

すべりを考慮した地下式配水池の 耐震安全性照査法

長谷川延広¹・大沼博幹²・小池 武³

¹ 正会員 JFE エンジニアリング株式会社 アクアパイプライン事業部
(〒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

² 正会員 大沼水道技術研究所 (〒950-3323 新潟市北区東栄町 2-3-28)

E-mail: onuma@ae.auone-net.jp

³ 正会員 JICA EEHE Project (〒612-8358 京都市伏見区西尼崎町 898)

E-mail: koike-takeshi@ka3.so-net.ne.jp

現行設計法（日本水道施設工法指針・同解説¹⁾）では、地下式配水池に対して応答変位法による計事例が示されず、本来地上構造物に適用されるべき動的解析法を地下式配水池の耐震安全性照査に対しても適用している。しかし、レベル 2 地震動では地盤と構造物の境界にすべりが発生することから、周辺地盤変形が構造物にすべて伝わる訳では無く、これらの特徴を反映した設計法が必要となる。

本研究では、応答変位法に基づいて周辺地盤変形が構造物に伝達されるが、その変形が土の剪断変形限界を超過した場合はすべりが発生すると耐震設計法の定式化を行い、従来の動的解析に比較して簡便な耐震設計法を提案している。

Key Words: *underground reservoir, RC structure, seismic safety assessment, slippage effect, shear strains, response displacement method*

1. はじめに

地下式配水池に関する地震被害履歴²⁾を見ると、最近では東日本大震災で外部に接続する配管との接続部が液状化地盤変状により破断・漏洩した事例が報告されているだけで、構造躯体そのものの亀裂発生や壁・柱の座屈や損傷事例は報告されていない。

それ以前の地震被害報告においても、地下式配水池の損傷事例報告は無く、従来から地下式配水池の耐震性評価の高いことが再認識されてきた。

しかし、建設から 50 年以上経過した現在、水道システム全体の老朽化が進展しつつあることから、管路のみならず、水道システムを構成する主要施設の耐震安全性を再度照査することが求められている。

管路以外の主要施設として地下式配水池は大規模構造物の一つであることから、地震被害発生時の波及効果を考慮すると耐震安全性照査対象から外すことができない。

しかしながら、これらの構造物が建設された当時と現在では設計手法が全く異なっており、地震荷重条件も今日とは対応しないものとなっている。

このような状況下で地下式配水池の耐震安全性照査を行うには、改めて現在の設計指針に基づいて、最新の設計地震動を用いて対象構造物の安全性を評価することになる。その場合、この照査手順は新規設計手順と殆ど変わらないため相当額の設計費用が必要となるが、その予算が確保できないと耐震安全性照査すら実施できないことになりかねない。このような背景から、とくに厳しい経営環境にある水道事業体から、現在実施されている高額な費用が想定される動的解析法による照査方法に代わる簡便な照査方法が求められる。

本来地上構造物に適用されるべき動的解析法を地下式配水池の耐震安全性照査に対して適用しているのは、現行設計法で地下式配水池に対して応答変位法による設計事例が示されない状況で、止むを得ず適用されてきた経緯がある。しかし、レベル 2 地震動では地盤と構

造物の境界にすべりが発生することから、周辺地盤変形が構造物にすべて伝わる訳では無く、これらの特徴を反映した設計法についても検討されるべきと考えられる。

本研究では、応答変位法に基づいて周辺地盤変形が構造物に伝達されるが、その変形が土の剪断変形限界を超過した場合はすべりが発生するとして耐震設計法の定式化を行い、従来の動的解析に比較して簡便な耐震設計法を提案しようとするものである。

2. 現行設計手法の問題点

水道の現行設計法には、地下式配水池の耐震設計法の具体的な手法が提示されていない。恐らく、その理由は水道実務者が利用できる適当な設計手法が存在しないためと推定される。その代わりに現行設計指針には動的解析手法による設計事例が記載されており、設計実務者はその手法を参考にして実務設計を行うことになる。

しかし、地中構造物を 3 次元 FEM 手法でモデル化し、地震時挙動を動的解析するのは研究目的では十分に意味があるが、実用設計においてこの手法を要請するのは対費用効果から見て必ずしも勧められるものではない。

結果的に動的解析手法の専門家による地中構造物の地震時挙動解析が行われ、その結果に基づく耐震安全性照査が実施されるが、この照査過程がブラックボックス化されていると、結果を評価すべき上位技術者は審査すべき指標が無い状態で結果をそのまま承認せざるを得ない危険性がある。

一般的には、FEM による動的解析結果の妥当性は、それ以外の簡便な評価手法を用いて比較しつつ判断するのが妥当と思われる。その意味から、地中構造物の場合も、動的解析とは異なる簡便な評価手法が待望されてきた由縁がある。

