

## 鋼製円筒タンクの地震リスクに対する性能設計法

Performance-based Design of Cylindrical Steel Tanks under Seismic Risks

今井俊雄<sup>\*</sup>, 荻久保智隆<sup>\*\*</sup>, 小池 武<sup>\*\*\*</sup>

Toshio Imai, Tomotaka Ogikubo and Takeshi Koike

<sup>\*</sup>工修, JFE エンジニアリング(株), 水エンジニアリング事業部 (〒230-8611 横浜市鶴見区末広町 2-1)<sup>\*\*</sup>大学院生, 武蔵工業大学大学院, 都市基盤工学専攻 (〒151-8557 東京都世田谷区玉堤, 1-28-1)<sup>\*\*\*</sup>工博, 武蔵工業大学教授, 工学部都市工学科 (〒151-8557 東京都世田谷区玉堤, 1-28-1)

The present study is discussed about the seismic risk assessment of steel tanks when a strong earthquake excitation develops a plastic deformation of base plate by a rocking motion of the tank.

Current seismic design guidelines underestimate the seismic safety of buckling failure at the side wall, because the stiffness degradation of the tank is overestimated with the structural characteristic factor  $D_s$ .

The present study proposes the exact estimation approach of the seismic safety of elephant foot buckling failure at the side wall as well as the crack failure of the base plate. The seismic performance of the tank is also developed on the limit state design method to provide the fragility curves for the damage modes of the side wall and base plates.

**Key Words:** *Steel tank, seismic assessment, elephant foot buckling, structural characteristic factor, limit state design method, performance-based design method*

## 1. はじめに

鋼製タンクの耐震設計は、長周期地震動に対しては液面動揺の影響照査が必要であり、短周期地震動に対しては動液圧による側板および底板の座屈あるいは亀裂破壊に対する安全性照査が必要となる。

本研究では、地震時動液圧による側板および底板の耐震安全性照査法について、既往の照査法の問題点について論じる<sup>1)</sup>とともに、それを解決するための限界状態設計法を用いて目標耐震安全性能を満足する性能設計手法を展開する。

とくに、鋼製タンクの浮き上がりによる底板の安全性照査に重点をおいた議論をするので、ここではそれに影響を与える短周期地震動に限定して議論を進める。

過去の主たる地震災害において浮き屋根式貯油タンクや屋根付鋼製タンクの損傷事例が報告されているが、とくに胴部の損傷事例として象の脚座屈が多く見られる。アンカーされていない鋼製タンクが剛

体地盤上に設置されている時、浮き上がり現象が発生し、その反対側の側板下端部付近には相対的に大きな圧縮力が作用して、側板下部に象の脚座屈が発生する。過去の国内外の地震時漏洩事故は、側板下部の象の脚座屈や側板・底板接合部近傍の底板部亀裂による漏洩事故がいくつか報告<sup>2)</sup>されている。また、これを反映して円筒座屈挙動に関する理論的・実験的研究<sup>3)</sup>が国内外において精力的に実施されてきた。

このような状況を鑑みて、国内外の鋼製タンク耐震設計指針ではいずれも側板の圧縮座屈に対する安全性照査を規定している。

国内の鋼製タンク耐震設計では、自治省告示<sup>4)</sup>により耐震設計の基本的枠組みが規定されているが、具体的な照査手法は高圧ガス保安協会<sup>5)</sup>、日本建築学会<sup>6)</sup>、日本水道協会<sup>7)</sup>などそれぞれの団体より耐震設計指針あるいは耐震安全性照査指針が発行されている。そして、いずれの指針でも、鋼製タンクを振動系と見なして、レベル2地震動に対する非線形

応答による構造要素の剛性劣化を構造特性係数を用いて評価する手法を採用している。このことは、弾塑性履歴エネルギー累積が生成される構造要素の破壊危険性について安全性照査が必要になるが、この点に関する言及はそれぞれの指針で必ずしも統一的でない。実際、非線形応答の繰り返しにより塑性疲労が懸念される底板の塑性亀裂に対する安全性照査を明確に指向する指針はなく、それぞれの指針は構造特性係数の適用範囲を規定する形で安全性を担保しようとしている。

一方、海外の耐震設計指針では、API<sup>8)</sup>、Eurocode<sup>9)</sup>ともに鋼製タンクの浮き上がり挙動に対する検討法を提示し、側板の座屈破壊に対する安全性照査法について規定している。しかし、レベル2地震動に相当する地震荷重による非線形応答の影響を構造特性係数を用いて評価する手法はいずれも適用されていない。したがって、底板の塑性亀裂に対する安全性照査についての言及もなされていない。

ところで、最近の設計指針では、レベル1、レベル2地震動に対応する耐震性能を規定することで、従来の仕様規定型から性能規定型へ移行する方向性を明確化しているが、それぞれの耐震性能の目標実現確率を具体的に示す訳ではなく、また限界状態設計法による定式化もされていない。したがって、この設計指針で実現できる耐震安全性がどの程度のものか、各設計式に含まれる設計変数のもつ予測誤差や地震荷重の推定誤差など不規則変数の影響を定量的に評価できる体系にはなっていない。

一方、IS02394<sup>10)</sup>では、構造設計においては原則的に性能設計法の導入が指向されており、これら既往の設計指針も性能設計法に適合できる形に改定して行かねばならない。

本研究では、タンクの浮き上がり現象に伴う側板座屈被害を受け易いと考えられるアンカーされていない円筒形の鋼製タンクに着目して、(1)構造特性係数による地震荷重低減効果が側板・底板の耐震安全性に及ぼす影響を適正に評価する耐震安全性照査手法の検討、および(2)現行の耐震設計指針の安全性照査式を限界状態設計法によって再定義し、目標耐震性能を実現する設計値の決定方法について述べる。

## 2. 鋼製タンクの耐震設計法

### 2.1 鋼製タンクの地震時損傷モード

鋼製タンクが剛体地盤上に設置され、アニュラープレートがアンカーボルトで固定されていない時、

Fig.1 に示すように地震時に底板が浮上し、側板は圧縮され座屈する可能性がある。その損傷モードは象の脚座屈モードと呼ばれている。

一方、底板は浮上時には液圧が等分布荷重として下方に作用するため、伸び変形を発生することになる。

Fig.2 は、側板とアニュラープレート接合部付近の詳細図である。タンク浮き上がり時には、底板が伸びるが、アニュラープレートとの接合部付近の底板内部には曲げと引張りの大きなひずみが発生する。この部分に繰り返し地震荷重が作用すると、潜在欠陥箇所から疲労亀裂が進展する可能性がある。

