

附 録

石工堰堤設計標準

1 自重 堤體材料は實驗に依て單位重量を定む可きであるが、實驗に依り難き場合は次の標準に依る。 力ノ計算 = 用フル比重ハ1表ノ標準ニ依ル。

1 表 堤體材料の比重

材 料 名	比 重	材 料 名	比 重
鋼	7.85	モ ル タ ル	1.70
混 凝 土	2.30	堆 砂	1.80
鐵 筋 混 凝 土	2.40	水	1.00

2 水 壓 堤體上流面の各點には、其の點の水深に因て生ずる靜水壓が作用するものと假定する。靜水壓の計算は次の標準に依る。 地震ノ作用セザル場合ニ於テハ、貯水池ノ最高水位ニ波浪ノ影響ヲ考慮シ、1mノ餘裕ヲ加ヘタルモノヲ設計水位トス。

地震力ノ作用スル場合ニ於テハ、最高水位ニ公式(1)ニ依リテ算出シタル餘裕ヲ加ヘタルモノヲ設計水位トス。

$$\Delta H_0 = 2KH_0 \text{ 又は } \leq 5m \text{(1)}$$

茲に ΔH_0 = 餘裕(m) H_0 = 最高水位時に於ける最大水深(m) K = 満水の場合の震度
此處に設計水位とは靜水壓の算定に用ひる假定の水位である。

3 揚壓力 堤體の底面、施工目地又は其の他の空隙には高壓の水が浸入して、之等の面に上向の水壓が作用する。之を揚壓力と云ふ。

$w_0(\text{kg})$ を池水の單位重量とせば、設計水位に於ける水深 $H(\text{m})$ なる断面の上流端に作用する揚壓力強度 $u(\text{kg}/\text{m}^2)$ は次の式にて表はす。

$$u = \mu w_0 H \text{(2)}$$

μ を揚壓係數と稱し常に1より小なる値にして、基礎岩盤の性狀、施工目地の良否に依りて異なる。堰堤の下流側に水の在る場合は、下流水深による揚壓力が断面の下流端に作用し、断面の上流端より下流端に向ひ揚壓力強度は、直線的に變化するものと假定する。一般的に下流側には水なきものと假定し、揚壓係數は次の標準に依つて定める。

揚壓力強度ハ堰堤ノ各水平断面ノ下流端ニ於テ零トシ、上流端ニ於テハ公式(2)ニ依リテ算出シタルモノトシ、揚壓係數ハ等性水密ナル岩盤ニ在テハ1/3、普通岩盤ニ在テハ1/2トス。

揚壓係数は基礎岩盤の性質、止水施設如何に依り上記標準を相當増減するも差支ない。堤體施工目地に於ける揚壓係数は普通 $1/3$ とする。

4 水 壓 池面の結氷は温度上昇せば膨脹し、堰堤に壓力を及ぼす。此の水壓は池面の廣狹、沿岸勾配の緩急、結氷厚に依りて異り極めて不定のものであるが、大體次の標準に依れば充分である。水壓ハ結氷ノ鉛直斷面 $1m^2 =$ 付キ、 $15t$ ノ割合トス。

池面結氷するも、其の最大厚 $10cm$ 以下なれば、之を考慮するに及ばない。水壓は貯水計劃の最高水位に水平に作用するものと假定する。

5 土 壓 湖沼の水位を上昇せしむる堰堤、多數の貯水池群の下流に在る堰堤等、特殊なる事情に在るもの外は、長年月の間に其の上流側に土砂が堆積するものと考へなければならぬ。此の堆砂の高さは次の標準に依る。有效ナル排砂口ヲ有スル堰堤ニ在テハ、排砂口ノ上縁ヲ以テ堆積土砂ノ上端トス。

排砂口に上縁なき場合は、排砂口の位置等を考慮して排砂口下縁上、適當の位置に之を定める。

6 地震力 堰堤の設計に於ては等値水平震度のみを考へる。従つて以下の説明に於ては等値水平震度を單に震度と略稱する。

堰堤は公共保安の立場より、其の地方に於ける最大震度に對し充分の安定を有するものでなければならぬ。尤も石工堰堤の基礎となる岩盤の震度は、之に接續する軟弱地盤の震度の $1/2$ 以下である。従つて $0.2 \sim 0.3$ の如き震度を考慮するには及ばない。堰堤地點に於ける既往の地震に關する記録あれば、之に依りて震度を定め、之なき時は次の標準に依る。地震力ハ水平ニ作用スルモノトシ、其ノ強度ハ貯水池満水ノ場合ニ、堤體各部重量ノ $15/100$ 、貯水池空虚ノ場合ニ堤體各部重量ノ $8/100$ トス。

貯水池の目的及下流に於ける被害の程度等を考慮し、上記標準を相當増減するも差支へない。

7 基礎の安定支持力

2 表 岩盤基礎の破壊抗壓強度

岩盤の種類	破壊抗壓強度 (kg/cm^2)	岩盤の種類	破壊抗壓強度 (kg/cm^2)
玄武岩	1,800~3,200	片麻岩	500~2,800
花崗岩	800~2,000	硬砂岩	500~1,500
閃長岩	800~2,000	石灰岩	400~2,000
斑岩	1,000~2,600	砂岩	300~1,800

堅硬なる岩盤は石工堰堤、及石塊堰堤の基礎として最も良好である。龜裂あるものは止水壁、グラウト壓入等に依りて漏水を防止し得る。之等良好なる基礎上の堰堤の高さは、其の基礎に制限されるに非ずして、堤體材料たる混煉土の強度に制限されつゝある。従つて今後混煉土の強度が増大するに伴ひ、堤體高も次第に増大するであらう。

軟質石灰岩、軟質凝灰岩は相當の支持力を有するも、龜裂、空洞等を有し、水に溶解又は洗掘され易く、且つ等性を缺く缺點を有し、高い堰堤の基礎としては充分でない。

頁岩、軟砂岩は前記の如き缺陷は比較的少ないが、水流、空氣に曝露する時は風化する缺陷があつて良くない。

基礎岩盤の安全支持力は次の標準に依つて定める。堰堤底面ニ於ケル最大主壓應力強度ハ、次ニ定ムル岩盤ノ安全支持力ヲ超過スルヲ得ズ。岩盤ノ安全支持力ハ其ノ破壊抗壓強度ノ $1/12$ 以下トス。但シ割目空隙アル岩盤ニ在テハ前項ノ限度ヲ相當低下スルモノトス。

8 堤體材料の許容壓應力強度 堤體材料の許容壓應力強度は次の標準に依りて定める。堤體各部ノ最大主壓應力強度ハ、其ノ材料ノ許容壓應力強度ヲ超過スルヲ得ズ。堤體材料ノ許容壓應力強度ハ、石材ニ在テハ其ノ破壊抗壓強度ノ $1/12$ 以下、混煉土ニ在テハ材齡 28 日ニ於ケル試驗體ノ破壊抗壓強度ノ $1/5$ トス。

混煉土供試體の形狀、寸法、製作、試驗方法等は土木學會發表の、鐵筋混煉土標準示方書附録記載の方法に依る。

重 力 堰 堤

I 斷 面 形 狀

9 安全條件 重力堰堤は貯水池満水の場合及空虚の場合に夫々顛倒、壓潰、滑動の3安定條件を満足しなければならぬ。

(1) 顛倒に對する安定 重力堰堤は石工構造物であるから、其の材料に對し張應力を全然認めないのが原則である。即ち、堤體ノ本體各部ニハ鉛直ノ方向ノ張力ヲ作用セシムルヲ得ズ。此處に本體とは、堰堤に附屬するゲート取付用の樁柱又は通路等を除きたる堰堤の主體である。

上記標準を別の言葉で云ひ表せば、貯水池が満水なると、空虚なるとを問はず、又地震力を受くると、受けざるに拘らず、堤體の自重及び之に作用する力の合力は、常に各水平斷面の兩三分點内に在るを要す と云ふのである。

(2) 滑動に対する安定 堤體の施工目地又は堤底に凹凸を附し粗面とせば、其の間の摩擦係数は之等の面が平面である場合に比し、遙かに大きくなる。従つて摩擦係数は次の標準以下とする。 堤體内部又は堤底に於ける摩擦係数ハ 0.8 以下トス。

摩擦係数を上記標準の如く採る時は、安全率は 2 内外に過ぎずして顛倒、壓潰に対する安全率に比し甚だ小である。故に基礎岩盤を 18 及 21 に述ぶるが如く仕上げ、以て安全率の増加を計らねばならぬ。尙ほ出來得る限り摩擦係数は 0.7 ~ 0.75 以下とするがよい。

(3) 壓潰に対する安定 7 及 8 の標準に依る。

10 基本三角形の決定 重力堰堤は理論上三角形断面を有するものが最も經濟的である。此の理論上最も有利なる三角形を重力堰堤の基本三角形と云ふ。

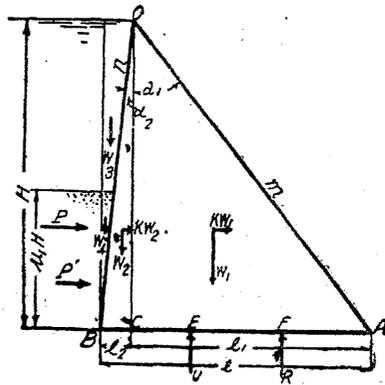
(1) 顛倒に對し安定を保つ基本三角形

1) 上流面の勾配 貯水池空虚にして堤體に作用する自重 W と、地震力 $K_1 W$ の合力 R が、任意水平断面の兩三等分點の上流端 E を通る様に定める(1圖参照)

$$n = K_1 \dots \dots \dots (3) \quad 1 \text{ 圖}$$

茲に $n = \tan \alpha_2$ α_2 = 上流面 OB が鉛直線 OC となす角 K_1 = 上流に向ふ震度

2) 下流面の勾配 貯水池満水の場合にして、堤體に作用する自重 W_1, W_2 、水壓 P 、土



2 圖

壓 P' 、下流に向ふ地震力 KW_1, KW_2 、上流面直上の水の重量 W_3 、同じく土砂の重量 W_4 、及び揚壓力 U の合力 R が、任意断面の兩三等分點の下流端 F を通るものとして定める(2圖参照)

H = 設計水位より任意断面までの高

$\mu_1 H$ = 任意断面より堆砂表面までの高

μ = 揚壓係数

$$E = \text{震度 } K \text{ の場合に於ける土壓係数} \\ = \frac{1 - \sin(\varphi - K)}{1 + \sin(\varphi - K)}$$

φ = 水中に於ける堆砂の息角

K, K_1 = 夫々下流及上流に向ふ震度 γ, γ_1 = 夫々堤體材料及堆砂の比重

m, n = 夫々下流及上流面の勾配 ($m = \tan \alpha_1, n = \tan \alpha_2$)

とせば

$$m = A + \sqrt{A^2 - B} \\ A = \frac{1}{2(\gamma - \mu)} [\gamma K - n\{\gamma + 2 + 2\mu_1^2(\gamma_1 - 1) - 2\mu\}] \\ B = -\frac{1}{\gamma - \mu} [n^2\{-1 + \mu - \mu_1^2(\gamma_1 - 1)(2 - \mu_1) + \gamma \frac{K}{n}\} + 1 + (\gamma_1 - 1)\mu_1^2 E] \dots \dots \dots (4)$$

又は近似的に

$$m = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left[1 + \frac{\gamma_1 - 1}{2} \mu_1^2 E + \frac{1}{2\sqrt{\gamma - \mu}} \left\{ \gamma K - n\{\gamma + 2 + 2\mu_1^2(\gamma_1 - 1) - 2\mu\} + \frac{n^2}{2} \{-1 + \mu - \mu_1^2(\gamma_1 - 1)(2 - \mu_1) + \gamma \frac{K}{n}\} \right\} \right] \dots \dots \dots (5)$$

$$\text{更に } m = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left\{ 1 + \frac{\gamma_1 - 1}{2} \mu_1^2 E \right\} \dots \dots \dots (6)$$

設計標準の數値を公式(4)の A, B に代入せば、下流面の勾配 m は次の A, B の値を用ひ、公式(4)に依りて簡単に求め得る。

基礎岩盤が等性水密なる場合 即ち

$$\mu = 0.3 \quad \gamma = 2.3 \quad \gamma_1 = 1.8 \quad n = K_1 = 0.08 \quad K = 0.15 \quad \text{とせば} \\ A = 0.01225 - 0.032\mu_1^2 \\ B = -\{0.51156 - 0.00512\mu_1^2 + \mu_1^2(0.00256 + 0.4E)\} \dots \dots \dots (7)$$

基礎が普通岩盤の場合 即ち $\mu = 0.5 \quad \gamma = 2.3 \quad \gamma_1 = 1.8 \quad n = K_1 = 0.08 \quad K = 0.15$ とせば

$$A = 0.0225 - 0.03556\mu_1^2 \\ B = -\{0.56911 - 0.00569\mu_1^2 + \mu_1^2(0.00284 + 0.44444E)\} \dots \dots \dots (8)$$

各種の μ_1 及 E に對する公式(7)(8)の値を公式(4)に代入して m の値を算出せば、3 及 4 圖の如くなる。

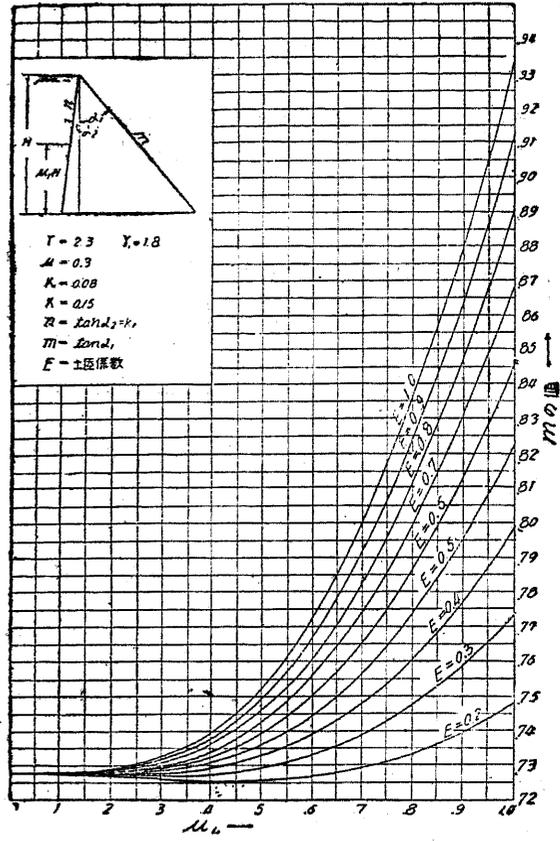
(2) 滑動に對し安定を保つ基本三角形 上流面は公式(3)に依りて求めたる勾配を用ひ、摩擦係数を f とし下流面の勾配 m を求むれば次の如くなる。

$$m \cong \frac{1 + (\gamma_1 - 1)\mu_1^2 E + \gamma n K - n\{\gamma + 1 - \mu + (\gamma_1 - 1)\mu_1^2\} f}{(\gamma - \mu)f - \gamma K} \dots \dots \dots (9)$$

設計標準の數値を公式(9)に代入せば、 m の値は次の式に依りて簡単に求め得る。

基礎岩盤が等性水密なる場合 即ち $\mu = 0.3 \quad \gamma = 2.3 \quad \gamma_1 = 1.8 \quad n = K_1 = 0.08 \quad K = 0.15 \quad f = 0.8$ とせば

$$m \cong 0.6658 + \mu_1^2(0.6375E - 0.0408) \dots \dots \dots (10)$$



3 圖 公式 (7) 及 (4) に依る m の値

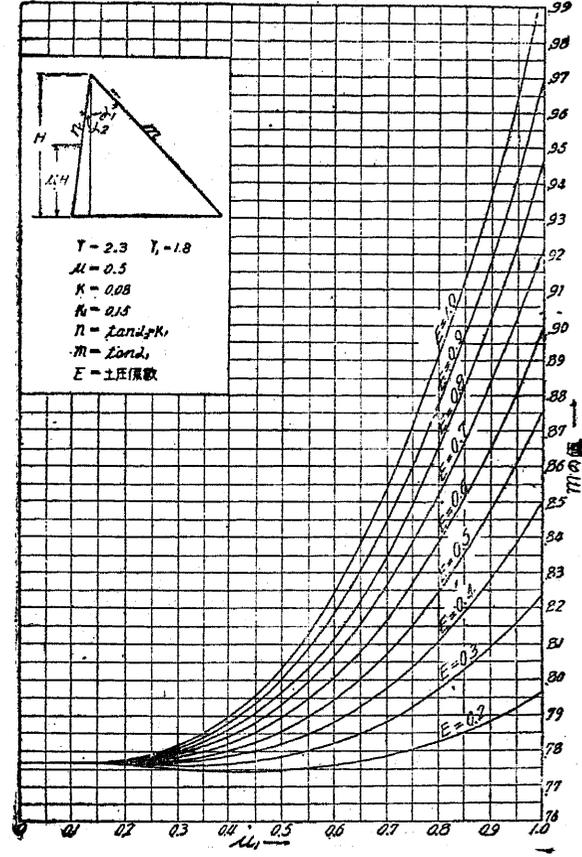
基礎が普通岩盤の場合 即ち $\mu = 0.5$ $\gamma = 2.3$ $\gamma_1 = 1.8$ $n = K_1 = 0.08$
 $K = 0.15$ $f = 0.8$ とせば

$$m \leq 0.7748 + \mu_1^2(0.7306E - 0.0468) \dots\dots\dots(11)$$

各種 μ_1 及 E に対する m の値を公式 (10), (11) に依りて求め、之を圖表に示せば 5 圖及 6 圖の如くなる。

11 非溢流堰堤の断面

(1) 天端幅 氷壓を受くる場合は天端幅を理論的に決定し得るが、然らざる場合は設計者の判断に依り適宜に定める。例へば天端が道路を兼ねるものは之を大とし、然らざるも



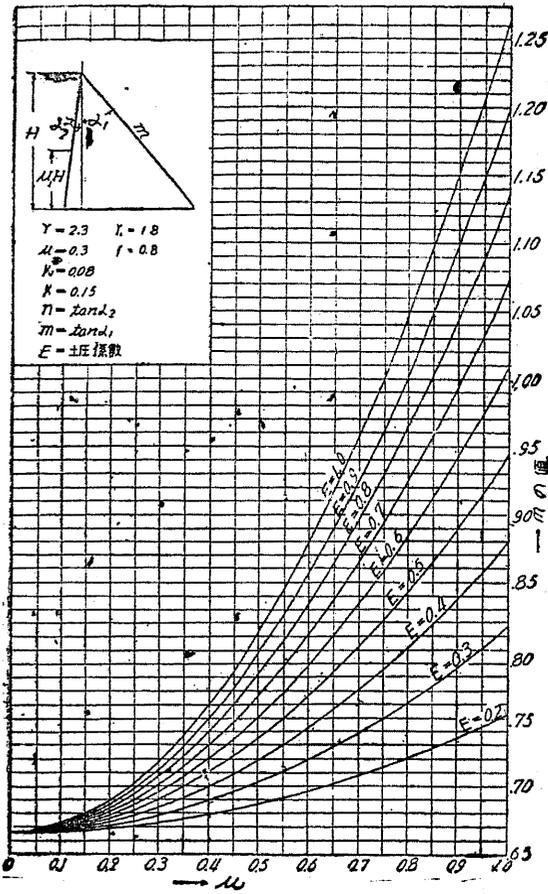
4 圖 公式 (8) 及 (4) に依る m の値

のに於ては大體堤體最大高の $\frac{10}{100} \sim \frac{4}{100}$ 内外とし、最小幅は $2m$ 以上とする。

(2) 天端幅員附加に依る基本三角形下流面の修正 一般に ML 間 (7 圖参照) の下流面は二次拋物線とし、天端より $h_1 (= \frac{b}{\tan \alpha_1})$ だけ下方に於て a だけ基本三角形より増幅し、 L 點に於て下流面に接せしむる。満水時の坡度 $K = 0.2$ 以下の場合に於ては

$$a = \frac{b}{4} \qquad b = \text{天端幅}$$

とし、 OC, OM を夫々直角座標 (x, y) として、 ML 拋物線は次の式にて定める (次式中の m は $\tan \alpha_1$)。

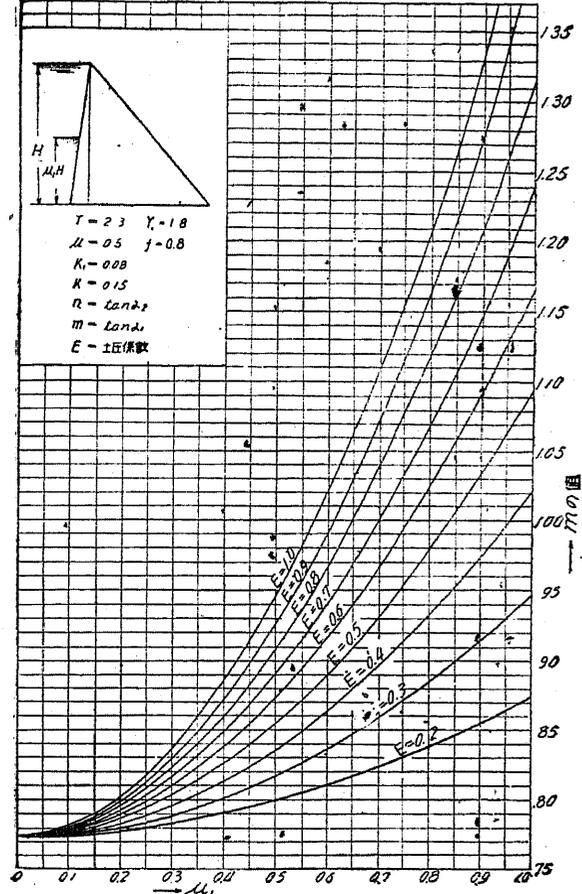


5 圖 公式 (10) に依る m の値

$$y = b + \frac{m^2}{4b} x^2 \dots\dots\dots(12)$$

此の場合接点 L は天端より $h_2 = 2h_1 = \frac{2b}{m}$ だけ下方である。水圧ある場合又は満水の場合の震度 K' が 0.2 以上の場合は、公式 (12) に依る下流面は必ずしも安全でない故に検定を要する (13参照)

(3) 天端幅員附加に依る基本三角形上流面の修正 上流面は基本三角形の上流面 OJK (7 圖参照) の代りに OeJ とするも差支ない。 JL 断面以下に於ては上流面を増幅しなければならぬ。今基本三角形の上流面 OB を OB' に修正し、天端より H_1 だけ下方の断面に於



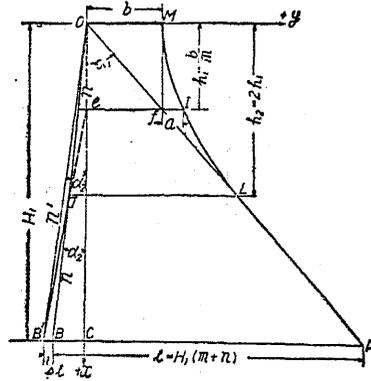
6 圖 公式 (11) に依る m の値

て Δl だけ増幅するものとす。 OB' が鉛直線 OO となす角を α_2' とし $n' = \tan \alpha_2'$ とせば n' は次の二次式に依りて求め得る。

$$n'^2 + \left(m + \frac{8 \left(\frac{b}{H_1} \right)^2}{3m} - K_1 \right) n' - mK_1 - \frac{4 \left(\frac{b}{H_1} \right)^2}{m} \left(\frac{m}{3} + K_1 \right) + \frac{2 \left(\frac{b}{H_1} \right)^3}{m} \times \left(\frac{8}{5} + \frac{K_1}{m} \right) = 0 \dots\dots\dots(13)$$

従つて $\Delta l = H_1(n' - n) \dots\dots\dots(14)$

n' は H_1 に関する直線式でない故に種々の H_1 に対する n' を求めて Δ' を定め、之を連結して得たる凸曲線を以て上流面とする。即ち 7 圖に於ては上流面は J 點以下に於て凸曲線をなす。一般に公式 (13)(14) より求めた Δ' は必要量より小なるを以て、 Δ' は計算上の値より多少大きく採り、 J 點以下の上流面が一つの滑かな凸曲線となる様に定むるがよい。



7 圖

12 溢流堰堤の断面 溢流堰堤の堤頂附近は、溢流水の水線と堤體間に間隙を生ぜざる様に之を定める。8 圖に於て堤頂より下流面曲線部 AE 線は次の式に依りて定める。

M = 直角座標 (x, y) より計りたる曲線 AE 上の任意の點 (x, y) h_0 = 溢流水深 c = 常数 m = 基本三角形の下流面勾配 = $\tan \alpha$ S'_0 = 下流面曲線部の最下端的深さ

