

# 性能設計法による水道管耐震安全性照査法

小池 武<sup>1</sup>・長谷川延広<sup>2</sup>・濱野雅裕<sup>3</sup>・渡邊 拓<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 (一財) 災害科学研究所 (〒612-8358 京都市伏見区西尼崎町 898)  
E-mail: koike-takeshi@ka3.so-net.ne.jp (Corresponding Author)

<sup>2</sup>正会員 JFE エンジニアリング株式会社 (〒230-8611 横浜市鶴見区末広町 2 丁目 1 番地)  
E-mail: Hasegawa-nobuhiro@jfe-eng.co.jp

<sup>3</sup>正会員 (株)エイト日本技術開発 (〒164-9801 東京都中野区本町 5-33-11)  
E-mail: Hamano-me@ej-hds.co.jp

<sup>4</sup>非会員 (株)ベルテクノ (〒530-0041 大阪市北区天神橋 2 丁目北 2 番 6 号)  
E-mail: t.watanabe@beltecno.co.jp

水道施設耐震工法指針・同解説(2009)は、その安全性照査式が提示されているが、設計実務レベルでの性能設計法が定着したとは言い難い。原因として、設計者が達成した安全性が破壊確率や安全性指標で確認できない点や、そもそも設計変数の不確実性の取り扱いが明示されていない問題点がある。

本論では、性能設計法の観点から、既往設計指針の問題点について検討し、それを解決する新安全性照査法を提案する。とくに、既往設計指針が達成している耐震安全性を安全性指標で定量評価する。さらに、性能設計法の設計自由度の観点から、設計算定式の一部を変更した場合の影響を構造解析係数を用いて評価する手法を提示する。

**Key Words:** *performance-based design, seismic safety assessment, buried pipeline, safety index*

## 1. はじめに

水道施設耐震工法指針・同解説<sup>1)</sup>(2009) (略して既往設計指針) は約 10 年毎に改訂されてきたが、設計実務レベルでの信頼性設計法の進展は初期レベルに留まっており、性能設計法が定着したとは言い難い状況にある。性能設計法が真に定着しているならば、水道事業者は既往設計指針により水道給水システムや、管体および主要施設の耐震性能に対してどのような安全性が確保できているのかを定量的に把握できていなければならない。

しかしながら、誰も使用している管体の破壊確率 (あるいは安全性指標) や水道システムの地震時給水性能実現確率を把握できていない訳ではない。確かに、既往設計指針ではこのような情報の把握を要請していない。一方、許容応力度設計法の時代には、安全率を用いて少なくとも設計者は設計過程でその対象物の安全性を確認していたが、既往の設計過程ではその安全性を破壊確率や安全性指標などの尺度で確認しているとは言い難い。

水道事業者は、既往設計指針の安全性照査式に従って耐震安全性を照査しているから性能設計法を実践していると主張するかもしれない。しかし、その計算過程で安全性照査式に現れる部分係数の大半を 1 と設定する事例が見られるが、そのことの意味は正しく理解されているのか懸念されるところである。

本論では、性能設計法の観点から既往設計指針の問題点について検討し、その問題点を解決する新照査法を提案する。

既往設計指針の問題点として、以下の項目を挙げることができる。

- 1) 既往設計指針で採用されている安全性照査式を用いることで、どのような耐震安全性を実現できているのか実務設計者には不明である。
- 2) 既往設計指針では、安全性照査式に含まれる部分係数に関する解説はあるものの、設計変数 (荷重・強度) の不確実性は評価しようとしていない。それでは、性能設計として不完結なものとなっている。

3) 管路や各種施設で構成される検討対象水道システムの性能設計を実現する目標安全性指標が明示されていない。したがって、検討対象システムの要素構造物の目標安全性指標を実現しても、そのシステムの性能目標値が実現できることは保証されていない。それでは、性能設計を実現したことにはならない。

以上の問題点を解決するために性能設計のための新耐震安全性照査法を展開する。とくに、既往設計法が達成しているはずの耐震安全性を照査し、新耐震安全性照査法と既往設計指針の耐震安全性評価結果を比較検討する。

## 2. インフラシステムの安全性照査法

### (1) 基本的枠組み

レベル I 信頼性設計法においては、種々な不確定要因のうち、荷重および材料強度の変動要因はそれぞれの特性値を用いて配慮される。その他の不確定要因と限界状態に達したときの社会的影響などは、照査式でいくつかの係数をかけたり、除したりすることで配慮される。このような係数のことを部分係数と呼ぶことにする。

欧米における設計コードフォーマットの研究、実践は1970年代から始まっており、1970年代後半には欧米各国の設計指針において、下記の安全性評価式が提案されてきた。

CEB(Comite Europeen de Beton)<sup>2)</sup>

$$g_R \left( \frac{f_k}{\gamma_{m1} \gamma_{m2} \gamma_m} \right) \geq g_S (\gamma_{f1} \gamma_{f2} \gamma_{f3} Q_k) \quad (1)$$

ここで、 $\gamma_R, \gamma_S$ は強度及び荷重をその効果に変換する関数 $f_k, Q_k$ は強度および荷重の特性値 $\gamma_X$ は変数  $X$  の部分係数。

$\gamma_{mi}$ は抵抗係数

$\gamma_{f1}$ は特性値からの偏差を評価する係数 (荷重係数)

$\gamma_{f2}$ は組み合わせ荷重効果を評価する係数 (組み合わせ係数)

$\gamma_{f3}$ は荷重の不正確さを評価する係数 (構造解析係数)

上述の強度および荷重の特性値とは、一般的には95%あるいは5%の非超過確率値を意味している。

さらに、Ravindra and Galombos<sup>3)</sup>では下記のように、強度の公称値や平均値に対する部分係数を用いた安全性評価式を用いている。

$$\phi R_n \geq \sum_{k=1}^n \gamma_k S_{km} \quad (2)$$

ここで、 $\phi$ と $R_n$ は強度の抵抗係数と強度公称値であり、 $\gamma_k$ は荷重の部分係数であり、 $S_{km}$ は荷重の平均値である。

### (2) 国内インフラシステムの安全性照査法

我が国の安全性評価式は、基本的には上記の評価式を踏襲したものと言える。

たとえば、道路橋示方書・同解説<sup>4)</sup>では、次の安全性評価式により道路橋構造物の安全性が照査されている。

$$\xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_R \cdot R(f_c, \Delta_c) \geq \sum S_i (\gamma_{pi} \cdot \gamma_{qi} \cdot P_i) \quad (3)$$

ここで、 $P_i$ は荷重の特性値、 $S_i$ は荷重効果、 $R$ は部材等の抵抗特性値、 $f_c$ は材料の特性値、 $\Delta_c$ は寸法の特性値、

$\Phi_R$ は抵抗係数、

$\gamma_{qi}$ は荷重係数、

$\gamma_{pi}$ は荷重組み合わせ係数、

$\xi_1$ は調査・解析係数、

$\xi_2$ は部材・構造係数。

が規定されている。

道路橋示方書は CEB と同様の評価式構造を有しているので、各部分係数は基本的に CEB と同様の方法で評価されるものと思われる。

ところで、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編では抵抗係数 $\Phi_R$ は限界状態1では1、限界状態2,3では0.65と先験的に規定されている。同様に、調査・解析係数 $\xi_1$ および部材・構造係数 $\xi_2$ が1と先験的に規定されている。

