

大規模堤防浸透実験結果に基づく 洪水時の水位の上昇・降下に伴う河川堤防浸潤線の推定法に関する研究

河川堤防, 非正常堤体内浸潤線, 大規模堤防浸透実験,
流線網解析

中央大学大学院 学生会員 ○上村 勇太
中央大学研究開発機構 フェロー会員 福岡 捷二
中央大学研究開発機構 正会員 田端 幸輔

1. 序論

洪水時に河川堤防がいつ、どの程度危険になるのかを縦断的に把握することは、河川管理の大きな課題である。近年、洪水継続時間が長く 2~3 波形の連続する豪雨に起因する洪水が見られるようになり、長時間の堤体浸透に起因する堤体崩落、決壊等の被災が懸念されている。このような洪水時の堤防の浸透破壊危険性を評価するためには、洪水時の水位の上昇から降下までの一連の変化に対する堤体内浸潤線の挙動を合理的に推定することが必要である。福岡・田端¹⁾は、堤防脆弱性指標を用いて洪水時の堤体浸透破壊危険箇所の縦断的評価を行ってきた。しかし、これまでは、水位上昇時からピークまでの堤防の浸透についての議論が中心であり、水位降下時の堤防の浸潤線の変化や、2~3 波形の連続した水位ハイドログラフに対する堤防の安定性については十分検討されていない。本研究では、土木研究所で実施された水位の上昇から降下に至る堤体内水面形が計測された大規模堤防浸透実験結果²⁾を用い、堤体内浸潤線形状の挙動を把握する。次に、内田³⁾の非正常浸潤線形成の考え方を拡張し、外水位上昇・降下時の堤体内浸潤線の推定法を構築する。最後に、この推定法が大規模堤防浸透実験で計測された堤体内浸潤線形状の時間変化を適切に説明できることを示す。

2. 土木研究所による大規模堤防浸透実験

2.1. 堤防浸透実験の概要

国立研究開発法人土木研究所が中心となり、堤体内水位計測手法の確立を目的として、屋外に設置された半断面と全断面の大規模な堤防模型(図-1(a), (b))を用いた浸透実験が実施された²⁾。堤防模型の堤体部分は、高さ 3 m, 天端幅 3 m, のり勾配 1:2 である。図-1(c), (d)に示す外力条件で、堤体下部に 1~1.5m 間隔で設置されたマンメータにより、外水位上昇から降下までの時間帯において 1 時間ピッチで堤体内水位が測定されている。模型 1 では二山洪水を想定した実験が行われた。本文では、図-1(a), (b)に示す 2 種類の堤防浸透実験時に堤体内で測定された水位データを用いて浸潤線の検討を行う。

2.2. 堤防浸透実験時の堤体内浸潤線の挙動

大規模堤防浸透実験で観測された外水位上昇時、降下時の堤体内浸潤線の挙動を分析し、これに伴う堤防浸透機構について考察する。図-2(a), (b)には模型 1, 2 にお

