

地すべりによる貯水池の水位変動

On the Variations of Water Level Generated by Landslides in Reservoirs

財団法人 電力中央研究所 正員 河 西 基

1. まえがき

地すべり崩壊土砂が貯水池に没入することによって貯水池水位が大きく変動する事例は過去において数多くあり、イタリアのVaiontダムは1963年10月9日の貯水池周辺の大崩壊により貯水池の大半が埋没するとともに40m近い水位上昇が生じ、このため下流河道に高さ約70mにものぼる段波が押し寄せ、多数の死傷者を出す大惨事となったことはよく知られている。^{1),2)}近年、わが国においてもダム下流河川での都市化が進行しつつあり、この種の災害に対してダム貯水池およびその下流河川の安全性を検討することの必要性が増大している。

従来、この種の問題に対しては、衝撃力により生じる水波を理論的に扱ったCauchy-Poisson波としてある程度説明できると言われており³⁾、またWiegel(1955)⁴⁾あるいはDavidson & McCartney(1975)⁵⁾などの実験的研究もなされている。しかしながら、土砂崩壊の数量的把握には困難が多く、近年になってその調査が進展し始めた段階であり⁶⁾、地すべり崩壊土砂の没入による貯水池水位の上昇・変動現象とりわけ洪水流下時における定量的な評価に関しては川本・伊藤(1974)⁷⁾による数値解析の試みがなされている程度で今後の課題として残されている。

本研究においては、貯水池内での地すべりを底板上昇および物体落下によって模擬した水理模型実験を行い、洪水流下時における地すべりによる貯水池水位変動の基本特性を検討した。また、1次元不定流解析手法をこの実験に適用して比較・検討を行い、さらにあるダム貯水池において地すべり崩壊を想定した予測シミュレーションを実施した。

2. 貯水池における地すべり崩壊の性状

(1) 過去の事例と発生原因

貯水池あるいは入り江における地すべりによって生じた水位の急激な上昇・変動現象に関するわが国の報告例はあまり見当たらないが、Davidson & McCartney⁵⁾によって報告された過去の代表例から抜粋したものを表-1に紹介しておく。

一方、このような地すべり崩壊の発生原因としては豪雨、融雪、地震あるいは貯水池水位の急激な低下等があり、時期的には貯水池への流入量も相当多くて満水位に近い状態を考えなければならない。²⁾また、地すべり崩壊の形態の中で貯水池水位の変動規模に大きく関与するパラメータとしては、地すべり崩壊土砂の移

表-1 地すべり崩壊による水位変動の過去の代表例 (Davidson & McCartney, 1975)

場 所	年 月 日	波 高 (m)	崩 壊 土 砂 量 ($\times 10^6$ m ³)	地すべり勾配 (度)	地すべり速度 (m/秒)	地すべり幅 (m)	水 深 (m)	波 速 (m/秒)	波の個数
Lituya 湾 (アラスカ)	1958. 7/9	33.6	30.6	40	—	824	122~214	156~209	1
	1936.	30.5~76.5	—	—	—	—	122~214	35.4	3
Kenai 湖 (アラスカ)	1964. 3/27	9.2	—	—	—	—	—	—	—
Whittier (アラスカ)	1964. 3/27	7.6	—	15	—	—	—	—	3
Vaiont 貯水池 (イタリア)	1963. 10/9	70.2 (ダム下流)	237 (総量) 115 (水中)	45~26.5	15.3~30.5	1830	236 (最大)	—	1
Leon 湖 (ノルウェー)	1905. 1/15	3.1	0.34	65	—	—	133 (最大)	—	—
	1936. 9/13	0.9~1.8	0.99	65	—	397	133 (最大)	—	—
Tafjord (ノルウェー)	1934. 4/7	—	1.53	45	—	—	214 (最大)	21.6~43.1	—
Disenchantment 湾 (アラスカ)	1905. 7/4	4.6~6.1	—	16	—	1070	287 (最大)	—	—

