

フィルダムの貯水池水位急降下時の非定常 浸透流解析および安定解析

ANALYSIS OF UNSTEADY SEEPAGE FLOW AND STABILITY OF FILL DAMS UNDER RAPID DRAWDOWN OF THE WATER SURFACE LEVEL OF RESERVOIRS

駒田 広也*・金沢 紀一**

By *Hiroya KOMADA and Kiichi KANAZAWA*

1. 序

近年大型揚水発電用のダムとして、多くのフィルダムが建設されている。揚水発電用のダムでは、数時間のうちで、貯水池水位を急降下させなければならない。均一型またはゾーン型のフィルダムの場合には、貯水位急降下による上流側フィル内に生ずる残留間隙水圧の分布状況が、堤体の安定性に与える影響を検討する必要がある。そこで、貯水位急降下時の残留間隙水圧の分布の解析法として、非定常浸透流解析法を述べ、さらに、この浸透流から堤体内の浸透力を求め、堤体の安定解析法を示して、貯水位急降下時のロックフィルダムの安定性を検討することにした。

堤体内に自由水面を有する非定常浸透流解析には、電気相似法¹⁾や粘性流体相似法²⁾(Hele-Shaw モデル)などの模型実験と差分法³⁾や有限要素法による数値解析が考えられる。模型実験は多くの費用や日時を必要とし、また解析の適用範囲が限定されている。そして、差分法についても適用範囲および解の精度に難点がある。一方、有限要素法による数値解析は適用範囲の制限が比較的少なく、解の精度も比較的良く、広く用いられるようになってきた。

Zienkiewicz⁴⁾が自由水面を有しない定常浸透流に対して有限要素法を適用して以来、Taylor⁵⁾、Finn⁶⁾、Neuman⁷⁾、川本⁸⁾、France⁹⁾などが、堤体内に自由水面を有する定常流解析を提案している。そして、飯田¹⁰⁾が浸透流の運動方程式と連続の方程式に自由水面上の条件式を加味した変分原理を適用して解析を可能にし、Neuman¹¹⁾、Desai¹²⁾はアイソパラメトリック要素を用

い、自由水面の移動の精度を向上させている。さらに、河野¹³⁾は浸出点の位置の決定に興味ある方法を提案している。

本報告では、Kellogg¹⁴⁾が提案した排水係数(drainage factor)を導入した自由水面の運動、および有限要素網の自動修正などを考慮した手法を述べる。そして、解析例を示し、Hele-Shaw モデルや理論計算との比較検討を行い、さらに、実ダムの実測値との比較も述べることにする。

次に、土中を浸透水が通過するとき、土粒子におよぼす力、すなわち、浸透力は流れの場のポテンシャル分布より求めることができる。川本⁸⁾は浸透力より定常時のロックフィルダムの応力分布を求めている。また、山上¹⁵⁾は土中のクィックサンド現象の解析にこの方法を用いている。本報告では、貯水位急降下時のロックフィルダム内のポテンシャル分布より浸透力を求め、この浸透力が堤体の安定性に与える影響について検討することにする。

2. 排水係数を考慮した非定常浸透流解析

堤体内の非定常浸透流は自由水面が存在するかぎり、透水体および浸透水の圧縮性や流体の加速度の影響よりも自由水面の変動の影響が大きく、解析には自由水面の変動によってのみ非定常性を考慮すればよいことになる。したがって、堤体内の二次元浸透流の方程式は水頭値 H に関して次式で表わされる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

k_x, k_y はそれぞれ、 x, y 方向の透水係数 (m/sec) である。位置ポテンシャルの基準面を $y=0$ に取り、 p を点 (x, y) における浸透水圧、 r_w を水の単位重量と

* 正会員 工修 電力中央研究所 地盤耐震部地盤基礎研究室
** 正会員 電源開発(株)手取川建設所

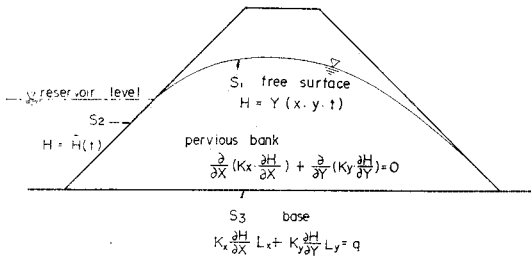


図-1 多孔体中の浸透流の方程式

すれば、その点の水頭 H は次式のように与えられる。

$$H = plr_w + y \dots \dots \dots (2)$$

式(1)はダルシーの法則

$$v_x = -k_x \frac{\partial H}{\partial x}, v_y = -k_y \frac{\partial H}{\partial y} \dots \dots \dots (3)$$

と流体の連続式より成っている。

次に、境界条件は、図-1に示すように、自由水面 s_1 上では

$$H = Y(x, y, t) \dots \dots \dots (4)$$

貯水池水面下の堤体斜面 s_2 上では

$$H = \bar{H}(t) \dots \dots \dots (5)$$

堤体基礎 s_3 上では

$$k_x \frac{\partial H}{\partial x} l_x + k_y \frac{\partial H}{\partial y} l_y = q \dots \dots \dots (6)$$

になる。 $Y(x, y, t)$ は自由面上の y 座標 (m)、 $\bar{H}(t)$ は貯水池水位 (m)、 l_x, l_y は境界線 s_3 に垂直な方向余弦、 q は s_3 より流入する流量 ($m^3/sec/m^2$) である。

ここで用いる有限要素解析では、解析領域が三角形要素群に分割され、各要素内では透水係数 k_x, k_y が一定であるとして、要素内での水頭 H を x, y に関する一次式で表わすことにする。このような有限要素の概念を導入し、変分原理を適用すれば、式(1)の解は、解析領域全体に対して、次の行列表示で与えられる連立方程式を、境界条件を考慮して、解くことによって得られる⁸⁾。

$$[h]\{H\} + \{F\} = 0 \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 $[h]$ は浸透性行列であり、 k_x, k_y などが含まれている。また、 $\{H\}$ は各節点における未知水頭値であり、 $\{F\}$ は q および既知水頭値の関数である。

貯水池水位が変動すると、堤体内の自由水面も変動する。このように、貯水池水位および自由水面が時間的に変動する非定常状態の場合には、非定常状態を有限な微小時間に区分して、その時間経過ごとに水位は段階的に変化し、おのおのの時間区分点では定常浸透流解析を行うことにより非定常浸透流解析を行うことができる。この場合、各時刻における自由水面で浸透領域を決めるので、非定常状態では、自由水面に垂直方向の速度が生じ

る。したがって、非定常問題を解くには、この自由水面に垂直方向の速度を加味して、式(7)を解けばよいことになる。以下に非定常問題の解析法を図-2の流れ図に従って述べる。

① 浸透性行列 $[h]$ 二次元三角形要素による $[h]$ の詳細については文献 16) などに説明されている。

② 境界条件(図-1) 堤体内の自由水面上(s_1)の節点では、 $H = Y(x, y, t - \Delta t)$ 、堤体斜面上の貯水池水位以下(s_2)の節点では、 $H = \bar{H}(t)$ を与える。堤体基礎(s_3)は不透水層($q=0$)とみなす。

③ 水頭分布 $\{H\}$ 式(7)より $\{H\}_t = -[h]^{-1}\{F\}_t$ ($\{F\}_t$ は②の境界上の節点における既知水頭 H から求められる)として、未知量 $\{H\}_t$ を求める。なお、 $\{H\}_t$ を求める計算には、 $\{H\}_{t-\Delta t}$ を初期値にした反復計算を行えば、解の収束が速くなる。