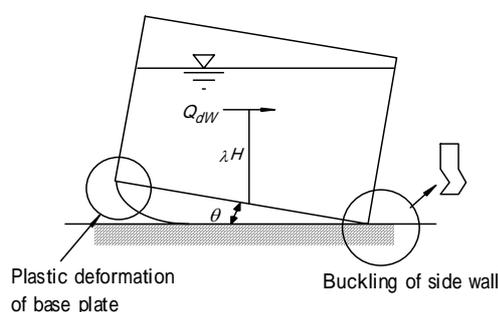


Fig.1 Steel tank behavior uplifting on a rigid foundation

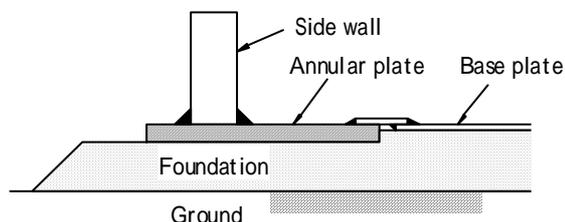


Fig.2 Details of side wall, annular plate and base plate.

### 2.2 各指針の特徴

#### (1) 建築学会(容器構造設計指針同解説, JAI)

地震荷重の算定には、建築物の耐震設計に対応する基準速度応答スペクトルおよび容器特性に応じて設定される構造特性係数  $D_s$  が用いられ、これらの地震荷重に対して地震時保有水平耐力法に基づく耐震安全性照査を行う方法が採用されている。

すなわち、次式のようにレベル2地震動による設計水平力  $Q_{dw}$  が側板下端部の象の脚座屈耐力  $Q_y^W$  および底板の降伏耐力  $Q_y^B$  以下であることを確認することで、耐震安全性照査が行われる。

$$Q_{dw}^W \leq Q_y^W, \quad Q_{dw}^B \leq Q_y^B \quad (1)$$

ここで、設計水平力は次式により算定される。

$$Q_{dw}^W = D_S^W K_{h02} W_f, \quad Q_{dw}^B = D_S^B K_{h02} W_f \quad (2)$$

ただし、 $W_f$  は内容液の固定重量 (Housner モデル<sup>11)</sup> に準拠したもの)、 $D_S^W, D_S^B, K_{h02}$  は側板及び底板に対する構造特性係数およびレベル 2 地震動に対する基準設計震度である。なお、構造特性係数は次式により与えられる。

$$D_S^W = \frac{1.42}{1+3h+1.2\sqrt{h}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+3\left(\frac{T_f}{T_e}\right)^2}} \quad (3a)$$

$$D_S^B = \frac{1.42}{1+3h+1.2\sqrt{h}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+6\frac{\varepsilon_B}{\varepsilon_y}\left(\frac{T_1}{T_e}\right)^2}} \quad (3b)$$

ここに、 $h, \varepsilon_B, \varepsilon_y, T_f, T_e, T_1$  はそれぞれ減衰定数、限界破断ひずみ、降伏ひずみ、底板の浮き上がりを考慮しない場合の固有周期、底板の浮き上がりを考慮した場合の固有周期、側板が変形せず底板のみ変形した場合の固有周期を示す。本指針では、終局限界状態を側板では象の脚座屈開始耐力、底板では鋼材の降伏耐力で規定している。

## (2) 日本水道協会 (水道施設耐震工法指針・同解説)

本指針は、建築学会の指針に準拠しているためここでは割愛する。

## (3) 高圧ガス保安協会 (高圧ガス設備等耐震設計指針, KHK)

本指針では、地震時保有水平耐力法に基づいて、側板の塑性座屈安全性照査を行うよう規定しており、地震時動液圧の計算には Housner のモデルを適用している。ただし、貯留対象とする内容液の特性から、指針そのものがアンカーを有するタンクを主体として構成されているため、アンカーストラップの塑性変形に対する安全性照査を行っているが、底板自体の安全性照査は行っていない。側板の終局限界状態を象の脚座屈開始ひずみで規定しており、側板の塑性座屈安全性照査は次式により行われる。

$$\mu_p = \frac{1}{4C} \left\{ \left( \frac{K_{MH}}{K_y} \right)^2 - 1 \right\} \leq \mu_a \quad (4)$$

ここに、 $K_{MH}, K_y$  および  $C$  はそれぞれ設計修正水平震度、側板の降伏値から決まる降伏震度、損傷モード特性パラメータであり、側板の塑性座屈に対しては  $C=2.0$  である。また、 $\mu_p$  ならびに  $\mu_a$  はそれぞれ当該損傷モードに対する応答塑性率および許容塑性

率であり、 $\mu_a = 0.35$  である。許容塑性率の設定に際しては、構造特性係数  $D_s$  を導入しているが、その値は 0.5~0.7 と建築学会の指針に比較してやや大きい値が想定されている。

## (4) API (API 650)

地震荷重は、タンクの設置位置における地震危険度情報もしくは 50 年間で超過確率 2% の発生確率を有する地震の加速度応答スペクトルから最大地震動 (Maximum Considered Earthquake, MCE) を推定して設定される。耐震安全性照査方法としては、タンクの浮き上がりに対する安定性を転倒モーメントと抵抗力との比である anchorage ratio  $J$  により一次判定し、さらに  $1.54 > J > 0.785$  のケース (やや不安定) については、タンクの浮き上がりを前提として側板の圧縮応力を  $J$  の関数として割り増して座屈に対する安全性を次式により照査している。

$$\sigma_c \leq F_c = 83 \frac{t_w}{D} \text{ for } GHD^2/t^2 \geq 44 \quad (5)$$

$$\sigma_c \leq F_c = 83 \frac{t_w}{2.5D} + 7.5\sqrt{GH} \text{ for } GHD^2/t^2 < 44$$

ここに、 $\sigma_c, F_c, t_w, D, G, H$  はそれぞれ側板圧縮応力、許容応力、側板厚さ、タンク直径、液密度、タンク高さを示す。

一方、円周方向膜応力に対しては、次式により照査を行う。

$$\sigma_h \leq 1.33F_a \text{ or } \sigma_h \leq 0.9F_y \quad (6)$$

ここに、 $\sigma_h, F_a, F_y$  はそれぞれ円周方向応力度、鋼材の許容応力度、降伏応力度である。本指針では、側板の終局限界状態を軸圧縮応力度については象の脚座屈開始応力、円周方向応力度については降伏応力としている。一方、底板については底板の損傷よりも板厚および板幅を含めたタンクの浮き上がり挙動に関する規定を設けている点が特徴的である。

