

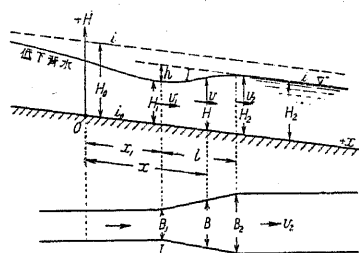
第十四章 種々の不等速流竝に障碍物の影響

[70] 水路断面の變化に因る不等速定流

水路のある部分に於て幅員、水深等の變化ある場合は之に伴ふて必ず流速の變化を生ずる。而て之等の變化を一般的に簡單なる公式の形を以て表はす事は困難にして、多くは數回の試算を爲して實用上差支なき程度に算定し得る。尙本節に於ては上記の變化に依りて流れの性質の變化せざる場合のみを考へ、常流より射流に、又は射流より常流に變ずる場合は [42] に據る。

(1) 幅員が徐々に變化する場合 i_0 なる一定の床勾配を有する水路に於て幅員が断面 I より断面 II 迄に B_1 より B_2 に直線的に増大する時は、II 以下の水路の水深は B_2 なる幅員に相當する等速流水深に等しく、I に於ては下流増幅のため水深は B_1 に相當する等速流より小となりて水位は下り、其の結果上流一帯に [68] の如き低下背水を生ずる。若し I より II 迄に B_1 より B_2 に縮小する時は反對に I に於て水位上り上流に堰上背水を生ずる。

今原點を I の上流に取り、河床線を x 軸に、鉛直上向きに H 軸を取る。



第 613 圖

断面	距離	幅	水深	斷面積	水面勾配	平均流速
I	x_1	B_1	H_1	A_1	I_1	v_1
x	x	B	H	A	I	v
II	x_1+l	B_2	H_2	A_2	—	v_2
下流	—	B_2	H_2	A_2	i	v_2

水深の變化大ならざるものとし、Chézy 流速公式を用ひ (522) 式に於て $a=1$ と置き

$$I = i_0 - \frac{dH}{dx} = \frac{v^2}{C^2 R} + \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad \text{即ち} \quad -dH = -i_0 dx + \frac{v^2}{C^2 R} dx + d \left(\frac{v^2}{2g} \right) \dots (i)$$

兩邊を $x=x_1$ より $x=x_1+l$ 迄積分し $H_2 - H_1 = h$ と置けば

$$-h = -i_0 l + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \int_{x_1}^{x_1+l} \frac{v^2}{C^2 R} dx \dots \dots \dots (ii)$$

右邊の最後の項は I, II 間の摩擦損失にして小なるを以て $C^2 R \doteq C^2 R_2$ と置き且つ水面が直線的に變化するものと假定し

$$A = A_1 + (A_2 - A_1) \frac{x - x_1}{l} \quad \therefore \quad \frac{v^2}{C^2 R} = \left(\frac{Q}{A} \right)^2 \frac{1}{C^2 R} \doteq i \left(\frac{A_2}{A} \right)^2 = i \left[\frac{A_2}{A_1 + \frac{1}{l}(A_2 - A_1)(x - x_1)} \right]^2$$

$$\therefore \int_{x_1}^{x_1+l} \frac{v^2}{C^2 R} dx = i A_2^2 \int_{x_1}^{x_1+l} \frac{dx}{\left[A_1 + \frac{1}{l}(A_2 - A_1)(x - x_1) \right]^2} = i l \frac{A_2}{A_1}, \quad \text{且つ} \quad i = i_0$$

$$\therefore h = (H_2 - H_1) = +i_0 l \left(1 - \frac{A_2}{A_1}\right) - \frac{1}{2g} (v_2^2 - v_1^2) \dots \dots \dots (558)$$

矩形水路にして B/H が大なる時は

$$R = H, \quad A_1 = B_1 H_1, \quad A_2 = B_2 H_2, \quad v_1 = \frac{Q}{B_1 H_1}, \quad v_2 = \frac{Q}{B_2 H_2}$$

$$\therefore h = (H_2 - H_1) = +i_0 l \left(1 - \frac{B_2 H_2}{B_1 H_1}\right) + \frac{Q^2}{2g} \left[\left(\frac{1}{B_1 H_1}\right)^2 - \left(\frac{1}{B_2 H_2}\right)^2 \right] \dots \dots \dots (559)$$

(558) 及び (559) 式は I より II に幅員が減少する場合をも表はし、何れの場合に於ても h が + ならば I より II に水深増大し、- ならば反対に減少する。

実際の計算には増幅の場合、最初 h に (560) 式に依て計算したる値 h_1 か又は小なる正值 h_1 を假定し $H_1 = H_2 - h_1$ として (558) 又は (559) 式に依り h を計算して之を h_1' とし、次に $h_2 = \frac{1}{2}(h_1 + h_1')$, $H_1 = H_2 - h_2$ として再び h を計算し両者が大體一致する迄繰返すが、普通の場合は二三回にして足る。幅員縮小の場合は $H_1 = H_2 + h_1$ として同様の計算を爲す。但し (558) 式を用ふる時は豫め I, II 兩断面に對し H と A との關係を計算して圖示し置くを便とする。

然し廣き矩形水路に於て大なる幅が小なる幅の 1.5 倍以下の時は次の近似法に依て直ちに h を求め得る。

$$\frac{1}{H_1} = \frac{1}{H_2 - h} \approx \frac{1}{H_2} \left(1 + \frac{h}{H_2}\right), \quad \frac{1}{H_1^2} \approx \frac{1}{H_2^2} \left(1 + \frac{2h}{H_2}\right)$$

之を (559) 式に代入して

$$h = i_0 l \left[1 - \frac{B_2}{B_1} - \frac{B_2 h}{B_1 H_2}\right] - \frac{v_2^2}{2g} \left[1 - \left(\frac{B_2}{B_1}\right)^2 - \left(\frac{B_2}{B_1}\right)^2 \frac{2h}{H_2}\right]$$

$$\therefore h = \frac{i_0 l \left(1 - \frac{B_2}{B_1}\right) - \frac{v_2^2}{2g} \left[1 - \left(\frac{B_2}{B_1}\right)^2\right]}{1 + i_0 l \frac{B_2}{B_1 H_2} - \frac{v_2^2}{g} \left(\frac{B_2}{B_1}\right)^2 \frac{1}{H_2}} \dots \dots \dots (560)$$

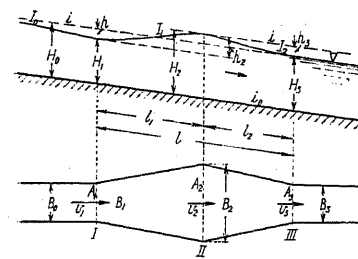
【例 17】 $i_0 = 1 : 2500, B_1 = 10 \text{ m}, B_2 = 12 \text{ m}, l = 100 \text{ m}, H_2 = 2.25 \text{ m}, n = 0.020$

$$\therefore C = 55, v_2 = 55 \sqrt{2.25 \cdot \frac{1}{2,500}} = 1.65 \text{ m}, Q = v_2 B_2 H_2 = 1.65 \cdot 12 \cdot 2.25 = 44.55 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\therefore (560) \text{ 式に依り } h = \frac{\frac{100}{2,500} \left(1 - \frac{12}{10}\right) - \frac{1.65^2}{2 \cdot 9.8} \left(1 - \frac{12^2}{10^2}\right)}{1 + \frac{100}{2,500} \cdot \frac{12}{10 \cdot 2.25} - \frac{1.65^2}{2 \cdot 9.8} \left(\frac{12}{10}\right)^2 \frac{1}{2.25}} = 0.057 \text{ m}$$