④ 自由水面上の節点の移動速度 v (図-3) 自由水面が変動する速度 v_{fs} は、式(3)のダルシー則によって求められる平均流速 v_D ではなく、自由水面上の水粒

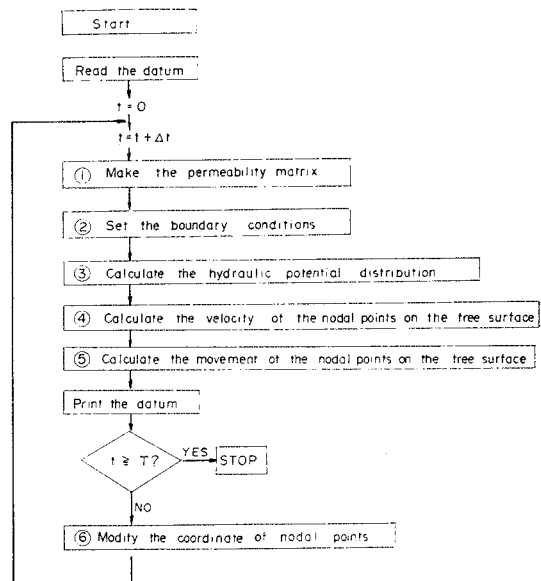


図-2 非定常浸透流解析の流れ図

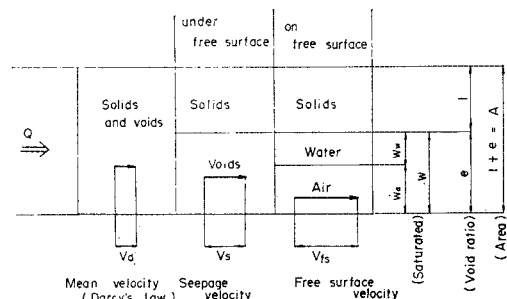


図-3 流速の関係

子の実際速度 v_{fs} に等しい。 v_{fs} と v_D との関係は図-3 の関係から求められる。すなわち、流体の連続式より、

$$v_{fs} = \frac{1+e}{w_a} v_D = \frac{1+e}{w(1-w_w/w)} v_D$$

$$= \frac{1+e}{e(1-s_r)} v_D = c \cdot v_D \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 s_r は飽和度、 c は排水係数¹⁴⁾とよばれ

$$c = \frac{1+e}{e(1-s_r)} \dots\dots\dots (9)$$

である。

v_{fs} は自由水面に接する各要素から求められ、自由水面上の節点の移動速度 v は、その節点をとりまく要素群の速度 v_{fs} の平均をとる。

なお、ダルシー則である式 (3) の v_x, v_y すなわち平均流速 v_D を有限要素法で求める手法は文献 16) など説明されている。

⑤ 自由水面上の節点の移動量 u (図-4) 式 (8) で求められた自由水面上の節点の x, y 方向の移動速度 $v_{fs,x}, v_{fs,y}$ より、その合速度は $V = \sqrt{v_{fs,x}^2 + v_{fs,y}^2}$ である。 V は t_1 から $t_1 + \Delta t$ までの平均であり、時刻 t_1 での自由水面形の法線および接線方向は $t_1 + \Delta t$ まで変化しないと仮定すると、自由水面形の法線方向の Δt 時間における移動量は、 $u_n = V \cdot \cos \delta \cdot \Delta t$ となる。ここで、あらかじめ、浸透領域を要素分割する際に、水平線より α の角度をなす節点線を定めておく。 u_n のこの節点線への成分の移動量は $u_r = u_n / \cos \beta$ であり、 u_r の x, y 方向の成分の移動量は

$$\left. \begin{aligned} u_{r,x} &= u_r \cdot \cos \alpha \\ u_{r,y} &= u_r \cdot \sin \alpha \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

となる。

なお、図-4 で角 θ は水平線と自由水面の接線とのなす角である。自由水面上の節点における自由水面の接線方向は、両隣の節点とのなす2直線の平均である。

浸出点も上述のように他の自由水面上の節点と同様な手法で定めることができる。

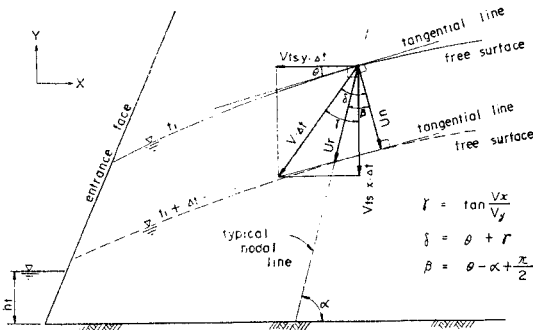


図-4 自由水面上の節点の移動

⑥ 節点座標の修正 要素網の線(節点線)を固定し、自由水面の位置に応じて、自由水面上および自由水面下の節点を上下させる。

上述の解析手法において、自由水面上の平均流速 v_D には、自由水面に接する三角形要素内の平均値を使っているため、自由水面の速度に誤差が生じやすくなる。しかし、後述の Hele-Shaw モデル実験と三角形有限要素解析との比較(図-5)において、数値計算値の誤差評価として、初期水位より100日後に降下した水位の落差について、(実験値-数値計算値)/(実験値)の値を計算してみると、その値は0.06程度しかならず、精度上は問題がないように思われる。また、さらに計算の精度を向上させるためには、自由水面に接する要素分割を密にするか、または、自由水面上の節点における流速が直接に求められるアイソパラメトリック要素¹²⁾を用いる手法が考えられる。

3. 数値解析値と Hele-Shaw モデルとの比較

数値解析法の信頼性を高めるために、Hele-Shaw モデルによる模型実験と比較してみた。

Hele-Shaw モデルの原理は狭い間隙をもつ2枚の平板間を流れる粘性流体の層流状態の流れに対する運動方程式と、透水体内の浸透流に対する運動方程式が相似な関係にあることを利用したものである。

Hele-Shaw モデルの非定常浸透流の場合、J. Bear¹⁷⁾ より、実物と模型の諸量の関係式が結果的に次のように与えられている。

$$\frac{T_m}{T_p} = \frac{12}{g} \cdot \frac{\nu}{B^2} \cdot \frac{k_p}{n_p} \cdot L_r \dots\dots\dots (11)$$

ここに、

T_m, T_p : 模型および実物の時間 (sec)

g : 重力の加速度 (cm/sec)

ν : 模型に用いる粘性流体の動粘度 (cm²/sec)

B : 模型の平板間の間隙幅 (cm)

k_p : 実物の透水係数 (cm/sec)

n_p : 実物の有効間隙率

L_r : 模型の縮尺比

模型と実物の境界条件を相似にし、式 (11) を満足させる必要性から、 B, ν などの実験条件が決まる。

比較例の Case-1 として、図-5 にロックフィルダムの上流側ロックフィル部の自由水面の降下を示し、Case-2 として、図-6 にアースダム内の自由水面を追跡してみた。いずれも実物を幾何学的相似な1/100の縮尺で模型を作り、粘性流体としてグリセリン溶液を用いた。貯水池水位の降下は時間縮尺比 T_m/T_p により決められ、自由水面の変動は一定時間ごとに写真-1のよう

