

兵庫県南部地震による被災ため池の解析 ～井手の尻池を例として～

Analysis of a damaged earth dam by Hyogoken-Nanbu Earthquake
- Case study of Idenoshiri Dam -

西村伸一 Shin-ichi NISHIMURA (岡山大学環境理工学部)
島田 清 Kiyoshi SHIMADA (岡山大学環境理工学部)
藤井弘章 Hiroaki HUIII (岡山大学環境理工学部)
堀 俊男 Toshio HORI (株)ウエスコ)

本報告では、兵庫県南部地震によって決壊したため池の一つである「井手の尻池」について分析している。現地では、池底に噴砂が見られ、地震時に液状化が起こったことが明らかである。研究目的は、堤体決壊の直接原因が、液状化であることの検証である。現場試験として、現場透水試験、スウェーデン式サウンディング試験を実施した。また、現地において採取した試料を用いて、一面せん断試験、非排水繰り返し三軸試験を実施し、堤体のせん断強度、堤体基礎地盤の液状化強度を決定した。これに基づき、堤体の地震時安定解析、基礎地盤の液状化解析を実施した結果、堤体が基礎地盤の液状化によって決壊した可能性が高いことが明らかとなった。

キーワード：被災ため池，兵庫県南部地震，液状化解析，安定解析 (IGC: E-6, E-8, H-4)

1. はじめに

1995年1月17日の兵庫県南部地震によって、淡路島において多くのため池が被害を受けた。淡路島では、約24,000個のため池があるといわれているが、そのうち約1,300個が被害を被った。堤体の決壊、斜面崩壊、亀裂、洪水吐き、斜樋等の決壊など、被害は多岐に及んでいる。著者らは数年間調査を続けたが、その中でも、一宮町の「井手の尻池」(写真-1参照)は、決壊したため池の一つであり、特に重点的に調査を実施した。井手ノ尻池は下手側にも小さなため池をもつ重ね池の構造になっており、堤体の左右岸の一部を残して中央部が約60mにわたって決壊した。また、その池底には噴砂が見られ(写真-2参照)、決壊原因の1つに液状化が考えられている。現地調査の結果、堤体の直下の地盤には砂層が存在することが明らかとなった。そこで、本報告では、液状化について現場試験と室内土質試験によ

って重点的に検討している。

現場から採取した試料による物理試験、一面せん断試験、非排水繰り返し三軸試験、また、現位置におけるスウェーデン式サウンディング試験、透水試験等を実施した。本報告では、第一に、一面せん断試験結果から堤体のせん断強度を決定し、地震力によって堤体がせん断破壊を起こした可能性を検討した。堤体の浸透流解析によって堤体内水位を決定し、円弧すべり解析によって堤体の安全率を計算した。第二に、スウェーデン式サウンディング試験と非排水繰り返し三軸試験結果から堤体基礎地盤の動的せん断強度比を決定し、液状化解析を行った。液状化の判定には、岩崎・龍岡法¹⁾を用いている。