(2) 河幅變化の種々の場合

1. 河幅の局部的擴大 此場合は (1) に於ける幅員擴大と縮小とを組合せたるものにして、擴大部なき等速流の場合の水深即ち断面 III 以下の等速流水深を H_3 とすれば I にて水面は $h = H_3 - H_1$ だけ低下し、II に於て却て上昇し、III の稍下流に於て H_3 に復する。(558) 式に依り



第 614 圖

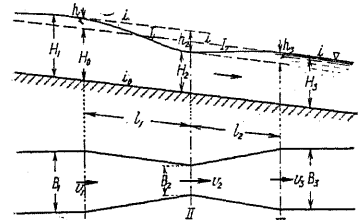
$$h_2 = -\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + i l_1 \left(1 - \frac{A_2}{A_1}\right) \dots \dots \dots (iii)$$

$$h_3 = -\frac{v_3^2 - v_2^2}{2g} + i l_2 \left(1 - \frac{A_3}{A_2}\right) \dots \dots \dots (iv)$$

$$\therefore h = h_2 + h_3 = +\frac{v_1^2 - v_3^2}{2g} + i l - i \left(l_1 \frac{A_2}{A_1} + l_2 \frac{A_3}{A_2}\right) \dots \dots \dots (561)$$

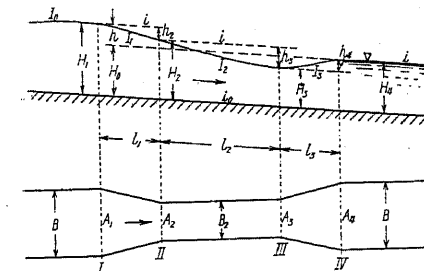
水深の變化は普通 $H_2 > H_3 > H_1$ にして、I に於て水面は h だけ低下するを以て上流に低下背水を生ずる。水面勾配の變化は $I_2 > I_0 > i > I_1$ である。

2. 河幅の局部的縮小 此場合に於ても断面 I と III との水深の差 h の式は (561) と同一にして、II の狭窄部を流過するに必要な流速を生ずる爲に、水深は I より II に減少し、II より III に到る間は III の断面に對して過大なる流速を壓力水頭に變ずるため水深は却て増大し、結局 I に於ける水深は標準幅員 B に對する等速流の水深 H_3 より h だけ増大し、惹て上流に堰上背水を生ずる。



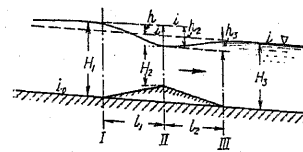
第 615 圖

3. ある長さの狭窄部を有する場合 河幅縮小部の中間に l_2 なる長さの等幅部を有する場合にして II, III の間を流過する爲に上下流より大なる流速を要するを以て、I より II に水面稍急に低下し II, III の間の流速大に之に要する勾配は i より大なるを以て水深は漸減し、III, IV 間は流速過大なるため漸次水頭に變じ水位上昇して水深大となる。一般に $H_1 > H_2 > H_4 > H_3, I_1 > I_2 > i > I_0 > I_3$ にして、従來 $h_2 + h_3$ を以て狭窄に因る水面上昇と看做す者ありしが、實際の h に比すれば著しく大である。

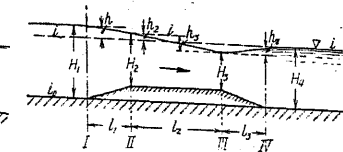


第 616 圖

(3) 河床に隆起又は低下ある場合 河幅は全部一樣にして全幅に亘り床固の如き隆起あるか、又は凹溝ある場合にして一般式は (561) 式と同一である。



第 617 圖



第 618 圖

$$h = h_2 + h_3 = \frac{v_1^2 - v_3^2}{2g}$$

$$+ i l - i \left(l_1 \frac{A_2}{A_1} + l_2 \frac{A_3}{A_2}\right)$$

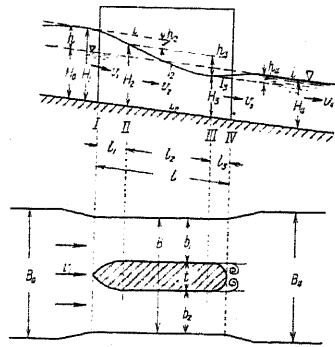
第 617 圖の場合は (2) の 2. の場合と同様の狀況を生じ、若し V 状溝あれば (2) の 1. と同

種の状況となる。床固の頂部が河床と平行にして l_2 なる幅を有する時は (2) の 3. と同様の状況となる (第 618 圖)。

[71] 橋脚其他類似の水流障碍物に因る背水

水路に橋脚の如き幅員を減少する工作物を設置する時は [70] (2) 3. の場合の如く橋脚の上流側に於て水位上昇し上流に堰上背水を生ずる。

(1) 一般的計算法 障碍物の上流端に於ける幅員 B_0 , 下流幅員 B_4 , 最小幅員 $B_2 = b_1 + b_2 = B - t$, 但し多数の橋臺橋脚ある時は橋脚, 橋臺に依て塞がるる總幅を Σt とし, t の代りに Σt



第 619 圖

を用ふる。I, II, III, IV 等の断面に於ける水流断面積を A_1, A_2, A_3, A_4 ; 河床よりの水面高を H_1, H_2, H_3, H_4 ; 各區間に於ける落差を h_2, h_3, h_4 ; 断面 I に於ける水位上昇を h' とし, 断面の變化に依る水頭損失を無視すれば

$$\left. \begin{aligned} h_2 &= -\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + il_1 \left(1 - \frac{A_2}{A_1}\right) \\ h_3 &= -\frac{v_3^2 - v_2^2}{2g} + il_2 \left(1 - \frac{A_3}{A_2}\right) \\ h_4 &= -\frac{v_4^2 - v_3^2}{2g} + il_3 \left(1 - \frac{A_4}{A_3}\right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (i)$$

$$\therefore h' = H_1 - H_4 = h_2 + h_3 + h_4 = \frac{v_1^2 - v_4^2}{2g} + il - i \left(l_1 \frac{A_2}{A_1} + l_2 \frac{A_3}{A_2} + l_3 \frac{A_4}{A_3} \right) \dots \dots \dots (562)$$

然るに橋脚の如き場合は一般に l_1 及び l_3 は小にして断面は稍急に變化するを以てその變化の爲に水頭の損失を生ずる。今 $\frac{1}{2}(v_2 + v_3) = v$ と置けば I, II 間及び III, IV 間の断面の縮小及び擴大に依る損失は略

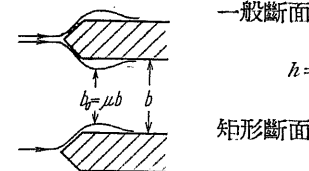
$$h'' = f \frac{(v_4 - v)^2}{2g} \dots \dots \dots (ii)$$