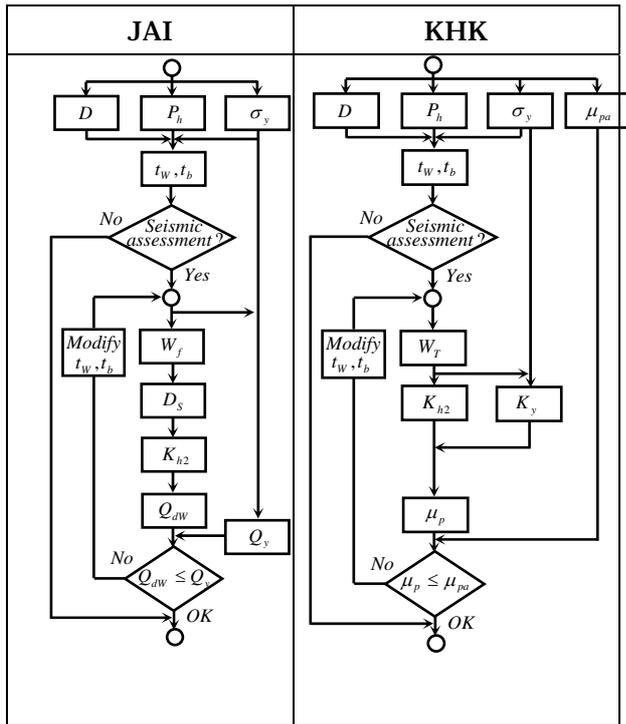
## (5) BSI (Eurocode 8, Part4)

地震荷重は、終局限界状態の耐震安全性を照査するもので、50 年間の超過確率  $P_{NCR}$  の地震または再帰年数  $T_{NCR}$  (通常は 475 年を推奨) の地震に基づく設計地震荷重を推奨している。地震時のタンクの浮き上がりを前提として、側板の象の脚座屈に耐震安全性照査を次式により行う。

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cl}} \leq 0.19 + 0.81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{cl}} \quad (7)$$

ここに、 $\sigma_m$  は側板の最大応力度、 $\sigma_{cl}$  は限界座屈強度、 $\sigma_p$  は側板の初期不整等を考慮した低減座屈強度

Table 1 Seismic design flow



本指針では、側板の終局限界状態を象の脚座屈開始応力で、底板については鋼材の引張破断強度で規定しているが、性能設計を指向した指針のため、計算手法については設計者の自由裁量に任される点が多く、場合によっては FEM による動的解析の適用も推奨している点特徴的である。

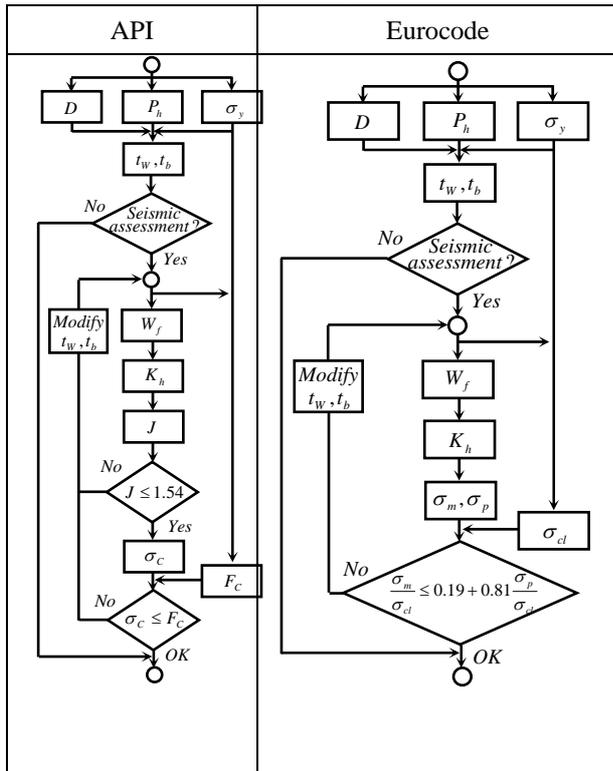
各設計指針のフローチャートを Table 1 にまとめて示す。

### 2.3 各設計指針の比較

上記の各設計指針を用いて、容量 5,000m<sup>3</sup> のタンクを例に、アスペクト比 (H/D) をパラメータとして側板最下段の所要板厚に関する試算を行った。ただし、各々で想定する地震動や地盤種別等の定義が異なるため、完全に同一条件での比較とはなっていない。また、高圧ガス指針では、本来水平震度と併せて鉛直震度  $K_v = 0.5 K_H$  を考慮すべきであるが、比較のため  $K_v = 0$  として試算を行っている。この結果を Fig.3 に示す。

建築指針と高圧ガス指針では、修正設計震度の設定や設計せん断力の計算で液重量にタンク自重を付加するなど後者の方が厳しい条件設定法となってい

Table 1 Seismic design flow (cont.)



をそれぞれ示す。さらに、側板と底板（アニュラプレート）接続部の塑性ヒンジ発生に伴う回転が曲げ変形性能の許容限界値  $\theta_{cr} = 0.2$  radian 以下となることを確認するよう要請している。

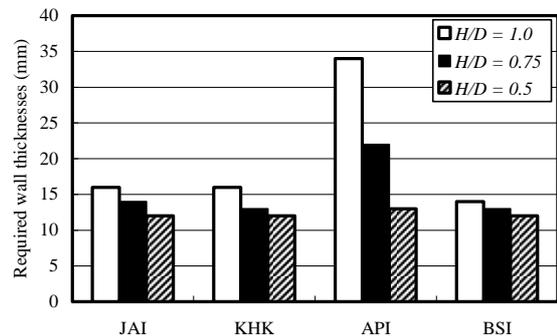


Fig.3 Required wall thicknesses at the bottom layer for each design guideline.

