工事用締切堤の河川水位に及ぼす影響

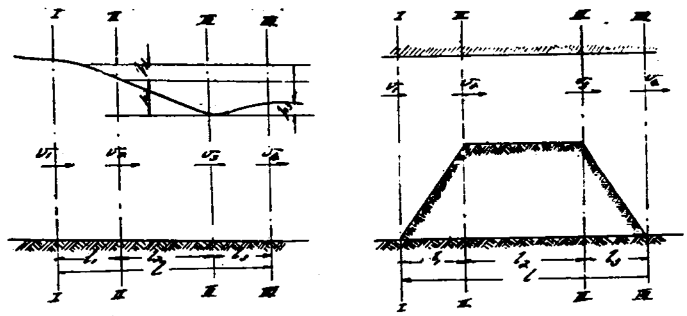
大　畑　浩　三*

1. 要　　旨

堰堤工事に於て基礎堀鑿並に根入部混凝土工事を施工せんには一般に河川の一部を締切るか又一時河川の附替をなさねばならぬ。然して兩者の中何れの工法を採用するかは堰堤位置の地形地洪水量等に依る經濟的關係及工事期間の如何等に依り決定さるものなるが、一般的條件の場合採さる工法は前者にして本文に於ても河道を略々2等分し締切堰堤を築造し以て工事を進捗せしむ場合締切堤が河川水位に及ぼす影響に就き論述せんとす。

2. 河道の一部を締切たる場合の水位變化

一般に水路が或原因に依り幅員を變化する時は第1圖の如き水位變化を見るものなるが、同一路に於ける任意斷面の流量は常に不變なりとなす水流連續の法則と任意斷面單位質量の有する力も又同一なりとするベルヌーイの定理は同時に滿足されねばならない。即ち前者に於ける水位



第　1　圖

化量をh_c後者に於けるそれをh_bとせば

$$h_c = h_b \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

にして等式(1)は結局ベルヌーイ定理より流速の假定値を用ひ水位變化量h_bを算定し之がh_cに等しくなるまで試算を試み流速vを並に水位變化量hを決定せんとする方法と同一結果に達するものなが、h_bは流速vを變數とする拋物線式を以て表はされ、h_cもvの函數として數式化し得るを以て式(1)によりて流速vは決定され、vの算定によりて水位變化量hも自ら決定さることゝなる。然して本算定式はvの3次方程式となり解法は稍々複雜となるが河川流量及河積が一測定の結果河川位Hの函數として與えらる場合は略々合理的實用的な結果を得らるものと信ず。

ベルヌーイの定理に依る水位變化量；

不等速定流の一般式は　$I = i_o - \dfrac{dH}{dx} = \dfrac{v^2}{C^2R} + \dfrac{d}{dx}\left(\dfrac{v^2}{2g}\right)$

にて與えらる。茲に　I …………水面勾配

* 產業部水力電氣建設局

i_o……………………河床勾配　x,……………………水路長　R………………徑深

c……………………平均流速公式の係數　v…………流速

上式は　$-dH = -i_o dx + \frac{v^2}{C^2R} dx + d\left(\frac{v^2}{2g}\right)$

或水路區間０より l_n まで積分せば

$$-h_n = -i_o l_n + \frac{v_{n+1}^2 - v_n^2}{2g} + \int_o^{l_n} \frac{v^2}{C_n^2 R_n} dx \qquad H_{n+1} - H_n = h_n$$

茲にnは第１圖任意水路區間を示す。然して $\int_o^{l} \frac{v^2}{C^2R} dx$ は各區間の摩擦損失を表はす項なるがこ項がhに及ぼす影響は僅少にして且各區間略々同一と見做し得るを以て $C_1^2R_1 \fallingdotseq C_2^2R_2 \fallingdotseq C_3^2R_3 \fallingdotseq C^2R$ し水面變化も又直線的なりとせば　$A = A_n + (A_{n+1} - A_n)\frac{x}{l_n}$