にして之に脚上端断面の水位上昇 h' を加ふれば I に於ける實際の水位上昇は

$$h = h' + h'' \dots \dots \dots (iii)$$

f は 1 より小なる係數にして主として橋脚の水平断面形に依て定まり流水抵抗の小なる形程小である。普通橋脚に用ふる第 619 圖の如き形に於ては h'' は微小にして且つ脚の長さ l が著しく大ならざる限り摩擦損失も微小である。

(2) d'Aubuisson 公式 (佛, 1840) d'Aubuisson は $H_2 = H_4 = H$ と置き尙 II, III 間の水流の有効幅員は流向の傾斜により $B_2 = B - t$ より一層縮小さるゝ事を考慮し, 最小有效断面積を μA_2 とし次公式を得た。



第 620 圖

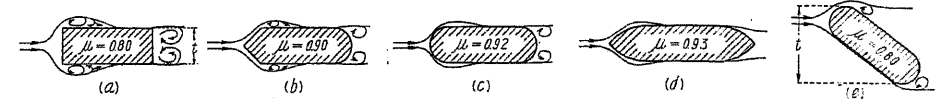
一般断面

$$h = \frac{a}{2g} (v_2^2 - v_1^2) = \frac{a}{2g} \left[\left(\frac{Q}{\mu A_2} \right)^2 - \left(\frac{Q}{A_1} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (563)$$

矩形断面

$$h = \frac{a}{2g} \left[\left(\frac{Q}{\mu B_2 H} \right)^2 - \left(\frac{Q}{B(H+h)} \right)^2 \right] \dots \dots a = \frac{10}{9}, B_2 = \Sigma b \dots \dots (564)$$

μ は抵抗の小なる形状即ち渦を生ずる事の小なき橋脚程小にして, 圓筒狀橋脚は略第 621 圖 (c) に等しい。

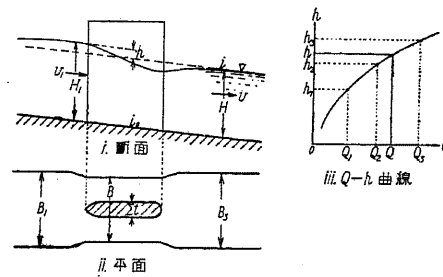


第 621 圖 種々の橋脚断面形に對する μ の値

(3) Rühlmann 公式 (獨, 1880) Rühlmann は Weisbach の理論即ち h なる落差を有する潛堰と同一現象なりと考へ... [56] (1) 参照。

$$Q = \mu_1 B_2 H \sqrt{2g(h+h_0)} + \frac{2}{3} \mu_2 B_2 \sqrt{2g} [(h+h_0)^{1.5} - h_0^{1.5}] \dots \dots \dots (565)$$

茲に $h_0 = \frac{v_1^2}{2g}, B_2 = B - \Sigma t, \mu_1 = \mu_2 = \mu, \mu \dots (563) 式の \mu$



第 622 圖

今 $\mu = 0.9$ とすれば $\mu \sqrt{2g} = 4$

$$\therefore \frac{Q}{4B_2} = \frac{2}{3} [(h+h_0)^{1.5} - h_0^{1.5}] + H(h+h_0)^{0.5} \dots \dots \dots (566)$$

實際の計算には h に對し三種の値 h_1, h_2, h_3 を假定し, 之に依て Q を算出し h と Q との關係を曲線を以て表はし, 實際の Q に相當する h の値を曲線上に求むる。

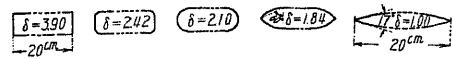
Mehnke は $\frac{Q}{4.43B} = a, \frac{Q}{4.21B_2} = \beta, \sqrt{h} = z$ と置き (566) 式を單化して

$$0.67 \cdot z^3 + Hz - \sqrt{\beta^2 - a^2} = 0 \dots \dots \dots (567)$$

(4) Rehbock 實驗式 (獨, 1922) Rehbock は幅 1.5 m, 水深 0.2 m 位の矩形鋼橋に於て長さ 20 cm の種々の模型橋脚を用ひて實驗を行ひ, 多数の橋脚を設けたる場合の h に對し次の如き實驗式を得た。

$$h = [\delta - \beta(\delta - 1)] \cdot (0.4 + \beta + 9\beta^2) \cdot \beta \cdot (1 + 2\omega) \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (568)$$

茲に $\beta = \frac{\Sigma t}{B}, \omega = \frac{1}{H} \frac{v^2}{2g}, v \dots 原狀流速, \delta \dots 橋脚の断面形に依る係數$



第 623 圖

β < 0.3 の船形断面に於ては

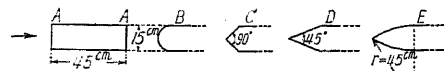
h = (0.54 + β)(Q/B)^2/3 - H ... (569)

δ の値は第 623 圖に示す。

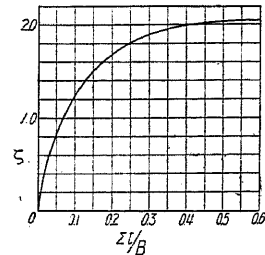
(5) A. Nagler 実験式 (米, 1917) Nagler は Rühlmann と同一の理論を用ひ、幅 65 cm, 水深 50 cm の矩形木樋に於て長さ 45 cm, 幅 15 cm を有する種々の形の單一模型橋脚に因る h を實驗して次の公式を得た...

h = 1/2g [Q / (lambda*B*(H - 0.3*v^2/2g))]^2 - zeta*v^2/2g = v^2/2g [1 / (lambda*(1 - 0.3*v^2/2g))]^2 - zeta*v^2/2g ... (570)

λ は橋脚の断面形に依て異り、抵抗少なき形程小である。今、端の形の種類を A, B, C, D, E (第 624 圖) の五種として、其の種々の組合に對する λ の値を示せば第 107 表の如く、圓筒狀橋脚は略 B=B 即ち 0.923 に等しい。



第 624 圖



第 625 圖 Nagler 公式に於ける ζ の値

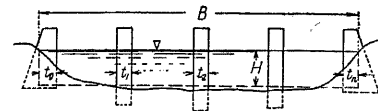
第 107 表 λ の値 (Nagler)

Table with 6 columns: 上流端, 下流端 (A, B, C, D, E), and 5 rows of lambda values for sections A through E.

上記の諸式中 d'Aubuisson 公式は殆んど一世紀以前の研究にして實驗方法も不完全に、且、橋脚兩端の水位差を以て背水 h 即ち h = h2 + h3 (第 619 圖) と看做し、公式の結果がそれと一致する如く μ を定め、且つ b0 = μb (第 620 圖) と置きたるを以て、徑間の大小に拘らず同じ割合に有効幅 b0 が縮小さるゝ不合理を生じ、極めて過大の h を與ふる。

Rühlmann 公式は橋脚断面の影響を考慮せず、且、計算の煩雜なる缺點を有し、Rehbock 及び Nagler の公式は精密なる實驗に基づくものなるが、過小の模型を用ひたるため實際の河川に適用する可否は不明にして事實過小の計算値を與ふる傾向がある。特に Nagler 式に於ては ζ は充分精確でない缺點がある。

(6) 著者の公式 水が橋脚間に流入する場合は堰と同様に兩側に於て流れの幅の收縮を生じ、その程度は上流端の形状に依て異なる... [55] (3) 参照。仍て近年米國に於て行はれたる大溢流堰に於ける實測を参考し有効幅を次の如く置く、

