フィルダムにおける浸透流の取扱い

*** な む ** 大 根 義 男*

1. まえがき

フィルダムの場合,止水用として通常,比較的不透水性 の土質材料が用いられるが,このほかにもアスファルト合 材やコンクリートなどが用いられることもある。土質材料 を止水用として使用する場合は,他の材料を用いる場合の ように,完全止水というよりはむしろ,浸透水量を許容値 以内に抑制しようとするものであるから,堤体および基礎 地盤,あるいは貯水池周辺の地山からの浸透を許すことに なる。

この浸透水の作用によって基礎地盤中あるいは堤体内に は間ゲキ水圧や揚圧力が発生する。このため設計や施工が 不適当な場合はパイピング,あるいはセン断力の低下など, ダムの安定をそこなうような現象が起こり,堤体決壊の因 子となるおそれがある。したがって設計や施工に当っては 浸透水に対する検討を行ない,その適切な対策が必要であ り,そのためには浸透現象を十分理解しておくことが重要 である。

浸透問題は一般にラプラスの式を解くことによって明ら かにされる。しかしこれを解析的に解くことは関数論にお ける複雑な変換を必要とするため非常に面倒である。

理論的な解法については別に紹介されると思われるので, ここでは主として,堤体およびその基礎地盤の浸透問題の 実用的な解析方法とその実測値について,両者を比較して 紹介することとした。

2. 堤体の浸透

堤体内の浸透現象は貯水位や境界条件の変化などにより 定常的なものと非定常的なものとに分けて論議することが できる。そしていずれの場合もその様相は主として,動水 コウ配や透水係数とその異方性などによって支配されると 考えてよい。しかし,粘性土を材料とした堤体では,建設 中の圧縮力によって生ずる残留間ゲキ水圧によっても影響 されることがある。

定常浸透流は時間には無関係の,たとえば貯水位が長期 間にわたって,定水位を保っている場合に見られる浸透で ある。これに対し,非定常浸透流は貯水位が時間とともに 変化したり,あるいは築堤中に発生した堤体内の間ゲキ水

* 工博, 愛知工業大学教授 工学部

August, 1973

圧が消散する過程において見られる浸透である。しかしこ の区別は貯水位の変化速度と堤体材料の透水係数の相対値 あるいは残留間ゲキ水圧の消散速度などに関連するもので あることはいうまでもない。

2.1 堤体内定常浸透

定常浸透時の浸潤面の型は堤体が均一な土質からなる場合、一般にキャサグランデ(Casagrande)の提案した方法により求めることができる。この方法は半理論的、半実験的に求めたものであるから精度も高く、しかも異方性の堤体、すなわち、水平方向と鉛直方向の透水係数(k_h, k_v)が異なる場合でも適用しうる。そして $k_h \neq k_v$ の場合は、一般によく知られているように堤体の水平方向長を $\sqrt{k_v/k_h}$ 倍した断面について適用すればよい。

転圧盛土の場合,透水性の異方性はほとんど避けがたい。 異方性の程度は,転圧の方法,材料の組成などにより異な るが,まき出した各層に対して転圧後に生ずる密度の不均 一性と,各まき出し層間のなじみの良否によって大きく支 配される。たとえばタイヤ系ローラーを用いて締固めたも のは,タンピング系ローラーを用いて転圧したものより各 層内の密度の不均一性も大きいうえ,タイヤローラーの場 合は転圧面が鏡肌状となるので,一般に k_h は k_v よりか なり大きい。

また材料の組成からみたときシラス、粘土、ケツ岩ある いは泥岩のように転圧前は粗粒であって、転圧によって細 粒に分解されやすいものでは、 $k_h \ge k_v$ の差は大きいもの である。これには転圧時のローラー接地圧の分散の仕方に 基づく細粒化の程度が深さ方向で異なる事情が関係してく る。また転圧時に転圧面に形成される不透水性のフィルム 部も影響するが、これはタイヤローラーの場合にとくに著



43

No. 743

しいものである。

このように透水性の異方性に関する因子はあまりにも複 一種で、その傾向を一口に論ずることはできない。

筆者の行なった一連の現場試験の結果でもタンピングの ように突出したローラーを用いて層の表面をかく乱した場 合は $k_h/k_v=2\sim10$, タイヤローラーの場合は $k_h/k_v=10$ ~50 程度であり,中には100~150 倍に達した例もあった し,またガンタースビル (Guntersvill) ダム (アメリカ) の場合も $k_h/k_v=50$ の値が測定されている。

