

I S S N 0386—5878  
土 研 資 料 第1909号

土 木 研 究 所 資 料

# 水没斜面の安定解析手法について

昭和58年 3 月

建設省 土 木 研 究 所  
砂防部地すべり研究室

## ま え が き

国土の急速な発展に伴なり水需要の増大とエネルギー増産の観点から、貯水池建設の必要性和貯水池の有効利用が叫ばれており、その重要性が高まって来ている現状である。したがって湛水による水没斜面の地すべり発生の予知、有効かつ適切な防止対策工法の確立の要望が非常に高い。

本報告は、これら要望に対し、水没斜面の地すべりの現状とそれに対する安定解析手法の一手法を報告し、今後の調査研究資料とするため取まとめを行なったものであり、後半には参考事例として外国の水没斜面の地すべり解析事例を紹介してある。今後の水没斜面の調査研究に際しての一参考資料となれば幸である。

建設省 土木研究所 地すべり研究室

研究室長 藤 田 寿 雄

主任研究員 吉 松 弘 行

坂 元 靖 秀

## 目 次

|                                     |    |
|-------------------------------------|----|
| 1. ダム湛水と土地すべり.....                  | 1  |
| 2. 斜面安定解析 .....                     | 4  |
| 3. 斜面安定計算 .....                     | 9  |
| 4. 今後の問題 .....                      | 16 |
| <br>貯水位変動と斜面挙動 .....                | 25 |
| 1. 概 説 .....                        | 25 |
| 2. 調査と地質工学的な対策 .....                | 26 |
| 3. すべりの物理—力学的特性 .....               | 26 |
| 4. 運 動 .....                        | 29 |
| 5. 試算的解析 .....                      | 30 |
| 6. 結 論 .....                        | 32 |
| <br>土塊移動とダム建設 .....                 | 33 |
| 1. すべり土塊によって部分的にふさがれた谷でのダムサイト ..... | 35 |
| 2. ダムサイトにおける建設工事を原因とする地すべり .....    | 40 |
| 3. 貯水池の湛水後、操作中に発生する斜面運動 .....       | 42 |
| 4. 貯水池透水性の地すべりへの影響 .....            | 49 |

## 1. ダム湛水と地すべり

ダム建設に関係する地すべりとしては、大別してダム建設工事に係わるものとダム完成後湛水を原因として発生する地すべりである。前者に関してはZaruba<sup>1)</sup>が詳しく事例報告(後章で紹介)しており、いずれにしてもダム本体およびダム付属施設建設に伴う掘削による斜面の安定性を乱すことに起因している。後者は、貯水池が完成し、斜面が水没することに起因するもので、イタリアアルプスのパイオントダムの事例が挙げられる。したがって前者は、地すべり発生箇所が限定され、詳細な地質調査等を実施することによってある程度この地すべりの機構・危険度を予知することも可能となる。しかしながら後者の場合、地すべり発生範囲が広く、必ずしも十分なる地下構造調査実施できず、地すべり発生箇所等を航空写真、地形踏査等より調査しているのが実情である。こういった種の地すべりの発生は、パイオントダムに見られるように、貯水池の湛水容量を減少させ、極端な場合はダムを越えし、下流住民を危険にさらす洪水(段波と言うべきか)の原因ともなりかねず、ダム本体等の掘削を起因とする地すべりとならんで非常にその予知、防止対策は重要なものとなる。

今回は特にこの後者の、ダム湛水位変動を原因とする地すべりに焦点をあて、地すべりの安定解析手法について報告提案を行なう。

ダム湛水位の変動に起因すると思われる地すべりの発生原因としては、Fujita<sup>2)</sup>によれば

- 1) 湛水による浸水作用によって土塊のせん断強度が低下する。この場合図-1に見られるように、

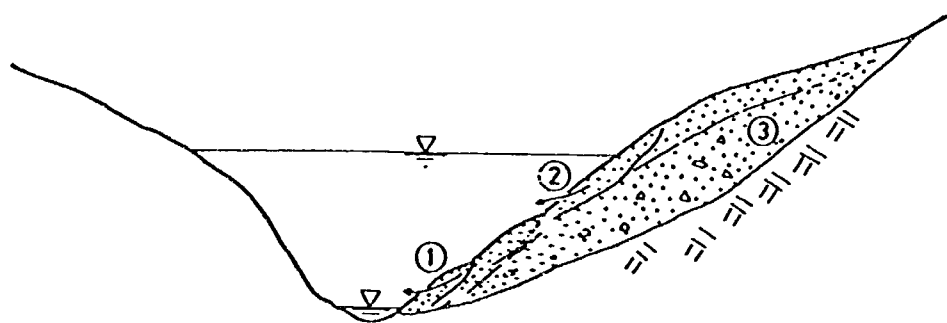


図 - 1

小規模な地すべりが脆弱な表層部にこれを原因にして、上流部斜面に波級し、しいては斜面全体の地すべりを誘発する。

- 2) 湛水位の斜面内への浸水によって斜面内の地下水状態が変化する。これは斜面末端が湛水することによって地下水が斜面内へ集積し、浮力をもたらし、斜面の安定性を乱す。
- 3) 湛水位の急速低下による残留間隙水圧の発生

図-2に見られるように、湛水位が長期間一定に保たれた後、急速に低下すると、斜面土塊が

難透水性のため残留間隙水圧が発生し、斜面の安定性を乱だす。

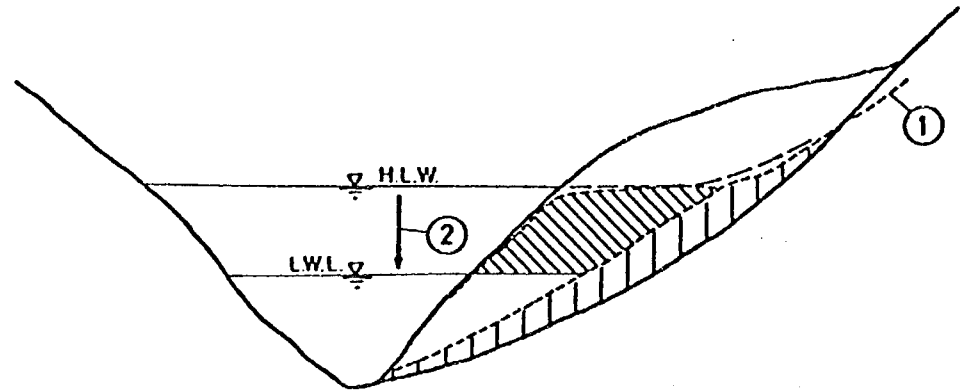


図-2 斜線部分に残留間隙水圧が発生  
①湛水前の地下水位 ②急速低下水位

4) 貯水池の重みによる地山のひずみ。湛水以前は、侵食等によっても比較的地山としては内部応力が保たれていたが、急激な湛水荷重によって地山の内部応力が変化し、地下水状況の変化と相まって地すべりを誘発する。

さらにYoshimatsu<sup>3)</sup>は、次の要因を付加した。

5) 湛水位が比較的一定に保たれていても、湛水位のわずかばかりの変動によって湛水面付近に小規模の崩壊が発生し、大規模な地すべりを誘発する。

これら原因は、必ずしも単独の要因として作用するのではなく、種々の要因が複合して作用するのは当然である。

したがって、湛水位の変動状況から地すべりの発生タイプ分けを実施すると

- (1) 初期湛水時に発生する地すべり
- (2) 湛水位が比較的一定な状況下で発生する地すべり
- (3) 湛水位の急速低下時に発生する地すべり

に大別できる。定性的地すべり発生概念から1), 2), 4)の発生原因は(1)の初期湛水時に発生する地すべり比較的密接関係が、3)の発生原因は(3)の湛水位急速低下時の地すべりに密接な関係が存在するであろう。

これについて日本の水力ダムの水没斜面での湛水位変動を原因する地すべりの発生時期を調査した結果、約60%が湛水位急速低下時に発生しており、Fred<sup>4)</sup>はColumbia川のGrand Coulee Damの建設に伴う水没斜面で500箇所のうち49%に相当する245箇所の地すべりが初期湛水期間中に、30%が湛水位急速低下期間中に発生したと報告している。

いずれにしても初期湛水、湛水位急速低下時に地すべりが多発している。しかしながらこれら地

すべり活動に及ぼす湛水の影響については、これらを解明するための湛水池建設以前の地すべり発生地域の資料等が得られていない事等から、これら発生機構については推測の域を出ない事が多い。さらに湛水位急速低下時の地すべりについても、残留間隙水圧の推定手法としては現在 Bishop<sup>5)</sup>, Morgenstern<sup>6)</sup> 法があるが、彼らの手法は湛水位が非常に急激に低下した場合であり、貯水池の様に広い湛水面積を有する場合、湛水位低下はそれほど急激でなく、通常のダム管理上での湛水位低下でも地すべりが発生

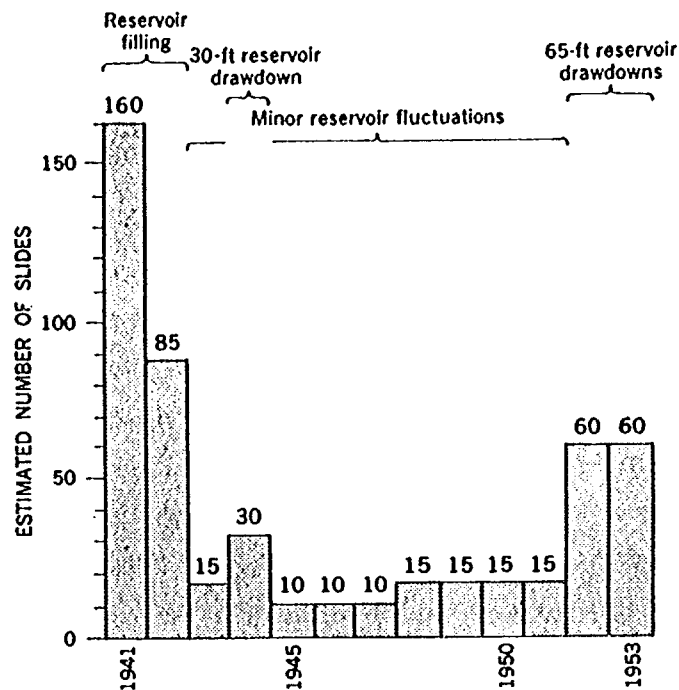


図-3 Franklin D. Roosevelt Lake  
における地すべりの発生頻度

しており、現場観測でも必ずしも彼らの提唱する境界条件とは一致せず、Jappelli<sup>7)</sup>も提唱しているが、湛水位急速低下の状態は安全率表示すると最も危険な状態となるが、これは解析に導入されたか酷な仮定による場合もあると考えられる。したがって今回は特に湛水位急速低下時(任意の低下速度を有する)の斜面安定の評価手法について詳述する。

## 2. 斜面安定解析

### 2-1 水位変動に伴う地すべり地内の地下水位変動の推定手法

湛水位変動に伴う地すべり地内の地下水位変動の推定においては、湛水位が任意に変動するので基本的には非定常浸透流解析を実施しなければならない。これら解析については、フィルダムの非定常浸透流解析手法<sup>8)</sup>が応用できる。解析手法としては差分解法とF. E. M. 解析に大別される。一方地下水解析で最も基本的かつ重要な事は、計算に際して必要な地下水パラメーター（有効間隙率、透水係数等）がどの程度精度よく得られているかである。このデータの精度によって不均質斜面又は均質斜面として解析するか左右されることとなる。均質斜面と考えれば、初期データのインプットの煩雑さの観点から差分解法が有利となる。

これら地下水解析において、均質斜面かまたは不均質斜面として取扱えるかの議論を実施するとすれば、当然自然斜面の地下構造特性から不均質斜面として取扱うことがより理想的であろう。前述の地下水パラメーターの精度もさることながら、地下水変動の現地観測データを別な観点から概略検討し、均質斜面としての処理が可能か考察する方がより適切妥当であろう。

均質斜面と考えた場合、ある任意の時間における地下水変動曲線は誤差関数で近似できる。<sup>9)10)</sup>そこで図-4の概念に従って、鳴子ダム水無地すべり地区を解析事例として、現地観測データを解析したのが図-5である。バラツキがあり、必ずしも上述した明瞭な誤差関数曲線で表わすことはできないが、曲線の傾向としては誤差関数の概念が適用できそうである。こういった解析事例としては下久保ダム神戸地すべり地においても同様な誤差関数曲線の傾向が観察されている。したがってこれら解析を実施することによって概略的に均質斜面での解析が妥当かどうか検討できよう。

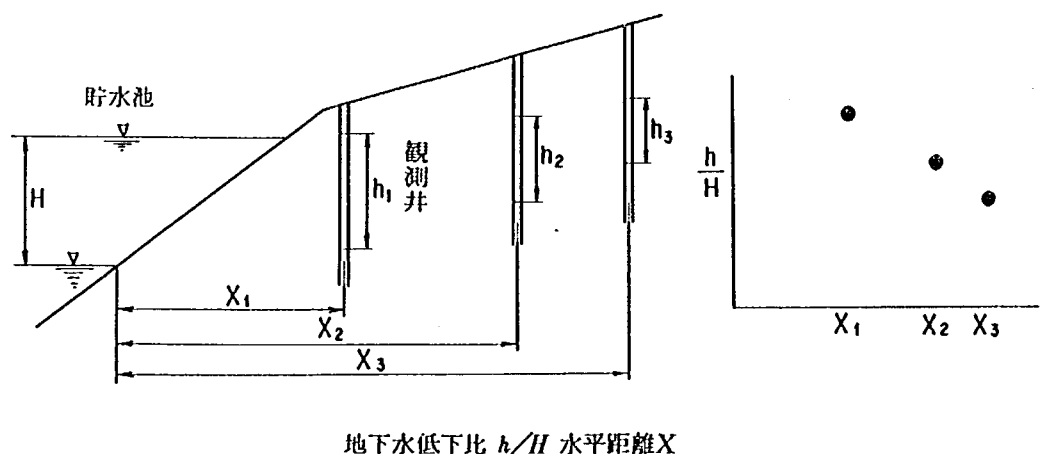
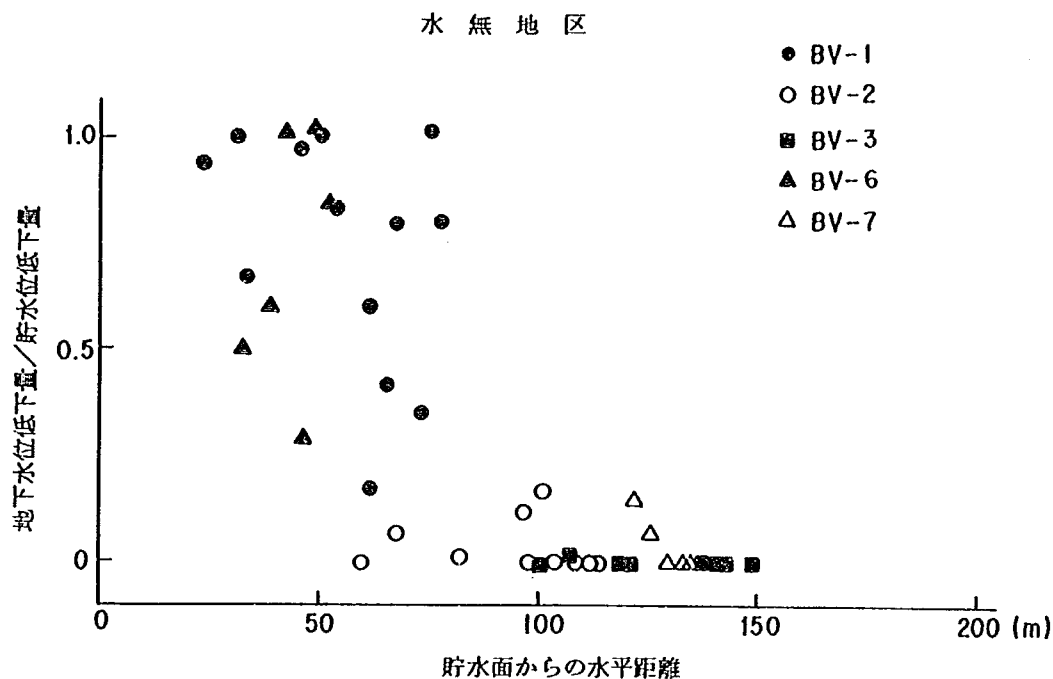


図-4 湛水位変動による地すべり地内地下水位変動解析概念図



## 2-2 地下水変動解析式の誘導

地下水の運動方程式としてDarcy 法則は(1)式で表わされる(図-6 参考)。

$$q(x, t) = -k_a H(x, t) \frac{\partial f(x, t)}{\partial x} \quad (1)$$

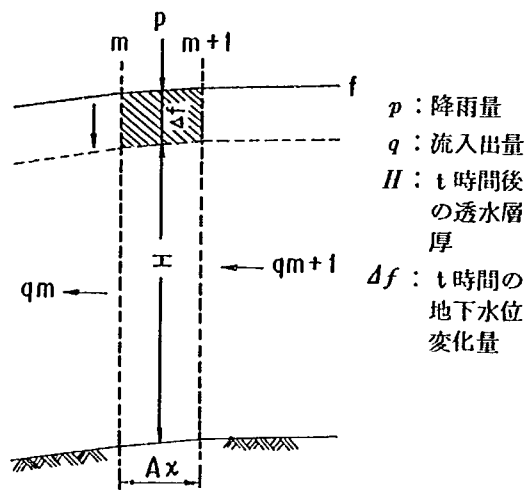
ここで $H$ は準深(透水層厚さ),  $k_a$ : 透水係数, また地下水流は連続の関係を満足しなければならないから次式が成り立つ。

$$\frac{\partial q}{\partial x} = -\beta \frac{\partial f}{\partial t} - d_p \quad (2)$$

ここに $\beta$ : 有効間隙率(貯留係数),  $d_p$ : 地下水変動に起因する地下水かん養量の増分である。

前述の仮定に従って, 均質斜面と考え, 差分近似を行なうと,

$$F_m(\Delta t) = F_m + A \left\{ H_m (F_{m+1} - 2H_m + F_{m-1}) + \frac{1}{4} (H_{m+1} - H_{m-1}) (F_{m+1} - F_{m-1}) \right\} + \frac{dP_m \Delta t}{\beta} \quad (3)$$



(3)式を使用することによって、任意の境界、初期条件での非定常浸透流解析が実施できる。

### 2-3 境界条件、初期条件の検討

初期条件は、湛水位が比較的長期一定に保たれた時の定常状態を解析の出発点とすればよく、これは上流側の地下水位、下流側の湛水位を一定にし、(3)式を使用し長時間計算を実行し、こういった状態に見合う現場地下水観測データ（ボーリング孔観測水位）と比較検討し、著しい相違がなければこの時の定常水位を初期条件とすればよい。

