.168 \times 49250}{200 \times 23.8} \\ = 15.9 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_1 = -\frac{P_1 D}{400 t_s} + \frac{W_s + W_r + W_{ir}}{\pi D t_s} + \frac{4 M_z}{\pi D^2 t_s} \\ = -\frac{0.08 \times 49250}{400 \times 23.8} + \frac{447000 + 193400 + 81400}{\pi \times 49250 \times 23.8} + \frac{4 \times 5.65 \times 10^{10}}{\pi \times 49250^2 \times 23.8} \\ = 1.03 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$P_m = 15.9 + 1.03 = 16.9 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

応力の許容限界 σ_a は、2.1.(3)と同様

$$\sigma_a = 31.5 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{P_m}{\sigma_a} = \frac{16.9}{31.5} = 0.537 < 1 \text{可}$$

(4) アニュレープレートに生じる曲げ応力強さ

(i) 地震時における曲げ応力強さ

$$(P_L + P_b + Q)_E = \frac{K_0 \alpha m D P d s}{100 t_s}$$

$$\alpha m = 1.0 + 0.057 d + 0.15 d^2 + \beta (0.025 + 0.028 d^2 + 0.10 d^3)$$

$$d = \frac{2 H l}{D} = \frac{2 \times 22000}{49250} = 0.893$$

$$\beta = \left\{ \cosh \left(\frac{3.682 H l}{D} \right) - 1 \right\} \frac{D}{2 H l}$$

$$= \left\{ \cosh \left(\frac{3.682 \times 22000}{49250} \right) - 1 \right\} \times \frac{49250}{2 \times 22000} = 1.89$$

$$\alpha_m = 1.0 + 0.057 \times 0.893 + 0.15 \times 0.893^2$$

$$+ 1.89 \times (0.025 + 0.028 \times 0.893^2 + 0.10 \times 0.893^3)$$

$$= 1.39$$

$$(P_L + P_b + Q)_E = \frac{2.62 \times 1.39 \times 49250 \times 0.168}{100 \times 23.8} = 12.7 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

応力の許容限界 $\sigma\alpha$ は、2.1.(4)(i)と同様

$$\sigma\alpha = 66 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{(P_L + P_b + Q)_E}{\sigma\alpha} = \frac{12.7}{66} = 0.192 < 1 \dots\dots\dots \text{可}$$

(ii) 通常運転時における曲げ応力強さ

2.2 (4)(ii)と同様

$$(P_L + P_b + Q)_S = 37.0 \text{ (kgf/mm}^2\text{)}$$

<応力の評価>

$$\frac{(P_L + P_b + Q)_S}{\sigma\alpha} = 0.561 < 1 \dots\dots\dots \text{可}$$

表 3. 10 平底円筒形貯槽の耐震性判定結果

貯槽名称	LTK-3
内 容 物	液化プロパン
内 容 液 重 量	24500000 (kgf)
境界線までの距離	300 (m)
重要度、重要度係数	I α 、1
地域区分、地域係数	特 A、1
地盤種別、表層地盤増幅係数	第4種、2
Hi / D	0.447
固 有 周 期	第一設計0.29(s)、第二設計7.62(s)
第一設計修正水平震度	0.456
第一設計修正鉛直震度	0.3

第二設計水平加速度		408 (mm/S ²)											
設計地震動判定基準等	部 位	発生応力 (kgf/mm ²)	応力の許容限界 (kgf/mm ²)	応力比	判定	第一設計地震動				第二設計地震動			
						発生応力 (kgf/mm ²)	応力の許容限界 (kgf/mm ²)	応力比	判定	発生応力 (kgf/mm ²)	応力の許容限界 (kgf/mm ²)	応力比	判定
アンカーストラップ又はアンカーボルト	引 張	64.7	100	0.647	可	67.1	100	0.671	可	67.1	100	0.671	可
側 板	圧 縮	1.49	4.26	0.35	可	1.34	4.26	0.315	可	1.34	4.26	0.315	可
	組 合 せ	24.1	31.5	0.765	可	16.9	31.5	0.537	可	16.9	31.5	0.537	可
アニユールプレート	曲げ(地震時)	51.8	66	0.785	可	12.7	66	0.192	可	12.7	66	0.192	可
	曲げ(通常時)	37	66	0.561	可	37	66	0.561	可	37	66	0.561	可