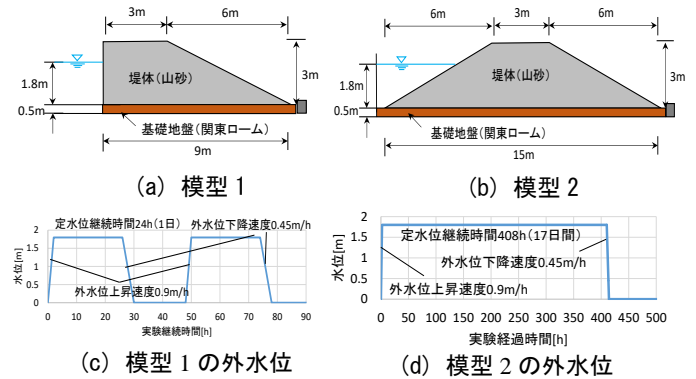


図-1 土木研究所大規模堤防模型の断面形状と外水位

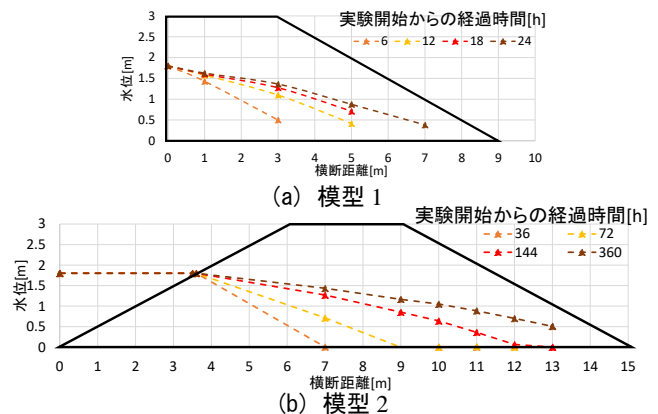


図-2 外水位上昇・湛水時の堤体内浸潤線の観測値

ける外水位上昇時の堤体内水位の観測値を示す。時間は実験開始からの経過時間を示す。基礎地盤は難透水性の関東ロームである。水位観測は、模型 1 で $x=7m$, 模型 2 では $x=13m$ の位置まで行われた。裏法先での水位は観測されていないが、浸潤線形状より判断すると、模型 1 では外水位降下前に浸潤線が裏法先には到達してはず、模型 2 では到達していたと推定される。図-3(a), (b)には模型 1, 2 の外水位降下時の堤体内水位の観測値をプロットで示す。両模型とも浸潤線には頂部が出現し、頂部位置は外水位降下前の浸潤線に沿って裏法側に徐々に移動していることが確認できる。堤体内飽和域の体積は外水位降下に伴い減少しているものの、多くは堤体内に残留し、出現した水位頂部から表法、裏法両側に上に凸の浸潤線が形成される。また、模型 1 では、図-3(a)の赤の破線で囲まれた $x=7m$ における外水位降下時の水位ハイドログラフから、堤体内水位が徐々に上昇していることが確認でき、浸潤線の進行が見られる。一方、湛水時間の長い模型 2

On evaluation method of the time changing of seepage lines in river levees during floods based on the results of large-scale seepage test

Y. Uemura (Chuo University), S. Fukuoka (Research and Development Initiative, Chuo University) and K. Tabata (Research and Development Initiative, Chuo University)

では、外水位降下前に浸潤線が既に裏法に到達しており、外水位降下時には堤体中央から裏法側にかけての水位に変動がないことが分かる(図-3(b))。以上より、外水位降下時には表法側からの排水により、堤体内に水位頂部が発生し、その位置が裏法側へ移動すること、裏法側の浸潤線フロントは進行し続けることが分かった。

3. 非定常堤体内浸潤線の推定法

ここでは、大規模堤防浸透実験結果を参考に内田の外水位上昇時の非定常浸潤線の推定式の有効性を確認し、内田の解析法を水位降下時に拡張する。これにより洪水時の水位上昇・降下の全期間に適用できる浸潤線解析法を構築する。

3.1. 内田の非定常浸潤線の推定式

流線網解析を用いた内田の非定常浸潤線の推定式の拡張のため、式の導出過程を以下に示す。不透水性基盤上の盛土内の浸透流ではダルシー則が成り立つと考え、流線が全て水平である流れをとると任意の高さにおける水面の移動速度は式(1)で表せる。

$$\frac{dx}{dt} = \frac{u}{\lambda} = \frac{k}{\lambda} \frac{H-z}{x} \quad (1)$$

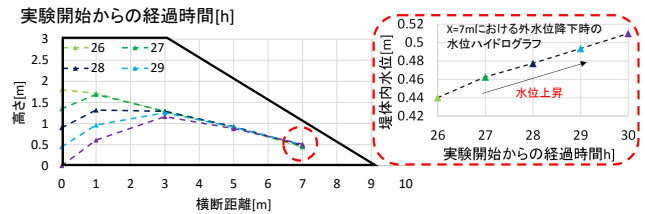
ここに、 x : 盛土内の水位に対応する浸潤線の位置、 t : 浸透時間、 u : 浸透流速、 λ : 空隙率、 k : 盛土内の透水係数、 H : 外水位、 z : 盛土内浸潤線の水位である。式(1)を初期条件 $t=0, x=0$ を与えて積分することで盛土内浸潤線の式(2)が求まる。

$$\frac{z}{H} = \left\{ 1 - \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^2 \right\}, \xi(t) = \sqrt{\frac{2kH}{\lambda} t} \quad (2)$$

