

# 南海トラフ巨大地震を想定した地層構成の異なるため池の耐震性検討

名古屋大学	学生会員	○野瀬康平
名古屋大学	国際会員	中井健太郎
海洋研究開発機構		今井健太郎
海洋研究開発機構		肥前大樹
防災科学技術研究所		高橋成実
防災科学技術研究所		水井良暢
香川大学		久保栞
香川大学		三好正明
香川大学		金田義行

## 1. はじめに

現在、全国には約 20 万箇所の農業用ため池が存在している。農業用ため池とは、降水量が少なく、流域の大きな河川に恵まれない地域において、農業用水を確保するために人工的に造成された池のことである。しかし、その築造年代を見ると、江戸時代以前に築造もしくは築造年代が不明のものが約 70%を占めている。したがって、経験的な技術に基づいて築造されたものが多く、耐震性能が十分でない可能性が高い。現行の設計指針である土地改良事業設計指針「ため池整備」ではため池を決壊した際の周囲への影響度合いの大きい順に AA 種、A 種、B 種の 3 つに区分して耐震性能照査を規定している。まず A 種、AA 種についてレベル 1 地震動に対する耐震性能照査を震度法による円弧すべり面スライス法により行い、より詳細な解析が必要となる AA 種についてはレベル 2 地震動に対する耐震性能照査として、動的解析やニューマーク法による解析を行う<sup>1)</sup>。しかし、実際には多くのため池に対しての耐震性能照査は十分に行われておらず、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査も行われた事例は少ない。さらに、近い将来の発生が危惧される南海トラフ巨大地震は、長時間地震動が継続しかつ長周期成分を多く含むという特徴がある。このような地震動では、一般に地震被害を受けやすいと言われる砂質土地盤の液状化だけでなく、軟弱な粘性土層での被害も懸念される。しかし、現行の耐震性能照査手法ではこのような粘性土層での被害を考慮することができない。

そこで本研究の目的は、某県に実在する地層構成の異なる 2 つのため池の耐震性を数値解析的に検討することである。最初に、現行指針に沿った円弧すべり面スライス法を実施する。円弧滑り解析は、地震による水平力を静的に構造物に作用させ、その応力が許容範囲内かを確認する耐震設計手法である。さらに、当該地域で想定されている南海トラフ巨大地震を対象に、弾塑性水-土連成有限変形解析による地震応答解析<sup>2)</sup>を実施する。地盤材料の非線形特性を考慮するとともに、時々刻々の変形量を計算することができる。両者の比較から、従来法による地震被害の見過ごしや過小評価がないかを検討する。

## 2. 研究対象のため池について

本研究で対象としたのは、某県に位置する N 池と O 池の 2 つである。2 つのため池は平野部に位置しているため、すぐ近くには住宅地が存在しており、決壊した際には甚大な物的・人的な被害が生じる可能性が考えられる。両ため池の代表断面図を図-1 および図-2 に、各層の物性を表-1 および表-2 示す。N 池地盤は粗粒土（砂礫層（A-s および A-g））が支配的であるが、表層に粘性土（A-c）の薄層が存在している。一方、O 池地盤は粘性土層が支配的である。物性の違いから粘性土層は 3 層に分割することができる。

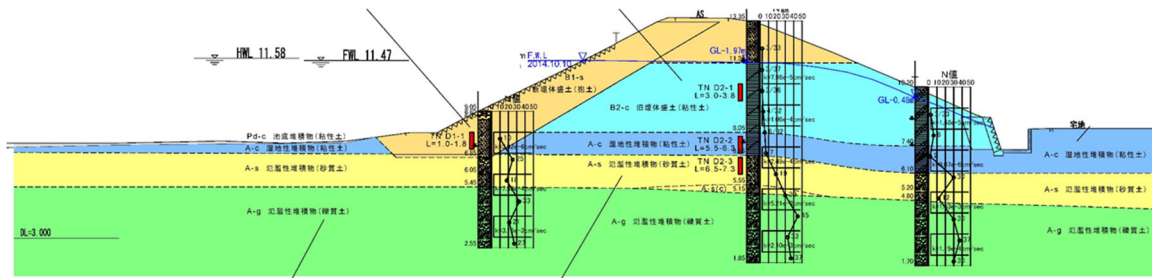


図-1 N池の代表断面図

表-1 N池における各地層の物性

	B1-s	B2-c	A-c	A-s	A-g
湿潤重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.9	19.6	18.3	21.9	19.1
細粒分含有率 $F_c$ (%)	22.7	57.9	82.8	19.3	11.9
50%粒径 $D_{50}$ (mm)	0.52	0.047	0.017	0.84	2.2
10%粒径 $D_{10}$ (mm)	0.018	—	—	0.013	0.055
塑性指数 $I_p$	17.5	13.6	28.6	N.P.	N.P.
粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	9.5	12.7	9.4	11.7	(29.8)
抵抗角 $\phi'$ (度)	32.0	29.2	30.4	34.7	(37.4)
代表 N 値	10.0	3.0	7.0	19.0	33.0