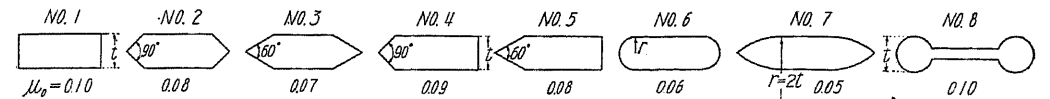


第 626 圖

b_0 = b - 2*mu_0*(h + h_a)

B_0 = B - sum(t) - (h + h_a) * sum(mu_0)

茲に h_a... 接近水頭、μ_0... 一橋脚の片側に對する係數、但し橋脚の形が非對稱なる場合は各半部の形に相當する μ を取る。種々の形に對する μ_0 の値を次の第 627 圖の如く撰定する。



第 627 圖 μ の値

背水の計算には河川の断面を水深が略一樣なる多くの部分に分ち各別に h を計算する。

h = a/2g * (v_2^2 - v_1^2) ... a = 10/9 ... (571)

v_1 = Q / (B*(H+h)), v_2 = Q / (B - sum(t) - (h+h_a) * sum(mu_0) * H), h_a = a * v^2 / 2g = a * v_1^2 / 2g

今 sum(t)/B = beta, h_a/H = delta, h/H = x 且 sum(mu_0) = lambda

と置けば β, δ, x は何れも 1 に比して著しく小なる數なるを以て、1 に對して夫等の二乗以上を無視すれば

h = h_0 [1 + 2*beta + 2*lambda * H/B * (x + delta) - (1 - 2*x)]

∴ x = h/H = (beta + lambda * H/B * delta) * delta / (0.5 - (1 + lambda * H/B) * delta) ... (572)

著しき横流を防ぐ爲には全幅を通じ h を大體等しくする。h が與へられ橋脚の總幅 sum(t) 又は beta = sum(t)/B を求むるには

beta = 1/delta [0.5 - (1 + lambda * H/B) * delta] * x - lambda * H/B * delta ... (573)

上記の μ_0 は h に相當の餘裕を有する様に定めたるを以て、上流の背水計算には h を用ひて差支なきも脚の尖端に於ては v_1^2 / 2g に近き跳波を生じ、且つ洪水時浮流物に對しても充分なる餘高を要するを以て、背水上面より桁下端迄は大河川低水敷に於て 1.2~1.5 m, 高水敷に於て 1.0~1.3 m 位とする。

[例 18] Weyrauch が Q = 360 m^3/sec, B = 60 m, H = 2 m, v = Q/(B*H) = 3.0 m/sec の矩形水路の場合、μ = 0.90, t = 3 m の 2 橋脚を等間隔に設けたる場合に對し種々の在來公式に依て計算したる背水 h を比較して居る。今一徑間の幅を考へ

$$Q = \frac{360}{3} = 120 \text{ m}^3/\text{sec}, \quad B = \frac{60}{3} = 20 \text{ m}, \quad B_2 = \frac{60 - 2 \cdot 3}{3} = 18 \text{ m}$$

1. d'Aubuisson 公式 (564), $\frac{\alpha}{2g} \approx 0.058$ とし先づ右邊中の $h=0$ として h の略値 h' を求め

$$h' = 0.058 \left[\left(\frac{120}{0.90 \cdot 18 \cdot 2} \right)^2 - \left(\frac{120}{20 \cdot 2} \right)^2 \right] = 0.26 \text{ m} \quad \text{之を右邊の } h \text{ に入れて}$$

$$h = 0.058 \left[\left(\frac{120}{0.90 \cdot 18 \cdot 2} \right)^2 - \left(\frac{120}{20(2+0.26)} \right)^2 \right] = 0.38 \text{ m}$$

2. Rühlmann 公式, Mehnke の簡單式 (567) を用ひ $\alpha = \frac{120}{4.43 \cdot 20} = 1.36, \beta = \frac{120}{4.21 \cdot 18} = 1.58$

$\therefore 0.67z^2 + 2.0z - \sqrt{0.64} = 0$, 試算に依りて $z = 0.38, h = 0.145 \text{ m}$, 之を近似値として

$$v = \frac{120}{20 \cdot 2.145} = 2.8 \text{ m/sec}, \quad h_a = \frac{v^2}{2g} = 0.48 \text{ m}, \quad \text{之を (566) 式に入れ}$$

$$0.83 = 0.33[(h+0.48)^{1.5} - 0.48^{1.5}] + (h+0.48)^{0.5} \quad \therefore h = 0.14 \text{ m}$$

3. Rehbock 公式 (568), $\beta = \frac{1}{10}, \omega = \frac{1}{2} \frac{3^2}{2 \cdot 9.81} = 0.229, \delta = 2.0$ (と置く)

$$h = \left[2 - \frac{1}{10} (2-1) \right] (0.4 + 0.1 + 9 \cdot 0.1^3) \frac{1}{10} (1 + 2 \cdot 0.229) \frac{3^2}{2 \cdot 9.81} = 0.065 \text{ m}$$

以下は著者の計算である。

4. Nagler 公式 (570), $\lambda = 0.923, \frac{v^2}{2g} = 0.458, v_1 = v$ として h の略値を求むる。

$$h' = \frac{v^2}{2g} \left[\frac{1}{\lambda \left(1 - \frac{0.3}{H} \frac{v^2}{2g} \right)} \right]^2 - \zeta \frac{v_1^2}{2g} = 0.458 \left[\frac{1}{0.923 \left(1 - \frac{0.3}{2} \cdot 0.458 \right)} \right]^2 - \zeta \cdot 0.458 = 0.458(1.35 - \zeta)$$

$$\frac{\Sigma h}{B} = 0.1 \quad \therefore \text{第 625 圖より } \zeta = 1.28 \quad \therefore h' = 0.458 \cdot 0.07 = 0.033 \text{ m}$$

故に h は 0.033 m より多少小である。

5. 著者の公式 (572), $\beta = \frac{2 \cdot 3}{60} = \frac{1}{10}, \delta = \frac{h_a}{H} = 0.255, \lambda = 6\mu_0 = 6 \cdot 0.07 = 0.42$

$$x = \frac{\delta \cdot \left(\beta + \lambda \frac{H}{B} \delta \right)}{0.5 - \delta \left(1 + \lambda \frac{H}{B} \right)} = \frac{0.255 \left(0.1 + 0.42 \cdot \frac{2}{60} \cdot 0.255 \right)}{0.5 - 0.255 \left(1 + 0.42 \cdot \frac{2}{60} \right)} \approx 0.1095$$

$$\therefore h = Hx = 2 \cdot 0.1095 = 0.219 \text{ m}$$

尚, 上記の例に於て $Q = 900 \text{ m}^3/\text{sec}, H = 5 \text{ m}$ の場合の h をも次表に示した。

第 108 表 橋脚背水の比較

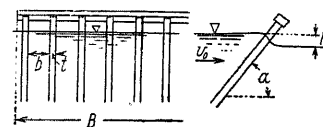
著者	d'Aubuisson	Rühlmann	Rehbock	Nagler	N.M. 公式	
$h, \text{ m}$	$H = 2 \text{ m}$	0.38	0.140	0.065	0.033	0.219
	$H = 5 \text{ m}$	0.325	0.213	0.053	0	0.134

