Kobe University Repository : Kernel

PDF issue: 2025-07-05

平成23年台風15号による淡路島高山池の決壊について

田中，勉
久住，慎也
平尾，拓也
李，丽

(Citation)
神戸大学都市安全研究センター研究報告,18:176-197

(Issue Date)
2014-03

(Resource Type)
departmental bulletin paper

(Version)
Version of Record

(JaLCDOI)
https://doi.org/10.24546/81011460

(URL)
https://hdl.handle.net/20.500.14094/81011460

神戸大学都市安全研究センター
研究報告，第18号，平成26年３月

平成 23 年台風 15 号による淡路島高山池の決壊について

Takayama-ike dam failure caused by Typhoon No.15 in 2011 on Awaji Island

田中　　勉 [1)]
Tsutomu Tanaka
久住　慎也 [2)]
Shinya Kusumi
平尾　拓也 [2)]
Takuya Hirao
李　　丽 [2)]
Li Li

概要：平成 23 年 9 月 21 日，台風 15 号の通過により発生した豪雨によって，淡路島において，数多くのため池堤体が被災した。これらの被災ため池堤体について，現地調査，堤体材料の室内土質試験，及び，浸透流解析を行った。そして，堤体材料としての適否を判定し，浸透流解析から浸透流況と浸出面近傍の動水勾配の把握を行った。ここでは，特に高山池堤体について考察を行い次の結論を得た。(1) 破堤の原因はパイピングと進行性法くずれであると考えられる。(2) 堤体材料は 20%以下，15%以下の粒子に関して内部浸食を受けやすい粒度分布であると判定される。(3) 途中で止まった堤体左岸側の法くずれにおいて，パイピング孔はほぼ直線的でそれほど大きくない（砂質系の土の特徴を示す）。(4) 高山池堤体の浸出面近傍の要素における最大動水勾配は，小段の法尻部で生じ 0.898 である。この値は，建設省河川砂防技術基準(1997)によると，パイピングに対する判定基準を大きく越えている。

キーワード：農業用ため池，パイピング，進行性法くずれ，内部浸食，ポール横断，FEM 浸透流解析

１．序論

日本各地に存在する数多くのため池堤体が大きな地震や豪雨によって被災している。被災の規模は比較的軽微なものから破堤に至るものまであり原因も様々である。Foster and Spannagle (2000)によると，フィルダムの破壊は46%が浸透破壊（特にパイピング）によると言われており，パイピング現象の解明が待たれているところである。浸透破壊は，パイピングによる破壊(Piping failure)と全体的な破壊(Bulk heave failure)に分けられる。パイピングによる破壊は進行性破壊(Progressive failure)の形態を示し，全体的な破壊は突発的な破壊形態を示す。浸透破壊は，現在でも至る所で起こっており，早急に解決すべき課題である。ここでは，特に，パイピングに関して，現象の把握とそれによる地盤や土構造物の破壊について考える。パイピングの発生要因には，土質材料の種類，水理条件，異常気象，現場の条件や環境など種々のものが考えられる。理論の進展には，パイピング現象を正確に把握し，正しく原因を究明することが重要である。そして，被災した数多くのため池堤体試料について，土質材料の物理学的及び力学的試験を行い，その物理学的及び力学的性質を集積し，その特徴について詳細な分析や考察を行うことは，今後の老朽ため池堤体の調査(安定性の判定)，性能評価(寿命の推定)，改修や更新の指標を得るために欠かせないものである。

ここでは，まず，浸透破壊について，パイピング，進行性法くずれ，Suffusion 及び Suffosion の各種用語の定義を行う。次に，今回実施した「平成 23 年台風 15 号による淡路島被災ため池調査」に関して，特に，高山池堤体について，被災の概要，及び，築堤材料の物理学的及び力学的試験と結果について述べる。そして，高山池堤体における，築堤材料の堤体材料(土質材料)としての適否について考察する。

また，ポール横断によって断面形状を作成し，浸透流解析から，浸潤線の高さ，浸出面の有無，動水勾配の大きさを正確に把握することによって，浸透流に対する堤体の安定性をおおよそ判定できることを示す。

2．パイピングと進行性法くずれ

2.1 浸透破壊の分類

浸透破壊とは，浸透流によって，土粒子が洗い流されたり，土塊が力の釣合いを失い全体的に移動したりすることによって，土構造物や基礎地盤の働きが損なわれたり破壊したりする現象である。ここでは，このような土構造物や基礎地盤の浸透破壊について，その破壊形態を分類して説明する。浸透破壊の形態は大きく分けると次の 2 つになる(Terzaghi, 1922)。

(1) 地下浸食による破壊 (Subsurface erosion)

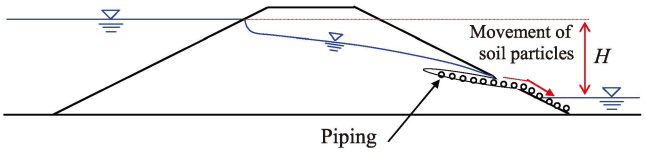
(2) 膨れ上がりによる破壊 (Bulk heave)

ここで，(1)は，土粒子の移動による進行性破壊で，地盤内の弱点に沿って浸透水が集中的に流れ，洗掘作用を起こし，ついにはパイプ状の水孔を形成し，破壊する現象をいう。また，(2)は，全体的な破壊で，例えば浸透力によって下流側の地盤が全体的に急激に持ち上がり破壊する現象をいう。

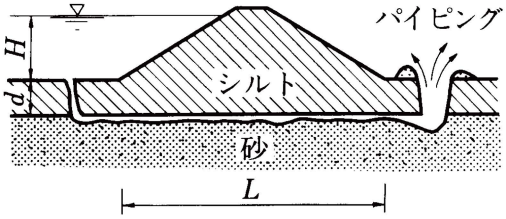
実際の現象はこれら 2 つの破壊形態が入り混じっており，さらに複雑な様相を呈している。両者を厳密に分類することは難しいが，浸透破壊の主要因をこのように 2 つに分けることによってより理解が進む。浸透破壊には種々の用語が用いられているが，ここでは，パイピング，進行性法くずれ, Suffusion と Suffosion について述べる。

2.2 パイピング(Piping)

土中を浸透水が流れることによって，浸透水から土粒子に流れの方向に浸透力が作用する。パイピングとは，浸透力が大きくなって土粒子が移動し，地盤内に水孔が生じる現象をいう。**Figs.1(a), (b)** に示すように，浸透流の浸出面の一部でパイピングが発生すると，その部分で動水勾配が大きくなり浸透力が増大し，さらにパイピングが助長され進行する。**Fig.1** において，**(a)** はため池堤体などにおいて下流側浸出面に発生したパイピングを表しており，**(b)** は不透水性の堤体底面に発達したパイピングを表している。**Fig.1(b)**のように，パイピングがつながると，チャネリング(Channeling)と呼ばれる現象が生じる。



(a) 堤体内におけるパイピング



(b) 堤体下部におけるパイピング(新体系土木工学, 1991)

Fig.1 パイピング

2.3 進行性法くずれ(Sloughing)

進行性法くずれはパイピングに密接な関係をもつ堤体の被害で，古い均一型アースダムで見られる (河上房義, 1972)。この現象は，まず下流法尻部分がいくらか浸食され，次にこれが落ち込んで滑るものである。この現象が起こると，斜面は，比較的急な勾配となり，さらに貯水池からの浸透水で飽和されて落ち込み，急峻で不安定となる。法くずれ現象が進行していき，最終的に上流端に達するとダム貯留水が越流し堤体材料が流出して破堤する。

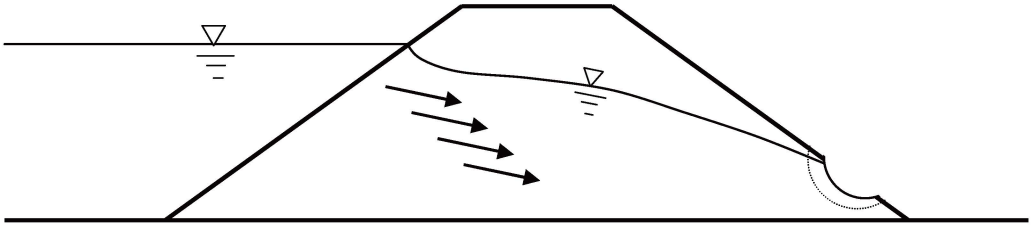


Fig.2 進行性法くずれ(Sloughing)の概念図

2.4 Suffusion と Suffosion

ため池やフィルダム堤体，河川堤防などの水利施設構造物においては，長期にわたる土壌の飽和や浸透流による破壊が問題となる。その破壊の原因の一つに，Suffusion 及び Suffosion がある(Smith, 2012)。Suffusion は，土の中の水の移動，すなわち，浸透流及び浸透力によって起こる「土粒子の移動やそれに伴う土構造の再配列」をいい，Suffosion は，さらにその現象の進行によって起こる「多量の細土粒子の移動とそれに伴う地盤表面の陥没やパイピング孔の発達」をいう。これらの現象は，土粒子の移動とそれによる間隙空間の Clogging や地盤表面の陥没現象として捉えられる。 これらの用語は，日本ではあまり使われないが，ヨーロッパやカナダなどでよく使われている。日本では，Suffusion は「パイピング」や「土粒子の移動」，Suffosion は「大量の土粒子移動」，「Clogging」や「地盤表面の陥没」などと表現されている。

ここで取り上げた現象：パイピング(チャネリング)，進行性法くずれ，Suffusion と Suffosion は，前述した 2 つの分類法にしたがって分けると，地下浸食による破壊となる。

3．進行性法くずれ(Sloughing)とそれによる破壊

3.1 眠り谷池(ねむりだにいけ)(池田市)における進行性法くずれ(田中，1998)

池田市畑 3 丁目にある，眠り谷池は堤高 7.0 m の均一型の農業用ため池である。1997 年の近畿農政局計画部 地域計画課の広域農村総合整備基本調査「北摂地域」(田中，1998)のときに遭遇した現象である。**Figs.3**，**4** に示すように，堤体の下流側法面が浸出水の浸出による浸食によって崩れていく様子がうかがわれた。

Fig.3　眠り谷池における進行性法くずれ (Sept. 1997)

Fig.4　進行性法くずれの下部写真 (水の集中した流れとパイピング孔が見える)

この現象は，進行性法くずれ(Sloughing)と考えられ，堤体の滑り進行性破壊またはパイピング破壊へ至る可能性があった。管理者による早期発見と通報によって，すぐに対処，すなわち水位の降下と改修がなされ堤体の破壊が免れた。通常，下流法尻で Sloughing 現象が起こってから破壊に至るまでの時間は短い(8 時間程度)と報告されているが(最新フィルダム工学，1972)，このため池堤体材料には粘土分がやや多く含まれており現象の進行が少し遅かったこと，早期に発見され対処が早かったこと，などの理由で破壊に至らなかったと考えられる。