動速度、ボリュームおよび初期間隙状態等がある。その中で、地すべり流動速度は極めて重要であるもののその予測は難しく、この点に関する若干の検討を次に述べておく。

(2) 地すべり流動速度

地すべり崩壊土砂の流動速度の大きさは、地形・地質・土質状態あるいは発生誘因等によってかなりの相違があって厳密な予測は容易でない。そこで、地すべりの運動時において運動速度がある程度早くなった場合、粘着力はほぼ無視し得ることが実験的に示されており、次のような質点力学的近似に基づく斜面でのつりあい方程式を用いて試算する方法を示しておく。

$$\frac{\gamma_s}{g} V \frac{d^2 S}{dt^2} = \gamma_s V \sin \beta - \mu \bar{\sigma} V \cos \beta - F \sin \beta \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma} = \{ (Gs - 1) / (1 + e) \} \gamma_w \\ F = \gamma_w V' / (1 + e) \\ \gamma_s = \{ (Gs + e) / (1 + e) \} \gamma_w \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 γ_s ：地すべり土塊（飽和土としての）単位体積重量、 V ：地すべり土塊の体積、 g ：重力の加速度、 S ：斜面に沿う長さ、 t ：時間、 μ ：動摩擦係数、 β ：地すべり斜面の勾配、 F ：水没土塊に働く浮力、 V' ：水没土塊の体積、 e ：間隙比、 $\bar{\sigma}$ ：有効応力、 G_s ：土粒子の比重、 γ_w ：水の単位体積重量である。上式においては、かなりの降雨後に地すべりが生じると予想されることから地すべり土塊は飽和しているとし、また動摩擦抵抗項においては間隙水圧を考慮した有効応力が関与すると仮定する。

一方、貯水池水位の大きな変動を引起すような地すべりは極めて急激で規模の大きいものであり、いわゆる土石流的な土砂流動をその上限として考えることができよう。土石流の流動については、高橋⁹⁾・椿・橋本・末次¹⁰⁾の水理学的研究などによってその力学的な機構はかなり解明されてきているが、パラメータ評価あるいはその為の観測資料入手等の容易さを考慮すれば、実際上の問題として式(1)のように近似的な表現をした簡単なモデルでも十分と思われる⁶⁾。一方、参考資料として池谷（1978）¹¹⁾のまとめた土石流速度の観測例を表-2に紹介しておく。その他にも、兵庫

表-2 土石流の速度（池谷，1978）¹¹⁾

速 度 (m/sec)	測定場所および発表者		備 考
0.6～3.8	Wrightwood	Morton and Campbell	Mud flow
4.3～7.7	浦 川	松本砂防	土石流先端・最高速度、センサー
4.5	Wrightwood	Sharp and Nobles	先端速度
5.0	芦 屋 川	遠 藤	推 定
5.4～8.9	焼 岳	松本砂防	土石流先端・最高速度、センサー
7.8～13.6	桜 島	田 原	土石流先端速度、センサー
約9	濁 沢	山 崎	通過時間から推定
11～16	Enterbach	Aulitzky	勾配 1/50～1/100
13	十 勝 岳	村 野	平均速度
13.6～14.3	猪 野 山	高 野	8mmフィルム
15～16	Tenmile Range	Curry	Mud flow

3. 室内模擬実験

(1) 実験の概要

実験は、図-1に示すように水路長が約10m、幅0.3m、高さ0.75mの貯水池を模擬した二次元水路を用いて行われ、水路中央付近において底板を上昇させた場合（Aシリーズ）および底板上昇体積と同程度の体積（ $V \approx 0.023 \text{ m}^3$ ）を有するコンクリート塊を水表面に接する位置から落下させた場合（Bシリーズ）の2種類について行った。設定条件としては、上流からの一定流量、初期水深、底板上昇あるいは物体落下の速度をそれぞれ数種類づつ変化させており、また下流端は自由越流となっている。実験の測定は、5地点における水位変化を容量式波高計で、また底板上昇および物体落下の移動状態に関してはポテンショメータを

用いて行った。実験結果の中から、ダム貯水池の安全対策上で特に重要な波の移動速度とダム地点の最大波高特性について以下に述べる。ただし、ここで述べる結果は、波の先端がダム地点へ到達するまでに底板上昇あるいは物体落下が十分に完了している実験を一般的に対象としている。

(2) 波先端の移動速度(ω)

図-2は、波がほぼ発達したと考えられるNo.4からNo.5測点の区間における波の先端移動速度 ω と底板上昇あるいは物体落下速度 V_z との関係を、ダム地点近傍の初期水深 H_0 に対応する長波の波速 $\sqrt{gH_0}$ により無次元化して示したものである。本実験の範囲内ではほぼ $1 < \omega / \sqrt{gH_0} < 2$ の値をとり、波先端の移動速度は長波の波速よりも大きいことが示されている。また、流量の有無あるいは H_0 の大小による ω への効果は顕著ではないが、 H_0 の大きいほど $\omega / \sqrt{gH_0}$ は小さくなる傾向がある。

底板上昇実験(A)においては V_z の増大とともに ω が大きくなるのに対して、物体落下実験(B)においては顕著な変化がなく、また H_0 と V_z がほぼ同一で同程度の移動(底板、物体)体積の条件においてはAよりもBの場合の方が ω は若干大きくなる特性が示された。