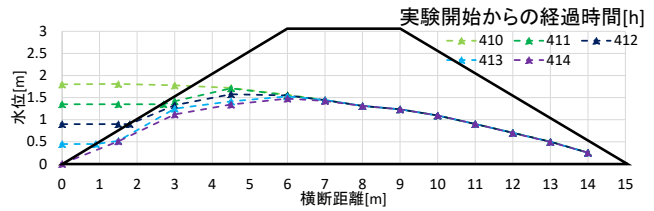
ここで、 ξ : 浸潤線フロントの位置である。式(2)は水面の移動が水平方向に卓越すると仮定した場合に、浸潤線の形状は x/ξ によって決まり、 x 方向に縮尺可能な相似形であることを示している。また、この式形は、自由水面の運動学的条件の近似解と同じ形である³⁾。次に、図-4に示すように式(2)の水面形状を初期の境界とし、外水位、基盤層との境界面に囲まれた領域はポテンシャル場であることから、フローネット(流線網)が作成出来る。作成した流線網に基づき自由水面の移動距離 d を式(3)で計算する。

$$d = \frac{u}{\lambda} \delta t = \frac{k}{\lambda} \frac{\delta h}{\delta s} \delta t \quad (3)$$

ここで、 δt : 浸透時間(s)、 δh : 損失水頭(m)、 δs : 流線長(m)である。算出された d に基づいて、浸潤線を移動させた後、相似条件により、浸潤線を一様に縮小して浸潤線フロントの位置を元のフロント位置に一致させる。すると、図-4の赤線で示す浸潤線が描ける。移動後の浸潤線と元の浸潤線の飽和域の体積の差(図-4の赤ハッチ部分)が小さくなるまでこの手順を繰り返すことにより、境界条件を満たすポテンシャル流場に基づく浸潤線形状に収束していく。最終的に、 x/ξ の乗数が修正され以下に示す内田の非定常浸潤線の推定式(4)が導かれる。



(a) 模型 1



(b) 模型 2

図-3 外水位降下時の堤体内浸潤線の観測値

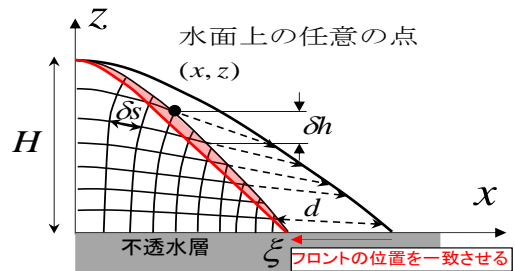


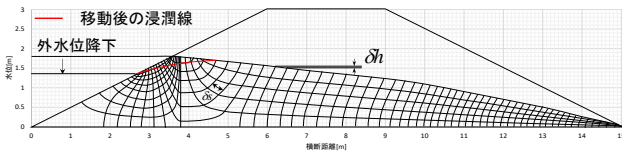
図-4 不透水性基盤上の浸透流場の流線網解析

$$\frac{z}{H} = \left\{ 1 - \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^{1.5} \right\}, \xi(t) = \sqrt{\frac{8kH}{3\lambda} t} \quad (4)$$