抵抗係数は本来、抵抗特性値 $R$ 、荷重効果 $S$ の予測不確実性を考慮して発注者が要求する安全性水準を確保するために、設計者が信頼性設計法に基づいて設定する安全性余裕代に相当する。この余裕代を道路橋示方書が先験的に規定すると、設計者は性能設計法が本来的に持つ設計の自由度が制限されることになる。

これは、ISO<sup>6)</sup>の部分係数設定方法で各設計変数のバラツキを考慮してその部分係数を設計者により算定できる余地を残しているのとは異なる。その意味で道路橋示方書が示す部分係数設計法は設計実務者が設計変数に対する部分係数を勝手に設定するのが難しい設計法と言わざるを得ない。

一方、高圧ガス導管液状化耐震設計指針<sup>7)</sup>は、道路橋示方書改定版を基本として、液状化した地盤に埋設されているガス管路を対象に安全性照査法を示している。したがって、部分係数はCEBや道路橋示方書の部分係数と基本的には同じものである。

道路橋示方書では、複数荷重の組み合わせを対象にしているが、ここでは地震荷重のみを取り出している。そして、構造物の安全性は次式で判定する。

$$S_d \leq R_d \quad (4)$$

ここで、 $S_d$ は照査用荷重、 $R_d$ は照査用強度。

照査用荷重、照査用強度は一般的な荷重抵抗係数設計

法に倣って次式で定式化されている。

$$S_d = \gamma_a \cdot S(\gamma_f \cdot F_k) \quad (5)$$

$$R_d = R(f_k/\gamma_m)/\gamma_b$$

ここで、

- $S()$  : 荷重算定関数
- $F_k$  : 荷重の特性値
- $\gamma_f$  : 荷重係数 (荷重の特性値のばらつき)
- $\gamma_a$  : 構造解析係数 (荷重算定式のばらつき)
- $R()$  : 抵抗算定関数
- $f_k$  : 抵抗の特性値
- $\gamma_m$  : 材料係数 (材料の特性値のばらつき)
- $\gamma_b$  : 部材係数 (限界値算定式のばらつき)

高圧ガス導管液状化耐震設計指針の計算事例において、部分係数値を $\gamma_b = 1, \gamma_m = 1$ および $\gamma_a = 1, \gamma_f = 1$ と設定して設計検討する事例が散見される。一般的に、部分係数の値が1であることは取り扱う設計要因の不確実性がゼロであることを指定するのと等価であると解釈できる。たとえば、 $\gamma_b = 1$ は管の限界強度算定式が正確で予測誤差が無いことを意味することになる。また、管材の抵抗値は標準試験の供試体に対して本質的なバラツキを有しているが、通常は管材の加工形状の標準形からの逸脱、設置条件、施工条件によりその特性値は影響を受ける。したがって、 $\gamma_m = 1$ は管材の抵抗 $f_k$ について実際の使用条件での抵抗値と標準試験体の抵抗値の間に乖離が無いことを保証したことになる。このことから、 $R(f_k/\gamma_m)/\gamma_b$ は管材の抵抗に関する本質的なバラツキ以外の予測誤差が無いことになるが、管材の抵抗に関する本質的なバラツキだけは評価する必要があることになる。

荷重についても同様の議論が成り立つ。すなわち、 $\gamma_a = 1$ は荷重算定式の予測誤差の無いことを意味し、 $\gamma_f = 1$ は荷重算定式を構成する複数の設計変数 $F_k$ の設定方法には間違いが無いことを意味している。しかし、荷重算定関数に含まれる地震荷重や地盤特性値などは本質的にバラツキを有しており、それを評価する必要がある。

### (3) 既往水道施設耐震工法指針の安全性照査法

既往設計指針 (水道施設耐震工法指針・同解説(2009)) では、基本的に高圧ガス導管液状化耐震設計指針と同様の安全性照査法が用いられている。

$$S_d \leq \frac{R_d}{\gamma_i} \quad (6)$$

ここで、 $S_d$ は照査用荷重、 $R_d$ は照査用強度、 $\gamma_i$ は構造物係数であり、「構造物の重要度や限界状態に達したときの社会的影響等を考慮して定めるものであり、一般に1.0~1.2としてよい。」と解説されている。

既往設計指針では、照査用荷重、照査用強度に関するこれ以上の規定がないため、実務設計者はこれらの照査用変数自体は不確実性を含まないものとして取り扱うことになる。しかし、照査用強度は、工業製品における従来からの慣習に従えば、平均値から何らかの安全性余裕を見て設定する公称値であり、照査用荷重は、設計変数の予測誤差を考慮して余裕代を含んで設定される設計変数と考えるのが蓋然的であると言える。

その場合には、照査用変数 $R_d, S_d$ と設計変数 $R, S$ は以下の関係で結ばれることになる。

$$R_d = R/\gamma_b, \quad S_d = \gamma_a S \quad (7)$$

ただし、 $S$ は荷重特性値、 $R$ は強度(抵抗)特性値、 $\gamma_a$ は構造解析係数、 $\gamma_b$ は部材係数。ここに、設計変数 $R, S$ は本来的に不規則変数であり、確率統計値(例えば、平均値 $\mu$ と変動係数 $\delta$ )により次式の形で表現できる。

$$R = R(\mu_R, \delta_R), \quad S = S(\mu_S, \delta_S) \quad (8)$$

ところで、実務設計上において安全性照査式に含まれる部分係数のすべての値が

$$\gamma_i = 1, \gamma_a = 1, \gamma_b = 1$$

と設定<sup>9)</sup>されることがしばしば見られる。この場合は、設計式や予測式のバラツキは無いものと解釈されるが、設計変数 $R, S$ の本質的なバラツキは評価されなければならない。すなわち、 $R$ については強度特性値としての本質的なバラツキを、 $S$ については例えば地震荷重がもつ本質的なバラツキや管路沿線上の地盤特性値の予測誤差などを評価することが求められることになる。

## 3. 地震荷重とそのバラツキ

### (1) 地震荷重の予測誤差

地震発生から検討対象地盤の工学的基盤面上に到着するまでの地震波の伝搬過程を図-1に示す。同図において、震源断層のモーメントマグニチュード $M_w$ 、震源距離 $R$ 、距離減衰式 $f(M_w, R)$ 、基盤地震動 $A_B$ は、それぞれに起因する予測誤差を有しているが、ここではそれらの変数による誤差が総合的に表層地盤応答倍率と設計加速度応答スペクトルの中に含まれていると見なして簡易的に評価するものとする。

## (2) 応答スペクトルの予測誤差

加速度応答スペクトル  $S_A(T)$  の予測誤差は、地盤応答倍率の予測誤差と加速度時刻歴の不規則性に起因する。その設計加速度応答スペクトルは、地震規模・地震動特性・地盤条件など種々の要素ごとに分類された既往の多くの地震動観測記録を用いて、その確率統計的処理を経て策定されたものである。しかし、最終的に策定された設計加速度応答スペクトルの確率統計的情報は設計指針を利用する設計者には明示的でなかった。