(3) ダム地点の最大波高(ξ)

図-3は、ダム地点(Na.5測点)における初期水面を基準とした波高ピークの変化を示したものである。

底面上昇の場合は、波動が孤立波形状を呈したのとなり、波のピークも急速に(t の-2乗則で)減衰して第4波以降は顕著でなくなる。一方、物体落下の場合、波動は正弦波形状を呈したのとなり、波のピークはかなり緩慢な減衰で継続的に推移してゆく。第1波のピーク波高に関しては、物体落下の方が底板上昇よりもやや大きい傾向もあるが、ほぼ同程度の大きさとなっている。

波高の大きさに関しては、流量や初期水深などにはあまり影響されないが、移動する底板や物体の体積とその移動速度に多く依存しており、これらの特性を示したのが図-4である。

一方、ピーク発生周期に関しては、図-3で示されるように、底板や物体の移動速度、流

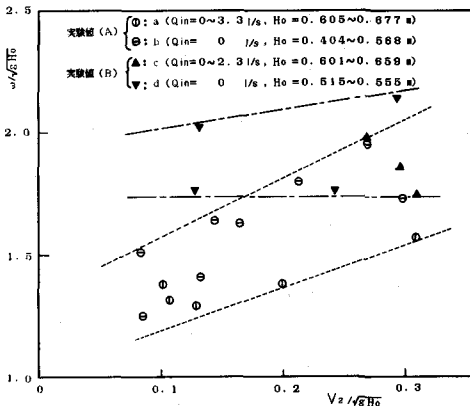


図-2 波先端の移動速度

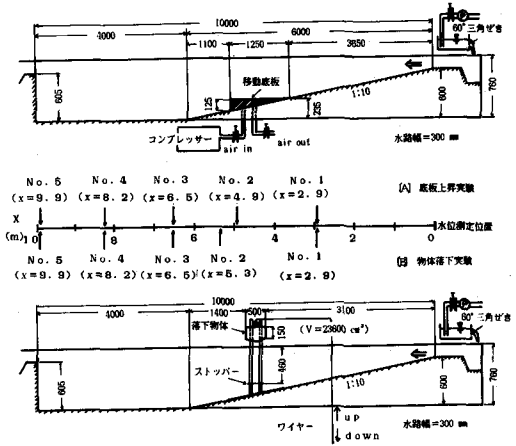


図-1 実験装置

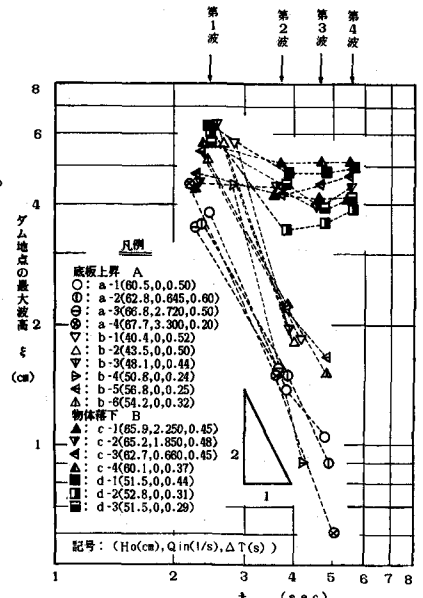


図-3 ダム地点の最大波高

量あるいは水深などとは無関係であり、また底板上昇あるいは物体落下によらずほとんど同一であった。

(4) 実験結果の考察

以上の実験結果から、底板上昇あるいは物体落下によって形成される波は長波でなく、その周期が第1波の最大から時間とともに減少するような分散性を有することが認められ、ある程度Cauchy-Poisson波¹³⁾(以下、C-P波と呼ぶ)としての特性が示された。しかし、本研究はダム近傍の貯水池における地すべりによって形成される波を対象としているのでダムによる波の反射が現象に大きく影響していること、また実験水路が短い制約などもあって、C-P波としての周期、波高の変動および波の干渉現象など¹⁴⁾についてはさほど明瞭にされなかった。

本実験においては、波の反射のためにダム地点における波高が最大(第1波)であり、その大きさおよび後に続く波の周期は底板上昇および物体落下実験ともにほぼ一致していた。一方、Wiegel⁴⁾は物体落下に伴う初期ポテンシャルエネルギーが波のエネルギーに変換される割合は約1%程度であることを示している。これらと上述の実験結果を勘案すれば、貯水池水面付近からの地すべり崩壊土砂が水面に与える初期インパルスが波動の形成に関与する割合は小さく、少なくとも最大波高で重要な第1波に注目すれば、貯水池における地すべり土塊の移動によって形成される波動現象を土塊移動と等価な河床上昇(初期河床盛り)問題として置換することも十分に可能である。