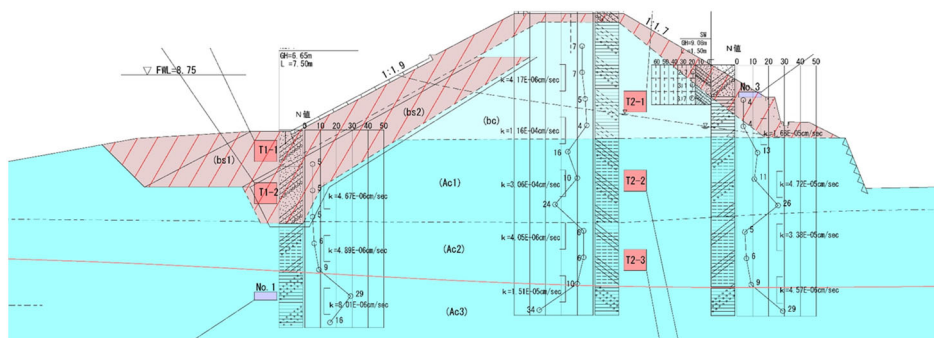


図-2 O池の代表断面図

表-2 O池における各地層の物性

	Bs1	Bs2	Bc	Ac1	Ac2	Ac3
湿潤重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.3	20.2	19.8	19.1	19.3	20.3
細粒分含有率 $F_c$ (%)	37.5	33.9	87.8	82.4	98.7	69.5
50%粒径 $D_{50}$ (mm)	0.18	0.25	0.0018	0.023	0.0093	0.011
10%粒径 $D_{10}$ (mm)	0.0037	0.004	—	0.0015	—	—
塑性指数 $I_p$	33.4	34.3	48.9	14.4	11.8	12.5
粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	11.1	10.1	11.4	23.2	15.3	(25.0)
抵抗角 $\phi'$ (度)	32.7	30.3	31.2	24.1	30.1	(31.0)
代表 N 値	4.0	5.0	5.8	4.5	7.8	27.0

### 3. 円弧すべり解析

対象とする2つのため池に対して、円弧すべり面スライス法により安定計算を行って安全率を算出した。用いた計算手法はフェレニウス法である。行った計算パターンは次の4つである。一つ目が自重のみを考慮する常時、次に設計指針でレベル1地震相当とされる  $k_h=0.15$ 、さらに大きい地震動として  $k_h=0.30$ 、 $k_h=0.50$  の4つである。なお、設計指針ではレベル2地震動に対しては円弧すべり面スライス法による案手計算は行わないとしているが、本研究では参考程度に計算を行った。図-3 に N 池、図-4 に O 池の計算結果を示す。図中の黒線で示される円弧が各場合において安全率が最小となる円弧を示しており、図中の数字付きの円弧は最小安全率の値とそのすべり面を示している。図に示す N 池の計算結果について、すべり面は天端から法尻にかけての小さい円弧となった。最小の安全率を見ると、 $k_h=3.0$  では  $F_s$  がほぼ 1.0、 $k_h=0.50$  の場合は  $F_s$  が 0.7 程度と極めて危険な状態にあることが分かる。一方で O 池の計算結果について、すべり面は天端から法尻にかけて小さい円弧となっている。安全率については、 $k_h=0.3$  までは安全率  $F_s > 1.2$  を保っており、堤体は耐震性を満足しているという判定となる。一方、さらに大きい地震相当の  $k_h=0.50$  の場合においても安全率は 1.0 以上となり、すべりは生じないという結果になったものの、設計指針での耐震基準である安全率 1.2 以上は下回ったことから、大規模地震に対しての安定性について、より詳細な解析を要するといえる。