境界条件としては、下流側においては湛水位標高で与えられる。この場合、 $m$ 地点の計算において $m-1$ 地点の湛水位標高が必要であるが、この $m-1$ 地点に湛水位標高を与えてやれば容易に計算ができることとなる。図-5に見られるように、現場地下水位観測データによれば、湛水面から斜面内10m以内では地下水位は湛水位に非常に良く追随している。これは斜面内の地下水は斜面勾配にはほぼ等しい動水勾配を有し、さらにその透水層厚は比較的浅いため、地下水流動の連続の関係から湛水面付近では動水勾配が小さくなるためである。この現象は(3)式を使用して容易にシュミレーションできる。したがって差分方程式の計算間隔を5m以内にとれば、近似的に、下流側境界条件として湛水位標高をそのまま(3)の計算式に導入できる。したがってこの手法によれば任意の湛水位変動（急速低下、湛水条件）でも斜面内の地下水位の変動計算が実施できる。

上流側においては、図-5に見られるように湛水面から100m以上離れると湛水位変動の影響はほとんど見られなくなる。したがって図-5の解析を実施することによって湛水位変動の影響を受けない地点の地下水位を一定水位として与えれば良いことになる。

### 2-4 地下水変動の解析事例

前章で述べた解析手法、初期条件、境界条件に従って図-5で示された観測データの得られた期間中の湛水位変動に応じてシュミレーションを実施し、観測データと比較したのが図-7である。ただし図-7の観測値は図-5でのそれぞれ観測ボーリング孔での平均値を使用している。図-7の結果を見れば比較的良好一致を見ており、水無地すべりは解析に用いた透水係数、有効間隙率の値の妥当性ともに、均質斜面の仮定のもとでの

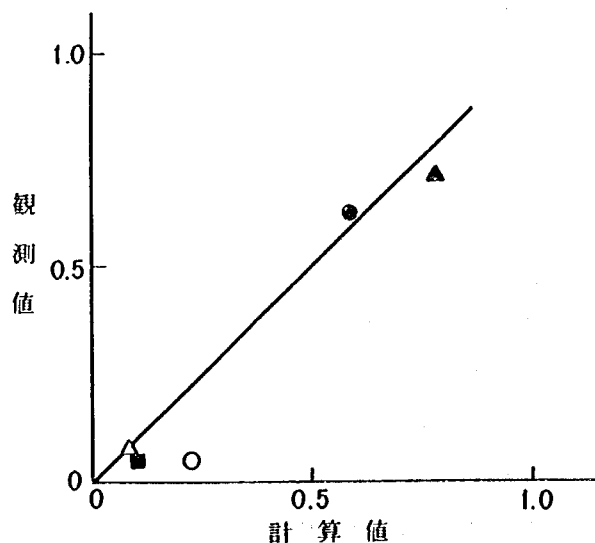


図-7 地下水位比較シュミレーション図

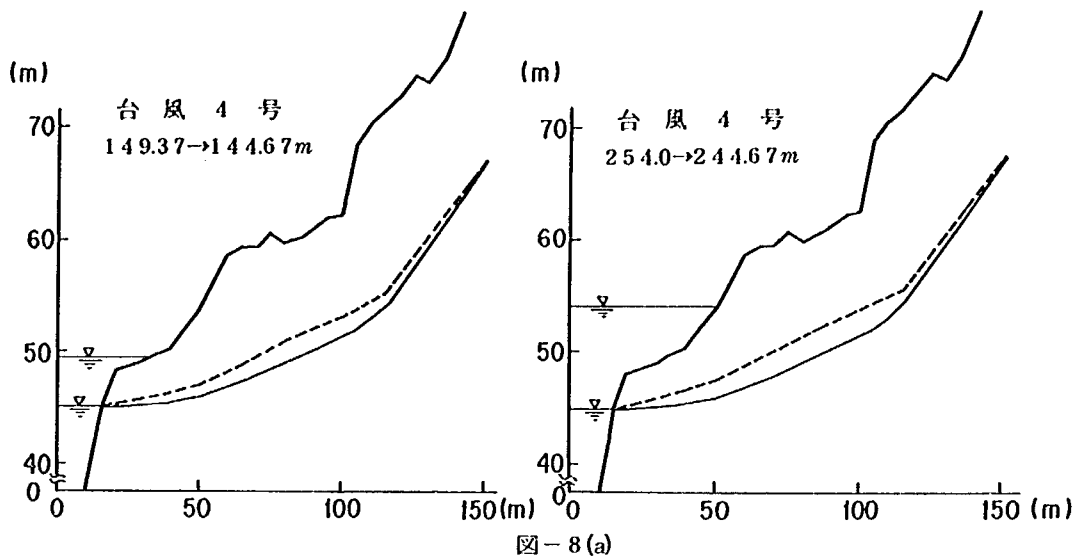


図-8(a)

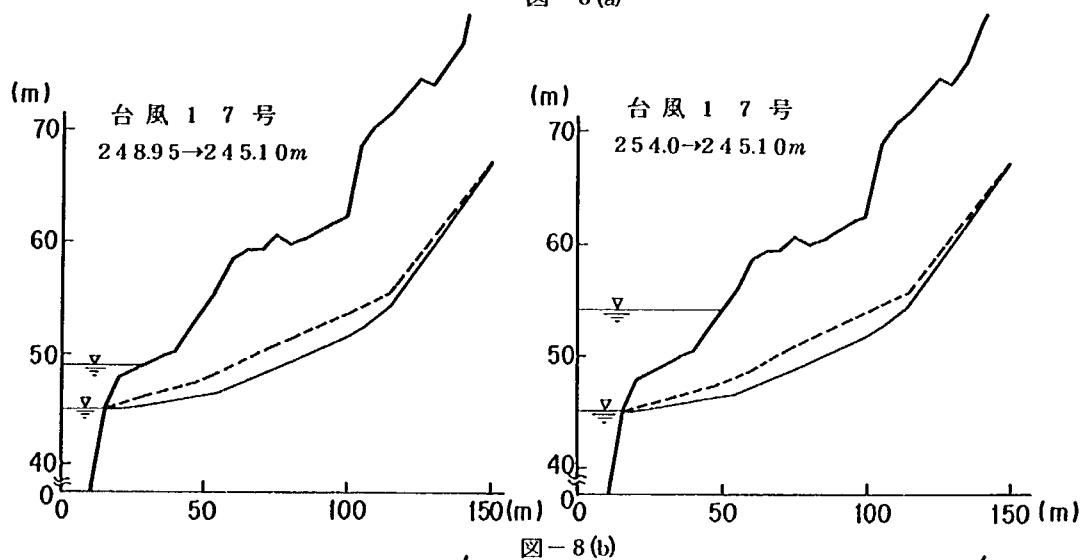


図-8(b)

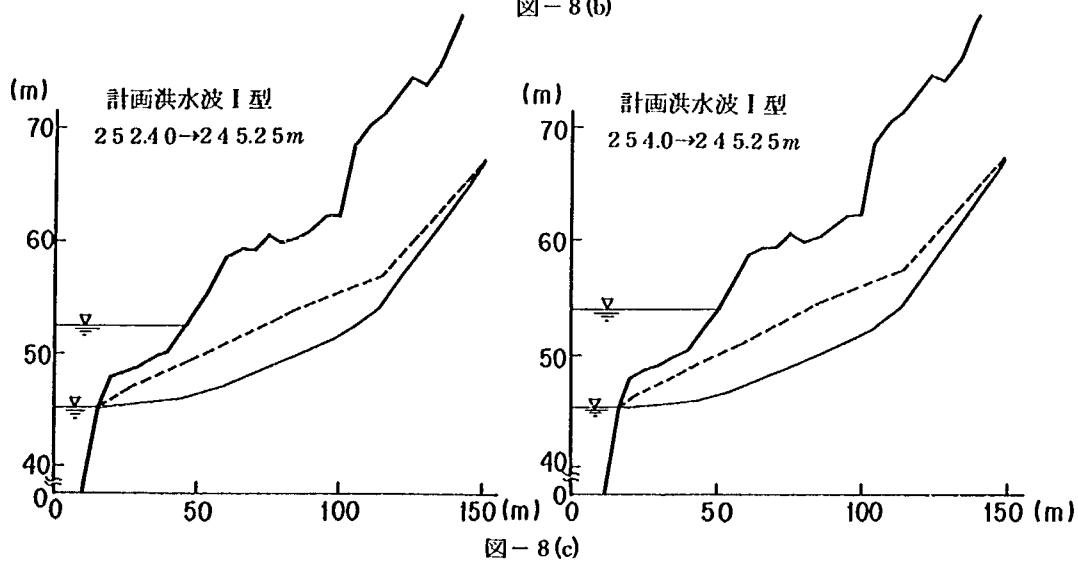


図-8(c)

解析が可能な事が理解される。それぞれの地下水変動解析結果図－8，表－1に示す。

なお解析フローは図－9の通りで計算プログラムを巻末に掲載する。

表－1 地下水残留量（最高地点残留量）

| 台風17号（4.017 m／日） | 台風4号（3.049 m／日） | 計画洪水波I型（13.2 m／日） |
|------------------|-----------------|-------------------|
| 2.00 m           | 1.90 m          | 4.00 m            |
| 2.15 m           | 2.25 m          | 4.50 m            |

### 3. 斜面安定計算

#### 3-1 簡便法

水没斜面の土塊のスライス(図-10)を考えると, スライスの釣合は次式で与えられる(ただしスライスの内部応力は無視する)。

$$\begin{aligned} W \sin \theta + dP_w \cos \theta - P \sin \theta \\ = (W \cos \theta + P \cos \theta - \\ dP_w \sin \theta - u) \frac{\tan \phi}{F_s} \\ + \frac{Cl}{F_s} \end{aligned} \quad (4)$$

いま  $P$  はスライス地表面に作用する水圧の合力である。いま簡便的に  $dP_w \approx 0$  とすればスライスの安全率は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{(W \cos \theta + P \cos \theta - u) \tan \phi + Cl}{W \sin \theta - P \sin \theta} \quad (5)$$

スライス全域にわたって

$$F_s = \frac{\sum (W \cos \theta + P_v - u) \tan \phi + \sum cl}{\sum W \sin \theta - \sum P_n} \quad (6)$$

$$\text{ただし } P_v = \frac{1}{2} (h_1 + h_2) b, \quad P_n = \frac{1}{2} (h_1^2 - h_2^2)$$

ここで鳴子ダム水無地区について解析を実施する。

水無地区のすべり面は, 1次から4次に分割できるので, それぞれ個々のブロックについて(3)式から求めた基底水位と残留水位の差を残留間隙水圧として(6)式に従がい斜面安定計算を実施した。ただし土質定数 ( $C, \phi'$ ) は昭和56年度見手の原地すべり調査報告書から引用した値を使用した。さらに湛水位の変化は, 実際の湛水位の変化とダム操作管理上考えられる仮定湛水位変化量に従って実施した。その結果を表-2, 3に示す。表中, 基底水位の場合, 湛水位の変化量に関係なく一定の定常状態となるため湛水位変動の差異に関係なく同じ安全率となる。

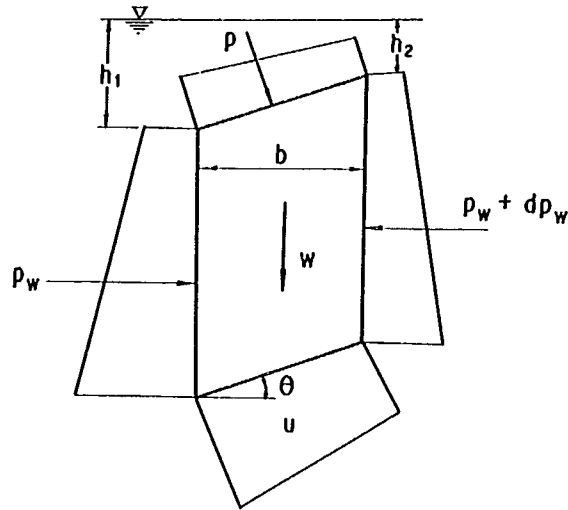


図-10 水没土塊スライスのモデル図

見手ノ原地すべり 水無地区 安定計算(簡便法)

表-2 安定計算結果

|       | 3.049 m/日<br>台風4号 | 4.017 m/日<br>台風7号 | 13.2 m/日<br>計画洪水波I型 |      |
|-------|-------------------|-------------------|---------------------|------|
| 1次すべり | 0.929             | 0.933             | 0.934               | 基底水位 |
|       | 0.896             | 0.896             | 0.851               |      |
| 2次すべり | 1.008             | 1.010             | 1.010               | 基底水位 |
|       | 0.973             | 0.971             | 0.926               |      |
| 3次すべり | 0.986             | 0.987             | 0.987               | 基底水位 |
|       | 0.957             | 0.955             | 0.918               |      |
| 4次すべり | 1.179             | 1.181             | 1.181               | 基底水位 |
|       | 1.151             | 1.151             | 1.116               |      |

3.049 m/日 249.37 m → 244.67 m 1次 {  $C=2.0 \text{ t/m}$   
 $\phi=12.47^\circ$   
 4.017 m/日 248.95 m → 245.10 m 2次, 3次 {  $C=2.0 \text{ t/m}$   
 13.20 m/日 252.40 m → 245.25 m 4次 {  $\phi=14.43^\circ$

表-3 安定計算結果

|       | 3.049 m/日<br>台風4号 | 4.017 m/日<br>台風7号 | 13.2 m/日<br>計画洪水波I型 |      |
|-------|-------------------|-------------------|---------------------|------|
| 1次すべり | 0.929             | 0.933             | 0.934               | 基底水位 |
|       | 0.884             | 0.880             | 0.840               |      |
| 2次すべり | 1.008             | 1.010             | 1.009               | 基底水位 |
|       | 0.961             | 0.954             | 0.912               |      |
| 3次すべり | 0.986             | 0.987             | 0.986               | 基底水位 |
|       | 0.947             | 0.942             | 0.907               |      |
| 4次すべり | 1.179             | 1.181             | 1.181               | 基底水位 |
|       | 1.142             | 1.137             | 1.105               |      |

3.049 m/日 254.00 m → 244.67 m 1次 {  $\phi=12.47^\circ$   
 $C=2.0 \text{ t/m}$   
 4.017 m/日 " → 245.10 m 2次, 3次 {  $\phi=14.43^\circ$   
 13.20 m/日 " → 245.25 m 4次 {  $C=2.0 \text{ t/m}$

Morgenstern 法の解析手法についていろいろ報告<sup>11)</sup>されているが、種々の解析手法の中ですべての釣合条件を満足し、一般性を有する手法として良く知られている。そこで前述の簡便法との比較を行ない、その妥当性を検討する意味でMorgenstern and Price 法による水没斜面の安定解析手法を検討する。

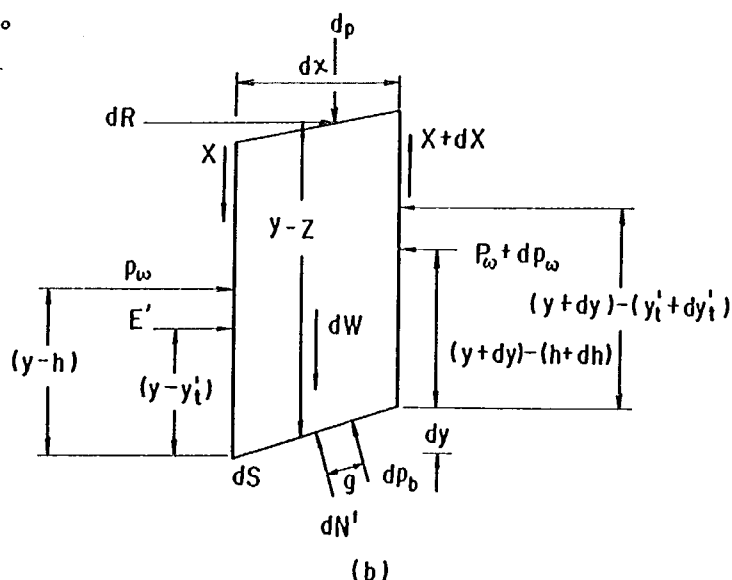


図-11 (a) 地すべり土塊  
(b) スライスに作用する外力

しているので、本解析においてもこの概念に従って考察することとし、図-11にはこの成分を  $dp$  でもって示す。さらに次の仮定として水圧  $dR$  は分布荷重として作用し、集中荷重として作用するのではないが、計算の煩雑さを避けるためと Morgenstern 法も土塊内部応力を集中荷重として取扱っていることから、同じ概念で集中荷重として処理することとした。

$$E' \left[ (y - y'_t) - \left( -\frac{dy}{2} \right) \right] + P_{\omega} \left[ (y - h) - \left( -\frac{dy}{2} \right) \right]$$

$$\begin{aligned}
& - (E' + dE') [y + dy - y'_t - dy'_t + (-\frac{dy}{2})] \\
& - X \frac{dx}{2} - (X + dX) \frac{dx}{2} - (P_\omega + dP_\omega) [(y + dy) - (h + dh) - \frac{dy}{2}] \\
& - dP_b g + dR (y - z) = 0
\end{aligned} \tag{7}$$

微少項を無視し、 $dx$ の幅を小さくすれば次式を得る。

$$X = \frac{d}{dx} (E' y'_t) - y \frac{dE'}{dx} + \frac{d(P_\omega h)}{dx} - y \frac{dP_\omega}{dx} + (y - z) \frac{dR}{dx} \tag{8}$$

次に $N$ 方向の釣合より(圧縮を正として)

$$dN' = dW \cos \alpha - dX \cos \alpha - dE' \sin \alpha - dP_\omega \sin \alpha + dR \sin \alpha - dP_b \tag{9}$$

同様に $S$ 方向の釣合より

$$dS = dW \sin \alpha + dE' \cos \alpha + dP_\omega \cos \alpha - dX \sin \alpha - dR \cos \alpha \tag{10}$$

一方モールクーロンの破壊規準より

$$dS = \frac{1}{F} [C' dx \sec \alpha + (dN') \tan \phi'] \tag{11}$$

(8), (9), (10)式より、また $dP_b = r_u dW \sec \alpha$ ,  $\tan \alpha = \frac{dy}{dx}$ より次式を得る。ただし $r_u$ は間隙水圧係数である。

$$\begin{aligned}
& \frac{dE'}{dx} [1 - \frac{\tan \phi'}{F} \frac{dy}{dx}] + \frac{dX}{dx} [\frac{\tan \phi'}{F} + \frac{dy}{dx}] \\
& = \frac{C'}{F} [1 + (\frac{dy}{dx})^2] + \frac{dP_\omega}{dx} [\frac{\tan \phi'}{F} \frac{dy}{dx} - 1] + \frac{dW}{dx} \{ \frac{\tan \phi'}{F} + \frac{dy}{dx} \\
& - r_u [1 + (\frac{dy}{dx})^2] \frac{\tan \phi'}{F} \} + \frac{dR}{dx} [1 - \frac{\tan \phi'}{F} \frac{dy}{dx}]
\end{aligned} \tag{12}$$

いま(8)式において $X$ の関数として $y$ を決定すると $E'$ ,  $X$ ,  $y'_t$ の不静定問題が生じてくる。そこでMorgenstern法にならって次の様な仮定をおく。