4. 一次元不定流解析手法によるシミュレーション

地すべり崩壊土砂の没入によって貯水池内に形成される波動現象に対して不定流解析を適用した例は川本・伊藤⁷⁾による数値実験の試みがなされている程度である。本研究では、前述の水理実験との比較によりその適用性について検討を加えるとともに、Kダム貯水池において地すべり崩壊を想定した場合の波動予測シミュレーションに適用した結果を述べる。ただし、第3章における知見にもとづき、地すべりにともなう水面への衝撃力(初期インパルス)の影響は無視し得るものと考え、河床上昇をとまなう初期断面変化のみによって形成される波の問題として解析する。

(1) 解析手法の概要¹⁵⁾

問題を単純化して扱うために水路の断面は長方形とし、次のような基礎方程式を用いる。

$$〔連続の式〕: \frac{\partial h}{\partial t} + v \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial v}{\partial x} = -\frac{h}{b} (\eta v + \zeta) \quad (3)$$

$$〔運動方程式〕: \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial x} = g \theta - \frac{g n^2 |v|}{R^{4/3}} \quad (4)$$

ここに、 h : 水深、 v : 断面平均流速、 x : 距離、 t : 時間、 g : 重力加速度、 θ : 水路床勾配、 b : 水路幅、 R : 径深、 n : マニングの粗度係数であり、また従属変数として h と v を用いている関係から式(3)の右辺では次のような定義にもとづく水路幅の場所的および時間的变化率の項が陽に含まれている。

$$\eta \equiv \partial b / \partial x, \quad \zeta \equiv \partial b / \partial t \quad (5)$$

一方、本研究においては基礎式(3)および(4)を特性曲線法によって数値解析する。すなわち、式(3)および(4)から次のような特性方程式が導かれ、これを陽式差分的に解く。

$$dx/dt = v \pm \sqrt{gh} \quad (6a)$$

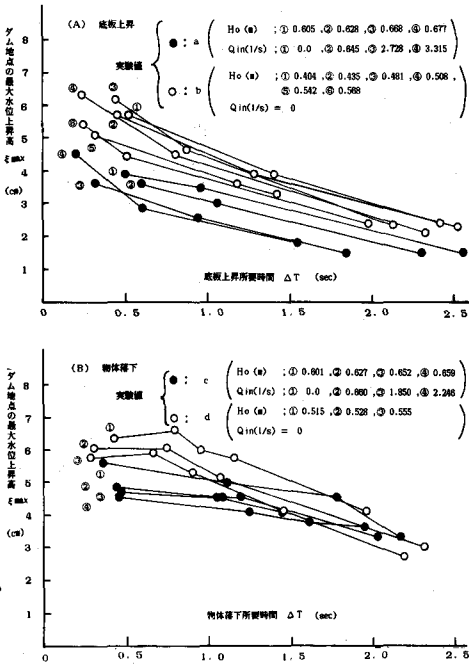


図-4 最大波高～物体移動時間

$$dv \pm \sqrt{\frac{g}{h}} dh = \left[\mp \frac{h}{b} (\gamma v + \zeta) \sqrt{\frac{g}{h}} + g \theta - \frac{g n^2 v |v|}{R^{4/3}} \right] dt \quad \dots\dots\dots (6b)$$

ここに、上式における複号は同順である。

(2) 実験結果との比較・検討

第3章で述べた実験結果に対して上述の数値計算を行い、その比較をするために2つの例を示したのが図-5である。すなわち、底板上昇実験(A)におけるa-1 (Qin=0, Ho=0.605m, ΔT=0.50秒)とa-3' (Qin=2.25ℓ/s, Ho=0.660m, ΔT=0.46秒)の2ケースを対象とした。ここに、Ho:ダム地点近傍の貯水池初期水深, ΔT:底板上昇の所要時間である。一方、マンニングの粗度係数はn=0.0081, 下流端境界条件は次式で与えられている。

$$\begin{cases} Q=0 & (0 < H \leq 0.605) \\ = 129.86 \{ H - 0.605 \}^{1.394} & (0.605 < H) \end{cases} \quad \dots\dots (7)$$

[Q:ℓ/s, H:m]

計算にあたっては、対象とする水路が小さいことおよび現象が数秒以内のきわめて短時間を問題とすることなどを考慮して、演算時間間隔ΔtをC.F.L.の安定条件から定まる値の1割程度に相当するΔt=0.1秒とし、倍精度を導入した固定格子点法¹⁵⁾が用いられている。