II. アンカーボルトの有効断面積

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 ²)	ねじの呼び	有効断面積(mm ²)	ねじの呼び	有効断面積(mm ²)
M 12	84.3	W $\frac{1}{2}$	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 $\frac{3}{8}$	909.8	1 $\frac{1}{2}$ -6 UNC	914.8
M 30	561	W 1 $\frac{1}{2}$	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 1/4	2047.1	2 1/4 - 4 1/2 UNC	2111.8
M 39	976	W 2 1/2	2588.0	2 1/2 - 4 UNC	2600.8
M 42	1121	W 2 3/4	3105.6	2 3/4 - 4 UNC	3206.2
M 45	1306	W 3	3764.5	3 - 4 UNC	3875.2
M 48	1473	W 3 1/2	5203.5	3 1/2 - 4 UNC	4607.5
M 52	1758	W 4	6862.0	3 1/2 - 4 UNC	5403.1
M 56	2030			3 3/4 - 4 UNC	6262.1
M 60	2362			4 - 4 UNC	7184.4
M 64	2676	有効断面積の計算式			
M 68	3055	メートル並目ねじ A = $\frac{\pi}{4} (d - 0.938P)^2$ d : おねじの外径			
M 72	3460	p : ピッチ			
M 76	3889	ウィット並目ねじ A = $\frac{\pi}{4} \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right)^2$ d ₁ : おねじの谷の径			
M 80	4344	d ₂ : 有効径			
M 90	5591	ユニファイ並目ねじ A = $\frac{\pi}{4} \left(d - 0.938 \frac{25.4}{n} \right)^2$ n : 山の数			
M 100	6995	(25.4mmにつき)			

III. 材料の降伏点又は0.2%耐力S_Y、引張強さS_U、縦弾性係数E

単位 (kgf/mm ²)					
材 質	級	材質記号	降伏点又は 0.2% 耐力 S _Y	引張強さ S _U	縦弾性係数 E
鋼	40キロ級	S M 41 (J I S)	25 : t ≤ 16	41	19600
			24 : 16 < t ≤ 40 22 : 40 < t		
	45キロ級	S L A 33 (J I S)	33	45	19600
		L T 33 (W E S)	33	45	19600
		Y N D 33 (八幡製鉄)	33	45	19600
		F L T 2 B (富士製鉄)	33	45	19600
		N - T U F 33 (新日本製鉄)	33	45	19600
	50キロ級	S L A 37 (J I S)	37	50	19600
		S P V 50 (J I S)	50	62	19600
		H W 45 (W E S)	45	60	19600
		H W 50 (W E S)	50	62	19600

60キロ級		L T 50 (W E S)	50	62	19600
		F T W 60 (富士製鉄)	50	60	19600
		River Ace 60 (川崎製鉄)	50	60	19600
		W E L - T E N 60 (新日本製鉄)	46注(4)	60	19600
ニッケル鋼	注(3)	S L 9 N 60 (J I S)	60	70	20500
ステンレス鋼		S U S 304 (J I S)	21	53	20500
アルミ		A 5083 P - 0 (J I S)	13 : 0.8 < t ≤ 40	28	7000
クロモリ鋼		S C M 2 (J I S)	70	85	
		S C M 4 (J I S)	85	100	