(1) すべり面に沿った法線応力分布が仮定される。限界応力式から法線力を切離して不静定問題を内力だけのものとして考える。

(2) 作用線の位置に関してもうひとつの仮定を設ける。

$$(y - y_t) = a (y - Z_\omega)$$

とすると間隙水圧を無視し、(7)式に代入すれば次式を得る。

$$X = E \frac{dy}{dx} - a \frac{d}{dx} [E (y - Z_\alpha)] + \frac{dR}{dx} \cdot Z \tag{13}$$

(3) 内力を次式で定義する。

$$E' = \int_y^z \sigma'(y) dy \quad (14)$$

$$X = \int_z^y \tau_{xy}(y) dy \quad (15)$$

$$X = \lambda f(x) E' \quad (16)$$

もし  $f(x)$  を決めてやれば問題は静定化するし、 $\lambda$ ,  $F$  はある境界条件を満足する微分方程式の解から決定される。

さらに式を簡単化するため有効応力  $E'$  のかわりに全水平応力  $E$  を用いて  $\lambda f(x)$  を定義する。

$$E = E' + P_\omega - R \quad (17)$$

応力の作用点を  $y_t$  とすると

$$E y_t = E' y'_t + P_\omega h - R \cdot Z \quad (18)$$

(16)式のかわりに

$$X = \lambda f(x) E \quad (19)$$

式を仮定する。

各スライス内ですべり面の部分は直線で、構成材料、間隙水圧帯も直線的に変化するとすれば、関数  $f(x)$  は直線的に  $x$  によって変化する。したがって

$$y = Ax + B \quad (20)$$

$$\frac{dW}{dx} = Px + q \quad (21)$$

$$f = Px + m \quad (22)$$

ただし、(22)式においては内力の比がすべり土塊内で直線的に変化するとする。(17)式から

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dE'}{dx} + \frac{dP_\omega}{dx} - \frac{dR}{dx} \quad (23)$$

また(12)式は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} & \left( \frac{dE'}{dx} + \frac{dP_\omega}{dx} - \frac{dR}{dx} \right) \left[ 1 - \frac{\tan \phi'}{F} \frac{dy}{dx} \right] + \frac{dX}{dx} \left[ \frac{\tan \phi'}{F} + \frac{dy}{dx} \right] \\ &= \frac{C'}{F} \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{dW}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{F} + \frac{dy}{dx} - r_u \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \frac{\tan \phi'}{F} \right\} \end{aligned} \quad (24)$$

(23)と(24)式から、さらにMorgenstern法と同じ仮定を行なう。

$$\frac{dy}{dx} = \Lambda \quad (25)$$

$$\frac{dX}{dx} = \lambda k E + \lambda (kx + m) \frac{dE}{dx} \quad (26)$$

$$K = \lambda_k \left( \frac{\tan \phi'}{F} + A \right) \quad (27)$$

$$L = \lambda_m \left( \frac{\tan \phi'}{F} + A \right) + 1 - \frac{\tan \phi'}{F} A \quad (28)$$

$$N = p \left[ \frac{\tan \phi'}{F} + A - r_u (1 + A^2) \frac{\tan \phi'}{F} \right] \quad (29)$$

$$P = \frac{C'}{F} (1 + A^2) + q \left[ \frac{\tan \phi'}{F} + A - r_u (1 + A^2) \frac{\tan \phi'}{F} \right] \quad (30)$$

結局次式が得られる。

$$(Kx + L) \frac{dE}{dx} + KE = Nx + P \quad (31)$$

31)式は、地すべり地表面に分布応力以外の外力を考えていない従来の Morgenstern 法の解析式で、以下の計算は Morgenstern 法に従って計算を実施すれば良い事になる。ただしスライスに作用するモーメントは次式から求める必要がある。

まず、(8)式に(17)式から得た次式を代入する。

$$E' = E - P_\omega + R$$

したがって(8)式は次式で表わされることになる。

$$X = \frac{d}{dx} [E y_t] - y \frac{dE}{dx} + \frac{d}{dx} (RZ) - Z \frac{dR}{dx} \quad (32)$$

$$X - E \frac{dy}{dx} - R \frac{dZ}{dx} = \frac{d}{dx} [E (y_t - y)]$$

$$M = \int (X - E \frac{dy}{dx} - R \frac{dZ}{dx}) dx = E (y_t - y) \quad (33)$$

33)式も従来の Morgenstern 法に従えば容易に求められる。

以上の解析手法に従って、前述の簡便法と同じ条件で解析した結果を表-4, 5に示す。この表中、モーメントを考えるとあるのは  $dR$  の水圧水平力が地すべり地表面に作用した場合で、モーメントを考慮しないとあるのは水圧がすべり面に作用した場合である。当然のことであるがモーメントを考慮しない方が安全率が低くなる。簡便法と比較してみると Morgenstern 法の方が安全率が高くなり、従来言われている結果<sup>12), 13), 14)</sup>と一致している。地すべりブロック別の安全率を見ると簡便法で得られた傾向と一致している。当解析を実施することによって前述の簡便法の妥当性も理解でき、より合理的な水没斜面の安定解析が実施できると考えられる。

見手の原地すべり 水無地区 (モルゲン)

表-4 安定解析結果

|       | 3.049 m/日 |       | 4.017 m/日 |       | 13.2 m/日 |       |      |
|-------|-----------|-------|-----------|-------|----------|-------|------|
|       | モーメント考慮   | 考えない  | モーメント考慮   | 考えない  | モーメント考慮  | 考えない  |      |
| 1次すべり | 0.987     | 0.977 | 0.998     | 0.987 | 1.015    | 1.003 | 基底水位 |
|       | 0.948     | 0.938 | 0.960     | 0.950 | 0.922    | 0.913 |      |
| 2次すべり | 1.059     | 1.053 | 1.054     | 1.047 | 1.062    | 1.056 | 基底水位 |
|       | 1.004     | 0.999 | 1.006     | 1.000 | 0.966    | 0.960 |      |
| 3次すべり | 1.027     | 1.022 | 1.023     | 1.018 | 1.030    | 1.024 | 基底水位 |
|       | 0.982     | 0.978 | 0.983     | 0.978 | 0.949    | 0.945 |      |
| 4次すべり | 1.218     | 1.216 | 1.219     | 1.217 | 1.222    | 1.220 | 基底水位 |
|       | 1.179     | 1.178 | 1.178     | 1.176 | 1.146    | 1.145 |      |

3.049 m/日 2540.0 m → 244.67 m

4.017 m/日 2540.0 m → 245.10 m

13.20 m/日 2524.0 m → 245.25 m

1次 {  $\phi = 12.47^\circ$   
 $C = 2.0 \text{ t/m}$

2次, 3次, 4次 {  $\phi = 14.43^\circ$   
 $C = 2.0 \text{ t/m}$

表-5 安定解析結果

|       | 台風4号 3.049 m/日 |       | 台風17号 4.017 m/日 |       | 計画洪水波I型 13.2 m/日 |       |      |
|-------|----------------|-------|-----------------|-------|------------------|-------|------|
|       | モーメント考慮        | 考えない  | モーメント考慮         | 考えない  | モーメント考慮          | 考えない  |      |
| 1次すべり | 0.987          | 0.977 | 0.998           | 0.987 | 1.015            | 1.003 | 基底水位 |
|       | 0.959          | 0.949 | 0.976           | 0.965 | 0.933            | 0.923 |      |
| 2次すべり | 1.059          | 1.053 | 1.054           | 1.047 | 1.062            | 1.056 | 基底水位 |
|       | 1.016          | 1.010 | 1.023           | 1.017 | 0.978            | 0.973 |      |
| 3次すべり | 1.027          | 1.022 | 1.023           | 1.018 | 1.030            | 1.024 | 基底水位 |
|       | 0.992          | 0.987 | 0.998           | 0.993 | 0.961            | 0.956 |      |
| 4次すべり | 1.218          | 1.216 | 1.219           | 1.217 | 1.222            | 1.220 | 基底水位 |
|       | 1.188          | 1.187 | 1.191           | 1.190 | 1.157            | 1.155 |      |

台風4号 249.37 m → 244.67 m

台風17号 248.95 m → 245.10 m

計画洪水波I型 2524.0 m → 245.25 m

1次 {  $\phi = 12.47^\circ$   
 $C = 2.0 \text{ t/m}$

2次, 3次, 4次 {  $\phi = 14.43^\circ$   
 $C = 2.0 \text{ t/m}$

#### 4. 今後の問題

本解析は、任意の湛水位変動による地すべり斜面の安定度について検討、その手法について述べたが、これら解析を実施する際、すべり面の土質強度定数および残留間隙水圧値の信頼性が非常に重要となる。特に湛水位が急速低下する場合、すべり面上部に厚い粘土層を挟在している時、残留水位と残留間隙水圧は直接対応しない。<sup>15)</sup> こういった現象は、不均質斜面における地下水位解析モデルの妥当性の検討領域で、今後こういった観点から考察を進める必要がある。

#### 参考文献

- 1) Q. Zaruba, V. Menci (1982): 「Landslides and their Control」 Elsevier Scientific Publishing Company New York p 237~256
- 2) H. Fujita (1977): 「Influence of water level fluctuations in a reservoir on slope stability」 Bull. Int. Asso. Eng. Geol. №16 p 170~173
- 3) H. Yoshimatsu (1981): 「Studies on slope stability of landslides along the reservoir」 Journal of Japan Landslide Society 18-2, p 22~30
- 4) Fred O. Jones, Daniel R. Embury, and Warren L. Peterson (1961): 「Landslides Along the Columbia River Valley Northeastern Washington」 U. S. G. S. Professional Paper 367
- 5) A. W. Bishop (1954): 「The Use of Pressure Coefficients in Practice」 Geotechnique 4-4 p 148~152
- 6) N. Morgenstern (1963): 「Stability Charts for Earth Slope during Rapid Drawdown」 Geotechnique 3-2 p 121~131
- 7) R. Jappelli and A. Musso (1981): 「Slope Response to Reservoir Water Level Fluctuations」 Soil Mech. Found. Eng. 10th Int. Conf. p 437~442
- 8) 山口柏樹他「フィルダムの設計及び施工」技報堂、昭和48年
- 9) 52年度建設省土木研究所、河川総合開発事業報告書
- 10) 松尾新一郎他「地下水低下工法」鹿島出版会、昭和48年
- 11) 中村浩之「Morgenstern and Price 法による地すべり斜面の安定解析手法」土研資料第1510号、昭和54年
- 12) N. R. Morgenstern and V. E. Price (1965) 「The analysis of the

stability of general slip surface」 Geotechnique Vol 15, No 1, p 79  
～ 93

- 13) 中村浩之「すべり斜面の安定計算式の検討」 土木技術資料, 20-8, 1978
- 14) 川本治「スライス間力を考慮した極限平衡法の検討と地すべり安定解析への適用」 農土試技報  
C22, p 53～86, 1981
- 15) 吉松弘行「貯水位低下に伴う地すべり斜面の地下水位の変動と残留間隙水圧」 土木技術資料  
21-2, 1979

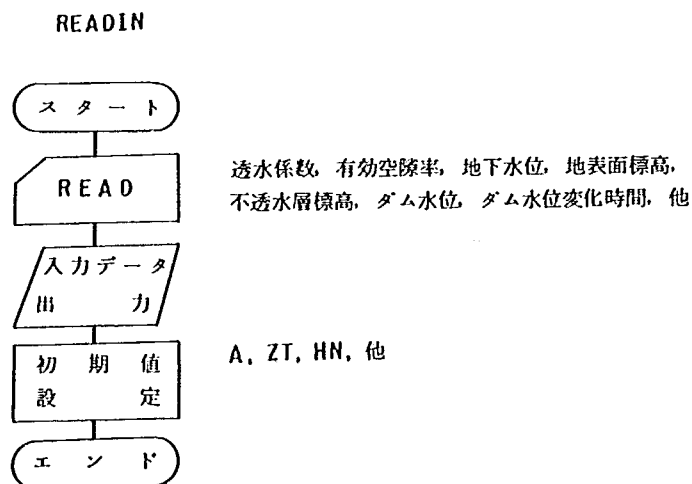
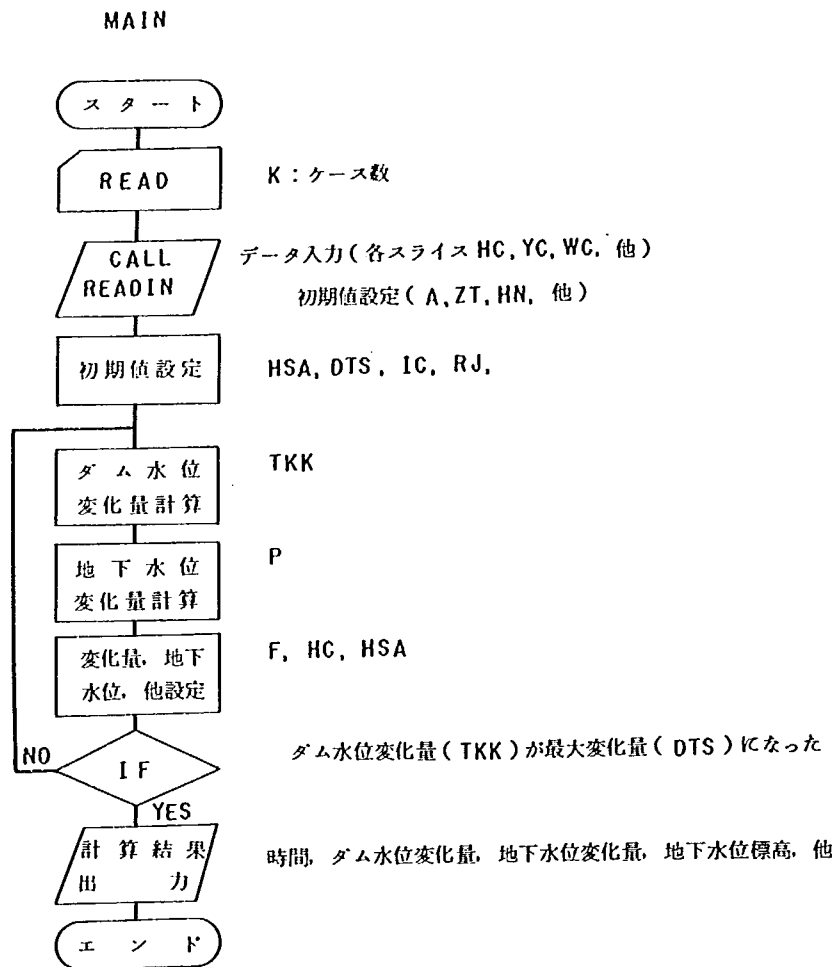
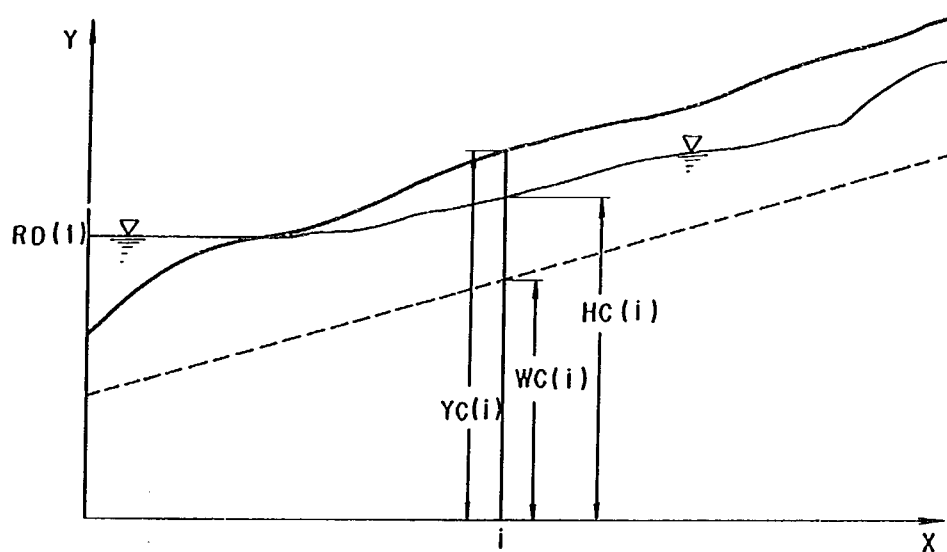


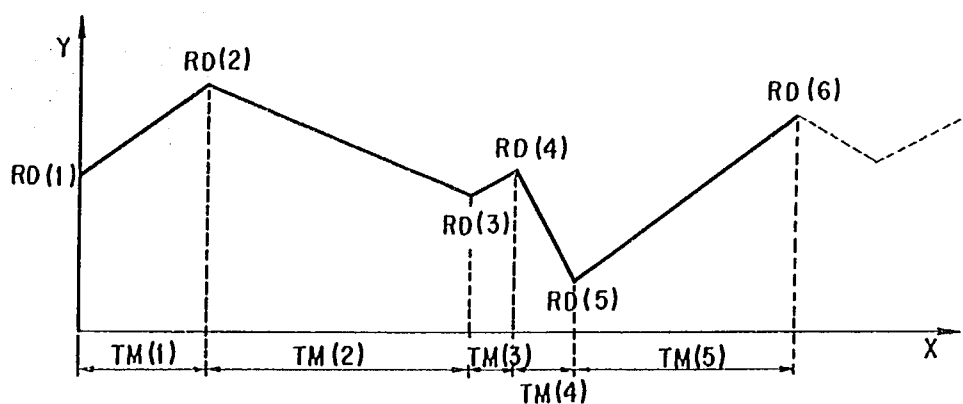
図-9 解析フロー図

入力データ

|         |         |       |        |
|---------|---------|-------|--------|
| K       | ケース数    | HC(i) | 地下水位標高 |
| NAME(i) | データ名    | YC(i) | 地表面標高  |
| TK      | 透水係数    | WC(i) | 不透水層高  |
| BT      | 有効空隙率   |       |        |
| MX      | スライス数   |       |        |
| MD      | ダム水位変化数 |       |        |