計算結果は、Qin=0の場合に比較的良好一致が見られるのに対して、流入量の有るa-3'の場合に関しては波高が過大評価されるなどあまり良い再現性が得られなかった。しかしながら、波の先端移動速度と位相あるいは第3章の議論からも重要なダム地点の波形については、第1波に関する限りは相対的に良い再現性が得られており、上述のように精度的にもかなり厳しい制約が課せられた問題が対象となっていることを考慮すれば、地すべり崩壊によって生じる貯水池内波動現象を数量的に把握するための一つの有用な手法であると考えられる。

(3) Kダム貯水池における予測シミュレーション

Kダム貯水池においては、ダム上流約1km地点の湖岸山腹で地すべりによる亀裂が最近になって認められ、その後ボーリング調査あるいは伸縮・傾斜測定等による実情調査が進められるとともに、その対策が検討されてきた。ここでは、地すべり対策の立案に資するために、当該地点において地すべり崩壊を想定した場合における貯水池内波動について、上述の不定流解析手法の適用による数値予測シミュレーションを実施した結果を述べる。

a) Kダム貯水池の諸元と解析領域

図-6はKダム貯水池の解析領域の概要を図示したものである。Kダム貯水池は表-3に示されるような諸元を有しており、解析領域としては背水影響の上流端を包含するように貯水池長を6800mとした。また、貯水池断面形状は断面図から満水位時における流積がほぼ等価となる長方形断面水路に置換し、

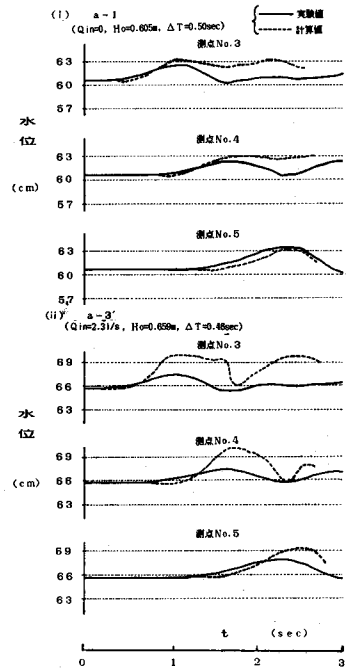


図-5 実験結果との比較

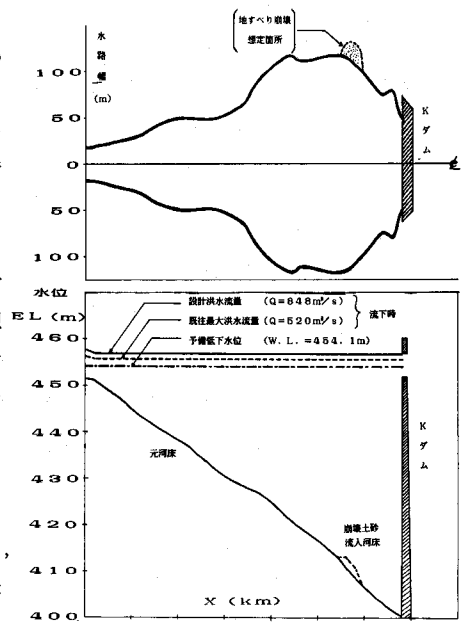


図-6 Kダム貯水池の概要図

図-6に示すような貯水池断面形状を近似的に用いた。下流端の境界条件としては自由越流時を基本とするH～Q曲線が図-7のように与えられており、 Manningの粗度係数は $n = 0.04$ とした。

b) 地すべり形態の仮定

上述のような当初における地質学的調査等に基づく所見から、地すべり崩壊箇所はKダム上流1.0～1.2 kmの左岸側約200 m区間にわたるとし、さらに崩壊土砂量としては200,000 m³が想定された。

また、数値解析を実施する上で必要となる地すべり崩壊土砂の貯水池流入速度を推定するために、図-8に示すようにK貯水池の地すべりを想定した簡単なモデルを考えた。さらに、現地測定結果から $G_s \div 2.7$ と $e = 2.0$ が与えられ、また動摩擦係数 μ については地すべり土塊の運動とともに変化することが知られており⁸⁾、2-(2)節で述べたような土石流の質点力学的近似の立場において現地観測等から得られている $\mu \div 0.08$ ⁶⁾をここでは仮定することとして、式(1)にこれらの値を代入して試算を行った。この結果、地すべり開始時点から約3秒後に崩壊土砂先端は水面に達し、その速度は約13.5 m/sとなる。さらに全土塊が水面下に没してその先端が水平河床に達するまでに要する時間は6.5秒程度であり、その際には土塊先端速度は39 m/sにも達すると計算され、動摩擦および浮力の効果がさほどない結果となった。しかしながら、貯水池に流入する際の地すべり速度としては2-(2)節で述べた過去の観測例と同程度の大きさとなっており、一般性を考慮してそれらの平均的な値として得られている10 m/s^{2),11)}を本解析における土砂流入速度と仮定して用いる。