注(1)表の物性値は常温における値を示す。

(2)縦弾性係数Eは特定設備検査規則による値を示す。

(3)溶接材としてインコネルを使用するので応力評価には表のSu、S_Y値に対し、95%値を用いる。

(4)注文者の指定により50 (kgf/mm²) 以上とすることがある。

IV. 平底円筒形貯槽屋根部の重量及び重心計算

1. 内槽屋根の重量

屋根部を屋根板部とナックルプレート部に分け、付図1のようにモデル化する。

1. 1 ナックル部の体積V_n

ナックルプレートの半径に比べ板厚は小さいので、h は板厚中心における値を用いる。

$$V_n = \pi \left\{ h (r_o^2 - r_i^2) + \ell h \left(\sqrt{r_o^2 - h^2} - \sqrt{r_i^2 - h^2} \right) + \ell \left(r_o^2 \sin^{-1} \frac{h}{r_o} - r_i^2 \sin^{-1} \frac{h}{r_i} \right) \right\} \dots \dots \dots (1)$$

1. 2 屋根板部の体積V_R

屋根板厚は、その曲率半径に比べ微小であるので、h₁ は板厚中心における値を用いる。(外径又は内径における値を用いても誤差は微小である。)

$$V_R = \pi \left\{ \frac{2}{3} (R_o^3 - R_i^3) - h_1 (R_o^2 - R_i^2) \right\} \dots \dots \dots (2)$$

1. 3 内槽屋根の重量W_R

屋根部の比重量をτとすると、W_R は次式となる。

$$W_R = \tau (V_n + V_R) \dots \dots \dots (3)$$

2. 内槽屋根の重心

重心をGとし、その高さをh_Gとする。(注：h_Gは球殻中心からの高さであり底板からの高さとは異なるので注意すること。)

$$h_G = \frac{1}{Ro^2 - Ri^2} \left\{ \frac{2}{3} (Ro^3 - Ri^3) - \frac{V_n + V_a}{2\pi} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

[参考]

ナックルプレートがない場合であつて、屋根下部のO点からの距離が h_1 のときは次のようになる。

$$h_G = \frac{Ro^2 + Ro Ri + Ri^2}{3 (Ro + Ri)} + \frac{h_1}{2} \dots\dots\dots(5)$$

板厚が半径に比べ微小であるので $Ro \approx Ri$ となり、従つて(5)式は $h_G = \frac{1}{2} (Ri + h_1)$ となり重心は屋根部の高さの $\frac{1}{2}$ の位置となる。

3. 屋根部保冷材の重量

内槽屋根のナックルプレート部を屋根板の球殻部の延長とみなし、付図2のようにモデル化する。

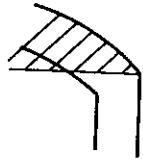
3. 1 h_1, h_2 の計算

$$h_1 = \sqrt{Ri^2 - Rsi^2} \dots\dots\dots(6)$$

$$h_2 = \sqrt{Ro^2 - Rso^2} \dots\dots\dots(7)$$

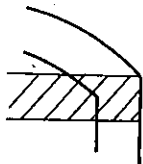
3. 2 外槽屋根球殻部の体積 V_1

$$V_1 = \pi \left(\frac{2}{3} Ro^3 - Ro^2 h_2 + \frac{h_2^3}{3} \right) \dots\dots\dots(8)$$



3. 3 外槽側板上部の体積 V_2

$$V_2 = \pi Rso^2 (h_2 - h_0) \dots\dots\dots(9)$$



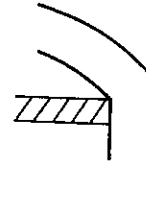
3. 4 内槽屋根球殻部の体積 V_3

$$V_3 = \pi \left(\frac{2}{3} Ri^3 - Ri^2 h_1 + \frac{h_1^3}{3} \right) \dots\dots\dots(10)$$