RD(i) ダム水位標高  
TM(i) ダム水位変化時間



```

C  プログラムの目的は、与えられた初期条件から、
  COMPILER DOUBLE PRECISION
  COMMON / DATA1 / HC(100),YC(100),PD(100),WC(100),ZT(100),HN(100)
  COMMON / DATA2 / TK,BT,MX,MD,NAME(2),F(100),P(100),HSA(100)
  COMMON / DATA4 / MT,TM(50),BL,TL,A
  COMMON / DATA3 / DT,DX
  DATA DT,DX / 0.001,5.0 /
  CALL FOPEN(5,'SCDR')
  CALL FOPEN(6,'SLPT')
C  TK=トウスイケイソク DT=チルダ T DX=チルダ X BT=ゴウゴウカクキキリツ MX=Xノカズ
C  MD=ダマシイソク HC=チカスイ YC=チヒヨウメニ RD=ダマシイ WC=チカスイキチスイ
C  ZT=トウスイゾウキ F=チカスイノカクヨウ
  READ(5,10) K
10 FORMAT(I5)
  DO 1 KK=1,K
  CALL READIN
  MMD=MD-1
  DO 20 II=1,MMD
  DO 5 I=1,MX
  HSA(I)=(RD(II+1)-RD(II))
  5 CONTINUE
  MMX=MX-1
  DO 35 I=1,MMX
  IF (RD(II).GT.YC(I).AND.RD(II).LE.YC(I+1)) GO TO 36
35 CONTINUE
36 CONTINUE
  IC=I
  DTS=RD(II+1)-RD(II)
  RJ=RD(II)
15 CONTINUE
  BL=BL+1.0
  TL=BL*DT
  TKK=DTS*24.0/TM(II)*TL
  IF(DTS.LT.0.0.AND.TKK.LE.DTS) TKK=DTS
  IF(DTS.GT.0.0.AND.TKK.GE.DTS) TKK=DTS
  WRITE(10,333) BL,TKK,DTS
333 FORMAT(1H,10X,3F11.5)
  RI=RD(II)+TKK
  DO 30 J=1,MMX
  IF (RI.GT.YC(J).AND.RI.LE.YC(J+1)) GO TO 40
30 CONTINUE
40 CONTINUE
  J1=J+1
  DO 45 I=1,J1
  HC(I)=RI-WC(I)
  F(I)=TKK
  HSA(I)=F(I)
45 CONTINUE

```

```

NN=J+2
IF(NN.GT.IC) GO TO 55
DO 56 I=NN,IC
HC(I)=YC(I)-WC(I)
F(I)=RJ-YC(I)
56 CONTINUE
55 CONTINUE
DO 60 I=NN,MMX
P(I)=F(I)+A*(HC(I)*(F(I+1)-2*F(I)+F(I-1))+0.25*(HC(I+1)-HC(I-1))*
* (F(I+1)-F(I-1)))
60 CONTINUE
DO 70 I=NN,MX
F(I)=P(I)
HC(I)=ZT(I)+F(I)
HSA(I)=HC(I)+WC(I)-HN(I)
70 CONTINUE
IC=J
RJ=RJ
IF (TKK.NE.DTS) GO TO 15
WRITE(6,80)
80 FORMAT(1H ,/,1X,"*****")
WRITE(6,110)
110 FORMAT(1H ,7X,"ユ"カ",9X,"チユ",9X,"チカスイカ",8X,"チイカ",
1 7X,"チ"カ",6X,"チカスエヨウカ")
DO 90 I=1,MX
X1=(I-1)*DX
WL=HN(I)+F(I)
IF(I.LE.J1) WL=RD(I)+F(I)
DST=ABS(HSA(I)/TKK)
WRITE(6,100) TL,X1,HSA(I),DST,TKK,WL,F(I),HN(I),RI
100 FORMAT(1H ,9(2X,F11.4))
ZT(I)=WL-WC(I)
HN(I)=WL
90 CONTINUE
BL=0.0
20 CONTINUE
1 CONTINUE
CALL FCLOS(5)
CALL FCLOS(6)
STOP
END

```

```

COMPILER DOUBLE PRECISION
SUBROUTINE READIN
COMMON / DATA1 / HC(100),YC(100),RD(100),WC(100),ZT(100),HN(100)
COMMON / DATA2 / TK,BT,MX,MD,NAME(2),F(100),P(100),HSA(100)
COMMON / DATA4 / MT,TM(50),BL,TL,A
COMMON / DATA3 / DT,DX
C   TK=トウスイクス          DT=チルダ T          DX=チルダ X          BT=エウツウカツク*キリツ          MX=X/カズ
C   MD=ダウスイイクス        HC=チカスイ          YC=チユウメツ          RD=ダウスイ          WC=チカスイ*チスイ
C   ZT=トウスイツウツ        F=チカスイツウツ
      READ(5,10) NAME(1)
10  FORMAT(S80)
      READ(5,20) TK,BT,MX,MD
20  FORMAT(2F10.0,2I5)
      MT=MD-1
      READ(5,30) (HC(I),I=1,MX)
      READ(5,30) (YC(I),I=1,MX)
      READ(5,30) (WC(I),I=1,MX)
      READ(5,30) (RD(I),I=1,MD)
      READ(5,30) (TM(I),I=1,MT)
30  FORMAT(8F10.0)
C   カートチ*ダ ヅツウツ
      WRITE(6,40) NAME(1)
40  FORMAT(1H1/,1X,S80)
      WRITE(6,50) TK,BT,DX,DT
50  FORMAT(1H,"トウスイクス=",F10.3,5X,"エウツウカツク*キリツ=",F10.3,5X,
*      "チルダ X=",F5.1,5X,"チルダ T=",F7.4)
      WRITE(6,55)
55  FORMAT(1H,"SLICE NO.",10X,"X",12X,"Y(X)",11X,"H(X)",11X,"W(X)")
      DO 56 I=1,MX
        XI=(I-1)*DX
        WRITE(6,57) I,XI,YC(I),HC(I),WC(I)
57  FORMAT(1H,3X,I5,5X,F10.2,3(5X,F10.4))
56  CONTINUE
      DO 60 I=1,MX
        P(I)=0.0
        F(I)=0.0
60  CONTINUE
      TL=0.0
      BL=0.0
      A=TK*DT/(BT*DX**2)
      DO 70 I=1,MX
        ZT(I)=HC(I)-WC(I)
        HN(I)=HC(I)
        HC(I)=ZT(I)+P(I)
        F(I)=P(I)
70  CONTINUE
      RETURN
      END

```

# FORTRAN CODING SHEET

| 業務名 |                     | ジョブ<br>ネーム        |   | 研究室名    |    | 作成者     |    | 作成日     |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |
|-----|---------------------|-------------------|---|---------|----|---------|----|---------|----|---------|----|---------|----|---------|----|---------|----------------|----|----|----|
| C   | STATEMENT<br>NUMBER | FORTRAN STATEMENT |   |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         | IDENTIFICATION |    |    |    |
| 1   | 2                   | 5                 | 6 | 7       | 15 | 20      | 25 | 30      | 35 | 40      | 45 | 50      | 55 | 60      | 65 | 70      | 72             | 73 | 75 | 80 |
|     | K                   | ケース数              |   |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |
|     | I 5                 |                   |   |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |
|     | NAME (I)            | データ名 I : 20       |   |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |
|     | 20 A 4              |                   |   |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |
|     | TK                  | BT                |   | MX      |    | MD      |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |
|     | F 1 0.0             | F 1 0.0           |   | I 5     |    | I 5     |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |
|     | HC (I)              | 地下水データ            |   | I : MX  |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |
|     | F 1 0.0             | F 1 0.0           |   | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |                |    |    |    |
|     | YC (I)              | 地表面データ            |   | I : MX  |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |
|     | F 1 0.0             | F 1 0.0           |   | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |                |    |    |    |
|     | WG (I)              | 不透水層データ           |   | I : MX  |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |
|     | F 1 0.0             | F 1 0.0           |   | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |    | F 1 0.0 |                |    |    |    |
|     |                     |                   |   |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |
|     |                     |                   |   |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |
|     |                     |                   |   |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |    |         |                |    |    |    |

建設省土木研究所電算室

# FORTRAN CODING SHEET

| 業務名 |                     | ジョブ<br>ネーム        |   | 研究室名 |             | 作成者 |    | 作成日     |    |    |         |                |    |         |    |    |         |    |    |    |  |
|-----|---------------------|-------------------|---|------|-------------|-----|----|---------|----|----|---------|----------------|----|---------|----|----|---------|----|----|----|--|
| C   | STATEMENT<br>NUMBER | FORTRAN STATEMENT |   |      |             |     |    |         |    |    |         | IDENTIFICATION |    |         |    |    |         |    |    |    |  |
| 1   | 2                   | 5                 | 6 | 7    | 15          | 20  | 25 | 30      | 35 | 40 | 45      | 50             | 55 | 60      | 65 | 70 | 72      | 73 | 75 | 80 |  |
|     | R D (I)             | ダム水位データ           |   |      | I : M D     |     |    |         |    |    |         |                |    |         |    |    |         |    |    |    |  |
|     | F 1 0 0             | F 1 0 0           |   |      | F 1 0 0     |     |    | F 1 0 0 |    |    | F 1 0 0 |                |    | F 1 0 0 |    |    | F 1 0 0 |    |    |    |  |
|     | T M (I)             | ダム水位変化時間データ       |   |      | I : M D - 1 |     |    |         |    |    |         |                |    |         |    |    |         |    |    |    |  |
|     | F 1 0 0             | F 1 0 0           |   |      | F 1 0 0     |     |    | F 1 0 0 |    |    | F 1 0 0 |                |    | F 1 0 0 |    |    | F 1 0 0 |    |    |    |  |

建設省土木研究所電算室

## 貯水位変動と斜面挙動<sup>注)</sup>

### 1. 概 説

貯水池の操作上、斜面安定問題が重要となつて来ており、とりわけ過去においては湛水位急速低下が他のどんなものより重要であるとされて来た。しかしながら貯水池斜面の不安定性を生ずる危険な要因として水位上昇時のものの例がいくつか挙げられる。急激な湛水低下の場合と同様、一部湛水の場合の安定性についての調査結果の検討から Lane (1966) がこのことを指摘した。彼は、事実急速低下の状態は、最も小さな安全率で表示される最も危険な状態となるが、これは解析に導入されたか酷な仮定のためであると考えていた。上述の考えにだんだん注意が払われるようになり、幾人かの研究者に貯水池の最も大きな地すべりを説明する際、“危険湛水位 (Critical Pool level)” という概念をもたらした。Kenney (1967) は、イタリアの Vaiont の巨大な岩盤すべりの原因として湛水位の上昇の役割に再び注目した。

これら貯水池内の斜面は、1 に近い安全率で表わされる運動初期の状態にあったことが明らかである。この状態から出発すれば、事実、動員抵抗力 (mobilized resistance) のわずかな減少でも変位速度の減少を導き、動員抵抗力の増加は、もはや制御できないであろう加速的な運動をもたらす。この構成概念は人工的な貯水池の場合にもしばしばあてはまる。というのは湛水変動は応力変化をもたらし、それは重力場の影響の単調さを変化させるからである。こういった作用力の単純化した概念にもかかわらず、地質学的複雑さの度合いがしばしば強く、詳細な調査と言えども斜面の物理-力学的モデルを本当に明らかにすることは不可能である。それで問題に対しては幅広いアプローチのみ実行可能であることを理解しておかねばならない。これには、物理的プロセス、いわゆる斜面の不安定性に影響するものを理解し、優位的に表われる地表下層の特徴と十分長期間にわたり集積された一連のデーターである種の試行錯誤的相関を確立するために現象の長期間の現場観察が必要である。

論文の中に述べられたケースは、Sicily のある貯水池の斜面で、そこでは観測が現在も続けられている (Jappelli 1977)。

貯水池は、Ragoletto の現場近くの Dirillo River に 1962 年に建設されている。貯水池の右岸に位置する地すべりは、対策工が実施され、その範囲は二つの急勾配のガリによって範囲が限定され、ほぼ三角形の形態をなしている。斜面の長さは、約 600 m で、湛水面付近の幅はほぼ 450 m ほどである。地表面勾配の平均は  $10^{\circ} \sim 15^{\circ}$  のオーダーである。すべり土塊体積は約  $6 \times 10^6 m^3$  である。不安定な最初の徴候は初期湛水時 (1966) に発生し、時間の経過とともに明瞭とな

注) Slope Response to Reservoir Water level Fluctuations  
R. JAPPELLI, A. MUSSO. S. M. F. E. 10th Int. Conf. 1981

った。それはそれぞれの幅の深いクラックを構成しており、一般に湛水面線にほぼ平行である。できるとき早急に現場は観測体制が敷かれ、対策工計画が練られた。

## 2. 調査と地質工学的な対策

調査計画には、地表面観察、探査ボーリング、深部、地表面両地点での変位、現場間隙水圧の測定、すべりに含まれる土塊の物理・力学的特性の室内試験が含まれている。

運動の観測は地表面で64地点、深部に設置された9基の孔内傾斜計で実施された。孔内傾斜計の判読は、精密な地形測量とともに1mの深度でもって1977年10月から1978年10月にかけて実施された。地表面観測は1972年にはじまり、学期末ごとに実施された。変位判読の精度は、水平で±1cm、鉛直で±1mmのオーダーである。地表面での第2番目の測量は、湛水面線に近い斜面末端の西～東方向の目視直線上に位置する5点の目視点を通して実施された。ここでは目視線に鉛直な方向、いわゆる北-南方向の変位の水平成分が記録されている。観察は1972年8月に実施され、現在1日おきに観測が実施されており、これは以前より頻度が高い。

## 3. すべりの物理・力学的特性

すべり土塊は白亜紀の石灰岩基盤に支えられており、その構造の概要はBaroneガリー内で観察できる(図-1)。基盤岩上は、無成層構造の緑色、茶褐色粘土を伴った角ばった砕屑の石灰岩とマール<sup>注)</sup>より構成されている。ところどころ薄層の粘土層を挟在した非常に規則的なブロック( $S_4$ )として初期の構造が残されている。

こういった土塊は変質と変形のプロセス結果であり、堆積地のあらゆる地点でそれぞれ異なったステージになっている。それで、完全に分解されたゾーンの傍で硬い基盤岩に関係する比較的完全な土塊が表層下層土に存在する可能性がある。上述した $S_2$ 、 $S_4$ 土塊は、有機物質に富んだ茶褐色の粘性のある礫質シルト( $S_1$ )で覆われている。基盤岩と崩積土の境界近くでは、非常に硬い、過圧密のマール質粘土( $S_3$ )が数cmの厚さでもってしばしばいく本かのボーリング孔で観察されている。土塊のこういったあらゆる種類のものが無秩序に乱されているように見える一方、 $S_4$ のようにあまり乱されていない土塊の一般的形態を提案することができる。事実、後者のケースは断面C-C'より断面A-A'で非常に良く観察される。さらに断面A-A'においては基盤岩から石灰質の節理に富むマール $S_4$ を区別することは不可能である。断面A-A'、C-C'の孔内傾斜計の異なった挙動から二つの相異なる物理状態が存在することが確認される。

断面C-C'においては、地表から基盤岩までの変遷は比較的明瞭で、孔内傾斜計管は硬岩が出現

注) マール；粘土質成分と炭酸成分との混合した堆積物。アメリカではルーズなものだけをマールと呼び、固化したものをマール岩と呼ぶ。日本では両方をマールまたは泥灰岩と呼ぶ。

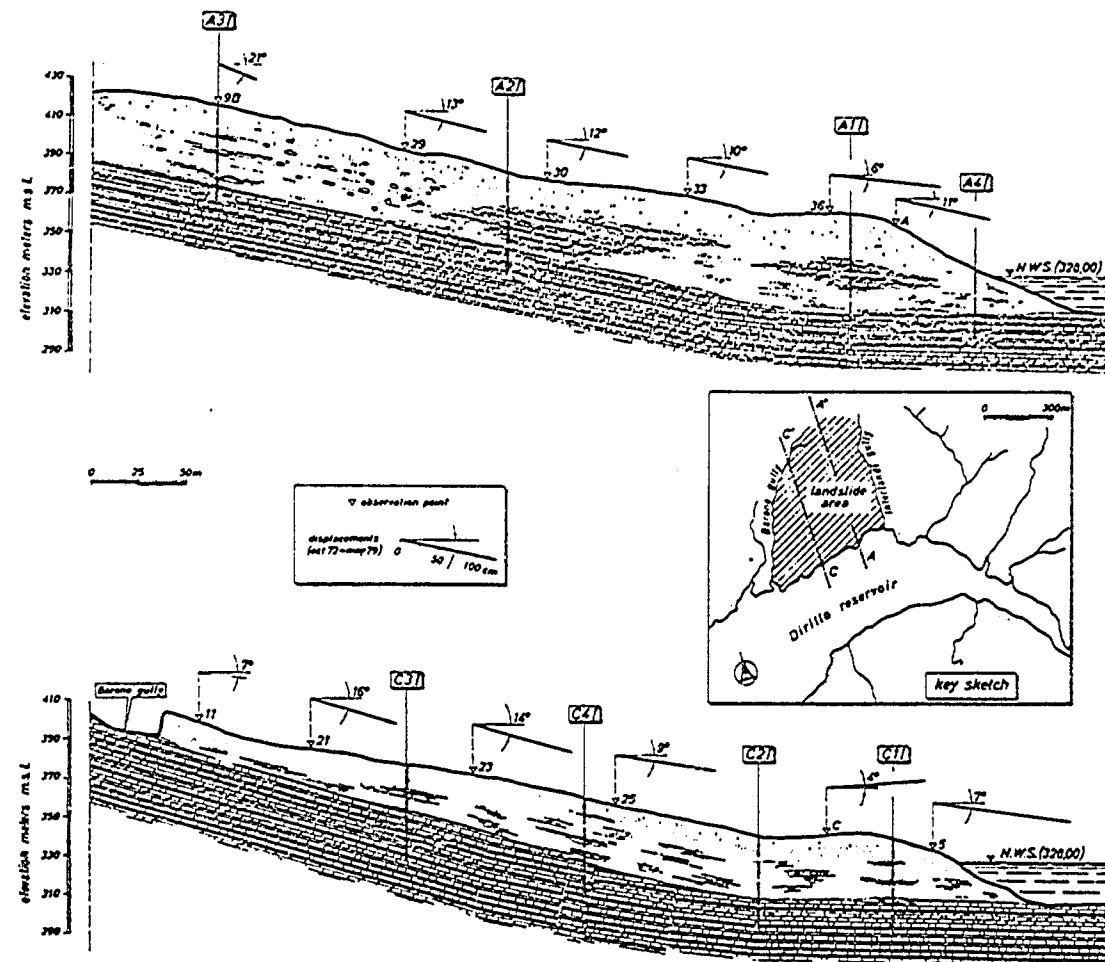


図-1 斜面縦断形と表面変位ベクトル  
移動土塊内の岩塊の分解はさまざまな段階にある

する深度付近で強い曲げを受ける。さらに運動は崩積土の基盤部に集中しているように見える。それに対してA-A'断面では、すべりの境界を明らかに位置づけることはできない。孔内傾斜計の判読によれば、土～岩塊の運動は観察している深さ全域にわたっている。それにもかかわらず、実際の運動を表わしている孔内傾斜計の判読は、注意深く考察しなければならないとしても、この傾斜計は相対的な感覚でまだ比較的高い信頼性がある。それで記録は、比較的高い変位が観測される箇所のゾーン内でのセン断ひずみ値とその時間の経過を見るため整理された(図-2)。断面C-C'ではこういったゾーンはすべり土塊の基盤部に限られている。一方A-A'断面では、こういったゾーンは明らかに崩積土と思われる土塊とまた確実に存在を確認していないが石灰質のマールの比較的構造が見られる土塊の間に位置している。断面C-C'(図-2 a)においては、A-A'断面(図-2 b)よりセン断歪速度は高く、比較的均質である。二つの断面においてマールS<sub>4</sub>がまったく異なって存在することに関係すると思われるが、こういった異なった挙動によって、Barone ガリー(図-1)が相当隔たった斜面部では非常にわずかな開析しか受けてなく、それで幼年期の段階にあるということを確認できる。こういった異質土塊中の意味ある現地結果又は室内試験結果を得ることは極端に困難であるけれども、S<sub>1</sub>、S<sub>2</sub>、S<sub>3</sub>の土塊の土質工学的特性の実験が実施された。