一方、すべり面の調査結果等から斜面での崩土厚を10 mとし、 $\Delta X \div 200$ mにわたり時間的・場所的に一様に所定の時間で全土塊が完全に貯水池水面下に堆積すると仮定した。すなわち、上述のように土砂流動速度を $V_z = 10$ m/sと仮定した場合、全土砂流入時間は $\Delta T = 10$ 秒に対応しており、この ΔT 間において一様なく所定の河床高：水路幅の比率での断面変化に置換したモデルでの予測シミュレーションを行った。

c) 地すべり予測シミュレーション結果

上述のようにモデル化された条件のもとで、200,000 m³の地すべり崩壊土砂がKダム貯水池にすべり落ちる場合を想定して、第4表で述べた不定流解析手法を適用した結果をまとめたのが表-4である。また、

表-3 Kダムの諸元

型 式	重力ダム
ダム高さ	70 m
ダ ム 堤 頂 長	195.7 m
堤頂標高	EL 460.4 m
越流頂標高	EL 452.0 m
洪水時満水位	EL 457.2 m
常時満水位	EL 457.2 m
予備放流水位	EL 454.1 m
最低水位	EL 424.0 m
貯 池 水面積	1,852 m ²
総貯水容量	39,666 × 10 ³ m ³
有効貯水容量	35,866 × 10 ³ m ³

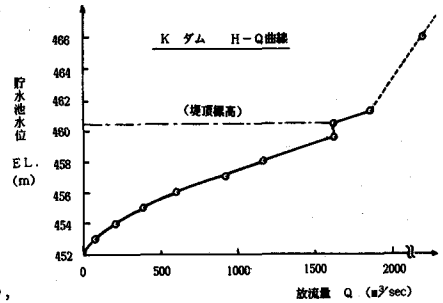


図-7 KダムのH～Q曲線

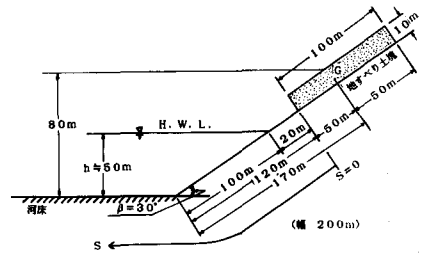


図-8 K貯水池の地すべりモデル

表-4 K貯水池の地すべり予測シミュレーション結果

No	解 析 結 果 (ダム地点)					計 算 条 件			
	最大水位 Hmax(m)	最大波高 ξmax(m)	最大放流量 Qmax (m³/sec)	ピーク生起 時間 tmax (sec)	波の先端 到達時間 (sec)	貯 水 池 流 入 量 Qin (m³/sec)	ダム地点 初期水位 H0(m)	ΔB : ΔZ	土砂流入 時間 ΔT (sec)
K-1	462.8	6.0	3569	4.4	30~35	848	456.8	0 : 1	10
K-2	459.5	2.7	1625	5.7	36	848	456.8	1 : 1	30
K-3	459.0	2.2	1485	7.1	39	848	456.8	1 : 1	60
K-4	460.5	3.8	1675	4.7	38	848	456.8	1 : 1	10
K-5	459.3	3.7	1564	4.7	38	520	455.6	1 : 1	10
K-6	458.3	4.1	0	46.7	34	0	454.1	1 : 1	10