に写真撮影し図化した。粘性流体の動粘度測定にはキャノンフェンスケ型動粘度計を用いた。以上の実験条件の諸数値を表-1に示す。

2ケースとも流出点付近において、数値計算値が実験

値よりやや下になっているのは、この付近の数値計算における有限要素分割の粗さから生ずる流速誤差のためであろう。

なお、Case-1 における数値計算で用いた時間間隔 Δt は次のようにして定めた。

$$0 \leq T \leq 1 \text{ day} : \Delta t_i = 0.1 \text{ day}$$

$$1 \text{ day} \leq T \leq 100 \text{ days} : \Delta t_i = d / \max\{v_{i-1}\} \leq \max \Delta t$$

表-1 Hele-Shaw モデルの諸数値

	case - 1	case - 2			
Permeability coefficient of the prototype	K_p	$4 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$	$5 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$		
Effective porosity of the prototype	n_p	0.0497	0.05		
Model-prototype ratio of length	L_r	100	1/100		
Width of the interspace of the model	B	2.30 mm	1.66 mm		
Model-prototype ratio of time	T_r	2 sec / 1 day	4 sec / 1 day	2 sec / 1 hour	4 sec / 1 hour
Kinematic viscosity of the liquid	ν	1.25 st	2.50 st	1.25 st	2.50 st

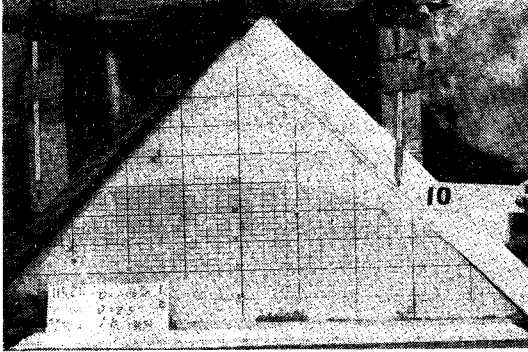


写真-1

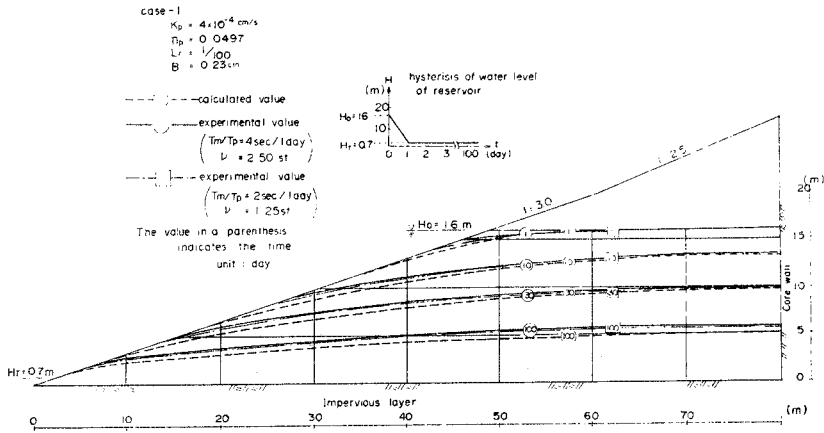


図-5 Case-1 数値解析と Hele-Shaw モデルとの比較

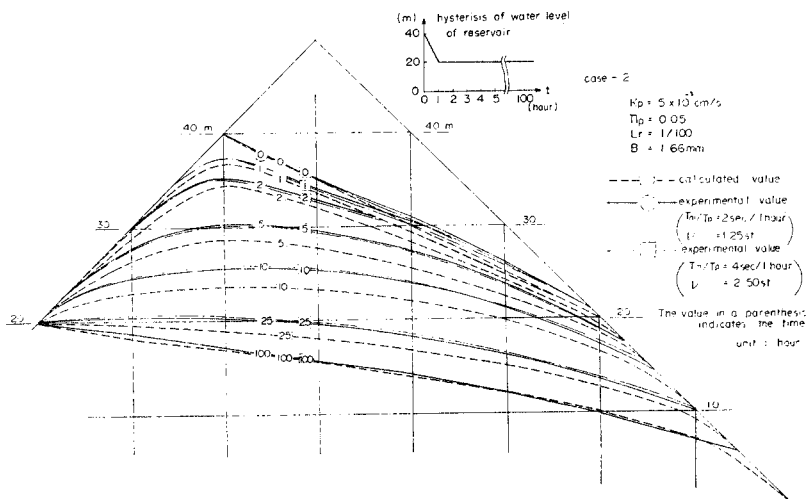


図-6 Case-2 数値解析と Hele-Shaw モデルとの比較

ここで、 $d=0.5\text{m}$ (1ステップでの移動距離), $\max dt = 1\text{ day}$ (dt の最大間隔), $\max\{v_{i-1}\}$ は $i-1$ ステップでの自由水面上の節点における最大速度である。

以上の2ケースの Hele-Shaw モデルと数値解との比較結果より、数値解析法の妥当性が確かめられた。

4. 数値解析値と理論計算値との比較

図-5 (Case-1) に対応した理論解が見当たらなかったため、次のような三次元理論式に基づく値と比較してみた。すなわち、兩岸の勾配が 1:2、底辺が 60m の谷に作られた三次元的な堤体に対して、沢田教授¹⁸⁾が圧密理論と浸透流動における最大流動則を用いて導いた自由水面の式による値と、上述の二次元数値計算の値とを比較して、図-7 のような結果を得た。自由水面の低下の速度は、ほぼ中間の水位まで二次元数値解が速く、それ以後は三次元理論値が速くなっている。

次に、図-6 (Case-2) における数値計算の定常状態とみなせる $t=100$ 時間後の自由水面 ($t=100$ 時間付近

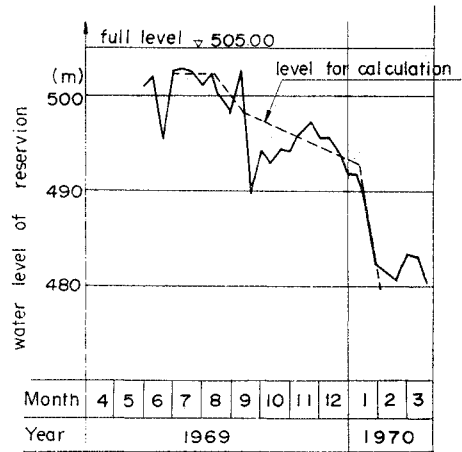


図-9 貯水池水位の履歴

では時間変化による自由水面の変化がほとんどない) と L. Casagrande の解とを比較すると、図-8 のようになり、両者はおおむね一致している。

5. 数値解析値と実ダムの実測値との比較

中央コア型ロックフィルダムである水窪ダムのコア部における間隙水圧について、実測値と比較するため、次のような条件で数値計算を行った。

実測値によると、上流側フィルター部では、貯水池の水深に相応した水圧とほぼ一致した間隙水圧を示し、下流側フィルター部では、0 の水圧を示していることより、数値計算のモデルとして、図-10 の右図のコア部のみを表現した。物性値として、含水比 $w=0.12$ 、間隙比 $e=0.36$ 、真比重 $G_s=2.70$ 、透水係数は $k_x=k_y=1 \times 10^{-5}\text{ cm/sec}$ の等方性と、 $k_y=0.1 k_x=1 \times 10^{-6}\text{ cm/sec}$ の異方性との2種類の計算を行った。そして、貯水池水位として、図-9 の鎖線のようにモデル化した。