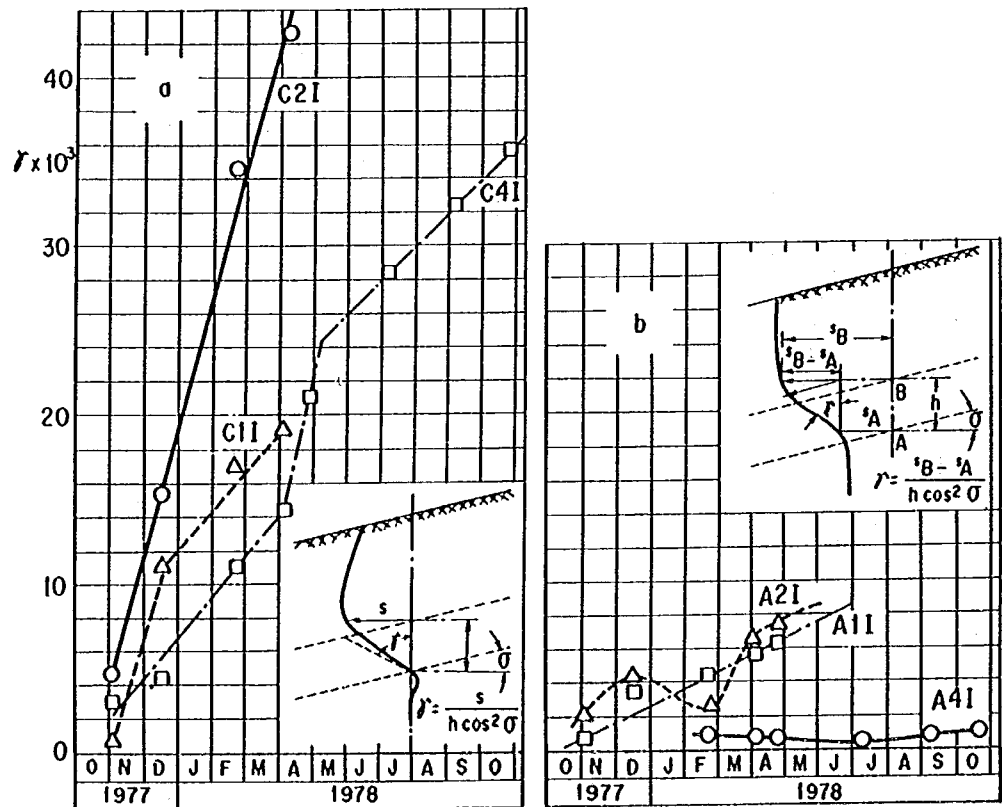


図-2 断面C-C'

マール粘土  $S_3$  のリモールド試料によれば、実際、液性限界は高く (1.97)、セン断試験が実施され、 $C'_r = 0$ 、 $\phi' = 13^\circ$  の残留強度が得られた。しかしながらこういった特性がすべりゾーンに沿う要因を支配しているかどうか確かではない。貯水位は斜面内では湛水位変動に容易に呼応してほぼ水平であることを間隙水圧計は示している。

#### 4. 運 動

斜面の運動方向についての詳細な議論は他にも報告されている (Jappelli et al 1977)。運動の方向は観測のなされたほとんどすべての点で多かれ少なかれ同じであることを記憶しておくなければならない。こういった方向は湖の方向 (South) であるが、斜面の最も高い箇所では西方向に、最も低い箇所では東部方向の小さな方向成分を有している。最大変位速度は約  $10 \text{ cm/month}$  である。一連の全体的な水平変位から、土塊運動は Interlandi ガリーの南～東部に位置する同時に発生した回転軸のまわりに起きていることを理解することができる (図-1)。断面におとされた観測点に関する変位ベクトルは、運動の基盤岩表面の傾斜に一致していることを示している (図-1)。それらの頻度から、斜面末端の目視板の判読は以前よりはるかに興味があるように見える。

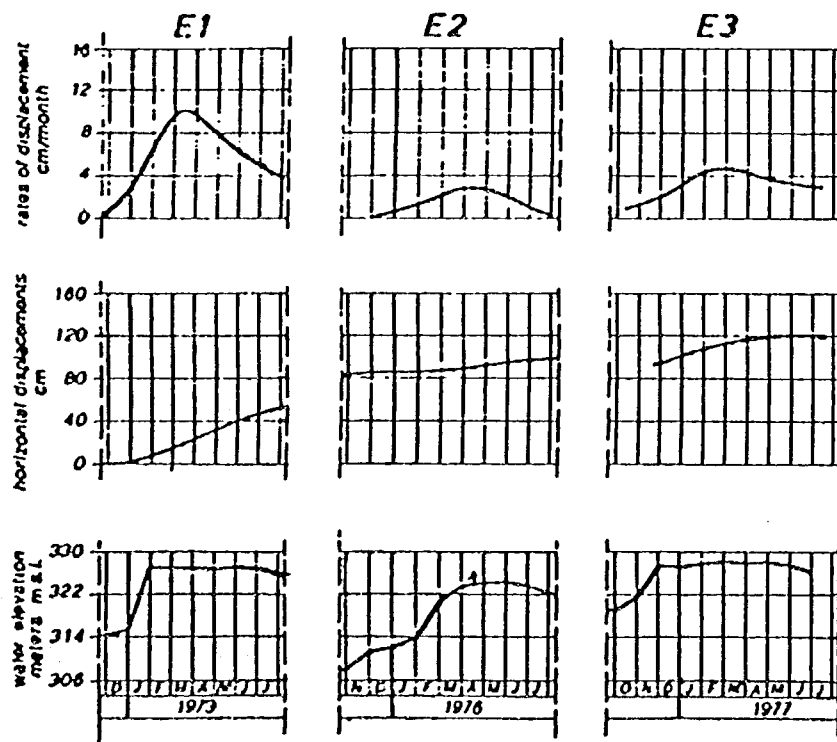


図-3 湛水位上昇に伴う斜面の基本的な挙動

三つの重要な期間の運動傾向についてある類推を見ることができる。それは多かれ少なかれ急速に上昇した後、貯水位が比較的長期間にわたり多少一定に保たれた時、そういった期間中に、水位が最終標高に達した後しばらくして速度がピークに達する。特に斜面が簡単な応力増加（図-3）を受けるところでの、こういった期間中集められたデータは総合的に表-1に報告されている。

表-1 主要な湛水現象に対する斜面の基本的挙動

| event | 1<br>m/month | 2<br>m m. s. l | 3<br>months | 4<br>cm/month | 5<br>months |
|-------|--------------|----------------|-------------|---------------|-------------|
| E 1   | 12           | 315 ÷ 327      | 6.0         | 10            | 0.5         |
| E 2   | 3.2          | 308 ÷ 324      | 4.0         | 2             | 1.5         |
| E 3   | 8            | 320 ÷ 328      | 7.0         | 5             | 2.5         |

- 1) 水位上昇の速度      3) 最高湛水位の永続性      5) 時間おくれ  
2) 湛水位変動標高      4) 水平変位の最大速度

貯水池の最も重要な湛水期間中（E<sub>1</sub>, E<sub>2</sub>），運動の速度はさまざまな時間遅れでもってより異なった最大値に達する。こういった二つの場合に導入される偏差応力間の相違は、貯水位の行程（4m）のわずかばかりの相違に呼応しているとは考えられない。こういった相違を無視すれば、この二つの状態における土塊のさまざまな挙動は、水位上昇、いわゆる応力の変化速度に便宜的に関係づけられるであろう。また降雨強度に呼応する斜面の明らかな傾向をデータは示していないことを指摘しておかねばならない。この事実は、下層土層が非常に高い排水能力を有している証拠として仮定することができる。この理由によって、全応力の変動原因となる過剰間隙水圧は實際上無視できるであろう。

## 5. 試算的解析

浮力を受ける斜面に作用する力、抵抗する力のメカニズムを説明するため、図-4を引用しよう。図に示される一般的な仮定に従うとすれば、それぞれ水平な斜面と傾斜した斜面に置かれた二つのブロックを概略的にここでは表わす（Kenny, 1967）。ブロックはヒンジのまわりを自由に回転する剛性ビームで連結されている。もし重力のみ作用するとし、粘着力を無視すれば、平衡のために必要な摩擦角は図に示されるような記述で仮定できる。湛水位が上昇した時、動員抵抗力はブロックAが十分に浸水（危険湛水位）するまで増加する。その結果として、逆にBブロックが浸水するやいなや減少しはじめる。

C-C'断面に例をとり、すべり面が基盤岩に一致すると仮定し、 $\varphi' = 10^\circ$ ,  $C' = 0$ でもって、貯水位が空のとき実施した安全率は1に等しいことを示す。約20mの貯水位変動後の通常の湛水

位では、同じ安全率は約0.92に減少する。従って1に近い安全率を保ち続けるに十分な動員摩擦角 (mobilized friction angle) の増加はほぼ1度に近い小さなものである。この結果から二つの要因が存在することが明らかになる。第1に、いかなる状態においても動員摩擦角は非常に小さい。第2に、湛水の空の状態から最高水位までの平衡に必要な抵抗の増加は、斜面の異なる断面のわずかばかりの相違を考慮しても非常に小さい。こういった小さな動員抵抗は粘土  $S_3$  の場合予想された残留値に近いことが記される。すべり面を形成するとと思われる連続的な粘土層は観察されなかったけれども、粘土層の介在は、構成土塊の力学的挙動を本質的に支配している可能性がある。貯水位の変化によってもた

らされた動員抵抗のわずかな変化は、観察される速度を有する運動を活動化させるのに十分であり、抵抗は大部分のすべり面で残留値に達していると確信できる。こういった状態では、抵抗力のわずかばかりの低下でさえ、土塊の安定性を変化させるようである。結果的には動的平衡概念を適用すれば、そこでは慣性の影響、外部応力の作用速度というものは無視できないであろう。この現象の数学的モデルを作成する前に、いくつかのパラメーターを決定する目的で問題に対する間接的なアプローチを試みることは有用な事で、このことは特に重要な事である。三つの湛水現象期間中、目視板上で記録された変位と変位速度は、図-5に方程式の形でもって挿入されている。この中で  $U_0$  は変位の初期値で、 $A$  と  $B$  はそれぞれ長さと時間の逆の次元を有するパラメーターである。 $V$  の記述が、湛水が相当長期間ある水位に保たれている期間中における実験式に相当するものに一致している場合、 $A$ 、 $B$  の値を数値的に見つけることが可能である。三つの状態において得られた平均的な結果は、これは表-1に示されているが、貯水位上昇を表わす経験的パラメーターに関係づけることができる。パラメーター  $A$  の曲線は、2.5の値で座標軸と交差するようである。同様にパラメーター  $B$  はそれるようである。この場合、変位は零に近づくようである。解析事例は少ないが、いくらかの注意をすれば、このことは運動が生じた場合、遅延が経験的に観察される証拠として臆断

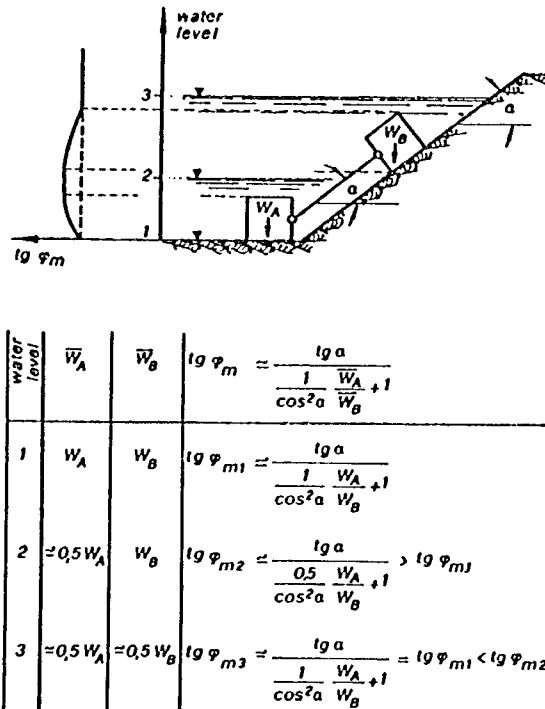


図-4 土塊の不連続なシステムにおける湛水位上昇の影響を記述する単純化モデル

することができる。

パラメーター  $A$  の物理的意味はどうかと言えば、定常状態をばく然と水位が連続して保っているという仮定の状態でもたらされる最終値を表わしていることが明白である。実際の水位上昇速度が斜面挙動にいかに関与を与えるかはっきりとはしていない。しかしながら三つの異なった要因、時間に関するものが、現象を述べるのにもっとらしく見える。

- a) セン断応力の急激な作用によって土塊の粘性が相当減少し、続いて連続的な一定応力レベルのもとで土塊の粘性が増加する。
- b) 上流斜面の直接的な浸透力の存在、強度は貯水位と地下水位の水頭差に関係し、それぞれの湛水状況期間中時間とともに減少する。
- c) 最初の移動初期の慣性の発生

最初の要因を支持する限られた実験的な事実が存在し、それはオーストリア、チロルの Gepatsch 貯水池の斜面を形成するモレン堆積土のすべりを参照することができる

(Bretsch, 1967)。崩壊土塊内の浸透テルソンの分布が非常に複雑であらゆる浸透圧

を正確に説明することを妨害しているにもかかわらず、他の要因については数学的モデルを通して考察を進めることができる。

## 6. 結 論

観測を実施している斜面から、湛水位の変動を受ける人工貯水池斜面の挙動についていくつかの特徴を示した。特に湛水位上昇速度の影響について指摘した。斜面が残留値の抵抗力で支配されるか、また零に等しい脆性指数 (brittle index) に特色づけられる応力～歪曲線の抵抗で支配され、まさに斜面が運動しようとするケースにこれら概念は適用できよう。後者の事例は、進行性破砕がさらに作用することを許さない状態である。さらに湛水位の上昇に伴う間隙水圧の変動は、そくさに土塊骨格へ伝達する。最後に変位の系統的な、長期間の観察は、現象の理論的、包括的な物理モデルを確立する唯一の方法である。

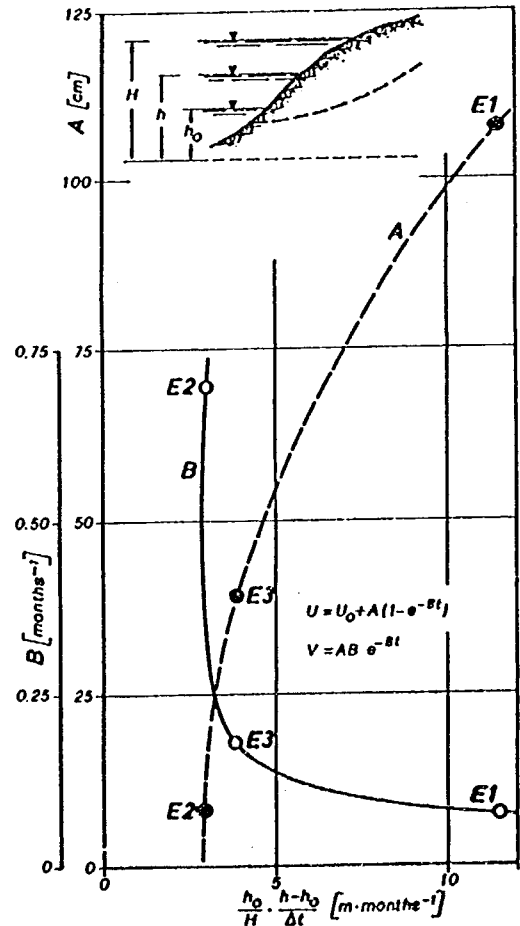


図-5 時間に関する変位のプロセスと変位速度を意味するパラメーター  $A$  と  $B$  は湛水位上昇と関係がある。

## 土塊移動とダム建設<sup>注)</sup>

適切なダムサイトとしては次の二つの条件を具備することが必要である。(1) 河谷は狭まり断面であること。(2) 大規模な貯水能力を有する湛水池を建設するため谷上流部は幅が広いこと。扇状谷の狭さく部は一般に谷が幅広い部分の岩よりも侵食抵抗の強い硬い岩で形成されている斜面であるとして示される。しかしながら、こういった地形的特徴は必ずしも岩の強度が強い結果によるのではなく、かわりに地すべりの発生を原因とする場合もある。堅硬な岩盤と言えども必ずしも初期の位置に観察されるものでなく、岩盤すべりによってダムサイトとして可能な狭さく部となったことは、地質調査が実施されるまで明らかにできないであろう。たとえば、BohemiaのVltava川のOrlik Damとして計画されたサイトは、Zoubek(1953)によって明らかにされたが、谷の左岸斜面部に発生した大規模な地すべり現場であるということで放棄された(図10-1)。試掘横坑内の斑状変成岩は堆積が一致せず、強度に脆弱化していた。テストビットが斜面基部の横坑から開削された時、古い斜面崩壊が存在していたことが明らかにされた。つまり、更新世の河川段丘礫が滑落斑状変成岩下に観察されたのである。

Vltava川の他のいくつかのダムサイトも同様な理由によって締めなければならなかった。中央ヨーロッパの深い河谷の岩盤すべりはしばしば更新世期間中優性であった気象条件が原因であると見されて

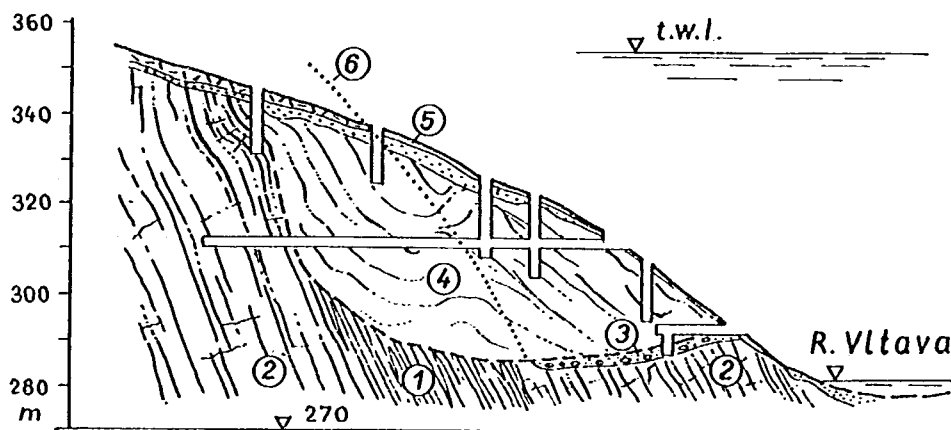


図10-1 ボヘミアのŽlakovice近くのVltavaの放棄せられたサイトでの岩盤すべり

- |                   |               |
|-------------------|---------------|
| ① Jilové 地域の斑状変成岩 | ② Epidiorites |
| ③ 更新世段丘礫          | ④ 滑落斑状変成岩     |
| ⑤ 斜面礫崩土           | ⑥ 岩盤崩落前の推定地表面 |