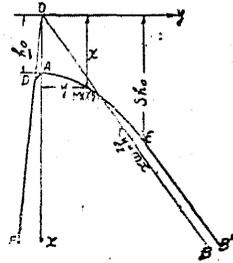
$$y^2 = ch_0(x - h_0) \quad c \geq 2.5 \quad c = \frac{(mS)^2}{S-1} \quad \text{又は} \quad c \geq 2.5 \quad \dots \dots \dots (15)$$

$$= \frac{(mS)^2}{S-1}$$

c は理論上 1.5 より大なればよいが、安全のため 2.5 以上とするがよい。 S の値は h_0 大なる時は 2~3、 h_0 小なるときは 3~5 に採る。採用せる S に對し下流面曲線 ($c = 2.5$ とせる) が基本三角形と交らざるときは、 c の値は公式 (15) の最後の式に依りて定めればよい。

溢流堰堤の下流面は、先づ公式 (15) に依りて曲線 AE を定め、次に E 點より基本三角形の下流面 OB に平行に EB' を作りて定める。 EB' は OB に一致するか、又は OB より下流側になければならぬ。

上流面は基本三角形のまゝにて充分である。只堤頂に於ては溢流水の抵抗を小ならしむるため、略ぼ 45 度の角度をなして AD (8 圖) を定める。又 AD 間は A 及 D 點に接する圓弧とするも差支へない。



8 圖

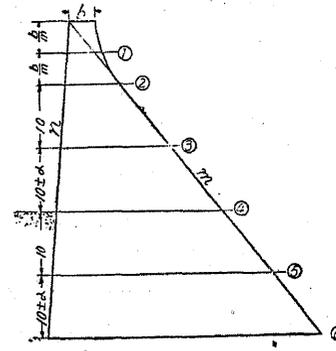
下流面の下端附近は水叩に於ける溢流水の衝撃を避けるため、堤體高の $2/3 \sim 1/2$ の半徑を有する圓弧を附し、以て溢流水の方向を漸次水叩の方向に一致せしむる。

I 堰體の内應力

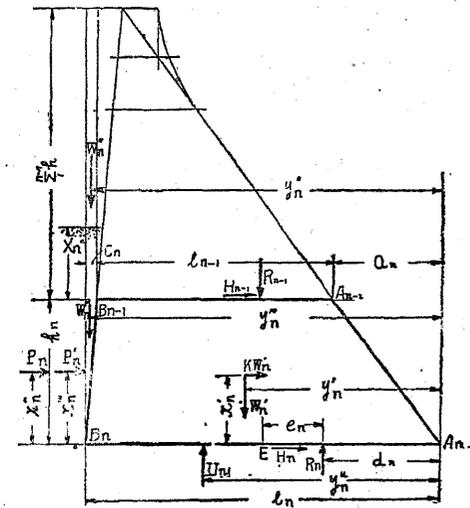
13 任意水平断面に於ける鉛直壓應力強度及摩擦係數 前記の方法に依りて定めたる断面は、次の標準に依る水平断面に於て鉛直壓應力強度及摩擦係數を検定する。耐力ノ計算ハ高約 10 m 毎ニ一箇所、其ノ他断面ニ急激ナル變化アル箇所ニ於テ之ヲ行フベシ。(9 圖参照)。

各断面に於ける合力の位置、大きさ等は圖式に依るか又は次の計算法に依りて算出する。以下の計算は堰體の單位長を採りて行ふものとす。

(1) 任意断面 w = 堰體材料の單位重量 w_0 = 池水の單位重量 w_1 = 堆砂の空中に於ける單位重量 μ = 揚壓係數 E = 土壓係數 R_n, R_n' = 夫々満水時及空虛時、 $A_n - B_n$ 断面に作用する鉛直力 H_n, H_n' = 夫々満水時及空虛時、 $A_n - B_n$ 断面に作用する水平力 M_n, M_n' = 夫々満水時及空虛時、 $A_n - B_n$ 断面の下流端 A_n の周りに於ける、 $A_n - B_n$ 断面以上の堰體に作用する外力及自重に因る力率 $U_n = A_n - B_n$ 断面に作用する揚壓力 $P_n = B_{n-1} - B_n$ 面に作用する水平水壓力 $P_n' = B_{n-1} - B_n$ 面に作用する水平土壓力 $W_n' = A_{n-1} - A_n$ $B_n - B_{n-1}$ の重量 $W_n'' = B_{n-1} - B_n$ 面に作用する鉛直水壓力 $W_n''' = B_{n-1} - B_n$ 面に作用する鉛直土壓力 d_n, d_n' = 夫々 $A_n - B_n$ 断



9 圖



10 圖

面下流端と R_n 及 B_n' の作用線との距離 $e_n, e_n' =$ 夫々 R_n 及 R_n' と A_n-B_n 断面の中点 E との距離 $l_n = A_n-B_n$ 断面の幅 $h_n = A_n-B_n$ 及 $A_{n-1}-B_{n-1}$ 断面間の鉛直間隔 $\sum_1^{n-1} h =$ 天端より $A_{n-1}-B_{n-1}$ 断面までの高 $X_n =$ 堆砂天端より $A_{n-1}-B_{n-1}$ 断面までの高 $P_{an}, P_{bn} =$ 夫々満水時 A_n-B_n 断面の下流端及上流端に作用する鉛直圧力強度 $P_{an}', P_{bn}' =$ 夫々空虛時 A_n-B_n 断面の下流端及上流端に作用する鉛直圧力強度 $f_n =$ 満水時に於ける A_n-B_n 断面の摩擦係数

尚ほ記號中 $(n-1)$ を附したるものは上記に相當する $A_{n-1}-B_{n-1}$ 断面に於けるもの。又説明せざる記號に付いては 10 圖に記入する。

1) 満水の場合

自重又は外力 $W_n' = \frac{wh_n}{2}(l_{n-1}+l_n)$ A_n 點の周りの臂長 $y_n' = \frac{1}{3}[2l_n - c_n - \frac{l_{n-1}(l_{n-1}+c_n)}{l_{n-1}+l_n}]$

$W_n'' = w_0 c_n (\sum_1^{n-1} h + \frac{1}{2} h_n)$ $y_n'' = l_n - \frac{c_n(3\sum_1^{n-1} h + h_n)}{3(2\sum_1^{n-1} h + h_n)}$

$W_n''' = (w_1 - w_0)c_n(X_n + \frac{1}{2} h_n)$ $y_n''' = l_n - \frac{c_n(3X_n + h_n)}{3(2X_n + h_n)}$

$U_n = \frac{vaw_0 l_n \sum_1^n h}{2}$ $y_n^u = \frac{2}{3} l_n$

$KW_n' = K \frac{wh_n}{2} (l_{n-1} + l_n)$ $x_n' = \frac{h_n(2l_{n-1} + l_n)}{3(l_{n-1} + l_n)}$

$P_n = \frac{w_0 h_n}{2} (2\sum_1^n h - h_n)$ $x_n'' = \frac{h_n(3\sum_1^{n-1} h + h_n)}{3(2\sum_1^{n-1} h + h_n)}$

$P_n' = \frac{(w_1 - w_0)h_n}{2} (2X_n + h_n) E$ $x_n''' = \frac{h_n(3X_n + h_n)}{3(2X_n + h_n)}$

$R_n = R_{n-1} + U_{n-1} + W_n' + W_n'' + W_n''' - U_n$

$H_n = H_{n-1} + KW_n' + P_n + P_n'$

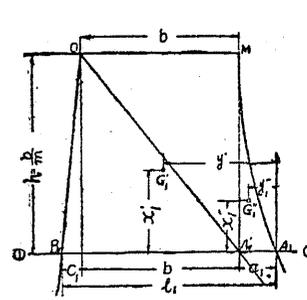
$M_n = M_{n-1} + U_{n-1} y_{n-1}^u + (R_{n-1} + U_{n-1}) a_n - P_n x_n'' - P_n' x_n''' - H_{n-1} h_n + W_n' y_n' + W_n'' y_n'' + W_n''' y_n''' - U_n y_n^u - KW_n' x_n'$

$d_n = \frac{M_n}{R_n}$ $e_n = \frac{l_n}{2} - d_n$ $P_{an} = \frac{R_n}{l_n} (1 + \frac{6e_n}{l_n})$ $f_n = \frac{H_n}{R_n}$ }(16)

2) 空虛の場合

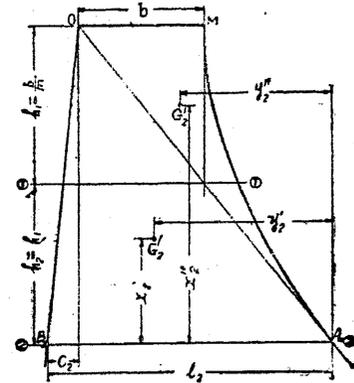
$R_n' = R_{n-1}' + W_n'$ $H_n' = H_{n-1}' + K_1 W_n'$
 $M_n' = M_{n-1}' + R_{n-1}' a_n + H_{n-1}' h_n + W_n' y_n' + K_1 W_n' x_n'$
 $d_n' = \frac{M_n'}{R_n'}$ $e_n' = d_n' - \frac{l_n}{2}$ }(17)
 $P_{bn}' = \frac{R_n'}{l_n} (1 + \frac{6e_n'}{l_n})$ $P_{an}' = \frac{R_n'}{l_n} (1 - \frac{6e_n'}{l_n})$

(2) 特殊断面 天端附近の特殊形状をなす部分に於ては、次の面積及断面下流端より



11 圖 A

の重心距離を用ひて合力の位置、大きさ、鉛直圧力強度等を算出する。



同 B

1) 非溢流堰堤の天端附近 (11 圖参照)

断面積	断面及其の下流端よりの重心距離	
$OMA_1'B_1 = \frac{h_1}{2}(2b+c_1)$	$x_1' = \frac{h_1(3b+c_1)}{3(2b+c_1)}$	$y_1' = \frac{3b(b+c_1)+c_1^2}{3(2b+c_1)} + a_1$
$MA_1A_1' = \frac{a_1 h_1}{3}$	$x_1'' = \frac{h_1}{4}$	$y_1'' = \frac{7}{10} a_1$
$O A_2 B_2 = \frac{h_2}{2}(h_1+h_2)$	$x_2' = \frac{1}{3}(h_1+h_2)$	$y_2' = \frac{1}{3}(2l_2 - c_2)$
$OMA_2 = \frac{b(h_1+h_2)}{3}$	$x_2'' = \frac{3}{2} h_1$	$y_2'' = l_2 - c_2 - \frac{4}{5} b$

2) 溢流堰堤々頂

断面積	断面下流端よりの重心距離
$AEC = \frac{2}{3} HY_0$(17)	$\bar{x}_0 = \frac{2}{5} H$ $\bar{y}_0 = \frac{5}{8} H$

$$ADBC = \frac{H}{2}(Y_1 + Y_2) \dots\dots\dots \left\{ \begin{aligned} \bar{x}_1 &= \frac{H(2Y_1' + Y_2')}{3(Y_1' + Y_2')} \\ \bar{y}_1 &= Y_0 + \frac{Y_1'^2 + Y_1'Y_2' + Y_2'^2}{3(Y_1' + Y_2')} \end{aligned} \right.$$

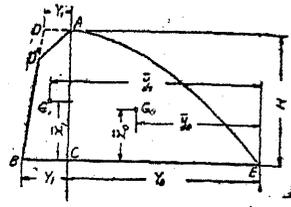
(3) 注意事項

1) 揚壓係数は堤体内の各断面に於ては之を 0.3 とし、堤底に於ては 3 の標準に依りて適當に之を定む。

2) 揚壓力は必ずしも 3 に假定せる如く作用するものとは限らない。従つて鉛直壓應力の算定に在りては、揚壓係数が 1) の如き場合と、零の場合とに付いて考慮すべし。

3) 上記計算に於ては水壓を考慮せざるに付き、水壓ある場合は別に之が影響を考慮すべし。

4) 水壓が作用するときは溢流堰堤の天端附近に張應力を生ずるに付き、此の張應力は鐵筋にて抵抗せしむ可し。



12 圖

14 主應力強度

(1) 任意水平断面上下流端に於ける極大主應力強度を夫々 σ_a, σ_b とせば

$$\sigma_a = p_a(1+m^2) \quad \sigma_b = p_b(1+n^2) \dots\dots\dots (18)$$

である。茲に p_b, p_a は夫々水平断面上下流端の鉛直壓應力強度、 n, m は夫々上下流面が鉛直線となす角の正切とする。

(2) 任意水平断面中の任意の點に於ける主應力強度 任意水平断面の上流端より x だけ離れた點に於ける立方微分體に作用する應力を次の如く採る。

p_x = 微分體の水平面に鉛直に作用する壓應力強度 q_x = 微分體の鉛直面に垂直に作用する壓應力強度 t_x = 微分體の水平面に作用する水平剪應力強度 σ_{1x}, σ_{2x} = 夫々微分體の位置に於ける極大、極小主應力強度 α_x = 極大主應力が水平となす角

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1x} &= \frac{1}{2} \{ p_x + q_x + \sqrt{(p_x - q_x)^2 + 4t_x^2} \} \\ \sigma_{2x} &= \frac{1}{2} \{ p_x + q_x - \sqrt{(p_x - q_x)^2 + 4t_x^2} \} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

$$\tan 2\alpha_x = \frac{2t_x}{q_x - p_x} \dots\dots\dots (20)$$

貯水池空虚にして堤體断面の下流端に於ける鉛直壓應力強度 p_a' が零の場合に於ては、次の式に依りて主應力強度を求め得る。

$$\sigma_{1x} = \frac{l-x}{l} p_b'(1+n^2) \dots\dots\dots (19)_a$$

$$\tan 2\alpha_x = -\frac{2n}{1-n^2} \dots\dots\dots (20)_a$$

水平剪應力強度 t_x は鉛直壓應力強度 p_x に比例し、 p_x, q_x, t_x は何れも断面の上流端より下流端に向ひ直線變化をなすものと假定す。

h = 任意水平断面の水深 l = 同上断面の幅 X = 堆砂天端より同上断面までの深 q_b, q_a = 夫々満水時に於ける同上断面の上下流端の鉛直面に作用する壓應力強度 t_b, t_a = 夫々満水時に於ける同上断面の上下流端の水平剪應力強度

茲に説明せざる記號は前説明と同じ、尚ほダツシを附したるものは空虚の場合とす。

1) 満水の場合

$$\left. \begin{aligned} t_a &= m p_a \quad q_a = t_a m = m^2 p_a \quad t_b = -n \{ p_b - w_0 h - X(w_1 - w_0) \} \\ q_b &= w_0 h + X(w_1 - w_0) E + n^2 \{ p_b - w_0 h - X(w_1 - w_0) \} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (21)$$

2) 空虚の場合

$$t_a' = m p_a' \quad q_a' = m t_a' = m^2 p_a' \quad t_b' = n p_b' \quad q_b' = n^2 p_b' \dots\dots\dots (22)$$

任意断面の上下流端に於ける鉛直、水平壓應力強度及水平剪應力強度を公式 (16), (17), (21), (22) に依りて求め得れば、断面上流端より x の點に於ける之等の應力は容易に求め得る。例へば満水の場合に於ては

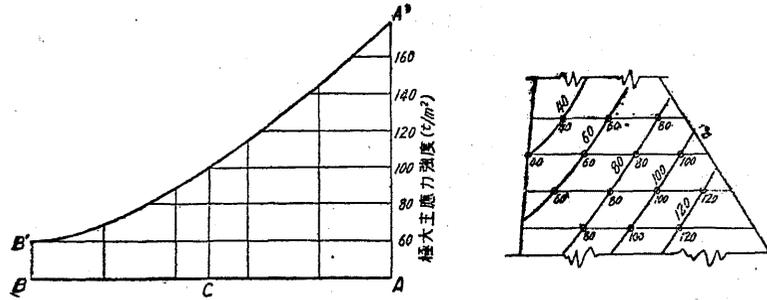
$$\left. \begin{aligned} p_x &= p_b + \frac{x}{l} (p_a - p_b) \\ q_x &= q_b + \frac{x}{l} (q_a - q_b) & q_a > q_b \\ &= q_a + \frac{l-x}{l} (q_b - q_a) & q_a < q_b \\ t_x &= t_b + \frac{x}{l} (t_a - t_b) & t_a > t_b \\ &= t_a + \frac{l-x}{l} (t_b - t_a) & t_a < t_b \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

にて求め得る。斯くして得たる應力強度を公式 (19), (20) に代入して主應力強度及其の方向を算出する。

15 等極大主應力強度曲線及極大主應力の方向線

(1) 等極大主應力強度曲線 とは、堤体内の等しい極大主應力強度を生ずる點を連結せる線である。等極大主應力強度曲線を求むるには、先づ各断面を 5 ~ 10 等分し、各分點の極大主應力強度を求め、之を縦距に採り、其の断面に於ける極大主應力強度の分布狀況を定める。13 圖 A に於て AB は断面、A'B' は此の断面の各點に於ける極大主應力強度を

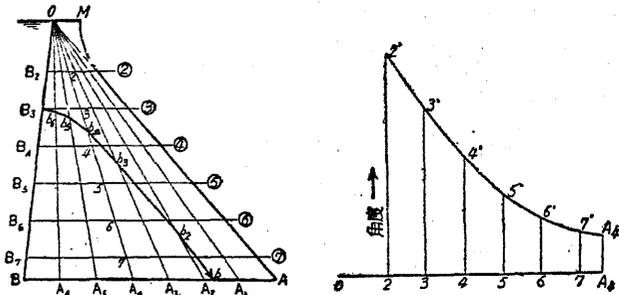
示す曲線である。例へば 100 t/m^2 の極大主応力強度を有する點は C 點となる。次に 13 圖 B の如く、堤體中の各斷面に所定の極大主應力強度を有する點を求め、之を連結せば圖示太線の如き等極大主應力強度曲線を得る。



13 圖 A

同 B

(2) 極大主應力の方向線 とは、極大主應力強度の作用する方向を示す線である。先づ 14 圖 A に示す如く、天端上流端 O より放射線を引き、これと水平斷面との交點に於ける極大主應力の方向を



14 圖 A

同 B

求める。例へば A 圖の OA_4 放射線に等しく OA_4 を B 圖の如く求め、各水平斷面との交點 $2_3 \dots 7_4$ に於ける極大主應力の方向角度を縦距に

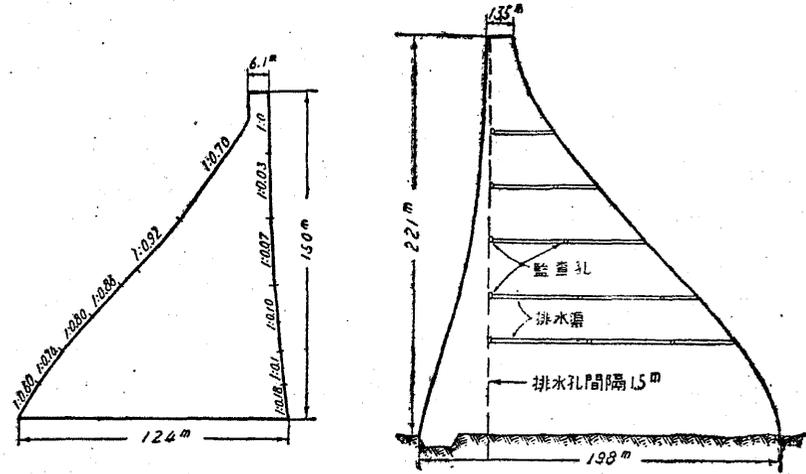
採り、之を連結し $2'-A_4'$ の如く曲線を作れば、 OA_4 線上任意の點に於ける極大主應力の方向を求め得る。

次に各水平斷面の上流端、例へば A 圖の B_3 より此の點に於ける極大主應力の方向に $B_3 b_6$ を引き、之と OA_6 線との交點を b_6 とす。次に b_6 より此の點の方向線に等しく $b_6 b_5$ を引き、 OA_5 との交點を b_5 とす。以下此の作圖法を繰返せば方向線 B_3-b を得る。 B_2, B_3, \dots, B_7 の各點より方向線を同様にして求める。

貯水池空虚の場合は斷面の下流端より方向線を書き始めればよい。公式 (20)_a にて方向を求め得る時は、一定水平斷面に於ける極大主應力の方向一定なるに付き放射線を用ひる

に及ばない。

16 極大主應力強度と下流面の形狀 公式 (18) に依りて明かなる如く、堤體斷面の下流端に於ける極大主應力強度は下流面の勾配に比例する。極大主應力強度特に大なる堤體下部の下流面を 15 圖の如く凸曲線とし、堤底に近づくに従ひ其の勾配を急にせば極大主應力強度を小ならしむることが出来る。之がためには極大主應力強度小なる上部の下流面勾



15 圖 A サン・ゲブリエル堰堤
(所在アメリカ、工事中基礎に缺陷を發見し目下他の様式を選定中)

同 B フーバー堰堤
(所在アメリカ、目下工事中)

配を、基本三角形の下流面勾配より緩かとし漸次之を急にす。然し何れの斷面の幅も基本三角形の幅より小としてはならぬ。下流面を凸曲線とするには先づ下流面勾配を推定し、數回計算を繰返し、以て凸曲線を適當に定める。15 圖は世界に於ける二大堰堤の斷面である。

Ⅰ 細部構造

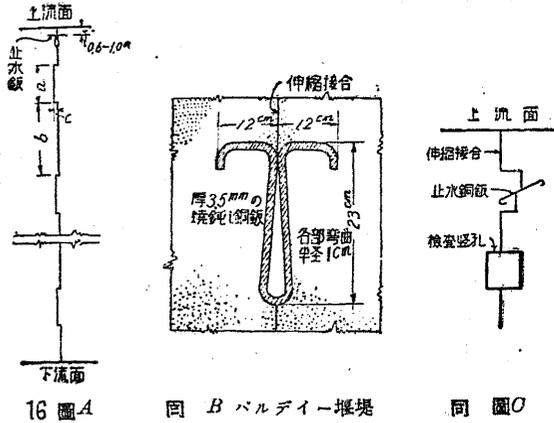
17 伸縮接合

(1) 間隔 は次の標準の範圍内にて定める。 堤體 = 間隔 15 m 以上 30 m 以下 = 伸縮接合ヲ設ケヘシ。

堤體の溫度變化は、厚さ大なる程小なるを以て、高い堰堤に於ては伸縮接合の間隔を大

にする。又高い堰堤に於ては、上部の伸縮接合間隔を下部の $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ とした實例も多い (19 圖参照)。

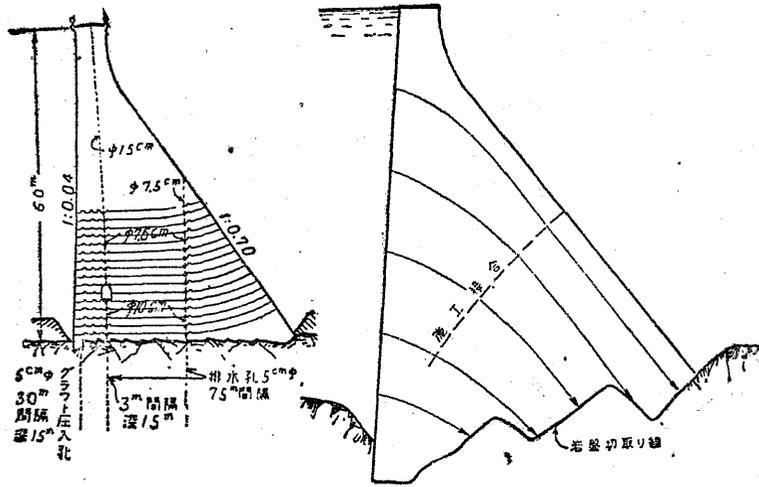
(2) 構造 伸縮接合の方向は上流面に直角とする。一般に 16 圖 A の如く柄を附する。



柄の大きさは堤體の厚さに依りて適當に定むればよいが大體 $a=1.5 \sim 6m, b=3 \sim 6m, c=0.3 \sim 0.5m$ 内外とする。接合の上流面近く止水のために 16 圖 B の如き止水板を挿入する。16 圖 C の如く止水板の下流に堅孔を設けて漏水を排除するの一策

である。又止水板の直上流に約 15 度角の堅孔を設け、之にアスファルトを填充し以て漏水防止の一助とせる實例も多い。

18 施工接合 施工接合は 18 圖の如く極大主應力の方向線に直角に設けるのが理想的



17 圖 ブル・ライン堰堤

18 圖

であるが、施工上實施困難なるを以て 17 圖の如く、下流面の附近のみを極大主應力線に直角とする。施工接合の鉛直間隔、即ち一回に填充する混凝土の厚さは、普通 1~2m である。尚ほ高い堰堤に於ては施工接合の間にグラウトを壓入する。

19 堤體材料 一般に玉石混凝土又は粗石混凝土を使用する。混凝土の配合及使用水量等は極大主應力曲線に準じて變更する。然し配合は 1:3:6 より悪い配合の混凝土を使用してはならない。堤體の上下流面に沿ふ厚 30~100cm の間は耐水性を充分ならしむるために、特に良質の混凝土を使用する。