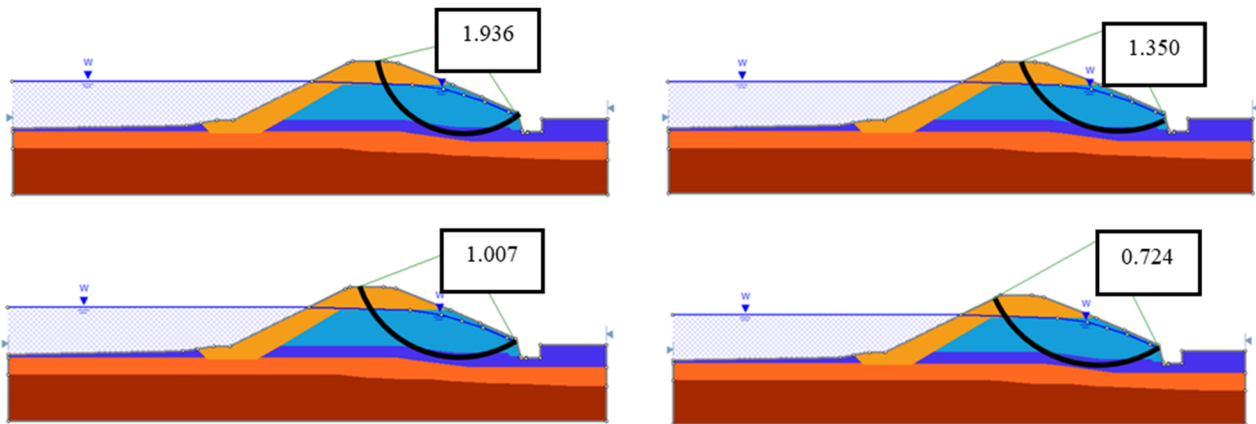


図-3 N 池のすべり面と安全率(左上：常時，右上： $k_h=0.15$ ，左下： $k_h=0.30$ ，右下： $k_h=0.50$ )

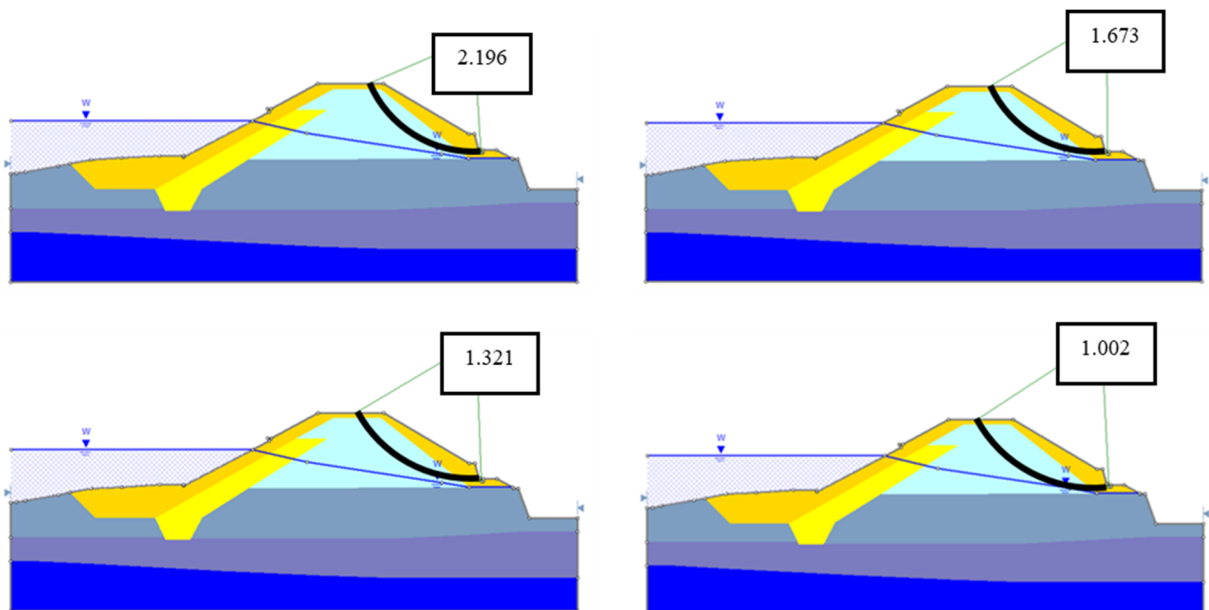


図-4 O 池のすべり面と安全率(左上：常時，右上： $k_h=0.15$ ，左下： $k_h=0.30$ ，右下： $k_h=0.50$ )

最小の安全率を整理したものを図-5に示す。全体的な傾向として、O池の方がN池より安全率が大きい。N池に対して、O池の方が平均的に大きな強度を発揮したと考えられる。また、O池の基礎地盤は粘性土が主体であるのに対して、N池は砂・粘土・礫の互層地盤となっている。一般に粘性土は地震に対して安全であると言われており、計算結果とも整合的であるが、長周期・長時間震動が加わる場合はその限りではなく、注意が必要となる。この点は次章以降の弾塑性水-土連成有限変形解析で検討する。