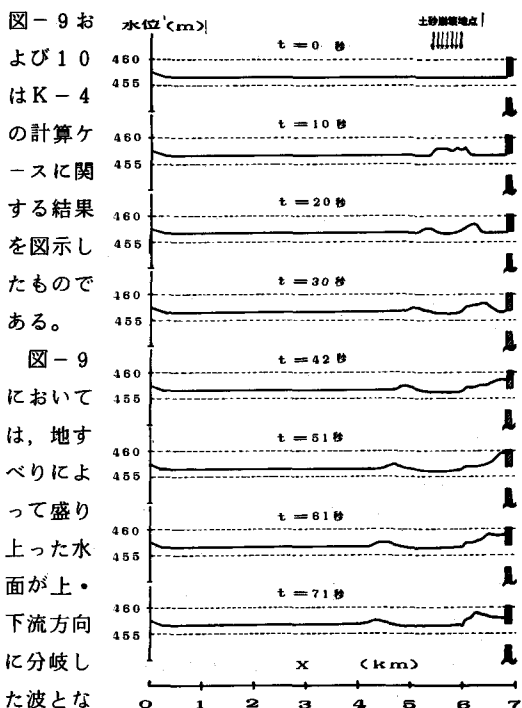


図-9 貯水池内の波動伝播

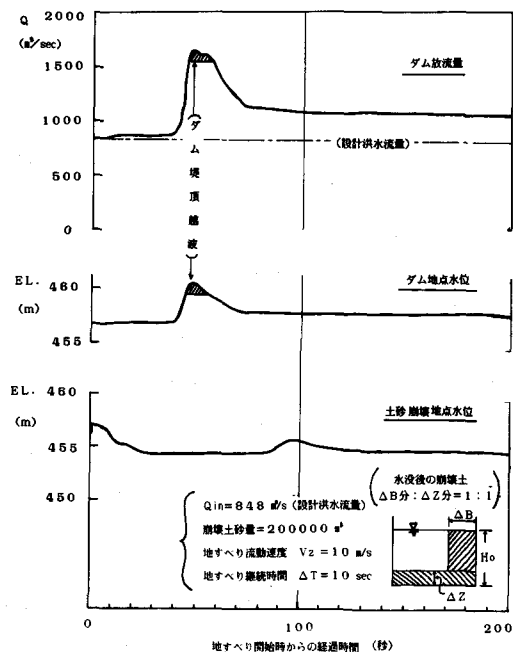


図-10 水位変動とダム放流量

それぞれ伝播してゆく様子がよく表わされている。下流側に伝わる波については、ダムで反射する際にゲート開口部が閉塞されるために反射波高が増大している。また、これらの波は孤立波形状を呈して上・下流に伝わる事が明確に示された。さらに図-10では、ダム先端から越波することが示されるとともに、土砂崩壊地点においてはダムからの反射波により（第1波に比べて小さな）第2波も生じている。その他、以上の解析結果を要約すると次のようになる。

- (i) 崩壊土砂流入に伴う貯水池内の波動は河床高変化によって決定され、幅員変化はほとんど寄与しない。
- (ii) 崩壊土砂流入速度およびその土量が多いほど、池内に形成される波動は大きくなる。
- (iii) ダム地点において現われる顕著な波は第1波のみであり、波の伝播は孤立波形状を呈する。
- (iv) 地すべりに伴う断面変化によって形成される波動現象は貯水池流入量にはほとんど関与されない。
- (v) KダムにおけるK-4～K-6の計算結果（崩壊土量＝200,000m³、ΔZ：ΔB＝1：1）より、崩壊開始時点（水面没入開始）から約35秒で波の先端がダム地点に到達し、約47秒後には水位はピークに達し、これを含む第1波の継続時間は30秒間程度であった。この第1波により、ダム設計洪水流量の流下時には約10秒間にわたりダム天端から越波することが示されたのに対して、既往最大洪水流量時および予備低下水位時（ダムゲート全閉）では越波することはなく、特に予備低下水位の場合には波のピーク時でもダム天端まで2mほど余裕が残されていた。

(3) 地すべりによる波の先端移動速度に関する近似式の提案

実験による検討は一般的にそのスケール上の制約を受けるので、実規模の観測あるいはシミュレーションとの特性比較をすることが必要である。このような観点から、3-(2)節および4-(2)節で得られた結果をもとに地すべりによって形成される波の先端移動速度(ω)を近似的に表わす次式を提案しておく。

$$\frac{\omega}{\sqrt{gH_0}} \div \left\{ -3.11 \left(1 - \frac{\Delta Z}{H_0} \right) + 3.98 \right\} \left(\frac{2 \Delta T \sqrt{gH_0}}{L} \right)^{-2} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 H_0 ：土砂崩壊地点とダム地点との間の貯水池平均水深、 ΔZ ：河床平均上昇高、 ΔT ：河床上昇時

間, L : 土砂崩壊地点とダム地点との距離である。

式(8)は, 地すべりによる移動速度が基本的に長波としての波速 $\sqrt{gH_0}$ を確保するものであり, さらに地すべりに伴う河床上昇高 ΔZ およびその上昇必要時間 ΔT によってほぼ決定されるという物理的解決に基づいて, 実験値と計算値を整理したものであり, 図-11に示すように良好な相関性を得ることができた。