20 堤體内の検査及排水

(1) 監査坑 堤體内部検査のため上流面近くに、上流面に並行に監査坑 (19 圖参照) を設ける。大なる堰堤に於ては數段に之を設け、小なる堰堤に於ては 17 圖の如く一箇所に之を設ける。特に小なる堰堤には之を設けない。監査坑は大體高さ 2.5m 幅 1.5m 内外で堤體より漏水ある場合には坑内にグラウト壓入機を据付け之を運轉操作し得る程度の餘水を有たしめる要がある。

(2) 堤體内の排水施設 大なる堰堤に於ては堤體内に縦横に排水孔を設け (19 圖参照)、之を横の排水渠に連結して浸透水を下流側へ排水する。堤體内の排水孔は主として縦のもので上流面近くに設け、其の大きさは 8~20cm 内外、間隔は 1.5~3m である。特に伸縮接合部に之を設けることは肝要である。水平排水孔は 17 圖黒點に示す如く主として施工目地の所に設ける。19 圖はアメリカのバルディー堰堤の排水施設を示したものである。

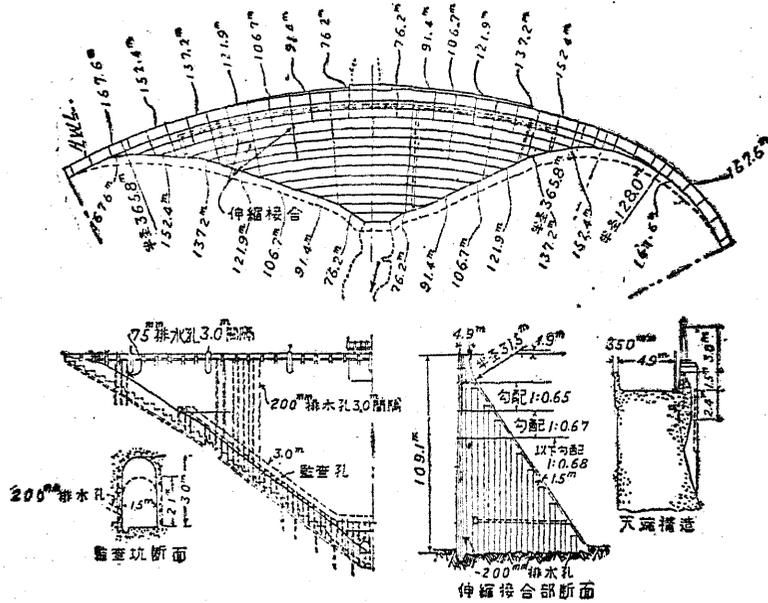
21 基礎工

(1) 掘鑿 龜裂多き部分、軟弱なる部分又は薄き成層面を有する部分は之を除去しなければならぬ。基礎となる可き箇所に近き岩盤は丁寧に掘鑿し、基礎を弛めない事が肝要である。即ち掘鑿の終りには少量の爆薬を大なる間隔に使用し、ボール、ノミの類にて岩盤を除去するがよい。堤體の滑動に對する抵抗を大ならしむるため基礎岩盤は 18 圖に示す如く極大主應力の方向に、成る可く直角に切り取る可きである。勿論斯く岩盤を切り取りたるために滑動に對する安定を無視することは出来ない。之は重力堰堤に於て最も危険なる滑動に對する安全率を増加する目的に外ならない。

(2) 止水工 堤底に浸入する水を防止するために堤底上流端に止水壁を設ける。其の厚及深さは岩質、堤體高に依るものであつて一定しない。又止水壁下の岩盤中を浸透する水

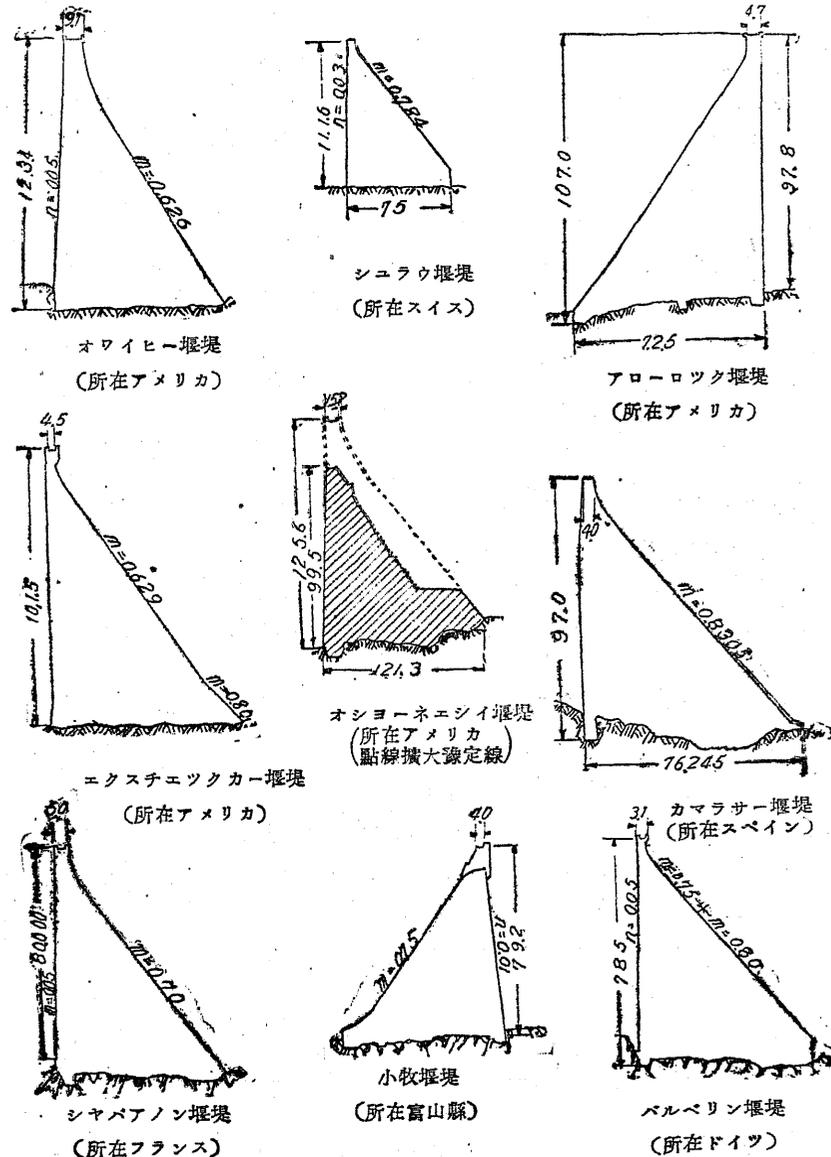
を防止するためにグラウト(セメント糊状体)を壓入する。其の間隔は岩盤の性状、堤體高に依るものであるが大體一列の場合は1.5~2m 二列の場合は千島に配置し、各列に於ける間隔は3m 内外である。深さは全く種々雑多であるが、大體5~15m 位である。深いものでは36m 以上の實例もある。壓入孔は直径5cm のものが多い。

(3) 基礎の排水 グラウト壓入孔の直下流側に鉛直の排水孔を設ける。此の間隔も岩盤の性状に依るものであつて一定し難いが、大體間隔は1.5~3m、深さは一般的にグラウト壓入孔より淺くする。直径は8~20cm のものが多い。此の排水孔は堤體内の監査坑に連結し、排水渠を通して堤體の下流に排水する。19圖はアメリカのバルディー堰堤の堤體内及基礎の排水及止水施設を示したものである。



19 圖 バルディー堰堤 (所在アメリカ)

22 著名堰堤の断面 20圖は著名なる堰堤(既に圖示せるものを除く)の断面である。



20 圖

石塊堰堤

23 基礎 石塊堰堤の高さ大なるときは其の基礎は岩盤たるを要し、高さ特に低きものに於ては砂利交り粘土層等の支持力大なる地盤を基礎とするも差支へない。堰體上流面の遮水板の下部には止水壁を21圖の如く設け、其の下にグラウトを壓入し基礎中に於ける水の滲透を防止する。

24 堰體の構造

(1) 石材 石塊堰堤には大岩塊を使用する。土砂、石屑等を混入する時は堰體の沈下大きく遮水板に龜裂を生

じてよくない。普通重量1~2t以上のものが堤の大部分を占め、大なるものは9~10tに及ぶ。

(2) 上下流面の勾配

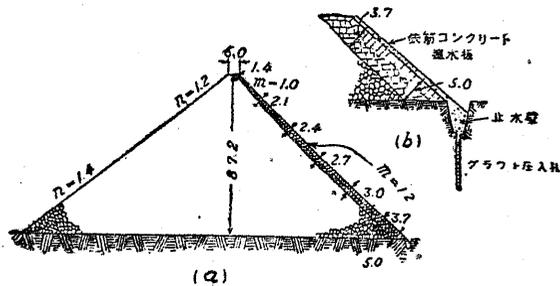
上流面は特に大なる石材を空積する故に其の勾配は5分乃至1割5分を使

用せるものが多いが、本邦に於ては地震に抵抗せしむるため1割2分より緩かとするが安全である。下流面は上流面より緩かなる勾配とし普通1割2分乃至1割5分程度であるが1割5分より緩かとなすが安全である。

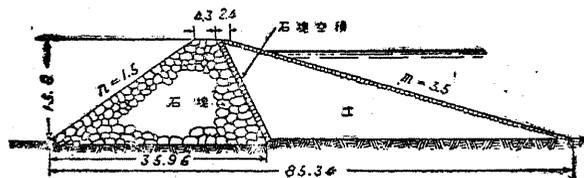
(3) 遮水板 は堰體の上流面に設ける。堰體上流面は21圖に示す如く大岩塊を空積とし、此の斜面に沿ひて枕桁を埋込み、此の枕桁に遮水板を支持せしめる。遮水板は主として鉄筋混凝土造であつて、縦の方向に於ては枕桁の支點に於て水平の方向には適當の間隔に伸縮接合を設ける。

遮水板の代りに22圖の如く上流側に土填を盛りて土堤堰の如き構造とし、以て堰體を耐水性ならし

むることも出来る。此の様式に於ては盛土と石塊堤の境に石塊を空積とし、空隙を石屑にて填充し盛土の流失を防止しなければならぬ。斯かる構造の堰堤の断面に於ける石塊の部



21 圖 デイタス・リバー堰堤 (所在アメリカ)



22 圖 ベスコ・ベレイ堰堤

分と盛土の部分とは略等しい面積とする。

(4) 餘水吐 堰體外に之を設ける。

洗 堰

洗堰とは高さ低き(大體10m以下)溢流堰堤である。

25 洗堰の平面形状 其の平面形状には23圖に示す三種がある。(A)の如く河岸に直角ならざるものは堰を越えた激流を河岸に導き、河岸を破壊してよくない。(B)の如く河岸に直角なるものは(A)の如き缺點なく(C)の如き特徴もないが、施工簡單にして廣く應用せらるゝものである。(C)の如く洗堰の平面形状を上流に向けて弧形とせば、堰を越えた激流は河心に集り互に其の勢力を相殺し、且つ洗堰下流に於ける河岸は(B)の場合より更に安全であつて、洗堰の平面形状としては理想に近い。

26 洗堰の安定 洗堰が安定なるためには次の條件を具備しなければならぬ。

- 1) 堰體は重力堰堤同様顛倒、壓潰、滑動に對し安全なること。
- 2) 洗堰のクリープは基礎中に於ける貫孔作用を防止し得るに足る長さを有すること。基礎中に於ける地下水の流速は同一地質なれば其の流路長に反比例する。此の基礎中に於ける流路長をクリープと稱する。洗堰に於てはクリープを増大する目的で堰體の上下流に(27圖参照)水密性の水叩を設ける。
- 3) 水叩は揚壓力のために浮び上らぬだけの重量を有すること。

4) 堰體上下流の洗損を防止するに足る水叩を設けること。

27 必要なるクリープと其の計り方

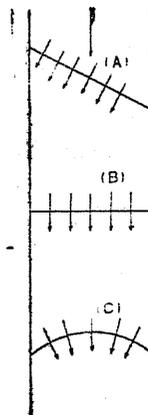
1) 必要なるクリープ はスリヒター氏の公式を應用せる公式に依りて之を算出し得るも、之等は理論に走り實地の應用頗る困難なるを以て、應用比較的容易にして且つ安全なるプライ氏の經驗式を記載する。

$$l = cH \dots\dots\dots(24)$$

茲に l = クリープにして次に述ぶる方法に依りて測定したる場合に限り公式(24)は成立するものとす、 H = 洗堰上下流の水位差 c = 係數にして地質に應じる表の如く定む。

2) クリープの計り方 24圖點線の如き水叩を有するときのクリープは CB' 同圖實線の如き水叩を有するとき DG' 、又25圖の如く

水密性の矢板を使用せるときは $DC+2EF$ に採る。矢板が2列以上在りて其



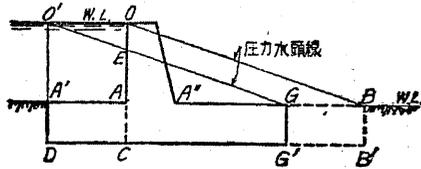
23 圖

3 表 係数 c の値

基礎の地質	c	基礎の地質	c
泥 土	18	粗 砂	12
細 砂	15	砂交り礫 又は砂利	9~5

り無きものと看做す。

28 基礎の構造と壓力水頭線 24 圖點線の如く堤體下流にのみ水密性水叩 AB を設けるときは、壓力水頭線は OB となり、同圖實線の如く水密性水叩を上流に設くれば壓力水頭線は O'G となりて、下流側水叩 A''G の受くる揚壓力を減少し得るのみならず、比較的多額の工費を要する水密性水叩を減少し得る。

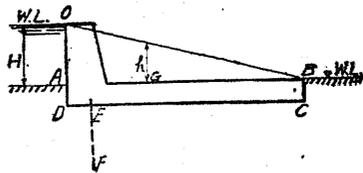


24 圖

又 25 圖の如く矢板を設くれば壓力水頭線は矢板上に於て δ だけ低下する。δ は次の式にて算出し得る。

$$\delta = \frac{2l''}{c} \dots \dots \dots (25)$$

茲に l'' = 矢板長 c = $\frac{\text{クリープ}}{H}$
H = 水位差

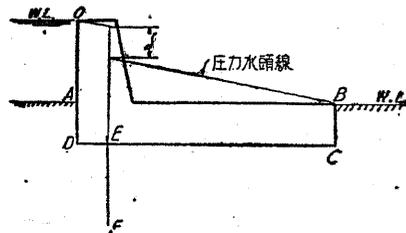


25 圖

29 水叩底面に作用する揚壓力 水叩底面に作用する揚壓力は下流側水位以上の壓力水頭線の高さに相當する水圧である。

26 圖に於て水叩底面の任意の點 G に於ける壓力水頭線の高を求むれば次の如し。

l' = 水叩最上流端より水叩底面の任意の點 (例へば G) までのクリープ、h = 水叩底面の任意の點 (例へば G) に於ける壓力水頭線の高 c = $\frac{\text{クリープ}}{H}$ H = 水差位



26 圖

1) 矢板なき場合 $h = H - \frac{AG}{c} \dots \dots \dots (26)_a$

2) 矢板 (EF) がある場合 $h = H - \frac{AG + 2EF}{c} \dots \dots \dots (26)_b$

の間隔が矢板長の 2 倍以上なれば、クリープは底邊長に各列に於ける矢板長の 2 倍を加へたるものとす。矢板列の間隔が其の長さの 2 倍以下の場合には 2 列の矢板あるも、クリープの測定に當りては一列の矢板と同様の效果より無きものと看做す。

30 水叩の構造

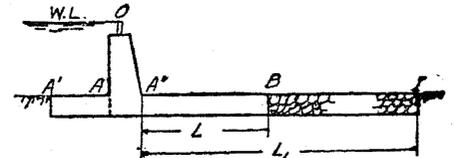
(1) 堰體下流の水叩

1) 水叩の長 基礎中に於ける貫孔作用に對して必要な水密性水叩は、混凝土造又は練石積とし其の長さは公式 (24) に依りて算出し得る。

水密性水叩 A'A (27 圖) を如何に長く上流側に延長すると雖も、下流側に於ける水密性水叩長を次の式に算出せる L (27 圖 A''B) 以下としてはならぬ。

$$L = 0.6c\sqrt{H_a} \dots \dots \dots (27)$$

茲に L = 下流側水密性水叩の長短限度 (m) H_a = 堰體天端 (可動門扉あるときは可動門扉の上端) より水叩表面までの鉛直高 (m) c = 3 表に依る係数。



27 圖

尚ほ溢流水が下流地盤を洗掘し得ざる流速に達するまで水叩を延長する (27 圖 BI 區間)、此の區間は單に地盤洗掘を防止する目的であるから、其の構造は木床の如き棹工又は捨石工とし、其の長さは次の式にて算出する。

$$L_1 = 0.2c\sqrt{H_bq} \dots \dots \dots (28)$$

茲に L₁ = 堰體下流に於ける水叩の總長 (m) H_b = 固定堰天端より下流側低水位までの鉛直高 (m) q = 堰體長 1 m 當りの洪水量 m³/sec, c = 3 表に依る係数。

2) 堰體下流の水密性水叩各部の厚さ は其の重量が其の點の揚壓力より 1/3 だけ大なるを要し、且つ最小厚は 1.2 m 以上とするがよい。水叩厚は一般に堰體直下より下流に向ひ漸次小にするも差支ない。水叩厚は次の式に依りて定める。

下流水位が水叩底面以下の場合 $t = \frac{4}{3} \cdot \frac{h}{\gamma} \dots \dots \dots (29)_a$

下流水位が水叩表面以上の場合 $t = \frac{4}{3} \cdot \frac{h}{\gamma - 1} \dots \dots \dots (29)_b$

茲に t = 水叩の厚 h = 公式 (26) より求めたる値 γ = 水叩材料の比重

(2) 堰堤上流の水叩

1) 上流水叩の長 = l - {(L + 2 × 矢板長) - 固定堰下端の幅} l = 公式 (24), L は公式 (27) にて求めたる値にして、矢板が其の長の 2 倍以上の間隔にあるときは、各列矢板長の和を以て上式の矢板長とする。

2) 上流水叩の構造 上流水叩は揚壓力を受けず、下流水叩の如く溢流水に洗掘さるゝ虞なきを以て、粘土張にて充分である。其の厚さは 1 m 内外とする。堰體上流に生ずる渦流に備へるため粘土張りに捨石又は石張りをなす。

計 算 例

溢流堰堤の安定

(1) 計算方法 堰堤の安定を計算するには、堰堤の単位長 (m) を採り之に働く外力並に其の堰堤底上流端の周の力率を求め

$$\begin{aligned} \text{垂直力の合計} &= \Sigma V \\ \text{水平力の合計} &= \Sigma H \\ \text{垂直力の力率合計} &= \Sigma M_V \\ \text{水平力の力率合計} &= \Sigma M_H \end{aligned}$$

とすれば

$$\text{垂直力合力の作用位置は} \quad x = \frac{\Sigma M_V}{\Sigma V}$$

$$\text{水平力合力の作用位置は} \quad y = \frac{\Sigma M_H}{\Sigma H}$$

に依りて與へらる。

又 $\tan \theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$ $b =$ 堰堤底の幅とすれば

合力が底に交はる點の底の中點よりの距離 $= e = \frac{b}{2} - x_0 - l_0 \tan \theta$ となり

又 $P_1, P_2 =$ 底の兩端に於ける壓力強度とすれば

$$P_1 = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

$$P_2 = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

堰堤が安定なる爲には

1) 合力が底の中央 1/3 以内に通過するを要す、即ち

$$e \leq \frac{b}{6}$$

2) 滑動を起さざるを要す、即ち

$$\tan \theta \leq \text{常數} = 0.75$$

3) 底に於ける壓力強度が地盤の安全支持力を超過せざるを要す、即ち

$$P_1 \text{ 又は } P_2 \leq \text{支持力} = 55 t/m^2 \text{ (本例に於ては堰堤基礎は角礫岩なり)}$$

なる三箇の條件を満足するを要す。

外力計算に於ては、堰堤體の重量 $= 2.3 t/m^3$

$$\text{水の重量} = 1.0 t/m^3$$

$$\text{土砂の比重} = 1.8$$

$$\text{土砂の水中に於ける重量} = (1.8 - 1) \times 1.0 = 0.8 t/m^3$$

$$\text{土砂の水平壓力} = W \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} \times \frac{h^2}{2} = 0.8 \times 0.4 \times \frac{h^2}{2} = 0.16 h^2$$

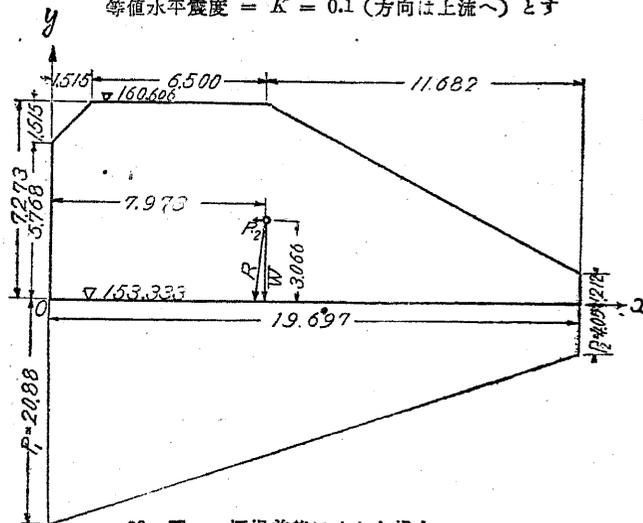
$$\text{(但し } \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} = 0.4 \text{ とす)}$$

堰堤の安定度は次の三の場合に對して計算す。

1) 堰堤前後に水なき場合 2) 門扉を閉ぢたる場合 3) 最大洪水の場合

(2) 堰堤前後に水なき場合 堰堤に働く外力は自重及地震力なり。地震力に於ては

$$\text{等値水平震度} = K = 0.1 \text{ (方向は上流へ) とす}$$



28 圖 堰堤前後に水なき場合

外 力 表

(垂 直 力)

名 稱	記號	大 小 (t)	横 距 (m)	摘 要
自 重	W	245.43	7.973	斷面積 = $106.707 m^2$ 重 量 = $2.3 \times 106.707 = 245.43 t$
計		$\Sigma V = 245.43$	$x_0 = 7.973$	

(水 平 力)

名 稱	記號	大 小 (t)	縦 距 (m)	摘 要
地 震 力	P_H	24.54	3.066	$P_H = W \times 0.1 = 24.54 t$
		$\Sigma H = 24.54$	$y_0 = 3.066$	

$$\text{合力} = \sqrt{\Sigma V^2 + \Sigma H^2} = \sqrt{245.43^2 + 24.54^2} = 246.65 t$$

$$\tan \theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = 0.1$$

$$e = \frac{b}{2} - x_0 - y_0 \tan \theta = \frac{19.697}{2} - 7.973 + 3.066 \times 0.1 = 2.218 m$$

安定度

$$e = 2.218 < \frac{b}{6} = 3.283 m$$

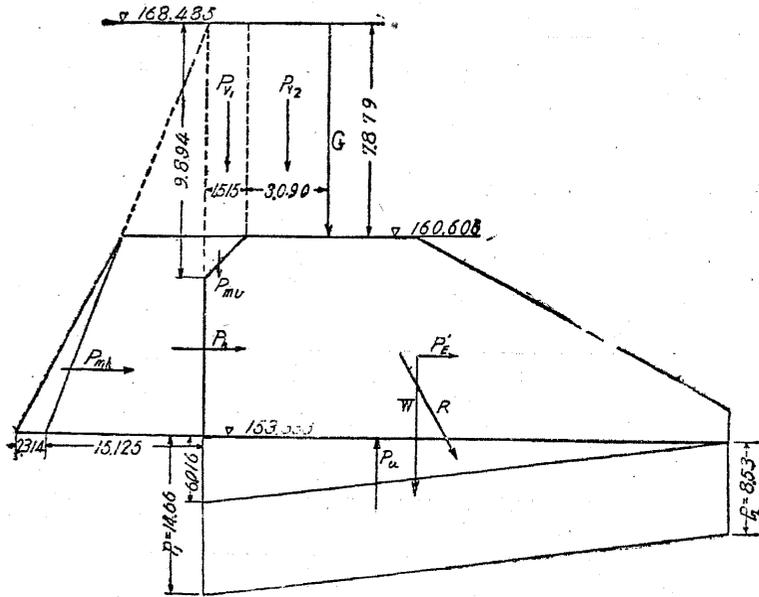
$$\tan \theta = 0.1 < 0.75$$

$$P_1 = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{245.43}{19.697} \left(1 + \frac{6 \times 2.218}{19.697}\right) = 20.88 t/m^2 < 55 t/m^2$$

$$P_2 = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{245.43}{19.697} \left(1 - \frac{6 \times 2.218}{19.697}\right) = 4.05 t/m^2 < 55 t/m^2$$