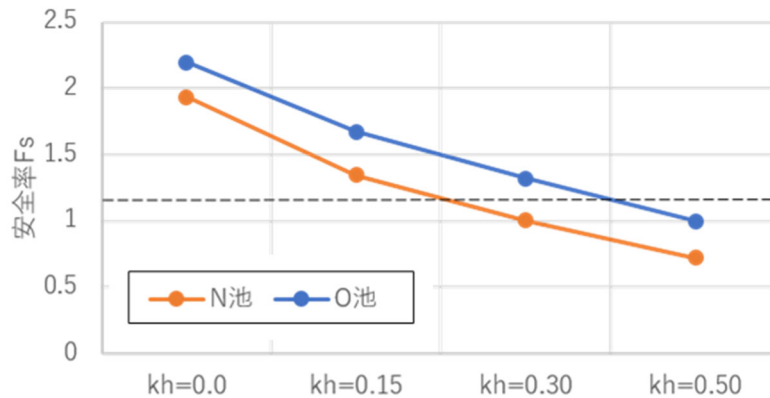


図-5 各計算パターンでの最小の安全率の比較

#### 4. 地震応答解析

##### 4.1 解析の概要

前章では、円弧すべり面スライス法により静的な解析を行ったが、1章で述べたように、正確な耐震性能の把握には地盤の詳細な地震時の挙動を把握する必要がある。そこで、地震時～地震後までの地盤の挙動を一連で解析することができる弾塑性水-土連成有限変形解析による地震応答解析を行った。

解析に用いた有限要素メッシュと地層構成を図-6および図-7に示す。両側端および下端は非排水条件とし、両側面には周期境界を適用した。また、地盤底面には  $V_s=700\text{m/s}$  に相当する粘性境界<sup>3)</sup>を設定している。図-1および図-2に示す代表断面図を参考に、両ため池地盤の特徴を残しつつ、できるだけ単純化した。なお、紙幅の都合から詳細は省略するが、解析に用いたパラメータは、原位置から採取した不攪乱試料の力学試験結果を土の弾塑性構成モデルSYSカムクレイモデル<sup>4)</sup>で再現することで決定している。ため池の水位は計画高水位とし、水位面より下の地表は排水境界、水位面より上は大気圧境界とした。なお、堤体を含む地盤は飽和土としてモデル化している。この状態は豪雨直後のように堤体内部が飽和状態を仮定しており、解析結果は安全側評価となっている。