実際、動的解析法により地中構造物の耐震設計を行う場合には、レベル 1 地震動に対しては中小規模の応答変位を想定し、レベル 2 地震動に対しては塑性変形を含む大規模な応答変位を想定している。非線形応答解析は構造物各要素の非線形特性および地盤と構造物が接触する部分の非線形的取り扱い、鉄筋構造物のコンクリート材料と鉄筋材料の混在状態のモデル化など実務的に高度な解析技術が要請される。このあたりが、実務者にとって動的解析法の取り扱いの難しい点であったと思われる。

結果的に構造物応答結果が過大になった場合、設計者はその対策としてどのような耐震対策を提案できる

のか？構造物の応答を押さえるには、構造物の剛性を高める必要があり、一層の壁厚増大を提案するのであるだろうか？

上記の判断が妥当かどうかは、別の考え方があってはいじめて比較設計ができ、どちらの考え方が妥当かを見て最終的な判断を行うことができる。その意味でも、動的解析法以外の照査手法の提案が待たれることになる。

一般的に、地上構造物の地震時挙動解析に動的解析手法を用いるのは、理論的にも実務的にも問題なく、大いに進められるべきであるが、地中構造物に動的解析法を適用することの妥当性について必ずしも合意を得ているとは言い難い。勿論、正しくモデル化され、適切に動的解析を行えば、それなりの結果は得られるが、それを実現できる実務者が簡単に得られない点に問題がある。

管路の耐震設計において応答変位法が採用されているように、地中構造物の簡易な設計法として応答変位法がある。この手法を地下式配水池に適用できるものとして定式化できれば、新しい設計法が得られることになる。

今後、実務的には設計法の性能設計化が一層図られることになるが、設計過程にブラックボックス化された部分を認めてしまうのは必ずしも適切ではない。FEM モデルと動的解析による結果を検証できる別手法を準備することで両者がお互いに検証できる形で両設計法を承認することが望ましいと考えられる。その意味でも、ブラックボックス化しない簡便な設計法の開発が待たれることになる。

3. 地下式配水池に作用する地盤変位分布

定式化にあたって、以下の仮定を事前設定する。

(1) 基本的仮定

1. 弾性波動が伝搬する地盤は常に弾性的である。
2. 地下式配水池は鉄筋コンクリート製とする。
3. 慣性力の影響は無視できるものとする。したがって、地震時挙動解析は応答変位法に従うとする。
4. レベル 1 地震動、レベル 2 地震動の地盤変位は、それぞれ図 1 の U_h で与えられるとする。
5. 壁面からの微小漏洩開始変形角度は $\gamma_{cr,1}$ 、大規模漏洩開始変形角度は $\gamma_{cr,2}$ とする。
6. 地震時の配水池内スロッシングの影響は無視する。

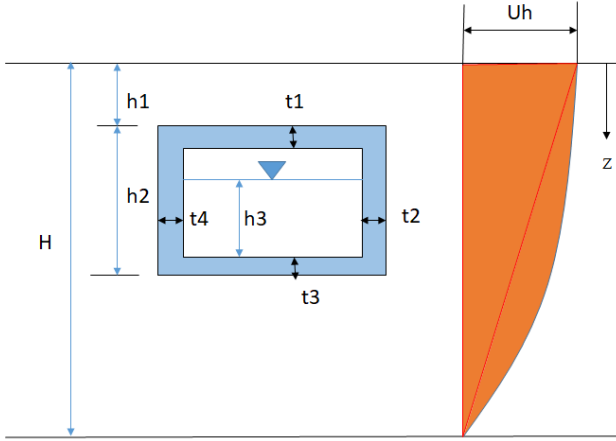


図1 地下式配水池モデル

図1は、地下式配水池の検討対象をモデル化したものである。地中構造物は矩形断面と仮定し、地盤の地震時応答は応答変位法の考えに基づいて、1次元正弦波形状の地盤変位分布を示すものとする。

(2) 地盤変位分布

地震動が対象地盤の工学的基盤面に作用したとして、地表面における地盤変位は次式で与えられるものとする。

$$U_h(T) = \frac{2}{\pi^2} S_V(T) \quad (1)$$

ここで、 T は表層基盤固有周期(sec)、 $S_V(T)$ は設計速度応答スペクトル(cm/sec)である。

深さ z における地盤変位は次式で与えられるものとする。

$$S_D(T, z) = U_h(T) \cos\left(\frac{\pi}{2H} z\right) \quad (2)$$

ここで、 H 、 z はそれぞれ表層地盤の層厚および地表からの深さである。

深さ z における地盤剪断ひずみは、式(2)を変数 z で微分することで次式により得られる。

$$S_V(T, z) = \frac{\pi}{2H} U_h(T) \sin\left(\frac{\pi}{2H} z\right) \quad (3)$$

配水池壁面に作用する地盤変位分布は配水池面ごとに指定する必要がある。

配水池底部は、その位置での地盤変位と同一の変位を示す。しかし、配水池天端の変位は地盤変位とは異なる可能性がある。

配水池底部から天端までの区間における地盤変位は次式で与えられる。

$$D_S(T, z) = U_h(T) \left\{ \cos\left(\frac{\pi}{2H_3} z\right) - \cos\left(\frac{\pi}{2H_3} z_0\right) \right\} \quad (4)$$