依て　$\frac{v^2}{C^2R} = \left(\frac{Q}{A}\right)^2 \frac{1}{C^2R} \fallingdotseq i\left(\frac{A_{n+1}}{A}\right)^2 = i\left[\frac{A_{n+1}}{A_n + \frac{x}{l_n}(A_{n+1} - A_n)}\right]^2$

$$\therefore \int_o^{l_n} \frac{v^2}{C^2R} dx = iA^2_{n+1} \int_o^{l_n} \frac{dx}{\left[A_n + \frac{x}{l_n}(A_{n+1} - A_n)\right]^2} = il_n \frac{A_{n+1}}{A_n}, \quad i_o = i$$

$$\therefore h_n = il_n\left(1 - \frac{A_{n+1}}{A_n}\right) - \frac{1}{2g}(v^2_{n+1} - v_n^2) \quad \cdots\cdots (2)$$

然して或一定流量Qに對しては $\frac{A_{n+1}}{A_n} = \frac{v_n}{v_{n+1}}$ なるを以て一般式（２）は

$$h_n = il_n\left(1 - \frac{v_n}{v_{n+1}}\right) - \frac{1}{2g}(v^2_{n+1} - v^2_n)$$

依て

$$h_3 = il_3\left(1 - \frac{v_3}{v_4}\right) - \frac{1}{2g}(v_4^2 - v_3^2) \quad \cdots\cdots (3)$$

$$h_2 = il_2\left(1 - \frac{v_2}{v_3}\right) - \frac{1}{2g}(v_3^2 - v_2^2) \quad \cdots\cdots (4)$$

$$h_1 = il_1\left(1 - \frac{v_1}{v_2}\right) - \frac{1}{2g}(v_2^2 - v_1^2) \quad \cdots\cdots (5)$$

上式に於てhの符號が＋ならば下流に水深增大し－ならば反對に減少を示す。

水流連積の法則による水位變化量；

連積の法則に依り任意流量Qなる場合 $A_n V_n = Q$ にして又一般に自然水路に於ける横斷面積Aは位Hを變數とする拋物線式を以て表はさるものである。然して水位Hが上昇し平水位以上に達すば近似的に直線式とするも大なる誤差を生じない程度のものとなる。河積がHの直線式と見做しる場合に於ては

$$h_n = m_n(A_n - C_n)$$

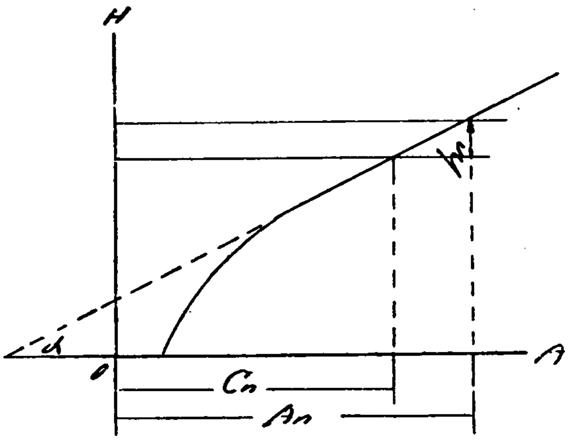
茲に　m………$\tan\alpha = \frac{dh}{dA}$　　A_n………水位變化量 h_n を加算したる水位に於ける横斷面積．

C_n………h_n を加算せざる水位に於ける横斷面積

然して一定流量Qに對しては $A_n = \frac{Q}{v_n}$ なるを以て上式は　$h_n = m_n\left(\frac{Q}{v_n} - C_n\right)$

なる。

横斷面積Aがhの拋物線となる場合は第２圖に於て



第　2　圖

$h_n = H_{n+1} - H_n = (aA_o^2 + bA_o + C) - (a$
$+ bA_n + C) = a(A_o^2 - A_n^2) + b(A_o - A_n)$

玆に　a, b, c, ……水路實測の結果得
る定數。

A_o v_o……h_nを加算せざる場
の流速及横斷面積

而して一定流量Qに對しては$A_n = \frac{v_o}{v_n}$

なる故　$h_n = -\frac{av_o^2}{v_n^2}A_o - \frac{bv_o}{v_n}A_o$

$+ A_o(a.A_o + b)$ ……(6)