図-9 のように、貯水位が

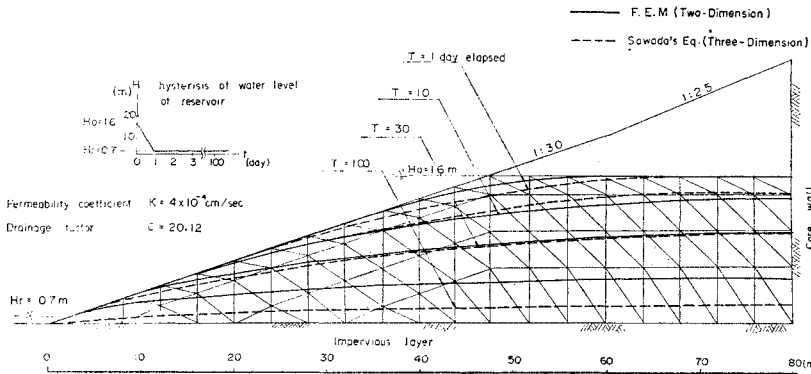


図-7 Case 1 数値解析と沢田の式との比較

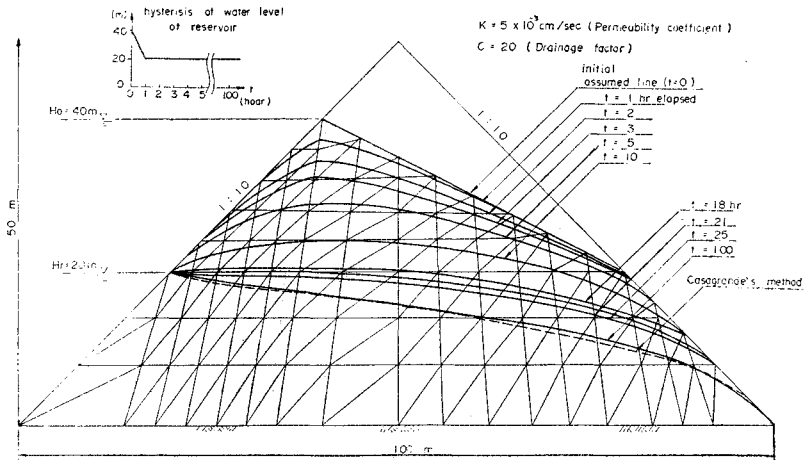
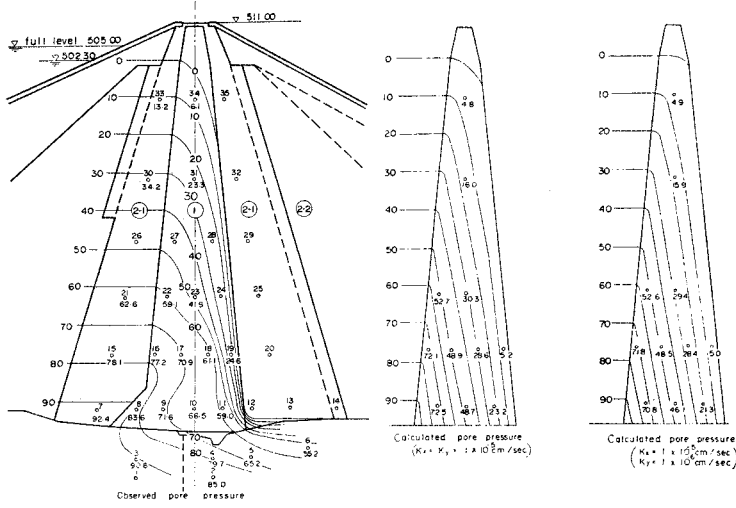


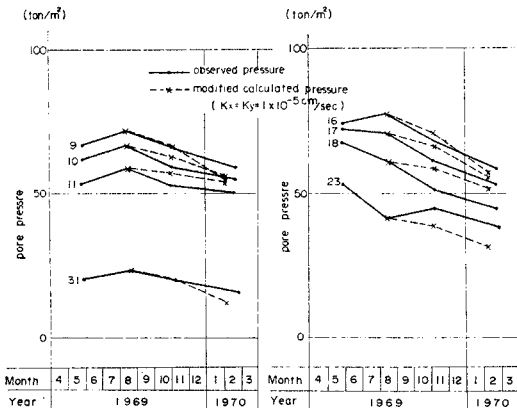
図-8 Case 2 アースダムの非定常浸透流



図—10 1969年8月14日のコア部の間隙水圧

約 30 日間ほぼ一定となって、堤体内の浸透流が定常状態になっていると考えられる 8 月 14 日における間隙水圧の実測値と計算値を 図—10 に示す。盛立完了後 150 日しかたっていないので、築堤時の間隙水圧が残留し、実測値では間隙水圧線が下流側にかたよっている。これは数値計算では考慮していない築堤時の圧密に伴う残留間隙の影響と思われる。そこで、この種の築堤時の間隙水圧が残存する場合の浸透流の解析には、土の圧密現象を考慮した逐次解析法が必要である。

計算値の等方性 ($k_x = k_y$) と異方性 ($k_y = 0.1 k_x$) とでは、浸潤線の形状に差異が認められるが、内部の間隙水圧値には、ほとんど差異が認められない。一般に、コア部の透水係数の実測では、 $k_y = 0.1 k_x$ 程度の異方性を示しているが、コア部の間隙水圧の分布には、異方性による影響はあまり現われないように思われる。しかし、流速値は水頭勾配に透水係数を掛けた値であるので、流速分布には異方性が生じるであろう。



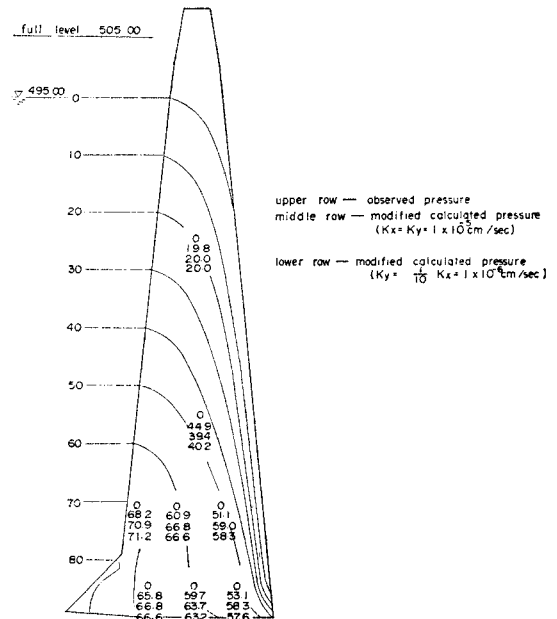
図—11 コア部の間隙水圧履歴

図—10 の実測値と計算値との差が、築堤時の残留間隙水圧であると、おおむね考えることができる。この残留間隙水圧がそれ以後も持続するものとし、計算結果の水圧値に残留間隙水圧を加えた値を修正計算値として実測値と比較すると、水圧履歴では 図—11 に、11 月 14 日の水圧分布では 図—12 のようになる。実際には、築堤時の残留間隙水圧は、時がたつにつれて、減少していくものである。したがって、残留間隙水圧が一定としている修正計算値は、ほとんどの測点で、実測値よりも大きな値を示している。

上述のように、実測値より残留間隙水圧を引いた値は計算値とおおむね一致していることより、コア部の浸透流解析においても、残留間隙水圧を別途に考慮すれば、この解析法が十分に実用に供されるものと思われる。