写真-1 井手の尻池決壊状況



写真-2 液状化による噴砂

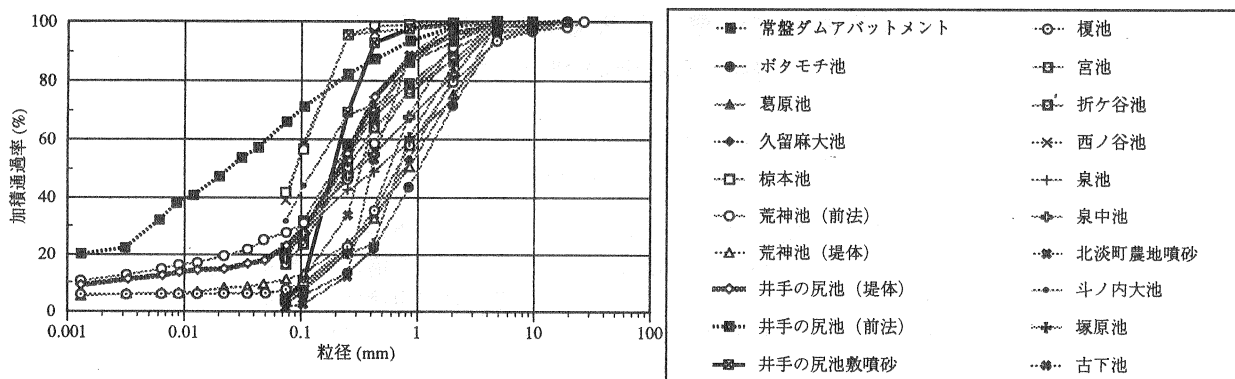


図-1 調査地区における採取試料の粒径加積曲線

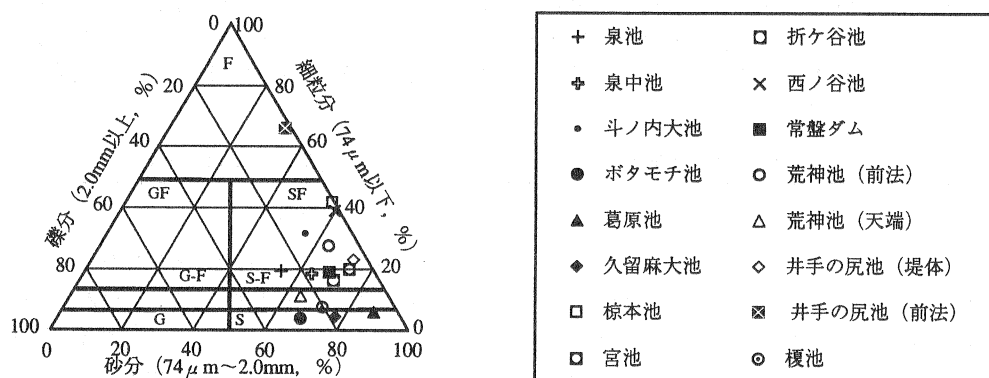


図-2 調査地区における採取試料の三角座標分類

2. 井手の尻池の堤体材料および地盤の物理特性

数回に渡る現地調査で、土質試料の採取を行い、種々の土質試験を行った。図-1は、井手の尻池を含め、調査した主なため池16個の20種類の堤体・池敷き用土の粒径加積曲線であり、図-2はそれに基づく三角座標分類を表している。「細粒分混じり砂(S-F)」や「砂質土SF」が多い。これらの土のコンシステンシー特性は、殆ど非塑性NPである。

井手の尻池堤体土に関して、その土粒子の密度は、 $2.55\text{g}/\text{cm}^3$ である。また、図-1の粒径加積曲線によると、この材料は、礫分(2.0mm以上)3.9%、砂分(75 μm ~2.0mm)73.1、細粒分(75 μm)23.1%の砂質土に分類される。試験結果によると、この堤体用土の粒径分布は、他のため池のものと同様であるといえる。図-2のうち、1点ある細粒土は、井手の尻池の「前刃金」(傾斜コア)材料である。コンシステンシー試験の結果によると、この細粒土の液性限界は32%、塑性指数は12.2である。

井手の尻池の地盤地質調査の結果、深度0.6~2.5m付近に砂層が目撃され、これが地震時に表面に吹き出したものと考えられる。図-1中には、太線で、この噴砂に関する粒径加積曲線が示されている。これによると、噴砂の平均粒径 D_{50} は0.2mm、細粒分含有率は4.3%である。粒径分布から判断すると、対象とする砂層はかなり液状化を起こすポテ

ンシャルが高いと判断される。また、土粒子の密度は $2.64\text{g}/\text{cm}^3$ である。

3. 井手の尻池の堤体形状および地層構成

決壊した堤体の測量を行い、決壊部分の堤体の形状を同定しようとした。図-3には、決壊した堤体の鳥瞰図を示している。図の黒い部分が決壊して窪んでいる部分を表している。また、堤体横断面図を図-4に示している。

現地において実施したスウェーデンサウンディング試験の結果を図-5に示す。図には、試験結果と共に、推定土柱図を示す。試験は、堤体中央部天端直下よりやや後法面側(No.1)、堤体中央部前法水際部(No.2)、右岸天端(No.3)の3箇所で行った。No.1とNo.2は、決壊箇所が存在するので、試験は、堤体基礎地盤に及んでいる、一方、No.3は非破壊箇所が存在し、試験結果は堤体の土質を表している。結果によると、No.1では試験時の地表から深さ1.2~2.5m、No.2では深さ1.9~2.9m、またNo.3は堤体であるが、地表から約1.3mの深さまで、自沈が生じる軟弱な部分があることが分かった。また、No.1とNo.2の結果によると、堤体の下には砂層が存在することが推定される。