故に安定なり。

(3) 門扉を閉ぢたる場合 此の場合には門扉を閉ぢ上流水位は取入水位上 0.303 m なる水門扉の天端 (標高 168.485 m) 迄あるものとす。土砂は堰堤上流側に其の頂迄堆積するも



29 圖 門扉を閉ぢたる場合

のとす。故に動水圧を見込まず。地震力は

等値水平震度 = $K = 0.15$ (方向は下流へ) とす

揚圧力は堰堤上流側に於て水深の 40% に相當するものとし之より直線的に減じ下流端に於て零となるものとす。

外 力 表

(垂 直 力)

名 稱	記號	大き(t)	横距(m)	力率(tm)	摘 要
堰 堤 自 重	W	245.43	7.973	1,956.81	前の場合と同じ
堰堤上流に働く 垂直水圧力	P_{v1}	13.09	0.735	9.62	$\frac{7.879 + 9.394}{2} \times 1.515 = 13.09$ $\frac{9.394 + 2 \times 7.879}{3(9.394 + 7.879)} \times 1.515 = 0.735$
堰堤頂部に働く 垂直水圧力	P_{v2}	23.87	3.030	72.33	$3.030 \times 7.879 = 23.87$ $1.515 + \frac{3.030}{2} = 3.030$
揚 壓 力	P_u	-59.69	6.566	-391.92	$(7.879 + 7.273) \times 0.4 = 6.061$ $6.061 \times \frac{19.697}{2} = 59.69$ $\frac{19.697}{3} = 6.566$
垂直土砂圧力	P_{mv}	0.92	0.505	0.46	$1.515 \times 1.515 \times 0.8 \times \frac{1}{2} = 0.92$ $1.515 \times \frac{1}{3} = 0.505$
門 扉 重 量	G	4.75	4.545	21.59	$72 + 15.15 = 4.750$
計		228.37	$\frac{\Sigma M_H}{\Sigma H} = 7.308$	1,668.89	

(水 平 力)

名 稱	記號	大き(t)	縦 距 (m)	力率(tm)	摘 要
地 震 力	P''	36.81	3.066	112.86	前の場合と同じ
水 平 水 圧 力	P_h	83.75	3.254	272.52	$\frac{7.879 + 15.152}{2} \times 7.273 = 83.75$ $\frac{15.152 + 2 \times 7.879}{3(15.152 + 7.879)} \times 7.273 = 3.254$
水 平 土 砂 圧 力	P_{mh}	8.46	2.424	20.51	$0.16 \times 7.273^2 = 8.46$ $\frac{1}{3} \times 7.273 = 2.424$
計		129.02	$\frac{\Sigma M_V}{\Sigma V} = 3.142$	405.89	

$$\text{合力} = \sqrt{\Sigma V^2 + \Sigma H^2} = \sqrt{228.37^2 + 129.02^2} = 262.29 t$$

$$\tan \theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{129.02}{228.37} = 0.565$$

$$e = \frac{b}{2} - x_0 - y_0 \tan \theta = \frac{19.697}{2} - 7.308 - 3.142 \times 0.565 = 0.866 m$$

安定度

$$e = 0.866 < \frac{b}{6} = 3.283 m$$

$$\tan \theta = 0.565 < 0.75$$

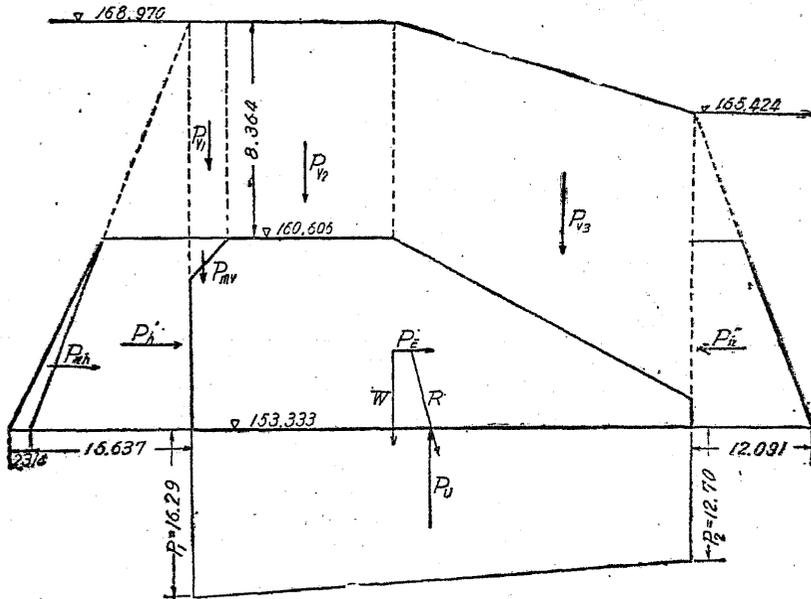
$$P_1 = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{228.37}{19.697} \left(1 + \frac{6 \times 0.866}{19.697}\right) = 14.66 t/m^2 < 55 t/m^2$$

$$P_2 = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{228.37}{19.697} \left(1 - \frac{6 \times 0.866}{19.697}\right) = 8.53 t/m^2 < 55 t/m^2$$

故に安定なり。

(4) 最大洪水の場合 此の場合は門扉は捲揚げられ水は自由に溢流し上流水位 168.970m 下流水位 165.424m とし土砂は堰堤上流側に其の頂迄堆積するものとす、故に動水圧は見込まず。地震力は

$$\text{等値水平震度} = K = 0.15 \text{ (方向は下流へ)}$$



30 図 最大洪水の場合

揚壓力は堰堤上下流共水深の 40% とし直線的に變化するものとす、最大洪水位は 168.833m なるも計算は 168.970m として行ひたるを以て幾分安全となる。

外 力 表

(垂直力)

名 稱	記號	大き(t)	横距(m)	力率(tm)	摘 要
堰堤自重	W	245.43	7.973	1,956.81	前の場合と同じ
堰堤上流面に働く垂直水壓力	P_{v1}'	13.82	0.737	10.19	$\frac{9.879 + 8.364}{2} \times 1.515 = 13.82$ $\frac{2 \times 8.364 + 9.879}{3(8.364 + 9.879)} \times 1.515 = 0.737$
堰堤頂部に働く垂直水壓力	P_{v2}'	54.37	4.765	295.07	$8.364 \times 6.5 = 54.37$ $\frac{6.5}{2} + 1.515 = 4.765$
堰堤下流面に働く垂直水壓力	P_{v3}	112.40	14.110	1,585.96	$\frac{8.364 + 10.879}{2} \times 11.682 = 112.40$ $\frac{11.682(2 \times 8.364 + 10.879)}{3(8.364 + 10.879)} \times 19.697 = 14.11$
揚 壓 力	P_u	-109.22	9.431	-1,030.05	$\frac{0.4 \times (15.637 + 12.091)}{2} \times 19.697 = -109.22$ $\frac{15.637 + 2 \times 12.091}{3(15.637 + 12.091)} \times 19.697 = 9.431$
土砂壓力	P_{mv}	0.92	0.505	0.46	前の場合と同じ
計		$\Sigma V = 317.72$	$\frac{\Sigma M_v}{\Sigma V} = 8.758$	2,782.44	

(水平力)

名 稱	記號	大き(t)	横距(m)	力率(tm)	摘 要
地 震 力	P_E'	36.81	3.066	112.86	前の場合に合じ
堰堤上流面に働く水平水壓力	P_{h1}'	87.28	3.269	285.32	$\frac{8.364 + 15.637}{2} \times 7.273 = 87.28$ $\frac{2 \times 8.364 + 15.637}{3(8.364 + 15.637)} \times 7.273 = 3.269$
堰堤下流面に働く水平水壓力	P_{h2}''	-61.49	3.115	-191.54	$\frac{4.818 + 12.091}{2} \times 7.273 = 61.49$ $\frac{2 \times 4.818 + 12.091}{3(4.818 + 12.091)} \times 7.273 = 3.115$
土砂壓力	P_{mh}	8.46	2.424	20.51	前の場合と同じ
計		$\Sigma H = 71.06$	$\frac{\Sigma M_H}{\Sigma H} = 3.197$	227.15	

$$\text{合力} = \sqrt{317.72^2 + 71.06^2} = 325.57 t$$

$$\tan \theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{71.06}{317.72} = 0.224$$

$$e = \frac{b}{2} - x_0 - \frac{1}{6} \tan^2 \theta = \frac{19.697}{2} - 8.758 - 3.197 \times 0.224 = 0.375 \text{ m}$$

安定度

$$e = 0.375 < \frac{b}{6} = 3.283 \text{ m}$$

$$\tan \theta = 0.224 < 0.75$$

$$P_1 = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{317.72}{19.697} \left(1 + \frac{6 \times 0.375}{19.697}\right) = 17.97 \text{ t/m}^2 < 55 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{317.72}{19.697} \left(1 - \frac{6 \times 0.375}{19.697}\right) = 14.29 \text{ t/m}^2 < 55 \text{ t/m}^2$$

故に安定なり。

堰柱の安定

(1) 計算の方法 は溢流堰堤に對すると大體同様なれども下記の諸點異なる

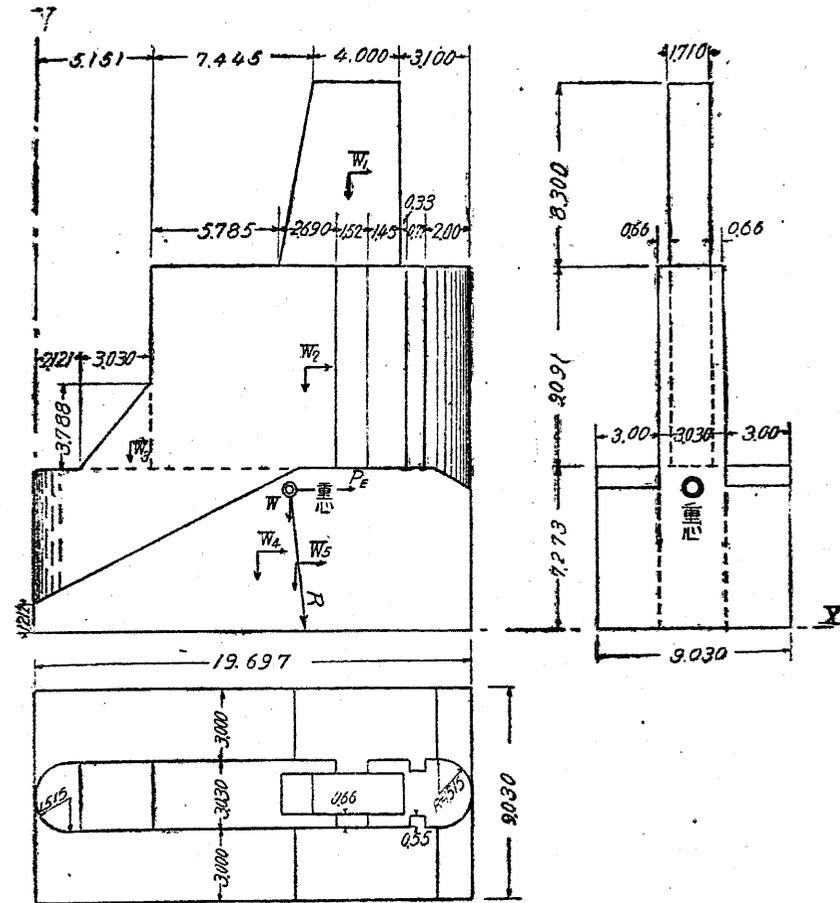
1) 溢流堰堤の安定計算の安定に於ては堰堤單位長を採りたるも堰柱の場合は堰柱全體を採る。堰柱は鐵筋及鐵骨に依り溢流堰堤體に固定さる。而して溢流堰堤は徑間の中央に伸縮接合を設くる設計なるも此の計算に於ては堰柱の兩側 3.00m 宛が堰柱と一體に働くものとして安定を計算す。

2) 堰堤の場合には河川に直角の方向に壓力の變化を生ずることなきも堰柱の場合には其の左右の門扉開閉の狀況異なる場合には合力の偏することあり。此の場合には適當の方法に依りて底に於ける壓力分布を計算し最大壓力が基礎の支持力を超過せざることを要す。

堰柱安定の計算は次の四の場合に就きて行ふ。

- 1) 前後に水なく門扉、桁、捲揚機等なき場合 (築造中の場合)
- 2) 左右の門扉を閉ぢたる場合
- 3) 最大洪水時左右の門扉を開きたる場合
- 4) 一方の門扉を開き一方を閉ぢたる場合

(2) 堰柱の重心及重量 堰柱を圖示の通り 5 箇の部分に分ち各部分の體積及堰柱底下流端を起點として各部分の重心に至る 縱橫距及其力率を求め之より重心の位置を求め、又各部分の體積を合計し單位容積の重量を乘じ全重量を求むれば次の如し。



31 圖 堰柱の重心及重量

番 號	體積 V(m³)	橫 距 x(m)	力 率 Vx	縱 距 y(m)	力 率 Vy
1	68.552	14.157	970.491	20.277	1,390.029
2	365.756	12.053	4,299.980	11.819	4,322.870
3	17.389	4.141	72.008	8.536	148.433
4	426.843	10.008	4,271.845	3.636	1,552.001
5	640.236	11.724	7,506.127	3.066	1,962.964
合 計	1,518.776		17,120.451		9,376.297

$$x_0 = \text{重心よりの横距} = \frac{17,120.451}{1,518.776} = 11.273 \text{ m}$$

$$y_0 = \text{重心よりの縦距} = \frac{9,376.297}{1,518.776} = 6.174 \text{ m}$$

$$\text{堰柱の重量} = 1,518.776 \times 2.30 = 3,493.183 \text{ t}$$

(3) 前後に水なく門扉、桁、捲揚機等なき場合 (築造中の場合) 堰堤に働く外力は自重及地震力なり。

地震力は 等値水平震度 = $K = 0.10$ (方向は上流へ) とす。

外 力 表

(垂 直 力)

名 稱	記號	大 小 (t)	横 距 (m)	力 率	摘 要
自 重	W	3,493.18	11.273	—	
計		$\Sigma V = 3,493.18$	$x_0 = 11.273$		

(水 平 力)

名 稱	記號	大 小 (t)	縦 距 (m)	力 率	摘 要
地 震 力	P_E	349.32	6.174	—	$P_E = 0.1W$
計		$\Sigma H = 349.32$	$y_0 = 6.174$		

$$\text{合力} = \sqrt{\Sigma V^2 + \Sigma H^2} = 3,510.50 \text{ t}$$

$$\tan \theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{349.32}{3,493.18} = 0.1$$

$$e = -\frac{19,597}{2} + 6.174 \times 0.1 + 11.273 = 2.042 \text{ m}$$

安定度

1) $e = 2.042 < \frac{b}{6} = 3.383 \text{ m}$

2) $\tan \theta = 0.1 < 0.75$

3) $P_1 = \frac{3,493.18}{19.697 \times 9.03} \left(1 + \frac{6 \times 2.042}{19.697} \right) = 31.86 \text{ t/m}^2 < 55 \text{ t/m}^2$

$P_2 = \frac{3,493.18}{19.697 \times 9.03} \left(1 - \frac{6 \times 2.042}{19.697} \right) = 7.31 \text{ t/m}^2 < 55 \text{ t/m}^2$

故に安全なり。

(4) 左右の門扉を閉ぢたる場合 此の場合は門扉を閉ぢ水は門扉の天端(標高168.485 m)迄あり。水圧は門扉及溢流堰堤頂以上の部分に対しては静水圧の外に水頭 0.606 mに相當する動水圧を考へ之以下の部分に対しては静水圧のみを考ふ。下流には水なきものとす。

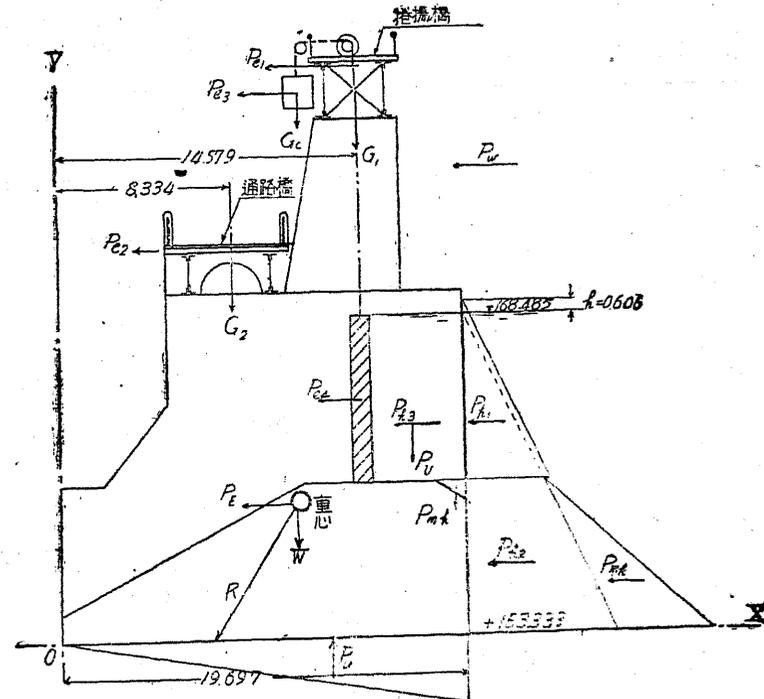
外力は堰柱、捲揚橋、捲揚機、通路橋、門扉對重の自重、地震力、水壓力、土砂壓力、風壓力及揚圧力なり。

地震力は 等値水平震度 = 0.15 (方向は下流へ) とす。

揚圧力は上流端に於て水壓の 40%に相當するものが働きのより下流に向ひ直線的に減少し下流端に於て零となるものとす。風壓力は上流より下流に向ひ

風壓強度 = 150 kg/m^2

とす。



32 圖

外 力 表

(垂直力)

種 別	働 く 箇 所	記 號	大 小 (t)	横 距 (m)	力 率 (tm)	摘 要
自 重	捲揚橋 及捲揚機	G_1	40.00	14.597	583.880	捲揚橋 21t 捲揚機 19t } 合計 40t
	通路橋	G_2	82.60	8.334	688.388	
	門扉對重	G_3	72.00	12.097	870.984	前 揚
	堰 柱	W	3,493.18	11.273	39,378.618	
水壓力	堰 堤 上	P_v	215.10	17.422	3,747.472	$7.879 \times 4.550 \times 6.00 = 215.10$ $19.697 - 4.550/2 = 17.422$
揚壓力	底 面	P_u	-539.00	13.131	-7,077.609	$\frac{15.152}{2} \times 0.4 \times 19.697 \times 9.030 = 539.00$ $2/3 \times 19.697 = 13.131$
土 砂 力	堰堤上流	P_{ms}	9.94	19.192	190.768	$1.515 \times 1.515 \times 1/2 \times 6.0 \times 1.8 = 9.94$ $19.697 - 1.515 \times 1/3 = 19.192$
合 計			$\Sigma V = 3,373.82$	$\frac{\Sigma M_V}{\Sigma V} = 11.377$	$\Sigma M_V = 38,382.501$	

(水平力)

種 別	働 く 箇 所	記 號	大 小 (t)	縦 距 (m)	力 率 (tm)	摘 要
水 壓 力	堰柱上部	P_{h1}	107.45	10.074	1,082.451	$\left(\frac{7.879}{2} + 0.606\right) \times 7.879 \times 3.03 = 107.45$
	堰柱下部 及堰堤部	P_{h2}	756.32	3.254	2,461.065	$\frac{7.879 + 15.152}{2} \times 7.273 \times 9.03 = 756.32$
	門 扉	P_{h3}	542.71	10.074	5,467.261	$\left(\frac{7.879}{2} + 0.606\right) \times 7.879 \times 15.152 = 542.71$
土砂壓力	堰柱及 堰堤部	P_{ms}	76.39	2.424	185.169	溢流堰堤に同じ $8.46 \times 9.03 = 76.39$
風 壓 力	堰柱、捲揚機、 捲揚機、通路 橋、對重	P_w	9.70	22.382	217.105	露出面積 = $64.652m^2$, $64.652 \times 0.15 = 9.7$
地 震 力	捲揚橋及 捲揚機	P_{e1}	6.00	27.020	162.120	$40.00 \times 0.15 = 6.00$
	通路橋	P_{e2}	12.39	18.200	225.498	$82.60 \times 0.15 = 12.39$
	門扉對重	P_{e3}	10.80	26.314	284.191	$72.00 \times 0.15 = 10.80$
	門 扉	P_{e4}	10.80	11.061	119.459	" × " = "
	堰 柱	P_{e5}	523.98	6.174	3,235.053	$3,493.18 \times 0.15 = 523.98$
合 計			$\Sigma H = 2,056.54$	$\frac{\Sigma M_H}{\Sigma H} = 6.535$	$\Sigma M_H = 13,439.372$	

合力 = $\sqrt{\Sigma V^2 + \Sigma H^2} = 3,951.20 t$

$\tan \theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{2,056.54}{3,373.82} = 0.610$

$e = \frac{19.697}{2} - 11.377 + 6.535 \times 0.610 = 2.458 m$

安定度

1) $e = 2.458 < \frac{b}{6} = 3.283 m$

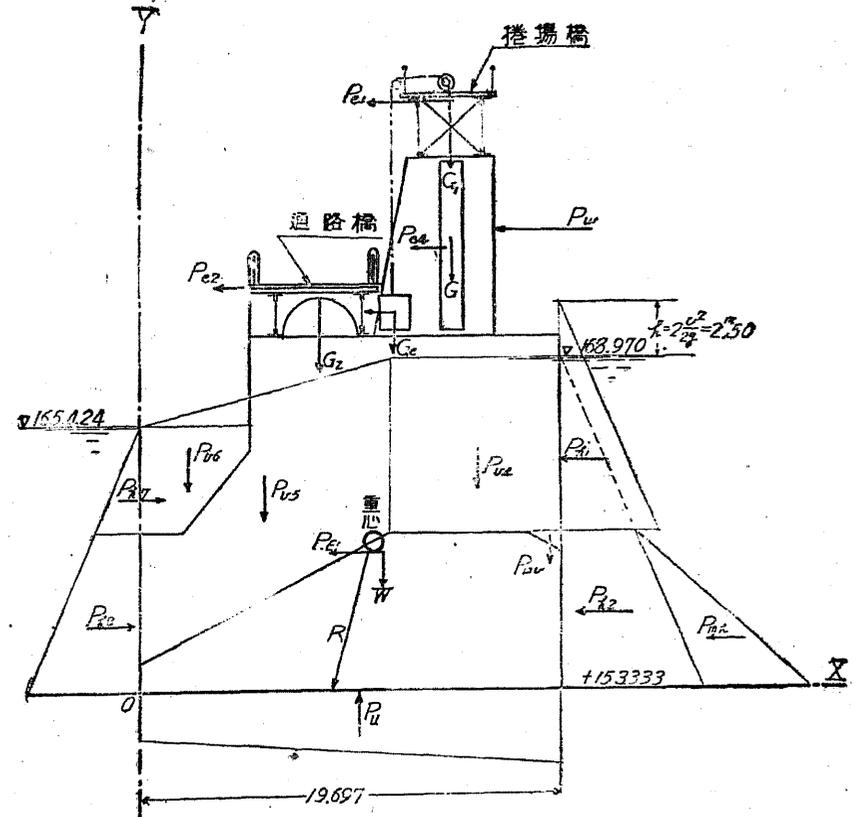
2) $\tan \theta = 0.610 < 0.75$

3) $P_1 = \frac{3,373.82}{19.697 \times 9.03} \left(1 + \frac{6 \times 2.458}{19.697}\right) = 33.18 t/m^2 < 55 t/m^2$

$P_2 = \frac{3,373.82}{19.697 \times 9.03} \left(1 - \frac{6 \times 2.458}{19.697}\right) = 4.76 t/m^2 < 55 t/m^2$

故に安全なり。

(5) 最大洪水時左右の門扉を開きたる場合 此の場合には左右の門扉捲揚げられ水は自



33 圖 最大洪水の場合 (門扉は全部捲揚)

由に溢流し上流水位 168.970 m、下流水位 165.424 m にして上流側に水頭 2.500 m に相當する動水壓を考ふ。上流最大洪水位は 168.883 m ならば幾分安全となる。

外力は堰柱、捲揚橋、捲揚機、通路橋、門扉及同對重の自重、地震力、水壓力、土砂壓力、風壓力及揚壓力なり。

地震力は 等値水平震度 = 0.15 (方向は下流へ) とす。

揚壓力は上下流端に於て各水壓の 40% に相當するものが働き其の間は直線的に變化するものとす。風壓力は上流より下流に向ひ

$$\text{風壓強度} = 150 \text{ kg/m}^2$$

とす。

外 力 表

(垂 直 力)