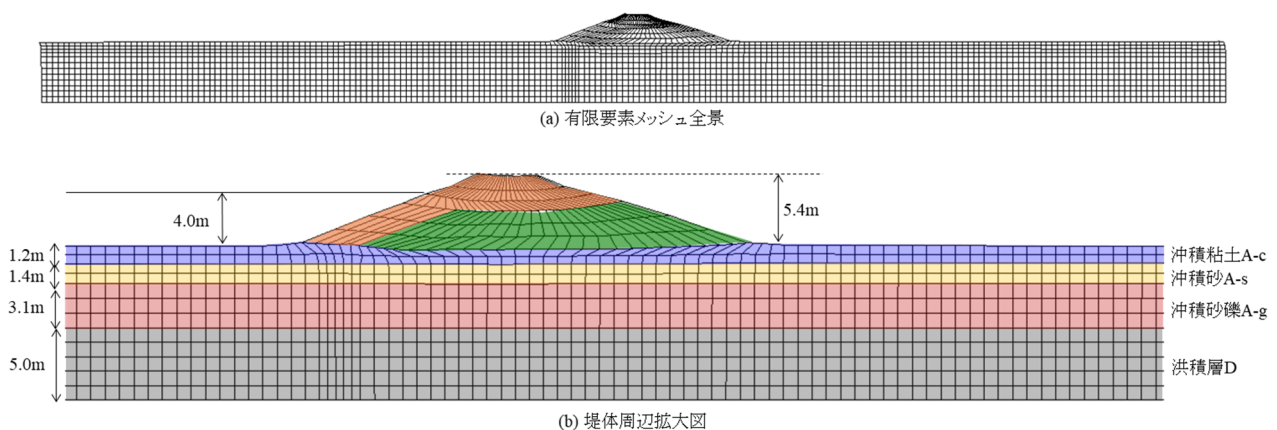


図-6 N池の解析に用いた有限要素メッシュと地層構成

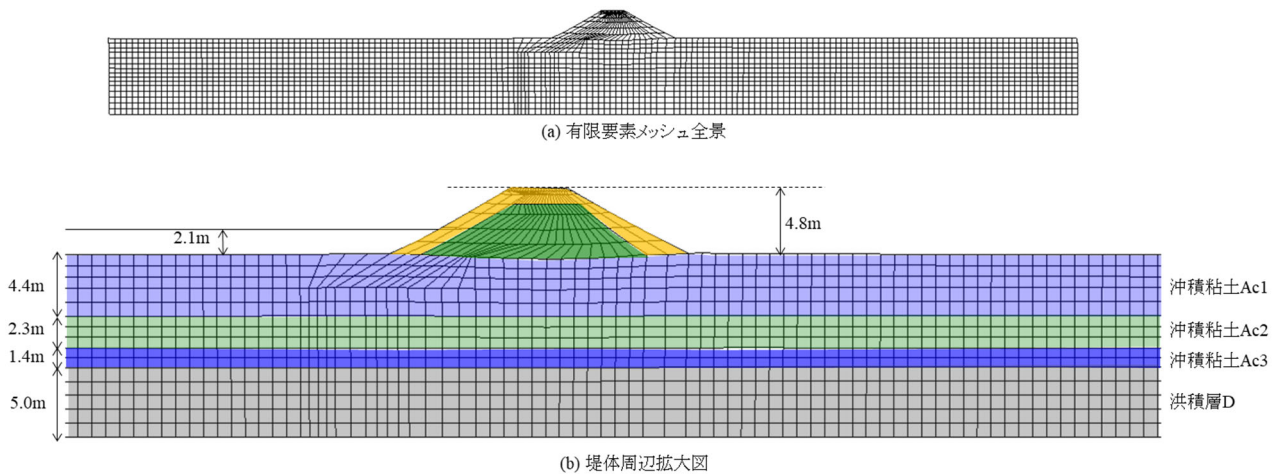


図-7 0池の解析に用いた有限要素メッシュと地層構成

#### 4.2 解析に用いた地震波形について

解析に用いた地震波形は研究対象ため池周辺で発生を危惧される南海トラフの巨大地震とした。2012年の内閣府「南海トラフの巨大地震モデル検討会」で公開された想定地震波形を用いた<sup>5)</sup>。公開されている波形データは工学的基盤上 ( $V_s=700\text{m/s}$ ) での加速度波形であるため、今回の地盤モデルの最下端 ( $V_s=400\text{m/s}$ ) で用いるために翠川の補正式に基づいて加速度振幅の補正を行った<sup>6)</sup>。図-6に示す地震波形及びフーリエ振幅スペクトルはこの補正を行ったものである。最大加速度は  $2.0\text{m/s}^2$  であるが、継続時間が100秒以上と長い。また、1秒以上のやや長周期成分も多く含んでおり、大きな揺れが危惧される。この地震動を有限要素メッシュの下端の全節点の水平方向に等しく入力した。

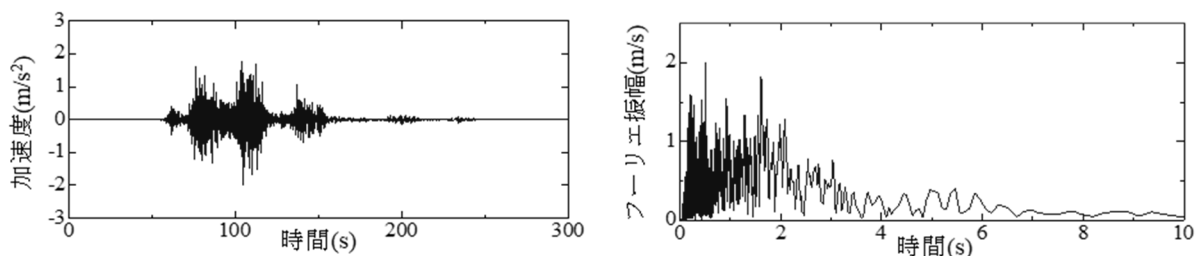


図-8 想定南海トラフ巨大地震の加速度波形及びフーリエ振幅スペクトル

#### 4.3 地震応答解析結果

N池とO池それぞれについて、せん断ひずみと平均有効応力減少比の経時変化を図-9と図-10に示す。平均有効応力減少比とは、 $\Delta p'/p_0'$ で表される指標である。ここに、 $p'$ は平均有効応力である。地震前の初期状態は0.0だが、地震によって平均有効応力が減少すると、次第に大きくなる。平均有効応力の低下（平均有効応力減少比の増加）は地盤の剛性が低下したことを意味し、平均有効応力減少比が1.0となると地盤は完全に剛性を失った状態、つまり、液状化状態を意味する。

粘土、砂、砂礫が互層となっているN池の解析結果を見ると、地震発生から90秒後にはA-s層の平均有効応力減少比が0.8程度まで増加して液状化に近づいていることが確認できる。地震終了時の180秒後には、堤体直下を除いてほぼ1.0に達し、液状化している。A-g層でも平均有効応力減少比の増加が見られるが、その程度は小さく、地震による被害は生じていない。せん断ひずみを見ると、剛性が低下している（液状化している）A-s層で大きく側方流動し、その変形に引きずられるように表層のA-c層でも大きな変形が生じている。地震発生から120秒後以降になると、堤体の内部でも、天端から法尻に向かう円弧上のせん断ひずみ

が卓越してくる。堤体は地盤の側方流動に伴って、大きく変形する。南海トラフ巨大地震に対して、堤体の天端高さはほぼ計画高水位まで低下してしまい、損傷したため池からの越流による浸水被害が懸念される。