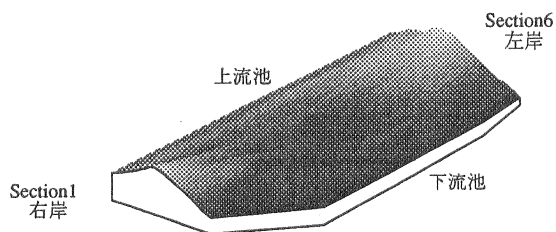


図-3 堤体鳥瞰図

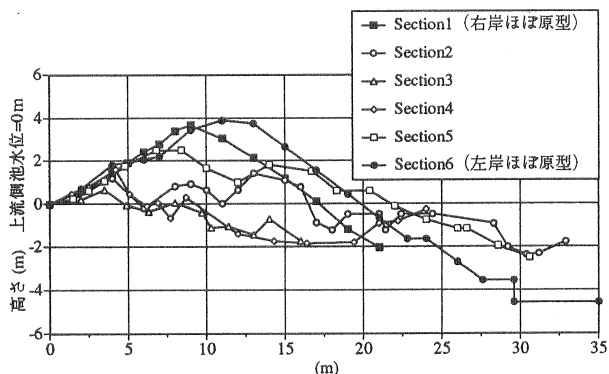


図-4 堤体横断面図

4. 浸透流解析

現地で行った測量や透水試験の結果を用いて飽和-不飽和浸透流解析を行い、堤体への浸潤状況を調べた。

解析断面は、ほぼ原型をとどめている左岸の断面より決定した。旧堤体部には前刃金と見られる粘性土が一部見られたが、今回の解析では均一断面と仮定している。透水係数はオーガー孔を用いた現場透水試験より求めた。その結果、堤体の透水係数は $3.2 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ と決定された。不飽和特性についてはこれまで報告されたまさ土のそれより図-6のように推定した。聞き取りにより、池の水位を3月24日の測量時点の水位より0.7m高く、また、下手の池の水位は3月24日の測量時点の水位に設定している。

図-7に解析結果を示すが、下流側における浸潤線が高く、後法尻付近で高い含水状態が予測される。

5. 地震時安定解析

(1) 一面せん断試験結果

堤体試料を現地含水比に調整して3層25回で締め固めて供試体を作成した。このとき、湿潤密度は現地のそれ(1.82g/cm^3)を多少上回った。現地密度に合わせるように突固め回数を減じると、その条件で作成した供試体はせん断試験前の垂直応力の載荷で大きな圧縮が生じてしまった。そこで、供試体作成は3層25回の締め固めで統一することにした。