即ち, 諸式の結果に大なる差あり、著者の近似式 (572) が少くも最も中庸の値を與ふる。

[72] 種々の障碍物に因る水頭損失

上記の諸場合の外種々の障碍物に因て水路の斷面積を縮小する時は必ず多少の水頭損失を來し上流に背水を生ずる。

(1) 蘆止め格子 (Rack) 蘆止め格子は鉛直に取付けらるゝ場合もあるが多くは多少下流に傾斜せしめ、浮流物を水面に近く止めて除却に便ならしむ。蘆止めに因る損失 h_r は之に依て塞が

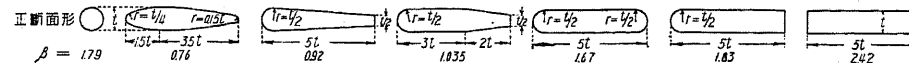


第 628 圖

るゝ幅、釺の斷面形及び傾斜 α 等に依て異り

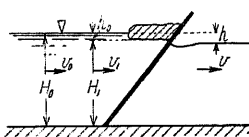
$$h_r = \beta \sin \alpha \left(\frac{t}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{v_0^2}{2g} \quad \dots \dots \dots (574)$$

β は斷面形に依て異り、從來の實驗に依れば第 629 圖の如し。



第 629 圖 β の値

然し上圖の β の値は浮流物の堆積せざる場合にして、實際は浮流物の多少に依り水面に近き



第 630 圖

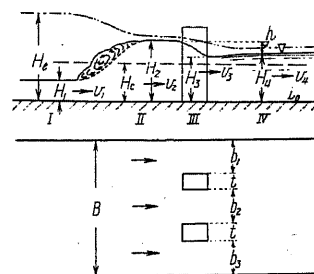
10~30 cm の厚さは全部塞がるゝものとし、それ以下の斷面が格子に依て面積を減ずるものとして計算する。

$$v_1 = \frac{v_0 H_0}{H_1}$$

(574) 式の v_0 の代りにこの v_1 を用ふる。

(2) 阻柱 (Baffle pier) (N.M.) 阻柱は堰、水門等の水叩に於ける射流を常流に變ぜしめて下流河床の洗掘を緩和するものなるが、射流が柱間の間隙を流過する爲に水深を増大して常流に變ずるを以て、下流の勾配は常流状態を繼續せしめ得る程度に緩なるにあらざれば再び射流に變ずる。

此場合の計算は二段に分ちて考ふる、即ち阻柱の稍上流に於て射流は跳躍して常流の水深となり、次に阻柱間を通過する爲に水頭損失を生じ水面は多少下りて下流の正規常流となる。



第 631 圖

今, 水路の單位幅を考へ、斷面 I 及び II に衝力理論...[41]

(2)...を適用すれば

$$\frac{H_1^2}{2} + \frac{q}{g} v_1 = \frac{H_2^2}{2} + \frac{q}{g} v_2$$

$$q = v_1 H_1 = v_2 H_2$$

$$\therefore H_2 = \frac{1}{2} \left[\sqrt{H_1^2 + 16 \cdot \frac{v_1^2}{2g} \cdot H_1} - H_1 \right] \quad \dots (575)$$

次に阻柱に因る水頭損失 h は

d'Aubuisson の理論に依れば

$$h_2 = H_2 - H_3 = \frac{a}{2g}(v_3^2 - v_2^2) = \frac{a}{2g} \left[\left(\frac{Q}{\mu B_3 H_3} \right)^2 - \left(\frac{Q}{B H_2} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (i)$$

$$Q = B H_1 v_1 = B H_2 v_2 = \mu B_3 H_3 v_3 = B H_4 v_4, \quad B_3 = B - \Sigma \epsilon t \dots \dots \dots (ii)$$

阻柱の爲に跳躍して常流状態となる爲の條件は

$$H_1 = H_3 \geq H_c, \quad H_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{\mu^2 B_3^3 g}} \dots \dots \dots (iii)$$

故に阻柱の必要幅 $\Sigma \epsilon t$ を求むるには (i) の H_3 に (iii) の H_c を代入して B_3 を求むればよい。

即ち
$$H_2 - H_c = \frac{a}{2g} \left[\frac{Q^2}{\mu^2 B_3^3 H_c^3} - v_2^2 \right], \quad \therefore H_2 - \sqrt[3]{\frac{Q^2}{\mu^2 B_3^3 g}} = \frac{a}{2g} \left[\frac{Q^2}{\mu^2 B_3^3 \left(\frac{Q^2}{\mu^2 B_3^3 g} \right)^{3/2}} - v_2^2 \right]$$

$$\therefore \frac{Q^2}{\mu^2 B_3^3 g} = \left[\frac{2g}{a} H_2 + v_2^2 \right]^2, \quad \therefore B_3 = \frac{g \left(\frac{2}{a} + 1 \right)^{3/2}}{\mu} \cdot \frac{Q}{\left(\frac{2g}{a} H_2 + v_2^2 \right)^{3/2}} \dots (N.M.) \dots (576)$$

H_1 及び v_1 が與へられたる場合、 H_2 従つて v_2 は (575) 式より求むることを得る。

[例 19] $Q=120 \text{ m}^3/\text{sec}, \quad B=10 \text{ m}, \quad H_1=1 \text{ m}, \quad v_1=12 \text{ m/sec.}$

(575) 式より
$$H_2 = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 16 \cdot \frac{12^2}{2 \cdot 9.8} \cdot 1} - 1 \right] = 4.95 \text{ m}, \quad v_2 = \frac{120}{10 \cdot 4.95} = 2.42 \text{ m/sec.}$$

$a = \frac{10}{9}, \quad \mu = 0.85$ とすれば (576) より

$$B_3 = \frac{9.8 \left(2 \cdot \frac{9}{10} + 1 \right)^{3/2}}{0.85} \cdot \frac{120}{\left(\frac{2 \cdot 9.8}{10} \cdot 9 \cdot 4.95 + 2.42^2 \right)^{3/2}} = \frac{9.8 \cdot 4.69 \cdot 120}{0.85 \cdot 899} = 7.22 \text{ m}$$

阻柱下流に於て常流状態を繼續するに必要な床勾配 i_0 を求むるに $i_0 \leq \frac{v_4^2}{C^2 R^{2m}}$,

$$H_4 = H_c = \sqrt[3]{\frac{120^2}{0.85^2 \cdot 7.22^2 \cdot 9.8}} = 3.39 \text{ m}, \quad \therefore v_4 = \frac{12}{3.39} = 3.54 \text{ m/sec,}$$

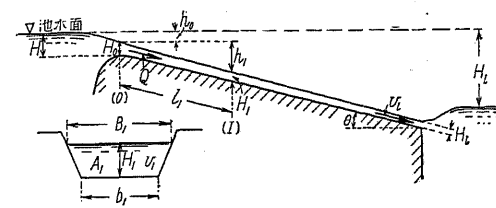
$$R^{2m} = H_4^{1.4} = 3.39^{1.4} = 5.53 \text{ (Forchheimer 公式 } m=0.7), \quad C = \frac{1}{n_2} = \frac{1}{0.014} = 70 \text{ とすれば}$$

$$i_0 \leq \frac{3.54^2}{70^2 \cdot 5.53} = 0.00046 = \frac{1}{2,200}$$

[73] 餘水吐

貯水池等に於て水位がある限度以上に上る事を防ぐため急傾斜の溢水路を設け、池の最高洪水面に於て餘水吐 (Spillway) より排出すべき最大流量を流し得る水頭と幅員とを與ふる。水路を設くる餘地なき場合は竪穴式餘水吐を用ふる事もある。