ここで、 z_0 : 配水池底部深さ、

(3) 周面剪断応力

深さ z_i における剪断ひずみ $\gamma_{G, i}(T, z_i)$ 、剪断応力 $\tau_{G, i}(T, z_i)$ は、深さ z_i における土の剪断弾性係数 $G(z_i)$ を用いて次式となる。

$$\gamma_{S, i}(T, z_i) = \frac{dD_S(T, z)}{dz} \Big|_{z=z_i} \quad (5)$$

$$\tau_{S, i}(T, z_i) = G(z_i) \cdot \gamma_{S, i}(T, z_i) \quad (6)$$

配水池の上面、下面には、土からの剪断応力が図2に示すように作用する。ここで、左右側面から作用する土圧は剪断変形には寄与しないものとして省いている。

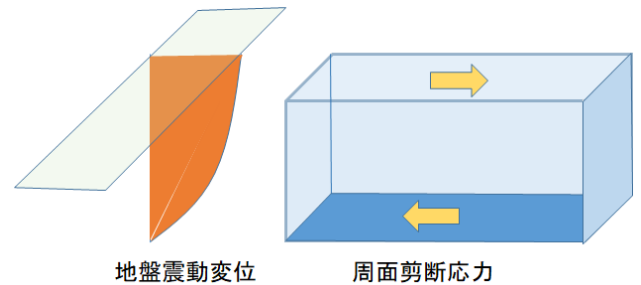


図2 構造物に作用する周面剪断応力分布

配水池の場合には、上面、下面に作用する土からの剪断応力が構造物に剪断変形を引き起こす。すなわち、配水池に作用する剪断力は、図2に示すように、底面と天端で互いに反対方向の力として均衡するから、片側に作用する力は次式で与えられる。

$$F_{max} = \tau_s(T, h_1) A \quad (7)$$

ここで、 A は構造物上面の表面積。

式(8)で求められる剪断力により、図3のように構造物は剪断変形を生じる。その剪断変形量は壁面の変形角度として算定できる。

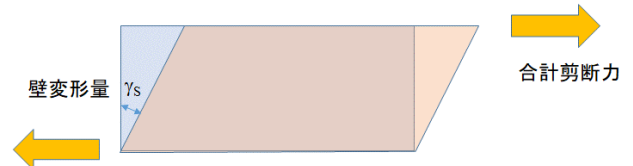


図3 表面剪断力により発生する構造物の剪断変形

(4) すべりを考慮した周面剪断応力

図 4 は表層地盤中に地中構造物が配置されている時、地盤が地震時変形を発生した状況を模式的に図示している。この時、地中構造物の変形が地盤変形と一致する必然性は無く、構造物の剛性に基づく変形を生じることになる。両者の変形結果を γ_G 、 γ_S で図示する。

地盤変状が小さい場合は、地盤と構造物間のすべりも発生しないため、両者の差異を判別できないかもしれない。しかし、地震動の大きさが増加すると地盤自体は大きな剪断変形を生じることになる。一方、構造物周辺では構造物の剛性に応じた剪断変形が生成される。構造物から離れた位置の土の剪断変形と構造物周辺土の剪断変形に差異を生じることになる。すなわち、両者の変形に「ずれ」が発生する。これが「すべり現象」³⁾である。土と構造物表面の間で生じる土の非線形特性を図 5 に示す。

これは、構造物の剛性が土の剛性に比較して十分に大きいため、土の剪断変形に構造物の剪断変形が追随できず、図 5 に示す剪断変形特性の非線形性を生じることになる。ただし、図 5 は模式図であり、実材料を用いた実証実験によりこの特性曲線を確認する必要がある。

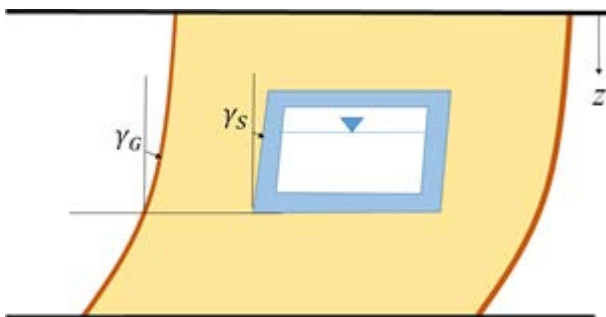


図 4 地震時の地盤変状と構造物変状の比較

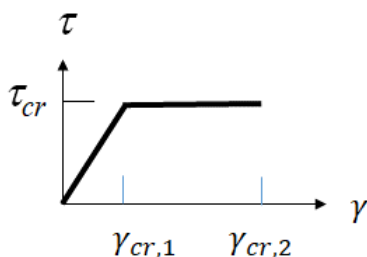


図 5 構造物接触面付近の土の剪断変形特性

図 4 には、地盤の剪断変形角と構造物の変形角は異なり、剪断剛性が相対的に大きな構造物の変形角が地盤の値よりも小さくなる状況を図示している。

また、図 5 にはすべり開始時の剪断変形量（角度、剪断ひずみ） $\gamma_{cr,1}$ と十分に大きな剪断変形量（角度、

剪断ひずみ） $\gamma_{cr,2}$ を示している。 $\gamma_{cr,1}$ はすべり開始変形量の限界値であり、 $\gamma_{cr,2}$ は剪断変形量の終局限界値を示している。