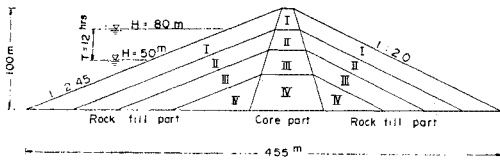
6. ロックフィルダム の非定常浸透流下における安定解析

貯水位が急降下すると、堤体内の水頭勾配が大きくなるから、浸透は貯水池側に向かって起こる。このとき堤体内の浸透力が斜め下方に上流側斜面に向かって働くよ



図—12 1969年11月14日のコア部の間隙水圧

表一 貯水池水位急降下時におけるロックフィルダムの安定解析のモデル



	E (t/m ²)	ν	e	G _s	S _r	C (t/m ²)	φ	K (cm/s)
Rock fill part	I	2 000	0.36	0.40	2.65	0.90	0.0	40* 1×10 ⁻²
	II	3 000	0.34	0.38				
	III	4 000	0.32	0.37				
	IV	5 000	0.30	0.35				
Core part	I	2 000	0.26	0.45	2.65	0.95	5.0	35* 1×10 ⁻⁵
	II	4 000	0.24	0.43				
	III	6 000	0.22	0.40				
	IV	8 000	0.20	0.38				

E : Elastic modulus
 ν : Poisson's ratio
 e : Void ratio
 G_s : Gravity of solid
 S_r : Degree of saturation
 C : Cohesion
 φ : Angle of internal friction
 K : Permeability coefficient

うになるので、滑動力が増し、堤体の安定上好ましくない状態が現われる。

ここでは、非定常浸透流解析で貯水池急降下時の堤体内の水頭分布を計算し、この水頭分布より浸透力を求めこの浸透力が堤体の安定性に与える影響について、表一2 に示すような中央コア型ロックフィルダムで検討する。

(1) 解析法

浸透流を受ける堤体内の応力は、自重による有効応力と浸透流による土に働く応力とに大別される。

ロックフィルダムの自重による初期応力分布は堤体の築造過程における材料の非線形な応力・ひずみ関係を考慮して解析されるべき^{19),20)}であるが、ここでは、おもに浸透流の影響を調べることを目的としているために、以下のように材料の応力・ひずみ関係を線形とみなして堤体の自重の応力分布を解析した。

浮力を考慮した自重による応力を求めるための堤体内の単位体積重量は、自由水面より上部では湿潤重量 τ_{wet} 、自由水面より下部では水中重量 τ_{sub} を用いる。すなわち τ_{wet} 、 τ_{sub} は次のようになる。

$$\tau_{wet} = \frac{G_s \cdot \tau_w}{1+e} + \frac{s_r \cdot e \cdot \tau_w}{1+e} \dots\dots\dots (12)$$

$$\tau_{sub} = \frac{G_s \cdot \tau_w}{1+e} - \frac{\tau_w}{1+e} \dots\dots\dots (13)$$

次に、流れの場の土の単位体積に作用する浸透力は、その点における動水勾配に水の単位体積重量 τ_w を乗じた物体力として与えられる⁸⁾。すなわち、座標方向成分

で表示すれば、次のようになる。

$$X = -\tau_w \frac{\partial H}{\partial x}, \quad Y = -\tau_w \frac{\partial H}{\partial y} \dots\dots\dots (14)$$

式 (14) を有限要素法で求める場合の任意三角形要素内では、式 (14) は次式で表わされる^{8),16)}。

$$\left. \begin{aligned} X &= -\frac{\tau_w}{2A} \{ (y_j - y_m) H_i + (y_m - y_i) H_j \\ &\quad + (y_i - y_j) H_m \} \\ Y &= -\frac{\tau_w}{2A} \{ (x_m - x_j) H_i + (x_i - x_m) H_j \\ &\quad + (x_j - x_i) H_m \} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

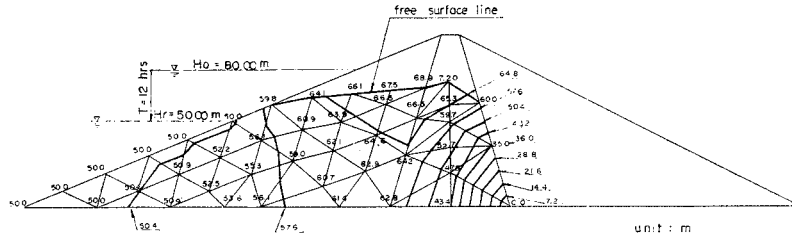
ここに、 A : 三角形要素の面積
 x_i, y_i : その要素の i 節点での座標、以下同様
 H_i, H_j, H_m : 三節点の水頭値

(2) 貯水池水位急降下時の水頭分布および浸透力分布

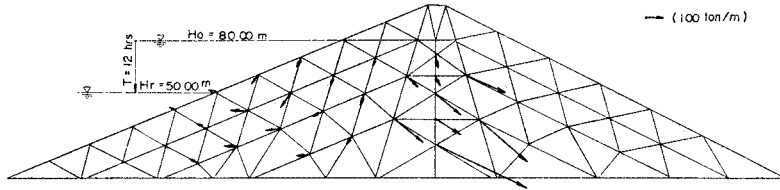
表一2 に示すように、貯水位は最初の 12 時間で $H = 80$ m から $H = 50$ m に急降下して、その後、 $H = 50$ m に保たれているので、堤体内の残留水圧が最大になるのは 12 時間後とみられている。その時の堤体内の自由水面、および水頭分布を非定常浸透流解析で求めると、図一13 のようになる。上流側ロックフィル部とコア部の境界線に沿って、水頭値のピークが現われている。したがって、貯水池急降下の場合には、上流側ロックフィル部の浸透水は上流側斜面へ、コア部の浸透水は下流側へ移動することがわかる。

なお、表一2 のように、ロックフィル部とコア部との透水係数の比が 1000 : 1 となって、両者の透水係数が大きく異なる場合には、コア部の上流側ロックフィルとの接触付近において自由水面の勾配が急変すると思われる。一方、計算結果によると、図一13 に見られるように、自由水面の勾配はあまり急変していない。この相違は用いた要素分割が粗いために生じたものと思われる。しかしながら、後述の堤体の安定性の検討には、重要な意義をもつ等価節点力の分布 (図一14 参照) に与える上述の相違の影響は小さいと思われる。なお、コア部とロックフィル部の境界付近の自由水面の形状をさらに問題とする場合には、(1) 要素分割を密にする。(2) まずコア部を不透水層と考えて、上流側ロックフィル部のみの自由水面を計算し、次に、上流側ロックフィル部のコア部との境界上の水位を境界条件として、コア部のみの自由水面を計算する。などの手法が考えられる。

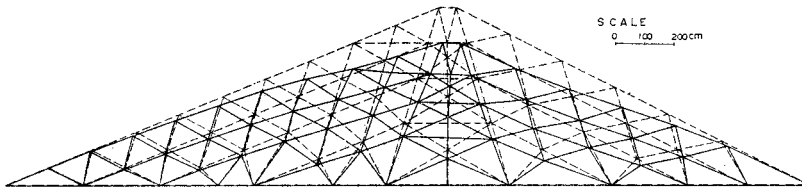
次に、図一13 の水頭分布から図一14 の要素分割の節点における水頭値を求め、式 (15) の浸透力による物体力を計算して、その等価節点力を示すと図一14 にな