3.2 Sinker Creek ダムの Sloughing による破壊(最新フィルダム工学，1972)

アメリカ，アイダホ州の Sinker Creek ダム(高さ 21 m)は，1943 年，Sloughing 現象によって破壊した事例である。この均一型ダムは，1910 年に建設され 1918 年に高さ 21 m までかさ上げされた灌漑用のダムであり，堤体はシルト質と砂質の砂礫からできていた。灌漑用の貯水池であったので，一年の一時期に満水になるだけであった。初めの 25 年間，満水時にはいつでも下流面の大部分が飽和していたため，満水期間をできる限り短くするための努力が払われたが，ダムの状態が危険であるとは考えられていなかった。

1943 年春の降雨で，池は平年より数ヶ月早く満水状態となり，頻繁に監視が行われたが，下流面が平年よりさらに大きい範囲にわたって飽和していることを除けば，注目すべきことは何もなかった。

6 月中旬，軟弱化した下流法先の小塊が Sloughing を起こし，低いけれどもほとんど鉛直の面を後に残した。量は少ないが集中した漏水によりこの飽和面は不安定となり，ややあってから再び Sloughing を起こし，以前より高い面が残る結果となった。薄く残ったダムが破堤に至るまでこの過程が続いたが，下流法先で最初の Sloughing が起こってから破壊に至るまでの時間は約 8 時間であったといわれる。破堤に至るまで漏水量はあまり多くなかったため，蓄えられていた全ての水が巨大な洪水となって下流に達する最悪の破壊となった。

4．平成 23 年台風 15 号による淡路島高山池の決壊(田中ほか，2013)

平成 23 年 9 月 21 日の台風 15 号の通過により淡路島北部で豪雨が発生した。洲本観測所で最大時間雨量 51.0 mm/hr，最大日雨量 317.5 mm/day を記録し，津名事務所で同 71.0 mm/hr, 390.0 mm/day，一宮事務所で同 45.0 mm/hr, 355.0 mm/day が観測された。淡路島においては，この豪雨によって，多数のため池が被災した。ここでは，被災したため池の一つである高山池の概要について述べる。

4.1 高山池(たかやまいけ)（淡路市中田地区）（緯度 N34° 25′ 27″，経度 E134° 52′ 47″）

高山池堤体は，堤高 7.0 m (10.4 m)，堤頂長 102.0 m，貯水量 25,000 m^3，受益面積 12.0 ha，流域面積 0.51 km^2 の均一型アースフィルダムである。堤高はため池台帳の値であり，(　)内はポール横断によって求めた値を示す。本ため池地点における表層地質は花崗岩質マサ土からなる。古いため池堤体には近傍の土質が利用されたと考えられることから，築堤材料はマサ土と考えられる。平成 23 年 9 月 21 日の台風 15 号の通過により発生した豪雨によって貯水位が上昇し，左岸側に法くずれ痕があることから，及び，後述の地元農家の証言から進行性法くずれが破堤

Fig.5　高山池堤体の被災状況(全体像)

Fig.6　高山池堤体決壊における底樋の状況

の原因であると考えられる。**Fig.5** に高山池堤体の被災状況(全体像)を示す。地元農家の聞き取り調査によると,「豪雨によって河川流入量が増加して貯水量が増加した。貯留水は，洪水吐を流れ出して水位が上昇し，堤体の裏法の中段より高い位置で崩落が 2 箇所発生した。そして，中央で発生した崩落が拡大して貫通した。その後，水量がだんだん大きくなり，流速も増して，堤体がどんどん浸食を受け V 字に拡大した。」ということである。このように，崩壊は進行性法くずれが原因であると考えられる。崩壊の半月前の 9 月 2 日に台風 12 号が四国を横断しその影響で大雨があった。この雨によって堤体土が飽和するとともに，貯水位が高くなっていたと予想され，このことが進行性法くずれの発生と関係があるものと考えられる。

また，底樋位置を中心に天端幅で約 20 m に渡り，底樋高より上の部分で決壊している。底樋の上流側半分は，堤体土が元のまま被さった状態で残っていることから，堤体の決壊は底樋まわりのパイピングが原因ではないと考えられる(**Fig.6** 参照)。**Fig.7** は，高山池堤体の中央部決壊の様子と，左岸側で進行性法くずれ(sloughing)が途中で止まった様子を示す。

破壊形態をまとめると次のようである。高山池堤体では進行性法くずれが中央部と左岸側の 2 箇所で起こった。堤体下流側の法尻部分がパイピングによって浸食され，この部分がさらに落ち込み，滑り現象が起こった。斜面は次第に急な勾配となり，貯水池からの浸透水で浸食され落ち込み，不安定となった。この法くずれ現象が進行していき，最終的に上流端に達しダム貯留水が越流することによって堤体材料が流失して破堤した(田中ほか，2013) [注]。**Fig.7(a)**は底樋の上部でこの現象が進み，最終的に貯水が越流し破壊が起こった様子を示している。**Fig.7(b)**は左

(a) 中央部決壊の様子

(b) 左岸側 sloughing の様子

Fig.7　決壊した高山池堤体の様子と途中で止まった左岸側 sloughing の様子

岸側で発生した法くずれが途中で止まった様子である。ため池左岸側ではおそらく中央部のものと同じく，法くずれとパイピングが連動して起こったと考えられる。しかし，貯水位が上昇するにつれて，中央部における法くずれの方が早く進み，堤体は中央部が先に破堤したことで貯水位が急激に下がり，左岸側のパイピングと法くずれの進行が止まったと考えられる。

注) 著者らが別に行った硅砂 5 号を用いた二次元堤体パイピング破壊実験(田中ほか，2010)からわかるように，法くずれと土粒子の洗い出しは同時に進行するが，堤体の残留部分が薄くなっても，その部分は水圧に抵抗し最後まで持ちこたえる。浸透水の流入部における浸透力は，堤体残存部分に対して水平ではなく上流側斜面に垂直方向下向き(下流側下向き)に作用するので(**Fig.8** 参照)，参考文献(最新フィルダム工学，1972)で述べられているように，「この法くずれで堤体の残留部分は非常に薄くなり，最終的に水圧に抵抗できなくなり破壊が起こった」ものではない。「法くずれ現象が進行していき，最終的に上流側斜面に達し，ダム貯留水が越流することによって堤体材料が流失して破壊した」と記述するのが妥当であると考えられる(田中ほか, 2010)。

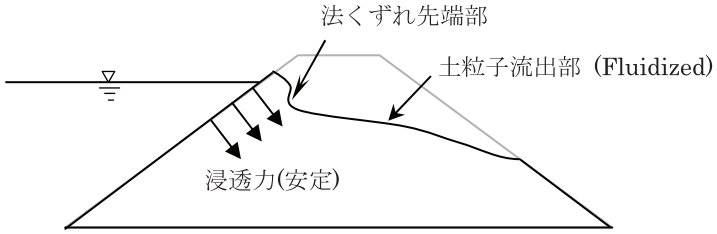


Fig.8 進行性法くずれ現象における破壊(越流)直前の説明図

先述のように, **Fig.5** に高山池の全貌, **Fig.7** に決壊した高山池中央部の様子と途中で止まった左岸側 Sloughing の様子を示している。目撃談では，**Fig.5** の赤の矢印で示す 2 ヶ所で Sloughing 現象が始まったということである。Sloughing による破壊について，現象が始まってから決壊に至るまでは比較的少時間であると言われていることから，途中で現象が止まった状況の写真は貴重である。法くずれ部分の上方に深さ 30～90 cm 程度の数個のパイピング孔が確認されており，パイピングと法くずれが連動して起こったことが予測される。

4.2 パイピングの原因

パイピングの原因には，浸透水による浸出面の形成によるもの，土質材料の性質に起因するもの，動物の活動によるもの，などいろいろある。動物の活動によるものとしては，ヌートリアやジャコウネズミによるものがあげられる。これらの動物は，上流側の貯水部水際から下流側に向かって孔を掘ることが知られている。上流側から下流側に向かって下方向に連続した穴が掘られ，貯水面が上流側の入口より上方になると貯留水が一気に孔を通って流れ，孔壁の浸食を伴いながらパイピング孔が拡大し，貯留水が流れ出る現象が起こる。動物によるものは，孔が縦横に張り巡らされることが多い。一方，高山池堤体の左岸側法くずれ部上部のパイピング孔については，計測から，30～90 cm 程度のほぼ直線であり，縦横に張り巡らされていないことから，動物起源のものではないと考えられる。さらに，モグラは下流側斜面に穴を掘ることが知られているが，当地においては，その活動について目撃証言はなく，また上述のパイピング孔が縦横に張り巡らされていないことから，モグラの穴が原因とは考えられない。

多くのため池堤体がそうであるように，均一型フィルダムの場合には，長期にわたり満水状態が続き，降雨が（断続的であれ）連続すると，下流側に浸出面が生じることになる。土粒子は，理論的には浸透流速の方向に(正確には動水勾配の方向に)浸透力を受けることが知られている。流速は下流側斜面を横切って生じることから，下流側斜面表層の土粒子は斜面外方向に浸透力を受けることになる。その土粒子は，有効応力が小さく支持するものがない状態にあるので，簡単に移動する(浸食される)ことになる。このような条件が重なると，上流側の土粒子が順次下流側に流され，水孔が上流側へ移動してゆく，すなわち，パイピング現象が生じることになる。

法くずれ部分の上方には，水の吹き出た小さな孔が多数確認されたことから，浸透水が斜面のそれらの小さな孔からもたくさん吹き出ていたことが予想される。大きく発達したパイピング孔は，周りの水を集めて孔壁の土粒子を洗い流し更に大きく発達していったと考えられる。

５．堤体材料の物理的・力学的試験結果

平成 23 年(2011 年) 9 月 21 日の台風 15 号の通過により発生した豪雨によって被災した高山池堤体について築堤材料を採取し土質試験を行った。

5.1 試料採取地点

まず，高山池堤体は，４で述べたように，表層地質が花崗岩の風化したマサ土地帯に位置する。したがって，堤体の築堤材料は主にマサ土からなっていると考えられる。

高山池堤体において，破堤箇所から，物理的性質を調べるための試料を採取するとともに，湿潤・乾燥密度測定のための試料を，100 ml モールドを用いて採取した(水平及び鉛直方向に 3 個ずつ採取した)。また，透水係数計測のための試料を，変水位透水試験用の 1,000 ml 用モールドを用いて採取した（堤体の異方透水性の値を求めるために，鉛直方向，水平方向から各 1 個ずつ採取した)。

