

## 86. 格子ばり法による砂防アーチダムの荷重分割について

九州大学農学部 陶 山 正 憲

筆者は先に、格子ばり法の亜種の一つである中央片持ばり法によって、溪谷の断面形と砂防アーチダムの荷重分担との関係<sup>\*</sup>を明らかにしたが、本報では溪谷の断面形状が  $I/h = 1.0, N = 1.0$  で表わされる場合について、格子ばり法を用いて荷重分割を試みた。

尚、本計算には九州大学中央計数施設の電子計算機 (OKITAC-5090H) を使用した。

### 1. アーチダムの諸元

ここに考える砂防ダムは、定半径式薄肉等厚の円形アーチダムで、上流面半径が一定である。

ダムの高さ	$h$
ダムの天端の中心角	$120^\circ$
ダムの上流面半径	$r (= 1.15470h)$
上流法	0
下流法	0.1
ダムの天端厚	$0.07h$
ダムの底厚	$0.17h$
天端アーチの径間長	$2l (= 2h)$
単位体積の水の重量	$\omega = 1.0 \text{ ton}/m^3$
コンクリートの弾性係数	$E = 2.1 \times 10^6 \text{ ton}/m^2$
コンクリートのせん断弾性係数	$E/3$

### 2. 荷重配分法

水平アーチおよび鉛直片持ばりの荷重分布は両要素とも、幾つかの点に働く三角荷重の合成によって表わされるものと仮定する。そうすれば、水平アーチ要素の各点における変位は、各荷重点における単位三角荷重による変位 (アーチのたわみ係数) とその点に働く荷重の強さの積の総和として表わされる。

鉛直片持ばりの各点における変位も同様に、各荷重点における片持ばりのたわみ係数とその点に働く荷重の強さの積の総和として表わされる。

尚、ダム底では変位は生じないものと考え、この点では全荷重を片持ばりのみで受けもつものと仮定する。

変位計算点 (或は荷重点) の数は Fig.1. のように 35個とり、ダムの荷重は水圧のみを考えた。計算点  $m$ 、荷重点  $n$  のときの片持ばりのたわみ係数を  $A_{mn}$ 、片持ばりの分担荷重を  $P_{cn}$  ; アーチのたわみ係数を  $B_{mn}$ 、アーチの分担荷重を  $P_{an}$  とすれば、計算点  $m$

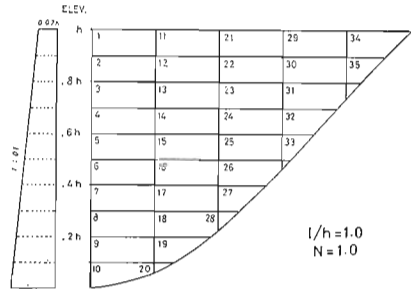


Fig.1. Developed view of elevation and cross-section of crown cantilever.

における片持ばりの半径方向の変位  $Y_{cm}$  は、 $m = 1$  のとき

$$Y_{c1} = A_{1,1}P_{c1} + A_{1,2}P_{c2} + \dots + A_{1,10}P_{c10} \quad (1)$$

また計算点  $m$  におけるアーチの半径方向の変位  $Y_{am}$  は、 $m = 1$  のとき

$$Y_{a1} = B_{1,1}P_{a1} + B_{1,11}P_{a11} + \dots + B_{1,34}P_{a34} \quad (2)$$

次に計算点  $m$  の全水圧荷重を  $P_m$  で表わし、 $Y_{cm} = Y_{am}$  なる条件式を用いれば、 $m = 1$  のとき

$$\begin{aligned} & A_{1,1}P_{c1} + A_{1,2}P_{c2} + \dots + A_{1,10}P_{c10} \\ & = B_{1,1}(P_1 - P_{c1}) + B_{1,11}(P_{11} - P_{c11}) \\ & + \dots + B_{1,34}(P_{34} - P_{c34}) \quad \dots \dots (3) \end{aligned}$$

のような方程式ができる。

この方程式を無次元化するために

$$A_{mn} = \frac{ha_{mn}}{E}; B_{mn} = \frac{hb_{mn}}{E}; P_{cm} = Exm$$

のように変数変換し、 $m = 1$  の場合  $P = P_1 = P_{11} = P_{21} = P_{29} = P_{34}$  であるから式(3)は

$$\begin{aligned} & (a_{1,1} + b_{1,1})x_1 + a_{1,2}x_2 + \dots + a_{1,10}x_{10} \\ & + b_{1,11}x_{11} + \dots + b_{1,34}x_{34} = (b_{1,1} + b_{1,11} + \\ & \dots + b_{1,34}) \cdot \frac{P}{E} \quad (4) \end{aligned}$$