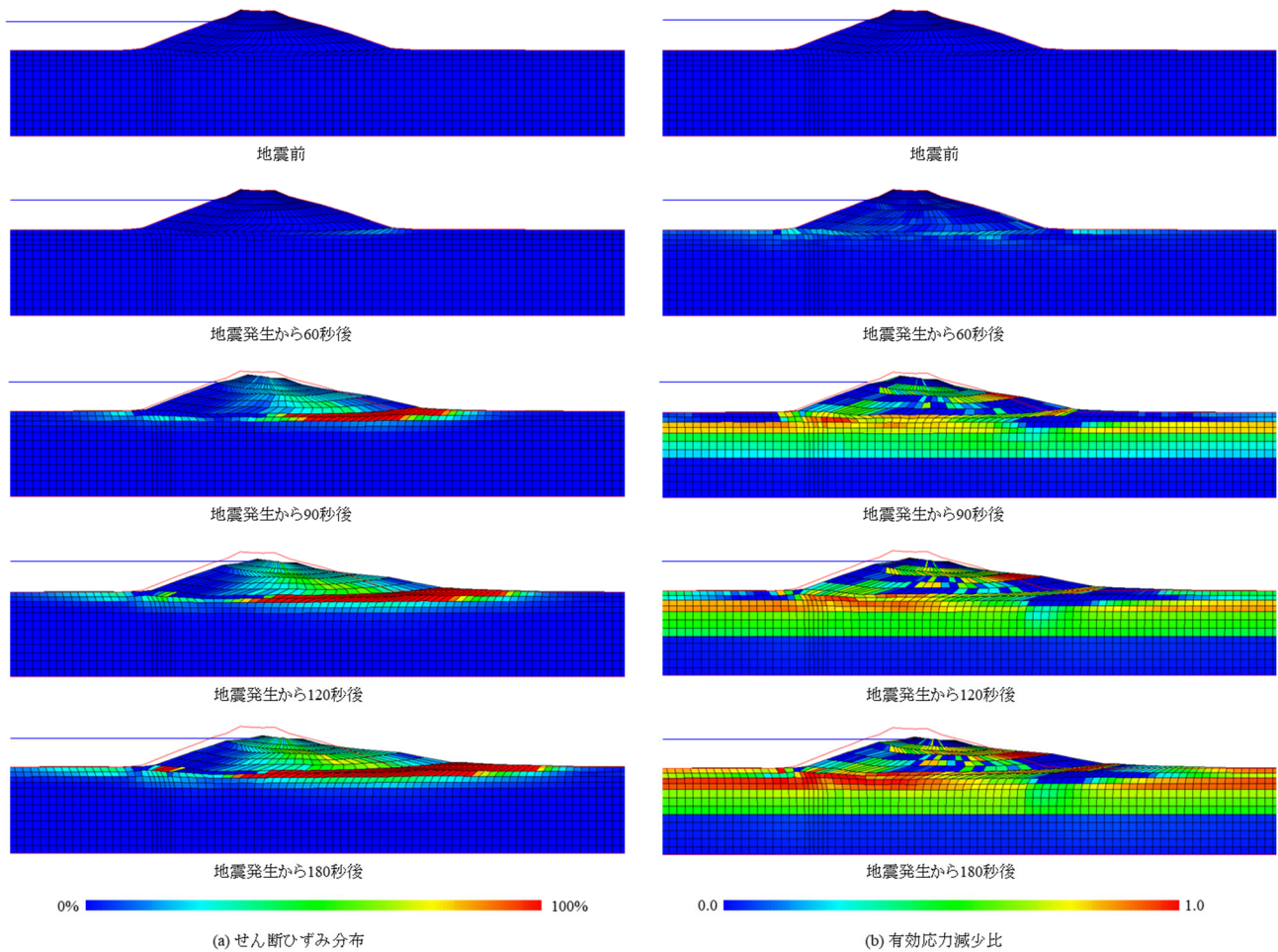


図-9 N池の地震応答解析結果

粘土が支配的なO池の解析結果を見てみると、液状化にまでは達しないものの（平均有効応力減少比は1.0にまでは達しないものの）、Ac1層およびAc2層でかなりの平均有効応力の減少（剛性の低下）が見られる。一般に粘性土は地震に対して鈍感だと言われているが、南海トラフ巨大地震のように、長周期・長時間継続地震動の場合、粘土であっても揺れで乱され、剛性が低下してしまうことがわかった<sup>7,8)</sup>。せん断ひずみを見ると、N池と比べて堤体部の被害は小さいものの、堤体が基礎地盤に沈み込み、粘性土層で変形が大きいことがわかる。粘性土は圧縮性が高いので、堤体荷重によって地盤が沈下しながら変形する。N池と同様、O池も南海トラフ巨大地震に対して堤体の天端高さはほぼ計画高水位と等しくなるほどの沈下を生じており、ため池からの浸水被害が懸念される。