5.2 室内土質試験の項目

今回実施した室内試験の項目を **Table 1** に示す。

Table 1　実施した室内土質試験の項目

土の(自然)含水比試験	JIS A 1203
土の湿潤密度・乾燥密度試験	JIS A 1225
土粒子の密度試験	JIS A 1202
土の液性限界・塑性限界試験	JIS A 1205
土の粒度試験	JIS A 1204
突固めによる土の締固め試験 （乾燥法で非繰り返し法）	JIS A 1210
土の透水試験(変水位透水試験)	JIS A 1218

5.3 室内試験結果（物理的性質）

堤体材料の試験結果(物理的性質)を **Table 2** に示す。また，粒径加積曲線を **Fig.9** に示す。

Table 2　土質試験結果一覧表(物理的性質)

物理的性質		高山池堤体材料
土粒子の密度	ρ_s (g/cm^3)	2.641
自然含水比	w_n (%)	15.955
土の湿潤(乾燥)密度(鉛直)	ρ_t (ρ_d) (g/cm^3)	1.876 (1.618)
土の湿潤(乾燥)密度(水平)	ρ_t (ρ_d) (g/cm^3)	1.939 (1.659)
礫分	2～75mm (%)	24.00
砂分	75μm～2mm (%)	50.63
シルト分	5μm～75μm (%)	13.67*
粘土分	< 5μm (%)	11.70*
均等係数	U_c	303.56*
曲率係数	U_c'	5.10*
50%粒径	D_{50} (mm)	0.512*
液性限界	w_L (%)	25.376
塑性限界	w_p (%)	21.885
塑性指数	I_p	3.491
流動指数	I_f	9.619

コンシステンシー指数	I_c	2.699***
活性度	A	0.396
分類名		シルト質砂
分類記号		SM
		細粒分は ML (極めて CL に近い)

* 計算より, ** 曲線より, *** 試料は乾燥状態

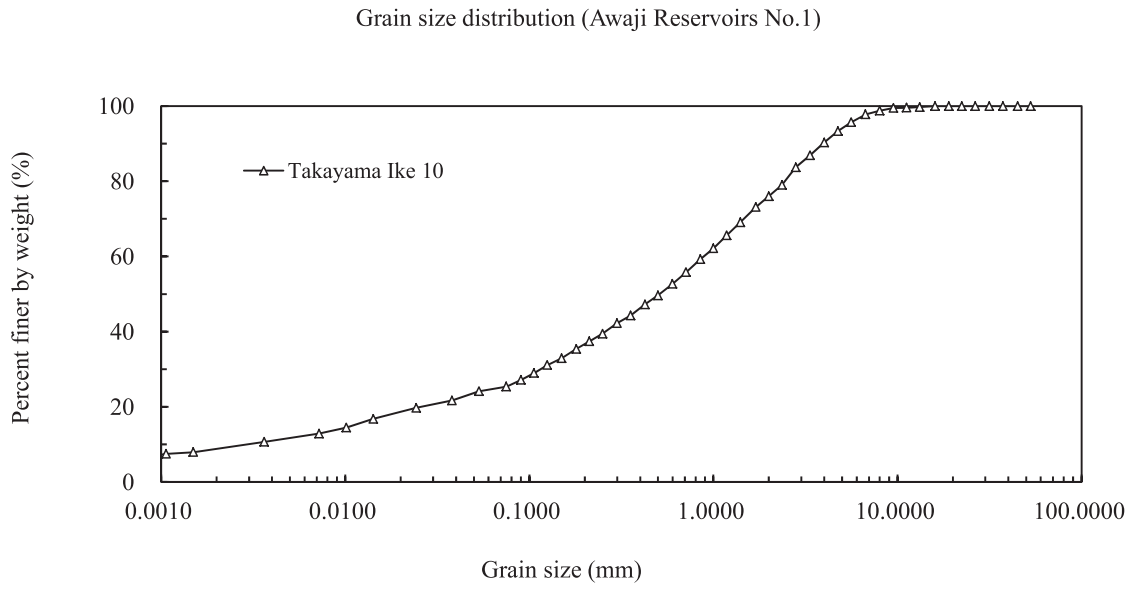


Fig.9　粒径加積曲線

高山池堤体土は, **Fig.9** の粒径加積曲線から, 範囲の広い粒度分布の土(Broadly graded soil)であると考えられ内部浸食の可能性が危惧されるところである。

5.4 透水試験結果

1,000ml モールドを用いて, 鉛直及び水平方向から供試体を採取し, 鉛直方向と水平方向の透水係数を変水位透水試験から求めた。結果を **Table 3** に示す。

Table 3　透水係数の値と異方透水性の値

透水係数	高山池堤体材料
鉛直方向の透水係数 k_v(cm/s)	6.694×10^{-3}
水平方向の透水係数 k_h(cm/s)	1.018×10^{-2}
異方透水性の値 k_h / k_v	1.521

Table 3 に示すように, 異方透水性の値 k_h/k_v は 1 以上(平均 1.521)となった。透水係数 k の値は, 大ダムの不透水性材料に関する基準（$k < 1.0 \times 10^{-5}$ cm/s）を満たしていない。

(1) 高山池堤体材料における Suffusion 現象

河川堤防やフィルダム堤体の破壊原因の一つに, Suffusion 及び Suffosion 現象が挙げられている(Smith, 2012)。Suffusion 現象は, 浸透流によって起こる「土粒子の移動やそれに伴う土構造の再配列」を意味し, Suffosion 現象は, さらにその現象の進行によって起こる「多量の細土粒子の移動とそれに伴う地盤表面の陥没やパイピング孔の発達」を意味する。現象を詳しく見ると, 土の中の水の移動, すなわち浸透流及び浸透力に伴う土粒子の移動とそれによる間隙空間の Clogging や地盤表面の陥没現象として捉えられる。パイピング現象は, さらに「浸出面におけ

る土粒子の移動，大きな土粒子間隙への細土粒子の移動，内部浸食」に分類することができる。このように，Suffusion 及び Suffosion 現象は，浸透破壊(Seepage failure)の一つと考えることができる。

ため池堤体土の透水性を把握するために，堤体から乱さないサンプルを採取し室内透水試験が実施される。透水係数は水温や気泡の発生に大きく影響されることから，恒温室において，飽和供試体を脱気し，脱気した蒸留水を用いて透水試験を行うことになる。このように，浸透水温の変化，気泡の発生のない透水試験においても，透水係数が時間とともに変化する現象が生じることがある。時間の経過とともに得られる透水係数の値が小さな変化である場合には，それらの値を平均してその供試体の透水係数と考えることができるが，試料によっては，2～3 倍程度または 1/2～1/3 倍程度の大きな変化を伴うことがある。透水係数が時間とともに大きくなることがあるが，この場合，供試体を浸した飽和容器が濁っていることなどから，試料の細土粒子が洗い流され再配列した(粗い土粒子で骨格が再構成された)ことが予想される。また，透水係数が時間とともに小さくなることがあるが，この場合，供試体内部または出口部分(ポーラスストーンなど)に詰まったこと(Clogging)が予想される。このような現象は Suffusion と呼ぶことができる。

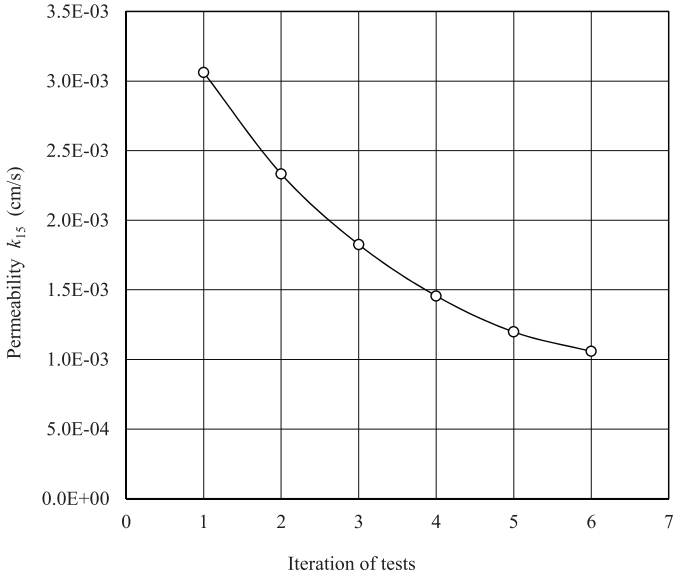


Fig.10　測定繰返し回数と透水係数の関係(高山池試料 A57)

今回，高山池堤体土について 100ml モールドを用いた不攪乱試料の変水位透水試験を行ったときに，後者の例が確認された。恒温室において，不攪乱試料の飽和・脱気を行い，脱気水を用いた変水位透水試験を行って得られた，測定繰返し回数(測定間隔は 2～3 分)と透水係数の関係を示すと，**Fig.10** となる。透水係数は，測定開始後 6 回目(19 分後)に約 1/3 となっている。供試体中の細土粒子が，洗い流され供試体(土)が再配列を起こすとともに，供試体中 and/or 供試体とポーラスストーンの境界に集積したものと考えられる。

これまで，試験中に変化する透水係数の値をただ単に平均して求めたり，短時間に試験を行って現象が顕著になる前に結果を求めたりすることによって，このような現象に対処されてきた。Suffusion 及び Suffosion 現象のメカニズムは今後早急に解明されるべき重要な課題である。

６．堤体材料の築堤材料としての適否（特に土質材料としての適合性）

淡路島被災ため池堤体試料について，築堤材料としての適合性について判定を行った。

6.1 判定基準

築堤材料の適否の判定基準は次の通りである。

A. 土の統一分類法

土の統一分類から，**Tables 4**, **5** (田中, 1995)を用いて土質材料としての適否を判定する。

B. 土粒子の密度

土粒子の密度は 2.6 g/cm^3 以上あれば築堤材料としてまず問題はない。2.6 g/cm^3 以下であれば有機物を含んでいる可能性がある。

C. 自然含水比

自然含水比が標準締固め試験で求めた最適含水比に近い。

D. 粒度

D.1 細粒分含有率

高い密度を与える粒度分布であること，また，細粒分をある程度含んでいる必要がある。0.075 mm 以下の細粒分が少なくとも 10 %以上（文献によっては 7 %以上(山口，大根, 1983，土地改良事業計画設計基準　設計・ダム, 1981)）