図-1 はタンピング系ローラーを用いて転圧した堤体の 定常浸透時の観測結果を示したものである。すなわち等ポ テンシャル線と流線とが直交し,各網目は正方形であると いう性質に基づいて描いたものである。しかし各網目は堤 体中央部において正方形というよりはむしろ長方形であり, これは透水性の異方性によるものである。

そこで k_h, k_v との相違を明らかにするため、上述の $\sqrt{k_v/k_h}$ を適当に変え実測浸潤線とキャサグランデの方法 によって求めた浸潤線とが一致するまで試算した。この結果は図-2, 3, 4 に示したとおりである。

図で明らかなように東郷ダム (図-2) の場合は k_h/k_v \Rightarrow 3.5,石田川ダム (図-3) の場合は k_h/k_v \Rightarrow 10 において, それぞれ両者の一致をみた。しかし伊坂ダム (図-4) の場 合は底部の一部分を除いて k_h/k_v \Rightarrow 1 であり,その相違は ほとんど認められない。この理由は明確ではないが、コア 幅の広い底部ではほぼ水平にまき出し転圧したのに対し、 コア幅の比較的狭い上部ではカマボコ型のまき出し転圧が 行なわれた、あるいはコア幅が比較的狭いので相違が明ら かでないなどが考えられる。

これらのダムはいずれもタンピング系のローラーを用いて転圧した結果であるが、筆者の現場実験の結果なども総合するとタンピングならびにタイヤローラーで締固めた場合の k_h と k_v との関係はおおむね次の範囲と考えられる。



図-4 透水の異方性 (kh/kv ÷1)

土と基礎, 21-8 (186)

①タンピングローラーによる転圧: k_h/k_v =4~5

②タイヤローラーによる転圧 : $k_h/k_v \Rightarrow 20 \sim 30$

2.2 堤体内の非定常浸透

非定常浸透は上述のように築堤中の残留間ゲキ水圧の変 化による場合と、貯水位の変動による場合がある。残留間 ゲキ水圧によるものはダム完成後十分な時間が経過すれば 消失するものであるが、ダム完成直後はかなりの値を有す ることがあり、その影響により浸透水を予期しない方向に 導くことがあり、堤体や地山のパイピングなどの誘因とも なる。

また貯水位の変動による場合を考えてみると、たとえば 池の水位上昇に伴って不飽和な堤体中に徐々に浸透が行な われ、自由水面を持つ流れ場がだんだん広がっていく。こ の過程は非定常であるが、貯水位が一定となれば時間の経 過とともに浸透は、やがて定常的となる。逆に、この状態 から水の利用により水位が降下すると堤体のヘッドが急速 に高くなるから浸透は貯水池側に向って起こることになる。 このとき堤体に作用していた浮力は減少し、同時に透水力



図-5 建設中の残留間ゲキ水圧と貯水圧



図―6 建設中の残留間ゲキ水圧と貯水圧(6ヵ月経過)

457





図-7 間ゲキ水圧と浸潤線

が斜め下方に働くようになるので滑動力が増加する。一方 では堤体に生じている残留間ゲキ水圧のためセン断抵抗が 減少するから、堤体の安定上きわめて好ましくない状態が 現われる。これに対して水位が上昇する場合は浸透圧によ り上流斜面は押え付けられる形となるので安定上の問題は 少ない。

1) 残留間ゲキ水圧による影響

築堤中の間ゲキ水圧が残存しているダムに対して貯水した場合の間ゲキ水圧の観測結果を図一5,6,7 に示した。 図一5 の場合は残留間ゲキ水圧のため浸透水はダム下流側への移動が認められない。しかし築堤後約6カ月経過する と図一6に見られるようにほとんど定常状態となり,1.5カ 年後においては全く定常状態となる(図一4)。これに対し て,図一7 の場合は間ゲキ水圧の影響,さらに上述の透水 性の異方性により,浸潤線はキャサグランデの方法により 求めたものよりはるかに高く現われ,堤体の下流斜面に浸 出している。したがって当初均一型と考え,ダム下流斜面 先に浸透対策を行なってあったが,その効果が全く現われ ず改めて処置が必要となった。

このことは貯水開始時における残留間ゲキ水圧推定の重 要性を促すものであり、その大きさが推定できれば流線の 形状がわかるので、対策が可能である。築堤中の残留間ゲ キ水圧の推定については次の機会にゆずることにする。