4. 耐震安全性照査方法

(1) 地下式配水池のモデル化

解析対象モデルとして、RC 製躯体を対象とする。図 6 に示す配水池タイプ A は無柱タイプであり、図 7 に示す配水池タイプ B は柱タイプであり、図 8 に示す配水池タイプ C⁴⁾ は柱+整流盤タイプである。それぞれの配水池は同一寸法であり、高さ h_2 、幅 W 、奥行 l 幅の長方形躯体とする。その中間部は n 個の柱が並列し、タイプ C では整流壁が設置されている。

構造物は、RC 躯体を一様な仮想材料で代替した簡易モデルとした。柱、整流盤パネルも同一の仮想材料を用い、それぞれの構造的特徴は構造寸法で表現した。

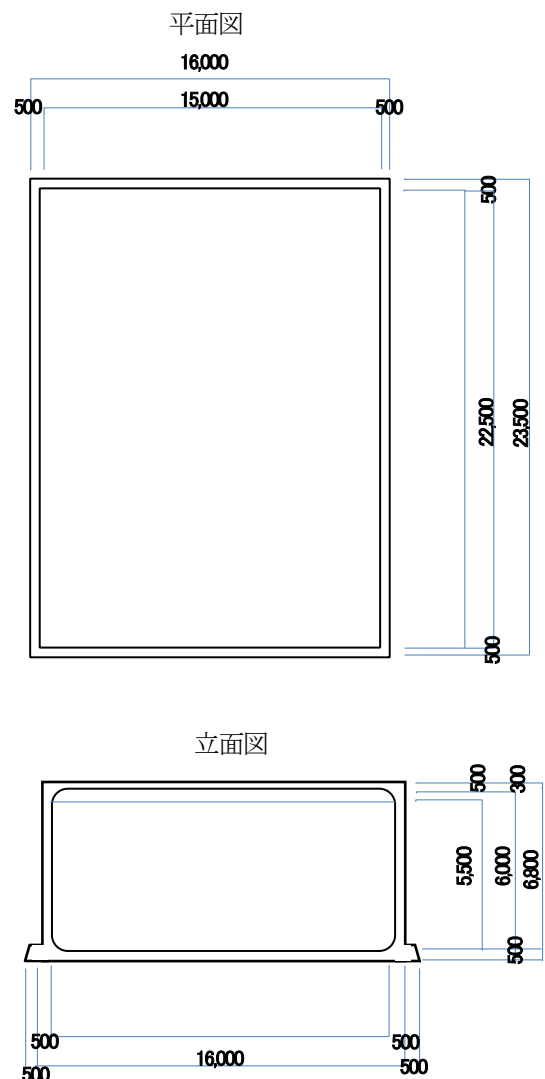
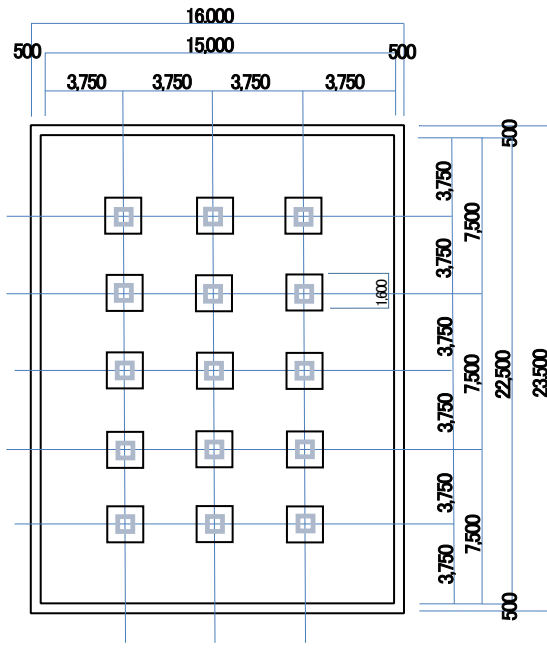
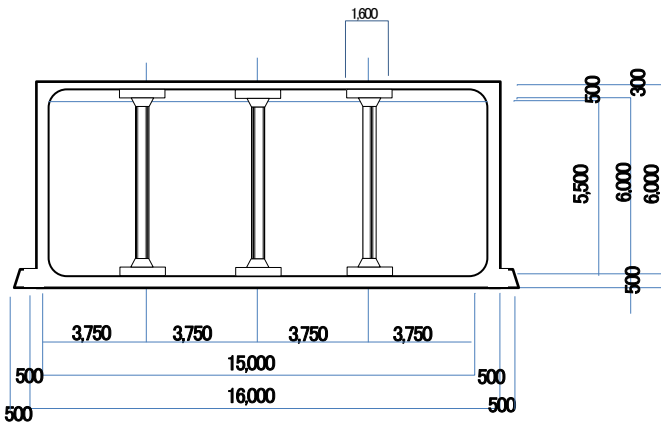