5. あとがき

本研究においては, ダム貯水池における地すべりによる波動現象に関して水理実験と一次元不定流解析手法の適用による検討を行った。この結果, 問題となる波動現象はCauchy-Poisson波としての初期河床変化問題に対応し水面への初期衝撃力による影響が小さい現象であり, 第1波のみがほとんど重要な意味をもつ分散性を有する波であることが示された。また, 貯水池におけるこの種の問題においては反射波や

貯水池条件などの影響も非常に重要であり, これらの要素を考慮した定量的な評価をするためには本研究で述べたような不定流解析モデルが一つの有効な手法になり得ると考える。

今後は, 貯水池湖岸における地すべり機構とそれによる波動現象をより適確に把握するために, 3次元水理模型実験⁵⁾などによる実験的検討を加えるとともに, 諸条件や現象の特性をより合理的に反映し得るように水理学的解析手法の精度向上を図って行きたい。

本研究の遂行にあたり, 東京大学玉井信行教授, 京都大学芦田和男教授・高橋保教授, 当研究所白砂孝夫博士・北原義浩博士・角田隆彦氏および元当研究所顧問伊藤剛博士より有益な御助言を賜った。また実験の遂行に際して当研究所五十嵐由雄氏および榊C. R. S 中井健二氏の熱心な御協力を得た。さらに関係電力会社には貴重な資料の御提供をして頂いた。ここに記して, 関係各位に深甚なる感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 土木学会編:「決壊したパイオントダムのその後」土木学会誌 Vol. 68, No. 1, 1983-1, P16.
- 2) 川本正身, 伊藤剛:「土砂崩壊による貯水池の盛り上がり」電力土木, No. 159, 1979-3, pp. 92-97
- 3) Wiegel, R. L.:「Oceanographical Engineering」Prentice-Hall, 1964. pp. 77-94.
- 4) Wiegel, R. L.:「Laboratory Studies of Gravity Waves Generated by the Movement of a Submerged Body」, Trans. A. G. U., Vol. 36, No. 5, 1955-10, pp. 759-774.
- 5) Davidson, D. D. and McCartney, B. L.:「Water Waves Generated by Landslides in Reservoirs」, Proc. ASCE, Vol. 101, HY12, 1975-12, pp. 1489-1501.
- 6) 芦田和男代表:「扇状地における洪水・土砂災害の発生とその防止軽減に関する研究」, 文部省自然災害特別研究成果, No. A-57-4, 1982-8, pp. 1-156.
- 7) 前出2)と同じ
- 8) 福岡正己:「地すべりに関する最近の話題」地すべり防止, 斜面安定③, 総合土木研究所, 1979-6, pp. 1-16.
- 9) 高橋 保:「土石流の発生と流動に関する研究」京大防災研年報, 第20号B-2, 1977, pp. 405-435.
- 10) 榊東一郎, 橋本晴行, 末次忠司:「土石流における粒子間応力と流動特性」, 土木学会論文報告集, No. 317, 1982-1, pp. 79-91.
- 11) 池谷 浩:「土石流の分類」, 土木技術資料, 20-3, 1978, pp. 44-49.
- 12) 中島暢太郎代表:「昭和51年9月台風17号による災害の調査研究総合報告書」, 昭和51年度文部省科学研究費特別研究(自然災害), pp. 89-104.
- 13) Lamb, H.:「Hydrodynamics」6 edition, Cambridge-Univ. Press, 1932, pp. 384-398.
- 14) Unoki, S. and Nakano, M.:「On the Cauchy-Poisson Waves Caused by the Eruption of a Submarine Volcano. (1st paper)」, Oceanographical Magazine, Vol. 4, No. 4, 1953, pp. 119-141.
- 15) 河西 基, 白砂孝夫:「河道・貯水池系の洪水伝播解析」, 第27回水理講演会論文集, 1983-2, pp. 17-22.

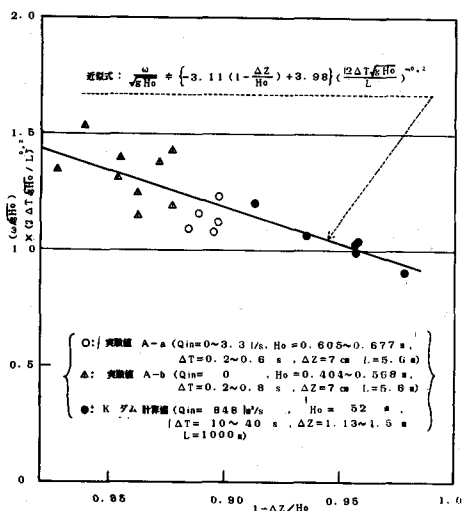


図-11 波先端移動速度の近似式