種 別	働く箇所	記號	大き(t)	横距(m)	力率(Lm)	摘 要
自 重	捲揚橋及捲揚機	G_1	40.00	14.597	583.880	前 掲
	通路橋	G_2	82.60	8.334	688.388	
	門扉對重	G_3	72.00	12.097	870.984	
	堰 柱	W	3,493.18	11.273	39,378.618	
	門 扉	G	72.00	14.597	1,050.984	
水 壓 力	堰堤上	P_{r4}	402.23	15.690	6,310.989	$8.015 \times 8.364 \times 3.0 \times 2 = 402.23$
	"	P_{r5}	674.36	5.587	3,767.649	$\frac{8.364+10.878}{2} \times 11.682 \times 3.0 \times 2 = 674.36$
	"	P_{r6}	69.16	2.106	145.651	$[1.03 \times 5.152 + \frac{5.152+2.121}{2} \times 4.818] \times 3.03 = 69.16$
揚 壓 力	底 面	P_u	-986.36	10.268	-10,127.944	$\frac{(12.091+15.637) \times 0.4}{2} \times 19.697 \times 9.03 = 986.37$
土砂壓力	堰堤上流	P_{ms}	9.94	19.192	190.768	前 掲
合 計			$\Sigma V = 3,929.11$	$\frac{\Sigma M_V}{\Sigma V} = 10.908$	$\Sigma M_V = 42,859.967$	

(水 平 力)

種 別	働く箇所	記號	大き(t)	縦距(m)	力率(Lm)	摘 要
水 壓 力	上 流 側 堰柱上部	P_{A1}	169.34	10.583	1,792.136	$(4.182+2.5) \times 8.364 \times 3.03 = 169.34$
	上 流 側 堰柱下部及堰堤部	P_{A2}	788.17	3.269	2,576.528	$\frac{8.364+15.637}{2} \times 7.273 \times 9.030 = 788.168$

	下流側堰柱	P_{A7}	-35.17	8.879	-312.274	$\frac{4.818^2}{2} \times 3.03 = 35.17$
	下流側堰柱下部及堰堤部	P_{A8}	-555.28	3.115	-1,729.697	$\frac{4.818+12.091}{2} \times 7.273 \times 9.03 = 555.28$
土砂壓力	堰柱及堰堤	P_{mh}	76.39	2.424	185.169	前 掲
風 壓 力	堰柱、捲揚橋、捲揚機、對重、通路橋、門扉	P_w	28.14	21.164	595.555	露出面積 187.61 m ² 187.61 × 0.15 = 28.14
地 震 力	捲揚橋及捲揚機	P_{e1}	6.00	27.020	162.120	前 掲
	通路橋	P_{e2}	12.39	18.200	225.498	
	門扉對重	P_{e3}	10.80	17.364	187.531	
	門 扉	P_{e4}	10.80	20.164	217.771	
	堰 柱	P_{e5}	523.98	6.174	3,235.053	
合 計			$\frac{\Sigma H}{\Sigma V} = 1,035.56$	$\frac{\Sigma M_H}{\Sigma H} = 6.890$	$\Sigma M_H = 7,135.390$	

$$\text{合力} = \sqrt{\Sigma V^2 + \Sigma H^2} = 4,063.28 \text{ t}$$

$$\tan \theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{1,035.56}{3,929.11} = 0.264$$

$$e = \frac{19.697}{2} - 10.908 + 6.890 \times 0.264 = 0.760 \text{ m}$$

安定度

$$1) \quad e = 0.760 < \frac{b}{6} = 3.286 \text{ m}$$

$$2) \quad \tan \theta = 0.264 < 0.75$$

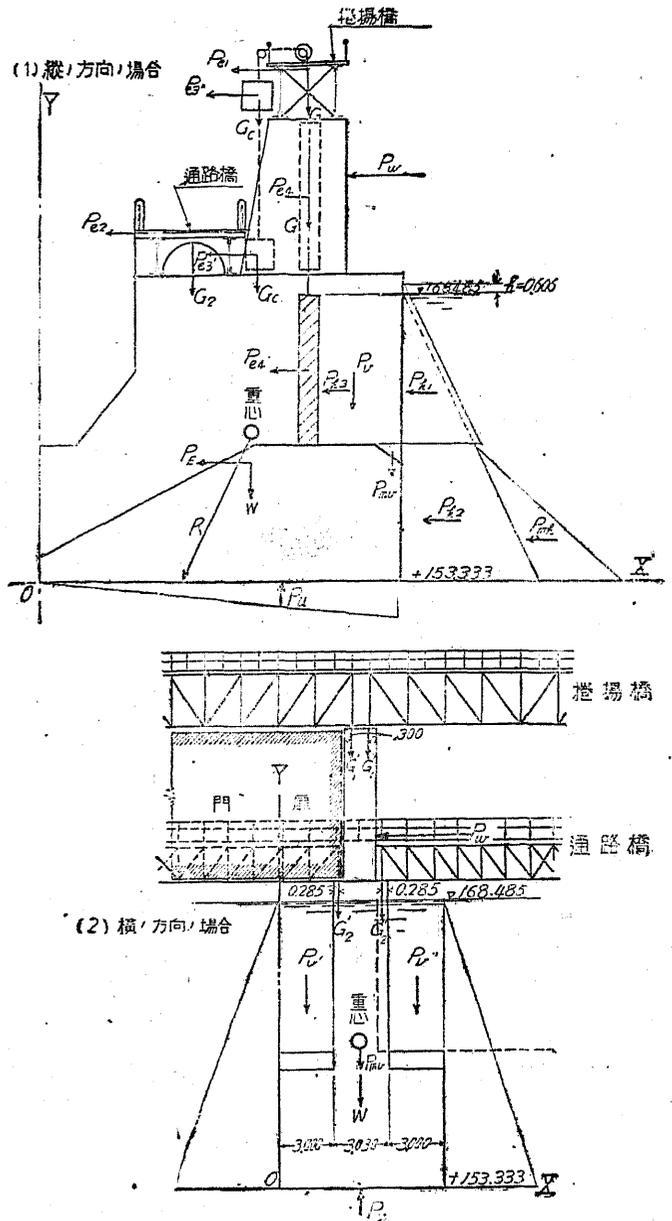
$$3) \quad P_1 = \frac{3,929.11}{19.697 \times 9.03} \left(1 + \frac{6 \times 0.760}{19.697}\right) = 27.20 \text{ t/m}^2 < 55 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = \frac{3,929.11}{19.697 \times 9.03} \left(1 - \frac{6 \times 0.760}{19.697}\right) = 16.98 \text{ t/m}^2 < 55 \text{ t/m}^2$$

故に安全なり。

(6) 一方の門扉を開き一方を閉ぢたる場合 此の場合には上流水位は閉ぢたる門扉天端(標高168.485 m)迄あり、尙門扉及溢流堰堤頂以上の部分に對しては水頭 0.606 m に相當する動水壓を考へ之以下に對しては靜水壓のみを考ふ。

下流には水なきものとす。外力は堰柱、捲揚橋、捲揚機、通路橋、對重及捲揚せられたる門扉の自重、地震力、水壓力、土砂壓力、風壓力及揚壓力なり。



地震力は 等値水平震度 = 0.15 (方向は下流へ)

とす。揚圧力は上流端に於て水圧の 40%、下流端に於て零として其の間は直線的に變化するものとす。

風圧力は門扉を閉ぢたる側より開きたる側に向ひ

風圧強度 = 150 kg/m²

安定度の計算に於ては先づ縦の方向(河川の方向)に於ける安定を検し次に横の方向(河川に直角の方向)の安定を検し最後に兩者を合したるものとする。

1) 縦の方向の安定

外 力 表

(垂直力)

種別	働く箇所	記號	大き (t)	横距 (m)	力率 (tm)	摘要
自重	捲揚橋及捲揚機	G ₁	40.00	14.597	583.880	前掲
	通路橋	G ₂	82.60	8.334	688.338	"
	門扉對重	G _c	72.00	12.097	870.989	"
	捲上げたる門扉	G	36.00	14.597	510.895	"
	堰柱	W	3,493.18	11.273	39,378.618	"
水壓力	堰堤上	P _w	215.10	17.422	3,747.472	"
揚壓力	底面	P _w	-539.00	13.131	-7,077.609	"
土砂壓力	堰堤上流	P _{ms}	9.94	19.192	190.768	"
合計			ΣV = 3,409.82	ΣM _V / ΣV = 11.406	ΣM _V = 38,893.401	

(水平力)

種別	働く箇所	記號	大き (t)	縦距 (m)	力率 (tm)	摘要
水壓力	堰柱上部	P _{h1}	107.45	10.074	1,082.451	前掲
	堰柱下部及堰堤部	P _{h2}	756.32	3.254	2,461.065	"
	門扉	P _{h3}	271.36	10.074	5,467.261	前掲の半
土砂壓力	堰柱及堰堤	P _{mh}	76.39	2.424	185.169	前掲
風壓力	堰柱、捲揚橋、對重、捲揚機、通路橋、門扉	P _w	19.36	21.469	415.640	露出面積 129.071 m ²
	捲揚橋及捲揚機	P _{e1}	6.00	27.020	162.120	前掲
	通路橋	P _{e2}	12.39	18.200	225.498	"
	門扉(捲揚げられたるもの)	P _{e3}	5.40	20.164	108.886	"

地震力	門扉對重(")	P_{c3}'	5.40	17.364	93.766	•
	門扉(閉ぢたるもの)	P_{c4}''	5.40	11.061	58.070	•
	門扉對重(")	P_{c3}''	5.40	26.314	142.091	•
	堰 柱	P_E	523.98	6.174	3,235.053	•
合 計			$\Sigma H = 1,794.85$	$\frac{\Sigma M_H}{\Sigma H} = 7.596$	$\Sigma M_H = 13,634.050$	

合計 $\Sigma V = 3,409.82 t$

$\Sigma H = 1,794.85 t$

合力 = $\sqrt{\Sigma V^2 + \Sigma H^2}$

合力 = $\sqrt{3,409.82^2 + 1,794.85^2} = 3,853.35 t$

$\tan \theta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{1,794.85}{3,409.82} = 0.526$

$e = \frac{19.697}{2} - 11.406 + 0.526 \times 7.596 = 2.438 m$

安定度

1) $e = 2.438 < \frac{b}{6} = 3.286 m$

2) $\tan \theta = 0.526 < 0.75$

3) $P_1 = \frac{3,409.82}{19.697 \times 9.03} \left(1 + \frac{6 \times 2.438}{19.697} \right) = 33.42 t/m^2 < 55 t/m^2$

$P_2 = \frac{3,409.82}{19.697 \times 9.03} \left(1 - \frac{6 \times 2.438}{19.697} \right) = 4.93 t/m^2 < 55 t/m^2$

故に安全なり。

2) 横の方向の安定

外 力 表

(垂 直 力)

種 別	働 く 箇 所	記 號	大 小 (t)	横 距 (m)	力 率 (tm)	摘 要
自 重	門扉を揚げたる側の捲揚橋及捲揚機、對重及門扉	G_1'	92.00	3.960	364.320	前掲の半
	門扉を閉ぢたる側の捲揚橋、捲揚機、對重	G_1''	56.00	5.070	383.920	•
	門扉を捲揚げたる側の通路橋	G_2'	41.30	3.285	135.670	•
	門扉を閉ぢたる側の通路橋	G_2''	41.30	5.745	237.269	•
	堰 柱	W	3,493.18	4.515	15,771.708	前掲

水 圧 力	堰 堤 上	P_v'	107.55	1,500	161.325	前掲の半
		P_v''	107.55	7,530	809.852	•
揚 圧 力	底 面	P_u	-539.00	4,515	-2,433.585	前掲
土砂壓力	堰 堤 上 流	P_{mv}	9.94	4,515	44.879	•
合 計			$\Sigma V = 3,409.82$	$\frac{\Sigma M_V}{\Sigma V} = 4.509$	$\Sigma M = 15,374.879$	

(水 平 力)

種 別	働 く 箇 所	記 號	大 小 (t)	縦 距 (m)	力 率 (tm)	摘 要
風 壓 力	堰 柱 上 部	P_w	8.66	18.897	163.648	露出面積 57.72m ²
合 計			$\Sigma M = 8.66$	$\frac{\Sigma M_H}{\Sigma H} = 18.897$	$\Sigma M = 163.648$	

合計 $\Sigma V = 3,409.82 t$

$\Sigma H = 8.66 t$

合力 = $\sqrt{\Sigma V^2 + \Sigma H^2}$
 $= \sqrt{3,409.82^2 + 8.66^2} = 3,409.83 t$

$\tan \theta = \frac{8.66}{3,409.82} = 0.00254$

$e = \frac{9.03}{2} - 4.509 + 18.897 \times 0.00254 = 0.054 m$

安定度

1) $e = 0.054 < \frac{b}{6} = \frac{9.03}{6} = 1.505 m$

2) $\tan \theta = 0.00254 < 0.75$

3) $P_1 = \frac{3,409.82}{19.697 \times 9.03} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.054}{9.03} \right) = 19.86 t/m^2 < 55 t/m^2$

4) $P_2 = \frac{3,409.82}{19.697 \times 9.03} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.054}{9.03} \right) = 18.48 t/m^2 < 55 t/m^2$

故に安全なり。

3) 縦横方向の合計

水平力合力 = $\Sigma H' = \sqrt{1,794.85^2 + 8.66^2} = 1,794.87 t$

合力 = $\sqrt{\Sigma V^2 + \Sigma H'^2} = \sqrt{3,409.82^2 + 1,794.87^2} = 3,853.36 t$

$$\text{水平合力と垂直合力との比} = \tan \theta' = \frac{\Sigma H'}{\Sigma V} = \frac{1,794.87}{3,409.82} = 0.526$$

底の四隅に於ける壓力強度

$$P_1 = \frac{3,409.82}{19.697 \times 9.03} \left(1 + \frac{6 \times 2.438}{19.679} + \frac{6 \times 0.054}{9.03} \right) = 34.11 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = \frac{3,409.82}{19.697 \times 9.03} \left(1 + \frac{6 \times 2.438}{19.679} - \frac{6 \times 0.054}{9.03} \right) = 32.72 \text{ t/m}^2$$

$$P_3 = \frac{3,409.82}{19.697 \times 9.03} \left(1 - \frac{6 \times 2.438}{19.679} + \frac{6 \times 0.054}{9.03} \right) = 5.62 \text{ t/m}^2$$

$$P_4 = \frac{3,409.82}{19.697 \times 9.03} \left(1 - \frac{6 \times 2.438}{19.679} - \frac{6 \times 0.054}{9.03} \right) = 4.24 \text{ t/m}^2$$

安定度

- 1) 縦横何れも $e < \frac{b}{6}$
- 2) $\tan \theta' = 0.526 < 0.75$
- 3) $P_1, P_2, P_3, P_4 < 55 \text{ t/m}^2$

故に安全なり。

發電水力工作物の運用と保全

發電水路は専ら水力土木技術家に依つて設計施工されるが、工事竣功後發電經營状態に入れば、大會社に非ざる限り之が運用及保全是發電所勤務の電氣技術家の手に任せられて居るのが現今我國電氣事業界に於ける一般で、然かも是等の實務に従事する人々には土木工事の専門家でない爲、工作物の設計の特徴とか構造の内容とかを委しく心得て居ることが稀であるのは無理からぬ事であるが、其の結果設備の取扱方及故障の豫察等に就て時々失敗を來すことがあるのは甚だ遺憾である。

大體土木に關する水力工作物は、設計に於て經濟的な事は勿論であるが堅牢及維持の容易を旨として造らるべきものであるから、運用並に保全の方法を豫め委しく示して置けば、特殊の構造物に在らざる限り、土木専門外の技術家にも取扱ひ得られると信ずる。即ち工作物の取扱規定を作り、之を従業員に徹底的に教へ込んで置くことが肝要である。

下記は過般東京電燈株式會社で作製した發電水路工作物運用心得(案)、で上記の規程作製上のみならず工作物の設計上にも好参考材料と考へたから茲に掲記する。

發電用水路工作物運用保守心得

- 第一條 水路ノ運用並ニ保守ニ従事スル者ハ其水路ノ目的、設計ノ趣旨、構造ノ明細等ニ付キテ充分ナル理解ヲ有シ成ルヘク儘少ノ經費ヲ以テ成ルヘク多大ノ電力ヲ發生セシメ且ツ發電故障ヲ未然ニ防止スル様心懸クヘキモノトス
- 第二條 當該所管課及各發電所ニハ常ニ水路設計説明書、竣功圖及本心得書ヲ整備シ水路ノ保守ヲ確實ニナスヘシ
- 第三條 使用河川ノ狀況即チ地質、氣象、流量、植林狀態、河床及水勢ノ狀況、護岸工作物ノ狀態、灌漑用水、流木、漁業等ノ慣行、其他關係事項ヲ調査シ之ヲ記録保存スヘシ
- 第四條 水路運用ノ本旨ハ成ルヘク許サレタル範圍内ニ於テ多量ノ河水ヲ引用シ且ツ其利用率ヲ高ムルニアリ
- 第五條 水路保守ノ眼目ハ引用水ノ疏通ヲ完全ニシ且ツ故障ヲ未然ニ防退スルニアリ
- 第六條 水路ノ修繕手入ハ成ルヘク瑕疵ノ微小ナル間ニ又ハ事起ルノ初期ニ於テ之ヲ行ヒ修繕手入費用ノ増嵩ヲ戒ムヘシ
- 第七條 水路運用上ノ記録並報告ハ送水日誌其他ニ之ヲ記録スヘシ

第八條 洪水時ハ勿論平時ニ於テモ水路内ニ砂利、砂、塵芥等ヲ流入セシメサル様作業シ
流入シタル砂利、砂ハ取水庭附近ニテ完全ニ除去シ塵芥ハ取水口ヨリ水槽ニ至ルマデノ
間ニ於テ荒芥ヨリ細カキ塵ニ及ホシ順次之ヲ取り去ルヘシ

第九條 渇水時ニ於テハ引用水ノ損失ヲ成ルヘク少ナカラシムル爲メ土砂吐水門其他閉鎖
水門ニハ適當ナル止水材料例ヘハ、檻檻、モミガラ、石炭殻又ハ土砂ヲ詰メ込ミ又ハ投
ケ込ミテ漏水ヲ防止スヘシ 但シ水門ヲ開放セントスル時之等水止メ材料ガ其作業ノ障
害ニナラヌ様豫メ充分ノ注意ヲ拂フヘシ

第十條 洪水時取入口ニ於ケル取水方法次ノ如シ

- (一) 洪水期ニハ常ニ低氣壓又ハ颱風ノ動靜ニ注意スヘシ
- (二) 各水門捲揚機、電燈、携帯燈、塵播キ器、モツコ、金戸引掛金物等ヲ或ハ調整シ
或ハ用意シ置ク可シ
- (三) 洪水時ノ作業方法ハ先ツ本川ノ土砂吐水門、「ローリングゲート」、又ハ「テンター
ゲート」ヲ出水ノ度合ニ應ジテ開放シ取水位ヲ保チツツ本川ノ土砂礫石ノ排除ヲ計ル
ヘシ 次ニ取水位ノ上昇スルニ從ヒ漸次取水門ノ角落溝ニ金戸ヲ落シ込ミ上水ヲ引キ
入ルル事ニ努力スヘシ此ノ場合ニ金戸落込ミノ度合ハ引用水量ニ充分餘裕アル程度ニ
於テ洪水位ノ上昇ニ追隨スル事ヲ要ス而シテ取水門ノ開閉ニ於テ引用水量ノ大體ノ調
節ヲナシ使用水量ニ加ヘテ土砂排除ニ必要ナル水量ヲ流入セシムヘシ 次ニ取水口ト
沈砂地間ニ設ケタル排砂門又ハ取水庭内ノ排砂門ヲ適度ニ開放シテ流入砂礫ノ排除
ヲナスト同時ニ取水門ト相俟テ送水量ノ適確ナル調節ヲナスモノトス 但シ取水門ニ
於テ水門扉又ハ金戸落シノ何レカ一方ノミヲ備ヘタルモノハ夫々適當ノ操作ヲナス
ヘシ
- (四) 塵芥ハ洪水ノ初期ヨリ絶頂期迄ノ間ニ多ク砂礫ハ絶頂期ヨリ終末期ニ至ル間ニ多
ク流レ來ルモノナリ、夏秋ノ交初回ノ洪水ニハ塵芥ノ分量最モ多ク回ヲ重スルニ從ツ
テ之ヲ減ス又晩秋強風ノ際落葉ノ一時ニ來ル事アリ從業員ハ是等大體ノ狀況ヲ心得置
クヘシ
- (五) 洪水時ニハ外燈ノ消滅スル事珍シカラス、又風雨強烈ナルニ依リ作業ノ通路ノ危
險箇所ニハ手摺其他ノ危険豫防裝置ヲ爲シ置クヘシ
- (六) 洪水時制水門及砂吐水門ノ開閉塵除ケノ塵播キ器等ニハ機敏ナル動作ヲ要スルニ付
必要アラハ成ルヘク速カニ臨時人夫ヲ呼ビ集ムヘシ、平常ヨリ頼ミツケノ人夫又ハ人
夫供給人ヲ定メ置カハ好都合ナリ
- (七) 「ローリングゲート」ノ操作ハ出水ニ際シ「ローリングクレスト」ヨリ河水ヲ溢流

セシメサルヲ原則トス、即チ洪水位上昇ニ從ヒ之レヲ捲キ上ケ水位愈々上昇シテ取水
ニ差支ナキニ至ラハ之レヲ頂上迄捲キ上ケ「ローリングゲート」ノ開閉ヲ流水ニ觸レ
シメサルヲ要ス、又捲揚用懸備機械ハ常ニ手入ヲナシ時々試運轉ヲナスヘシ

第十一條 洪水時排砂装置ノ使用方法次ノ如シ

- (一) 壘取リ沈砂池(例ヘハ八澤及上久屋水路ニ在ルカ如キ)ニ於テハ池内ノ瀾堤ノ下
流端附近ニ在ル制水門ノ角落又ハ金戸ヲ洪水ノ初期ヨリ落シ込ム事ナク沈澱土砂ノ増
加スルニ從ヒ順次ニ落シ込ミ沈澱土砂ヲ成ルヘク砂吐水門ニ近ク呼寄スヘシ、而シ
テ此金戸又ハ角落ハ沈澱土砂ノ増スニ從ツテ之ヲ増加シ最後ニハ瀾堤ト略々同一ノ高
サニ爲シ夫レト同一ノ作用ヲナサシムヘシ 沈砂池内砂吐水門ハ洪水中適度ニ開放シ
テ絶ヘス沈澱土砂ノ排除ニ努力スヘシ、其目的ニ對シテ相當多量ノ分水ヲ要スルニ付キ
取水口引水量ニハ此分ヲ加入スルコトヲ要ス
- (二) 横取リ沈砂池(例ヘハ早川第三水路ニ在ルカ如キ)ニ於テハ取水口ト沈砂池間ニ
設ケタル排砂門ヲ適度ニ開放シテ大體ノ砂礫ヲ排除セシメ沈砂池ニハ小砂利以下土砂
ノミヲ流入セシムル様注意シ且池内ノ排砂門ノ開閉ニ依テ送水量ノ適確ニ調節スルト
同時ニ出來得ル沈澱物ヲ排除セシムルモノトス
洪水後流水稍々清澄スルヲ見レハ直ニ「側水路」ニ依テ送水シ其餘水ヲ沈砂地内ニ溢
流セシメ排砂門ヲ開キテ池底ノ沈澱物ヲ排除スヘシ此作業ハ必ス一洪水毎ニ實行シ次
ノ洪水ニ際シ池底ニ前回ノ沈澱物ヲ殘ササル様心掛クヘシ
- (三) 調整池又ハ貯水池ヲ有スル水路ノ排砂方法ハ是等池中ニ出來得ル丈用水ヲ溜メ置
キ發電所ト打合セノ上一日中負荷ノ小ナル時刻ヲ利用シ沈砂池内ノ砂吐水門ヲ開放シ
テ數十分間沈澱土砂ノ排除ヲ計ルヘシ、此場合ノ水門ノ開閉ハ時間ノ節約ト排砂ノ效
力トノ兩方面ヨリ成ルヘク迅速ナルヲ宜シトス、洪水中此方法ヲ一日二三回繰返ス事
ヲ得ハ甚タ好都合ナリ
- (四) 洪水ノ減退期ニ於テハ河水ノ流量ニ比シ土砂ノ流下量割合ニ多キヲ以テ土砂ノ水
路ニ流入スルコト比較的多量ナリ、此場合ノ水路ノ取扱方如何ト云フニ先ツ取水口本
川土砂吐水門扉「ローリングゲート」又ハ「テンターゲート」ヲ漸次下降セシム
但シ河水カ取水堰堤上ヲ辛ウシテ溢流セントスル程度ニ於テ成ルヘク之ヲ開放シ同時
ニ取水門ノ戸溝ニ落シ込ミタル金戸ヲ漸次ニ引キ上ケテ取水ニ差支ナカラシムヘシ
尙ホ此場合ニ沈砂池ノ運用最モ大切ナリ
- (五) 總ヘテ水路内ノ土砂排除ハ水勢ヲ以テ「洗流シノ方法」ニ依ルヘク已ム得サル
場合ニノミ人力ヲ以テ之ヲ持出スモノト心得ヘシ