3. 5 内槽ナックルの仮想円筒部の体積 V_4

$$V_4 = \pi Rsi^2 (h_1 - h_0) \dots\dots\dots(11)$$



3. 6 屋根部保冷材の体積 V_1

$$V_1 = V_1 + V_2 - V_3 - V_4 \dots\dots\dots(12)$$

3. 7 屋根部保冷材の重量 W_1

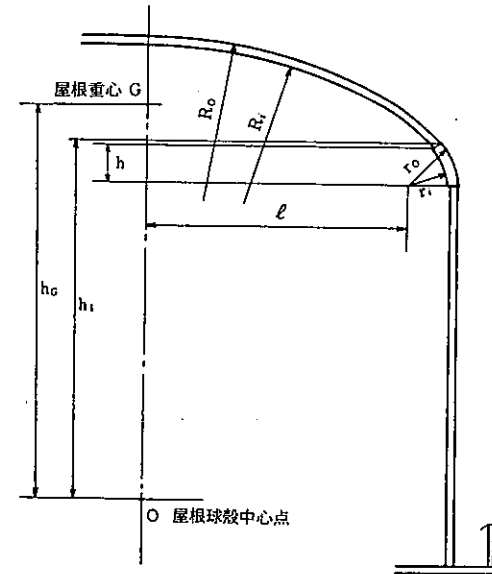
保冷材の比重量を ri とすると、 W_1 は次式となる。

$$W_1 = ri V_1 \dots\dots\dots(13)$$

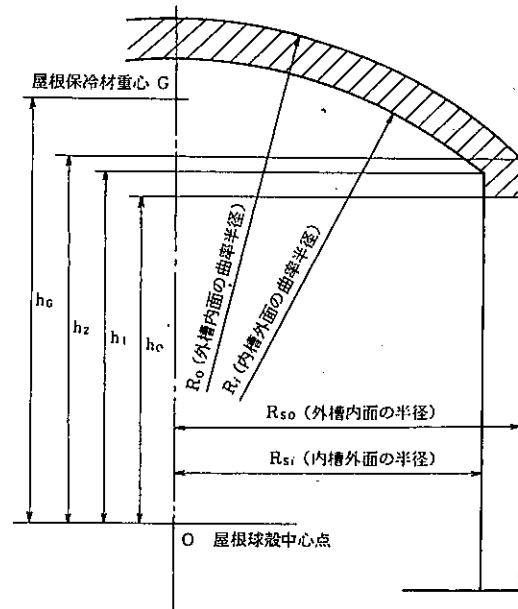
4. 屋根部保冷材の重心

重心をGとし、その高さを h_G とする。(注： h_G は球殻中心からの高さであり底板からの高さとは異なるので注意すること。)

$$h_G = \frac{1}{Ro^2 - Ri^2} \left\{ \frac{2}{3} (Ro^3 - Ri^3) - \frac{V_1}{2\pi} \right\} \dots\dots\dots(14)$$



付図1 内槽屋根モデル図



付図2 屋根保冷材モデル図

実 例

○高圧ガス保安協会の作成した基準について

問 高圧ガス保安協会作製の各規則関係基準の取扱いについて課長の挨拶の中で協会基準はJIPA基準のように自主保安のための基準と異なり、規則を補完するものであるからこれを基準としてもらいたいと説明があり、取締月報23号131頁の広島県の質問に対する回答では、「違反すれば、法令違反になる」また145頁の山口県の質問に対しては「指導通牒（協会基準）で定める」その他にも協会基準によると回答された部分が見受けられますが、統一見解を出してもらいたい。

若し協会基準に適合しないことを理由として、法第11条、第14条の2等の規定により改善命令を出し、または完成検査に不合格として完成検査証を出さないことが法律上有効であるが、協会基準は別に告示等法的裏付けを講じてないので、法的拘束力がないと考えられますが、あるとすればその法的根拠、なお不服申立てのあつた場合法的に対抗でき得るものであるか、併せて伺います。

答 41化第926号通達（協会基準による旨の通達）は、行政庁の法令の解釈、運用を定めている点において41化第658号の通達と同様である。

従つて、これの違反は告発の原因となる。また、不服申立てのあつた場合等には当然対抗できる。

（月報24号79頁）

○高圧ガス取締法及び関係基準の質疑応答について

（月報144号）

1 防液堤

問1 1機能(4)二重殻構造の貯槽の中「内蔵した緊急しや断装置」に関して、点検、補修が困難であるため次図のような取付方法としたいがどうか。