ここでは、設計加速度応答スペクトルに関する限定された情報から、その平均値および変動係数を次のように推定する。

水道施設耐震工法指針・同解説(2001年版)では地盤種別ごとに、90%非超過確率線と70%非超過確率線により、設計加速度応答スペクトルが  $S_A(T, 0.9)$ ,  $S_A(T, 0.7)$  と表現されている。

いま、III種地盤を例にとると図-2から標準正規分布関数  $\Phi$  を用いて、以下の関係式が得られる。

$$\begin{aligned} S_A(90\%) &= \mu_{SA}(T) + \Phi^{-1}(0.9) \cdot \sigma_{SA} \\ &= \mu_{SA}(T) + 1.281552 \cdot \sigma_{SA} \\ S_A(70\%) &= \mu_{SA}(T) + \Phi^{-1}(0.7) \cdot \sigma_{SA} \\ &= \mu_{Sv}(T) + 0.524401 \cdot \sigma_{SA} \end{aligned} \quad (9)$$

したがって、 $S_A(T)$  の平均値、標準偏差、変動係数は次の値となる。

$$\mu_{SA} = 523 \text{ cm/s}^2 \quad \sigma_{SA} = 528 \text{ cm/s}^2 \quad \delta_{SA} = 1.0$$

この2本の線分の値を用いて求めた表層地盤種別I種、II種、III種地盤に対する設計加速度応答スペクトル  $S_A$  の平均値と変動係数の一覧表を表-1に示す。同表より、表層地盤の設計加速度応答スペクトルの変動係数は0.7~1.0の大きさであることがわかる。

同様に、設計速度応答スペクトルの平均値、標準偏差、

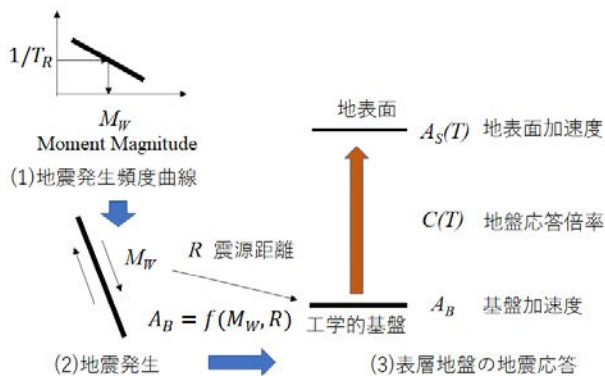


図-1 地震波の震源からサイトまでの伝搬過程<sup>9)</sup>

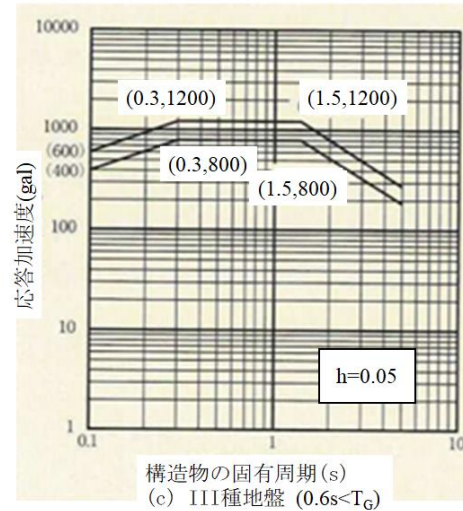


図-2 設計加速度応答スペクトル<sup>1)</sup>  
(レベル2地震動, III種地盤)

表-1 設計加速度の確率統計量

Statistics of response acceleration		Ground classification		
Item	Unit	I	II	III
$S_A(T;0.9)$	cm/sec <sup>2</sup>	1000	1400	1200
$S_A(T;0.7)$	cm/sec <sup>2</sup>	700	1000	800
Mean	cm/sec <sup>2</sup>	493	723	523
Standard deviation	cm/sec <sup>2</sup>	396	528	528
COV		0.80	0.73	1.01

変動係数も次式から算定できる。

$$\begin{aligned} S_V(90\%) &= \mu_{Sv}(T) + \Phi^{-1}(0.9) \cdot \sigma_{Sv} \\ &= \mu_{Sv}(T) + 1.281552 \cdot \sigma_{Sv} \\ S_V(70\%) &= \mu_{Sv}(T) + \Phi^{-1}(0.7) \cdot \sigma_{Sv} \\ &= \mu_{Sv}(T) + 0.524401 \cdot \sigma_{Sv} \end{aligned} \quad (10)$$

したがって、レベル1、レベル2地震動に対する  $S_V(T)$  の平均値、標準偏差、変動係数を表-2に示す。ただし、レベル1地震動については図-3のような情報が無いため、便宜的にレベル2地震動の場合の変動係数を仮定する。

## (3) 地震動と限界状態の関係

我が国では、設計地震動加速度の規模をレベル1、レベル2の2種類の地震動を構造物耐震設計用の地震荷重としている。一方、米国の耐震設計指針<sup>10)</sup>では、設計加速度の規模を3種類の地震モデル MOE (Maximum operational earthquake), DBE (Design based earthquake), MCE (Maximum considered earthquake) から設定するようにしている。

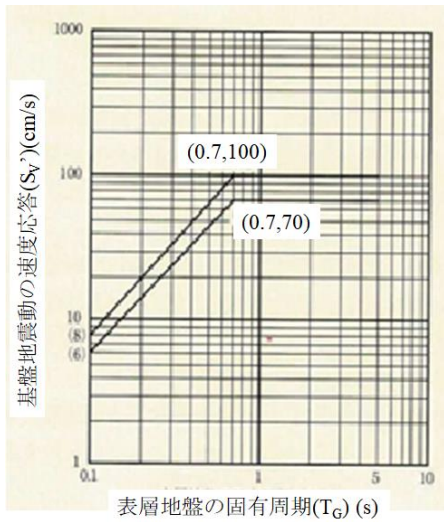


図-3 設計速度応答スペクトルリ  
(レベル2地震動)

表-2 設計速度の確率統計量

Statistics of response velocity		Seismic load	
Item	Unit	Level1	Level2
$S_V(T;0.9)$	cm/sec	12	100
$S_V(T;0.7)$	cm/sec	8.4	70
Mean	cm/sec	5.9	49
Standard deviation	cm/sec	4.8	40
COV		0.82	0.82

表-3 限界状態と設計地震動の対応関係<sup>9)</sup>

発生確率	再現期間	構造物の性能レベル				耐震基準	
		S-1 IO	S-2	S-3 LS	S-4 CP	日本	米国
50%/50yrs	72yrs	●				レベル1	MOE
20%/50yrs	225yrs	■	●				
10%/50yrs	475yrs		■	●		レベル2L	DBE
5%/50yrs	970yrs			□	○		MCE
2%/50yrs	2475yrs			■	●	レベル2U	
注)性能レベルの定義							
S-1	使用限界						
S-2	修復限界						
S-3	人命安全限界						
S-4	終局限界						
●	基本構造物						
■	重要構造物						
レベル2L	レベル2地震動の70%非超過確率相当						
レベル2U	レベル2地震動の90%非超過確率相当						