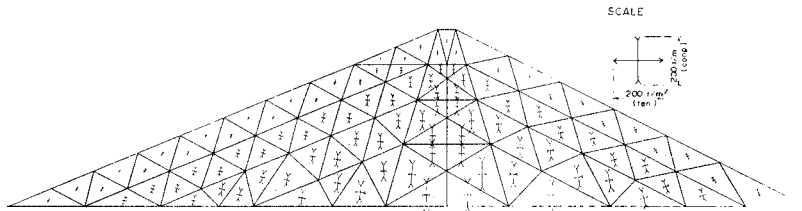
図一13 貯水池水位急降下時（12 時間後）の浸潤線と水頭分布



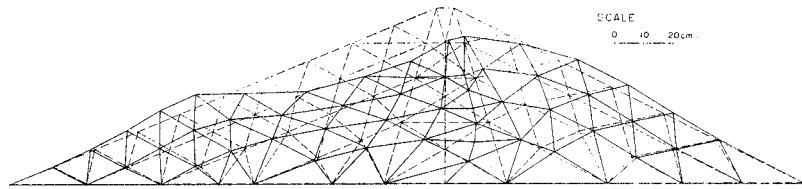
図一14 貯水池水位急降下時（12 時間後）の浸透流による等価節点力



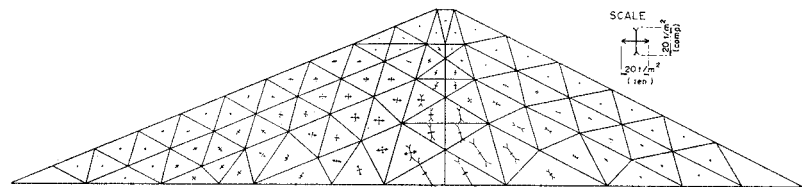
図一15 自重による変位



図一16 自重による主応力分布



図一17 浸透力による変位



図一18 浸透力による主応力分布

る。計算上、要素内の浸透力を3節点に等分に振りかけているため、要素内を自由水面が通過する自由水面上の節点でも浸透力が存在する結果になっている。節点力は、コア部では下流側に作用しているが、上流側ロックフィル部では、斜面に沿うように作用して、堤体の安定上好ましくない状態が生じている。

(3) 変形および応力分布

浮力を考慮した自重のみによる堤体の変形および応力分布をそれぞれ図-15, 16に示す。次に、図-14の浸透力による堤体の変形および応力分布を求めると、それぞれ図-17, 18のようになる。上流側斜面では、ロックフィル部における上流側への浸透力のため、貯水位急降下時に特有な浮き上がり、および、はらみ出しがみられる。

上流側ロックフィル部のコア部付近では、下向きの浸透力が作用しているため、下流側ロックフィル部よりも大きな沈下が生じている。中央コア型ロックフィルダムの場合、一般に、下流側ロックフィル部よりも、上流側ロックフィル部に大きな沈下が実測されている。この理由として、浸水収縮ひずみによる沈下¹⁹⁾、あるいは、浸水による有効応力の減少により変形係数が低下することによる沈下²⁰⁾などが考えられてきた。ここに、貯水位変動の激しい揚水発電用のダムでは、上述のように

上流側ロックフィル部の下向きの浸透力も、上流側沈下の要因であろうと思われる。

最後に、浮力を考慮した自重と浸透力とによる堤体の変形および応力分布をそれぞれ 図-19, 20 に示す。

(4) 局所安全率の分布

ロックフィル材およびコア材のような粒状体の破壊はせん断応力によって起ると一般には考えられており、安全率の定義として、Mohr-Coulomb の破壊包絡線を基準とするものが多い。ここでは、各要素の安全率すなわち局所安全率 (SF) として、図-21 に従って、次式で定義する²¹⁾。

$$SF = \frac{\tau_R}{\tau} = \frac{2c \cos \varphi + (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \varphi}{\sigma_1 - \sigma_2} \dots \dots \dots (16)$$

これは、現在の応力によるモールの応力円が Mohr-Coulomb の破壊線 ($\tau = c + \sigma \tan \varphi$) に接する場合の ($45^\circ \pm \varphi/2$) 方向の面に作用するせん断応力 τ_R に対して、同方向の現在のせん断応力 τ を評価したものである。すなわち、 $\tau \sim \sigma$ 平面上で現在の応力状態であるモールの応力円上から破壊の包絡線までの最短距離を表現している量である。この局所安全率の考え方は、現在の応力状態がどのような応力経路をたどって破壊線に達しようとも、破壊の応力状態まで最小限どの程度の余裕をもっているかを示している。

浮力を考慮した自重のみによる応力状態 (図-16) の局所安全率 (SF_w) の分布では、図-22 のように、ロックフィル部の天端付近およびコア部の一部に不安定領域が生じる。そして、自重による応力に、さらに 図-14 の浸透力を作用させた応力状態、すなわち貯水位急降下時の応力状態 (図-20) の局所安全率 (SF_{w+s}) の分布では、

図-23 のように、上流側ロックフィル部のコア部寄りに不安定領域が広がっている。さらに、浸透力による安全率の変化を示すため、 SF_{w+s}/SF_w の分布を 図-24 に示す。この分布によると、上流側ロックフィル部では、ほぼ全域にわたって局所安全率が低下している。特に、貯水位降下区域の斜面の局所安全率が著しく、浸透力を考慮しない局所安全率の約6割に減少している。