注) Q. Zaruba, V. Mencl 「Landslides and their control」 Elsevier Scientific Publishing Company New York p 237~256, 1982

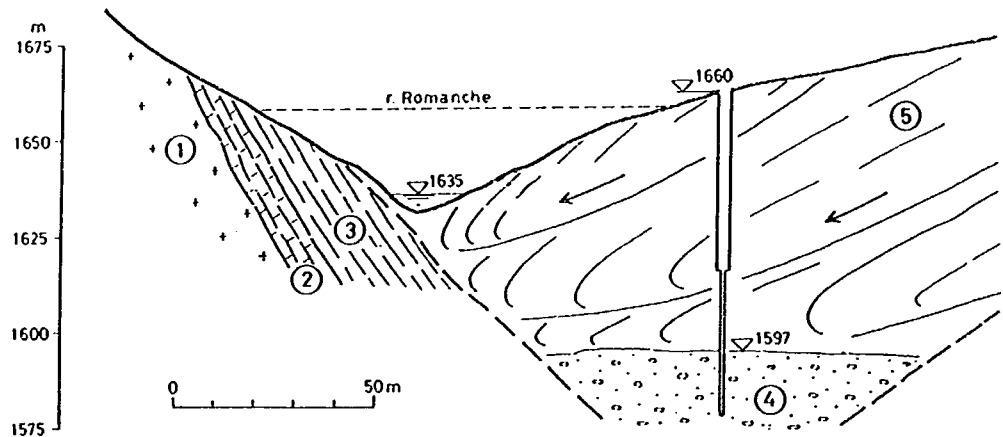


図10-2 ダムサイトに適しているとかつて考えられていたRomanche  
川の狭谷は、滑落したLias頁岩の堆積によって形成された  
①花崗岩 ②砂岩 ③三疊紀の石灰岩 ④古期の砂質礫

いる。凍結融解作用によって節理はだんだん開口していき、谷壁斜面はルーズ化する。ルーズ化した岩盤が崩落しない箇所では、ダムのかぎに必要な掘削が容易に崩落の原因となる。

French Alps からも同様な事例が図10-2として報告されている (Gignoux と Barbier 1955)。明らかに地形的に適していると思われるサイトが、Romanche 川の上流部で調査された。そこでは谷の左岸斜面は花崗岩と三疊紀の砂岩、石灰岩から構成されている。なだらかに傾斜する右岸斜面部は安定しているように見える。ボーリング孔で確認されたリアス頁岩は規則的な層状をなし、不透水層をなしているようである。この地域の地質的な研究は、谷は古い地すべりによって狭く化されたことを示していた。深いボーリング孔が谷の右岸部で掘削され、63mの深度に滞水層礫が存在することが明らかにされた。古期河谷は地すべりによって40mの高さにまでダムアップされていたのである。そして河川水路は左岸部に70mほども位置をかえていたのである。

厚い連続したリアス頁岩はもとの場所ではなく、古い谷の透水性の沖積層上へすべっていたのである。それでこのサイトは放棄された。

滑動土塊の存在は必ずしもダム建設の障害とはならない。このことはダム本体部の設計の検討を実施した後取扱かわれるであろう。もしサイトに、地質調査から潜在的な危険性が予想されたり、まったく予想できなかった地すべりが存在する恐れのある場合、重大な問題となる。こういった場合、非常に高価な安全対策工が必要となり、ダム建設は一般に大巾な遅れを伴ない、工事費も大巾に増加する。不注意なダム計画によって、事業はすでに進行状態にあってもサイト放棄に至る場合が往々にして存在する。

斜面安定についての問題は、踏査期間中、また掘削によって安定性が乱された時特に十分なる注意を払うべきである。安定性についてはダムが完成した後も問題となるであろう。というのは斜面運動は貯水池の水位変動によって再活動する場合があるからである。地すべりは、ダム上流側近くにある場合特に危険なものとなり、そこでは取水施設を破壊する恐れがでてくる。

#### 10-1 すべり土塊によって部分的にふさがれた谷でのダムサイト

大規模な地すべりや岩崩落は、山岳河川の水の流れを妨げ、一時的に湖を形成する。それは障害物の頭部を越えて水が流出しはじめると一般に消失する。地すべり崩積土によって狭窄化された谷は、しばしばダム建設に適したサイトとなることがあり、谷底のすべり土塊はダム本体の一部として組み入れられている。しかしながらこういった場合、ダム基礎部のシーリングは非常に重要であるが地すべり土塊の特性にも十分なる注意を払うべきである。どういった対策工が必要であるか明らかにするため、谷の主断面に沿う詳細な地質調査、土塊運動のタイプと変位岩盤物質の特性（主に透水性）について検討する必要がある。

経験豊富な地質技術者は、地形の地勢特性から、また詳細な地形図または航空写真から容易に谷部をふさいでいる古期地すべりを判読することができる。より新しい斜面崩積土に覆われた化石地すべりは、一般に地形的に識別できない。詳細な調査の一環としてのボーリングのみによって明らかにすることができる。

古期の地すべり発生現場は著しい破壊によって河床勾配を一般に変化させているということで、河川の縦断形状を調査することもまた有用である。たとえば、French Alps の Doubs 川の縦断形状には、谷が古い地すべりによって閉塞された時形成されたと思われるいくつかの階段が

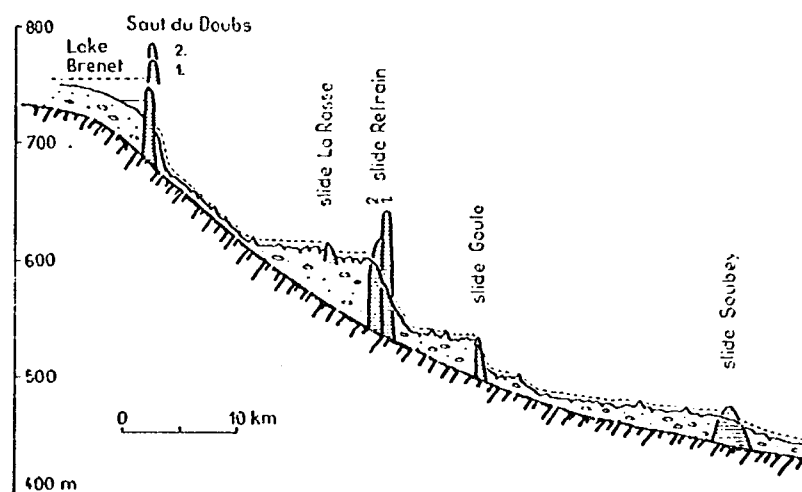


図10-3 French AlpsのDoubs川の縦断の明瞭な階段は、地すべりによって谷が堰上げられたことによる。

観察されている(図10-3, Buxtorf 1922)。

変位土塊がダム本体の一部としていかに利用されたか教訓的な事例がNorth AmericaのColumbia川の20mの高さのBonneville Damによって示されている(図10-4)。探択されたダムサイトは、洪水の影響を防止するためにPortland町の60km上流に位置している。そこではColumbia川の深い狭谷は120kmにわたってCascade Rangeを通過している。抵抗性のある玄武岩と他の火山岩は河川の上部1200m以上に存在し、下層部には古い脆弱な砕屑岩が存在している。河川と洪水侵食によって年代の若いより抵抗性の岩の下層部切削は、斜面運動発生の状態を作り出している。

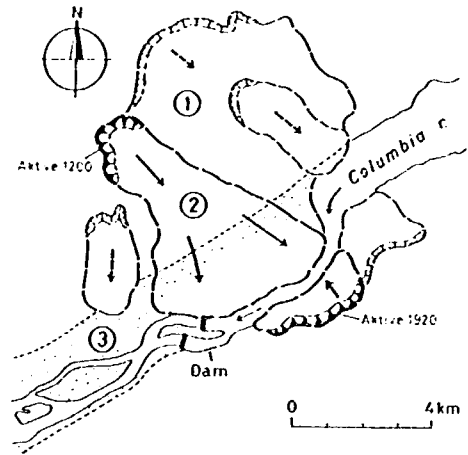


図10-4 Columbia Riverの谷を部分的に閉塞したBonnevilleの地すべり概図

- ① 更新世の地すべり
- ② 1200年以前に滑落した地すべり
- ③ Columbiaの洪水氾濫地

こういった斜面崩壊のひとつがBonneville Damのサイトで発生したが、その存在は調査開始以前に知られていた。“Cascade slide”はこの扇形状部の河川水路の付替えが原因であり、すべりの地表面形態はおそらく更新世期に発生したであろういくつかのすべりの事例を示唆している(図10-5)。当時は、河川は現在の標高より70m低い右岸部近くの深い狭谷を流下していた。全すべり地域は30km<sup>2</sup>で全土塊量は4000百万m<sup>3</sup>に近い。すべり土塊は玄武岩のブロックと凝灰質とシルト質に富む“Eagle Creek Formation”の第三紀層が滑落した集塊岩を含んでいる。現在、地すべりは安定しているが、玄武岩の巨礫が地すべり地域の上端部に滑落しているのが観察されている(Palmer 1977)。

ダムの当初設計は、サイトの地質状態に応じるように変更しなかった。ダムサイトはさらに約100m程下流へ変更され、水力発電所と水門は玄武岩の貫入岩体上に基礎が置かれた。ダム本体と放水路は集塊岩と砂質凝灰岩上に建設された。

他の事例としてはCanadaのCheakamus川を横断する30m高さのアースダムがある。このダムは一部花崗岩、一部は地すべり土塊上に建設された。斜面崩壊は100年ほど前に発生し、その時、安山岩の崩積土がCheakamus River谷を50mの高さにまでふさいだのである(図10-6)。サイトで最も透水性の高い土塊はすべり土塊下のもとの地表面であることが明らかとなった。そこでは3個の埋木が存在していた。放水路を有する重力本体が花崗岩体上に建設され、アー

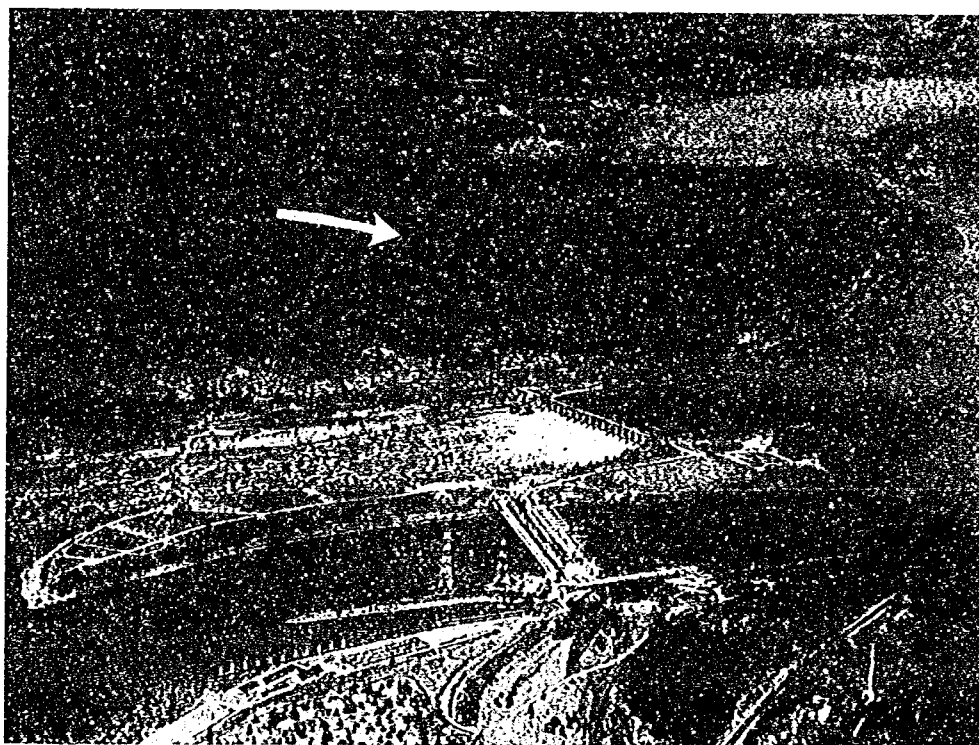


図10-5 U. S. A. OregonのColumbia Bonneville Damと水力発電所  
川の右岸地帯にCascade（地層が背斜部からすべり落ち重なり合  
って生じた一連の横臥褶曲）地すべり

スダム部は地すべり土塊を利用  
して地すべり舌部に建設さ  
れた。ダム本体と排水システ  
ムはTerzaghi(1960)  
によって設計された。満水時  
における漏水の全水量は約  
 $0.019\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ で、こうい  
った地質状態では無視できる程  
のものである。

一方、MoroccoのNak-

hla Damの貯水池からは多  
量の水が漏水によって失われた。このダムは上流斜面にコンクリート面を有する40mの高さの  
ロックフィルダムで、Tetouan町へ水を供給する目的で建設されたものである。Barbler

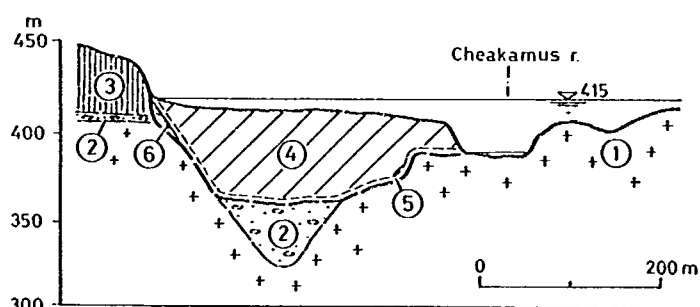


図10-6 ダムサイト地点のCheakamus  
Riverの埋設谷を通過する断面

- ①花崗岩 ②沖積堆積物 ③玄武岩
- ④地すべり土塊 ⑤埋設木
- ⑥玄武岩の崩積土

(1974)に従えば、地質調査が十分に実施されなかったため、透水性の河床堆積物を被覆する大規模な地すべり上にダムの上流アバットが建設された。谷はフィリッシュの連続部内で開削され、砕けやすい砂岩と粘質に富む頁岩の変質部がすべりの発生原因である。建設工事が完了した後、ダム下部で相当量の漏水が起きた。そしてダム上流部では湛水位の変動を原因として、下流部では左岸斜面の透水岩盤を通して貯水池から浸出する水のため斜面運動が再活動した。ダムは危険な状態にあった。そしてダムの半分まで湛水位を低下させる必要があり、高価な修復工事が実施された。まず第1にコンクリート面下にグラウトカーテンを実施してダム底部の漏水を防止した。ダムの上下流面で、ロックフィルムのパットレスがすべりゾーン内に設置された。すべりを横切って、現場打ちパイルの不透水層の隔壁がダムに平行に建設された。ダムの下流斜面では多くの排水ボーリングが排水ギャラリーから施工された。放水路口が浅い地すべりの脅威を受ける箇所では安定化のフィルがまた追加された。こういった対策工は成巧したが、計画が十分なる地質調査なしに進められたということで、ダム建設コストは莫大なものに増大した。

アルプスの深い谷でのダム建設計画のために実施される地質調査によって相当な深度に至る山岳斜面の重力性移動が明らかになった。この現象は“Sackung”と呼ばれている(Olar and Zischinski 1968)。運動は、初期の段階においては連続的な破壊面の形成を伴わない分離面に沿うゆっくりしたクリープを示す変成岩(いわゆる千枚岩、雲母片岩、文象スレート)から構成される斜面にほとんど発生している。

なん箇所かのダムがこういった変位土塊上でなんの支障もなく建設されており、1例としてオーストリアアルプスのGerlos谷のDurlasboden Damがある。このダムサイトの詳細な研究では、堅固な緑泥片岩が谷の左岸部に露出していることが明らかになっている。そこでは右岸斜面は谷底方向への深層斜面運動によって変位した文象片岩と石英から構成されている。

更新世期間中、谷は氷河によって急変化したのであり、そしてこのようにボーリングが谷底下130m以下に達するまで基盤岩はテストボーリング孔内には存在していない。谷は湖成シルト質堆積土におおわれた氷河モレン物質で満たされている。それは順番に氷河堆積の砂と礫でおおわれている。右岸部斜面上の下流方向へのすべり岩盤は湖成堆積物内に沈降していた(図10-7)。それで斜面崩壊は湖成粘土堆積後発生したことが明らかとなった(Mingnon 1968, Zaruba 1979)。

サイトの複雑な地質構造に関して、鉛直不透水コアを有する70m高さのロックフィルダムがそこに建設された。グラウトギャラリーが不透水コアの基礎部に設置され、そこから谷底下約50mの湖成シルトに達するようにグラウトカーテンが実施された。

同様な問題はItalian AlpsのBeauregard Damの計画においても解決しなければならない(図10-8)。地質調査によれば、選定されたダムサイトでは谷は更新世の地すべりによ

て狭窄化され、左岸斜面は強度に乱された雲母片岩で構成されており、沖積層上へ滑動していた (Desio 1973)。132 m の高さのアーチダムがサイトの地質構造の形状に適合するように建設された。

重力性クリープは、またより硬い岩盤下の谷底における脆弱な岩盤の絞り出しの原因によって発生するであろう (これはいわゆる膨隆 (bulging), Hollingworth et al 1944)。そして結果的にブロック運動が近接斜面上で発生する。こういった現象は英国のいくつかのダムサイトで報告されている (Terzaghi 1950, Richey 1964, Kellaway 1972, Horswill and Honton

1976)。チェコスロバキヤでは膨隆は Ostrava 近くの Zermanice Dam の建設中観測された (Zaruba 1956, 1958)。後者の場合、谷底の白亜紀のマール質頁岩地層が 2.5 m の厚さに達する花崗岩地層の重量によって絞り出された。斜面下流方向へ運動が発生した時玄武岩が頁岩中へ沈降した。ブロックによって形成された階段は、斜面崩積土と主要な地層が更新世時のものであると示唆されているレスロームと一様な高であった。斜面運動によって乱された岩盤はコンクリート壁やグラウトによってシールされなければならなかった。

同様な事例は、第三紀堆積物を開削している Oltul 川と Tarnava Mare 川の谷の Romania から引用できよう。そこでの膨隆は“谷背斜褶曲 (Valley anticline)”と呼ばれた。下層の軟岩の絞り出しを原因とする膨隆と近接斜面の変形は Arges 川のダムの局所的な地質調査期間