るが、結果としては 1mm 前後の差でほぼ同等の評価結果となった。両者とも座屈により板厚が決定されており、ガス指針で鉛直震度を考慮した場合には当然 2~3mm 所要板厚が大きくなる。

一方、API では H/D = 1.0 ならびに 0.75 のケースで他の指針と乖離する結果となっているが、これは anchorage ratio J の制約によるもので、本来ならば板厚増加ではなくアンカーの設置で対応すべきものである。同指針では、タンクの浮き上がりに対する規制が他の指針に比較して厳しく、スレンダーなタンクやアンカーをとらない構造を極力避ける設計思想がうかがえる。

BSI についてはいずれも側板のフープ応力で板厚が決定される傾向があり，結果として所要板厚に対するアスペクト比の影響が他の指針に比較して小さくなっている．

### 3．構造特性係数について

建築基準で用いられている構造特性係数の式(3a, 3b)や高圧ガス保安基準の塑性率算定式である式(4)は，本来のエネルギー一定則に基づく塑性応答値推定式からの修正がほどこされている．これはそれぞれの設計指針の考え方を反映したものであるが，エネルギー一定則自体が弾塑性応答の簡易推定式であることを考えると，簡易式の追加修正を受けた上記推定式の適合性を検証する必要がある．以下では，1自由度弾塑性振動系を用いて，さまざまな地震波強震記録に対するエネルギー一定則による応答値の推定精度について検討する．

#### 3.1 1自由度振動系における適合性

地震時保有水平耐力法では，構造物の地震時弾塑性応答の簡易評価法として，エネルギー一定則による最大応答値評価を許容している．この手法は，対象構造物が1自由度振動系としてモデル化が可能で，弾塑性履歴応答特性が正しく再現され，さらにエネルギー一定則の仮定が許容できる範囲の精度で成り立つ時に適用することができる．

エネルギー一定則に従うと，塑性率 $\mu$ は振動系に作用する地震荷重 $K_{MH}$ と降伏地震荷重 $K_y$ により次式で推定される．

$$\mu = \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{K_{MH}}{K_y} \right)^2 - 1 \right] \quad (8)$$

したがって，最大変位推定値 $x_{max}$ は，降伏変位 $x_y$ を用いて，

$$x_{max} = (1 + \mu) \cdot x_y \quad (9)$$

で求められる．

いま，実地震波による応答値の最大値を $X_{max}^{resp}$ とすると，両者の適合性は $x_{max}$ と $X_{max}^{resp}$ を比較することで確認できる．

Figs.4,5 は国内外の強震記録に対する鋼製タンクの固有周期 $T$ が0.5秒と1.8秒，減衰定数 $h_0$ を0.05，降伏変位 $x_y$ が1.0cmの完全弾塑性系地震応答の最大値を比較したものである．

振動系の等価減衰定数 $h$ は，線形系の減衰定数 $h_0$ に加えて非線形系の履歴減衰を考慮するために，履歴減衰と等価な粘性減衰定数を推定するための補正

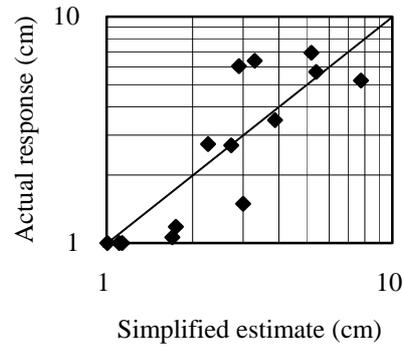


Fig.4 Simplified estimation compared with a seismic response of a single degree of freedom system of  $T=0.5$ .

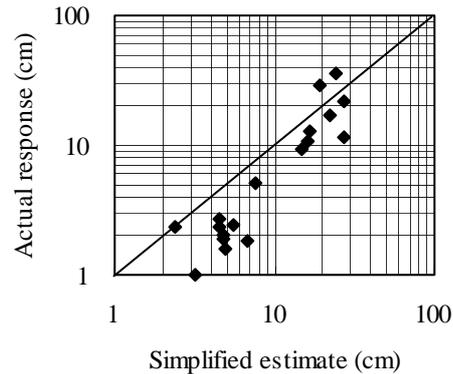


Fig.5 Simplified estimation compared with a seismic response of a single degree of freedom system of  $T=1.8$ .

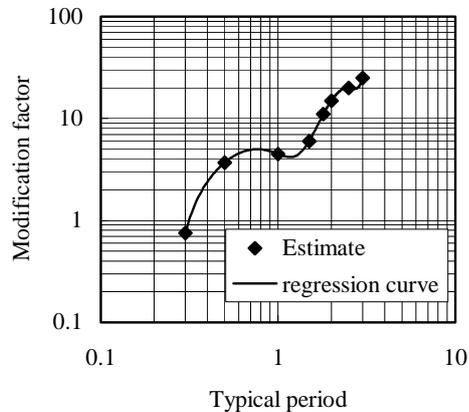


Fig.6 Modification factor  $\beta$  for the damping response to be equivalent to the hysteretic response.

係数 $\beta$ を用いて次式で評価する．

$$h = \beta \cdot h_0 \quad (10)$$

Fig.6 は，兵庫県南部地震強震記録を用いた補正係数の一例であり，その回帰式は次式で与えられる．

$$\beta = 4.5709T^6 - 38.988T^5 + 120.31T^4 - 159.06T^3 + 79.431T^2 + 1.7381T - 3.5108 \quad (11)$$

ここで $\beta, T$ はそれぞれ補正係数と固有周期である．Fig.4,5 は，エネルギー一定則に基づく式(8)による

簡易推定手法が推定誤差は伴うものの実応答値に対するある程度の推定結果を与えることを示している。

### 3. 2 既存耐震設計指針における非線形応答簡易推定式について

式(8)を変形することで、式(3a,3b)の構造特性係数に対応する特性係数が地震荷重の大きさを表す塑性率を用いて次式で求められる。

$$D = \frac{1}{\sqrt{1+2\mu}} \quad (12)$$

一方、建築学会の指針の構造特性係数式(3a,3b)は構造系に作用する地震荷重の大きさに無関係な形で定義されており、とくに破断限界伸び $\varepsilon_B$ を用いることで $D_S^B$ を過小に評価している。結果的に式(2)で評価される地震荷重 $Q_{dw}^B$ を過小にすなわち危険側に評価することになる。

また、高圧ガス保安協会の場合は、式(8)の1/2の代わりに1/(4C)を用いている。同協会では履歴曲線の形に応じてC=1または2としているが、これは終局限界状態として塑性疲労破壊を想定していることになる。この場合は、安全性照査基準として、塑性疲労限界ひずみを設定しなければならない点に留意すべきである。

## 4. 提案する耐震性能設計法

### 4. 1 限界状態設計法による定式化

Fig.1 に示すように水平地震荷重を受けた鋼製タンクでは、底板および側板において塑性変形および座屈変形という異なる損傷モードを示す。それぞれの損傷モードに対応する耐震安全性照査の定式化を行う。