図 6 地下式配水池のモデル（タイプ A）

られるものとする。



(1) 平面図



(2) 立面図

図7 地下式配水池のモデル (タイプB)

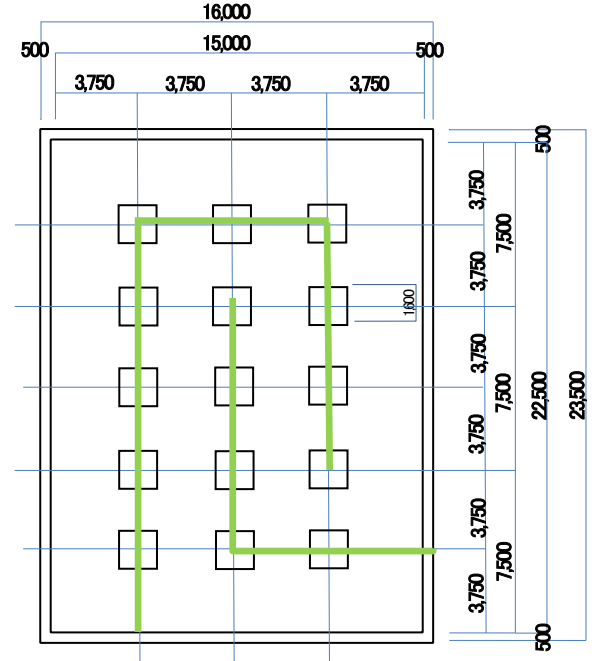
構造物の剪断剛性 G_S 、降伏加速度 S_y 、すべり開始剪断変形量 $\gamma_{\alpha, 1}$ 、終局限界変形量 $\gamma_{\alpha, 2}$ 、構造物の固有周期 T などは FEM モデル、*Pushover* 解析などを用いて、別途算定するものとする。

(2) 地下式配水池の剪断変形解析

式(8)で求めた配水池全体の剪断力 F_{max} により、剪断応力 τ_{max} が次式で与えられる。

$$\tau_{max} = \frac{F_{max}}{A} \quad (8)$$

また、対応する剪断ひずみを求めるのに必要な剪断剛性 G_S は RC 躯体、柱、パネルで構成される構造体とすると、等価剪断弾性係数とすべきであり、次式で与え



(1) 平面図

図8 地下式配水池のモデル (タイプC)

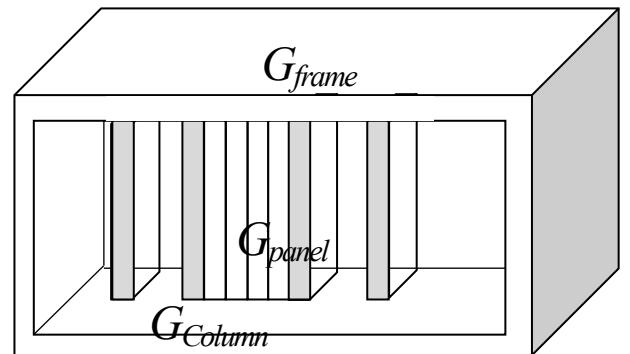


図9 等価剪断弾性係数の構成内容とその配置

$$G_S = G_{frame} + \lambda_{column} G_{column} + \lambda_{panel} G_{panel} \quad (9)$$

ただし、 G_{frame} 、 G_{column} 、 G_{panel} はそれぞれ図9に示すように、配水池躯体の剪断弾性係数、柱の剪断弾性係数、および整流壁（がある場合）の剪断弾性係数である。また、 λ_{column} 、 λ_{panel} は、柱、パネルの占有率が壁面積を基準とした場合の相対的比率である。

等価剪断弾性係数をより総合的に評価する場合は、配水池 FEM モデルを作成し、図3に示すように構造物上下面に剪断力を作用させて静的加力による *Pushover* 解析を行い、その初期勾配から剪断剛性 K を確認する。