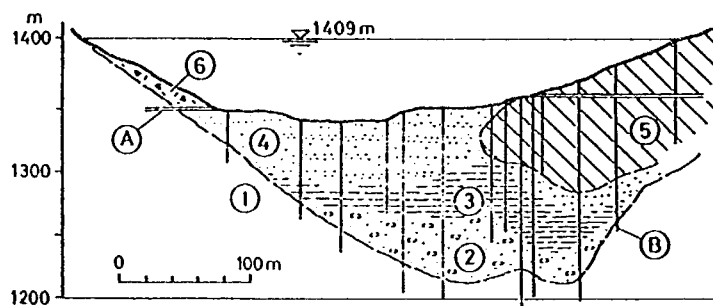


図 10-7 Durlassboden ダムサイトの断面

- ① 緑泥片岩 ② 氷河堆積物 ③ 湖成シルト ④ 砂と礫
- ⑤ 石英層を伴う文象片岩の下方方向変位ブロック
- ⑥ 試錐横坑 ⑦ ボーリング

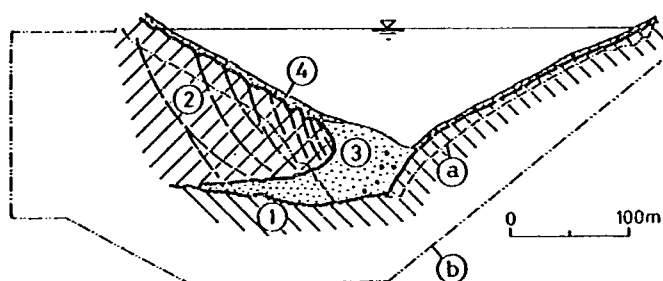


図 10-8 Italian Alps の Beauregard ダムサイトの断面

- ① 堅い雲母片岩 ② 乱された雲母片岩
- ③ 氷河沖積層の砂と礫 ④ 斜面崩積土
- ⑤ 基礎の深さ ⑥ グラウトカーテン

中明らかにされた (Zaruba, 1958b)。

地表面の地層で十分な水平応力を受けている地域では、谷底内の岩盤は、谷の急激な侵食に続いて応力が解放された後、同様な変形を受ける。谷底内の岩盤の圧縮と膨隆は斜面から谷の方への岩盤の運動を原因としている。

上述のこういった状態は、Kentucky の Laurel Damのサイトの基盤調査によって明らかにされた。谷底は強度に圧縮され、セン断された砂岩は、ロックフィルダムのコア下部にグラウトカーテン部を形成するためグラウチングによってシールされなければならなかった (Radbruch-Hall and Varnes 1976)。同様なケースが合衆国東部の Allegheny Plateau のダム建設期間中観察された (Radbruch-Hall 1978)。

こういった状況下での地質工学的調査の主要な仕事は、岩盤の変形は過去に発生したものか、または運動がまだ継続しているか確めることにある。

#### 10-2 ダムサイトにおける建設工事を原因とする地すべり

ダム基礎部は谷底や谷壁の両箇所で深い掘削が一般に必要な。これは堅固な岩盤の谷底、谷壁と言えども、もしそれらが不連続な好ましくない傾斜した面と交差しているとすれば斜面の安定性を乱だすであろう。

このように、例えば、スロバキアの Dobsina 近くのダム上流部の谷の右岸部斜面は、重力ダムの袖部ブロックの掘削のため乱された (図10-9)。テクトニク的に破碎された斑れい岩体は谷方向へ傾斜する石炭紀の文象頁岩上へ滑落していた。袖部ブロックのための掘削は、強度のある土止め工に支えられた綿密なジャフトの連続している箇所を実施しなければならなかった。地す

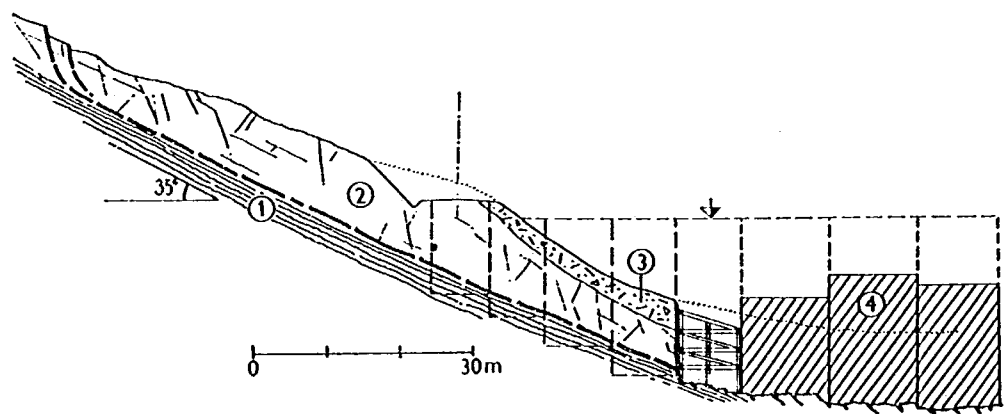


図10-9 アバット掘削によって乱された斜面の安定

- |           |               |
|-----------|---------------|
| ①石炭紀の文象頁岩 | ②崩壊した斑れい岩     |
| ③斜面崩積土    | ④建設途中のダムのブロック |

べりは、ダムが完成し、安定化するためのフィルが斜面末端部に建設された後、停止するに至った (Zaruba and Menci 1976)。

U. S. A. の Columbia 川の Grand Coulee Dam の建設現場は、新しい堆積土の運動による脅威を受けていた。これは結局、すべり土塊の硬化によって防止させられた。カリフォルニアの San Gabriel 川の Fork Site Dam の基礎のための掘削は、花崗岩内の断層ゾーンに沿うこういった大規模な岩盤すべりの原因となり、ダム建設に放棄せねばならなかった。

ダムのクレスト上部で斜面が急勾配の深い山岳渓谷では危険性が特に高い。こういった状態では、ダムの頭部のケーブルクレーンのため掘削が実施された時斜面の安定性が乱される。たとえば、Romania の Carpathians のフィリッシュ岩盤内の Bicz ダムでは、ケーブルクレーンの基礎部はアンカー工とグラウト工によって安定化しなければならなかった。

堅固な岩盤内の斜面の安定性を乱だす掘削の影響の事例は、Moravia の Dalesice Dam の末端部での取口施設のための掘削によって誘発された岩盤すべりによって示される。斜面は、強い強度は有しているがしかし何本かの断層系によって破碎された角閃岩と花崗岩で構成されている。角閃岩と花崗岩の接触面では、粉碎され、片状のミロナイトに変質した岩に沿って主要な断層が形成されている。掘削が谷底下 20 m の深さに達した時、斜面の足もとに 30 m 以上の急勾配の壁が形成された。規模にして 150,000 m<sup>2</sup> の角閃岩のブロックがミロナイトのゾーンに沿って突然滑動した。すべり面はミロナイトゾーン内に形成されており、破碎の過程によってより以前に予想されていた (図 10-10)。一時的な対策工の初期段階として斜面の足もとに小段が建設され、斜面の上端部で放水口のための掘削が実施された。続いて、斜面は水平なベンチが形成され、そこか

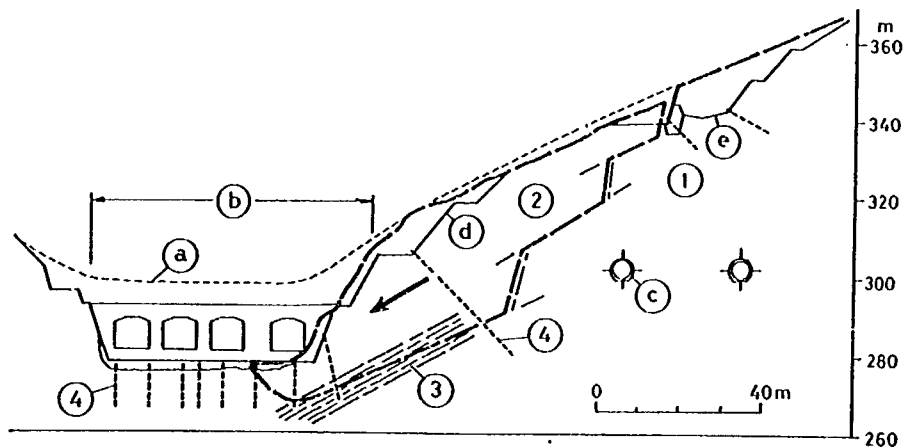


図 10-10 Dalesice Dam の下流側の岩盤すべりの断面

- |       |           |                |
|-------|-----------|----------------|
| ①白粒岩  | ②滑落した角閃岩  | ③ミロナイトゾーン      |
| ④アンカー | ⑤現地表面     | ⑥取水トンネルの掘削     |
| ⑦反排水路 | ⑧斜面整形後の斜面 | ⑨放水路シュートのための掘削 |

ら堅固な白粒岩の範囲までアンカー工を実施し、安定化させられた。掘削の底部ではコンクリートの水平層が基盤岩に係留させられ、安定化小段をだんだん移動した。

Cracow近くのSole川のTresno Damの建設期間中、砂岩と頁岩の互層のフィリッシュの連続したもので構成されている狭谷の左岸斜面は取水トンネルのための掘削によって乱された。滑動砂岩地層はアンカー工によって安定化させられ、注意深いトンネル掘削で、計画に従って取水施設の建設が可能となった。

### 10-3 貯水池の湛水後、操作中に発生する斜面運動

貯水池の湛水とその後の貯水位変動は、新しい斜面運動を誘発し、または貯水位より高い位置にある古い地すべりを再活動化させる。大規模な地すべりは、急速に後退した斜面を形成している圧密をあまり受けていない堆積土中に発生するようである。地すべり土塊は貯水池の容量を減少させ、そして特にもし地すべりがダム近くで発生するとすれば、斜面崩壊は付属施設の機能に危害を及ぼ

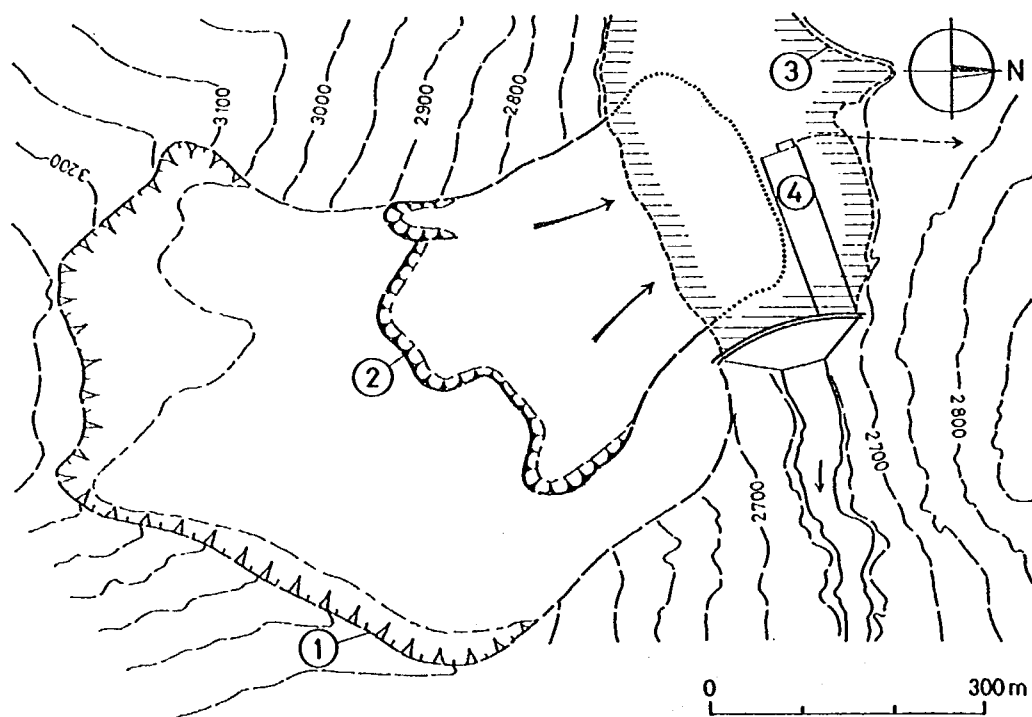


図10-11 ペルーのMantaro川のTablachaca 貯水池内へ滑落した岩盤すべりの位置図、放水施設がすべりによって脅威を受けている。

- ①化石岩盤すべりの滑落崖      ②最近の岩盤すべり
- ③Tablachaca 貯水池              ④放水施設

す(図10-11)。

貯水池斜面の安定性を評価するため、地質工学者は谷壁斜面、特に水位変動ゾーンを構成する岩盤の調査を実施しなければならない。斜面の安定性の乱れはふたつの原因のうちひとつに帰結されている。

(a) 浸水の結果、岩盤のある部分の安定状態が変化する。岩盤が水に浸水したとすれば、水平面上の作用荷重は変化しないが、岩盤の重量は浮力によって減少する。細粒砂の粘性はまた浸水によって減少する。もし湛水位が急速に低下すれば、岩は貯水池の方へ浸出する水の圧力を受ける。こういった要因も貯水池斜面のすべりの原因となるであろう。

(b) 風やモーターボートによる波浪作用も斜面を侵食し、同様な方法でもって海岸侵食も背後が滑落崖で接している典型的な台地を形成する。自然の湖に対して、貯水池は水力発電のために湛水位の大巾な変動が一般に存在する。湛水位の変動は、日と季節的な両サイクルの規則的なものが存在するであろう。このように湛水面の堆積土は侵食され、侵食によって生成された物質は貯水池の底部の方へ滑落する。斜面はこのように末端部が開削され、斜面の安定性は乱される。

この現象の事例としては、Columbia川の斜面に発生した地すべりが引用されよう。これら地すべりはGrand Coulee Damの建設を妨害し、貯水池の湛水中および続いて起こる低下期間中にしばしば発生した(図

10-12)。Columbia川は氷河堆積層と後期更新世氷河期に堆積した湖成堆積土を開削していた。砂、シルトと礫のこれら堆積土は谷の両サイドに段丘残積土として残されている。これらは河川侵食の結果容易にすべりを起こす。破壊に対する危険性は建設工事の影響によってより増大する。貯水池へのすべりは、どの斜面が地すべりの脅威をもっとも受けているか予知するための基準を確立するために1942~1955年

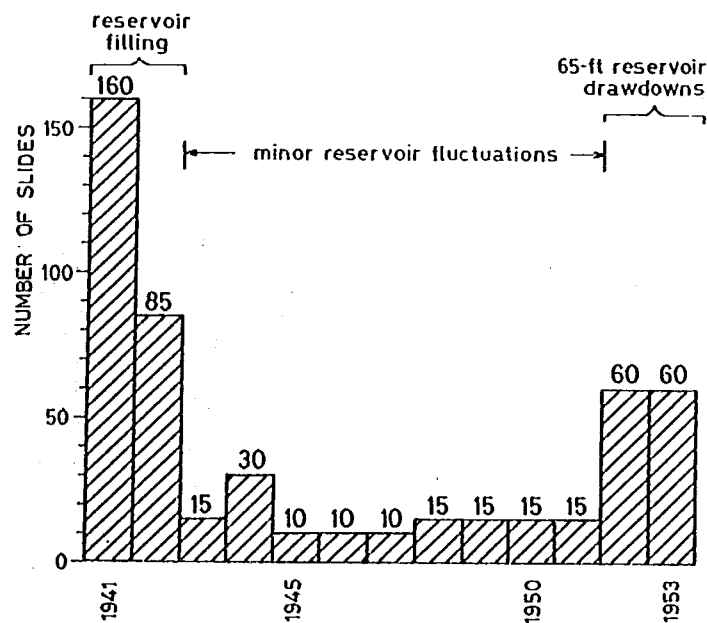


図10-12 1941~1954にかけてのGrand Coulee Damの貯水池内で発生した地すべり発生頻度グラフ。この期間中の地すべりの全発生箇所は500箇所に至る。

にかけて精力的に研究された。土塊のタイプ、地下水の状態、斜面の初期勾配を考察して、ほぼ500もの地すべりの詳細な研究によって貯水池の自然斜面の安定性を予測する手法を確立することが可能となった(Jones et al 1961)。

湛水斜面での地すべりはApenninesで非常にしばしば発生しており、そこでの研究は特に地質学的調査が重要な事項となっている。斜面の浸水と湛水位の変動は一時的に安定なすべり地域内の運動のひきがねとなり、そして次いで起こる斜面崩壊は貯水池を沈殿物でふさぐといった重大な原因となる(Segré 1924)。

貯水池側面に位置する山岳斜面の安定性についての問題は、1963年のItalian AlpsのVaiont Damの災害後特に重要な主題となった。高いダムのひとつであるVaiont Damは、Piave川の支川のジュラ紀と白亜紀の石灰岩とマールの互層で構成される斜面を有する深い狭谷に建設された。建設工事は1959年开始され、1960年に完成した。1963年に、体積にして260百万 $m^3$ の巨大な岩塊が、谷の左岸部を形成しているMonte Tocの斜面から貯水池の方へ突然すべり出した。最も大きなダメージは、ダムを越水した100m以上の段波によって引き起こされたものでLongaroneの町を破壊し、貯水池沿岸と下流長距離にわたって河川狭谷を荒廃させた(図10-14)。2000人以上の人々が死傷した。この莫大な損失にもかかわらずダム自体はほんのわずかに損傷しただけであった。安定とならなかった左岸斜面の地質構造を図10-15に



図10-13 Vaiont貯水池のジュラ紀の石灰岩の岩盤すべり

- ①すべり面 ②滑落した石灰岩 ③アーチダム
- ④洪水波によって裸地となった石灰岩

示す。

災害の原因については徹底的に研究され、検討された (Selli, Trevisan et al 1964, Müller 1964, Kiersch 1964, Menci 1966, Stapledon 1976)。そしてこの大災害の原因についての最終的結論はまだ報告されていない。

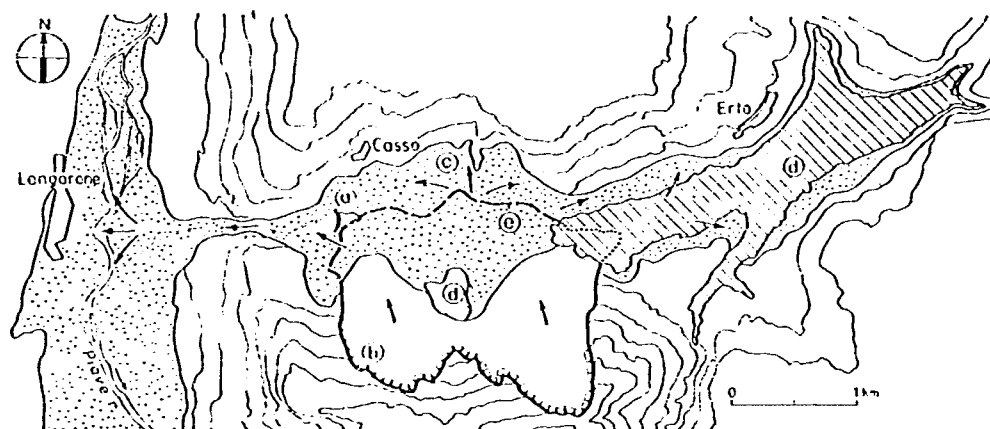


図10-14 Italian Alps内のVaiont岩盤すべりの位置図

- ①ダム ②すべりの頭部地区 ③高い水波の空気圧による荒廃地  
④湖 ⑤概略滑落本体

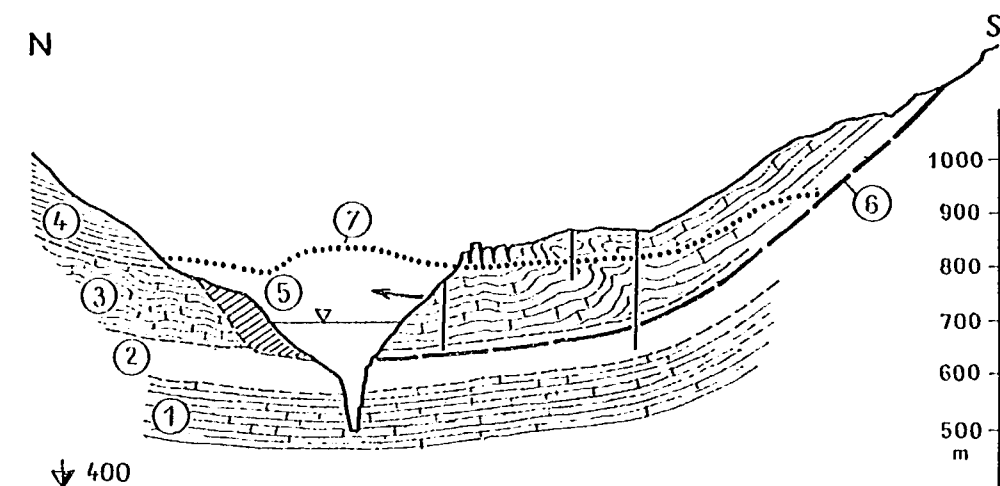


図10-15 Vaiont 貯水池へ滑落したジュラ紀、白亜紀の巨大なブロック。これはPiave 川谷に災害洪水をもたらした。

- ①Dogger 石灰岩 ②粘土層を有するうすい地層の石灰岩  
③チャートを含む白亜紀の厚い石灰岩の地層  
④白亜紀のマール石灰岩 ⑤古い地すべりのレリック  
⑥すべり面 ⑦地すべり土塊によって閉塞した谷