一面せん断試験は、三笠式改良型一面せん断試験機を用いて0.02mm/minの変位制御、排水条件下で行った。垂直応

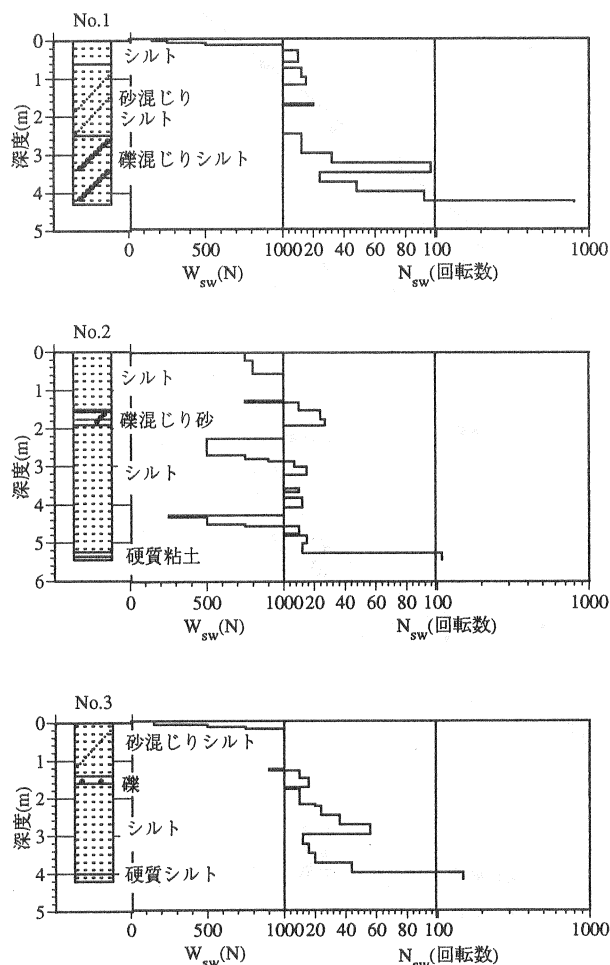


図-5 スウェーデン式サウンディング試験結果

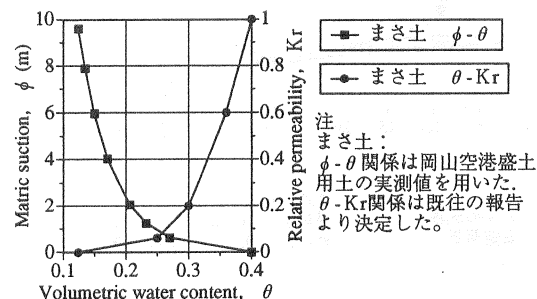


図-6 堤体の不飽和浸透特性

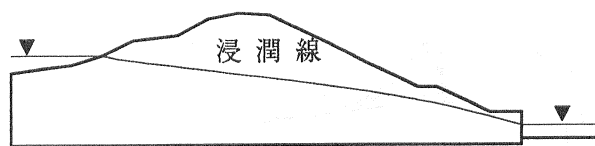


図-7 堤体浸透解析結果

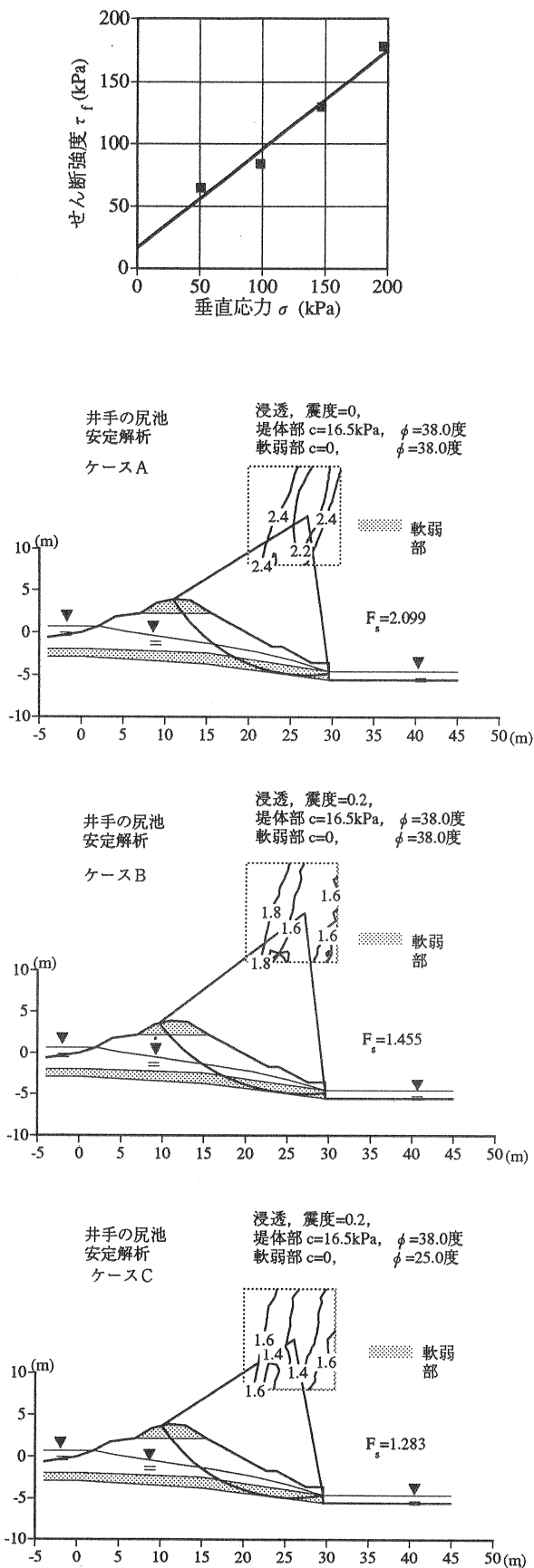


図-9 円弧すべり解析結果

表-1 土質定数の設定と計算安全率

ケース	震度	堤体部	軟弱部	安全率
A	0	$c'=16.5\text{kPa}$, $\phi'=38.0\text{度}$	$c'=0.0\text{kPa}$, $\phi'=38.0\text{度}$	2.099
B	0.2	〃	〃	1.455
C	0.2	〃	$\phi'=25.0\text{度}$	1.283
D	0.5	〃	〃	0.949

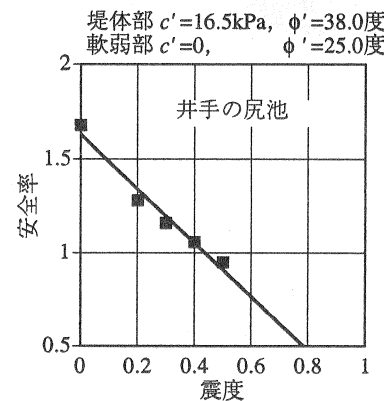


図-10 震度と安全率の関係

力は 50.5, 98.1, 147.1, 196.2kPa で行った。得られた垂直応力-せん断強度関係を図-8に示す。これより得られた強度定数は、粘着力 $c'=16.5\text{kPa}$ (0.168kgf/cm^2)、 $\phi'=38.0\text{度}$ である。

(2) 震度について

今回の地震動の加速度については、神戸側では海洋気象台などで観測されたが、淡路島側での加速度観測はない。菊山ら²⁾は、墓石・灯籠の転倒調査から地動最大加速度を推定しているが、これによると井手の尻池付近は80-200Galと推定されている。そこで、地震時安定解析の震度として0.2を設定した。