いま、地盤震動が大きくなると、土と構造物の間に発生する剪断応力のレベルも大きくなる。構造物表面

の剪断変形が周辺土の剪断変形に追従できない程に地盤震動が大きい場合には、周辺土と構造物の間で図 5 のような弾塑性挙動すなわち「すべり」が発生する。

構造物に作用する式(7)で与えられる剪断力 F_{max} により構造物壁面端部に発生する剪断応力 τ_{max} が土の限界すべり応力 τ_{cr} よりも小さい場合は、配水池周面に作用する剪断応力は式 (6)で与えられる。一方、もし構造物に作用する剪断応力 τ_{max} が土の限界すべり応力 τ_{cr} よりも大きい場合は、剪断応力はすべり効果により、土の限界すべり応力以上に増加しないため、限界すべり応力に一致することになる。すなわち、

$$\tau_{max} \leq \tau_{cr} \quad \gamma_s = \frac{F_{max}}{G_s A} \quad (9)$$

$$\tau_{max} > \tau_{cr} \quad \gamma_s = \frac{\tau_{cr}}{G_s} \quad (10)$$

(2) 地盤種別による配水池の剪断変形量比較

上記手法の適用性を確認するために、レベル 1, 2 地震動を受けた 3 種類の地盤 G1, G2, G3 内に埋設されている配水池の壁端部の剪断変形角度を比較する。

表 1 地盤種別ごとの配水池壁端部での剪断変形角度
(レベル 1 地震動の場合、タイプ A モデル)

分野	レベル1地震動		地盤タイプ			
	単位	記号	G1	G2	G3	
表層地盤特性	地盤単位体積重量	ton/m ³	ρ	2	2	2
	地盤卓越周期	sec	T	0.1	0.5	1.5
	剪断弾性波速度	m/sec	V _s	300	200	100
	土の剪断弾性係数	cm/sec ²	G	1836.7	816.3	204.1
	土のすべり開始剪断応力	kg/cm ²	τ_{cr}	0.10	0.10	0.10
	土の限界剪断ひずみ	radian	γ_{cr}	5.44444E-05	0.0001225	0.00049
表層地盤応答	震度	g	SI	0.15	0.15	0.15
	速度応答スペクトル	cm/s/g	Sv/g	17.5	80	80
	実速度応答スペクトル	cm/sec	Sv	2.6250	12.0000	12.0000
	土被厚	m	h1	1	1	1
	配水池高	m	h2	6	6	6
	表層厚	m	H	20	30	50
	配水池底部	m	Z=h1+h2	7	7	7
	表層変位	cm	Uh(T,0)	0.0532	1.2159	3.6476
	配水池底部変位	cm	Uh(T,z)	0.0454	1.1351	3.5597
壁の剪断角度 (漏水チェック)	壁の大規模漏水限界角度 (耐震壁) (4/10000)	radian	γ_{cr}	0.000400	0.000400	0.000400
		度	θ_{cr}	0.023	0.023	0.023
	配水池壁近傍 土のすべり開始 剪断角度	radian	$\theta_{slip}=\gamma_{slip}$	0.000054	0.0001225	0.00049
	壁限界角度/ 土のすべり開始角度	none	$\gamma_{cr}/\gamma_{slip}$	7.347	3.265	0.816
	配水池底部 壁の非すべり時の 地震時剪断角度	度	$\theta(Z)$	0.1251	1.3072	1.4322
		radian	$\gamma=\theta(Z)$	0.002183	0.022814	0.024997
	配水池壁の すべり開始時の剪断ひずみ /非すべり時地震時ひずみ	none	γ_{slip}/γ	0.18324	0.01753	0.01600

表 2 地盤種別ごとの配水池壁端部での剪断変形角度
(レベル 2 地震動の場合、タイプ A モデル)

分野	レベル2地震動		地盤タイプ			
	単位	記号	G1	G2	G3	
	地盤単位体積重量	ton/m ³	ρ	2	2	2
	地盤卓越周期	sec	T	0.1	0.5	1.5
	剪断弾性波速度	m/sec	V _s	300	200	100
	土の剪断弾性係数	cm/sec ²	G	918.4	408.2	102.0
	土のすべり開始剪断応力	kgf/cm ²	τ_{cr}	0.10	0.10	0.10
	土の限界剪断ひずみ	radian	γ_{cr}	0.000108889	0.000245	0.00098
	震度	g	SI	None	None	None
	実速度応答スペクトル	cm/sec	Sv	8	65.0000	100.0000
表層地盤応答	土被厚	m	h1	1	1	1
	配水池高	m	h2	6	6	6
	表層厚	m	H	20	30	50
	配水池底部	m	Z=h1+h2	7	7	7
	表層変位	cm	Uh(T,0)	0.1621	6.5859	30.3964
	配水池底部変位	cm	Uh(T,z)	0.1382	6.1485	29.6644
壁の剪断角度 (漏水チェック)	壁の大規模漏水限界角度 (耐震壁) (1/500)	radian	γ_{cr}	0.0020	0.0020	0.0020
		度	θ_{cr}	0.115	0.115	0.115
	配水池壁近傍 土のすべり開始 剪断角度	radian	$\theta_{slip}=\gamma_{slip}$	0.000108889	0.000245	0.00098
	壁限界角度/ 土のすべり開始角度	none	$\gamma_{cr}/\gamma_{slip}$	18.367	8.163	2.041
	配水池底部 壁の非すべり時の 地震時剪断角度	度	$\theta(Z)$	0.3812	7.0805	11.9354
		radian	$\gamma=\theta(Z)$	0.006653	0.123578	0.208311
	配水池壁の すべり開始時の剪断ひずみ /非すべり時地震時ひずみ	none	γ_{slip}/γ	0.30063	0.01618	0.00960