依て前述のベルヌーイ定理より導ける水位變化量とこの連續の法則より導ける變化量を(1)により等値せば

$$\frac{1}{2g}(v_n)^3 - \frac{il_n}{v_{n+1}}(v_n)^2 - \left(\frac{v_{n+1}^2}{2g} - il_n - m_nC_n\right)v_n - m_nQ = 0 \quad \cdots\cdots(7)$$

$$\frac{1}{2g}v_n^4 - \frac{il_n}{v_{n+1}}v_n^3 - \left(\frac{v_{n+1}^2}{2g} - il_n + aA_o^2 + bA_o\right)v_n^2 + bA_ov_ov_n + aA_o^2v^2 = 0 \quad \cdots\cdots(8)$$

を得る。卽ち橫斷面積Aが水位Hに對して直線式として表はさる場合は未知流速vは三次方程式
て與えられ、拋物線式となる場合は四次方程式となり、共にvの決定は數學的に可能となる。然
て普通算定せんとする水位變化の範圍內に於てはAはHの直線式とするも結果に大なる誤差を與
るものではなく、三次式の解法を以て實用的流速は決定さるであらう。

三次方程式の一般式(7)より

$$\frac{1}{2g}(v_3)^3 - \frac{il_3}{v_4}(v_3)^2 - \left(\frac{v_4^2}{2g} - il_3 - m_3C_3\right)v_3 - m_3Q = 0 \quad \cdots\cdots(9)$$

$$\frac{1}{2g}(v_2)^3 - \frac{il_2}{A_3}(v_2)^2 - \left(\frac{v_3^2}{2g} - il_2 - m_2C_2\right)v_2 - m_2Q = 0 \quad \cdots\cdots(10)$$

$$\frac{1}{2g}(v_1)^3 - \frac{il_1}{v_2}(v_1)^2 - \left(\frac{v_2^2}{2g} - il_1 - m_1C_1\right)v_1 - m_1Q = 0 \quad \cdots\cdots(11)$$

を得。(9)式に於てv_4卽ち締切前の或一定流量Qに對する流速は平均流速曲線によりて決定さる
のにして又m,Cの値も各斷面の測量の結果を俟て自ら決定さるものである。依て豫め既知數値を
入し置けば $av^3+bv^2+cv+d=0$ なる如き簡易なる方程式となる。(9(式に依りてv_3を算定し得れ
順次(10)(11)式にv_3,v_2を代入し總ての斷面の流速を決定し得ベく試算を必要としない。依て一定
量Qに對する水位の變化量は $h_n = m_n\left(\frac{Q}{v_n} - C_n\right)$ により決定さる。然して前述せし如く三
方程式の解法は複雜にして實用的には本計算もかなり困難を伴ふべし。然し水位變化量の計算の

きは精緻なる數値を爭ふべき性質のものに非ず略値を得れば足るを以て同一紙上同一坐標上に流速vの變化に相應する h_c , h_b の曲線若は直線を圖示し兩者の交點を發見するならば順次流速及水位變化量を決定し容易に目的を達し得るものである。締切堰堤の天端は最大洪水位に水位上昇量を加算したものに更に若干の餘裕を有せしむべきは勿論なるが、流速に對する締切堤法面の防護については更に萬全を期さねばならぬものである。

3. 第2次締切堤に影響さる水位變化

前述の第1次締切堤內の混凝土重築工事が所定の標高迄進捗せば一先づ之を撤去し殘餘河道を締切り基礎堀鑿工に着手するを一般的工法なりとす。此の第2次締切堤築造中及基礎工事續行中の排水は第1次施工堰堤部分に設備されたる假排水路によりてなさるものであるが、排水路の數量大さ形狀等は排水量、堤體混凝土の施工、接合、水理條件等により決定さるものである。この場合河道の半は第2次締切堤により他の部は既成堤體混凝土により河積の大半は失はれてゐる關係上、洪水時流量を安全に排除することは不可能にして、渴水時流量は排水路にて排除するも洪水量の大部分は既成堤體上を溢流せしめねばならぬ。尙、更に大なる洪水量を豫想する時は第2次締切堤上をも溢流せしむるの處置を講じおくの必要を生ずるものであらう。然して排水路の形狀は如何なるものを採用するも排水量算出方針に於ては全く同一根據に基き得るものなるを以て、本文に於ては縱H橫Bなる矩形水路m箇所の排水狀況につき考察をなさんとす。