日米両国で設計地震動の分類がこのように異なる。この状態で構造物限界状態の安全性能を議論するには、両者の概念を統合する検討場が必要になる。本論文では、この状況に対して表-3の検討場を提案する。

同表は、米国と日本の設計地震動と限界状態の関係を

並置して示したものである。同表では、レベル2地震動を2分類して、修復限界状態に対してはレベル2L地震動を、終局限界状態に対してはレベル2U地震動を対応させることにする。

同表は、地震規模と限界状態の関係を以下のように解釈したものである。使用限界状態とは、構造物の応答が弾性状態を検討対象にすることを意味しており、供用期間50年中に複数回発生する地震(MOE, レベル1地震動)を想定することになる。また、修復限界状態は弾塑性状態を対象とし、簡易な修復により早期の機能回復が可能となる程度の地震(DBE, レベル2L地震動)を想定している。その観点から、50年間における数回程度発生する地震を想定して、その発生確率は10%程度に設定されることになる。一方、人命安全限界状態は、人命喪失を何とか回避できる応答レベルであり、50年間における地震(MCE)の発生確率は稀にしか発生しないという意味で5%程度を想定している。しかし、日本における終局限界状態は、構造物が崩壊に近い状態を前提としており、早期の修復が困難な状況を想定する必要がある。この観点から、50年間に極稀にしか発生しないという意味で、地震の発生確率は2%あるいはそれ以下となる強大な地震動(レベル2U地震動)を想定していることになる。

#### 4. 性能設計化のための耐震安全性照査法

##### (1) 水道管路の安全性指標

安全性照査関数<sup>11)</sup>は強度変数  $R$ 、荷重変数  $S$  により次式で定義される。

$$Z = \ln(R) - \ln(S) \quad (11)$$

強度と荷重に関する設計変数  $R$  および  $S$  が、式(8)に示すように、それぞれ平均値  $\mu_X$  と変動係数  $\delta_X$  で特性づけられる対数正規分布に従う不規則変数であるとする。その安全性指標<sup>12)</sup>は次式で定義できる。

$$\beta = \frac{\lambda_R - \lambda_S}{\sqrt{\varsigma_R^2 + \varsigma_S^2}} \quad (12)$$

ここで、

$$\lambda_X = E[\ln X] = \ln \left( \frac{\mu_X}{\sqrt{1 + \delta_X^2}} \right) \quad (13)$$

$$\varsigma_X^2 = \text{Var}[\ln X] = \ln(1 + \delta_X^2)$$

ところで、 $R_n, S_n$  が  $R, S$  の特性値であるとする、強度特性係数  $\gamma_R$  と荷重特性係数  $\gamma_S$  を導入し、特性値および

照査用設計値との間に次の関係が付けられる。

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{\mu_R}{\gamma_R}, & R_d &= \frac{R_n}{\gamma_b} \\ S_n &= \gamma_S \mu_S, & S_d &= \gamma_a S_n \end{aligned} \quad (14)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \gamma_R &= 1 + \Phi^{-1}(P_R) \zeta_R \\ \gamma_S &= 1 + \Phi^{-1}(P_S) \zeta_S \end{aligned} \quad (15)$$

ただし、 $P_R, P_S$ は $R, S$ の非超過確率である。

一方、照査用強度 $R_d$ と照査用荷重 $S_d$ を用いることで、形式的に次の見かけの安全性指標が定義できる。

$$\beta_d = \frac{E[\ln(R_d/\gamma_i) - \ln S_d]}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (16)$$

そして、二つの安全性指標は以下の関係で結ばれている。

$$\beta = \beta_d + \frac{\ln \gamma_R + \ln \gamma_S + \ln \gamma_a + \ln \gamma_b + \ln \gamma_i}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (17)$$

使用限界状態は、地震後運転再開が直ちに実施できるという意味から構造物応答が弾性範囲内に留まっていることを保証する必要がある。したがって、その限界値は弾性限界値 $\varepsilon_y$ に一致しなければならない。次に、修復限界状態は、地震後簡易な修復作業のあと運転再開できることを保証する必要がある。そのためには、応答値が弾塑性範囲に拡大してもそれが構造物の致命的な損傷に至らない程度に収まる状態を想定できなければならない。すなわち、地震動の大きさが弾塑性応答を引き起こす程度の大きさであり、致命的な破損状態を招かない地震動レベルとして地震動の大きさ自体を設定する必要がある。前章で導入したレベル 2L 地震動はレベル 2U 地震動の 80%程度であり、構造物に弾塑性状態を引き起こす水準であると想定され、弾塑性座屈発生開始変位（ひずみ $\varepsilon_b$ ）を修復限界値として設定するのに適切な設計地震動であると判断される。一方、終局限界状態は、地震動により構造物が崩壊するか否かを問うものであり、対象とする地震動は想定できる最大地震動でなければならないから、レベル 2U 地震動を採用すべきである。さらに、構造物の崩壊を引き起こす破壊状態として、地震動による軸方向繰り返しひずみ $\varepsilon_f$ により発生が懸念される低サイクル疲労破壊の可否を検討する必要がある。以上の考察は主として一体構造管路を対象として考察したものである。

一方、継手構造管路の場合は、とくに抜け出し防止機

構を有する耐震管を前提とすると、使用限界状態に対する限界値として単管の継手許容変位を想定することができる。しかし、修復限界状態と終局限界状態を区別することが難しく、いずれの状態でも漏洩事故を引き起こす継手破断発生時点が限界値となる。ここで、複数の単管継手で地盤震動変位を吸収するとき、継手破断はそれらの連結管路による引張力がそれらを支える一本の耐震管継手の抵抗装置であるロッキングリングの破断強度を超過した時に発生する。したがって、修復限界と終局限界の破断強度は同じであるが、作用する荷重はレベル 2L 地震動とレベル 2U 地震動で異なる点に留意すべきである。

強度の特性値 $R_d$ は一般的に従来からの公称値を想定していることが多く、公称値を強度平均値から標準偏差の 3 倍程度を離して設定する事例が見られる。したがって、ここでは平均値を 99.9% 非超過確率値を用いて設定することにする。

## (2) 水道管路の耐震安全性照査法

### 1) 水平方向伝搬波の波長

地盤ひずみを算定するには、表層地盤を水平方向に伝搬する地震波長が必要となる。これに関わる地震波としては、基盤内を水平方向に伝搬する実体波、鉛直下方から小さな入射角を持って入射する SH 波の位相差に基づく水平方向伝搬成分波、さらに表面波が想定される。従来から、わが国では水平方向伝搬波のモデルとして、高圧ガス導管耐震設計指針<sup>19)</sup>では表面波モデルを、既往水道指針では SH 波モデルを採用してきた。とくに、既往水道指針では、SH 波の水平方向伝搬速度を上方向伝搬速度である剪断弾性波速度と工学的基盤内剪断波速度の調和平均値に等しいと仮定してきた。

世界標準の設計法展開を目指す ISO の本来の考え方は、各パイプライン管理団体や国によって水平方向伝搬波の波長の定義が異なっても、その差異を許容して互いの設計結果を信頼性設計理論に基づいて同一尺度で議論できるようにすることであるはずである。性能設計法は、この考え方を実現する手法であるとすれば、このような議論のできる設計の自由さを利点として持つべきであろう。