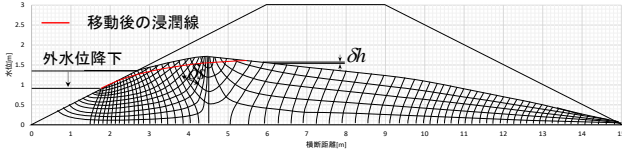
3.2. 外水位降下時の堤体内浸潤線推定法の構築

(1) 流線網解析法に基づく外水位降下時の浸潤線の近似式と堤体内流速場

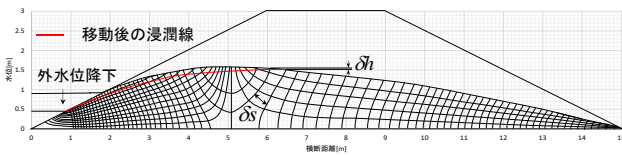
ここからは全断面の模型 2 の実験で得られた結果を対象に外水位降下時の表法側の浸潤線の近似式を求める。外水位降下直前の最高外水位時の堤体内浸潤線形状を境界条件とし、堤体内がダルシー則の成り立つ浸透流場として、試行錯誤的に流線と等ポテンシャル線が直交するよう正方形流線網を作成する。次に自由水面上の点の移動距離を式(3)により計算する。 $\delta t=3600s$, $\lambda=0.4$, とし、 k は、実験で計測された水面を迫るような $1.2 \times 10^{-4} m/s$ を与えた。図-5に外水位降下開始から 1 時間毎の流線網による解析結果を示す。外水位の降下により水位の頂部では鉛直下方へ、頂部の周囲では表法と裏法の両方向へそれぞれ向かう流線が描かれる。等ポテンシャル線の間隔は表法面が最も狭く、堤体水位頂部に近づく程広くなり、それに伴い単位時間当たりの水面の移動速度も小さくなる。結果として水面の動きが小さい裏法側に向かって水位の頂部位置が移動する。また、流線の向きに着目すると水位頂部付近では水面の移動は鉛直方向に卓越しているが、頂部から離れるにつれて水平方向の流れが卓越する。裏法側の浸潤線が進行途中である場合は、流線網から頂部付近のピエゾ水頭との水頭差を外力として進んでいくと考えられる。図-6に流線網解析により得られた 1 時間毎の堤体内浸潤線形状を示す。水位頂部付近を除き水面の動きは水平方向が卓越しているため、浸潤線



(a) 外水位降下開始から一時間後の流線網



(b) 外水位降下開始から二時間後の流線網



(c) 外水位降下開始から三時間後の流線網

図-5 水位降下時の流線網解析結果

形状の相似条件が成り立つと考え、水位頂部の移動に追従する x' , z' 座標系で定義した式(5)の関数形で表法側の浸潤線形状を表現する。

$$\frac{z'}{h_T} = \left\{ 1 - \left(\frac{x'}{\xi_f} \right)^m \right\} \quad (5)$$

ここに、 ξ_f : 外水位降下による表法側の浸潤線フロントの位置である。図-7 に解析浸潤線と近似式による浸潤線をそれぞれ h_T と ξ_f で無次元化し整理した結果の比較を示す。外水位ピークから降下後一時間 (411時間後) の浸潤線は少し上部が低い形状になっているが、式(5)に概ね $m=2$ を与えることが出来ると判断する。この解析段階では、外水位降下時の浸潤線フロントの位置 ξ_f が未知である。

(2) 外水位降下時の堤体内水位頂部位置の解法

ここでは、外水位の降下時の ξ_f を求めて堤体内浸潤線解析法を完結する。図-8 の橙色でハッチした領域の単位時間当たりの飽和域の体積変化量と、外水位が δh 降下することにより生じる堤体からの排水量が一致するように堤体内水位の頂部位置が時間的に変化すると考える。この時、式(6)が成立する。

$$\lambda \delta V = q \delta t \quad (6)$$

ここに、 λ : 堤体内の空隙率、 δV : 浸透時間あたりの堤体内の飽和域の体積、 q : 単位時間当たりの表法側への浸出量、 δt : 浸出時間である。ここで、先に示した大規模堤防浸透実験における水面形観察結果から明らかになったように、堤体内水位の頂部位置は、外水位降下直前の浸潤線上を移動するものとする。流線網解析による検討から、表法側に形成される浸潤線形状は、 $m=2$ を用いた式(5)で表され、一方、外水位降下直前の堤体内浸潤線形状は、式(4)の内田の式で表されることから、図-8 に示す ab ,