#### (1)耐震性能の定義

鋼製タンクの耐震性能を下記のように定義する。

耐震性能1：レベル1地震動(EQ1)に対して機能が確保でき、軽微な損傷に止まる。

耐震性能2：レベル2地震動(EQ2)に対して局部座屈は発生するが、亀裂漏洩は発生しない。

耐震性能3：レベル2地震動(EQ2)に対して局部的亀裂漏洩は発生するが、大規模漏洩は発生しない。

上記に対応する損傷モードを下記のように定義する。

#### (2)底板の損傷モードについて

小損傷モード $D_i^B$ ：

EQ1による応答値 $S_f^B$ が許容値 $S_a^B$ を下回る事象。いま、耐震性能喪失確率を $\rho_{fi}^B$ とすると、耐震性能1は小損傷モードの非発生確率が $\rho_{fi}^B$ となる性能と定義できる。すなわち、

$$D_i^B \equiv S_1^B < S_a^B, \quad p_{fi}^B = P\left[\overline{D_i^B}\right] \quad (13)$$

中損傷モード $D_o^B$ ：

EQ2による非弾性応答値 $\varepsilon_2^{B*}$ が底板の微小亀裂漏洩限界 $\varepsilon_L^B$ を下回る事象。いま、耐震性能喪失確率を $\rho_{fo}^B$ とすると、耐震性能2は中損傷モードの非発生確率が $\rho_{fo}^B$ となる性能と定義できる。すなわち、

$$D_o^B \equiv \varepsilon_2^{B*} < \varepsilon_L^B, \quad p_{fo}^B = P\left[\overline{D_o^B}\right] \quad (14)$$

大損傷モード $D_a^B$ ：

EQ2による非弾性応答値 $\varepsilon_2^{B*}$ が底板の大規模亀裂漏洩限界 $\varepsilon_U^B$ を下回る事象。いま、耐震性能喪失確率を $\rho_{fa}^B$ とすると、耐震性能3は大損傷モードの非発生確率が $\rho_{fa}^B$ となる性能と定義できる。すなわち、

$$D_a^B \equiv \varepsilon_2^{B*} < \varepsilon_U^B, \quad p_{fa}^B = P\left[\overline{D_a^B}\right] \quad (15)$$

### (3)側板の損傷モードについて

小損傷モード $D_i^W$ ：

EQ1による応答値 $S_f^W$ が許容値 $S_a^W$ を下回る。いま、耐震性能喪失確率を $\rho_{fi}^W$ とすると、耐震性能1は小損傷モードの非発生確率が $\rho_{fi}^W$ となる性能と定義できる。すなわち、

$$D_i^W \equiv S_1^W < S_a^W, \quad p_{fi}^W = P\left[\overline{D_i^W}\right] \quad (16)$$

中損傷モード $D_o^W$ ：

EQ2による非弾性応答値 $\varepsilon_2^{W*}$ が側板の微小亀裂漏洩限界 $\varepsilon_L^W$ を下回る。いま、耐震性能喪失確率を $\rho_{fo}^W$ とすると、耐震性能2は中損傷モードの非発生確率が $\rho_{fo}^W$ となる性能と定義できる。すなわち、

$$D_o^W \equiv \varepsilon_2^{W*} < \varepsilon_L^W, \quad p_{fo}^W = P\left[\overline{D_o^W}\right] \quad (17)$$

大損傷モード $D_a^W$ ：

EQ2による非弾性応答値 $\varepsilon_2^{W*}$ が側板の大規模亀裂漏洩限界 $\varepsilon_U^W$ を下回る。いま、耐震性能喪失確率を $\rho_{fa}^W$ とすると、耐震性能3は大損傷モードの非発生確率が $\rho_{fa}^W$ となる性能と定義できる。すなわち、

$$D_a^W \equiv \varepsilon_2^{W*} < \varepsilon_U^W, \quad p_{fa}^W = P\left[\bar{D}_a^W\right] \quad (18)$$

底板と側板の損傷モードと応答値の関係を Figs.7,8 に示す。

同図には、大中小それぞれの損傷モードの範囲とそれに対応する応答値を図示している。

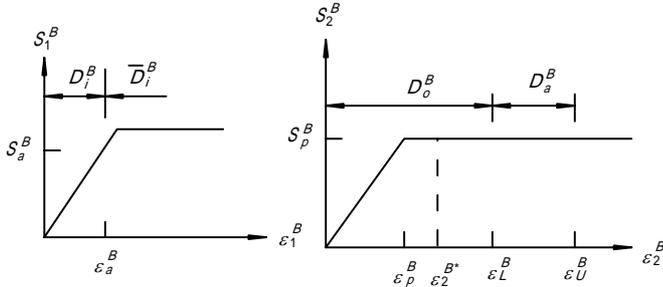


Fig.7 Stress-strain relationships of base plate and their corresponding damage modes.

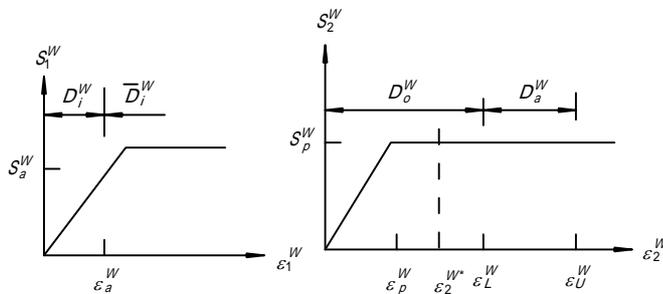


Fig.8 Stress-strain relationships of side wall and their corresponding damage modes.

EQ2 により鋼製タンク底板が塑性変形することで、タンク全体が非線形 1 自由度系として挙動する。いま、底板の伸びひずみが  $\varepsilon_2^{B*}$  であるとする、塑性率  $\mu^B$  が次のように定義できる。

$$\mu^B = \frac{\varepsilon_2^{B*} - \varepsilon_p^B}{\varepsilon_p^B} \quad (19)$$

このとき、構造特性係数  $D_S$  は次式で求められる。

$$D_S = D_h \cdot D_\eta \quad (20)$$

ただし、

$$D_\eta = \frac{1}{\sqrt{1+4C\mu^B}} \quad (21a)$$

$$D_h = \frac{1.42}{1+3h+1.2\sqrt{h}} \quad (21b)$$

ここで、 $h$  は振動系の減衰定数である。

地震荷重 EQ2 による非線形応答効果は構造特性係数を乗じることで評価でき、底板に発生する応答値  $\varepsilon_2^{B*}$  は非弾性応答になるが、側板に発生する応答値  $\varepsilon_2^{W*}$

は必ずしも非弾性応答になるとは限らない。

耐震性能 1 は小損傷状態の非発生確率を  $p_{fi}$  で保有する性能として定義でき、耐震性能 2 は中損傷状態の非発生確率を  $p_{fo}$  で保有する性能として定義できる。さらに、耐震性能 3 は大損傷状態の非発生確率を  $p_{fa}$  で保有する性能として定義できる。