以上の議論を踏まえて、水道管路耐震安全性照査において、いずれの水平方向伝搬波を選択すべきかについて、信頼性設計法の立場から以下のように検討する。

SH 波モデルによる水平方向伝搬波速度は次式で定義できる。

$$V_S = \frac{2V_{SH}V_B}{V_{SH} + V_B} \quad (18)$$

ここで、

$T$  : 地盤固有周期

$H$  : 表層地盤厚

$V_{SH}$  : 表層地盤剪断波速度  
 $V_B$  : 工学的基盤内剪断波速度

したがって、SH波モデル水平方向伝搬波の波長 $L_S$ は

$$L_S = V_S \cdot T \quad (19)$$

ただし、SH波は管軸に対して $45^\circ$ 入射する場合を想定する。一方、表面波モデルとして高圧ガス導管耐震設計指針で採用されているRayleigh波<sup>14)</sup>は軸方向入射する。表面波の分散特性<sup>15)</sup>を考慮して、分散曲線(水平方向伝搬波速度と地盤固有周期の関係)から対象地盤の水平方向伝搬波速度 $V_R$ を次式<sup>14)</sup>で算定する。

$$\begin{aligned} T \leq 0.15 \text{ s} & \quad V_R = 100 \text{ m/s} \\ 0.15 \text{ s} < T < 2.5 \text{ s} & \quad V_R = 100 + \frac{700}{2.8134} \ln(T/0.15) \\ T \geq 2.5 \text{ s} & \quad V_R = 800 \text{ m/s} \end{aligned} \quad (20)$$

すなわち、表面波モデル水平方向伝搬波の波長 $L_R$ は

$$L_R = V_R \cdot T \quad (21)$$

水平方向伝搬波長は管路ひずみを算定する基本設計変数であることから、荷重算定式としてSH波モデルと表面波モデルのどちらを採用することが安全性照査にどう影響するかを、式(7)の構造解析係数 $\gamma_a$ の観点から議論することができる。

まず、表面波モデルは水平方向伝播波としての物理的根拠が明白である点で一定の合理性を有している。一方、SH波モデルは水平方向伝搬波としての物理的根拠は必ずしも明白ではない。

しかしながら、管路の耐震設計体系は、水平方向伝搬波長だけでなく地震荷重から種々の安全性評価式まで耐震設計法全体の妥当性、被害実績との整合性などから、総合的にその適用性を判断すべきである。

既往の水道施設耐震設計指針ではSH波モデルを前提に設計体系全体が組み立てられており、数十年に亘る水道システムの耐震設計実務から地震防災対策までの経験に基づいて、その妥当性が確認されてきた実績がある。同様の議論が高圧ガス導管についても立場を替えて成立する。

したがって、一つの解決策として、水道管路の水平方向伝搬波長式に対してSH波モデルを採用する場合は $\gamma_a = 1$ 、表面波モデルを採用する場合は $\gamma_a \geq 1$ 、逆に高圧ガス導管の水平方向伝搬波長式に対してSH波モデルを採用する場合は $\gamma_a \geq 1$ 、表面波モデルを採用する場合は $\gamma_a = 1$ とすることが考えられる。性能設計法で期待さ

れる設計者の自由裁量を実現する方策として上記手法を提案する。

## 2) 一体構造管路に対する耐震安全性照査

一体構造管路の耐震安全性照査においても、基本的に応答変位法に従う。既往水道指針と異なるのは、

- 水平方向伝搬波長は、比較の為、SH波モデル( $\gamma_a = 1$ )、表面波モデル( $\gamma_a \geq 1$ )の両ケースを検討する。
- すべり開始限界剪断応力 $\tau_{cr}$  ( $N/cm^2$ )は、次式より算定する。

$$\tau_{cr} = 1.5 \left( \frac{z}{1.8} \right) \quad (22)$$

ただし、 $z$ は埋設深さ(m)

直管に発生する地震時軸方向ひずみ $\varepsilon_S$ は次式で算定する。

$$\varepsilon_S = q \alpha_S \varepsilon_G \quad (23)$$

ここで、 $q, \alpha_S, \varepsilon_G$ はそれぞれすべり係数<sup>13)</sup>、管ひずみ変換係数<sup>13)</sup>そして地盤ひずみであり、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \tau_G < \tau_{cr} \quad , \quad q &= 1 \\ \tau_G \geq \tau_{cr} \quad , \quad q &= 1 - \cos\xi + \left( \frac{\pi}{2} - \xi \right) \sin\xi \end{aligned} \quad (24)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \xi &= \sin^{-1} \left( \frac{\tau_{cr}}{\tau_G} \right) \quad , \quad \tau_G = \frac{2\pi}{L_R} E t \alpha_S \varepsilon_G \\ \alpha_S &= \frac{1}{1 + \left( \frac{2\pi}{\lambda L_R} \right)^2} \quad , \quad \lambda = \sqrt{\frac{K_1}{EA}} \\ \varepsilon_G &= \frac{2\pi}{L_R} U_h \quad , \quad U_h = \frac{2}{\pi^2} S_V T \cos \left( \frac{\pi}{2} \cdot \frac{z}{H} \right) \end{aligned} \quad (25)$$

ただし、 $\tau_G, H, E, t$ は、それぞれ地盤剪断応力、表層地盤深さ、管の弾性係数、管厚である。

したがって、一体構造管路の耐震安全性(破壊確率)は次式により判定できる。

$$p_f = P[\varepsilon_{cr} \leq \varepsilon] \quad (26)$$

ここで、 $\varepsilon_{cr}$ は一体構造管の限界ひずみ。

## 3) 継手構造管路に対する耐震安全性照査

地盤震動による地盤変位 $U_h$ は、離脱防止付き継手構造管(耐震管)では複数の継手変位により吸収すること

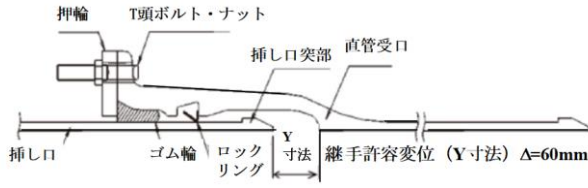


図-5 耐震管継手断面図<sup>15)</sup>

が可能として次式で吸接管本数が算定できる。

$$m = \frac{U_h}{\Delta} \quad (27)$$

ここで、 $\Delta$ は継手許容変位で図-5に示す、 $m$ は地盤変位吸収に必要な管本数。

継手構造管路の地震時破壊は、地震波の最大振幅 $U_h$ を耐震管継手許容変位 $\Delta$ で吸収できる必要管本数 $m$ が、耐震管が耐えられる最大の管本数 $m_{cr}$ を上回る時に発生する。この限界管本数は下記により算定<sup>16)</sup>できる。

$$m_{cr} = \frac{F_3}{\pi \ell \tau_{cr}} \quad (28)$$

ここで、継手許容変位 $\Delta$ は単管長 $\ell = 6m$ の管で60mmとされている。 $F_3$ は耐震管継手剪断強度<sup>17)</sup>3Dの係数3に関する不確実性を評価するための変数である。