(3) 安定解析

安定解析は、簡便法による斜面安定解析を行った。浸潤面の決定には、先の浸透流定常解析結果を用いた。堤体の強度定数については、一面せん断試験より求めた数値を用いた。ただし、スウェーデン式サウンディング法によりその存在が明らかになった軟弱部については、せん断抵抗が小さい数値を次のように推定して用いた。すなわち、砂質土の相対密度の変化による ϕ' の変化に関する報告³⁾を参考にして、最も緩詰め状態を想定して $\phi'=25\text{度}$ と設定した。また、 c' についても相対密度の小さい供試体の方が c' が小さくなる実験報告⁴⁾があることから、最も小さい値、すなわち、 $c'=0\text{ kPa}$ を設定した。

軟弱部に設定した土質定数と震度の組合せによる各ケースについての計算結果を図-9に、また計算安全率を表-1にまとめて示す。なお、図-9の天端近くおよび基礎部の陰を付けた部分はスウェーデン式サウンディングで見つめられた軟弱部を示す。

以上のように、軟弱部の強度を数種類推定して計算を

行ったが、震度0.2の場合はいずれも安全率は1.0以上の値を示した。また、参考のため、震度を0.5に設定した計算も行ったが、その時の安全率は0.949であり、このようなきわめて大きな震度で安全率が1.0以下になることが分かった。ケースCの土質定数を用いて震度を大きくさせていったときの安全率の変化を図-10に示す。この図より、震度0.4-0.5(0.437)で安全率が1.0以下になることが分かる。しかし、前に述べたように井手の尻池付近の推定最大地動加速度は80-200Galであり、震度0.4-0.5に相当する加速度が生じたとは考えられていない。よって、斜面安定解析結果からは井手の尻池堤体の崩壊が地震によるすべり破壊である可能性はきわめて低いと判断でき、それ以外の、例えば液状化などの原因が考えられる。