Table 4　統一分類法による築堤材料の適合判定の基準

分類記号	分類の内容					パイピング抵抗力	透水度	セン断強さ	施工管理の難易	築堤材料の適否	
										コアー	ランダム
GW	粗粒土（材料の半分以上が0.074mmより大）	砂利（粗粒部分の半分以上が4.76mmより大）	清浄な砂利（細粒分は少ないか全然なし）	粒度分布のよい砂利	砂利～砂混合物	○	×	◎	◎	×	×
GP				粒度分布の悪い砂利	砂利～砂混合物	○～△	×～××	○	◎	×	×
GM			細粒分をかなり含む砂利	シルト質砂利	粒度分布の悪い砂利～砂～シルトの混合物	○～△	△	○	◎	△	○
GC				粘土質砂利	粒度分布の悪い砂利～砂～粘土の混合物	◎	○	○	◎	◎	◎
SW		砂（粗粒部分の半分以上が4.76mmより小）	清浄な砂利（細粒分は少ないか全然なし）	砂利質砂	粒度分布の良い砂	○～△	×	◎	◎	×	×
SP				砂利質砂	粒度分布の悪い砂	×～××	×～△	○	○～△	×	×
SM			細粒分をかなり含む砂利	シルト質砂	粒度分布の悪い砂～シルトの混合物	△～×	△～○	○	○～△	○	○
SC				粘土質砂	粒度分布の悪い砂～粘土の混合物	○	○	○～△	○～△	◎	○
ML	細粒土（材料の半分以上が0.074mmより小）	シルトと粘土 液性限界50%以下		無機質シルトおよび極微砂，岩粉，塑性の小さなシルト質または粘土質の細砂または粘土質シルト		×～××	○	△～×	△～××	○	△
CL				小～中塑性の無機質粘土，砂利質粘土，砂質粘土，シルト質粘土 粘りけの少ない粘土		○	○	△	○～△	○	○
OL				塑性の小さい有機質シルトおよびシルト質粘土		△	○	×	△～×	×	×
MH		シルトと粘土 液性限界50%以上		無機質シルト，雲母質またはケイソウ質の細砂質またはシルト質粘土 弾性の大きいシルト		△～○	◎	×	×～××	△	×
CH				塑性の大きい無機質粘土，粘りけの多い粘土		◎	◎	×～△	××	○	△
OH				中～大塑性の有機質粘土						××	××

Table 5　**Table 4** における記号の説明

判定項目＼記号	◎	○	△	×	××
パイピング抵抗度	非常に高	高	中	中	非常に低
透水度	非常に不透水	不透水	不透水	不透水	非常に透水
せん断強さ	非常に高	高	中	低	非常に低
施工管理の難易	非常に容易	容易	中	難	非常に難
築堤材料の適否	最適	適	やや適	不適	使用不可

あることが望ましい。また, **Fig.11** のクラック発生の危険のある粒度分布の土は用いない方が良いとされている(土地改良事業計画設計基準 設計・ダム, 1981)。

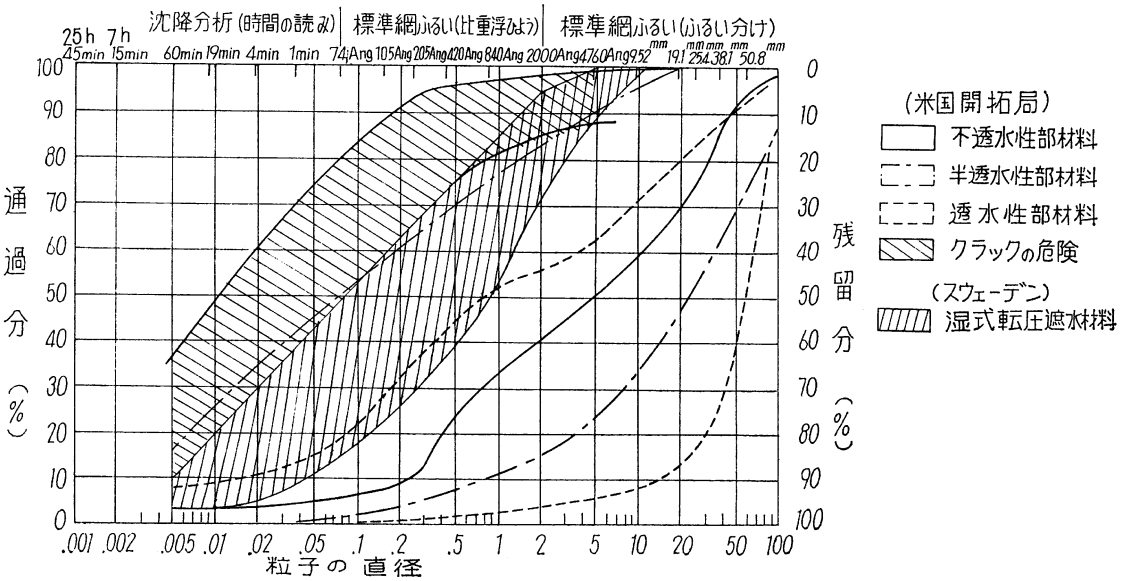


Fig.11 堤体材料の適用範囲(アメリカ開拓局) (土地改良事業計画設計基準 設計・ダム, 1981)

D.2 礫率（粒径が 4.75 mm 以上の礫含有率）

粒径 2～4.75 mm の細礫を含む土質材料に粒径 4.75 mm 以上の礫を加えた場合について考える。礫含有率が 60～70 %になるとパイピングを起こしやすいといわれている。礫含有率が 60 %を超えると, 土質部分の締固めが不十分となって透水係数が大きくなり, (パイピングを起こしやすい)土質部分の密度が大きく減少する(山口・大根, 1983)。

D.3 粒径 D_{50}

アメリカ西部の 65 個の古い均一型ダムについて, 50 %粒径とダムの滑動の関係が調べられた研究によると, 50 %粒径 D_{50}> 0.06 mm のとき全てのダムで滑動を起こしていない(最新フィルダム工学, 1972)。0.06 mm が D_{50} の最小値の一つの目安となる。逆に言うと, D_{50}< 0.06 mm のときすべりに対して特別の注意が必要である(最新フィルダム工学, 1972)。

E. 塑性指数とコンシステンシー指数

E.1 塑性指数

Sherard (1963)は, 31 個のダムについてパイピング抵抗と土の性質, 締固め程度の関係を調べ, **Table 6** に示される順序でパイピング抵抗性が大きいとした(河上房義, 1972) 。

Table 6 パイピング抵抗と土の性質, 締固め程度の関係(河上房義, 1972)

抵抗性大	(1)	塑性の大きな粘土(PI>15)。よく締固められたもの
	(2)	塑性の大きな粘土(PI>15)。 締固め不十分なもの
抵抗性中程度	(3)	粒度分布の良好な粗い砂と礫の混合物に中程度の塑性を持った粘土バインダーを加えたもの(PI>6)。よく締固められたもの
	(4)	粒度分布の良好な粗い砂と礫の混合物に中程度の塑性を持った粘土バインダーを加えたもの(PI>6)。締固め不十分なもの
	(5)	粒度分布の良好な非粘着性の礫, 砂, シルトの混合物(PI>6)。よく締固められたもの
抵抗性小	(6)	粒度分布の良好な非粘着性の礫, 砂, シルトの混合物(PI<6)。締固め不十分なもの
	(7)	粒度の均等な非粘着性微砂(PI<6)。よく締固められたもの
	(8)	粒度の均等な非粘着性微砂(PI<6)。締固め不十分なもの

E.2 コンシステンシー指数

収縮比が小さく適当な塑性を有し，かつ水で飽和したときも軟泥化しないことが必要である。コンシステンシー指数 I_c は,

$$I_c = \frac{w_L - w_n}{I_p} \tag{1}$$

と定義され，細粒土の自然含水比状態における相対的な硬さを表す目安となる。I_c が 1 に近いほど土は硬い状態にあり，自然含水比が塑性状態に近いということになり，土は乱した場合も比較的安定な状態にあることを意味している。I_c が 0 に近い場合には，土は軟らかい状態にあり，自然含水比が液性限界に近いということになり，$I_c<0$ になると，土は乱されると液状を呈することを意味し，著しく不安定化する危険性のあることを意味している。

F. 標準締固め

最適含水比 15~30 %，最大乾燥密度 1.4~1.8 g/cm^3 程度の土が一般的である。

G. 室内試験による透水試験

不透水性材料の透水係数の基準は, $k = 1.0\times10^{-5}$ cm/s となっている。現場試験による透水係数は室内のものに比べ通常 1 オーダー程度大きくなると考えられている。設計で盛土管理を $k = 1.0 \times 10^{-5}$ cm/s で行おうとするならば室内試験では少なくとも $k_v = 5.0 \times 10^{-6}$ cm/s 以下の値を得なければならないとされる。

また，k_v を鉛直方向の透水係数，k_h を水平方向の透水係数とすると，タイピングローラによる転圧の場合 k_h/k_v=2~10（平均 5），タイヤローラによる転圧の場合 k_h/k_v = 20~30（平均 25）となると言われている(土地改良事業計画設計基準 設計・ダム，1981)。このとき，これらを合成した等価透水係数 $k_{eq.}$は，$k_{eq.} = \sqrt{k_h \cdot k_v} = (2\sim5)k_v$ となる。また，ダムの形状によって異なるが，$k=k_v$ の等方透水性堤体として計算した流量を Q_{ISO} とすると，異方透水性を考慮して $k_x=k_h$, $k_z=k_v$ とした実際の堤体の流量 Q は，最大で,

$$Q = \frac{k_h}{k_v} Q_{\mathrm{ISO}} \tag{2}$$

に近い値となる場合があることに注意すべきである(田中ほか, 2001)。

H. 活性度

土の活性度 A は,

$$A = \frac{(\text{塑性指数 } I_p)}{(\text{2μm以下の粘土の質量 \%})} \tag{3}$$

と定義される。活性度は構成粘土鉱物の電気的性質の活発さの度合いを表している。粘土を活性度の点から分けると,

$A<0.75$：不活性粘土（カオリナイトを主成分）

$0.75<A<1.25$：普通の活性度の粘土（イライトを主成分）

$1.25<A$：活性粘土（モンモリロナイトを主成分）

となる(田中ほか, 1995)。土を築堤材料として用いるためには電気的活性度がある程度低いほうが良い。

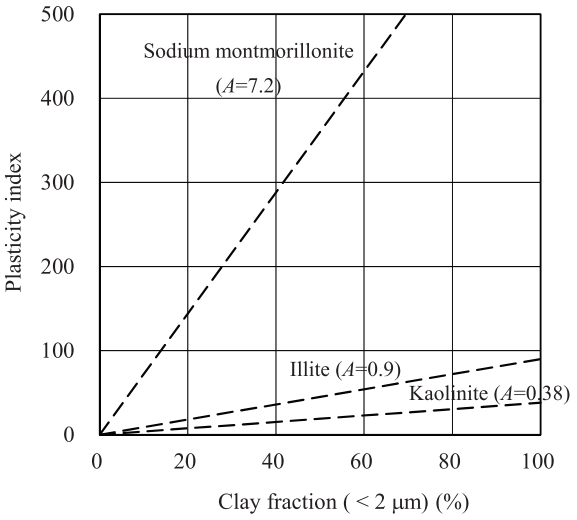


Fig.12 2μm 以下の粘土の質量%と塑性指数の関係 (Skempton, 1953)