したがって、継手構造管路の耐震安全性（破壊確率）は次式により判定できる。

$$p_f = P[m_{cr} \leq m] \quad (29)$$

#### 4) 設計変数の変動係数

一体構造管路および継手構造管路の設計変数 $R, S$ はそれぞれ次式で与えられる。

$$\text{一体構造管路（溶接鋼管）} : R = \varepsilon_{cr}, \quad S = \varepsilon_S$$

$$\text{継手構造管路（耐震管）} : R = m_{cr}, \quad S = m$$

ここで、 $\varepsilon_{cr}$ は溶接鋼管の限界伸びひずみである。

不規則変数である設計変数 $R, S$ に関する $\ln R, \ln S$ の変動係数<sup>18)</sup>は式(13)を考慮して式(23)~(28)から次式で定義できる。

一体構造管路（溶接鋼管）

$$S_R = S_{\varepsilon_{cr}}, \quad S_S = \sqrt{S_{\varepsilon_G}^2 + S_q^2 + S_{\alpha_S}^2} \quad (30)$$

ただし、

$$S_{\varepsilon_G} = \sqrt{S_{U_h}^2 + S_T^2}$$

$$S_T = S_{V_{SH}}$$

$$S_{U_h} = \sqrt{S_{S_V}^2 + S_{V_S}^2} \quad (31)$$

$$S_q = \sqrt{S_{\tau_{cr}}^2 + S_{\tau_G}^2}$$

$$S_{\alpha_S} = 0$$

$$S_{\tau_G} = S_{\varepsilon_S}$$

継手構造管路（耐震管）

$$S_R = \sqrt{S_{F_3}^2 + S_{\tau_{cr}}^2}, \quad S_S = \sqrt{S_{U_h}^2 + S_{\Delta}^2} \quad (32)$$

ここで、 $S_{F_3}, S_{\Delta}$ はそれぞれ継手内挿し口突起破壊強度に関する $\ln F_3$ の変動係数および継手許容変位に関する $\ln \Delta$ の変動係数である。

表-4 限界状態に対する強度照査式

管種	限界状態	強度照査式	備考
一体構造管路	使用限界	$\text{Min}\left\{\varepsilon_y, 23 \frac{t}{D} (\%) \right\}$	降伏歪，弾性座屈歪の最小値
	修復限界	$46 \frac{t}{D} (\%)$	弾塑性座屈歪
	終局限界	$\varepsilon_f$	塑性疲労限界歪
継手構造管路	使用限界	$\frac{F_3}{\pi \ell \tau_{cr}}$	軸変位吸収限界本数
	修復限界		
	終局限界		

表-5 埋設管路の耐震設計条件

項目	記号	単位	数値
管外径	$D$	mm	1016
管厚	$t$	mm	9
表層地盤層厚	$H$	m	30
埋設深さ	$z$	m	1.5
単管長	$\ell$	m	6
継手許容変位	$\Delta$	mm	60
鋼ヤング率	$E$	N/cm <sup>2</sup>	20,600,000
地盤固有周期	$T$	s	1
地盤剪断波速度	$V_{SH}$	m/s	120
基盤剪断波速度	$V_B$	m/s	334
剪断波波長	$L_s$	m	176.6
表面波波長	$L_R$	m	406
すべり開始限界剪断応力	$\tau_{cr}$	N/cm <sup>2</sup>	1.25
管降伏ひずみ	$\varepsilon_{cr}$		0.0014
管座屈開始ひずみ		0.0041	
管疲労限界引張歪		0.01	
耐震管継手剪断破壊強度係数	$F_3$	N/cm	30000
変動係数	$\delta_{\varepsilon_{cr}}$		0.05
	$\delta_{F_3}$		0.05
	$\delta_{\Delta}$		0
	$\delta_{\tau_{cr}}$		0

5) 限界状態に対する抵抗照査式

使用限界状態，修復限界状態，終局限界状態に対する一体構造管路および継手構造管路の強度照査式は表4のように与えられる。

同表に示すように，一体構造管路ではその強度はそれぞれの限界状態に対応する照査式を充てることができる。一方，継手構造管路ではいずれの限界状態に対しても継手破断モードは等しく，継手内挿し口突起破壊強度に支配されるため，その照査式は1種類となる。しかし，3限界状態の地盤変位量が異なることから，それぞれの限界状態に対する安全性照査が可能となる。

5. 管路の耐震安全性照査例

4章(2)の議論を踏まえて，水平方向伝搬波長をSH波モデルから表面波モデルに変更した場合の耐震安全性に及ぼす効果を性能設計的観点から照査する。

表5に埋設管路に関する共通の耐震設計条件を示す。

剪断弾性波速度  $V_{SH}$  を  $N$  値から算定する手法の推定誤差を検討した既往研究事例<sup>19)</sup>を参考にして，剪断弾性波速度の平均値および標準偏差を

$$\mu_{V_{SH}} = 120 \text{ m/s}, \quad \sigma_{V_{SH}} = 37.5 \text{ m/s}$$

とした。したがって，その変動係数は  $\delta_{V_{SH}} = 0.3125$  となる。図6に本研究で用いる埋設管路・地盤モデルを示す。剪断弾性波速度を用いて地盤固有周期  $T$  が簡易式  $T = 4H/V_{SH}$  により算定できることから， $T$  の変動係数

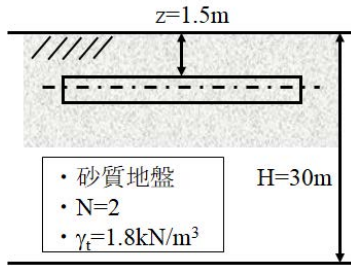


図6 埋設管路と地盤モデル

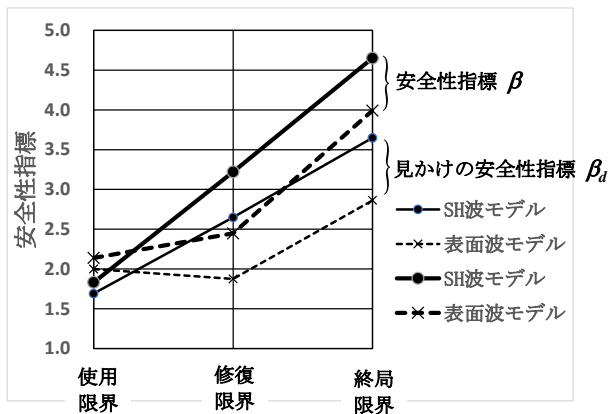


図7 3限界状態に対する安全性指標比較

$\delta_T$  は剪断弾性波速度の変動係数  $\delta_{V_{SH}}$  に等しいとする。さらに，水平方向伝搬波長の予測誤差は地盤固有周期の予測誤差のみに依存すると仮定して，その変動係数は

$$\delta_{L_S} = 0.3125, \quad \delta_{L_R} = 0.3125$$

とする。

管路モデル

一体構造管路として溶接鋼管モデル，継手構造管路として耐震管モデルを採用する。

地震荷重

レベル1地震動：設計震度0.15の地震荷重。  
(速度応答スペクトル 12cm/s)