(1) 溢水路 (Overflow spillway) 勾配急なるを以て摩擦損失の勾配線 (Friction gradient) は床勾配 $\sin \theta$ より小なるを常とし、従つて流速は下流に漸増し水深は減じて加速流となる、溢



第 632 圖

流頂に於て必要な速度を得る爲に水面は h_0 だけ急下する。

$$Q = A_0 v_0 = C A_0 \sqrt{2g h_0} = C B_m H_0 \cos \theta \sqrt{2g(H - H_0)} \dots (i)$$

但し $B_m = \frac{1}{2}(B + b)$

(i) 式に於て H_0 大なれば断面積 A は大となるも、水頭 h_0 は小となりて流速を減ずるを以て、 Q を最大ならしむる H_0 を求むるに

$$\frac{dQ}{dH_0} = 0 \quad \therefore H_0 = \frac{2}{3} H \quad \therefore h_0 = \frac{H}{3} \quad \therefore Q = C B_m H_0 \cos \theta \sqrt{\frac{2}{3} g H} \dots C = 0.65 \dots (577)$$

但し 0 断面の上流に接近速度あれば其の水頭を H に加ふる。

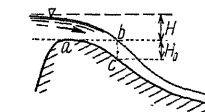
断面 0 以下流は多くの區間に分ち、各區間に Bernoulli の定理を應用し、上端の水深を與へられて下端の水深を試算に依て求むる、先づ 0~I 間に對して上端の H_0 従て v_0 既知として

$$h_1 + \frac{v_0^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g} + \int_0^{l_1} \frac{v^2}{C^2 R} dl = \frac{v_1^2}{2g} + \frac{1}{C_m^2 R_m} \left(\frac{v_0 + v_1}{2} \right)^2 l \dots \dots \dots (578)$$

Q 及び断面形が與へられ居るを以て、先づ H_1 を假定して R_1, C_1, v_1 を定め之れより 0~I 間の平均値 C_m, R_m を求め、依て右邊の第二項を計算す、而て

$$H_0 + l_1 \sin \theta = H_1 + h_1 \quad \therefore h_1 = H_0 + l_1 \sin \theta - H_1 \dots \dots \dots (ii)$$

なるを以て、兩邊が相等しきや否やを検す、若し左邊大ならば H_1 を小にし、反對ならば H_1 を大にして更に比較す、斯て H_1 を求め得れば次の區間に移りて同様の計算を行ふ。



第 633 圖

普通斯の如き急勾配の水路に於ては射流状態にして下流端に於て背水を生ぜず、第 632 圖の如く跳躍して定常波を生ずる。第 633 圖の如く上流が特に急勾配なる時は堰頂の水平線 (ab) が溢流水面に交はる點 b に於て鉛直水深 H_0 が水頭 H より小ならざる場合は普通の溢流と看做して

$$Q = C_1 B H^{1.5} \cos \theta = \frac{2}{3} C B H \cos \theta \sqrt{2gH}, \quad v_0 = \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (iii)$$

b 断面より下流は (578) 式に依て計算する。

床勾配が一定にして、勾配著しく急なるか又は水路短かき時は先づ摩擦損失を無視して下流端の流速 v_1 を出し

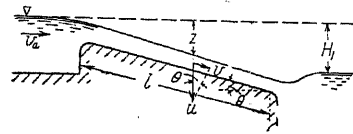
$$v_1 = 0.8 \sqrt{2gH_1}, \quad v_m = \frac{1}{2}(v_0 + v_1), \quad \text{摩擦損失 } h_r = \frac{v_m^2 l}{C_m^2 R}$$

摩擦に依て失はるゝ勾配 $\sin \theta_r = \frac{h_r}{l} = \frac{v_m^2}{C_m^2 R}, \quad v_0 H_0 = v_2 H_2 = v_1 H_1$

依て有効水面勾配を $I_m = \sin \theta - \sin \theta_r$ とし摩擦損失を無視して各點の流速を計算する。

更に (578) 式に依て精確に計算するには豫め水深 H と R_m 及び C_m との關係を曲線を以て表はし置く。

Hill (米) の近似公式 $v = \left[v_m^2 - \frac{1}{e(u+v_m)^2} (2v_m^2 - v_a^2) \right]^{0.5} \dots \dots \dots (579)$



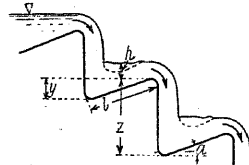
茲に $v_m = C\sqrt{RI}$, $I = \frac{H}{l}$, $u = \sqrt{2gz}$

v_a ... 接近速度, $e = 2.718$

第 634 圖

床勾配が途中に於て變する時は別々の區間に分ちて計算し、 v_a の代りに區間上流端の流速を用ふる。

(2) 階段式溢水路 (Step spillway) 地盤の傾斜が過急なる時は流速過大となり水路を損するを以て、勢力を消耗せしめる爲に階段状とする場合がある。此場合は瀧の連続の如きものにして



第 635 圖

床に逆勾配を付し水衝を緩和する場合もある。小規模の實驗に依れば流量 Q と溢流水頭 h との關係は

$h = (a - bi) \left(\frac{Q}{B} \right)^{\frac{2}{3}}$, $i = \frac{z}{l} = \sin a$ } ... (580)
 $Q = (a - bi)^{2.5} \cdot B \cdot h^{2.5}$

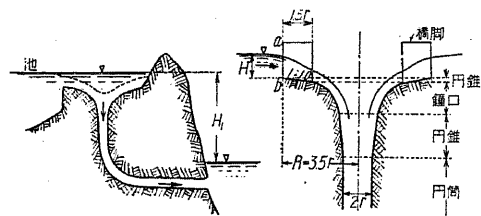
茲に B ... 幅員、 i ... 床が逆勾配の時に -, 順勾配の時に +,

$B = 1 \text{ m}$, $z = 0.2 \sim 0.6 \text{ m}$, $n = \frac{z}{l} = \frac{1}{15} \sim \frac{1}{17}$, $l < 12 \text{ m}$ の場合は

$a = 0.123$, $b = 0.20$

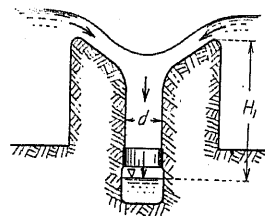
(580) 式は $i = \sin a$ が正, 負又は零の何れの場合にも適用し得る。

(3) 竪穴式餘水吐 (Shaft spillway) 第 636 圖に示せるは漏斗狀の流入口を有する竪穴式餘水吐にして下部は隧道である。F. Kurtz



第 636 圖

第 637 圖



第 638 圖

が第 637 圖の如き形狀の模型餘水吐に就て水頭 H と流入量 Q 及び流入口の半径 R との關係を實驗せる結果は

$Q = 1.71 \cdot 2\pi R (kH)^{1.5} \dots (m\text{-sec}) \dots \dots \dots (581)$

茲に $k = 0.94 \sim 0.95$

流入縁 ab に於ける流速は、水面 $v_s = 0.75\sqrt{2g(kH)}$, 水底 $v_b = \sqrt{2g(kH)}$, 平均 $v_m = 0.85\sqrt{2g(kH)}$ である。