地盤 G1 は剪断弾性波速度 $V_s=300m/sec$ の相対的に硬い地盤を想定し、地盤 G3 は逆に $V_s=100m/sec$ の相対的に軟

弱な地盤を想定している。そして、地盤 G2 は両者の中間的な特性として、 $V_s=200m/sec$ を想定している。この時、地盤固有周期は、 $T=0.1sec$, $T=0.5sec$, $T=2.0sec$ と概算される。

配水池壁（耐震壁）の漏水限界角度として、ここでは 2 ケース設定する。一つは、コンクリート表面に微小クラックが発生し始める限界値として、剪断ひずみ 4/10000 を想定する。一方、実際に大規模漏洩が発生する剪断ひずみ 1/500 を想定する。レベル 1 地震動に対する漏水限界ひずみとして 4/10000 を採用し、レベル 2 地震動に対する漏水限界ひずみとして 1/500 を採用する。

対象地盤および配水池の地震動レベル 1, 2 に対する解析結果を表 1 および表 2 に示す。

表 1 の数値計算結果の最下段の値について検討する。この段は地震時に土がすべり始めるひずみが地盤ひずみに比較してどの程度なのかを確認したものである。同結果によると、土のすべり開始ひずみは、地盤ひずみより相当小さく、直ぐにすべっており、構造物に伝達される剪断力が非常に小さいことを示唆している。

この傾向は、G1, G2, G3 いずれの地盤でも同様の傾向を示す。また、表 2 のレベル 2 地震動に対する数値計算結果においても同様の傾向を示している。

すなわち、提案手法によれば、現状の地下式配水池は想定されるレベル 1, 2 の地震動で発生する地盤震動では配水池壁は漏水亀裂発生の可能性は非常に小さいと

推定されることになる。

(3) 配水池壁端部と地盤の剪断ひずみ比較

地中構造物が単純に埋設されているだけで地盤とともに左右に揺れる場合には、地盤の振動特性に影響を与えないとみなすことができる。このとき、地盤の固有周期ごとに構造物壁端部の剪断ひずみは地盤の剪断ひずみ等と比較することができる。

図 10 は、横軸に地盤固有周期 T をとり、縦軸に地盤剪断ひずみ(γ_G)、配水池壁の剪断ひずみ(γ_s)、漏水開始ひずみ(γ_{leak})そして降伏ひずみ(γ_{yield})を示したものである。

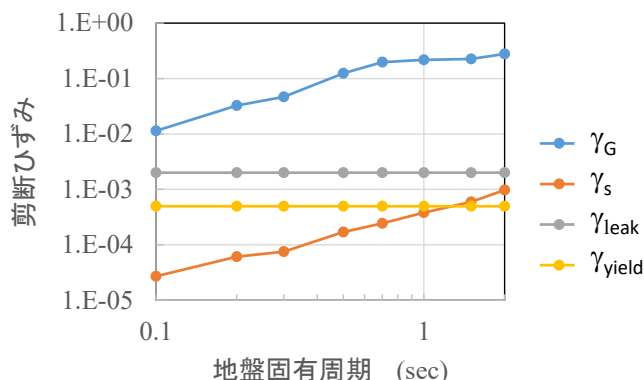


図 10 地盤固有周期に対する地盤剪断ひずみ、配水池剪断ひずみ、漏水開始ひずみ、降伏ひずみ比較
(レベル 2 地震動の場合、タイプ A モデル)

図 10 の全般的な特徴として、漏水開始ひずみ (1/500) に対して、配水池壁の剪断ひずみは相当小さな値を示しており、漏水の危険度が小さいことを示している。

図 10 では地盤固有周期 0.1 以下の部分が抜けているが、同図から推定する限り、0.1 秒以下でも地盤剪断ひずみは配水池壁剪断ひずみやその他の剪断ひずみ値よりも小さく、耐震安全性上あえて危険性を論じる必要は無いように思われる。

配水池周辺地盤の固有周期が把握できれば図 10 よりレベル 2 地震動に対する耐震安全性照査ができることになる。その結果から、より詳細な耐震検討が必要と判断される場合に、動解析を含む高度な安全性照査を実施すればよいと考えられる。本研究の提案手法は簡易な耐震安全性照査手法という意味からはその要件を満足していることになる。

図 11 は、地下式配水池タイプ A, B, C の剪断変形モードに対する Pushover 解析結果を比較したものである。ここでは、固有周期は次式で算定した。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (14)$$

ただし、 K , M はそれぞれ図 11 の弾性域における剪断剛性と構造物質量である。

3 ケースの配水池は弾性範囲での剪断剛性はほとんど同一であるが、非線形領域では壁、柱、パネルの非線形特性の影響を反映してそれぞれ異なる特性を示している。したがって、3 タイプの構造物の固有周期はほぼ同一であることがわかる。この 3 タイプの剪断モードに対する固有周期は、0.0507~0.0527sec と構造物としては相当に短周期な特徴を示している。