第十二條 洪水時貯水池及調整池ノ使用方々次ノ如シ

洪水時ハ水路又ハ送電線路ニ故障ヲ起シ易ク幸ニシテ事故無キ發電所ハ他發電所ノ發電力ヲモ補給スルコト屢々アリ、依テ其等不時ノ需要ニ應スル爲メ洪水時ニハ貯水池調整池ノ水面ヲ成ルヘク高位ニ保ツテ原則トス、例ヘハ大野調整池ノ如キハ洪水時中力メテ満水位ヲ保ツ事ニ留意スヘシ 然レトモ貯水池調整池ノ中事情ヲ異ニスル爲メ其使用方法ヲ異ニスルモノアリ、例ヘハ田代調整池ノ如キハ設計ノ趣旨ニ從ヒ洪水最盛湖中、取水門ヲ全然閉鎖シテ取水ヲ一時停止シ以テ土砂ノ流入ヲ防止シ洪水ノ經過ヲ俟テ取水ヲ再開スヘシ、此爲メ貯溜水一時減少スルモ洪水後ニテ河水多量ナレハ直ニ回復スル事ヲ得ルモノトス、而シテ其停止時期時間等ハ使用水量貯水池又ハ調整池ノ容量洪水ノ状態負荷ノ性質等ヲ豫メ研究シ置キノレニ依テ適當ニ判定スヘキモノトス 凡ソ是等ノ池中ニ沈澱又ハ流入シタル土砂ハ排除出來ヌモノ多ク其ノ量ノ多少ハ貯水池又ハ調整池ノ命運ニ係ルモノナレハ一時ノ便宜ニ驅ラレ如上ノ操作ヲ閉却スルカ如キコト有ル可カラス

第十三條 夏季ニ於テハ局部的ニ驟雨アリ、取水口地點ニ於テハ晴天ニシテ雷鳴ヲ聞クノミナルニ水源地方ハ驟雨ノ爲メ俄カニ増水シ塵芥ヲ一時ニ押し流シ來ル事アルニヨリ其ニ對スル注意ヲ要ス

第十四條 水門捲揚機ノ運轉ニハ次ノ注意ヲ拂フヘシ

(一) 手働運轉上ノ注意

手働捲揚機ハ一般ニ電力運轉ヲ兼スル關係上「ギヤリング」ト廻轉數ニ制限サレ手働運轉ニテ「スタート」スル場合ニハ「ハンドル」ニ掛ル人間ノ力ヲ二十五封度前後ニ假定シアリ從ツテ此二十五封度ノ力ハ水門ヲ動かカスガトナリ縮メ過クル時ハ「スピンドル」ヲ押曲クル等ノ故障ヲ生スル事アルヘシ、故ニ手働運轉ノ際ニハ有リ餘ル力ヲ以テ縮メ過キサル様注意スヘシ

(二) 電働運轉上ノ注意

(イ) 電働機ニ「オーバーロード」ヲ掛ケサル様注意スヘシ (ロ) 運轉ニ際シテハ「グリースカップ」ヲ第一ニ廻ス事ヲ忘ルヘカラス (ハ) 閉鎖運轉ノ際ハ水門ノ閉チ一尺位ノ所ヨリ特ニ注意ヲ拂ヒ縮メ過キニヨル電働機ノ「オーバーロード」及「スピンドル」ノ彎曲ヲ起ササル様注意スヘシ、此場合ニ「リミッター」ヲ附クルヲ宜シトス (ニ) 鐵管呑口制水門ノ「リモートコントロール」裝置ハ發電所ト打合セ無シニ張リニ「クワッチ」ヲ切り換ヘサル様注意スヘシ

(三) 水門捲揚機ニ對スル注意

(イ) 捲揚機高速部ノ「ボルト」締メ具合ヲ注意シ若シ緩ミタル箇所アラハ直ニ圖

ヲ締メ付クヘシ (ロ) 時々「ギヤケーシング」内ヲ點檢シ塵キ部ヘ注油スヘシ

第十五條 水路ノ保守ニ付テハ次ノ各項ニ注意スヘシ但シ詳細ハ別ニ定ムル點檢手入心得書ニ依ルモノトス

- (一) 各水路ニ付キ斷水豫定日ヲ定メ其當日ニハ係員手分シテ水路各部ノ點檢ヲ行フヘシ 水路内水面下ノ小修繕ハ同時ニ之ヲ施工スヘシ、但シ大修繕ハ此限ニ在ラス
- (二) 水路ノ點檢或ハ手入ヲナス場合ニ於ケル水路ノ送斷水ハ其都度所屬發電所ト充分時間ノ打合セヲナシ其ノ時間内ニ於テ所期ノ目的ヲ達スルニ差支ナキ豫備ノ諸般ノ準備手配ヲ忘ルヘカラス
- (三) 水路内ニ立入ル時ハ斷水時間中ト雖モ必ス其旨ヲ發電所主任並ニ水衛所ニ通シ點檢或ハ手入ヲ了シタル時ハ其由ヲ報シ送水ヲ要求スヘシ、若シ之ヲ忘ルル時ハ危險ノ塵ニ虞レアルヲ以テ特ニ注意スヘシ
- (四) 水路内ノ點檢ニハ石造及「コンクリート」造工作物ノ龜裂孕ミ出シ其他ノ變形崩損木造部ノ腐朽等ニ付キ注意深キ且ツ熟練シタル觀察ヲ下スヘシ但シ必要アルトキハ石造及「コンクリート」造工作物ノ龜裂線上ニ「モルタル」ヲ塗リテ以テ以後龜裂發達ノ有無ヲ監視スヘシ
- (五) 水路ノ漏水ニ付テハ常ニ周到ナル注意ヲ拂ヒ發見者ハ直チニ之ヲ發電所主任ニ報告シ必要アラハ其ノ漏水量ヲ時々測定スヘシ
- (六) 石造「コンクリート」造等ノ高堰堤並ニ一般土堰堤ハ漏水、浸透水、龜裂、沈下、崩壞等ニ付キ常ニ細心ノ注意ヲ以テ之ヲ監視又ハ觀測シ發電所主任ニ報告スヘシ
- (七) 水路内ノ水苔及水蟲ノ巢ヲ金篋ヲ以テ掻キ取り又ハ竹箒ヲ以テ掃除スヘシ
- (八) 水壓鐵管ハ錆止メニ注意シ漏水ナキ様必要ニ應ジ「ボルト」締メ「コーキング」等ヲナスヘシ
- (九) 水上部ノ修繕手入ハ隨時ニ之ヲ爲スヘシ、水面下即チ低水工事ハ斷水ノ際ニ行フヘク「セメント粘土」ナルモノヲ用ヒル時ハ低水工事ヲ簡單且ツ便利ニ遂行スルコトヲ得ヘシ
- (十) 融雪後側溝ヲ液滌シ夏期側溝内ノ雜草ヲ抜キ取ル事ニ注意スヘシ
- (十一) 切取及盛土ノ斜面ハ草刈リ芝付ケ其他適當ノ保護ヲ怠ルヘカラス
- (十二) 土捨場其他附屬工作物ノ保守ニ留意スヘシ
- (十三) 水衛所内電話呼出ノ符號ハ必ス目ニ付キ易キ處ニ掲示シ置クヘシ
- (十四) 豪雨ノ爲メノ山崩レ道路橋梁ノ破壞等ニ對スル豫防ニ留意スヘシ

第十六條 寒氣ニ對スル注意次ノ如シ

- (一) 堰堤並ニ取入口等ノ前面又ハ水槽ノ水面ハ結氷セサル様ニ碎氷シ且ツ其ノ破片ヲ排除スヘシ 寒氣甚シキ地方ニ於テハ壓搾空氣ヲ水中ヨリ噴出セシムル裝置其他適當ノ裝置ヲナシ氷結ヲ豫防ス可シ
- (二) 開渠上ノ積雪カー時ニ落チ込ミ流水ヲ堰キ止メ又ハ塵除ヲ塞カヌ様注意シ必要ニ應ジ是カ豫防ヲ講スヘシ
- (三) 降雨ニ際シ「水雪」カ著シク流下スル事アリ、此場合「水雪」ヲ溢流セシメ水路殊ニ鐵管内ニ流入セシメサル様努力スヘシ
- (四) 嚴寒中ハ水壓鐵管附屬ノ「エアーパイプ」内ノ水面カ結氷シテ「パイプ」ヲ閉塞セサル様當ニ注意スヘシ其他冷却用水管等カ氷ノ爲メ破裂スルコト無キ様豫防スヘシ
- (五) 嚴寒中ニ運轉ヲ停止シタル場合又ハ水壓鐵管ニ注水スル場合ハ鐵管内ノ氷結ニ付テ細心ノ注意ヲ拂フヘシ
- (六) 取水口、沈砂池、開渠、水槽等ノ周圍ノ地表ハ常ニ排水ヲ良クシ氷結霜柱等ノ危害ヲ少ナカラシムヘシ

第十七條 本水路取水口以外ニ補助水路（支派川又ハ溪流ノ引用水路）アル場合ニ本水路作業ニ没頭シ之ヲ閉却又ハ失念シ爲メニ水路内ニ多量ノ土砂ヲ流入セシムル虞アルヲ以テ注意スヘシ、且ツ小水路ナルヲ以テ一旦流入センカ搬出作業甚タ困難ナリ

故ニ之等補助取水口ハ出水期ニ於テハ差支ヘナキ限り全然閉鎖シ置ク可トス

第十八條 或ル水路例ハ（上久屋水路ノ如キ）ニ於テハ湧水期ニ落葉ヲ利得スル目的ヲ以テ水槽水位ヲ其ノ標準ヨリ幾分高メタルモノアリ、斯カル水路ニ於テ豊水期ニ十分ノ電力ヲ發生セシムル爲メニハ水槽水位ヲ標準水位マテ低下セシムル必要アリ

第十九條 水槽ノ鐵管呑口制水門後ニ在ル空氣吸込窓ハ空氣ノ流通ヲ阻碍スル事無キ様注意スヘシ 但シ其ノ窓口ヨリ塵芥棒切等ノ落込マサル様警戒スヘシ

第二十條 水槽又ハ調整池ノ沈澱物ハ毎停電日ヲ利用シテ其ノ排除ニ勉ムヘシ

第二十一條 調整池ノ運用ニ付テハ水面ノ低下ヲ恐レテ兎角其有スル機能ヲ充分ニ發揮セシメサル場合多シ、之ニ對シテハ負荷ノ性質ヲ豫メ研究シテ成ル可ク調整池ノ全容量ヲ利用スル様心掛クヘシ、萬一負荷ニ不測ノ變化ヲ生ジタル場合ニ對シテハ他ノ餘裕アル調整池ヲ有スル發電所ヲ以テ之レヲ補助スル等豫メ其連絡運轉ニ付キ方針ヲ定メ置クヘシ

第二十二條 相當長キ時間ニ亘リ引キ續キ負荷ノ少ナキ場合ハ取水口ニ於テ其取水量ヲ加減シ成ルベク多量ノ水ヲ餘水路ヨリ長時間連續的ニ落下セシメサル様注意スヘシ

第二十三條 水槽餘水吐ニ「サイホン」ヲ設備シタルモノアリ、此場合多クハ之レヲ數箇

ニ分チ其ノ能力ニ餘裕アラシムルヲ常トス、斯ノ如キ場合ハ餘水路ノ容量以內ニ相當スル一箇又ハ數個丈ノ「サイホン」ノ空氣瓣ヲ閉鎖シテソレ丈ハ何時ニモ活動シ得ル様裝置シ其他ハ常ニ空氣瓣ヲ開放シテ「サイホン」ノ働キヲ起サシメサルモノトス、但シ非常ノ場合前記ノモノニテハ不足ヲ感シ溢水ノ虞アルトキニ限り餘水路ニ多少ノ危害ヲ及ボスモ止ムヲ得ス他ノ「サイホン」ノ空氣瓣ヲ臨時閉鎖シテ吐水ヲ増加スルモノトス

第二十四條 水路ノ内湯水期間タケ使用スルモノアリ斯カル水路ニ於テハ豫メ洪水ノ被害ヲ受ケサル様注意又ハ手當ヲ爲シ尙使用開始前水路ノ實情ヲ検査スヘシ

第二十五條 水路附帶設備即チ灌溉用水路又ハ上水道ノ分水設備ハ夫々規定ニ從ツテ之ヲ管理又ハ運用スヘシ

魚道流水路等ノ官廳命令ニ係ルモノハ善ク之ヲ維持シ其ノ機能ヲ完カラシムヘシ

第二十六條 水路用電話、動力線、電燈線等ノ保守ニ付キテハ常ニ注意ヲ怠ルヘカラス、若シ異狀ヲ認メタルトキハ直チニ配電整係員ニ通知ス可シ

第二十七條 水路ノ週加距離、工作物ノ番號等ハ現物ニ明瞭ニ之ヲ表示スヘシ

第二十八條 水路修繕用道具及雜品ハ之ヲ一定ノ場所ニ備付ケ置クヘシ 又「セメント」、粘土、砂利、砂等修繕工事用材料ヲ適度ニ常備シ置クヘシ

第二十九條 第二條ノ圖書類ニハ次ノ圖書類ヲ附屬セシムヘシ 水路要項一覽表、水位流量圖表及流過時間表、用地圖面其他

第三十條 第七條ノ記錄及報告中ニハ次記書類ヲ包括セシムヘシ 送水量、降雨量、水位觀測、流量測定、「サージング」等ノ記錄其他

第三十一條 降雨量、水位、流量等ノ觀測又ハ測定ハ次ノ方法ニ依ルヘシ 但シ詳細ハ別ニ定ムル所ニ依ツテ之ヲ施行スヘシ

(一) 降水量 降水量ハ其觀測設備ヲ有スルモノハ發電所水路取水口附近ニ於テ自記又ハ簡易雨量計ヲ以テ毎日午前十時ニ觀測スヘシ、附近ニ會社設置ノ觀測所ナキトキハ縣測候所ニテ設置セル觀測所ノ記錄ニヨルモノトス

(二) 水位觀測 水路内量水標ハ背水ノ影響ナキ水路上流ニ設置シ毎日午前十時又ハ特ニ指定セラレタル時刻ニ觀測ス、上流ニ調整池アリテ水位ノ變化多キ箇所ニハ自記量水標ヲ設置觀測スルヲ便トス

(三) 流量測定 水路内流量測定ハ背水ノ影響ナキ箇所ニ限り實施スルモノニシテ其方法ハ水量ヲ調節シ異レル水位ニ對シ實測ヲナシ之ニヨリ流量曲線ヲ整定シ各水位ニ對スル流量ヲ算出スルモノトス

第三十二條 水路用地ハ他ヨリ侵害セラレサヌ様用地枕ノ存否移動其他ニ注意スヘシ

第三十三條 水路番交代時ノ引繼ハ成ル可ク一定ノ法式ニヨリ正確ニ之ヲ履行スヘシ

第三十四條 斷水中ノ水路ニ遇スル場合ハ發電所主任ノ指揮監督ノ下ニ於テ次ノ順序及手續ニ依リ施行スヘシ

- (一) 斷水中ノ水路ニ通水セントスル時ハ配電盤係員ハ通水可能ナリヤ否ヤ水路係員ニ打合せ可能ナル事ヲ確メタル後取水口駐在員ニ通水開始方ヲ通知スヘシ
但シ通水始メニ於テハ如何ナル場合ニモ全通水容量ノ三分ノ一ヲ超過スヘカラス
- (二) 取水口駐在員ニ於テ配電盤係員ヨリ通水開始ノ通知ヲ受ケタルトキハ水路各所駐在員ト打合せノ上、徐々ニ通水ヲ開始シ水量ハ如何ナル場合ニモ配電盤係員ノ指揮ニ依リ増減スヘシ
- (三) 水路ニ通水ヲ開始シタル時ハ土砂及塵芥ノ混入甚ダシキ故水路各所駐在員ハ各受持ノ排砂門ヲ適度ニ開キ土砂ヲ排出セシムル一方塵芥除去ニ努ムヘシ
- (四) 排砂門ヲ開キタルトキハ直チニ配電盤係員ニ開キタル時刻並ニ其開放度ヲ報告スヘシ
- (五) 水槽ニ水先到着セントキハ水槽駐在員ハ其旨直チニ配電盤係員並ニ取水口駐在員ニ通知シ配電盤係員ノ指揮ヲ待ツヘシ
- (六) 配電盤係員ニ於テ水槽ニ水先到着セシ事ヲ知リタル時ハ必要ナル水壓鐵管ニ導水セシメ最初ハ水路ノ場合ト同様土砂ノ混入多キ故鐵管排水弁ヲ開キ土砂ヲ排出セシムヘシ
排水弁開放時間ハ土砂ノ混入程度、負荷ノ必要程度等ニ依リ按配スヘキモノニ付キ配電盤係員ト打合せノ上當該係員ニ於テ決定スヘシ
- (七) 水槽駐在員ハ通水開始ニ於ケル水槽水位並ニ溢水量ニ對シ特ニ注意シ萬止ヲ得サル場合ノ外溢水セシメサル様配電盤係員及取水口駐在員ト共ニ努力スヘシ

第三十五條 運轉開始ノ場合ハ發電所主任ノ指揮監督ノ下ニ於テ次ノ順序及手續ニ依リ施行スヘシ

- (一) 運轉ヲ開始セントスル時ハ配電盤係員ハ先ツ給電係員ト打合せニ依リ負荷ニ對スル水量ノ増加量及増加スル時間等ヲ調査シ取水口駐在員ト打合せタル後運轉ヲ開始シ水槽水位ノ激變從テ溢水量ノ増加等ヲセシメサル様努ムヘシ
- (二) 運轉開始時ニ於ケル負荷ハ豫定ノ如ク移ラサルヲ常トシ且ツ配電盤係員ハ給電係員トノ打合せニ多忙ナル爲水槽水位ニ對シテ手廻リ兼スル事多クアルヲ以テ水槽取入兩駐在員ハ協力シテ水槽水位ノ激變ヲ防キ必要ニ應ジ配電盤係員ニ打合せノ上取水量ノ増減ヲナスヘシ

(三) 配電盤係員ニ於テ豫定ノ機械臺數運轉セラレ負荷ノ移動始マラハ各排砂門ヲ閉鎖スル様通知シ負荷ノ増加ニ支障ナカラシムヘシ

(四) 配電盤係員ヨリノ通知ニ依リ排砂門ヲ閉鎖シタルトキハ各受持駐在員ヨリ配電盤係員及取水口兩方ニ報告スヘシ

第三十六條 發電停止ノ場合ハ次ノ順序及手續ニ依ルヘシ

- (一) 配電盤係員ニ於テ運轉ヲ停止セントスル場合ニハ豫メ給電係員ト打合せタル負荷及停止時間ニ應ジ取水口ニテ減水スル量及時間ヲ調ヘ豫定減水時間ヨリモ少ナクモ一時間前ニ取入口係員ニ通知シ準備作業ヲナサシムヘシ
- (二) 取水口駐在員ニ於テ配電盤係員ヨリ(一)ノ通知ヲ受ケタルトキハ取水口装置ニ就テ一應ノ取調ヘヲナシ時間ノ來ルヲ待テ配電盤係員ニ通知シタル後實行ニ及フヘシ
但シ取水装置ニ故障ヲ發見シタルトキハ直チニ配電盤係員ニ之ヲ通知シ適當ノ處置ヲナスヘシ
- (三) 運轉停止時ニハ開始時ト同様水槽駐在員ハ特ニ水槽水位ニ留意シ水量ノ減少シ始メタルヲ認メタルトキハ直チニ配電盤係員ニ通知シ負荷ノ調整ヲ依頼スヘシ
- (四) 配電盤係員ニ於テ水槽駐在員ヨリ水量減少セシ旨通知ヲ受ケタルトキハ負荷ヲ徐々ニ減少シ取水口水槽兩駐在員ト打合せツツ溢水セサル様徐々ニ運轉ヲ停止セシムヘシ
此作業ハ特ニ面倒ノ如ク感セラレ共兩三回實行スレハ決シテ難事ニアラス、且發電所保守上必要ナル事ナルヲ以テ特ニ注意ヲ要ス
- (五) 水路中ニハ常ニ多少ノ砂泥ヲ沈澱スルモノナルヲ以テ發電停止ノ場合ニモ取水口ニ於テ引水ヲ減少セシムルト共ニ適宜各排砂門ヲ開キ排砂ニ努ムヘシ
但シ發電停止中ト雖モ特別ナル場合ヲ除キ水路ニハ一般ニ溢水シ置クヘキモノナルヲ以テ本作業中ニハ配電盤係員ト水路各所駐在員トハ相互ニ打合せヲナシツツ減水減荷ヲナシ誤ツテ斷水スルカ如キコトナキ様注意スヘシ

第三十七條 水路斷水ノ場合ハ發電所主任ノ指揮監督ノ下ニ於テ次ノ順序及手續ニ依リ施行スヘシ

- (一) 水路ヲ斷水セントスル場合ハ配電盤係員ニ於テ斷水時間ニ就テ關係各所ト打合せタル後、少ナクモ斷水時刻一時間前取水口係員ニ通知スルト同時ニ水路各所駐在員ニモ通知スヘシ
- (二) 取水口駐在員ニ於テ配電盤係員ヨリ斷水ノ通知ヲ受ケタルトキハ直チニ現場ニ就テ一應取調ヘヲ爲シ斷水時刻ニ達スルヲ待テ配電盤係員ニ打合せタル後斷水ヲ始ムヘシ

(三) 取水口駐在員＝於テ斷水セントスルトキハ先ツ本川土砂吐水門ヲ開放シ讓イテ取入水門ヲ閉鎖スヘシ

但シ取水口＝門扉ナク角落ヲ使用スル處＝於テハ角落ヲ必要ノ數丈ケ落シ込ムヘシ

(四) 取水口＝テ斷水ヲ行ヒタルトキハ直チニ當該係員ヨリ配電盤係員ニ報告シ配電盤係員＝於テ右報告ヲ受ケタルトキハ遲滯ナク水路各排砂門ヲ開放セシメ排砂ニ勉メシムヘシ

(五) 水槽ノ水位減少シ始メタラハ水槽駐在員ハ配電盤係員ニ通知シ其ノ後ノ水位ハ時々配電盤係員ニ通知シ溢水ヲセシメサル様努力スヘシ

(六) 配電盤係員＝於テ水槽ノ水位減少セシ通知ニ接スルカ又ハ認識シタル時ハ水槽水位＝從ヒ徐々ニ減荷運轉可能ナル間ハ成ルヘク運轉ヲ繼續シ然ル後停止スヘシ

第三十八條 同一河川ニ連續シテ數箇ノ發電所アル場合＝上流水路＝於ケル取水ノ急激ナル變動ハ下流水路＝於テ運用上甚ダ困難ヲ感スル事アルヲ以テ此ノ場合＝ハ豫メ發電所又ハ取水口相互間ニ電話ヲ注意ヲ促スコトヲ忘ルヘカラス 例ヘハ上流水路取水口＝於テ土砂吐門ヲ開放シ一時多量ノ水ヲ放流シ又ハ水路ヲ全ク斷水スル時ハ本川ヲ流レ行ク水先カ未ダ放水口ニ到達セサルニ發電所ヨリノ放水ハ既ニ早ク斷水シ其ヨリ下流ノ流水カ激減スルコトアリ是ニ反シテ若シ又斷水中ヨリ急ニ引水センカ水路ヲ通シ放水口ヨリ放出セラルル水先ハ本川ノ減水ニ先チテ現ルルカ故ニ下流取水口＝於テハ河水ノ激増スル事アリ、無斷作業ハ何レモ下流ノ迷惑トナルモノナレハ注意スヘキ事ナリ

第三十九條 水路工作物或ハ附屬設備ニ故障ヲ發見シタル場合ハ次ノ處置ヲ取ルヘシ

(一) 水路各詰所駐在員＝於テ水門開閉機構ニ故障ヲ發見シタル時ハ其旨直チニ配電盤係員ト水路保守係員トニ故障ノ状態ヲ詳細報告シ至急修理方ヲ請求スヘシ

但シ右故障程度小サクシテ應急處置可能ナルモノハ處置後故障状態、應急處置ノ模様等ヲ詳シク報告シ完全ニ修理方ヲ請求スヘシ

(二) 水門開閉用電動機ニ故障ヲ發見シタルトキハ直チニ電路開閉器ヲ開放シ水門機構ヲ手働ニ切換ヘ置キ然ル後、配電盤係員ニ通知シ指揮ヲ待ツヘシ

(三) 配電盤係員＝於テ(二)ノ通知ヲ受ケタルトキハ其状態ニ依リ駐在員ヲ指揮シ取調ヘ行ヒ修理手配ヲナスト同時ニ水門手働ニ對スル對策(臨時工夫ヲ雇入ルル事等ヲ意味ス)ヲ講スヘシ