(1) 堤體下流水位が排水路底より下位にある場合

一定流量Qに對しては堤體下流側水位は堰堤築造前の流量測定の結果より決定さるものにして其水位が排水路底以下に相當する場合の流量に對しては水路を堰頂とする廣頂堰の理論を採用し得る。(物部水理學224頁)

$$Q=1.70\ CmBH_1^{\frac{3}{2}} \qquad (12)$$

玆に　m……排水路數　$C \fallingdotseq 1$　B……水路巾　H_1……溢流水深

依て　$$H_1=\left(\frac{Q}{1.70cmB}\right)^{\frac{2}{3}} \qquad (13)$$

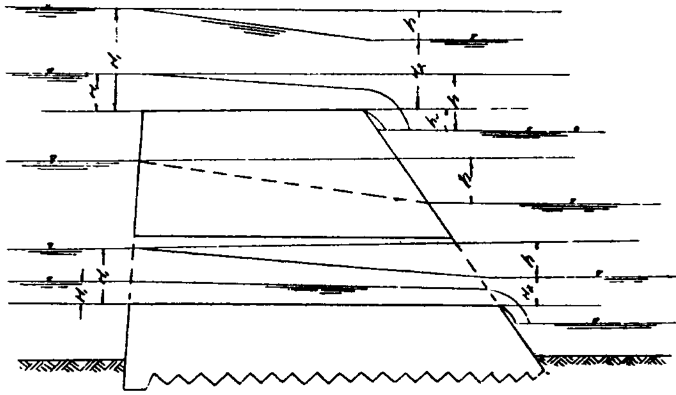
上流側上昇水位は(13)式によりて算定し得る。

(2) 堤體下流水位が排水路底より上位にある場合

第3圖に示す水路下流端水深は一定流量Qに對しては既知にして此の水路上下流端にベルヌーイの定理を適用すれば $$h=\frac{v_2^2-v_1^2}{2g}+\int_0^l \frac{v^2}{C^2R}dx \qquad (14)$$

又 $$h=\frac{Q}{mBv_1}-H_2+il \qquad (15)$$

玆にh……上下流端水位差，i……水路床勾配，l……水路長，v_1……上流端流速，v_2＝下流端流速なるを以て (14) 式に v_2 及 v_1 の假定値を代入して得たるhが (15) 式の結果に一致するまで試算を試みることによりて上流側水位一は決定さる。こゝに $\int_0^l \frac{v^2}{C^2R}dx$ に於けるvは v_1, v_2 の平均値を用ひるものとする。又 C^2R の數値は豫めvの變化に對して計算し之を圖示しておくならば計算に



第 3 圖

際して便宜を得るものである。

本例に見る如く一般に不等速定流の問題はベルヌーイの定理と水流連續の法則とによりて解決さるものなるが、前者は積分の形にて表はさる摩擦損失水頭の項を含むを以て前節の例の如く或假設をなさざる限り一般に單一化されたる決定式を導くことは困難であり、又決定式を誘導し得たりとするも一般に高次方程式となり結局試算を行はざれば目的を達し得ないのが普通である。

(3) 水位が排水路天端以上に達したる場合

漸次流量Qが增大すれば水位は排水路天端以上に達す。この場合の流量計算は全く管流と考え得るものにして上下流の水位差をhとせば

$$h = \left(1+f_o+f\frac{l}{R}\right)\frac{v^2}{2g} \qquad \cdots\cdots(15)$$

茲に f_o……流入損失水頭係數　$f=\dfrac{2g}{C^2R}$　摩擦損失係數　V……排水路內流速

又　Q……mav　$v=\dfrac{Q}{ma}$

茲に a……排水路斷面積なるを以て之を(15)式に代入すれば

$$h = \frac{\left(1+f_o+f\frac{l}{R}\right)}{2ga^2m^2}Q^2 = \lambda Q^2 \qquad \cdots\cdots(16)$$