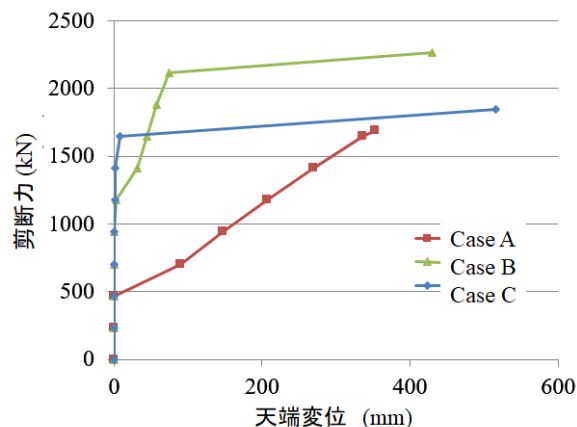


図 11 地下式配水池タイプ A, B, C に対する Pushover 解析結果

3 タイプの配水池の FEM モデルを固有値解析することで、構造物系の固有周期が算定できる。その中で、図 3 に示す剪断モードが卓越するモードの固有周期を求めて、上述の Pushover 解析結果から得た固有周期と比較することができる。タイプ A の FEM モデルから得られる固有周期は、0.0289 sec となり、Pushover 解析から得られる値よりやや小さく、あるいはより硬い構造物との評価になった。ここでは、やや安全側の評価となる Pushover 解析から得られる剪断モードに対する固有周期を配水池の代表的な固有周期とする。

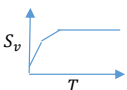
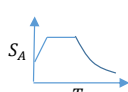
固有周期 0.05sec の地下式配水池に作用する剪断ひずみは、応答変位法に基づけば図 10 の地盤固有周期に対応する剪断ひずみから簡単に求めることができる。

同図からわかるように、地下式配水池の剪断ひずみは漏水開始剪断ひずみより相当小さなひずみレベルにあり、十分に耐震性のあることを確認できる。さらに、降伏ひずみと比較しても、相当に低いレベルにありレベル 2 地震動を受けた場合も、地下式配水池の応答は弾性域に留まっていることが確認できることになる。

表 3 は、耐震安全性照査法に関する提案方式と従来方式の比較したものである。両者の最も大きな差異は、耐震対策をどう考えるかの点である。従来の方式では、設計条件を満足しない場合、壁厚増加など構造物強度

を一層増大させる方向の対策が追及されてきた。しかし、提案手法の場合には、構造物強度増加に限定されるのではなく、壁面からのクラック発生を防止する対策案も選択肢に上ることになり、耐震補強戦略の多様化が可能となる。

表3 耐震安全性照査法に関する提案方式と従来方式の比較

項目	小項目	提案方式	従来方式
入力地震動	レベル1		地域別震度
	レベル2		
解析手法		応答変位法	動的解析
応答解析	レベル1	微小変形	中規模変形
	レベル2	すべり発生/小規模変形	塑性変形/大規模変形
限界値	レベル1	4/10000	塑性率 $\mu < 2$
	レベル2	1/500	塑性率 $\mu < 4$?
非線形特性評価		土の非線形性をすべりで評価	構造物の非線形性を壁の弾塑性特性で評価
対策	壁	クラック防止対策	壁厚強化
	中間柱、内部壁	耐震対策として不要	剛性追加対策として必要

5. まとめ

すべり概念を設計手法に導入することにより、簡便かつ柔軟な耐震対策を検討できる新しい耐震安全性照

査手法を提案することができた。

従来の費用のかかる動的解析法に比較すると、配水池周辺地盤の固有周期が推定できれば、その構造物の耐震安全性が簡便に判定できることになり、水道分野の実務者が求めていた耐震安全性照査法が得られたものとする。

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り、その研究会に参加した学識経験者、水道事業体、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。

参考文献

- 1) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・同解説，日本水道協会，2009.
- 2) 土木学会：東日本大震災地震被害調査報告書，土木学会，2011.
- 3) 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針，日本ガス協会，2000.
- 4) 新潟市水道局：配水池に関する技術検討資料，2012.

(Received August 26, 2019)

Seismic design assessment for underground reservoirs with the consideration of slippage effect

Nobuhiro HASEGAWA, Hiromiki ONUMA and Takeshi KOIKE

Current approach was based on the dynamic analysis for underground structures in which complicated FEM model of mutual soil and structural spring model are difficult for ordinary water engineers.

A new seismic design method of underground reservoirs are proposed. Structural response for large ground input is evaluated by response displacement method in which “slippage effect” is taken into consideration for inelastic soil/structure interaction.

This method provides a simple procedure without complicated calculation. When a dynamic analysis is developed in the practical situation, this method can prepare an other reference for the design calculation result.