図-11に両ため池の堤体天端の沈下量および堤体法尻の水平変位を示す。砂の液状化が原因のN池は側方流動量が大きく、粘土の乱れと沈下が原因のO池は沈下量が大きくなる。なお、側方流動はほとんどが地震中に生じて、地震後はほとんど変化しない。一方の沈下量については、N池については地震後にほとんど生じないが、O池では地震後もゆっくりと沈下が継続している。粘性土は砂質土に比べて透水性が小さいので、地震によって乱された粘性土の圧密変形が長期にわたって継続する危険性を示している。

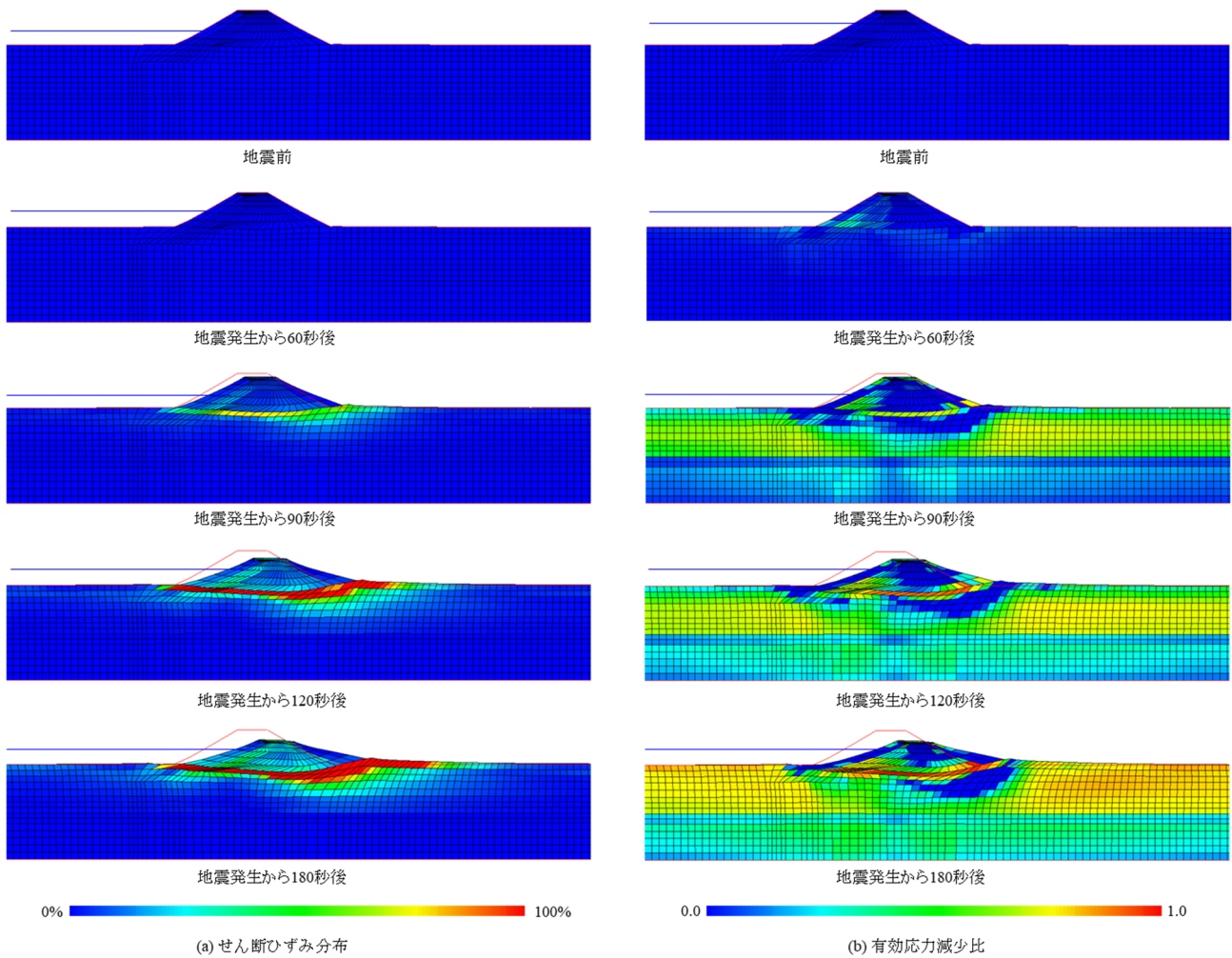


図-10 0池の地震応答解析結果

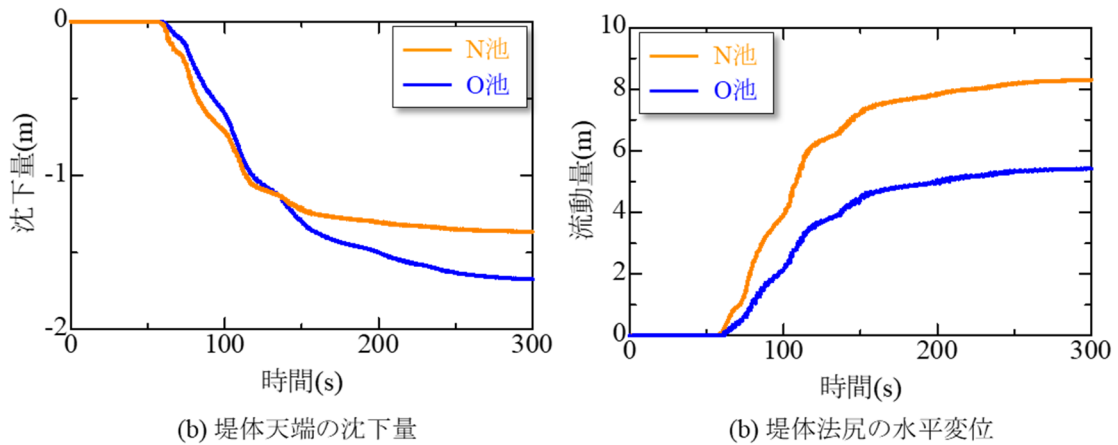


図-11 堤体天端の沈下量および堤体法尻の水平変位

## 5. おわりに

本報では、某県に実在する地層構成の異なる2つのため池の耐震性を評価するために、円弧すべり面スライス法による安定計算と、南海トラフ巨大地震を対象に、弾塑性水-土連成有限変形解析 GEOASIA による地震応答解析を実施した。

円弧すべり解析から、N池とO池2つのため池は、 $k_h=0.15$ を設定したL1地震動に対しては安定を保つものの、 $k_h=0.30$ や $k_h=0.50$ の巨大地震に対しては、安全率 $F_s$ が1.0以下となり、地震被害が発生しうること

確認した。また、地震応答解析の結果から、両ため池とも南海トラフ地震で大きな地盤被害が発生し、堤体天端高さはほぼ計画高水位まで低下してしまうことがわかった。ただし、両ため池の被災メカニズムは異なり、粘土、砂、砂礫が互層となっている N 池は砂層の液状化に伴う側方流動が原因である。一方、粘性土が支配的な O 池では、大きな揺れに伴う粘性土の乱れが引き起こす粘性土層の剛性低下が原因であり、だらだらとした沈下を伴いながら被害が長期にわたる危険性を確認した。地震被害と言うと砂質地盤の液状化現象ばかりが目立ちがちであるが、南海トラフ巨大地震のように長周期成分を含む長期継続地震動の場合は、粘性土であっても、地震被害が発生しうることを確認した。

円弧滑り解析は地盤を剛体として扱うため、安定／不安定の判定はできても、地盤の変形量を計算することはできない。本報で対象としたため池のように、近隣に住宅地が存在するような場合は、ため池の性能照査に加えて、地盤および堤体の変位による周辺への影響把握も重要となる。特に都市部のため池の耐震性能照査においては、本報のような弾塑性水-土連成有限変形解析による検討の重要性が確認された。