Skempton(1953)によって報告された，幾つかの自然地盤土，及び，石英砂を混ぜた粘土鉱物について，「2μm 以下の粘土の質量%」と「塑性指数」の関係を **Fig.12** に示す。図において，(　)内の数字は活性度を示す。2μm 以下の粘土の質量%と塑性指数の関係には直線関係が成り立ち，電気的に活性な土ほど，勾配が急になることがわかる。勾配が活性度 A を表しているが，逆に，A の値から土質材料に含まれる粘土鉱物の種類をある程度予想することができる。

I. 土質材料の浸食特性

河川流域を構成する土質材料の浸食特性を広域的に評価するために考案された方法である(藤田ら，2011)。土質材料中の砂分，シルト分，粘土分の各割合から，破壊時の動水勾配を算定する推定式を用いて浸食特性を評価することができるとされる。

$$i_{BP\cdot pr} = 0.036 + 0.012\,R_{sand} + 0.002\,R_{silt} + 0.114\,R_{clay} \tag{4}$$

ここに, $i_{BP\cdot pr}$ は破壊時の動水勾配, R_{sand} は砂含有量(%), R_{silt} はシルト含有量(%), R_{clay} は粘土含有量(%)である。$i_{BP\cdot pr}$ は, 一次元上昇浸透流による土の限界動水勾配を, 実験データを用いて粒度構成割合から算定したものである。地盤は次のように判定される。

$i_{BP\cdot pr}$ = 0.6～2.0：浸食しやすい地盤

$i_{BP\cdot pr}$ = 2.1～3.0：中程度の浸食性をもつ地盤

$i_{BP\cdot pr}$ = 3.1～10.0：浸食しにくい地盤

ここで, 本手法は, 土質材料の浸食性を判定する方法であるので, 4.75 mm 以下の粒径の土質部分について換算した砂含有率, シルト含有率, 及び, 粘土含有率について考えるものとする。また, 本手法は, 実質的には, 一次元上昇浸透流に対する地盤の安定性判定法であるので, 得られた浸食抵抗性は, ダムのパイピング抵抗性に対してあくまでも参考値である。

J. 内部浸食に対する安定性

一つの土の中で, 細土粒子が浸透水によって流失する現象は内部浸食と呼ばれる。範囲の広い粒度分布の土(Broadly graded soil)や階段粒度の土(Gap graded soil), 粘着力の小さな分散性の高い粘土(Dispersive clay)で起こるといわれている(Terzaghi et. al, 1996)。内部浸食を受けるかどうかの判定は, ① Kezdi (1969)の方法, ② Sherard (1979)の方法, ③ Kenny and Lau (1985)の方法を用いて, 次のように行うことができる。まず, 粒径加積曲線を任意の点(粒径)で分割し, 粗い方の土 (f と表す)の 15%粒径 f_{15} と細かい方の土 (b と表す)の 85%粒径 b_{85} の比 f_{15}/b_{85} を計算する。そして,

① Kezdi (1969)の方法

$$f_{15}/b_{85} < 4 < f_{15}/b_{15} \tag{5}$$

② Sherard (1979)の方法

$$I_r = f_{15}/b_{85} < 5 \tag{6}$$

③ Kenny and Lau (1985)の方法

$$P\,(d \text{ to } 4d) > P\,(< d) \tag{7}$$

であれば, その点において材料は内部浸食に対して安定である(または, Self-filtering 効果がある)とされる。いくつかの点で, 同様にして計算を繰り返し, 全ての点で安定であるとされた場合に, 材料は最終的に内部浸食に対して安定であると判定される。

(7)式は, 中密から密な状態の安定な土の限界的な粒度曲線は［d と $4d$ の間の径を持つ粒子の割合］が［d より小さな粒子の割合］より大きくなるような曲線であることを表しており, 細粒分すなわち $d \le D_{20}$ に対して適用される。(7)式は(5), (6)式と考え方が全く異なるように見えるが, Chapuis (1992)によって, ①, ②, ③の方法について粒径加積曲線の勾配という観点から統一的な解釈が試みられている。ここでは, Sherard (1979)の方法, 及び, Kenny and Lau (1985)の方法を用いて判定を行った。

K. 河川堤防における浸透に対する安定性の照査

建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[Ⅰ] (1997)では, 浸透に対する安定性の照査について記述があり, 「浸透に対する安全性を照査する場合には, 水位, 降雨, 堤体の土質, 基礎地盤等を考慮して実施するものとする。」とされている。そして, 「土堤を原則としている河川堤防は, 土粒子間の空隙に水が満たされると空隙水圧が増加し, 土のせん断強度が低下するため, 堤防の安全率が低下する。また, 浸透水の動水勾配が大きくなると浸透力により土粒子が移動してパイピングを発生させ, 堤防の安定性を低下させる場合がある。」と解説されている。そして, 次のように, すべりとパイピングについて, 安定性照査を行うべきであると結論づけられている。

浸透に対する堤防の安全性の照査は, のり面のすべり破壊と基礎地盤のパイピングについて行うものとする。この際, 浸透流計算と円弧すべり安定解析を用いて安全性を評価する。

すべり破壊の安全率については, 1.2 を上回るものとし, 堤体土質構成の複雑さや背後地の重要度等を考慮し, 必要に応じて割り増すものとする。また, 基礎地盤のパイピングについては, 裏のり面付近の局所的な動水勾配 i により評価するものとし, $i \le 0.5$ を満足するものとする。

6.2 判定結果

高山池堤体材料について, 土質材料としての適合性について **6.1** の項目にしたがって判定を行った。以下に, そ

の結果を示す。

(1) 高山池堤体材料

A. 土の統一分類法

土質は SM (砂質シルト)に分類され, **Tables 4, 5** から, せん断強さ, 施工管理にやや問題があるが, 透水度は不透水であり, パイピング抵抗性が高であり, 土質材料としては「適」である。

B. 土粒子の密度

土粒子の密度は 2.641 g/cm^3 であり, 基準規定値 2.6 g/cm^3 より高い数値であるため, 築堤材料として問題はない。

C. 自然含水比

自然含水比 w_n は 16.0 (18.8) %である。自然含水比は二度にわたって計測したが, 適当な値が示されている。標準締固め試験で求めた最適含水比 w_{opt} は－。

D. 粒度

D.1 細粒分含有率

粒径 0.075 mm 以下の細粒分含有率は 25.4 %であり 10 %以上あるので問題はない。また, **Fig.11** のクラック発生の可能性のある粒度分布には入っていない(**Fig.13** 参照)。

D.2 礫率

粒径 4.75 mm 以上の礫の含有率は 6.69 %であり 60 %以下であるので礫率が問題となることはない。

D.3 粒径 D_{50}

粒径 D_{50} は 0.512 mm であり 0.06 mm 以上であるので滑りに対して特別な注意の必要はない。

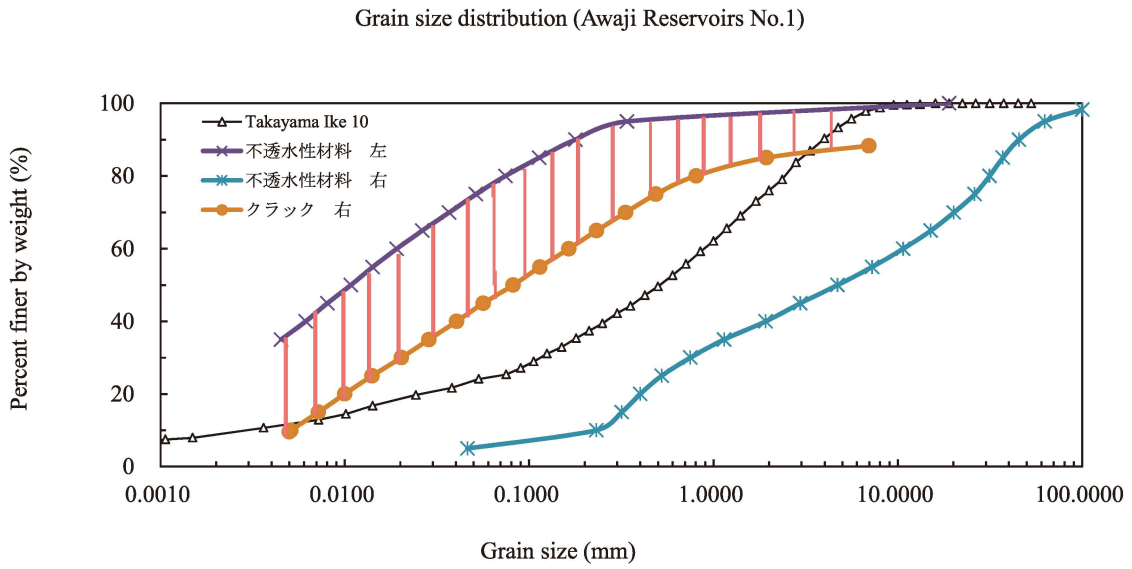


Fig.13　クラック発生の可能性のある粒度分布

E. 塑性指数とコンシステンシー

E.1 塑性指数

塑性指数 PI は 7.71 であり, Sherard の分類によると, **Table 6** において(3)と分類され, パイピングに対する抵抗性は中程度と判定される。特に, パイピングに対しての注意は必要ないという結果となる。

E.2 コンシステンシー指数

コンシステンシー指数 I_c は$(w_L\text{-}w_n)/I_p$= (25.376-15.955)/3.491 = 2.699 > 0 であり, 土は安定な状態である。I_c が 1 を超えているのは堤体が破堤後, 土質材料が空気中に暴露し乾燥したためであると考えられる。

F. 標準締固め

－

G. 室内試験による透水試験

堤体から鉛直方向及び水平方向に試料を採取し透水試験を行った。水平方向の透水係数 k_h は 1.018 × 10^{-2} cm/s, 鉛直方向の透水係数 k_v は 6.694 × 10^{-3} cm/s となった。透水係数 k の値は, 大ダムの不透水性材料に関する基準（k < 1.0 × 10^{-5} cm/s）を満たしていない。また, 透水係数には異方透水性があることがわかった。異方透水性の値 k_h/k_v

は 1.521 である。堤体内の浸透流に関して，異方透水性に配慮する必要がある。5.4(1)で述べたとおり，透水試験中に，Suffusion 現象が観察された。透水試験の状況から細粒土の移動，すなわち，パイピング現象を起こしやすい土である可能性があると推測される。