6. 地震時液状化解析

(1)スウェーデン式サウンディング試験による現場の液状化強度

現場試験としてスウェーデン式サウンディング試験を行った。試験結果から、次の式(1)-(5)を經由して動的せん断強度比を求めた。

N 値とスウェーデン式サウンディング試験結果 N_{sw} (半回転数/m)および荷重 $W_{sw}(N)$ の関係式として次の式を用いている⁹⁾。

$$N=0.002W_{sw}+0.067N_{sw} \quad (1)$$

本報告では、液状化の判定に関して、比較の実績の多い岩崎・龍岡法を用いているが、細粒分に関する若干の補正がなされている道路橋示方書(平成2年版)⁹⁾の方法に基づくものとする。これによると動的せん断強度比は次式で与えられる。

$$R_1=R_1+R_2+R_3 \quad (2)$$

$$R_1=0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v+0.7}} \quad (3)$$

$$R_2 = \begin{cases} 0.19 & (0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}) \\ 0.225 \log_{10}(0.35/D_{50}) & (0.05\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.60\text{mm}) \\ -0.05 & (0.60\text{mm} \leq D_{50} \leq 2.00\text{mm}) \end{cases} \quad (4)$$

$$R_3 = \begin{cases} 0.00 & (0\% \leq F_c \leq 40\%) \\ 0.004F_c - 0.16 & (40\% \leq F_c \leq 100\%) \end{cases} \quad (5)$$

σ'_v :鉛直有効圧力(kgf/cm²)

N : N 値

D_{50} :土の平均粒径(mm)

F_c :細粒分含有率(%)

井手の尻池のスウェーデンコーン試験結果No.2から推定された砂層に対して上記の式を適用すると、動的せん断強度比は $R_f=0.23$ と決定された。

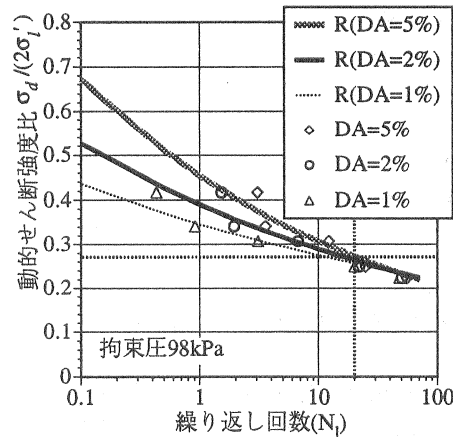
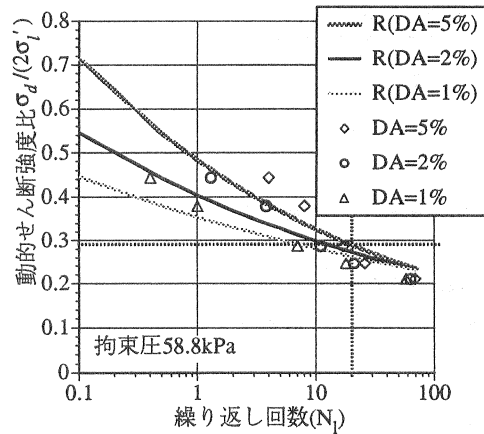


図-11 非排水繰り返し三軸試験結果

(2)非排水繰り返し三軸試験による動的せん断強度比

噴砂の非排水繰り返し三軸試験結果を示す。供試体は乾燥した試料をモールド内で水中落下させることによって作成し、二重負圧法によって B 値が0.95をこえるまで試料を飽和化した。ついで、圧密圧力58.8kPa、98kPaで圧密後、0.1Hzの正弦波で繰り返しせん断を行った。ただし、現地における相対密度は計測されていないが、(1)による N 値を用いて、(6)式を經由して相対密度を求めると、42%と推定される。三軸試験では、供試体の準備の過程で緩詰め状態を維持することができず、圧密終了後の相対密度は69%となっており、試験はやや密詰め状態で行った。厳密な議論はできないが、この相対密度の差を考えると、三軸試験による動的せん断強度比は、やや過大評価になっている可能性がある。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v+0.7}} \quad (6)$$