実施された調査の目的は、ダムサイトの基礎状態の地質調査が重要な構造物に十分であるかということであり、100mの高さの段波による突然の越流の巨大な貯水量をダムが支持していた事実から帰結することができる。左岸斜面が地すべりを起こすという危険性は調査期中認識されていたが、急激な斜面崩壊に発展するとは示唆されていなかった。

1960年に貯水池の一部湛水後最初のすべり（すべり岩塊の体積は70000m<sup>3</sup>）が発生した時、左岸斜面の運動をモニタリングする評価作業が開始された。測定では、運動の特性は破壊にせまった状態を有する岩盤のゆっくりしたクリープであった。そしてそこには急激な加速的なプロセス（クリープ破壊）を推定する事由は存在しなかった。

貯水池内の水位変動を原因とする斜面運動の詳細な研究の事例はAustrian TyrolのGepatsch Damで調査されたものがある。貯水池が1965年に湛水した後、左岸側面の斜面に何箇所かの古い地すべりが再活動した。約100万m<sup>3</sup>の岩塊が移動し、谷底上の氷河堆積層を圧縮した時の後期氷河期に発生した重力性地すべりである。最近の運動は棒線の測量の手段によって1966～1969年の期間系統的に測定された。測定器がまた斜面内に掘られた何か所かの調査坑内に設置された。図10-16はふたつの縦断面での測定結果を示す。運動の鉛直成分は乱された斜面の上端部では顕著で、水平成分は斜面末端部で大きい。坑内で測定されたベクトルは、坑の前面末端部はほぼ同じ送度で運動していることを示しており（断面b）、斜面の乱れは坑の末端部を越

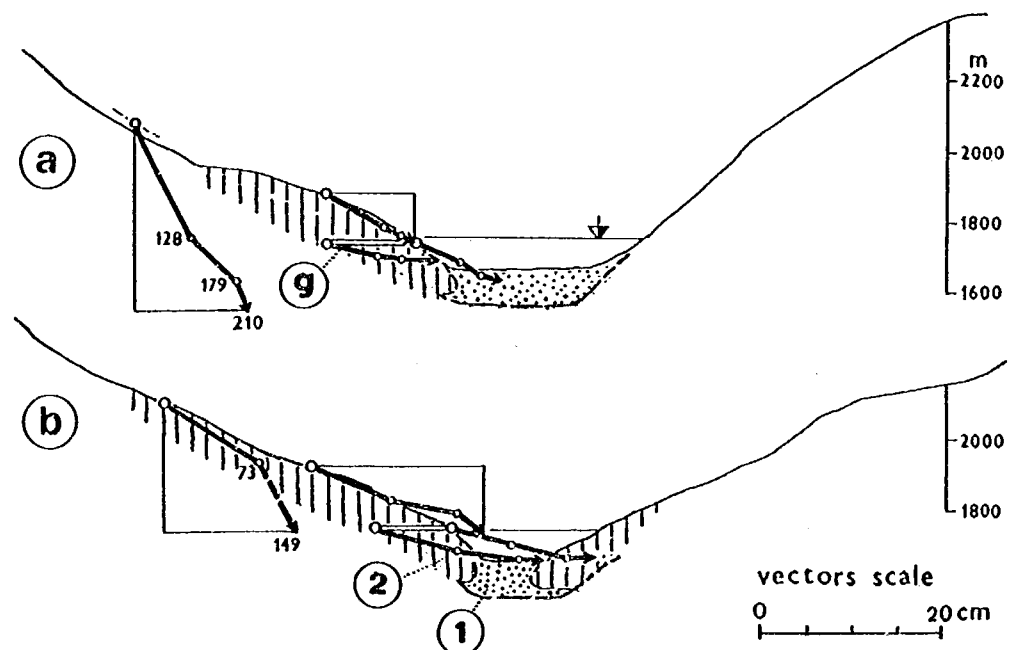


図10-16 TyrolのGepatsch貯水池の断面図

1966～1969年にかけて記録された北部斜面の重力性変形

①応力を受けた氷河沖積層の堆積物

②重力性の運動によって乱された片麻岩と風化岩盤      ㊦ギャラリー

えて斜面表面から185mの距離にまで達していたことを示している。断面a)の坑は244mの長さを有しており、90mの距離にわたって強度に粉碎されルーズ化されていた。開口又はロームの狭在した亀裂が多数存在し、斜面表面から94~99mと227~234mにモンモリロナイト化したゾーンが存在している。これら粉碎されたゾーンの両方ともほとんど斜面地表面に平行であった。斜面運動と湛水位変動の関係が観察から明らかにされた(Laufer et al 1970, Neuhauser and Schober 1970)。

そこで明らかにされたことは、多くの地すべりの可能性のあるFlyscht Carpathiansの貯水池計画に適用できる。Poland内のDunajec川のRoznow 近くの貯水池の湛水に続いて風化フィリッシュ土で形成された側面斜面が斜面運動によって強度に乱され、それは水面上はるか上部まで及んでいた。

貯水池内で維持しなければならない最も高い水位に関して異なる代りのもうひとつの設計を考慮すると、最終的な結論としては、斜面運動が価値ある又は建物に囲まれた土地に損害を与える原因となる箇所では斜面の安定化に犠牲を置くことになる。

貯水池側面斜面の調査はBobemiaのVltava川のSlapy Damで実施された。段丘堆積物とレスロームで被覆された狭谷以外は、斜面は主に堅固な岩盤で構成されていた。洪水が貯水池のほぼ満水位まで湛水された時の1954年には、斜面は明らかに安定していた。操作堰の建設はまだ完成していなかった。湛水位はダムのクレストの標高まで17mほど急激に低下した。湛水位の急激な低下は岩盤斜面に好ましくない影響を与え、ほんの数ヶ所で斜面下流方向へ傾斜する節理面に沿ってブロックのすべりが起きた。両方とも段丘土砂と礫から構成された斜面には大巾な影響を与えなかった。期待された様に細砂やロームで構成された斜面は乱された。図10-17はこういった損害を受けた断面を示す。そこでは、レスロームは段丘礫を被覆した細砂上に7mの厚さに達していた。細砂は、急激な急速低下後斜面から貯水池の方へ流出する水圧のため運動しはじめた。ロームの被覆層は貯水池方向へすべったブロック内へ崩壊した。

Bohemiaの北西部のNechranice貯水池内の新第三紀の粘土とシルトから構成された斜面では、湛水位が低下している時は広範囲にわたるすべりが発生し、新しく形成された滑落崖は頭部の

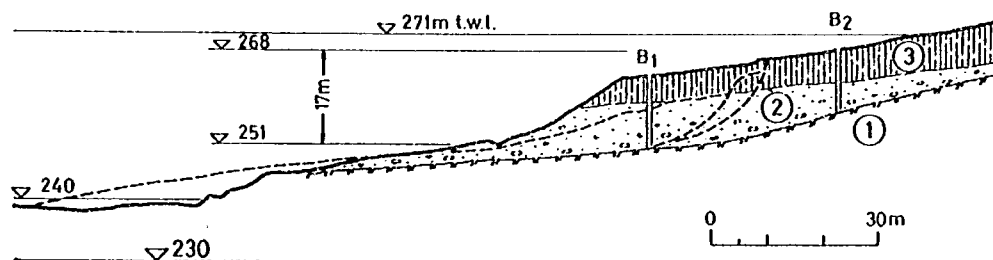


図10-17 1954年に17mの湛水位急速低下後、すべりによって乱された BohemiaのSlapy貯水池の溪岸の断面

①角閃岩 ②礫を含んだ段丘砂 ③レスローム

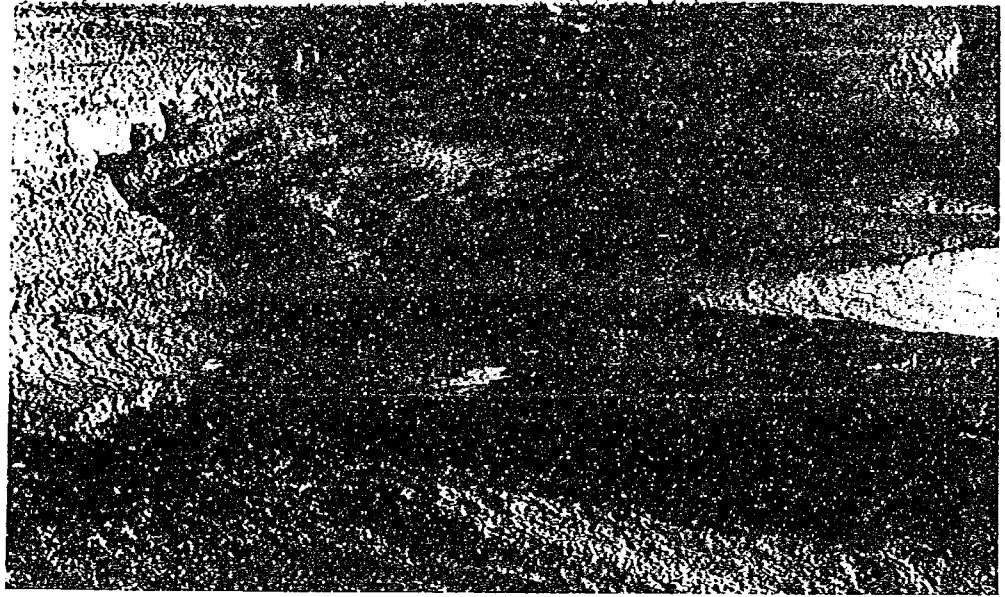


図10-18 貯水池低下後のすべりによって被害を受けたNechranice貯水池の斜面

方へ陥没した(図10-18, 10-19)。

Nechranice 貯水池では湛水後、ダム  
の周囲の透水性の石炭シームを通して貯水  
池から浸出する水とダム下流部での湧水に  
よる水のため(合計水量は約  $0.3 \text{ m}^3/\text{min}$ ),  
ダム直下流部で古い時代の地すべりが活動  
した。乱れた右岸斜面を安定化するため、  
礫のフィルが建設され、そして湧水は集排  
水された。

新しい貯水池内の湛水位の変動によって

誘発された地すべりと斜面変形はソ連で精力的に研究され、地質調査の結果がいく編かの論文に要約されている。たとえばAngara 川(Odintsov, Palshin et al 1963)やKama 川(Pecherkin 1969)の貯水池で記述されている。それらの安定性を規定する貯水池斜面の地形や構造履歴の役割について、Zolotarev と Skvortsov (1961)によって詳細に研究された。

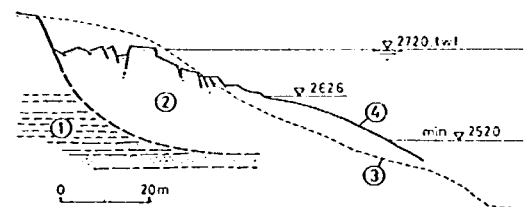


図10-19 20 mの貯水位急速低下後  
Nechranice 貯水池に発生  
したすべりの断面

- ①砂層を有する新第三紀の粘土
- ②滑落した粘土
- ③初期の地表面
- ④すべり後の地表面

#### 10-4 貯水池透水性の地すべりへの影響

貯水池斜面の透水性の調査によってしばしば古い時代の地すべりによって閉塞された側面谷 (side valley) の存在が明らかになることがある。もしこういったものが確認されなかったとしても、相当量の水量損失が貯水池の湛水後透水性のすべり崩土や谷沖積土を通して発生する。

丁度こういった問題は、Italian Alps の Senaiga ダムで見られる。80 m の高さのアーチダムが後期白亜紀の堅固な石灰岩を開削している狭谷に建設された。貯水池の底面と側面斜面は、石灰岩が強度に乱されたダムサイトに近接している左岸斜面の短区間の谷以外、完全に不透水層の岩盤で構成されていた。ボーリングや横坑の調査では岩盤は初期の位置になく、谷を閉塞するように、右岸斜面の方向に川を覆うように滑落していることを示しており、そこでは新しい水路が開削されていた。石灰岩は比較的短い区間を運動したのであり、その地層位は保たれていたが、ある部分においては岩崩土の特性を示している。より詳細な調査によって古期の狭谷の明確な存在と滑落土塊の特性について明らかになった。

古期の谷底は巨礫を含んだ透水性の高い氷河沖積層の堆積土によって5~6 m 被覆されていた。滑落した石灰岩は亀裂に粘性土が充填されていたということで透水性はよくなかった。図10-20は地すべりの範囲と古期の谷の概略の水路を示す。図10-21から谷は湛水した標高まで天然ダムによって閉塞され、44.5 m の高さまで埋塞されたことが明らかである。

氷河沖積層だけではなく古い地表面に沿う風化石灰岩の透水試験では非常に透水性が高かった。滑落岩塊を通しての水損失は少なく、それで古期の谷の高さいっぱいまでシールする必要はなかった。氷河沖積層の堆積土をシールするため三本の横坑がそれぞれ横坑上に建設された。その横坑は其中でグラウト作業ができる内径を有している。横坑は1954年に完成し、グラウト作業は二段階に分けて実施された。

最初の段階ではより低い横坑下3 m の深度まで石灰岩中にグラウトカーテンが形成された。3 m 長さ、1.7 m 間隔、二列に平行配列されたグラウト孔はセメントグラウトでもって充填された。最初の段階のグラウト作業後、貯水池は試験的に湛水された。貯水池の部分的な湛水により水損失が  $2.1 \text{ m}^3/\text{min}$  に達した時、貯水池は再び空にされた。

第二段階においてはより低い標高の横坑下25

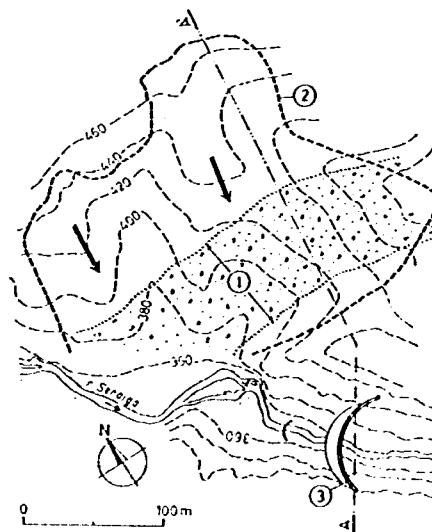


図10-20 Senaiga 川の  
ダムサイトの位置図

①古い時代の谷  
②地すべり地域の境界 ③ダム

mまでグラウトカーテンが沈められた。グラウト孔は3 m間隔で、コントロール孔が30度の傾斜で実施された。注入のためセメントグラウトが利用され、非常に透水性が高い箇所ではセメントと細砂の混合した充填材が利用された。孔の1 m当たりの混合充填材の平均量は245 Kgで、コントロール孔では1 m当たり83 Kgであった。滑落した石灰岩の上面部は、上部横坑からその天井の上10 mの位置までグラウトされた。グラウト孔は45度の傾斜で3.5 mの

間隔を有している。滑落した石灰岩中の試錐は孔壁が不安定で崩壊するおそれがあるということで困難であった。石灰岩の崩土中では、グラウトの消費は1 m当たり35 Kgに達し、基盤岩との接触面では582 Kg/mに達した。こういった対策工は成功したけれども、建設工事に相当なる遅れと非常に特別な費用が必要となった。

上述の例は、いかに斜面運動があらゆる方面でダム建設とそれらの活動を妨害しているか示したものである。ダムサイトとダムによって形成された貯水池内の両斜面の安定性の問題はあらゆる観点からまた非常に詳細にわたり調査されなければならない。すべりの可能性のある地域では、地質学者はできるだけ最も理解性のある情報、岩盤特性やテクニクな乱れの状態だけでなく、谷の地質学的履歴、すべりの年代、深さ、すべり土塊の特性についても供与すべきである。

十分なる工学的～地質学的な報告は、設計者が構造物の位置、タイプ、形態に関して決定しなければならない基本的基準に到達する際、力強い味方となる。しかしながら複雑な自然界においては、妥当な調査手法と言えども、個々のボーリング孔と調査断面間の間は未調査のままで残り、その間に介在する地質状態を書き入れなければならないということで、設計者にとって問題が生じないという保証はない。それゆえに地質工学者は、真実の状態を表わしている調査結果であるか検証するため、また予想される危険性を警告するため建設期間中、ダムが機能しはじめた後注意しておくことが必要である。

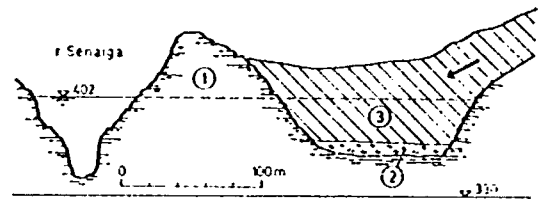


図10-21 谷を閉塞した古い地すべりを含んだSenaiga川のダムサイトの断面

- ①後期白亜紀石灰岩
- ②氷河沖積層の堆積物
- ③古い谷を閉塞した滑落石灰岩

水没斜面の安定解析手法について

土研資料 第1909号  
昭和58年3月(1983)

藤田 寿雄, 吉松 弘行  
坂元 靖秀

要旨

本報告は、水没斜面の安定解析手法について、  
土木研究所資料としてまとめたものである。



郵便はがき

305-□□

40円切手  
をはって  
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所砂防部

地すべり研究室  
行

No. \_\_\_\_\_

配布先氏名

配布先住所



No. \_\_\_\_\_



土木研究所資料第1698号1909部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