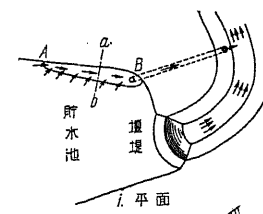
一般に竪穴式に於ては H 大なれば流入渦を生ずるを以て、なるべく薄き平面翼を放射狀に配置する。上記の場合は 22.5° の角間隔に 16 枚立て、表面は總て極めて平滑なる場合である。

第 638 圖の如き場合は渦卷狀に流下し効率は著しく低下し、大體

$Q = C \cdot \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{2gH} \dots C = \frac{3}{4} \dots \dots \dots (582)$

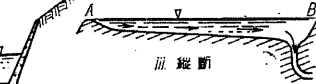
[74] 横 溢 水 路

貯水池に於て敷地の都合上岸の高低線に沿ふて溢流堤を以て仕切りたる横溢水路を設け、餘水を之に流入せしめて下端より堅坑に依て下流に排出する場合である。



i. 平面

ii. 断面 a-b



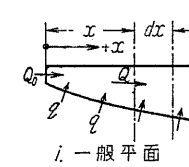
iii. 縦断

第 639 圖

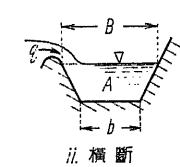
此の溢水路に於ては溢流頂は水平にして水路流量は下流に漸増し複雑なる不等速定流にして、床勾配 (i_s) が過大なれば加速流となり、

過小なれば減速流となりて背水現象を生ずる。

而て水路の各點に於て溢流量、断面及び床勾配が與へらるれば水面高を計算し得る。普通溢流區域に於ては流量の増大に應じて漸次幅員を大にし側壁の高さと切取りとが過大とならぬ様に計畫する。

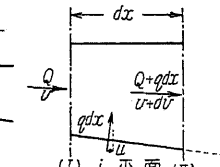


i. 一般平面

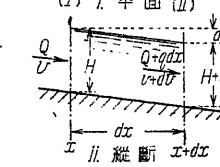


ii. 横断

第 640 圖



(I) i. 平面 (II)



ii. 縦断 x+dx

第 641 圖

今溢流堤の水路軸に平行なる單位長に對する溢流量を q とし、斜溢流の場合は流速の水路軸に平行なる分速度を u とする。横溢水路の計算には二つの方法がある。一は著者が 1923 年に帝釋川堰堤の餘水吐の計算に用ひたる、勢力理論 (Energy theory) 即ち Bernoulli 定理の擴張に據りしものと、他は J. Hinds (米 1926) の運動量理論 (Momentum theory) に據りしものとである。

(1) 著者の方法 先づ任意の位置に於て dx なる長さの區間を取り(第641圖)。その區間に於て qdx の流量が集中して水路に流入するもの考へ、水路を流れて上端より流入する流量 Q に溢流に依て qdx なる流量が u なる有効速度を以て加はり、下端より流出するものは $Q + qdx$ となり、其間に dh なる落差を生じ、流速は v より $v + dv$ に變するものと思ふ。然る時は

断面 I に於ける運動勢力 = $\frac{w_0}{2g} Q v^2$

断面 II に於ける運動勢力 = $\frac{w_0}{2g}(Q+qdx)(v+dv)^2$

,, I に於ける位置の勢力 = II に於ける位置の勢力 + w_0Qdh

,, I, II に於ける摩擦其他に因る水頭損失 = dh_r

依て勢力不滅の法則に依り

$$\frac{w_0}{2g}Qv^2 + \frac{w_0}{2g}qdx \cdot u^2 + w_0Qdh = \frac{w_0}{2g}(Q+qdx)(v+dv)^2 + dh_r \cdot w_0Q \quad \dots \dots (i)$$

兩邊を w_0Q にて除し二次以上の微小量を棄つれば

$$dh + \frac{1}{2g} \frac{q}{Q} u^2 \cdot dx = \frac{1}{2g} 2v dv + \frac{1}{2g} \frac{q}{Q} v^2 dx + dh_r \quad \dots \dots (ii)$$

今 v なる等速流に於て、徑深 R , 係數 C なる場合の水面勾配を i_r とすれば

$$v = C\sqrt{Ri_r} \quad \therefore i_r = \frac{v^2}{C^2R} = \frac{dh_r}{dx}$$

故に (ii) 式を dx にて除し I を水面勾配とすれば

$$\frac{dh}{dx} = I = i_0 - \frac{dH}{dx} = \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{q}{Q} \frac{v^2 - u^2}{2g} + \frac{v^2}{C^2R} \quad \dots \dots (N.M.) \quad \dots (583)$$

但し直角流入の場合は $u=0$

$$\therefore dh = \frac{v}{g} \left(dv + \frac{q}{Q} \frac{v}{2} dx \right) + dh_r \quad \dots \dots (N.M.) \quad \dots \dots (584)$$

(583) 又は (584) 式に依て總落差 Σdh を求むるには、先づ水路の形狀を定めねばならぬ。落差を大にすれば下流部の床が下り切取り及び壁高を大ならしめ、又幅を著しく増大するも矢張り同様である、従て地況に應じて適當に撰定するを要するが、普通床勾配を上流に大、下流に緩にするか、又は一樣の勾配とし幅の増加率を上流に大にする (第 640 圖 i.)。簡便法としては各断面に於て $Q \propto A$ 即ち $v = \text{const.}$ とし、平均水面勾配 I を平均床勾配 i_0 の 1/2 (上流端にて) 乃至同一 (下流端にて) 位とする。

(2) Hinds の方法 直角流入の場合に對し運動量法則を用ひ $m = \frac{w_0}{g}Q$, $M = mv$ とすれば

断面 I に於ける運動量 (mass · velocity) = $M_1 = \frac{w_0}{g}Qv$

,, II ,, ,, = $M_2 = \frac{w_0}{g}(Q+qdx)(v+dv)$

$$\therefore \frac{dM}{dx} = \frac{w_0}{g}Q \frac{dv}{dx} + \frac{w_0}{g}qv \quad \dots \dots (iii)$$

然るに $\frac{dM}{dt} = \frac{dM}{dx} \frac{dx}{dt} = v \frac{dM}{dx}$ にして且つ $\frac{dM}{dt} = \frac{d}{dt}(mv) = m \frac{dv}{dt}$, なるを以て

$$\frac{dM}{dt} = \frac{w_0}{g}Qv \frac{dv}{dx} + \frac{w_0}{g}qv^2 = \frac{w_0}{g}Q \frac{dv}{dt} \quad \dots \dots (iv)$$

摩擦損失を無視して考へ dx 間の落差を dh とすれば

$$\frac{w_0}{g}Q \frac{dv}{dt} = w_0Q \frac{dh}{dx} \quad \dots \dots w_0Q \text{ に作用する重力の流れの方向の分力} \quad \dots (v)$$

$$\therefore (iv) \text{ 及び } (v) \text{ より } \frac{dh}{dx} = \frac{v}{g} \frac{dv}{dx} + \frac{q}{Q} \frac{v^2}{g} \quad \dots \dots (585)$$

之を (584) 式と比較するに、前者は dh_r を無視し且つ第二項は二倍である。

$$\text{水頭損失を考ふれば } \frac{dh}{dx} = \frac{v}{g} \frac{dv}{dx} + \frac{q}{Q} \frac{v^2}{g} + dh_r \quad \dots \dots (586)$$