異なったせん断強度比のでの試験結果をまとめたものを図-11に示す。図より、三軸による動的せん断強度比 R_{20} は、2つの圧密圧力58.8kPa、98kPaに対し、それぞれ0.29、および0.27であった。現地の応力状態は前者に近いが、実験結果によれば、動的せん断強度比は拘束力に依存していな

表-2 液状化解析結果

$F_f=R_f/L$	$F_f=R_{20}/L$
0.98	1.19

なので、2つの平均値0.28を解析において使用した。

(3)地震時せん断応力比

岩崎・龍岡法らによれば、地震時せん断応力比は次の式で簡便に与えられる。

$$L = \frac{\alpha_{\max} \sigma_v}{980 \sigma_v'} r_d \quad (7)$$

α_{\max} : 地表面最大加速度

σ_v' : 鉛直全圧力(kgf/cm²)

$r_d=1-0.015z$ (z は深度(m))

(4)液状化安全率

液状化安全率は一般に次の式で与えられる。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (8)$$

ここで、 R は液状化せん断強度比、 L は地震動によるせん断応力比である。

砂層に関する液状化安全率について三軸試験($R=R_{20}$)と現場スウェーデン式サウンディング($R=R_f$)から求めた結果を表-2に示す。ただし、ここでは地表面の最大加速度を200Galと仮定している。これによると、現場スウェーデン式サウンディング結果を用いた場合は $F_f=0.98$ 、三軸試験結果を用いた場合は $F_f=1.19$ と算定された。三軸の場合でも、加速度が240Gal以上の場合には液状化安全率は1.0を下回る。また、上述のように、相対密度の差により、三軸試験では強度を過大評価している可能性がある。この結果から、堤体直下砂層での液状化ポテンシャルは高かったと推定される。

8. まとめ

(1)阪神・淡路大震災の際に決壊した、井手の尻池の現地調査を実施した。その結果によると、池底に噴砂が見られ、現地において液状化が起こったことが明らかである。

(2)井手の尻池堤体の材料を用いて、一面せん断試験を行い、その結果を用いて円弧すべりによる安定解析を実施した。その結果、推定される最大の震度0.2でも安全率は1.28であり、安全率が1.0を下回る震度は0.4-0.5であると推測された。

(3)現場で採取した噴砂を用い、非排水繰り返し三軸試験を実施した。その結果、動的せん断強度比として0.28を得ることができた。

(4)井手の尻池の堤体崩壊現場においてスウェーデン式サウンディング試験を実施し、物理試験結果をあわせて考慮し、砂層地盤の動的せん断強度比を求めた。その結果、動的せ

ん断強度比0.23を得た。

(5)求めた動的せん断強度比を用い、液状化安全率を求めた。ただし、地表面の最大加速度を200Galと仮定した。その結果、スウェーデン式サウンディング結果からは0.98、三軸試験結果からは1.19という値を得た。

(6)現地調査、安定解析結果による安全率、液状化安全率を合わせて考えると、井手の尻池堤体は、地震によってせん断破壊を起こした可能性より砂層の液状化によって堤体が決壊した可能性が高いと推定される。ただし、この結果は現行の解析法に基づくものであるため、さらに多種類の解析を試みれば、液状化以外にも堤体の破壊を説明できる現象の存在を確認できる可能性がある。例えば、地震による間隙水圧の上昇を考慮した円弧すべり解析などが考えられるが、これに関しては、今後の課題としたい。

謝辞：本研究の一部は、文部省科学研究費基盤研究(B)(課題番号065566037)の補助を受けている。

参考文献

- 1)岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進(1980):地震時地盤液状化の程度の予測について,土と基礎28-4(267), pp.23-29.
- 2)菊山浩喜・横山俊治・中垣幸恵・柏木健司(1996):墓石・灯籠の転倒調査から推定される1995年兵庫県南部地震の地震動,土と基礎44(2), pp.42-44.
- 3)地盤工学会編(1988):設計における強度定数 c , ϕ , N 値-,地盤工学会, pp.50-52.
- 4)地盤工学会編(1992): N 値および c ・ ϕ -考え方と利用法-,地盤工学会, pp.133-161.
- 5)地盤工学会(1995):地盤調査法, pp.218.
- 6)日本道路協会(1990):道路橋示方書・同解説V耐震設計編