H. 活性度

活性度 A は 0.396 であり，細粒土(粘土)の成分は，不活性粘土鉱物のカオリナイト系である判断される。細粒土(粘土)の成分は土質材料として適当であると考えられる。

I. 土質材料の浸食特性

ここで用いる手法は，土質材料の浸食性を判定する方法であるので，4.75 mm 以下の粒径の土質部分について換算した砂含有率，シルト含有率，及び，粘土含有率について考えた。換算された値について，砂含有量 R_{sand} は 72.81 %，シルト含有量 R_{silt} は 14.65 %，粘土含有量 R_{clay} は 12.54 %であり，破壊時の動水勾配 $i_{BP\cdot pr}$ は，

$$i_{BP\cdot pr} = 0.036 + 0.012\ R_{sand} + 0.002\ R_{silt} + 0.114\ R_{clay} = 2.37$$

となる。2.1～3.0 の範囲に入り，中程度の浸食性をもつ地盤と判定される。本手法は，実質的には，一次元上昇浸透流に対する地盤の安定性判定法であるので，得られた浸食抵抗性に関する結論は参考データとして取り扱うのがよい。

J. 内部浸食に対する安定性

ここでは，まず，②Sherard (1979)の方法を用いて判定を行った。粒径加積曲線を任意の点(粒径)で分割し，粗い方の土 (f と表す)の 15 %粒径 f_{15} と細かい方の土 (b と表す)の 85 %粒径 b_{85} の比 f_{15}/b_{85} を計算する。$I_r = f_{15}/b_{85} < 5$ のとき，その点において材料は内部浸食に対して安定である(または，Self-filtering 効果がある)とされる。いくつかの点で，同様にして計算を繰り返し，全ての点で $I_r = f_{15}/b_{85} < 5$ が満たされ安定であるとされた場合に，材料は最終的に内部浸食に対して安定であると判定される。ここでは，元の粒径加積曲線について，区切りの粒径として 85%, 80%, 70%, 60%, 50%, 40%, 30%, 20%, 15%をとり，材料の内部浸食に対する安定性判定結果を **Table 7** に示す。

Table 7　区切りの粒径と内部浸食に対する安定性判定結果(高山池堤体材料)

区切りの粒径	85%	80%	70%	60%	50%	40%	30%	20%	15%
f_{15}/b_{85} の値	2.09	2.06	2.13	2.22	2.53	2.95	3.52	9.27	13.68
判定結果	○	○	○	○	○	○	○	×	×

Table 7 から，20%, 15%句切りのところで条件が満足されない。この土質材料は 20 %以下，15 %以下の粒子に関して内部浸食を受けやすい粒度分布であると判定される。区切りの粒径 20%について，内部浸食に対する安定性の判定結果の一例(高山池，区切りの粒径 20%)を**付録 A (Fig.A01)**に示す。

次に，Kenny and Lau (1985)の方法を用いて判定を行った。P (d to $4d$) > P (< d) が満たされることが，材料が内部浸食に対して安定である(または，Self-filtering 効果がある)条件となる。これは，中密から密な状態の安定な土の限界的な粒度曲線は［d と $4d$ の間の径を持つ粒子の割合］が［d より小さな粒子の割合］より大きくなるような曲線であることを表しており，細粒分すなわち $d \leq D_{20}$ に対して適用される。D_{20} のとき P (d to $4d$) = 8.69 であり P (< d) = 20 より小さくなり，D_{15} のとき P (d to $4d$)=7.71 であり P (< d) = 15 より小さくなる。いずれの粒径区分についても，内部浸食に対して不安定であるという結果となる。

K. 河川堤防における浸透に対する安定性の照査

―

6.3 判定結果のまとめ

6.2 で得られた，堤体材料としての適否の判定結果を，高山池堤体材料について，まとめると次のようになる。

高山池堤体材料について，塑性指数 PI の値から判断する Sherard の分類によりパイピングに対する抵抗性は中程度と判定される。しかしながら，内部浸食に対する安定性に関して，Sherard (19798)，及び，Kenny and Lau (1985)の方法から，この土質材料は 20%以下，15%以下の粒子に関して内部浸食を受けやすい粒度分布であると判定される。また，透水試験中に，Suffusion 現象が観察された。透水試験の状況から，細粒土の移動，すなわち，パイピング現象を起こしやすい土である可能性が指摘される。これは，この土質材料が，大変範囲の広い粒度分布の土(Broadly graded soil)であることに起因すると考えられる。

７．ポール横断測量によるため池堤体の断面形状

7.1 ため池堤体の横断面形状（パイピングの位置との関係）

(1) 高山池堤体 (No.1)

高山池堤体について，破壊せずに残った断面の堤軸直交方向のポール横断測量を行った。ため池堤体の横断面形状を Fig.14 に示す。Fig.14 に示すように，堤体に関して，上流側法面勾配は 1:3.1，下流側法面勾配は 1:2.4，堤高は 10.4 m である。堤体は岩盤の上にのっており境界は傾斜している。境界の傾斜が大きいことから，浸透流は傾斜に沿って大きな流速を有しているものと考えられる。

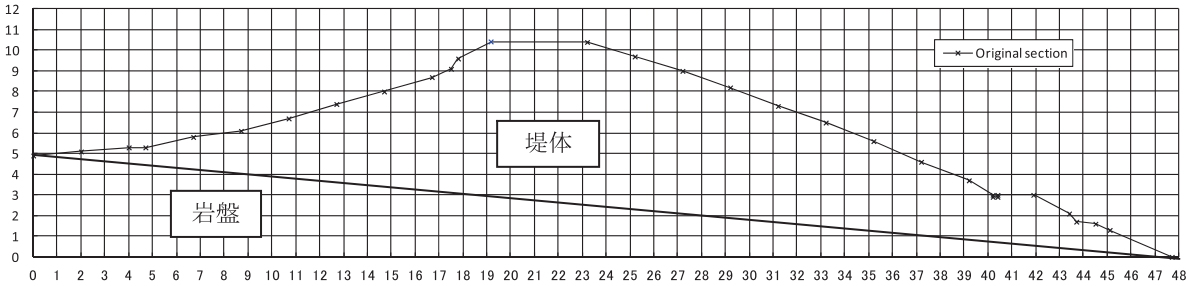


Fig.14　高山池堤体の横断面形状

(2) 高山池堤体 (No.2)

高山池について，左岸側の法くずれの部分(途中で法くずれが止まった箇所)の断面形状を **Fig.14** の上に重ね合わせると **Fig.15** となる。**Fig.15** にはパイピング現場で観測した 5 つのパイピング孔のうち PN3(８参照)を一例として示している。パイピングの深さ(孔の深さ)はそれほど深くないが，上流側に上向きに発達していることがわかる。

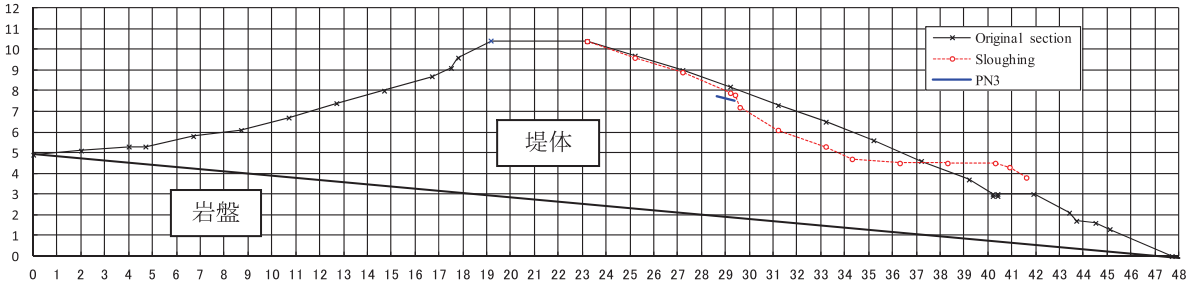


Fig.15　高山池堤体の横断面形状(法くずれの形状とパイピング孔)

８．パイピング孔調査

8.1 高山池堤体におけるパイピングの調査

Fig.16 はため池左岸側のパイピング孔を調べた様子である。目視できた 5 つのパイピング孔(PN1～PN5)について，パイピング孔の位置と形状を計測した結果を **Table 8** に示す。法くずれ部の左端から右方への距離 L (m)，上端際から下方への距離 V (m)，パイピング孔の長さ D (m)，直径 (平均) $2R$，上向き角度 α (°)，水平角度(上流から Clockwise +) θ (°)について計測を行った。ここで，左側や右側とは **Fig.16** での位置を表している。したがって，右側がため池の左岸側となる。

パイピング孔の直径は 0.045～0.110m，長さは 0.30～0.86 m である。**Fig.17** にパイピング孔 PN3 について出口部分の写真を示す。パイピング孔はほぼ直線的でありそれほど大きくない。これは，砂質系の土の特徴であると考えられる。また，すべてのパイピング孔は，水平から上方に 7～18°傾いていることがわかる。また，**Fig.19** はパイピング孔を上から見た図(平面図)を表している。すべてのパイピング孔が堤体上流かつ右方向に向かっていることがわかる。これは，浸透水が，堤体の上流右側から被災部分の方向に向かって供給されていたことが予想される。この地点は，前回の被災で改修された堤体のちょうど境界部分であり，向かって右側が未改修堤体にあたる。**Fig.19** のパイピング孔の平面配置状況から，未改修堤体の側から浸透水が供給されていた可能性が高い。

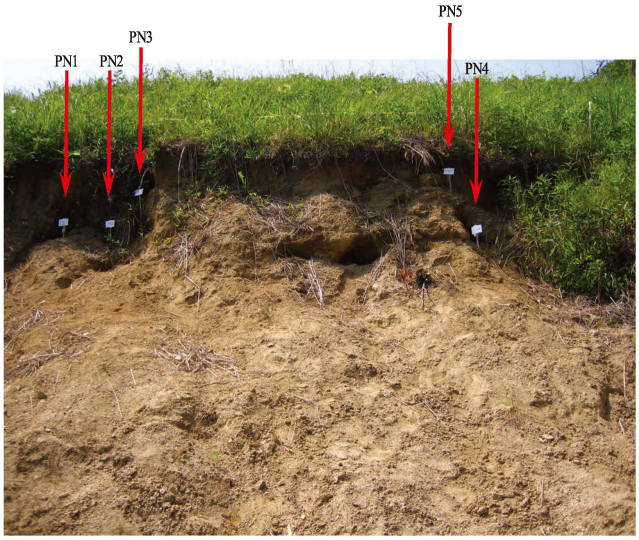


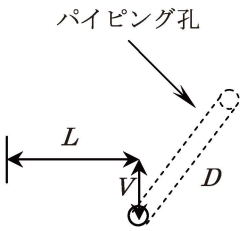
Fig.16　詳細調査を行ったパイピング孔の位置図

Fig.17　パイピング孔の出口(PN3)