## 謝辞

本研究は、南海トラフ地震等巨大地震災害の被害最小化及び迅速な復旧・復興に資する地震防災研究プロジェクトおよび情報通信研究機構「データ利活用等のデジタル化の推進による社会課題・地域課題解決のための実証型研究開発（第 2 回）（課題番号 233）」に関する研究成果である。また、本研究実施にあたり、野田利弘教授（名古屋大学）には有益なご助言とサポートを頂いた。ここに謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 農林水産省: 土地改良事業設計指針「ため池整備」
- 2) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, pp. 771-790.
- 3) Asaoka A, Noda T, Yamada E, Kaneda K, Nakano M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57.
- 4) Lysmer, J., and Kuhlemeyer, R.L. (1969): Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 98(EM4), pp. 859-877.
- 5) 翠川三郎(1987): 関東平野を対象とした震度分布予測, 構造工学論文集, Vol.33B, pp.43-48.
- 6) 南海トラフ巨大地震モデル検討会: <https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/>
- 7) 中井健太郎, 野田利弘 (2025): 軟弱な砂・粘土互層地盤上に築造された河川堤防の地震被害に及ぼす地震動の周期特性および継続時間の影響, 日本地震工学論文集, 25 卷(2025), 5 号, p.5\_78-5\_91.
- 8) Nakai, K., Khan, I. and Noda, T. (2026): Experiments and elastoplastic analyses on soil disturbance of soft clay subjected to cyclic loading, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 63, No. 2, pp. 1-15.