レベル2地震動：修復限界状態に対してはレベル2L地震動が，終局限界状態に対してはレベル2U地震動が作用すると仮定する。レベル2L地震動はレベル2地震動の70%非超過確率地震荷重に相当し，レベル2U地震動はレベル2地震動の90%非超過確率地震荷重に相当すると仮定する。

また，以下の計算では設定条件を簡易化するため，部分係数  $\gamma_i, \gamma_b$  はいずれも1.0と仮定する。

(1) 水平方向伝搬波モデルによる安全性指標比較

図7はSH波モデルと表面波モデルの水平方向伝搬波を用いた場合の見かけの安全性指標と安全性指標の値を3限界状態に対して比較したものである。

同図の2本の実線はSH波モデルを示し，波線は表面波モデルの場合を示している。また，太線の実線と破線は式(17)の安全性指標  $\beta$  を示し，細線の実線と破線は式(16)の見かけの安全性指標  $\beta_d$  を示している。

両者の安全性指標を比較すると，修復限界状態・終局限界状態では，見かけの安全性指標に対して安全性指標が相対的に大きな値を示している。一方，使用限界状態では両方の安全性指標が2.0周辺に集中している傾向が見られる。

既往の水道施設耐震工法指針では，式(6)に示すように照査用荷重と照査用強度の大きさを判定するだけで，その安全性照査により実現される安全性能について具体的な情報を得る手段が提示されていなかった。同図の安全性指標は，既往指針が実現している安全性能を安全性指標の形で表現したものである。たとえば，修復限界状態について見ると，SH波モデルの安全性指標は3.22であり，表面波モデルの安全性指標は2.45であることを示している。

SH波モデルの安全性指標に対して表面波モデルの安全性指標が小さいという意味は，水平方向伝搬波モデルを変更することで，既往の水道指針の安全性指標が変化

し、しかもその変化様態は管路の耐震安全性を低減させる傾向を示していることである。この点について、次のように解釈できる。一つ目は既往の水道指針（SH 波モデル）の安全性照査結果は安全性を過大に見込んでいる可能性があるという解釈であり、二つ目は既往の水道指針設計体系内に異質な評価式（表面波モデル）を導入することの影響が低い安全性評価（表面波モデルの安全性指標が相対的に低い）になったという解釈である。

一つ目の解釈は、水平方向伝搬波の波長が SH 波モデル（既往水道指針）では表面波モデルの場合よりも短くなることで結果的に剪断応力度を大きく評価し、すべり効果が過大に発揮されて管軸ひずみが小さくなり、安全側の安全性評価に繋がったと解釈できる。この解釈から言えることは、水平方向伝搬波長を短くするモデルは、管軸ひずみの過少評価を導き、結果的に耐震安全性を過大に見込むことである。

二つ目の解釈は、既往の水道指針体系に表面波モデルを導入することで、管軸ひずみが水平方向伝搬波長に依存して変動するものであり、既往の SH 波モデルが絶対的なモデルではないことを確認できたことである。結果的に、既往の設計体系が達成していた安全性を相対化でき、安全性評価に幅広い視点を持ち込めたことになる。

表面波モデルが物理的観点からより妥当性があると判断する場合は、一つ目の解釈に基づいて水平方向伝搬波のモデル変更を検討することもありえよう。一方、二つ目の解釈を推進する場合は SH 波モデルの適用性を確認する調査研究を進めることで、表面波モデルの場合よりも高い安全性指標を実現できるように、既往水道指針の高精度化を図る方策も考えられる。

## (2) 構造解析係数と安全性指標の関係

既往設計体系の一部に外部から異なる設計式を導入することの影響とその対応策について以下に論じる。

図-8は構造解析係数と安全性指標の関係を使用限界状態・修復限界状態・終局限界状態について比較したものである。

既存設計体系の中に、外部設計式を導入するリスクを評価する指標として構造解析係数を用いるものとする。

たとえば、修復限界状態についてみると、既往の設計体系（SH 波モデル）では安全性指標は 3.22 に固定されているが、外部から導入する表面波モデルに対しては、導入リスクを構造解析係数を増加する形で評価すると同図ようになる。すなわち、係数を 1.0 から 2.5 まで増加させると、係数値が 1.9 付近で SH 波モデルの場合に到達する。これは、外部から設計式を導入するリスクを構造解析係数で評価すると 1.9 に相当することを示唆していると解釈できる。

終局限界状態の場合には、同様に構造解析係数は 1.75 に対応し、使用限界状態の場合には、基本的に両モデル

の安全性指標が等しくなる場合が存在しないことを示している。

信頼性設計法の観点からは、既往の設計体系に外部から設計式を導入することは設計の自由度を得るためのコストを構造解析係数で定量化できたことになる。しかし、このコストは既存設計体系を絶対視した場合に発生するコストであって、もし設計者が既往設計体系を見直して新たに別の設計体系を構築する場合には必ずしも従う必要のないコストとも言える。1 を上回る構造解析係数の大きさは、新設計体系を構築するかどうかの判断資料になりうる指標であると指摘できよう。