2) 貯水位降下による影響

貯水位が急激に降下した場合の堤体内の流れについては キャサグランデ, ライニアス (Reinius) およびその他の 研究がある。キャサグランデの研究は貯水池水位が急激に 0まで低下したものとし, さらに浸潤線は直線であると仮 定している。これに対し, ライニアスの方法は一連の流線 網を描いて水位降下問題を調べた。すなわち,一つの降下 速度に対し, 貯水位が順次下がるにつれて流出する水量を 対応する流線網により求め,同時に浸潤面の低下を浸透水 量 4q から図式的に求めたものである。

これらはいずれも浸潤面の形を仮定しているが次の方法 によると貯水位降下後の任意の時間の浸潤面の形を推定す ることができる。この方法は非定常連続方程式を差分解法 により数値計算をし、さらに模型実験により、浸潤面の形



図-8 式(1)の説明





を求めたもので、その結果のみを示せば以下のとおりであ る。

$$Z_{0} = \frac{H}{\left\{\frac{0.588 \ ktH\cos\alpha}{l_{1}(l_{1}/2 + l_{2})\lambda} + 1.0\right\}}$$
....(1)

ここで、 Z_0 , H, α , l_1 および l_2 は図-8 に示したとおり であり、また、k, t および λ はそれぞれ透水係数、貯水位 降下後の経過時間および間ゲキ率(小数)である。

式(1)は浸潤面の位置を与えるものであるが、その形状は 近似的に次のように求めることができる。 すなわち 図―9 に示すように、A、C2点を通るだ円であると仮定するこ とができる。ここでだ円の中心はAより 2¹ たけ離れた点 O'である。

すなわち

であり、(1)(2)との間で Z₀ を消去すれば任意時刻での水面 形状が次式で与えられる。

土と基礎, 21-8 (186)

ただし

 $J(t) = \frac{0.588ktH\cos\alpha}{l_1(l_1/2 + l_2)\lambda} + 1.0$

(3)式による結果は実測値あるいは、ほかのキャサグラン デ、ライニアスなどの方法と比較しかなり良好な一致をみ ており、浸潤面の形状も知りうることから一般に使用しう ると考えられる。

2.3 基礎の浸透

フィルダムはしばしば透水性の地盤上に建設されるが, その地盤が単一透水層からなる場合と2層以上のいわゆる 複合透水層からなる場合がある。単一透水層の浸透は流線 網などによって比較的簡単に解析することができるが(た とえば図-10), 2層以上になるとなかなか面倒である。 以下平荘ダムの例を引用して透水層が独立して存在する場 合について紹介することにした。

1) 揚圧力の計算

透水性の層が図―11 に示したように不透水層にはさま れており、しかも各層は等厚に連続していると考える。そ して不透水層の透水係数が透水層のそれと比較して十分小 さければ、各層の流れはそれぞれ不透水層において鉛直、 透水層において水平となると仮定しても差支えない。

いま、図—11(b)の $dx \times dy$ の長方形筒体に関して連続 の方程式を作る。そして(b)図の記号を参照すると、 \sharp_2 透 水層を水平方向に出る流量は $(v'_{x2}-v_{x2}) \times z_2 dy$ であるから Darcy の法則による $v_{x2} = -k_2 d \cdot p_2/dx$ を考えると流量は

 $k_1(p_0-p_2)dxdy/z_1$

また #3 を通って出ていく流量は

 $k_3(p_2-p_4)dxdy/z_3$



図-10 堤体と基礎の流線網



であるので差引きはいってくる流量は

に等しい。連続の考え方から(4)と(5)式は等しく

をうる。同様に #4 透水層に関する連続式は

である。ただし #4 の底面は不透水層であるとした。 ここで、 $p_0-p_2=h_2$ 、 $p_0-p_4=h_4$ 、 $p_2-p_4=h_4-h_2$ とおい て、 p_0 が一定であることに注意すると(6)および(7)式は

ここで

$$k_{2}z_{2} = C_{2}, \quad k_{4}z_{4} = C_{4}, \quad k_{1}/z_{1} = C_{1} \\ k_{3}/z_{3} = C_{3} \\ \alpha_{12} = C_{1}/C_{2}, \quad \alpha_{32} = C_{3}/C_{2}, \quad \alpha_{34} = C_{3}/C_{4}$$