ここで用いた局所安全率 (SF) は作用力に対

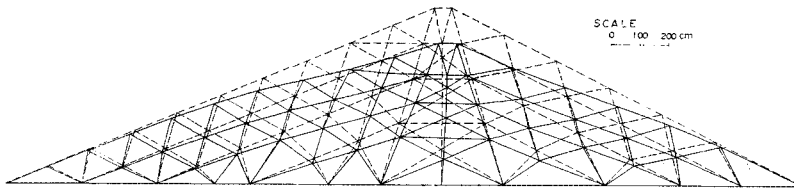


図-19 自重と浸透力による変位

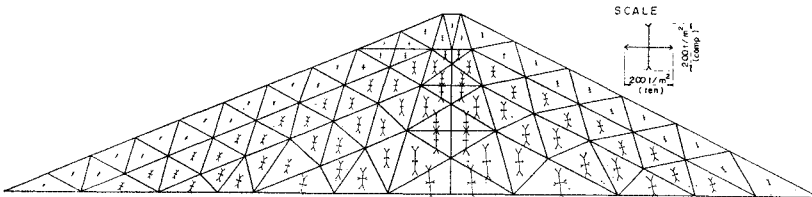


図-20 自重と浸透力による主応力分布

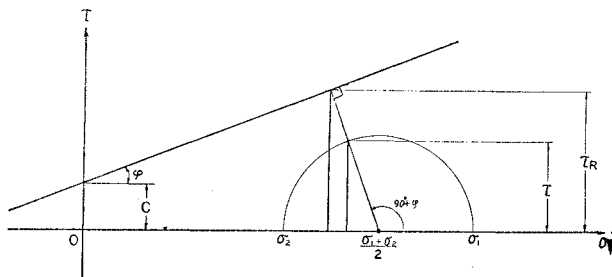


図-21 Mohr-Coulomb の包絡線による局所安全率の定義

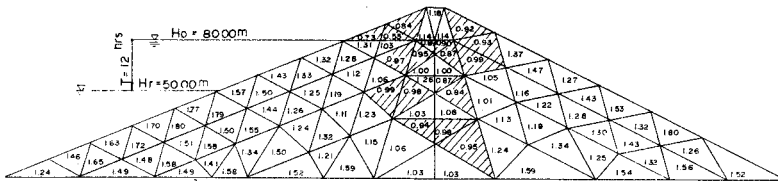


図-22 自重による局所安全率 (SF_w) の分布

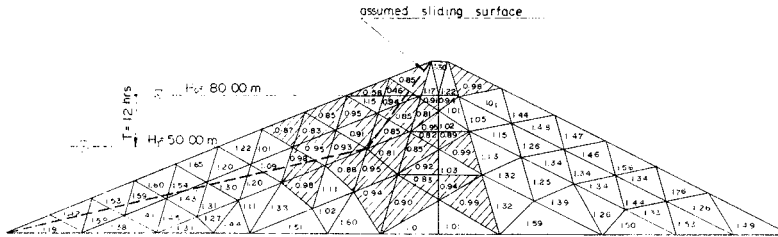


図-23 自重と浸透力による局所安全率 (SF_{w+s}) の分布

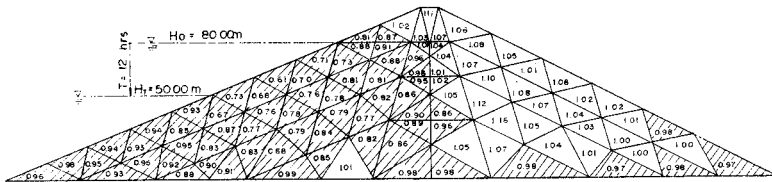


図-24 浸透力のない場合に対して、浸透力を考慮した場合の安定性の減少率 SF_{w+s}/SF_w

して抵抗力がどの程度余裕をもっているかを局所的に定義したものである。ここでの計算では、 $SF < 1$ の領域において、作用力が抵抗力以上に作用する結果になっている。しかし、実際には作用力が抵抗力以上に作用しようとする状態に達すると、その領域の近傍の抵抗力にまだ余裕のある $SF > 1$ の領域に力が再配分され、次の安定状態が生ずるか、あるいは、次第にすべり面が成長し一義的に破壊面が発達する状態に達するかいずれかである。しかし、このような経過を計算する手法ははまだ確立していない。

しかし、全体的な安定性を検討する一つの手法として、仮定したすべり面に沿う応力分布より、すべり面の安定性を検討する方法を以下に試みた。

(5) すべり安全率

図-23 の局所安全率 1 以下の領域を多く含むすべり面を仮定し、このすべり面に対する安全率を次の 2 通りで検討することにする。

① Coulomb の摩擦の法則によるすべり安全率

図-25 の有限要素を通過するすべり面に沿うせん断応力は

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2(\alpha - \theta) \dots\dots\dots(17)$$

であり、すべり面が各有限要素で切られる長さ l_i の区

間で、このすべり面に作用したせん断力 T_i は次式になる。

$$T_i = \tau_i \times l_i \dots\dots\dots(18)$$

一方、このすべり面の抵抗せん断応力は Coulomb の法則によると、図-26 に示すように、次式になる。

$$\tau_{R,c} = c + \sigma \tan \phi \dots\dots\dots(19)$$

ここに、

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \cos 2(\alpha - \theta) \dots\dots(20)$$

したがって、長さ l_i 区間の抵抗せん断力 $T_{R,c,i}$ は

$$T_{R,c,i} = \tau_{R,c} \times l_i \dots\dots\dots(21)$$

となり、仮定したすべり面に沿ったすべり安全率 (SF_c) は次式になる。

$$SF_c = \frac{\sum_i T_{R,c,i}}{\sum_i T_i} \dots\dots(22)$$

この安全率によると、図-23 の仮想すべり面では、 $SF_c = 1.77$ となる。

② Mohr-Coulomb の破壊包絡線によるすべり安全率

図-26 のように、すべり面の方向、すなわち $\alpha - \theta$ 方向の面に沿う抵抗せん断応力は、 σ_1, σ_2 によるモールの応力円と同心の円が、Mohr-Coulomb の破壊線に接

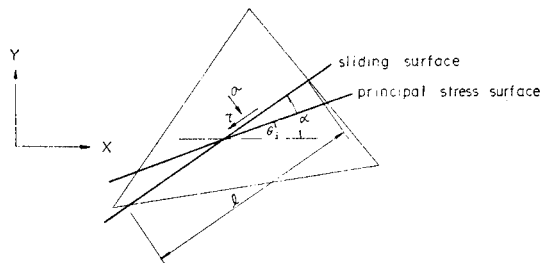


図-25 有限要素内のすべり面

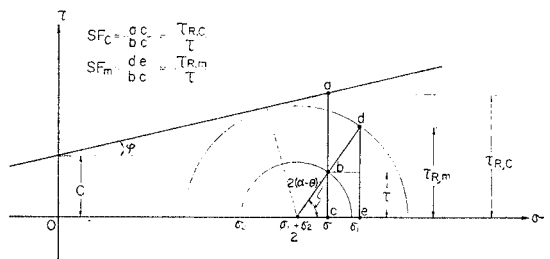


図-26 抵抗せん断応力 $\tau_{R,c}$ と $\tau_{R,m}$ との関係

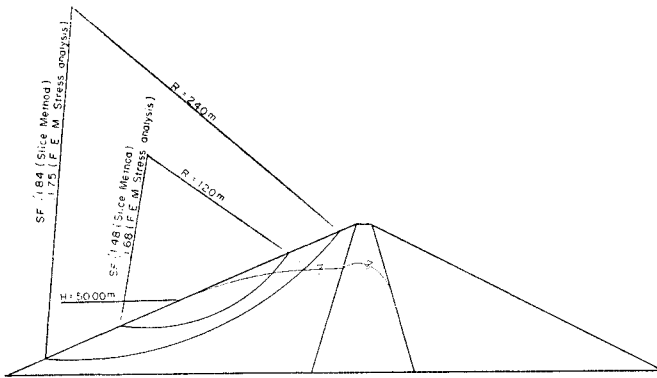


図-27 すべり面法によるすべり安全率と有限要素応力解析によるすべり安全率 (SF_c) との比較

する場合の応力による $\alpha-\theta$ 方向のせん断応力である。すなわち、図-26 の Mohr の応力円より、抵抗せん断応力は次式になる。

$$\tau_{R,m} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \sin \varphi + c \cos \varphi \right) \sin 2(\alpha - \theta) \dots \dots \dots (23)$$

したがって、Mohr-Coulomb の破壊包絡線によるすべり安全率 (SF_m) は式 (22) と同様に、次式になる。

$$SF_m = \frac{\sum_i T_{R,m,i}}{\sum_i T_i} \dots \dots \dots (24)$$

このすべり安全率の定義によると、図-23 の仮想すべり面では、SF_m=1.08 となる。

一般に、図-26 でわかるように、大部分のすべり面において、 $\tau_{R,c} > \tau_{R,m}$ となる。すなわち、①のすべり安全率 SF_c は②のすべり安全率 SF_m よりも一般に大きい傾向にある。

図-27 には、貯水池水位急降下時における 2 つの円弧すべり面に対して、上述の応力解析結果の応力状態をもとにして Coulomb の摩擦の法則から計算されたすべり安全率 (SF_c) と慣用のすべり面法によるすべり安全率との値が比較してある。いずれのすべり安全率も 1 以上の結果が得られ、局所的に SF < 1 の領域が存在しても、他の SF > 1 の領域ですべりに対して抵抗し、全体のすべりは発生しないように思われる。

7. 結 語

(1) 貯水池水位の急降下時に、フィルダム内に発生する残留間隙水圧の分布を求める数値解析の手法の信頼性を高めるために、自由水面が低下するときの間隙水の移動速度を特に考慮し、間隙比と含水比をパラメーターとした排水係数を導入した自由水面の変化の解析手法を実用化した。また、自由水面の降下時には解析領域の変