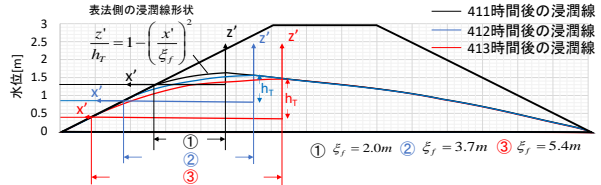


図-6 流線網解析で得た1時間ごとの堤体内浸潤線形状

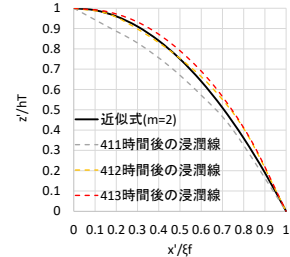


図-7 近似式と解析浸潤線の比較

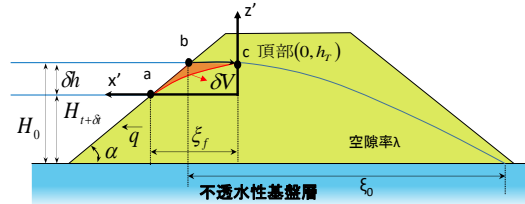


図-8 外水位降下時の堤体内浸潤線解析法のご概念図

bc , ac 間の z' はそれぞれ式(7), (8), (9)で表現出来る。

$$z' = -x' \tan \alpha + \xi_f \tan \alpha \quad (7)$$

$$z' = H_0 \left[1 - \left\{ \frac{x' - \xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right\}^{3/2} \right] - H_{t+\delta t} \quad (8)$$

$$z' = h_T \left\{ 1 - \left(x' / \xi_f \right)^2 \right\} \quad (9)$$

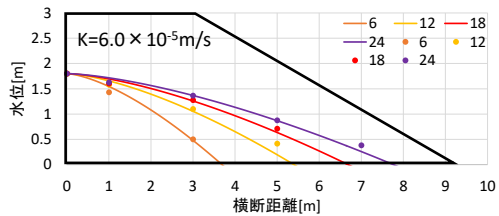
図-8 の橙色でハッチした飽和領域の単位時間当たりの変化量は、 $x'=0$ から ξ_f の間で ab , bc の2区間に分割し、 ab 区間では、式(7)-式(9)、 bc 区間では式(8)-式(9)を積分することにより、式(10)で表される。

$$\lambda \delta V = \frac{\lambda \delta h^2}{2 \tan \alpha} - \lambda \left(-\xi_f + \frac{\delta h}{\tan \alpha} \right) \left\{ \frac{2}{5} (\delta h + H_{t+\delta t}) \left(\frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} - \delta h \right\} - \frac{2}{3} \lambda \xi_f \left\{ \delta h - (\delta h + H_{t+\delta t}) \left(\frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} \right\} \quad (10)$$

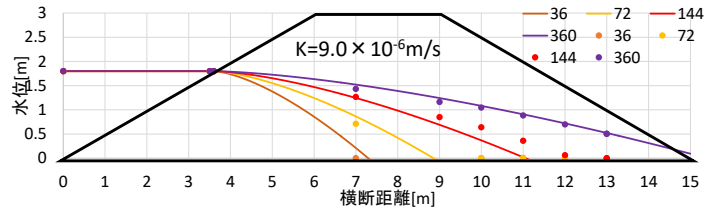
また、流線網解析により表法側の流れ場は水位頂部付近を除いて水平方向が卓越しており準一様流とみなせることから、外水位降下に伴う排水量 q を式(11)に示す Deputit-Forchheimer⁴⁾型で表現した。

$$q \delta t = \frac{k}{2 \xi_f} \left[(\delta h + H_{t+\delta t}) \left\{ 1 - \left(\frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} - H_{t+\delta t} \right\} \right]^2 \delta t \quad (11)$$

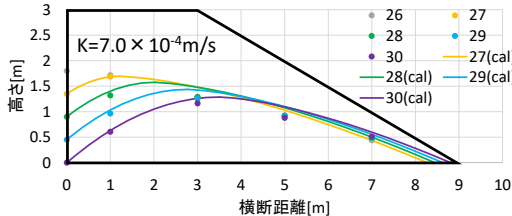
式(10)と(11)は等しいことから水位頂部位置 ξ_f を時系列的に求める。 ξ_f の値は、数値的に求めた。裏法に浸潤線が到達していない場合は、求めた堤体内水位頂部を外力として、内田の非定常浸潤線の推定式を裏法側の浸潤線に適用する。解析で得られた結果では、表法側に比較して裏法側の等ポテンシャル線の間隔が広く、浸潤線の



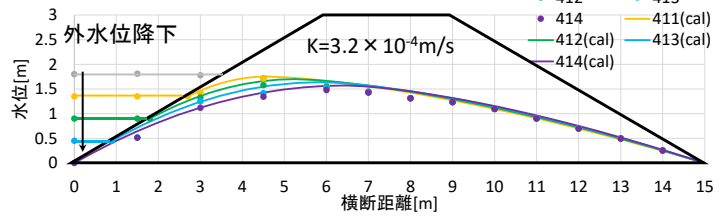
(a) 外水位上昇時から湛水時の比較(模型 1)