式(4)のような条件式を計算点の数だけ作れば、連立 35元 1 次方程式ができるが、 $a_{mn}, b_{mn}$  はともに  $h$  に無関係な無次元量であるから、 $h = 1$  に対する連立方程式の解を  $X'n$  とすれば  $X_n = hX'n$  となる。

### 3. 荷重分担状態

溪谷の断面形状が  $I/h = 1.0, N = 1.0$  の場合の分

担荷重を計算し、その結果を Fig.2. に示した。これによると同一水平アーチ上での分担荷重の変化もわかる。

ただし計算を容易にするためにアーチ、片持ばり両要素とも計算点間の距離を一定にしたため、荷重分担曲線の変化が大きいダム底部の状態が不明瞭になった。この点を明らかにするためにはダム底に近接した位置にも計算点をとる必要があると思われるが、計算の煩雑さは避けられないだろう。

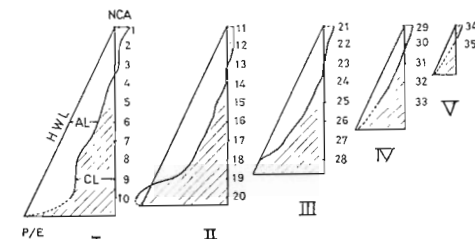


Fig.2. Distribution of load between arch rings and cantilevers.  
AL: Arch load, CL: Cantilever load,  
NCA: Negative cantilever load,  
H/W/L: Horizontal water load,

\* 陶山正憲：日林九支講第19号，96～98，1965。

## 87. 地すべり地の地下水位解析

九州大学農学部 小 川 滋

地下水位についての解析は、長期間にわたる資料がないことや、自然状態で降雨による影響を明確にすることが困難であることなどによって、充分進んでいるとはいえない。

とくに地すべり地における地下水位は、水位変化と移動量との関係として考えられる場合が多いが、地すべりによる地質構造の変化などによって水位変化が局部的に起ることが多いから、地下水位から地下水の動き、さらに地質構造の推定を行うことによって、その地すべり地の性格を研究していくべきと考える。もちろん、全体的な水理地質の関係のもとで、分析は進められるであろうが、その一つとして、地下水位についてのべる。なお資料の提供をうけた熊本営林局松浦治山事業所の方々に謝意を表します。

### I 資 料

佐賀県人形石山乙女地区の16ヶ所の試錐孔における昭和41年5月30日から同年10月17日まで約一週間毎の水位記録を用いた。なおこの地区は、2次的地すべりの危険のあるところである。

### II 解 析

#### (1) 変動係数<sup>1)</sup>

16ヶ所の変動状況の示標として、変動係数を算出し大略の区分を行った。即ち、集水あるいは停滞域(A-2)、流出域(A-1)変動域(D)などである<sup>2)</sup>(Fig.1参照)。

#### (2) 増水比と減水比

ここでいう増水比、減水比とは、測定日毎の水位平均値(大略の地区区分内に含まれる試錐孔水位)に対するその後の増減値の比である。片対数方眼紙上に、等間隔軸に水位平均値、対数軸に増水比、減水比をプロットし、大略の傾向を記入した。連続的増水比の方向と減水比の傾向である。(Fig.2.3)

#### (3) 連続的減水線

両対数方眼紙に、連続的減水をおこなったA-1地区について、積算日数と積算減水量をプロットした(Fig.4)。

- 1) 熊谷才彦：山地河川の流量解析、九大農学部学芸雑誌12巻4号
- 2) 小川滋：地すべり地の水理地質学的調査方法、九大砂防ゼミノート4号

### III 結果と考察

(1) 減水に対して、Fig.2.3でA-2、Dについては図に示したような連続的関係が認められ、水位の減少と共に対数的に減水比が減少すると考えられる。このことは、上部に供給水源があり除々に地下水が供給されている、深層地下水の性格あるいは貯溜能力が大きいことが考えられ、集水域的な性格なものであろうと考える。Dについては、高水位の時の減水比が特に大きいことをみると、浅層地下水の流出が考えられる。A-1については、傾向が判然とはしないが、Fig.4での直線性は、流出状況がよくできており、流出域と考えられる。Bについては、上部A-1 A-2の両