化に応じて、計算上の節点座標を移動させることが望ましいので、そのための自動修正の計算方法を考察した。

この解析法により、貯水池水位の変動に応じたフィルダム内の自由水面および水圧分布の変動を追跡することができる。

(2) 上述の数値解析法の信頼性を高めるために、粘性流体相似法の Hele-Shaw モデルによる模型実験結果と数値計算結果とを比較すると、おおむね一致が見られ、数値解析法の妥当性が確かめられた。

(3) さらに、この数値解析法で、アースダムについて貯水池水位を一定に保った定常状態を計算した結果と、L. Casagrande

の解とを比較しても、ほぼ一致が見られた。

(4) 二次元浸透流と三次元浸透流の違いを検討するために、上述の二次元数値計算結果と、次のような三次元理論式に基づく値と比較してみた。すなわち、兩岸の勾配が 1:2 の谷に作られた三次元的な堤体に対して、圧密理論と浸透流動における最大流動則を用いた自由水面の式による値と、上述の二次元数値計算の値とを比較した。自由水面の低下の速度は、ほぼ中間の水位まで二次元数値解が速く、それ以後は三次元理論値が速くなる。

(5) 実ダムの築堤後日の浅いロックフィルダムのコア内部には、この計算では考えていない築堤時の圧密に伴う残留間隙水圧が支配的に分布しており、実測値と計算値との比較ではあまり一致しなかった。今後、この種の間隙水圧をも考慮した逐次解析法すなわち土の圧密現象を考慮した解析手法の開発が必要である。

(6) 非定常浸透流解析より得られた水頭勾配から、物体力として堤体内の浸透力の分布を求めることより、浸透流によって生ずる応力の解析を行い、力学的に安定性を検討する方法を試みた。

この解析法により、中央コア型ロックフィルダムについて、貯水池水位急降下時における、安定性の検討を行い、以下のような結果が得られた。

(7) 貯水位急降下の場合には、浸透力は、コア部では下流側に作用しているが、上流側ロックフィル部では斜面に沿うように作用していて、堤体の安定上好ましくない状態が生じている。

上流側ロックフィル部のコアに近接した付近では、下向きの浸透力が作用しているため、下流側ロックフィル部よりも大きな沈下が生じる傾向が予測される。中央コア型ロックフィルダムの場合、実測によると、一般に、下流側ロックフィル部よりも、上流側ロックフィル部に大きな沈下が生じている。その 1 つの原因として、

上に述べた貯水位急降下時における上流側ロックフィル部での下向きの浸透力が原因しているものと考えられる。

(8) 貯水位急降下時の浸透力によって、上流側ロックフィル部では、ほぼ全域にわたって局所安全率が低下し、特に貯水位降下範囲の斜面の局所安全率の低下率が著しく、浸透力を考慮しない場合の局所安全率の約6割に減少している。

(9) 局所的な不安定領域が全体の安定性に与える影響について検討するため、仮定したすべり面に対して、① Coulomb の摩擦の法則によるすべり安全率、② Mohr-Coulomb の破壊包絡線によるすべり安全率との2通りを提案した。しかし、この検討方法は局部応力的な方法にとどまるので、完全なものとするには、非線形な変形の急増を調べるための大変形を考慮した完全な弾塑性解析法の確立が望まれる。

(10) 設計においては、ここで述べた貯水位降下時と地震時の両現象を同時に考慮した動的な安全率を考慮すべきである。

(11) 今後はさらに、圧密による間隙水圧の変化の研究および浸透力による斜面内の微粒子の流出機構などの研究が必要である。

謝 辞：本研究を進めるにあたり、懇切なるご指導、ご教授をいただいた電力中央研究所地盤耐震部部長林正夫博士、耐震第2研究室 渡辺啓行博士に謝意を表す。また本報告で行った多くの数値計算では電源開発(株)北村邦雄氏、模型実験では電源開発(株)吉岡邦明氏、計算プログラムの作製では開発計算センター 斉藤俊彦氏に種々なるご助力をいただいたことを記し、あわせて感謝の意を表すものである。

参 考 文 献

- 1) 本島 勲：電気相対法を応用した堤体内非定常浸透流の解析について、土と基礎，Vol. 21, No. 8, 1973, pp. 35~41.
- 2) 大長昭雄：ロック材のせん断強さ，堤体内の非定常浸透流に関する模型実験および実測，大ダム，No. 53, 1970年9月，pp. 11~23.
- 3) Desai, C.S. and W.C. Sherman：Unconfined transient seepage in sloping banks, ASCE, No. SM 2, Feb. 1971, pp. 357~373.
- 4) Zienkiewicz, O.C. and Y.K. Cheung：Solution of anisotropic seepage problems by finite elements, ASCE, Vol. 92, No. EM 1, Feb. 1966, pp. 111~120.
- 5) Taylor, R.L. and C.B. Brown：Darcy flow solutions with a free surface, ASCE, No. HY 2, Mar. 1967, pp. 25~35.
- 6) Finn, W.D.：Finite element analysis of seepage through dams, ASCE, No. SM 6, Nov. 1967, pp. 41~48.
- 7) Neuman, S.P. and P.A. Witherspoon：Finite element method of analyzing steady seepage with a free surface, Water Resour. Res., Vol. 6, No. 3, June 1970, pp. 889~897.
- 8) 川本眺万・駒田広也・宮口友延：堤体および基礎における浸透流の有限要素解析について，土と基礎，Vol. 18, No. 12, 1970, pp. 19~26.
- 9) France, P.W., C.J. Parekh, J.C. Peters and C. Taylor：Numerical analysis of free surface seepage problems, ASCE, Vol. 97, No. IR 1, Mar. 1971, pp. 165~179.
- 10) 飯田隆一・朝倉 肇：非定常浸透流の有限要素法による解析，土木研究所報告，142号の1，昭和46年4月.
- 11) Neuman, S.P. and P.A. Witherspoon：Analysis of nonsteady flow with a free surface using the finite element method, Water Resour. Res., Vol. 7, No. 3, pp. 611~623, June 1971.
- 12) Desai, C.S.：Seepage analysis of earth banks under drawdown, ASCE, Vol. 98, No. SM 11, Nov. 1972, pp. 1143~1162.
- 13) 河野伊一郎：有限要素法による堤体浸透問題の解析，土と基礎，Vol. 21, No. 8, pp. 13~19, 1973.
- 14) Kellog, F.H.：Investigation of drainage rates affecting stability of earth dams, ASCE, Trans. Paper, No. 2356, Vol. 113, pp. 1261~1309, 1948.
- 15) 山上拓男：有限要素法によるクイックサンド現象の解析，土木学会論文報告集，No. 213, 1973-5, pp. 29~40.
- 16) Zienkiewicz, O.C.：The finite element method in structural and continuum mechanics, McGraw-Hill, 1967, pp. 148~169.
- 17) Bear, J.：Scales of viscous analogy models for ground water studies, ASCE, Vol. 86, No. HY 2, Feb. 1960, pp. 11~23.
- 18) 沢田敏男：非定常浸透流を解く一つの試み，農業土木研究，第23巻，第1号，昭和30年4月，pp. 20~23.
- 19) 林 正夫：ロックフィルダム築造中および湛水中の内部挙動一喜撰山ダム（弾塑性解析ならびに実測値との比較），電力中央研究所技術第二研究所報告，No. 70012, 1971年4月.
- 20) 松井家孝：ロックフィルダムの弾塑性解析一築造・湛水過程における内部挙動と材料物性との関連一，電力中央研究所技術第二研究所報告，No. 72012, 1973年4月.
- 21) 渡辺啓行：フィルダムの動的解析，土と基礎，Vol. 22, No. 3, 1974, pp. 33~42.

(1974.10.11・受付)