ところで、底板強度の許容値（公称値）が降伏応力に対する非超過確率限界値として与えられているとすると、底板に対する耐震性能 1 の喪失確率  $p_{fi}^B$  と式(13)を用いて底板降伏応力  $S_p^B$  および対応するひずみ  $\varepsilon_p^B$  は次式により求められる。

$$S_p^B = (S_a^B)_m + (\alpha\beta_i^B + k_R)\sigma_{S_a^B} \text{ for } \beta_i^B = -\Phi^{-1}[p_{fi}^B] \quad (22)$$

$$\varepsilon_p^B = \frac{S_p^B}{E} \quad (23)$$

ここで、 $(S_a^B)_m$ ,  $\sigma_{S_a^B}$ ,  $\beta_i^B$ ,  $k_R$ ,  $E$  はそれぞれ底板許容強度の公称値と標準偏差、底板小損傷モードに対する安全性指標、非超過確率限界パラメータ、鋼材のヤング率であり、 $\alpha \approx 0.75$ 。

いま、地震荷重 EQ1 あるいは EQ2 による底板発生応力（弾性状態）が  $S^B$  で与えられるとき、対応する底板の伸びひずみ  $\varepsilon^B$  は  $S_p^B$  を用いて次式より求められる。

$$\varepsilon^B = \frac{S^B}{S_p^B} \cdot \varepsilon_p^B \quad (24)$$

#### 4. 2 地震時保有水平耐力法による鋼製タンクの耐震安全性照査

##### (1) 底板・側板接合部の安全性照査

配水池の全体挙動が Fig.1 に示すように底板地上部の回りに角度  $\theta$  で回転する場合には、底板・側板接合部に発生する塑性変位振幅  $\delta_B$  は、次式で算定できる。

$$\delta_B = \xi \cdot \theta \cdot D \quad \text{ただし} \quad \theta = \frac{Q_{dw}}{\lambda H_l \cdot K_1} \quad (25)$$

ここで、 $\xi$ ,  $H_l$ ,  $K_1$  はそれぞれ解析のモデル化誤差を補正する設計パラメータ、液面高さ、タンクを 1 自由度振動系と見なしたときの水平ばね定数であり、 $\lambda$  は次式による。

$$\lambda = 0.067 \left( \frac{H_l}{D} \right)^2 - 0.30 \left( \frac{H_l}{D} \right) + 0.46 \quad (26)$$

このとき、塑性変位に対応する底板の塑性ひずみ  $\varepsilon_2^{B*}$

は本来的には底板・側板隅角部の塑性曲げひずみと底板軸方向引張ひずみを合成して算定すべきであるが、上記の回転に伴う塑性変形が底板の引張ひずみを生成するとして、簡易的に次式より求める。

$$\varepsilon_2^{B*} = \frac{\delta_B}{\delta_y} \varepsilon_p^B \quad (27)$$

ここで、 $\delta_y$  は底板・側板接合部に発生する降伏変位である。

したがって、底板の亀裂漏洩に対する耐震安全性照査は次式により行うことができる。

$$\varepsilon_2^{B*} < \varepsilon_U^B \quad (28)$$

側板の象の脚座屈の耐震安全性は、対象部位に発生する応答値が弾性状態にあれば、次の応力照査式により照査できる。

$$S_2^W < S_p^W \quad (29)$$

ここで、

$$S_p^W = f_{CRS} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_\phi}{\sigma_y}\right) \quad (30)$$

$$S_2^W = \frac{2k_1}{t_{wall}} \cdot \frac{Q_{dw} \cdot r}{\lambda H_1 \cdot K_1}$$

ただし、 $f_{CRS}$ 、 $\sigma_\phi$ 、 $t_{wall}$  はそれぞれ基準圧縮座屈強度、側板下端部円周応力、側板の板厚である。

側板下端部円周応力は、動液圧成分および静液圧成分の項をそれぞれ足しあわすことで、次式より算定できる。

$$\sigma_\phi = \frac{Q_{dw}}{2.5H_1 t_{wall}} + \frac{W_l}{\pi r t_{wall}} \quad (31)$$

## (2)耐震性能喪失確率の算定式

地震荷重 EQ1 に対する底板・側板の耐震性能 1 (小損傷モード) の喪失確率は、目標耐震性能喪失確率  $p_{fi}^B$ 、 $p_{fi}^W$  を用いて次式で与えられる。

$$P\left[\overline{D}_i^B\right] = P\left[S_a^B < S_1^B\right] = p_{fi}^B \quad (32)$$

$$P\left[\overline{D}_i^W\right] = P\left[S_a^W < S_1^W\right] = p_{fi}^W$$

さらに、地震荷重 EQ2 に対する底板のそれぞれの耐震性能喪失確率が次式で算定できる

$$p_{fo}^B = P\left[\overline{D}_o^B\right] = P\left[\varepsilon_L^B < \varepsilon_2^{B*}\right] = \int_0^\infty F_{\varepsilon_L^B}(x) \cdot f_{\varepsilon_2^{B*}}(x) dx$$

$$p_{fa}^B = P\left[\overline{D}_a^B\right] = P\left[\varepsilon_U^B < \varepsilon_2^{B*}\right] = \int_0^\infty F_{\varepsilon_U^B}(x) \cdot f_{\varepsilon_2^{B*}}(x) dx \quad (33)$$

このとき、側板のそれぞれの耐震性能喪失確率は、底板の塑性伸びひずみの確率分布特性に依存して次のように求められる。

$$p_{fo}^W = P\left[\overline{D}_o^W\right] = \int_0^\infty P\left[\varepsilon_L^W < \varepsilon_2^{W*} | x\right] \cdot F_{\varepsilon_L^W}(x) \cdot f_{\varepsilon_2^{W*}}(x) dx$$

$$p_{fa}^W = P\left[\overline{D}_a^W\right] = \int_0^\infty P\left[\varepsilon_U^W < \varepsilon_2^{W*} | x\right] \cdot F_{\varepsilon_U^W}(x) \cdot f_{\varepsilon_2^{W*}}(x) dx \quad (34)$$

ここで、 $F_x$ 、 $f_x$  はそれぞれ関数  $x$  の確率分布および確率密度関数である。

## (3)底板塑性伸びひずみの確率分布

レベル2地震動による底板伸びひずみ  $\varepsilon_2^{B*}$  は鋼材の弾塑性特性曲線に対してエネルギー一定則を適用することにより、その確率密度関数を以下のように求めることができる。いま、底板に作用する地震荷重  $S_2^B$  が対数正規分布  $LN(\mu_{S_2}, \sigma_{S_2})$  として以下のように与えられたとする。

$$f_{S_2^B}(s) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}(\zeta \cdot s)} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln s - \lambda}{\zeta}\right)^2\right] \quad (35)$$