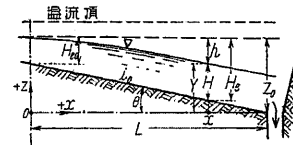
氏は計算の便宜上 $v = ax^n$... a 及び n は任意の常數... と置き ... (587)

此關係を (585) 式に代入し積分して

$$h = \int_0^x \left(\frac{v}{g} \frac{dv}{dx} + \frac{q}{Q} \frac{v^2}{g} \right) dx = \frac{a^2}{2g} \frac{n+1}{n} x^{2n} = \frac{n+1}{n} \frac{v^2}{2g} = \frac{n+1}{n} k \quad \dots \dots (588)$$

茲に $k = \frac{v^2}{2g}$... 流速水頭

普通の横溢水路に於ては溢流頂の高さ一定なるを以て切取り及び壁高は $H_e = H + h$ の大なる程工費も大なるを以て H_e を極小ならしむる如き流速を用ふるものとする。(588) 式により



第 642 圖

$$H_e = H + \left(\frac{n+1}{n} \right) k = H + \left(\frac{n+1}{n} \right) \frac{Q^2}{2gA^2}$$

$$\frac{dH_e}{dH} = 1 - \left(\frac{n+1}{n} \right) \frac{Q^2}{gA^3} \cdot \frac{dA}{dH} = 0$$

然るに矩形断面に於ては $\frac{dA}{dH} = B$

$$\therefore k = \frac{n}{n+1} \cdot \frac{A}{2B}, \quad v = \sqrt{\frac{n}{n+1} \cdot \frac{gA}{B}}, \quad (588) \text{ より } h = \frac{A}{2B} \quad \dots \dots (589)$$

摩擦損失を無視すれば $h = \frac{v^2}{2g}$, $\therefore v = \sqrt{\frac{gA}{B}}$... (590)

且つ $H_e + (L-x)\tan \theta = Z_0 = \text{const.}$... (591)

即ち床勾配を一定とし (589) 又は (590) 式及び (591) 式の條件に依つて水路を設計し、各断面に於ける水面高の精確なる計算は矢張り多くの區間に分ち上流より各區間毎に dh_r を差引きて補正する。此方法に於ては平均流速は全體に亘りて限界速度 (v_0) に等しい... [41] (3) 参照。

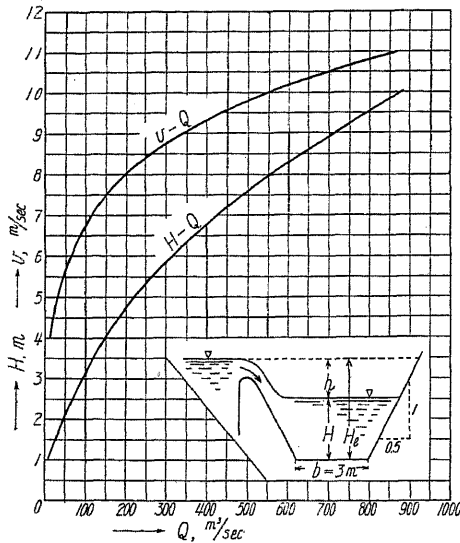
(590) 及び (591) 式に依て水路を設計する事は (1) の場合に對しても何等の支障がない。

[例 20] $q = 3 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$, 底幅 $b = 3 \text{ m}$, 法勾配...0.5, $Q_{\text{max}} = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$.

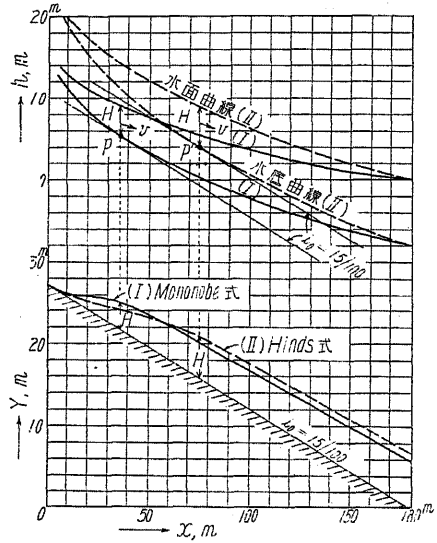
$i_0 = 15\%$ 即ち 15:100, 溢流頂長 $l = 180 \text{ m}$

本例に於て特に急勾配を採用せるは著者と Hinds の二方法による水面差を明かならしむる爲である。任意の断面に於ける Q は與へられ居るを以て、種々の H に對する v を (590) 式に依て計算し、 H と

$Q = Av$ との関係を表はす曲線 (第 643 圖) を作る。次に v に対する dh を、損失を無視して (584) 式に依て計算す、但し Hinds 法を用ふる場合は (585) 式を用ふる。而て $x=0$ より x 迄の $\sum dh = h$ は x 断面に於ける水面低下なるを以て、豫め種々の H と Q との関係を示す曲線 (第 643 圖) を書き、之より h に相應する H を求め、水面曲線と床曲線 (第 644 圖) とを畫く、次に實際の水路床勾配線に平行にして上記の水底曲線に切する直線を引けば、其の切點 (第 644 圖 P, P') に於ては H 及び v は計算値と實際とが一致すると考へて大過ない。依て此點より上流及び下流に向ひ (584) 式又は (585) 式に依て順次に dh 及び H を計算し、最後に各區間の dh_r を計算して $H - \sum dh_r = H - h_r$ を求むれば實際の水深及び水面高を得るが、本例の如き急勾配水路に於ては h_r は h に比して微小である。



第 643 圖



第 644 圖

第 109 表 横溢水路の計算 (m-sec 單位)

断面	x	dx	底面 高 (假定)	dh	水面 高 (Y)	水深 (H)	断面 積 (A)	流量 (Q)	流速 (v)	dv	$\frac{qvdx}{2Q}$	$dv + \frac{qvdx}{2Q}$	dh	誤差
I	10	10	25.5	0.252	26.041	0.541	1.77	30.0	16.95	-8.33	8.475	0.145	0.251	-0.001
II	20	10	24.0	0.355	25.789	1.789	6.96	60	8.62	-1.755	2.155	0.400	0.352	-0.003
III	30	5	22.5	0.384	25.434	2.934	13.11	90	6.865	-0.025	0.572	0.547	0.384	0.00
IV	35	5	21.75	0.490	25.050	3.300	15.34	105	6.84	+0.21	0.489	0.699	0.488	-0.002
V	40	20	21.0	0.247	24.56	3.560	17.01	120	7.05	1.67	1.763	3.433	0.247	0.00
VI	60	20	18.0	0.260	22.09	4.090	20.65	180	8.72	1.47	1.453	2.913	0.2593	-0.002
VII	80	-	15.0	-	19.495	4.495	23.59	240	10.18	-	-	-	-	-

Hinds 法に於ては $\frac{qvdx}{2Q}$ の代りに $\frac{qvdx}{Q}$, $dv + \frac{qvdx}{2Q}$ の代りに $dv + \frac{qvdx}{Q}$ を用ふるを以て、 dh (假定) を別に適當に定めねばならぬが、計算の結果は第 644 圖に示す如く、N.M. 法に比して水面は上流に於て低く下流に於て高きも其の差は小である。