(b) 外水位上昇時から湛水時の比較(模型 2)



(c) 外水位降下時の比較(模型 1)



(d) 外水位降下時の比較(模型 2)

図-9 堤体内浸潤線の解析結果と観測値の比較

進みが遅いため、裏法先に進行する浸潤線による飽和域の体積変化量は無視できるものとした。

4. 大規模堤防浸透実験結果に対する本解析法の適用性

導いた解析法を大規模模型実験に適用し、本浸潤線推定手法の妥当性を調べる。外水位上昇時には、内田の非定常浸潤線の推定式を適用し、外水位降下時には新たに構築した解法を適用する。 $\lambda=0.4$ 、 $\delta t=3600s$ とした。 k は実験の浸潤線測定結果を再現出来る値を与えた。図-9(a), (b)は外水位上昇時に実線で示す内田の式とプロットで示す観測値の比較を示す。内田の式は両模型とも k を同定することにより概ね堤体内浸潤線形状の時間変化を再現できている。(b)において144時間の解析値(赤の実線)の進行が観測値(赤プロット)と比較して若干遅くなっているが、これは図-10に示すように144時間経過時点前後で発生した降雨が堤体内に浸透し、堤体と基盤の境界付近に飽和領域が形成され、表法側から浸入してきた堤体内浸潤線が裏法側へ進行しやすくなったことが原因であると考えられる。図-9(c), (d)に模型1, 2の外水位降下時における浸潤線時間変化の解析値と観測値の比較を示す。実線が本手法による解析値、プロットが観測値を示している。両模型において、上記の簡易的な解析手法によって求めた表法側の浸潤線形状は、概ね実験結果を再現できている。また、(c)の模型1を見ると外水位降下時にも進行し続ける裏法先の浸潤線の挙動は、内田の式の原点を水位頂部にとり、適用することにより概ね説明可能である。

本文で示した手法により、外水位上昇時から水位降下時に至る洪水時の堤体内水位頂部位置と表法、裏法側の浸潤線の解析が可能となった。今後は、現地堤防について、本検討結果を適用し堤体内浸透流による堤防表法、裏法の安定性を検討する。

5. 結論

以下に主要な結論を示す。

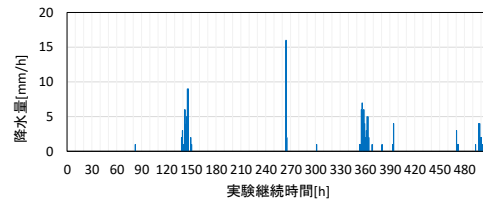


図-10 実験時の降雨量(模型 2)

- (1) 土木研究所で実施された大規模堤防浸透実験結果を用い、一連の外水位変化に伴う堤体内浸潤線の時間変化について分析した結果、外水位降下時には表法側からの排水により堤体内に水位頂部が発生し、頂部は時間経過とともに裏法側へ移動すること、浸潤線は裏法側へ進み続けることを明らかにした。
- (2) 外水位上昇時には、堤体内の浸潤線は内田の式で表現できることを確認した。外水位降下時には、堤体内の流れはほぼ水平方向とみなせること、浸潤線の時間変化が相似形であることから、外水位上昇・降下時の堤体内浸潤線推定法を構築した。
- (3) 構築した推定法は、大規模堤防浸透実験における外水位上昇時・降下時の堤体内浸潤線形状の一連の時間変化を概ね説明できることを示した。

謝辞: 国立研究開発法人土木研究所地質・地盤研究グループより貴重な実験データの提供をいただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 福岡捷二・田端幸輔：堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標に基づく堤防破壊危険タイムラインを用いた被災プロセスの見える化、第4回河川堤防技術シンポジウム, pp. 61-64, 2016.
- 2) 小橋秀俊, 斎藤由紀子, 森啓年ら：堤防管理技術高度化のための堤体内水位観測方法の開発に関する共同研究報告書, 国立研究開発法人土木研究所, 2008.
- 3) 内田茂男：自由境界を有する非定常浸透流について, 土木学会誌, pp. 58-62, 1952.
- 4) Muskat: the flow of homogeneous fluid through porous media, p. 316, 1937.