とおけば、(8)式および(9)式は、それぞれ

$$\frac{d^2h_2}{dx^2} = \alpha_{12}h_2 - \alpha_{32}(h_4 - h_2) \cdots (11)$$

$$\frac{d^2h_4}{dx^2} = \alpha_{34}(h_4 - h_2) \cdots (12)$$

となる。(11)式および(12)式の解は 0≤x において次のように 与えられる。すなわち

$$\begin{array}{c} h_{2} = M_{2}e^{-fx} + M_{4}e^{-gx} \\ h_{4} = JM_{2}e^{-fx} + mM_{4}e^{-gx} \\ M_{2} = \frac{H(m-1)}{(2+fL)(m-j)} \\ M_{4} = \frac{H(1-j)}{(2+gL)(m-j)} \end{array} \right\}$$
....(13)

ただし

$$m = (\alpha_{12} + \alpha_{32} - g^2) / \alpha_{32}$$

$$j = (\alpha_{12} + \alpha_{32} - f^2) / \alpha_{32}$$

$$g = (a - \sqrt{a^2 - 4b}) / 2$$

$$f = (a + \sqrt{a^2 - 4b}) / 2$$

August, 1973

47

No. 743

 $a = \alpha_{12} + \alpha_{32} + \alpha_{24}$

 $b = \alpha_{12} \cdot \alpha_{34}$

...

以上の計算方法を適用して平荘ダムの場合の h_2 , h_4 を 求めてみよう。

平荘ダムの地質は石英粗面岩質凝灰岩を基盤とし、この 上部に段丘状に洪積層が分布している。この洪積層は図一 13 に示したように2枚の砂層とこれにはさまれた粘土層 からなっている。そして各層および貯水池の諸元は以下の とおりである。

EL 34.00 m
EL 13.00 m
100 m
$\int z_2 = 2.0 \text{ m}$
$k_2 = 1 \times 10^{-6} \text{ m/sec}$
$\int z_4 = 5.0 \text{ m}$
$k_4 = 1 \times 10^{-6} \text{ m/sec}$

以上により求めた h_2 , h_4 は図—12 に示した。図—13 に おいて x=0 はダムの上流斜面先であり、この位置におけ る揚圧力は、 $\#_2$ は約 EL 26.50 m、また $\#_4$ は EL 20.20 m、 さらにダム下流斜面先ではそれぞれ EL 18.00 m および EL 16.10 m である。



図-12 #2, #4 層内の圧力分布

2) 揚圧力観測結果

図—13 は貯水位が満水位状態 EL 34.00 m になってから 数年間経過した,いわゆる基礎地盤中の流れが定常状態に なったときの $\#_2$, $\#_4$ 層の揚圧力の観測結果を計算結果と比 較するために示したものである。図で明らかなように解析 的に求めた値と観測値はかなり相違し,解析結果が全体に 大きく現われている。たとえば, x=0 において $\#_2$ の場合 は水頭で約 2.0 m, $\#_4$ では約 3.0 m 大きく, また, ダム 下流斜面先では $\#_2$ の場合約 5 m, $\#_4$ で約 6 m 大きい。

解析結果では、揚圧力が鉛直荷重に近いため設計当初、 パイピングあるいは斜面先崩壊が懸念され、リリーフウェ ルを設けたが、その必要性は全くなかった。設計時に予測 した値と実測値とが相違した理由としては次の事柄が考え られる。

① 設計時において、第一層目の不透水層の透水係数を $k=1 \times 10^{-6}$ cm/sec としたが、実際にはその表面に CH 材料をまき出し、タイヤローラーを用いて転圧したため、設計値よりかなり低い透水性が得られた。

 ② #2 および#4の平均透水係数は調査の結果, k=1×10⁻³
 ~10⁻⁴ cm/sec であった。しかし揚圧力に対する安全性を 考えるため 10⁻⁴ cm/sec を設計値とした。

③ #4,#4 層は部分的にその厚さが設計値より大きく,完 全な連続性を有し,十分な排水が行なわれた。

④ #3の粘土層は完全に連続しており,設計時に予測した 値よりも不透水性であった。などであるが,とくにダム上 流側に敷きならした不透水層(ブランケット)の効果が大 きかったものと考えられる。

3. むすび

以上,堤体およびその基礎地盤内の浸透問題について実 測値と計算結果とを比較して述べた。しかしこれらの結果 はなかなか一致するものではない。これは解析的手法によ る場合は透水性や境界条件など多くの仮定に基づいて結論 を導いているのに対し,実際の地質構成は一般にきわめて