Fig.18　水の吹き出たと考えられる小さな孔
(法くずれ部分の上方(**Fig.16** の PN3 と PN5 の中間))

Table 8　パイピング孔の位置と形状

	L (m)	V (m)	D (m)	$2R$ (m)	α (°)	θ (°)
PN1	1.18	0.96	0.60	0.110	12.50	+11
PN2	1.57	1.03	0.30	0.095	7.00	+10
PN3	1.87	0.37	0.83	0.090	18.00	+15
PN4	5.10	1.18	0.86	0.090	7.75	+33
PN5	4.50	0.20	0.30	0.045	12.00	+14



高山池の横断面形状と法くずれ部分の形状，及び，一例としてパイピング孔 PN3 の位置(青色の実線)を **Fig.20** に示す。浸潤線が下流側斜面に出る地点(浸出面の上部)あたりに位置することがわかる。

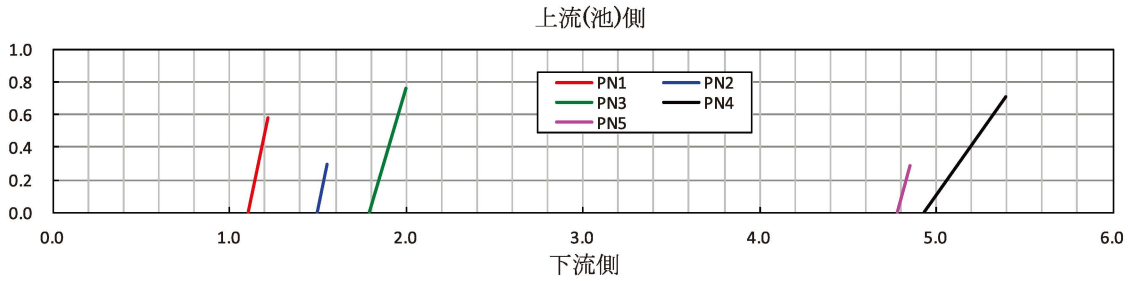


Fig.19　パイピング孔の位置を上から見た図(平面図)

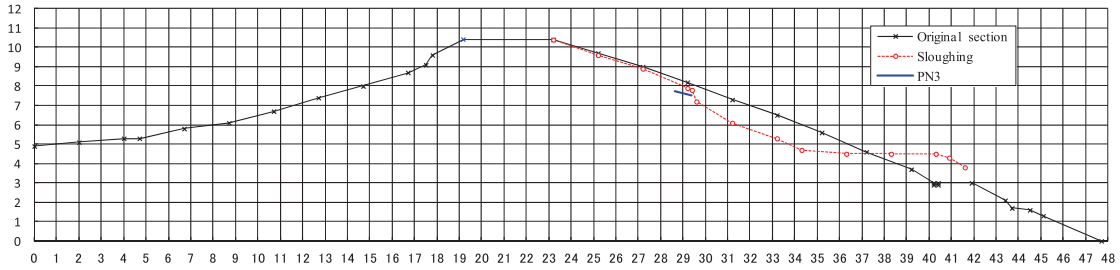


Fig.20　パイピング孔 PN3 の断面図

法くずれ部分の上方には，**Fig.18** に示すように，水が吹き出たと考えられる小さな孔が多数確認された。浸透水が斜面のこれらの小さな孔からもたくさん吹き出ていたことが予想される。前述したように，大きく発達したパイピング孔は，周りの水を集めて孔壁の土粒子を洗い流しさらに大きく発達していったと考えられる。

９．堤体内の浸透流解析

9.1 堤体内の浸透流解析結果

(1) 高山池堤体

Fig.14 に示したため池堤体断面について浸透流解析を行った。自由水面形状を **Fig.21** に青色の線で示す。浸出面近傍の要素における最大動水勾配は，堤体下流部(赤の○印)で生じ，0.898 である。また，その近くに赤の△印で示す要素に大きな動水勾配(0.737，0.711)が生じている。0.898 という値は，建設省河川砂防技術基準(改訂新版，1997) によると，パイピングに対する判定基準を大きく越えている。また，**7.1(1)**で述べたように，堤体は岩盤の上に載っており境界は傾斜している。底面境界の傾斜が大きいことから，浸透流は傾斜に沿って大きな流速を有しているものと考えられた。また，底面境界の傾斜部分に接する堤体下部要素の最大の動水勾配は下流側(緑の×印)で生じ 0.478 である。浸出面を構成する下方の要素で i の最大値が生じることがわかる。しかし，これが原因となって底部境界に沿ってパイピングが発生した可能性は少ない。このように底面境界に接する堤体下部要素で比較的大きな動水勾配が生じるのは，底面境界が大きく傾斜していることと関係するものと考えられる。底面が傾斜している場合，上下流の水頭差に応じた浸透流の動水勾配に，底面の傾斜に起因する動水勾配が足されることになり，発生する動水勾配は水平基礎地盤の場合よりも大きくなる(田中ほか, 2013)。

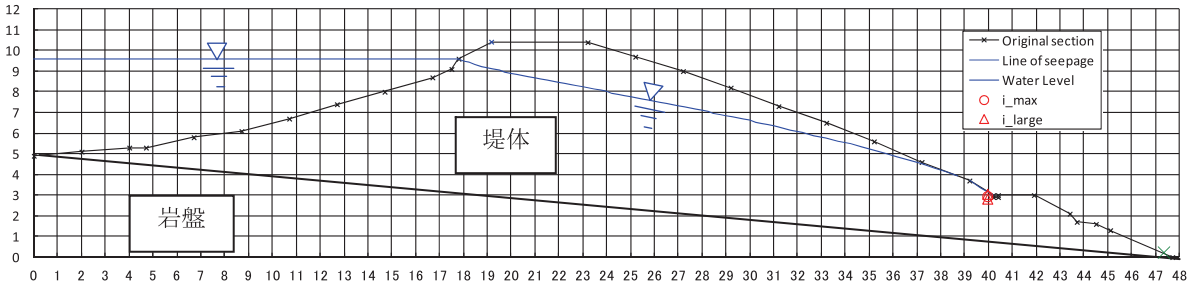


Fig.21　高山池堤体における浸透流

長大斜面に生じる浸透流において，斜面に平行な方向の動水勾配 i_l は，$i_l = dh/dl = l \sin\theta/l = \sin\theta$ となる(赤井, 1966)。底面が下流方向に傾斜した堤体において，堤体中を流れる浸透水は不圧状態の水の流れとなり，$i_l = \sin\theta$ の動水勾配をもつことになる。高山池の場合 $i_l = 0.103$ である。このように，堤体底面が傾斜している場合には，上下流の水頭差に応じた浸透流に伴う動水勾配に，底面の傾斜に伴う動水勾配が足されることになり，発生する動水勾配は水平基礎地盤の場合よりも大きくなる。

Fig.21 に法くずれの形状を入れると **Fig.22** となる。法くずれは浸潤線の少し下方を進むことがわかっているので(田中ほか, 2010)，貯水位は解析した水位(常時満水位)より 20cm 程度上方にあったものと考えられる。浸潤線が全体的に 20cm 程度上方にくると，法くずれの現象をよく説明することができる。

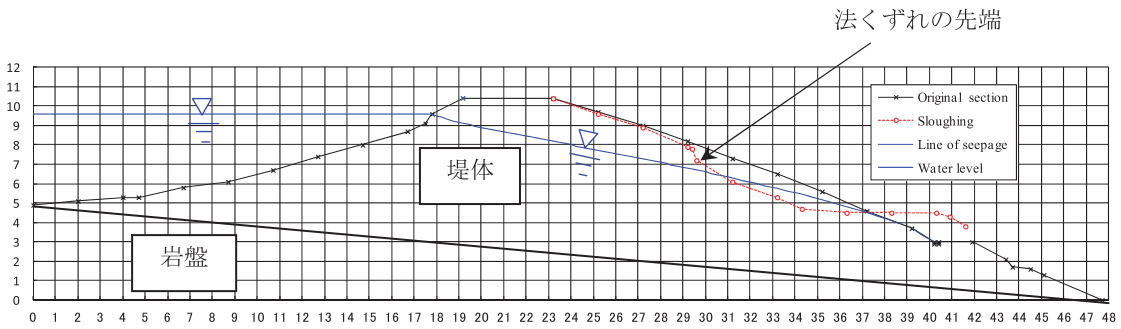


Fig.22　高山池堤体における法くずれと浸透流の関係

１０．結論

平成 23 年 9 月 21 日，台風 15 号の通過により発生した豪雨によって，淡路島において，数多くのため池堤体が被災した。これらの被災ため池堤体について，現地調査，堤体材料の室内土質試験，ポール横断測量，及び，浸透流解析を行った。堤体材料の室内土質試験から堤体材料としての適否を判定し，浸透流解析から浸透流況と断面において発生する最大の動水勾配の把握を行った。それらをもとにして被災原因の究明を行った。一連の研究では，破堤した 9 つのため池等について調査を行ったが(田中ほか, 2013)，ここでは，特に，パイピングと進行性法くずれが破堤の原因であると考えられる高山池堤体について考察し次の結論を得た。

(1) 現地調査

高山池の被災状況の聞き取り調査や現地の被災状況をまとめ，被災原因を考察すると，崩壊は次に示すように進行性法くずれが原因であると考えられる。

堤体下流側の法尻部分がパイピングによって浸食され，この部分がさらに落ち込み滑り現象が起こった。斜面は，次第に急な勾配となり，貯水池からの浸透水で浸食され落ち込み不安定となった。この法くずれで堤体の残留部分は非常に小さくなっていき，最終的に貯留水が越流し，破壊が起こった。ため池左岸側ではおそらく中央と同じく，法くずれとパイピングが連動して起こっていたと思われる。しかし，貯水位が上昇するにつれて，堤体中央での現象の進行の方が早く進み，中央が先に破堤してしまったことで貯水位が急激に下がり，左岸側のパイピングと法くずれの進行は止まった状態になったと考えられる。半月前に通過した平成 23 年台風 12 号による豪雨で堤体が飽和していたことも原因の一つと考えられる。進行性法くずれの実験的検証が文献(田中ほか, 2010) に示されている。