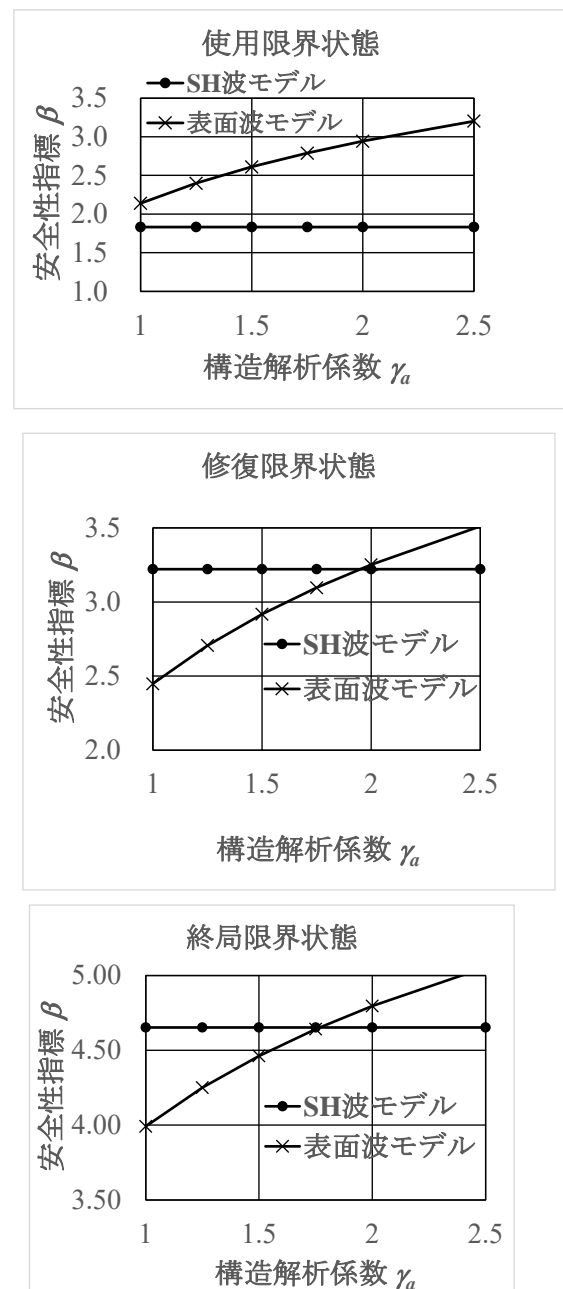


図-8 構造解析係数と安全性指標の関係

## 6. まとめ

既往水道施設耐震工法指針の性能設計化を行うため、新しい耐震安全性照査法を提案した。

得られた成果を下記に示す。

- (1) 既往水道施設耐震工法指針が実現している水道管路の耐震安全性を安全性指標により定量評価する定式化を行った。計算に用いた設計条件では使用限界状態・修復限界状態・終局限界状態に対する安全性指標は、概ね1.8-4.6の範囲にあることが判明した。
- (2) 既往設計指針では水平方向伝搬波モデルとして SH 波モデルが採用されている。性能設計における設計の自由度を確認する目的で表面波モデルに変更した場合の既往設計指針の安全性指標への影響を評価した。
- (3) 表面波モデルによる安全性指標は SH 波モデルの場合よりも相対的に小さな値を示した。両者の差異を既往設計システムに外部から表面波モデルを導入するリスクを埋め合わせるために必要な構造解析係数を評価すると修復限界状態に対してその係数が 1.9、終局限界状態に対して 1.75 であることが判明した。

**謝辞：**本研究は、（一財）災害科学研究所の支援により実施できたものである。管路耐震設計基準の性能設計化研究会に参加した学識経験者、水道事業者、民間企業の研究会メンバーの議論を踏まえて達成できた成果である。ここに、研究所および研究会参加メンバー各位に深甚の謝意を表します。

## REFERENCES

- 1) (社団法人) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，2009年版，2009. [Japan Water Works Association: Seismic design guideline of water supply facilities, 2009<sup>th</sup> edition, JWWA, 2009.]
- 2) CEB: Common Unified Rules for Different Types of Construction and Material (3<sup>rd</sup> draft), Bulletin d'Information No.116-E, *Comite Europeen du Beton, Paris*, 1976.
- 3) Ravindra, M.K. and Galambos, T.V.: Load and resistance factor design for steel, *J. Structural Div., ASCE*, 104 (ST9), 1337-1353, 1978.
- 4) (社団法人) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017. [Japan Road Association: Seisgn specification of highway bridges I Common edition, JRA, 2017.]
- 5) 間淵利明，玉越隆史，生田浩一：部分係数設計法に基づく荷重係数の設定方法，国土交通省技術研究報告会（国土交通省技

術研究会論文集），2009号，pp.159-164, 2009. [Mabuchi, T., Tamakoshi, T. and Ikuta, H.: Setting method of load factor based on partial safety factor design method, *Technical research report meeting of Ministry of land, infrastructure, transport and tourism*, No.2009, MLITT pp.159-164, 2009.]

6) ISO: ISO2394, General Principles on reliability for Structure, *International Standard Organization*, 1998.

7) (社団法人) 日本ガス協会：高圧ガス導管液状化耐震設計指針，JGA 指-207-01，ガス工作物等技術基準調査委員会，日本ガス協会，2001. [Japan Gas Association: Seismic design guideline of high pressure gas pipeline for liquefied ground, *Investigation committee for technical standard of gas work, JGA spec.-207-01, JGA*, 1998.]

8) (社団法人) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，2009年版，設計事例集，2009. [Japan Water Works Association: Seismic design guideline of water supply facilities, 2009<sup>th</sup> Edition, *Case studies of seismic design, JWWA*, 2009.]

9) 小池 武，濱野雅裕，渡邊 拓，長谷川延広：水道施設耐震工法の性能設計化試論，土木学会，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.76, No.4, L\_196-I\_204, 2020. [Koike, T., Hamano, M., Watanabe, T. and Hasegawa N.: Proposal on performance-based seismic design method of water supply systems, *Collection of Civil Engineering Studies (Structure and Earthquake Engineering)*, Vol.76, No.4, L\_196-I\_204, JSCE, 2020.]

10) Chamey, F.A.: Seismic Loads, Guide to the Seismic load provision of ASCE 7-05, *ASCE*, 2010.

11) 土木学会構造物安全性研究小委員会：構造物のライフタイムリスクの評価，土木学会構造工学委員会，土木学会，1988. [Subcommittee of Structural Safety Research in JSCE: Evaluation of lifetime risk on structures, *Committee of Structure Engineering in JSCE, JSCE*, 1988.]

12) Ang, A.H.S. and Tang, W.H.: Probability concepts in engineering planning and design, Volume II: Decision, risk, and reliability, *John Wiley & Sons*, 1984.

13) (社団法人) 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針，JGA 指-206-03，ガス工作物等技術基準調査委員会，日本ガス協会，2004. [Japan Gas Association: Seismic design guideline of high pressure gas pipeline, *Investigation committee for technical standard of gas work, JGA spec.-206-03, JGA*, 2004.]

14) Ewing, W. M., Jardetzky, W.S. and Press, F.: Elastic waves in layered Media, *McGRAW-HILL Book Company*, 1957.

15) 日本ダクタイル鉄管協会：Q&A コーナー（施工編），日本ダクタイル鉄管協会，2015. [Japan Ductile Pipe Association: Corner of Q & A (construction), *Japan Ductile Pipe Association*, 2015.]

16) 小池 武・長谷川延広・濱野雅裕・渡邊 拓：水道システムの耐震安全性照査法提案，土木学会論文集，2021. (投稿中) [Koike, T., Hasegawa, N., Hamano, M. and Watanabe, T.: Performance-based seismic safety assessment method of water network system, *Collection of research papers in JSCE, JSCE*, 2021. (under submission)]

17) 日本ダクタイル鉄管協会：ダクタイル鉄管管路のてびき，JDDPA T 26, 2015. [Japan Ductile Pipe Association: Guidance of ductile pipe, *JDDPA T26, JDDPA*, 2015.]

18) Melchers, R. E.: Structural reliability analysis and prediction, *John Wiley & Sons Ltd*, 1999.

19) 濱野雅裕・小池 武・長谷川延広・渡邊 拓・岩田克司 :  
埋設鋼管の耐震計算における破壊確率の試計算, 第 40 回水道  
研究発表会, 日本水道協会, 2020. [Hamano, M., Koike, T., Hasegawa,  
N., Watanabe, T. and Iwata, K.: Trial calculation of failure probability in seismic

design of buried steel pipes, *40<sup>th</sup> research meeting of water works, Japan Water  
Works Association*, 2020.]

(Received July 1, 2022)  
(Accepted November 1, 2022)

## PERFORMANCE-BASED SEISMIC SAFETY ASSESSMENT OF WATER PIPELINES COMPARING WITH THE CURRENT DESIGN APPROACH

Takeshi KOIKE, Nobuhiro HASEGAWA, Masahiro HAMANO  
and Taku WATANABE

Current seismic design guideline for water pipelines cannot show the safety measures that the designer will obtain based on the seismic design guideline, although this guideline prepares the performance-based seismic design formula. To solve this problem, the authors propose a new seismic safety assessment method for the arc-welded joint steel and the mechanical joint ductile cast iron pipelines.

The proposed method can provide safety indices for serviceability, repairable and ultimate limit states of buried water pipelines.