図-13 揚圧力観測結果

複雑であるからである。

とくに自然地盤に対してはこの種の計算は単なる傾向を 示すものと理解しておく必要がある。そして実際には地質 構成の複雑性に応じてピエゾメーターを設置し、 揚圧力, 間ゲキ水圧の観測を行ない、その結果に応じた対策を行な わねばならない。さらにダム完成後の貯水に当っては貯水 を段階的に行ない、観測結果から堤体の安定性の検討と確 認を行なわねばならない。その意味において計測の果たす 役割はきわめて大きいものである。

参考文献

- 1) R. Peterson : "Design and construction of earth dams in Western Canada," Journal, Engineering Institute of Canada (February, 1957)
- 2) F.C. Walker: "Development of earth dam design in the Bureau of Reclamation," U.S. Bureau of Reclamation Publication (August, 1958). (for distribution to the Sixth International Congress on Large Dams, New York, 1958)
- 3) J.L. Sherard, R.J. Woodward & W.A. Clevenger: "Earth and earth-rock dams," Engineering Problem of Design and Construction, John Wiley and Sons, Inc. p. 53, 1967
- 4) P.T. Bennett: "The effect of blankets on seepage through previous foundation. Trans. A.S.C.E. Vol. 112, pp. 215~252, 1946

- 5) 大根,森田,磯貝,大山: "フィルダムコア部の水平,垂直方 向の透水性",土木学会中部支部研究発表会,1971
- 6) W.J. Turnbull & C.I. Mansur : "Design of under seepape control measures for dams and levees," Proc. A.S.C.E. Vol. 85, No. SM5, pp. 129~161, 1959
- 7) 岡田, 藪亀, 大根:"東郷ダムの不透水性ブランケットの設計, 施工", 土と基礎 Vol. 11, No. 2, 1963
- T.A. Middlebrooks & W.H. Jervis: "Relief wells for 8) dams and levees." Trans. A.S.C.E. Paper No. 2327, pp. 1321~1338
- 9) M. Muskat & R.D. Wyckoff : "The flow of homogeneous fluids through porous midia," pp. 524~531, 1946
- P.T. Bennett : "Relief wells for dams and levees," 10)Trans. A.S.C.E. Paper No. 2327, pp. 1376~1384
- 兵庫県企業局:"平荘ダムの設計"昭和38年10月 (11)
- 12) P.H. Shea & H.E. Witsetts : "Predicting seepage under dams on multi-layered foundations," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol, 84, No. SM3, 1958
- 兵庫県企業局:"平荘ダムの観測結果"昭和47年3月 13)
- 岡田, 藪亀, 大根:"東郷ダムのリリーフウェルの設計と施工" 14) 土と基礎 Vol. 10, No. 6, 1962
- 山口,大根:"フィルダムの設計および施工"技報堂,1973 15
- 大根義男: "ダム技術講演討論会テキスト"日本大ダム会議 16)1970
- 三重県企業庁:"伊坂ダムの観測結果"昭和44年 17)
- 宇梶,大根:"東郷ダム堤体の10年間の挙動"土と基礎 Vol. 18)18, 152号, 1970

(原稿受付 1973.6.19)

液術导脑 火 Ш 灰 皙 粘 惈 +家 ፟፟፟፟፟ Ê 鉿 熊本大学助教授 義 0.7 火山灰あるいは火山砕屑物が風化によって 0.6 (gr/cm³) ÷ 0.5

试料:産山-1(黒)

●:乾燥過程

突固めエネルギー:JISA 1210

0.4

0.3

1. 定

粘土化したものが火山灰質粘性土であり、火 山国であるわが国には広く分布している。新 しいものはチュウ積世に噴出され、古いもの は洪積世に噴出されており、一般に新しいも のはアロフェン質で、古くなるにしたがって 風化が進み、加水ハロイサイト質に変化する ものと考えられている1)。 土質工学会の分類

案²⁾ によれば,火山灰質粘性土(記号:V) はさらにつぎの三種類に分類される。

1.1 火山灰質粘性土(I型)(記号:VH₁) 火山灰質粘性土のうち、wL<80 %のもの をいい、風化が進んで加水ハロイサイト質に なったものや地表で乾燥の影響を著しく受け

O:注水過程 €O $10\bar{0}$ 200 含水比w(%) 図-1 乾燥による突固め曲線の変化

NII-Electronic Library Service

49

ò