茲に　$\lambda = \dfrac{\left(1+f_o+f\frac{l}{R}\right)}{2ga^2m^2}$

(16) 式に依りhを算定せば下流水位既知なるを以て上流水位は決定さる。

(4) 水位上昇し洪水量の一部は堰堤頂を溢流するも下流水位は尙堤頂よりh_oだけ下位にある場合

更に流量を增大すれば其一部流量Q′を排水路により其他流量 Q″ は堤體上を溢流せしめねばならぬ。　卽ち$Q=Q'+Q''$

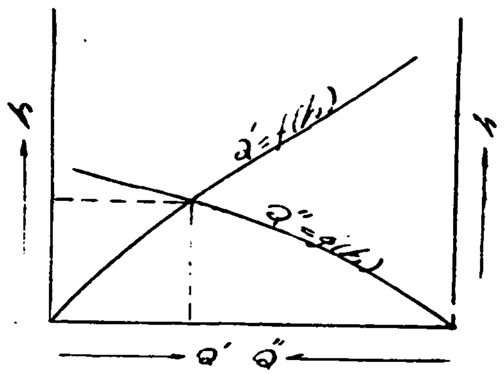
Q′は(16)式より　$Q'=\sqrt{\dfrac{h}{\lambda}}=\sqrt{\dfrac{H_1+h_o}{\lambda}}$

Q″は(12)式より　$Q''=1.70\ CbH_1^{\frac{3}{2}}$　茲にb……堰長

依て
$$Q=\sqrt{\frac{H_1+h_2}{\lambda}}+1.70\,CbH_1^{\frac{3}{2}} \quad \cdots\cdots (17)$$

本式に於て未知量はH_1のみなるを以て或るH_1の値に對して右邊が一定流量Qに等しくなる如きH_1を算定せば上流水位は決定する。然して本式もH_1の決定に對しては繁雜なる試算の結果算定し得るものなるを以て一擧にH_1の結果を得ることは困難である。依て第4圖に示す如く一定流量$Q=Q'+Q''$を横軸に水位H_1を縱軸にとりQ'及Q''は横軸の左右兩端より始まり逆の方向に增大する如く$Q'=f(H_1)$, $Q''=\phi(H_1)$ の兩曲線を描き其の交點に相當するH_1を決定すれば容易にH_1を決定し得る。

（5） 水位更に上昇し洪水量の大部分は堰堤上を溢流し下流水位又堤頂以上に達せる場合



第　4　圖

本例に於ける水位上昇量は(16)式と(14)及(15)式によりて決定さる。即ち $Q'=\sqrt{\frac{h}{\lambda}}$、又$Q''$は(14), (15)式によりてhとの相對的關係に於て求められる。依て$Q=Q'+Q''$なる如きhを決定すればよいのであるが、多くの試算の結果始めて決定し得るものなるを以て、第4圖による圖式解法を採用するを便とす。然してQ''が潜溢流として　$Q''=Cb(h^{\frac{3}{2}}-h_a^{\frac{3}{2}})$　にして接近流速h_a又極めて小なりと見做し得る場合に於ては

$$Q=\sqrt{\frac{h}{\lambda}}+Cbh^{\frac{3}{2}},\qquad Q^2=\lambda^{-1}h+2Cb\lambda^{-\frac{1}{2}}h^2+C^2b^2h^3$$
$$\therefore\quad C^2b^2h^3+2Cb\lambda^{-\frac{1}{2}}h^2+\lambda^{-1}h-Q^2=0 \quad \cdots\cdots (18)$$

次に洪水量が第2次締切堰堤上をも溢流するに至りたる場合に於ける上流側水位の決定は極めて煩雜なるが下流水位は一定流量Qに對しては一定にして上流水位を假定すれば排水路内流量堤體上溢流量締切上溢流量等總て算定し得るを以て此等の總流量をして一定流量Qに等しからしむる迄試算を續行すれば概略的結果は得られることゝなる。此場合締切上（上下流二重堤）の溢流量は概略値算定法として廣頂堰堤理論公式を採用するの外なかるべし。

以上を以て總ての場合に於ける概略的水位變化量は算定し得るものと信ず。依て前述の各場合を綜合し流量Qと水位Hの關係を圖表化し置くならば締切堤高さの決定、工事中洪水時に於ける對策等極めて有效に利用されるであらう。