ただし、

$$\lambda = E[\ln S_2^B], \zeta = \sqrt{\text{Var}(\ln S_2^B)} \quad (36)$$

対応する底板伸びひずみの確率分布  $f_{\varepsilon_2^B}(\varepsilon)$  は Fig.9 に示すように降伏ひずみの前後で対応点に変化し模式図に見るようにその分布形状も変化する。したがって、対応する確率分布は、

$$f_{\varepsilon_2^{B*}}(\varepsilon) d\varepsilon = f_{S_2^B}(s) ds \quad (37)$$

で求めることができる。ここで、

$$\varepsilon_2^{B*} > \varepsilon_p^B \rightarrow \varepsilon = \varepsilon_2^{B*} = \frac{1}{2} \varepsilon_p^B \cdot \left\{1 + \left(\frac{\varepsilon_2^B}{\varepsilon_p^B}\right)^2\right\} \quad (38)$$

$$\varepsilon_2^{B*} \leq \varepsilon_p^B \rightarrow \varepsilon = \varepsilon_2^B$$

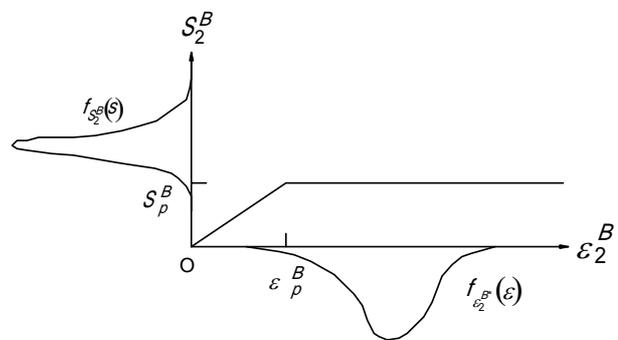


Fig.9 Probability density of the base plate strain derived from the stress strain relationship.

Table 3 Characteristic values of random variables

Item	Symbol	Unit	Mean	COV
Yield stress of base plate	$\sigma_p^B$	$kN/cm^2$	22.1	0.2
Crack initiating strain of base plate	$\varepsilon_L^B$		0.008	0.25
Ultimate failure strain of base plate	$\varepsilon_U^B$		0.02	0.3
Yield stress of side wall	$\sigma_p^W$	$kN/cm^2$	42.1	0.2
Leak initiating strain of side wall	$\varepsilon_L^W$		0.02	0.2
Loading strain of side wall	$\varepsilon_2^W$		variable	0.1

(4)側板・底板の設計強度値

以上より側板および底板の大小損傷モードの損傷確率を満足する設計強度値  $S_a^W, \varepsilon_p^W, \varepsilon_L^W, S_a^B, \varepsilon_p^B, \varepsilon_L^B$  は対数正規分布を仮定すると以下のように決定することができる。

$$\begin{aligned} \mu_{S_a^W} &= \mu_{S_1^W} \exp\left(\beta_i^W \sqrt{\delta_{S_a^W}^2 + \delta_{S_1^W}^2}\right) \quad \text{for } \beta_i^W = -\Phi^{-1}\left[p_{fi}^W\right] \\ \mu_{\varepsilon_p^W} &= \mu_{\varepsilon_2^{W*}} \exp\left(\beta_o^W \sqrt{\delta_{\varepsilon_p^W}^2 + \delta_{\varepsilon_2^{W*}}^2}\right) \quad \text{for } \beta_o^W = -\Phi^{-1}\left[p_{fo}^W\right] \\ \mu_{\varepsilon_L^W} &= \mu_{\varepsilon_2^{W*}} \exp\left(\beta_a^W \sqrt{\delta_{\varepsilon_L^W}^2 + \delta_{\varepsilon_2^{W*}}^2}\right) \quad \text{for } \beta_a^W = -\Phi^{-1}\left[p_{fa}^W\right] \end{aligned} \tag{39}$$

$$\begin{aligned} \mu_{S_a^B} &= \mu_{S_1^B} \exp\left(\beta_i^B \sqrt{\delta_{S_a^B}^2 + \delta_{S_1^B}^2}\right) \quad \text{for } \beta_i^B = -\Phi^{-1}\left[p_{fi}^B\right] \\ \mu_{\varepsilon_p^B} &= \mu_{\varepsilon_2^{B*}} \exp\left(\beta_o^B \sqrt{\delta_{\varepsilon_p^B}^2 + \delta_{\varepsilon_2^{B*}}^2}\right) \quad \text{for } \beta_o^B = -\Phi^{-1}\left[p_{fo}^B\right] \\ \mu_{\varepsilon_L^B} &= \mu_{\varepsilon_2^{B*}} \exp\left(\beta_a^B \sqrt{\delta_{\varepsilon_L^B}^2 + \delta_{\varepsilon_2^{B*}}^2}\right) \quad \text{for } \beta_a^B = -\Phi^{-1}\left[p_{fa}^B\right] \end{aligned}$$

ここで、 $\mu_X, \delta_X$ は確率変数  $X$ の平均値と変動係数であり、 $\Phi$ は標準正規分布関数。

4.3 数値計算事例

タンク寸法の諸元を Table 2 に示し、底板・側板の鋼材の降伏強度、亀裂開始歪み、終局限界歪みに関する不確実量の特値を Table 3 に示す。数値計算例は、これらの不確実量に対する底板・側板の耐震性能喪失確率を算定した結果を示す。

ところで、使用限界状態の許容値は、基本的には部材の降伏強度より決定される。この降伏強度は耐震性能 1 に対する喪失確率  $p_{fi}^B$  が指定されると式 (23) によって求められる。一方、耐震性能 2, 3 に対する喪失確率  $p_{fo}^B, p_{fa}^B, p_{fo}^W, p_{fa}^W$  はこの降伏強度を用いて構造特性係数を通じて算定されるため結局  $p_{fi}^B$  に依存することになる。この依存関係を図示したのが、Figs.10,11 である。

Table 2 Dimensions of a cylindrical tank

Item	Symbol	Unit	Amount
Diameter	$D$	$m$	79.8
Height	$H_l$	$m$	20
Wall thickness	$t_{wall}$	$mm$	24 to 32
Thickness of annular plate	$t_{annular}$	$mm$	22
Thickness of base plate	$t_{base}$	$mm$	6

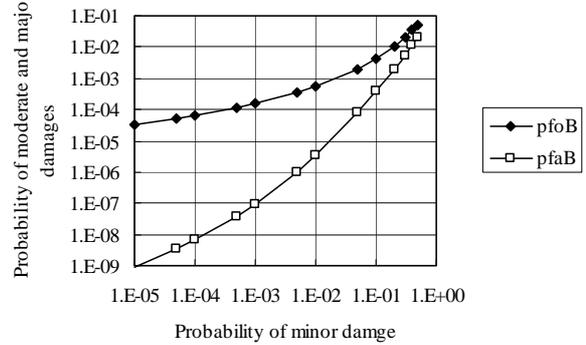


Fig.10 Probabilities of base plate failure conditioned by the probability of minor damage mode of the base plate.