(四) 水路各詰所駐在員＝於テ各所ノ構造物並附屬物ニ故障ヲ發見シタルトキハ直チニ配電盤係員並水路保守係員ニ通知シ指揮ヲ待ツヘシ

第四十條 以上ノ各條項ハ發電用水路ノ運用並保守ノ通則ヲ示シ其ノ大要ヲ記載シタルニ

止マリ此外知悉スヘキ事、注意スヘキ事、勵行スヘキ事等多クアルヘク殊ニ技術上熟練ヲ要スル事ハ豫メ之ヲ習得シ火急ノ場合ニモ狼狽セサル様心掛クヘシ其他水路ニ依リ設計ノ趣旨構造ノ巧拙ニ相違アリ、又地方的状況ヲ異ニスル等各發電所ニ於ケル特有ノ問題少ナカラサルコトキヲ以テ能ク之等ノ事情ヲ細密ニ研究シ本心得書指示ノ各作業ヲ完全ニ遂行スヘキモノトス 尙多年ノ經驗ニ鑑ミ水路ノ不完全ト思ハルル部分ハ其缺點ヲ指摘シ又ハ改良案ヲ作成シテ之カ改善ノ資料ニ供スヘシ

流量調査方法

總 說

1. 流水増減ノ状態ニ觀測するため量水標を建設し日々水位ノ觀測をなすこと
2. 水位に對する流量を測定するため測水所を設置し測水をなすこと
3. 測水ノ結果及水位觀測ノ結果により各種ノ流量圖表を作製すること

水 位 觀 測

量水標ノ設置

1. 水位觀測は量水標に依リ之を行ふ 量水標は一般に普通量水標を用ひ河川流量ノ調査上特に必要ある場所に在りては自記量水標を用ふるをよしとす (貯水池、發電所等ノ影響により一日中時刻により流量に變化ある處には自記量水標を設置するを可とす)
2. 量水標を建設すべき位置は成る可く下記各號に適合する場所を選ぶこと
イ、水流急激又は緩慢に失せざること ロ、河身及河床ノ變化少きこと ハ、潛流、逆流及漲水なきこと ニ、支派川に依リ不規則なる水位ノ變化を起さざること ホ、測水所と密接なる關係を有すること ヘ、出水、流水等に因リ移動流失又は破損ノ虞なきこと ト、附近に於テ適當なる觀測者を得べきこと チ、觀測に便利なること
3. 量水標を建設したるときは水位觀測者を選定し之に觀測を依頼すること
4. 水位觀測を開始したるときは直に既往ノ事實、里人ノ記憶又は口碑等に依リ既往ノ最大洪水位及最高水位並毎年一二回起る出水時に於ける水位を調査し高水位觀測を行ふべき水位を觀測人に指定し高水位觀測を行はしむること
5. 水位觀測ノ方法は別に示す水位觀測者心得に依らしむること 水位觀測野帳により水位日表及高水位表を作製し報告せしむること (毎日の觀測時間は普通午前十時と定むるも事情に依りては他ノ一定時に改むるも差支なし水位ノ觀測は流量測定ノ基礎となるべき

ものなるを以て精確に観測せしむるを要す)

6. 量水標の建設を終り観測を開始したるときは水系、河川、設置地名、量水標の形状、寸法、箇數、設置年月日、観測開始年月日、零點高、観測者の氏名、住所、職業、生年月日、手當金額、量水標附近の河川の状況河川築造物等を調査記録すること
7. 観測者より提出する水位日表及高水位表は一箇年分毎に取纏め保存すること
8. 観測者より量水標の移動流失又は破損の報告を受けたときは速に修理又は新設すること
9. 機會ある毎に量水標を視察し観測の検査を爲し且つ水準據標に依り量水標に移動なきや否やを檢照すること

横断線及横断測量

1. 量水標を建設し又は水位観測所を設定したるときは之を通じて流身に直角なる横断線を設定し之を保存すること
2. 前項横断線の位置を示すため洪水位以上に於て左右兩岸に水位観測所横断線據標を設置すること 河岸岩石にして崩壊移動の虞なきときは記號を岩面に刻し據標に代ふるも差支なし
3. 横断線を設定したるときは下記各號に依り横断測量を行ふこと
 - イ、左右兩岸共最大洪水位以上相當の高さに及ぼすこと
 - ロ、水中に於ては測深桿又は測錘、陸上に於ては水準儀を用ひて測量すること
 - ハ、水深測量中水位變化するときは量水標に依り常に水位を觀測し水深測量の結果を更正することニ、水深測量の水平距離は河幅の大小に應じ一米乃至四米(約三尺乃至二間)とし河底整一なる所に在りては之を疎にし凹凸多き所は之を密にすること
4. 横断測量を終りたるときは次の各項に依り水位観測所横断面圖を作製すること(第一圖参照 圖面省略以下同斷)
 - イ、水位観測所横断面圖には河川の下流に向ひたる断面圖を畫くこと ロ、縮尺は河川の大小に依り百分の一、二百分の一、五百分の一(尺又は間單位ならば百五十分の一、三百分の一又は六百分の一)とす ハ、本圖には地盤の地質、量水標、水準據標の位置及其の標高等を記入すること
5. 出水等のため横断面に變化を生じたるときは其の都度速に横断測量を行ひ前項の横断面圖中に記入すること、量水標の位置同一なる間は三回迄の變化は同一用紙を重ねて畫き比較對照に便ならしむること

普通量水標

1. 量水標を建設するには親柱を建て之に目盛板を釘附すること 橋脚、橋臺、護岸、開門等堅固なる築造物又は岩石等適當なる位置にあるときは親柱を省略し目盛板を之に釘附し又は直接之に目盛を施すも可なり
2. 親柱は十五種(約五寸)角以上の木材とす但し場合により石材又は鐵材を使用するも可なり 親柱の左右及背面は赤色「ペンキ」を以て塗り下の文字を白書すること

上流に面せる側 大正何年何月何日何會社
下流に面せる側 何川水系何川量水標 何村大字何字何
3. 親柱は次の方法の一に依り堅固に建設すること
 - イ、「ボルト」にて橋脚、橋臺、護岸、開門、岩石等に取附くこと ロ、地盤堅固なるときは河床を掘鑿し親柱を凡そ一米(約三尺)以上埋め込むこと ハ、地盤堅固ならざるときは河床に土臺杭を打込み之に取附け又は河床を掘鑿し前項の如く親柱を埋め込み混凝土等にて周圍を固むること
4. 量水標は河岸の形狀に依り傾斜して建設するも可なり此場合には直に垂直高を讀み得る様目盛を施すこと
5. 量水標は場合に依り數段に分ち横断線上に建設するを可とす
6. 量水標の目盛板は幅十二種(約四寸)、厚二種(約八分)、長一米乃至四米(約三尺乃至十二尺)の木材とし第二圖に示す例に依り目盛を刻み白赤黒の「ペンキ」を以て明瞭に塗り分けること
7. 量水標には必要に應じ漂流物其他の障害を防禦する裝置を施すこと
8. 量水標零點の位置は最濁水位以下に置くこと
9. 量水標の零點高は附近の水準據標に依り測定すること 量水標の附近に水準據標なき時は岩石、切株其他移動の虞なきものを選び之を水準據標となし高さを測定し置くこと

自記量水標

1. 自記量水標は時計裝置に依り常に廻轉する紙上に種々なる器械裝置を以て間斷なき水位の變化を自動的に記録するものにして水位の上下を傳ふるには多く浮子を用ふ
2. 自記量水標としては普通驗潮器を用ふ、「リシヤール」社製驗潮器、「ガーレー」社製驗潮器等あり
3. 自記量水標を建設する場所は普通量水標を建設する場合と同様に良好なる河狀を呈し且つ河岸に樋管を取附くるに便なる斷崖あるか又は井戸を掘るに適當なる空所の存するを要す
4. 河岸に直立せる斷崖ある時は之に沿ひ縦に長き樋管を取附け其中に浮子を吊下す

観管の大きさは器械の大きさにより異なるも木樋の場合には普通内法五十糎内外なる矩形のものを用ひ數箇所に穴を穿ち水の出入を自由ならしめ樋内の水位と流路の水位とを常に同一に保たしむ

5. 自記量水標を陸上に設置する場合には井戸を掘り其の中に浮子を吊下すことあり又は井戸に代ふるに木樋を縦に埋設し此樋内に浮子を吊下すことあり、而して井戸又は樋管と流路とは導管又は導樋を以て接続せしむ
井戸は直径一米(約三尺)内外とし木板、土管又は「混糞土」管を用ひて土砂の崩壊に備へ木樋を用ふる場合には其の大き前項と同様とす導管は徑十糎(約三寸五分)、導樋の場合は内法十五糎(約五寸)内外の矩形とし兩者とも最濁水位以下に埋設し水中開口部は魚類、漂流物等の侵入せざる様鐵網等を用ひて保護すること
6. 自記装置には雨露に曝されざる兼上屋を施し又出水に際し浸水又は流失せざる業之を除去し易からしめ置くこと
7. 自記量水標には附屬として自記量水標と同一河川横断面中に普通量水標を設置し自記水位の照査に供すること
8. 自記量水標には一定の管理人を置き時々記録用紙を取替へ同時に時計を巻かしむること

流量測定方法

測水所の設置

1. 測水所は成る可く下記各號に適合する場所を選ぶこと
イ、水流急激又は緩慢に失せざること (測水所に於ける流速は濁水時に於て毎秒五十糎乃至一米(約一尺五寸乃至三尺)なるを可とす) ロ、河身及河床の變化少きこと (河床岩盤又は玉石より成るときは變化比較的少し) ハ、潛流、逆流又は漲水なきこと (河床砂礫より成り其の上下流に瀨の存する處には潛流を生じ易く逆流は岩角突出せる所に起り測定流量を實際の流量より過大又は過小ならしむることあり) ニ、支派川に依り不規則なる水位の變化を起さざる事 (河川の合流點附近に於ては一方の河川増水するときは他は之が影響を受けて不規則なる水位の變化をなすことあり)
2. 測水所位置を決定したるときは測水の設備を爲し且つ其の位置に於て流身に直角なる横斷線を設定し之を保存すること
3. 前項の横斷線の位置を示す爲め洪水位以上に於て左右兩岸に測水所横斷線標を設置すること、河岸岩石にして崩壊移動の虞なきときは記號を岩面に刻し據標に代ふるも可なり
4. 測水所を設置したるときは水系、河川、設置地名、測水設備、設置年月日及附近の河川

の状況河川築造物等を調査記録すること

測水回数及測水時期

1. 測水作業は濁水時より高水時に互り成る可く異りたる水位に就き之を行ふこと
2. 測水回数は完全なる流量曲線を整定することを眼目とし成る可く毎月測定を行ひ一年を通じ三十六回以上を標準とすること
イ、一本の流量曲線に要する實測點の數(即ち測水回数)は其の位置、配列の狀態に依り異なるものにして適當なる各水位に於て整一的配列を爲す場合には少數(十回内外)にて足るも其の狀態不整一なる場合には多數(二十回以上)を要す即ち河川横断面に變化なき限り適當の水位を選び正確なる測水をなすときは其の回数は少數にて足る ロ、測水の都度實測點を流量曲線圖上に點示して前回までの實測點の配列狀態と照合し以て水位觀測所横斷面の變化の有無、測水誤差の有無流量曲線の位置方向等を檢することは勞少くして良好なる流量曲線を整定するに效多し ハ、一本の流量曲線を整定するに足る實測點を得る迄は成る可く急速に異りたる水位に於て多回の測水を行ふこと ニ、河川横断面が變化せることを認めたるときは新流量曲線を整定するため改めて測水を行ふこと ホ、一本の流量曲線を整定せんとするに當りては資料蒐集の中途に於て河川横断面の變化を來すことなきやう注意すること、即ち次の洪水等の來らざる以前に曲線を完成するやう努むること ヘ、流量曲線整定上必要な濁水及高水を捕ふることは概して困難なるに付平素深甚の注意を拂ふこと例へば觀測者と連絡を計り其の通知に依り時費を失せず實測を行ふが如きは有效の方法なり ト、水位又は流量の變化を豫知するため既往數年間の日々の水位又は流量を其の月日に従ひ同一縮尺の下に同一用紙に記入し水位又は流量累年圖を作製し置くを可とす、之を以て毎季の變化を一目瞭然たらしめ、從つて測定時期の適否を察知するに便多し
3. 測水に際しては測水の始め及終りに於て關係量水標の水位を精密に觀測し之と同時に適宜の方法に依り成る可く水面勾配をも測定すること
4. 測水は流速計に依り精密に之を行ふこと、但し水位の高き場合又は水位の變化急激にして短時間に測水を終る必要あるときは流速計簡單法、浮子法又は公式測法等に依るも差支なし
5. 測水の結果は有效數字を三位迄求むること

流速計測法

(甲) 實測

1. 流速計は流速毎秒凡そ三十糎(約一尺)以上の場所に使用すること

2. 流速計の使用法は場所の状況に應じ成る可く下記各號の一に依ること

- イ、徒渉測定 ロ、舟上又は筏上測定 ハ、橋上測定 ニ、吊箱測定 ホ、水上測定 (イ)又は(ロ)の方法によるときは流速計は使用者の身體又は舟筏より前方五十糎約一尺五寸)以上に保つ事
3. 流速を測定せんとする位置に流速計を下したるときは流速計の廻轉が一樣となるを待ち六十秒以上の讀みを取ること (相當の流速あり且つ流水の狀態整一なる箇所に於ては四十秒位にて足ることあり)
4. 流量を實測せんとする時は先づ測水横斷線に沿ひ一定の水平間隔 (普通一米乃至二米 (約三尺乃至六尺)) 毎に測竿を用ひて水深を測り横斷面の測量を行ふこと (水深測定點の水平距離は河幅の大小及流速分布の状況に應じ上記の二倍以内にて適宜之を定むるも差支なし)
5. 前項に於て水深を測定したる點の内一つ置き點を流速を測定すべき位置とし其の點に於ける垂直線に沿ひて流速を測定すること 各垂直線内の流速測定點間の垂直距離は全水深に應じ十乃至六十糎 (尺單位ならば五寸乃至二尺) とし流速の變化多き所は密に變化少き所は疎にすること (一垂線中測定すべき點の數は四乃至六とし其の間隔は全水深一米 (約三尺) 以内は二十糎 (尺單位ならば五寸) 毎に、一米乃至二米 (約三尺乃至六尺) は三十糎 (同一尺) 毎に、二米 (約六尺) 以上は五十糎又は六十糎 (同一尺五寸又は二尺) 毎にするを適當とす)
6. 測水に際し簡單法を用ふる場合には前項の各垂直線中に於て表面より水深の二割及八割に相當する點又は六割に當相する點或は表面に於ける流速を測定すること (二點法及一點法に於ける測定點の全水深に對する割合は各河川に依り異なるのみならず同一場所に於ても水位の昇降に應じて其の割合を變ずるものに付平素精密法を行ふ際に其の割合を研究し置き又表面流速法に於ては測定したる表面流速に0.8を乘じ平均流速となす事普通なるもこれまた精密法の結果により此の係數を定め置き各實測の際に夫等の割合又は係數を適用すること)
7. 流速計は使用後充分に掃除をなし且つ時々他の流速計と比較して係數に異動なきを否やを檢査し若し係數に異動を生じたる疑あるときは係數試驗を経るを必要とす
- (乙) 計 算

8. 流速は各流速計に就き試驗せる係數に依りて之を求むること
9. 流量を求むるには先づ5項記載の垂直線内に於ける平均流速を計算し之を此の垂線に隣れる兩垂線により區分せらるる斷面積に乗じて部分流量を求め然る後是等の總加を算出

して全流量とす

10. 各垂線内の平均流速は通常下記(イ)に依り算出し簡單法によりたる場合に限り(ロ)乃至(ニ)の方法に依る
- イ、深さを縦距とし各深さに於ける流速を横距として各流速點を置き目測にて是等の點を連ぬる曲線(垂直流速曲線)を描き求積器を用ひて曲線と縦横軸との間の面積を計るか又は各流速點を連ぬる折線と縦横軸との間の面積を算出し之を全水深にて除す ロ、表面より水深の二割及八割の點に於ける流速を平均す(之を二點法と稱す) ハ、表面より水深の六割の點に於ける流速を測る(之を一點法と稱す) ニ、表面流速を測り之に0.8を乘じ平均流速とす(之を表面法と稱す)

浮子 測 法

1. 浮子測法は河川の横斷面略一樣にして流身眞直なる場所に於て行ふこと
2. 浮子は表面浮子又は桿浮子を使用すること桿浮子を用ふる場合には其の水中にある部分の長さは全水深の四分の三より大なることを要す (表面浮子には木片又はビール空瓶等を用ひ桿浮子には木桿、竹筒又は内部空虚なる金屬製の棒を用ふ、桿浮子は一部水上に現はれ大部分水中にありて直立流下する様下部に土砂又は鉛丸を入る等使用に先だち試驗し置くこと)
3. 横斷線の upstream 及 downstream に於て河身と直角をなす二箇の横斷線を定め浮子を流すべき區間を決定し該横斷線中に適當の目標を建て一人宛觀測者を置き相互に信號して浮子が各線を通過する時間を測定すること (夜間測定をなす場合には燈火を用意し浮子にも點火の方法を講ずること)
4. 浮子を流すべき區間の長さは三十米 (約百尺) 以上とし河幅より大なるべく浮子が該區間を通過するに要する時間は五十秒以上たるべきこと但し已むを得ざるときは更に區間の長さ及時間を短縮することあり
5. 浮子は測定區間の上部横斷線の upstream 十米 (約五間) 以上の所に於て横斷線内數箇所に投下すること (河幅大なる時は浮子投下の爲め兩岸に鐵線を架設し其の線上を滑動し得る浮子投下器を用ひ任意の位置に於て浮子を投下するの設備を施せば頗る便なり)
6. 浮子の通過したる線に於ける垂直線内の平均流速は下の公式に依り算出すること
- (1) 表面浮子を用ひたる場合
$$V_m = 0.8 \frac{L}{t}$$
- (2) 桿浮子を用ひたる場合
$$V_m = \frac{L}{t} (1.012 - 0.116) \sqrt{\frac{d'}{d}}$$

但し V_m = 平均流速(米/秒) L = 流過距離(米) t = 流過所要時間(秒)

d' = 桿浮子の下端より水底迄の距離(米) d = 全水深(米)

7. 各垂線の平均流速を求めたときは流速計測法9項に準じ流量を算出すること

公式測法

1. 公式測法は河川横断面一様にして流身直線をなし且つ河底の勾配一様なる所に於て行ふこと

2. 水面勾配は横断面附近成る可く長距離に亘り精密に測定すること

3. 横断面内の平均流速は次の公式に依り算出し其の結果の内最も適當と認むるものを取り之に横断面積を乗じ流量を算出すること

$$i \quad V_m = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \sqrt{RI} \quad (\text{米單位}), \quad \text{或は} \quad V_m = \frac{158}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \sqrt{RI} \quad (\text{尺單位})$$

$$ii \quad V_m = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{I}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{RI} \quad (\text{米單位})$$

$$\text{或は} \quad V_m = \frac{41.78 + \frac{1.8166}{n} + \frac{0.00282}{I}}{1 + \left(41.78 + \frac{0.00282}{I}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{RI} \quad (\text{尺單位})$$

但し V_m = 平均流速 R = 徑深 I = 水面勾配 γ = 定数
にして 2.0~3.5 n = 定数にして 0.03~0.05

結果の整理

1. 測水を爲したるときは現場に於て第三圖に示す野帳に測定せる事項を記入し尙水系、河川、測水所名及其の位置、測水年月日並に測水開始終了の時刻、潤邊の性質、測水中の水位、天氣、風向、風力、其の他特記すべき事項を記載すること
2. 野帳には明瞭に記入し他日何人が之を見るも不明の點なきことを期すること 野帳につき測定流量の計算をなし不審の點あらば之を研究し尙不明なるときは再び測水をなすを要す

流量圖表作製方法

流量測定年表

流量測定年表は實測に依りて得たる水位、流量其の他の結果を曆年毎に纏めて一覽的に表示したるものにして第一表(表省略以下同斷)に示すが如し

1. 測水番號は曆年毎に新にし且つ測定の順序に附すること
2. 測定方法欄には「流速計精密法」、「流速計二點法」、「流速計一點法」又は「浮子」等と書くこと
3. 測水所の位置が水位觀測所の位置と異るとき特に水位觀測所の断面積及平均流速を記載する場合には備考欄に「断面積及平均流速ハ水位觀測所ニ於ケルモノ」と記載すること

流量曲線圖

流量曲線圖は前節流量測定年表に掲げたる水位及流量の關係を直交座標軸の間に點示し之に依りて水位と流量との關係を表はす曲線即ち流量曲線を示したるものにして第四圖に示すが如し、

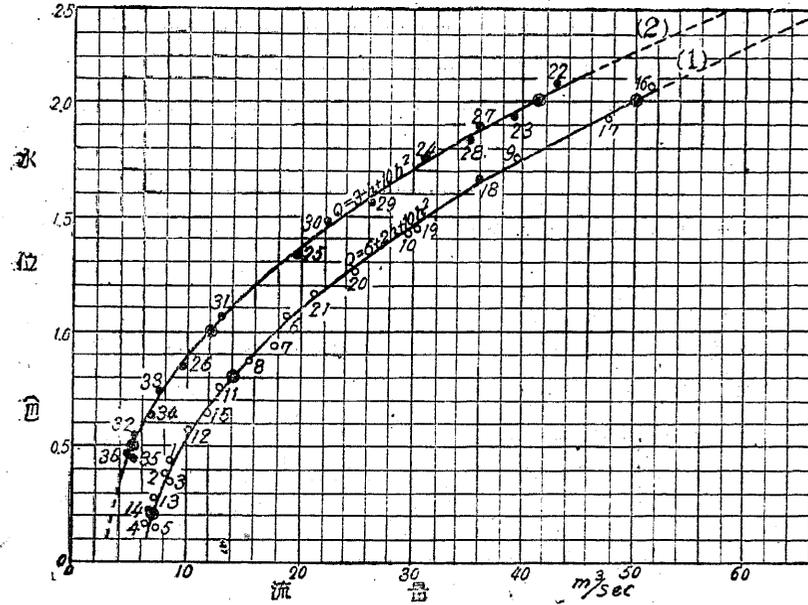
(甲) 曲線整定に關すること

1. 改曆當時の流量曲線は兩年に跨りて適用せらるべきものなれば改曆前後の期間に於ては同一曲線を用ひ之が整定の資料も亦前後兩年の分を併用すること
2. 流量曲線は出水により變化すること普通なり、されば特殊の地方を除きては大體に於て一箇年に少くとも二回即ち春季五、六月の出水及秋季九、十月(二十日前後)の出水を界として變化すること多し、從つて斯くの如き場合には一曆年に於ける流量曲線の數は三箇となり、第一期のもの即ち一月より春季出水迄の曲線は前年の秋季出水日より其の年春季出水日迄の全測定資料により整定すべく、此の期間の湧水資料は其の間の冬季湧水期に於て測定し置くこと、第二期に屬するもの即ち春季出水日より秋季出水日迄の曲線に對しては湧水資料と夏季減水期に於て實測蒐集し其の他は其の期間に於て各異る水位に就て實測を行ひ之を曲線整定の資料とすべく、第三期即ち秋季出水後年末迄の曲線は其の間の各水位に於ける實測結果に概ね翌年二月頃に生ずる湧水の實測結果を加へて整定するを普通とす、尤も場合により河床は大出水に變化を免かれ反つて小出水にて變化を來すことなきにあらざり又出水なきも流木、流筏等の爲めに變化せらるゝことあるを以て實測點につき充分慎重に其の系統を考究するを要す
3. 出水に因り從來の曲線が新しき曲線に移動せるときは新曲線は其の出水當時の最高出水時以後に適用せられ從來の曲線は其の最高出水時直前まで適用せらるゝものと假定するを普通とす 高水位觀測の結果なくして單に毎日の午前十時觀測の結果のみあるときは右に準じ最高出水日以後を新曲線其の前日迄を舊曲線に依るものと假定す
4. 流量曲線中最も重要なる部分は平水以下殊に湧水附近なれば曲線は必ず湧水を實測したる後に整定することゝし其の資料のなきときは之が決定を延期するを可とする 之れ後日湧水を實測したるとき其の資料が既定曲線に適合せずして其の曲線を價値なきものたら