(2) 堤体土の築堤土質材料としての適否

高山池の堤体材料について，塑性指数 PI の値から判断する Sherard (1963)の分類によりパイピングに対する抵抗性は中程度と判定される。しかしながら，内部浸食に対する安定性に関して，Sherard (1979)，及び，Kenny and Lau (1985)の方法から，この土質材料は 20%以下，15%以下の粒子に関して内部浸食を受けやすい粒度分布であると判定される。また，透水試験中に，Suffusion 現象が観察された。透水試験の状況からも細粒土の移動，すなわち，パイピング現象を起こしやすい土である可能性があると推測される。これは，この土質材料が，大変範囲の広い粒度分布の土(Broadly graded soil)であることに起因すると考えられる。

(3) ポール横断測量とパイピング孔の調査

ポール横断測量から，堤体は岩盤の上にのっており境界は傾斜している。境界の傾斜が大きいことから，浸透流は傾斜に沿って大きな流速を有していると考えられる。また，堤体左岸側で法くずれが途中で止まっている箇所のパイピング孔は，ほぼ直線的で，最長のものでも直径 0.09 m，奥行き 0.86 m であり，それほど大きくないことから，砂質系の土の特徴を有していると考えられる。また，パイピング孔は下流から上流上方に向かって発達している。

(4) 浸透流解析

高山池堤体の浸出面近傍の要素における最大動水勾配は，小段の法尻部で生じ 0.898 である。0.898 という値は，建設省河川砂防技術基準(改訂新版, 1997)によると，パイピングに対する判定基準を大きく越えている。また，底面境界の傾斜部分に接する堤体下部要素の最大の動水勾配は下流側で生じ 0.478 である。浸出面を構成する下方の要素で最大値が生じることがわかる。底面が傾斜している場合，上下流の水頭差に応じた浸透流の動水勾配に，底面の傾斜に起因する動水勾配が足されることになり，発生する動水勾配は水平基礎地盤の場合よりも大きくなる。

謝辞

本報は，『ため池課題検討委員会』のワーキング・グループの研究の一環として，現地調査を行った成果の一部である。ため池課題検討委員会のメンバーである兵庫県土地改良事業団体連合会の常友永市氏には，調査にあたり

資料の提供をはじめとして大変お世話になった。また，本報をまとめるにあたり，兵庫県淡路県民局洲本土地改良事務所の大田恵司前所長，横田欣仁主幹，東良敬博課長をはじめとして，事務所の皆様方に大変お世話になったまた，研究室の浸透破壊研究グループのメンバーである古井勝之氏，柴田奈緒氏，舘村　立氏，三木昂史氏，今泉亜依子氏，参鍋漱祐氏には，試料採取，物理的性質試験，ため池堤体の浸透流解析などに携わっていただきました。ここに心から謝意を表する次第である。

また，本研究は，平成 25 年度神戸大学都市安全研究センタープロジェクト研究 研究助成金 (研究代表者：田中勉)「豪雨による河川堤防やため池堤体の破壊機構の解明」の援助の基に行われた研究成果の一部である。ここに記して謝意を表する次第である。

付録 A

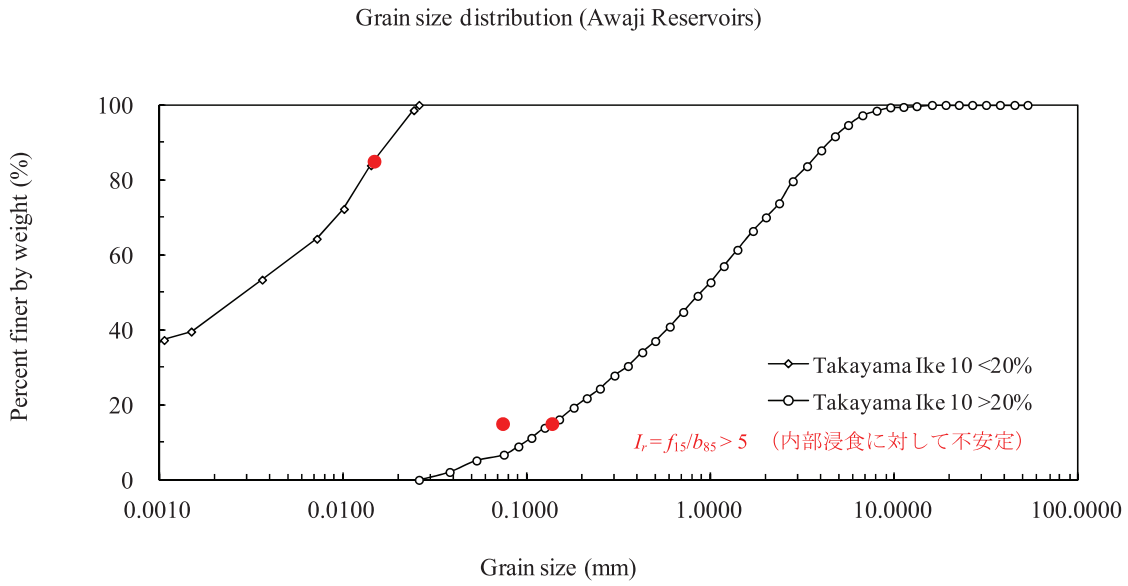


Fig.A01　内部浸食に対する安定性の判定結果の一例 (高山池，区切りの粒径 20%)

参考文献

赤井浩一 (1966): 朝倉土木工学講座 5　土質力学，朝倉書店, pp.239-240.

Chapuis, R.P. (1992): Similarity of internal stability criteria for granular soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol.29, pp.711-713.

Foster, M., Fell, R. and Spannagle, M. (2000): The statistics of embankment dam failures and accidents, Canadian Geotechnical Journal, Vol.37, pp.1000-1024.

河上房義 (1972): アースダムとアースロックダム，森北出版, pp.63-65, pp.95-98.

Kenny, T.C. and Lau, D. (1985): Internal stability of granular filters, Canadian Geotechnical Journal, Vol.22, pp.215-235.

建設省河川局監修 社団法人日本河川協会編 (1997): 改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I], 技報堂出版, pp.15-16.

Kezdi, A. (1969): Increase of protective capacity of flood control dikes, Department of Geotechinique, Technical University, Budapest, Report No.1 (In Hungarian).

農林水産省 構造改善局編 (1981): 土地改良事業計画設計基準 設計・ダム，農業土木学会編, pp.144-147.

発電水力協会編 (1972): 最新フィルダム工学, (社)発電水力協会, p.555.

藤田圭介，小峰秀雄，村上哲，安原一哉 (2011): 地盤情報データベースを活用した河川流域土質材料の浸食特性広域評価法の提案，年次学術講演会講演概要集 第 3 部, Vol.66, pp.667-668, III-334 頁.

Sherard, J.L. (1979): Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils, Transactions, 13th International Congress on Large Dams, New Delhi, India, Vol.2, pp.25-35.

新体系土木工学編集委員会編 (1991): 新体系土木工学，74 堤防の設計と施工-海外の事例を中心として(玉光弘明，中島秀雄，定道成美，藤井友並)，土木学会, p.239, p.273, p.153.

Skempton, A. W. (1953): The Colloidal Activity of Clays, Proc. 3rd Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng., (Switzerland), Vol. I,

p.57.
Smith, M.P.E.(2012): Assessment of the internal stability on a dam core, Proceedings of the 6th International Conference on Score and Erosion, pp.1409-1416.
田中　勉 (1995): ため池等整備事業 13 号池地区コアー材に関する研究, 兵庫県神戸土地改良事業所受託研究(研究代表者), pp.1-226.
田中　勉 (1998): 北摂地域における地域活性化の方向 －生産環境・生活環境整備の現状とあり方－, 平成９年度広域農村総合整備基本調査「北摂地域」報告書, 平成 10 年 3 月, pp.1-59.
田中　勉, 土居　央, 井上一哉 (2010): 二次元堤体のパイピング破壊に関する実験的研究, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第十四号, 2010.03.31., pp.203-212.
田中　勉, 野々村圭造, 鵜野千佳子 (2001): 土の異方性 －浸透流特性と浸透破壊特性－, 第 36 回地盤工学研究発表会平成 13 年度発表講演集, pp.1317～1318.
田中　勉, 古井勝之, 久住慎也, 平尾拓也, 舘村　立 (2013): 平成 23 年台風 15 号による淡路島被災ため池調査 ― 高山池及び西の谷池 ―, 神戸大学大学院農学研究科 平成 23 年台風 15 号による淡路島被災ため池調査報告書, 平成 25 年 7 月 31 日.
Terzaghi, K. (1922): Der Grundbuch an Stauwerken and seine Verhutung, Wasserkraft, 17, pp.445-449. または, Terzaghi, K. (1960): From Theory to Practice in Soil Mechanics, Wiley, New York, pp.114-118.
Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, C. (1996): Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd ed., John Wiley and Sons, New York, pp.81-82.
山口柏樹, 大根義男 (1983): フィルダムの設計及び施工, 技報堂, pp.405-407, pp.426-428.

著者

1) 田中　勉, 神戸大学大学院農学研究科, 教授
2) 久住慎也, 神戸大学大学院農学研究科
3) 平尾拓也, 神戸大学大学院農学研究科
4) 李　　丽, 神戸大学大学院農学研究科

Takayama-ike dam failure caused by Typhoon No.15 in 2011 on Awaji Island

Tsutomu Tanaka
Shinya Kusumi
Takuya Hirao
Li Li

Abstract

On Awaji Island in Japan, nine dams were damaged following very heavy rainfall caused by Typhoon No.15 in 2011. In this paper, failure of Takayama-ike dam 10.4 m high of the homogeneous type is discussed. About two weeks before the failures, Typhoon No.12 hit Awaji Island. Therefore, the reservoirs were filled with water, and the embankment dam became fully saturated. It is thought that the full saturation of the embankment dam is one of the causes of the failure. Site investigation, tests of physical and mechanical properties of soil, and FEM seepage flow analyses revealed that: (1) Progressive backward sloughing occurred at two points about 40 m apart, with the sloughing proceeding at one of the points earlier than at the other. Until the reservoir broke, there was little leakage through the dams, so the entire content of the reservoir was released to form one large flood wave downstream. Site investigation revealed that piping and sloughing occurred at the same time. At one point of sloughing, the embankment dam collapsed. The other point remained halfway. (2) Takayama-ike dam was composed of decomposed granite soil (SM), which is judged to be susceptible to internal erosion based on the methods of Sherard (1979) and Kenny and Lau (1985). (3) The piping holes were straight lines and not so large, which is a characteristic of sandy soil. (4) The highest hydraulic gradient of 0.898 is generated on the toe of the slope. The value of 0.898 greatly exceeds the safety level for piping, $i \leq 0.5$, for a stable embankment set by the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism. So Takayama-ike dam has a high possibility of occurrence of sloughing accompanied by piping.

Key words: Reservoir dams for paddy field, Piping, Progressive failure of sloughing, Internal erosion, Cross-sectional survey with poles, FEM seepage flow analyses

©2014 Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University, All rights reserved.