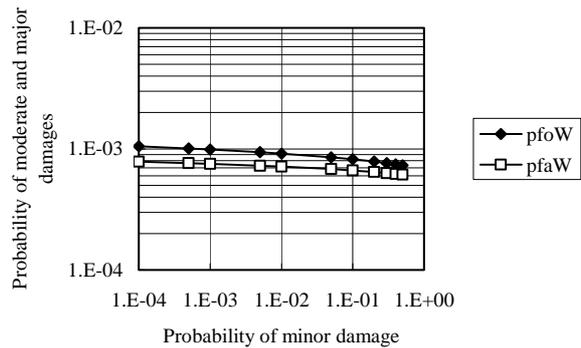


Fig.11 Probabilities of side wall failure conditioned by the probability of minor damage mode of the base plate.

Fig.10 は底板の耐震性能について性能 1 の喪失確率 [式(13)] を横軸にとり、性能 2, 3 の喪失確率 [式(14),(15)] を縦軸にとって、両者の関係を見たものである。先に喪失確率  $p_{fi}^B, p_{fo}^B, p_{fa}^B$  が降伏強度を通じて相互依存していると指摘したが、同図はこの関係を反映しており、性能 1 の喪失確率を低減すると、性能 2, 3 の喪失確率も低減する傾向を示し、とくに性能 3 の低減効果が著しいことがわかる。

一方、Fig.11 は側板の耐震性能についてみたものであるが、横軸は底板耐震性能 1 の喪失確率であり、縦軸が側板耐震性能 2, 3 の喪失確率 [式(17),(18)] を示している。この図は、底板耐震性能 1 の喪失確率低減に対して、側板耐震性能 2, 3 喪失確率は漸

増する傾向を示している。

いずれにせよ、両図は底板・側板の耐震性能 2, 3 の喪失確率が底板耐震性能 1 の喪失確率と相互連関していることを示している。このことは、底板・側板の性能目標を設定する際に、底板・側板の終局限界性能に対する目標性能を底板の使用限界性能喪失確率と無関係に設定できないことを示唆している。

## 5. 結論

本研究は、地震時動液圧による側板および底板の耐震安全性照査法について、既往設計式の問題点とそれを解決するための新しい照査式を提案したものである。

すなわち、地震時保有水平耐力法に基づいて設計震度を構造特性係数により低減する時、鋼製タンク底板に発生する塑性変位繰返し振幅による塑性疲労破壊に対する安全性照査を組み込んだ形で側板の象の脚座屈照査を行うことの必要性を指摘し、その耐震安全性照査手法について限界状態設計法に基づいて詳述した。

(1) 各国の耐震設計指針比較し、耐震設計の考え方・その特徴を比較検討した。その結果、側板の象の脚座屈に対する安全性照査は共通しているが、建築学会では力ベースの照査式であるのに対して、高圧ガス保安協会では変位ベースの照査式を用いるもの、底板の安全性も照査する指針としない指針があるなど、それぞれが必ずしも一致した照査手順ではないが、最終的な側板板厚は互いにほぼ等しいものが得られることが判明した。

(2) 非線形振動系の地震時最大応答の簡易推定は、エネルギー一定則に基づく構造特性係数[1]により実応答の最大値の良好な推定値を与えるが、国内の耐震設計指針（建築学会および高圧ガス保安協会）が定義する構造特性係数[2]は、同係数[1]よりも過小評価され、危険側の地震荷重を与えていることが確認できた。

(3) 耐震性能 1, 2, 3 の言語表現に対応する定量化表現として、耐震性能喪失確率を導入し、定式化した。

(4) 底板の耐震性能 1 の喪失確率と降伏強度とが関係付けられている。したがって、非線形応答に依存する耐震性能 2, 3 に対する喪失確率も耐震性能 1 の喪失確率と降伏強度を介して関係付けられていることになる。このことより、性能設計において耐震性能 1, 2, 3 に対する目標喪失確率を設定する際には、それぞれの相互関係を考慮して決定する必

要があることが判明した。

本研究では、既往の耐震設計法の問題点を解決する新設計手法について、とくに構造物の弾塑性特性に焦点を当てた議論をしたが、それ以外に外力や構造解析法、材料特性のばらつきなど議論すべき課題は多い。これらの点についても今後さらに検討してゆきたい。

最後に、鋼製タンクの耐震安全性照査において、現行耐震設計指針における構造特性係数算定の問題点を指摘したが、地震時保有水平耐力法において構造特性係数を適用するいずれの構造物においても同様の問題点があることを指摘したい。

## 参考文献

- 1) 小池 武, 荻久保智隆: 限界状態設計法による鋼製タンクの耐震安全性照査, 土木学会地震工学論文集, pp.548-555, 2007.
- 2) 河野和間: タンクの耐震技術, 配管技術, Vol.47, No.11, pp.126-129, 2005.
- 3) 石田和雄, 小林信之: アンカーのない円筒タンクのロッキングに対する耐震解析法, 日本機械学会論文集(A編), 50巻, 453号, pp.1042-1048, 1984.
- 4) 自治省: 危険物の規則に関する技術上の基準の細目を定める告示の一部を改正する告示, 自治省告示第119号, 1983.
- 5) 高圧ガス保安協会: 高圧ガス設備等耐震設計指針, レベル2耐震性能評価 KHK E 012-3-2000, 2000.
- 6) 日本建築学会: 容器構造設計指針同解説, 日本建築学会, 1996.
- 7) 日本水道協会: 水道施設耐震工法指針・解説, 日本水道協会, 1997.
- 8) American Petroleum Institute: Welded steel tanks for oil storage API 650 addendum 4, 2005.
- 9) European Standard: Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance Part 4: Silos, tanks and pipelines, EN 1998-4:2006(E), 2006.
- 10) ISO: ISO 2394 General principles on reliability for structure 3<sup>rd</sup> edition, 1998.
- 11) Housner, G.W.: Dynamic pressures on accelerated containers, Bulletin of Seismological Society of America, Vol.47, pp.15-35, 1957.

(2008年9月18日受付)