しむる虞あればなり

5. 流量曲線を査定する際には元逕信省設置の測水所を引継ぎたるものは其の既往の調査の結果(湧水量等)を念頭に置き又新に測水を開始したるものは附近の既設測水所に於ける調査の結果(流域一方里當り湧水量等)を參酌し甚しき不合理を生ぜざるやう注意するを要す。本項は不幸にして湧水量を測定し得ざりし場合に特に重要なものなり
6. 測水所が同一水系又は同一河川に二箇以上存在するときは特殊の河川の外の外は相互の水位及流量の増減に一定の関係あるものなれば同日流量(大河川にありては日差を考慮すべし)を比較對照せば相互に流量曲線査定の一助となすことを得べし
7. 流量曲線決定に當りては其の資料と水位流量年表又は水位流量圖の水位變化と對照して流量曲線適用期間の判定を謬らざる事。圖上に於ける測定點の集合は一見一本の曲線を爲すが如くに見ゆるも仔細に測點を辿る時は二本又は三本となすを適當とすることあり
8. 曲線の査定に當り種々の測定法による資料あるときは流速計精密法による資料に重きを置き次は流速計簡單法最後に浮子又は公式測法の順序に信頼の程度を下ぐること
9. 實測せる流量は其の算定に誤なきや否や算出の経路を辿りて一々檢照を行ふこと
10. 曲線系統より離れたる測定點は妄に放棄すべからず、若し其の點が出水と出水との間にあるときは其の間別に曲線が査定せらるべきやも計るべからず、唯僅に一點にては果して曲線が變化せしものなるか又は測水の誤謬に基くものなるかを決すること困難なるも二點以上なるときは別に一系統を成すと見るを至當とすべし、此の際には資料少きを以て充分信頼し得る曲線を査定し難きも大體他の系統に倣ひ低水量、湧水量等に不合理なきやう之を想定す、離脱點が唯一點のみと雖も明かに曲線の移動を推知し得るときは同様に別に曲線を査定すべく又其の點が測定時の誤差に基くことを推知し得るときは之を放棄すべし
11. 流量曲線方程式の算出に當り最少自乘法、三點法又は積分法の何れを用ふるも隨意なれども此の内三點法は計算簡單にして且つ所要の點を通過せしむるに便なり
12. 三點法によりて曲線方程式を査定せんとするときは採點は實測點に拘泥せず始め目分量にて畫ける拋物線狀の曲線中に於て方程式算出に便利なる三點を選ぶべく而も其の内一點は比較的高き水位に、一點は低き水位に、他の一點は兩者の中間にして寧ろ其の低き方に接近して選定することの有効なる場合多し、而して曲線の方程式を査定したる時は其の方程式より逆に各水位に對する流量を算出して圖上に點示し夫等を連ねる曲線が果して實測諸點をよく平分するや否やを必ず檢するを要す、若し之を平分せざるときは前記三點の位置を換へ更に方程式を査定するを要す

流量曲線方程式整定の例



先づ上圖の如く用紙の上に流量測定年表に於ける水位及流量により實測點を點示し之に番號を附記す。之を概観するに大體二つの系統に分ることを知る、即ち No. 1 より No. 21 迄及 No. 22 より No. 36 迄は各別箇の曲線を形成す

次の水位圖を参照するに No. 21 (九月五日測定) と No. 22 (九月二十日測定) との間に於て九月十六日に大出水あり、即ち此大出水のため水位觀測所横断面の形狀變化し新曲線に移動したることを察知し得べし、又當時の高水位表を見るに九月十六日午前五時に最高水位 4.30 米に達せるを以て新曲線(第二曲線)は九月十六日以後に適用せられ舊曲線(第一曲線)は之を九月十五日迄適用することを得べし

新しくして後曲線の方程式を査定するものにして先づ各系統毎に目分量にて全體を平分する曲線を畫き其の曲線上に三點を選ぶ即ち第一曲線に於ては

$$\left. \begin{array}{l} h_1 = 0.2 \\ Q_1 = 6.8 \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} h_2 = 0.8 \\ Q_2 = 14.0 \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} h_3 = 2.0 \\ Q_3 = 50.0 \end{array} \right\} \text{ (單位は米を用ふ)}$$

之を一般式 $Q = a + bh + ch^2$ に代入し

$$50.0 = a + 2.0b + 4.00c \dots\dots\dots (1)$$

$$14.0 = a + 0.8b + 0.64c \dots\dots\dots (2)$$

$$6.8 = a + 0.2b + 0.04c \dots\dots\dots (3)$$

$$(1)-(2) \quad 36.0 = 1.2b + 3.36c \dots\dots\dots (4)$$

$$(2)-(3) \quad 7.2 = 0.6b + 0.60c$$

又は $14.4 = 1.2b + 1.20c \dots\dots\dots (5)$

$$(4)-(5) \quad 21.6 = 2.16c \therefore c = 10$$

之を(5)に入れて $b = \frac{7.2 - 0.6 \times 10}{0.6} = 2$

b と c の値を(1)に入れ $a = 50 - 2 \times 2 - 4 \times 10 = 6$ なることを知る

依て求むる方程式は $Q = 6 + 2h + 10h^2$

方程式が求められたときは此の式の h に種々なる値を入れて各水位に對する流量を算出し之を圖上に入れて彙に目分量にて假定したる曲線と符合するや否やを檢査するものなり、而して此の計算を行ふには次の如き方法を用ふれば簡單にして頗る便利なり 一般方程式 $Q = a + bh + ch^2$ に於て h_1 を最低水位とし之に對する流量即ち最小流量を Q_1 とすれば $Q_1 = a + bh_1 + ch_1^2$ 次に $h_2 + a$ (茲に a は水位の一定増加、例へば一釐を加算した水位毎に流量を算出するときには a は一釐なり)に對する流量を Q_2 とすれば

$$Q_2 = a + b(h_1 + a) + c(h_1 + a)^2 = Q_1 + a(b + 2ch_1 + ca)$$

同様に $Q_3 = Q_2 + a(b + 2ch_1 + ca) + 2ca^2$

一般に $Q_{n+1} = Q_n + a(b + 2ch_1 + ca) + (n-1) \times 2ca^2$

而して $a(b + 2ch_1 + ca) = A, 2ca^2 = B$ とすれば $Q_{n+1} = Q_n + A + (n-1)B$

即ち最初唯一回だけ最低水位に就き方程式を以て直接其の流量を算出せば爾後は A 及 B を豫め計算し置きて高水位に對する流量を簡單なる加法に依りて求むることを得べし

今之を上記の例に適用せん $h_1 = 0, a = 0.1$ とすれば

$$Q_1 = 6 + 2 \times 0 + 10 \times 0 = 6$$

又 $A = a(b + 2ch_1 + ca) = 0.1 \times (2 + 2 \times 10 \times 0 + 10 \times 0.1) = 0.3$

$$B = 2ca^2 = 2 \times 10 \times 0.01 = 0.2$$

之を用ひて各種の h に對する Q を計算すれば次表の如き結果を得 此の表の値を圖上に入るに丁度よく實測點を平分するが故に此方程式を採用す

h	$(n-1)B$	Q									
0	—	6.0	0.7	1.2	12.3	1.4	2.6	28.4	2.1	4.0	54.3
0.1	0	6.3	0.8	1.4	14.0	1.5	2.8	31.5	2.2	4.2	58.8
0.2	0.2	6.8	0.9	1.6	15.9	1.6	3.0	34.8	2.3	4.4	63.5
0.3	0.4	7.5	1.0	1.8	18.0	1.7	3.2	38.3	2.4	4.6	68.4
0.4	0.6	8.4	1.1	2.0	20.3	1.8	3.4	42.0	2.5	4.8	73.5
0.5	0.8	9.5	1.2	2.2	22.8	1.9	3.6	45.9			
0.6	1.0	10.8	1.3	2.4	25.5	2.0	3.8	50.0			

次に第二曲線に就ても同様の方法を辿れば $Q = 3h^2 + 10h^3$ なる方程式を得べし

13. 一系統の流量曲線に於て水位の上下に對し異りたる方程式を整理するを適當とすることあり、此の場合には上下の區分點に於ける兩方程式より算出する流量は必ず一致するを要す、又其の區界を明かにするため區分點に※の如き印を附すること

(乙) 作圖に關すること

14. 圖面に記入すべき曲線の縮尺は當該河川の水位昇降及流量増減の程度に應じ水位は方眼太線一目を 0.05 米、0.1 米、0.2 米、0.5 米(又は二寸、二寸五分、五寸、一尺)等とし流量は同じく一目を 0.5 立方丈、1 立方丈、2 立方丈、5 立方丈、10 立方丈(又は十箇、二十箇、五十箇、百箇)等として目盛を讀み易くし易つ平水量附近以下の曲線の變化を明かに知り得ると共に相當高水迄の測定點をも記入し得る様なすこと
15. 流量曲線圖には一箇年間の測定資料全部を同一用紙に點示して之に測定點番號を附し若し曲線が二本以上となるときには變化に應じて(1)(2)(3)等の番號を附し別に曲線方程式を曲線上部の餘白に記入すること
16. 測定點は水位及流量とも正しき位置に點示すること
17. 本圖に記入すべき測定點は各曲線毎に異りたる實線符號(○●●△の如き)を用ひ翌年の測定點は點線符號(○の如き)を用ひて點示すること
18. 流量曲線は測定點を平分する區間は實線にて畫き上下の推定に屬する部分は點線にて示すこと

流 量 表

流量表は流量曲線圖に依り各水位に對する流量を求め之を一覽的に表示したるものにして第二表に示すが如し

1. 流量は観測水位の最低より一釐(又は一分)を増す水位毎に算出すること、此の場合は前節(流量曲線圖)第 12 項の例に示したる方法に依るを便とす、但し一箇年の内務に起る如

- き高き水位に対しては特に其の水位につき直接方程式より算出することを便利とす
2. 流量曲線が變化せし場合の流量は(1)の曲線に對するものは(1)の欄に(2)の曲線に對するものは(2)の欄に其の他之に倣ひ過誤なく記載すること、但し曲線が一本なるときは(1)の欄にのみ記入のこと。
 3. 數字の採り方は流量測定年表と同様に水位は小數二位迄、流量は有效數字三位迄とすること

水位流量年表

水位流量年表は毎日量水標にて観測したる水位及之に對する流量を前項の流量表より抽出して並記し以て一箇年中の毎日の水位及流量を一覽的に表示したるものにして第三表に示すが如し

1. 實測流量及實測時の水位は算出流量及午前十時の水位の上に赤にて記入し()を附す事
2. 水位の月合計及平均は不用につき記入の要なし
3. 流量曲線變化の時期を示すため變化の起りし日を界として年表上下の罫線に逾する迄朱線(丁)を引きて流量曲線の適用期間を區別すること

水位流量圖

水位流量圖は水位流量年表を圖に表はし且つ毎日の天候を示したるものにして第五圖に示すが如し

1. 縮尺は水位、流量とも年二三回の高水が欄外に出づる程度とし且つ大體に於て水位は太線一目を0.1米、0.2米、0.5米、(又は二寸、五寸、一尺)等とし流量は同太線一目を0.5立方尺、1立方尺、2立方尺、5立方尺、10立方尺、20立方尺(又は十箇、五十箇、百箇、二百箇、五百箇)等として目盛を讀み易くすること
2. 測水せる日には測定當時の水位及流量を本圖中相當位置に記入し測定年表の測定番號と同一の番號を附し流量曲線圖との對照に便ならしむること
3. 水位の變化急激にして常軌を逸するものは記入の誤りに基因するか又は觀測の不精確なるに因ること多きを以て是等は日表と對照して訂正し觀測不良なるものは之を精査するを要す、若し同一河川又は同一水系に二箇以上の觀測所ある場合は相互の水位を比較し同時水位の關係を求めて或は一方によりて他方の觀測結果を訂正し又は觀測の缺を補ふこと
4. 高水觀測をなしたる場合には午前十時觀測水位の外最高水位點をも記入し其の傍に水位高を附記すること(第五圖中四月四日の欄參照)
5. 流量曲線の變化したるものは其の適用期間を明瞭ならしむるため上部に水平線を引き變化當日に相當する所に矢印を附し其の線の中央に流量曲線の番號を記入すること

6. 木材の流下、用水の引込等の影響に依り水位に變動を來したるときは其の期間に對しては其の旨を記すること
7. 調査資料不足のため流量曲線を定むる能はず従つて日々の流量を知るに由なきものは水位のみを記し餘白に其の旨を明記すること
8. 月平均水位及月平均水位線は記入を要せず
9. 圖表用紙に謄寫紙を用ふるとき水位は細線流量は太線にて示し天候欄の晴雨は晴天は白紙の儘とし雨天は黒、曇天は斜線を引き、雪は・を記入し流量曲線適用期間の區分線に鎖線を使用し是等を總て墨畫すれば謄寫等を作るに便利なり

流況表

流況表は水位流量年表より同一流量の起りたる度數を求め之を最も小なる流量より大なる流量へと配列記載し一箇年の總日數より順次に度數の累計を減じて各流量に對する日數を算出したるものにして第四表に示すが如し

1. 流況表を作製するには「カード」を用ふるを便とす、先づ「カード」に日次と流量とを併記し次に流量の小なるものより順次に大なるものを配列し同一流量の起りしものは之を重ね各流量に對する枚數即ち度數を求むるなり
水位の觀測を精密に行ふときは流量も從つて精細に算出せられ之によりて流況の變化を詳に知るを得べし、本表作製に當りては手數を略す爲め水位流量年表に詳細に擧げられたる流量を適宜の間隔を置ける少數の流量を以て代表せしむることあり
2. 上記「カード」の記入と區分とは誤を生じ易きを以て誤謬の有無を再三検査すること

流況曲線圖

流況曲線圖は前項の流況表に於ける流量と日數との關係を示したる曲線圖にして第六圖に示すが如し

1. 流量の度數が二日以上なるものは圖上に於て其の度數だけ左に取りて黑點を畫き全部の點を點線にて結び付くるものとす
2. 濁水量、低水量、平水量等を決定するには之に相當する流量の附近に於て白黒各點を結びたる點線の中央を通ずる曲線を畫き此の曲線が上記各流量の規定日數と一致する點の縦距に依りて定むること
3. 流量の縮尺は凡そ日數50日に相當する流量以下の流況を分明ならしむる程度として可なり

其の他の注意

1. 流量圖表類は成る可く毎年同一縮尺にて製作すること

2. 調査資料の不足其の他の事情に依り規定の期日迄に流量圖表類の提出不可能のものは其の旨逕信局へ通知し延期を申出づること
3. 流量圖表類は暦年（一月一日より十二月三十一日迄）毎に取纏め提出すること、但し其の場合流量曲線の整定に使用したる翌年の實測結果は之を前年の流量測定年表及流量曲線圖には記入するも其の實測當時(翌年)に於ける水位流量年表、水位流量圖等は之を添付するを要せず
4. 本省に提出する流量圖表類は總て正本(模造紙)にして色彩其の他の様式は本書に添付せる圖例に據るものとす

流量調査心得

1. 流量の調査は本省指定の場所に於て之を行ふこと、若し其の位置(量水標を含む)を變更せむとするときは其の事由並新位置河川の状況等を具し本省の指示を受くること
2. 前項指定の場所に本省の測水所あるときは其の設備を利用すること、前項指定の場所に本省の測水所なきときは其の附近に於て可成次の各號に適合する場所を選び新に測水所を設定し直に調査を開始すること
 - (イ)水流急激又は緩慢に失せざること
 - (ロ)河身及河床の變遷異動すること少きこと
 - (ハ)潛流、逆流及瀧水なきこと
 - (ニ)支流川に依り不規則なる水位の變化を起さざること
3. 量水標を設置するときは前項に依る外尙可成次の各號に適合する場所を選ぶこと
 - (イ)測水所と密接なる關係を有すること(可成測水所横斷線中に建設するを良しとす)
 - (ロ)出水、流木等に因り移動流失又は破損の虞なきこと
 - (ハ)附近に適當なる觀測者を得べきこと
 - (ニ)觀測に便利なること
4. 新に測水所又は量水標を設置したるとき又は是等に移動を生じたるときは次の事項を具し速に本省に報告すること
 - (イ)水系名及河川名
 - (ロ)位置(縣、郡、村、大字、字)
 - (ハ)測水設備並量水標の説明
 - (ニ)設置年月日及調査開始年月日
 - (ホ)附近河川の状況
 - (ヘ)水位觀測者の氏名、生年月、職業(觀測者變更の場合も亦同じ)
 - (ト)附近一覽圖(陸地測量部出版五萬分の一地形圖に測水所及量水標の位置を記入したるもの、但し該地形圖未出版の地に於ては之に準ずべき地圖を用ふること)
5. 流量調査を開始したるときは之に關する擔當技術者(擔當技術者數人あるときは其主任者)の經歷、生年月日、職名及氏名を報告すること(擔當技術者異動の場合も亦同じ)

6. 調査の結果は下記の流量圖表を暦年毎に調製し全部取纏め翌年六月末日迄に本省に提出すること 高水位表、水位觀測所横斷面圖、流量測定年表、流量曲線圖、流量表、水位流量年表、水位流量圖、流況表、流況曲線圖

水位觀測

7. 量水標を建設したるときは水位觀測者を選定し之に觀測を依頼すること
8. 水位觀測を開始したるときは直に既往の事實、里人の記憶又は口碑等に依り既往の最大洪水位及最大濁水位並に毎年一、二回起る出水時に於ける水位を調査し高水位觀測を行ふべき水位を觀測人に指定し高水位觀測を行はしむること
9. 水位觀測の方法は別記水位觀測者心得に依ること
 - 但し毎日の觀測時刻に就ては量水標が既設發電所の下流に在る場合の如く一日中に水位に變動ある時は豫め一日中の平均流量を示す時刻を調査し置き此の時刻を以て觀測時となさしむること
10. 量水標が移動流失又は破損したるときは速に修理又は新設すること
11. 量水標を建設したるときは之を通して流身に直角なる横斷線を設定し之を保存すること
12. 前項の横斷線の位置を示す爲洪水位以上に於て左右兩岸に水位觀測所横斷線據標を設置すること、河岸岩石にして崩壞移動の虞なきときは之に記號を刻し據標に代ふることを得
13. 横斷線を設定したるときは次の各號に依り横斷測量を行ふこと
 - (イ)左右兩岸共最大洪水位以上相當の高さに及ぼすこと
 - (ロ)水中に於ては測深桿又は測繩陸上に於ては水準儀を用ひて測量すること
 - (ハ)水深測量を爲すときは量水標に依り常に水位を觀測し水深測量の結果を校正すること
 - (ニ)水深測量の水平距離は河幅の大小に應じ一米乃至四米(約三尺乃至二間)とし河底整一なる所に在りては之を疎にし凹凸多きときは之を密にすること
14. 横斷測量を終りたるときは第三號用紙を用ひ水位觀測所横斷面圖を作製すること 縮尺は河川の大小に依り百分の一、二百分の一、五百分の一(尺又は間單位の時は百五十分の一、三百分の一又は六百分の一)とす
15. 出水等の爲横斷面の形狀に變化を生じたるときは其の都度速に横斷測量を行ひ前項の横斷面圖を作製すること
16. 量水標の附近には岩石切株其の他移動の虞なきものを選び之を準水準據標となし量水標の零點高を保存すること

測水作業

17. 測水は流速計に依り精密に之を行ふこと但し水位高き等已むを得ざる事情あるときは浮

子又は公式等の測定法に依ることを得

- 18. 測水の前後關係量水標に於て精密に水位を觀測すること
- 19. 測水は完全なる流量曲線を整定することを眼目とし毎月測定を行ひ其の回数一年を通じ三十六回以上を以て標準とすること
- 20. 測水の結果に依り流量測定年表(別紙第四號用紙)及流量曲線圖(別紙第五號用紙)を作製すること
- 21. 流量測定年表中測定方法欄には流速計、浮子、公式等の區別並流速計に依る場合には更に精密法、二點法、一點法等の別を記載すること

流量査定

22. 流量曲線の整定は慎重に之を行ひ流量の査定を誤らざる操勞むること、參考の爲簡單なる一例を擧ぐれば次の如し

(イ) 流量方程式法

直角平行座標法に依り水位を縱距とし流量を横距とし數回の實測の結果を製圖するときは是等の點は一般に或種の曲線上に配列せらるゝものにして此の曲線を數學式にて表はすとき如何なる形式をなすやは其の河川の横斷面の形狀に依り一定せざるも最も一般的にして且解法の簡單なるものは主軸を横軸と平行にせる拋物線なり、故に一般に次式の如き形を有するものと假定するを便とす

Q = a+bh+ch^2 (1)

但し Q は流量、h は水位、a, b, c は常數

上式中 a, b, c は各所特有の常數なるを以て或場所に對する a, b, c に関し適當の値を求むれば上式を以て該測水所に於ける流量曲線の方程式となすことを得

a, b, c を簡單に定むるには先づ水位を縱距とし流量を横距とし實測流量の諸點を置き次に是等の諸點を平分する平滑曲線を目測にて畫き此の線上に相當の間隔を置き任意の三點を選び此の三點の水位及流量を圖上に見出し其の値を夫々 h1 q1 h2 q h3 q3 とし之を (1) 式に適用すれば次の三方程式を得べし

q1 = a+bh1+ch1^2 q2 = a+bh2+ch2^2 q3 = a+bh3+ch3^2

此の三方程式を解きて a, b, c の値を求め之を(1)式に入れば即ち流量曲線の方程式を得べく此の方程式に依り圖上に曲線を畫けば求むる流量曲線を畫き得可し

但し此の流量曲線が圖上に於て略實測點を平分せば可なるも甚しく之と離るゝときは始めに選びし三點が不適當なりしものなるを以て更に他の三點を選びて再び計算を行はざる可らず

(ロ) 流量曲線法

前例(イ)に於て述べたる如く或期間内に於ける實測流量及相當觀測水位を直角平行座標法に依りて圖上に畫き目測にて是等の諸點を平分する平滑曲線を畫くときは方程式に依らざるも之を以て直に同期間内に於ける水位に對する流量を決定するを得べし

流量曲線は流量の實測を行ひし時の水位の範圍内に於ては之を適用して正しき流量を得るものなれども其の範圍外に於ては必ずしも正確なりと云ふこと能はず、故に之を實測最低水位以下若は實測最高水位以上に延長して流量の査定を行ふ場合には充分の流量曲線は河床の狀態一定にして變化せざる間は永く之を使用することを得べきも洪水等に依りて河床の狀態變化するときは流量曲線亦變化するを常とす、即ち流量曲線を求むる爲實測の諸點を製圖したるとき其諸點が散在して一線をなす時期に依りて二以上の集合に分離せらるゝ時は該期間中に河床の横斷面に異動ありしことを示すものにして斯の如き場合には各集合に對し各別に流量曲線を整定するを要するなり、例へば或年の春季に於て數回の實測を行ひ適當の流量曲線を得たりとし其の後夏季に於て洪水あり、爾後流量を實測し之を圖中に入るの時に定めたる流量曲線より甚しく遠ざかる時は河川の横斷面は該洪水の爲に變化を生じたるに依るを以て更に此の新斷面に對し別に流量曲線を整定すべきものなり、寒地に於て河水が凍結せる場合に於ては其の寒凍により凍結の程度を異にし斷面常に異動して一定の流量曲線を定め難し斯の如き場合には水位對流量の關係不定なるを以て測水の回数を遙かに増加せざるべからざるなり

- 23. 流量曲線圖により異なる水位に相當する流量を求め流量表(別紙第六號用紙)を作製すること(流量表は流量曲線を數字に改めたるものなり)
- 24. 水位觀測の結果並に流量表に依り水位流量年表(別紙第七號用紙)並水位流量圖(別紙第八號用紙)を作製すること
- 25. 水位流量年表より同一流量の起りたる度數(日數)を各流量毎に求め之を基として流況表(別紙第九號用紙)並流況曲線圖(別紙第十號用紙)を作製すること

水位觀測者心得

- 1. 水位觀測者は下記の觀測を爲し其の結果に依り水位日表及高水位表を作製すべし
 - 一、毎日觀測 本觀測は毎日午前十時若は特に指定されたる時刻に行ふべし
 - 二、高水時の觀測 本觀測を爲すべき場合の水位及時間は別に指定す
- 2. 水位日表は一箇月分毎に取纏め翌月五日に、高水位表は出水の終る毎に提出すべし

3. 量水標は移動流失又は破損せざる様充分注意し舟筏を繋ぐが如きことなからしめ出水時等には相當の保護を爲すべし量水標移動流失又は破損したるときは觀測に差支なき様直に假標を設け觀測を繼續し速に其の狀況を報告すべし
4. 觀測に用ふる時計は常に鐵道停車場、郵便局、測候所等のものに合はせ置くべし
5. 同一の觀測所に二人以上の觀測者あるときは水位日表又は高水位表の記事欄に毎日の擔當者の氏名を記入し又は認印を押捺すべし
6. 病氣其の他の事故に依り觀測に従事すること能はざるときは代人をして之を行はしめ其の旨を水位日表又は高水位表の記事欄に記入すべし
前項の代人は豫め定め置くべし
7. 水位は量水標に依り種位(尺單位の時は分位)迄觀測し水位日表に記入すべし
8. 天氣、風向及風力は次の區別に従ひ水位日表に記入すべし
 - イ. 天氣
快晴、晴、曇、雨、雪(午前中晴にして午後雨なるときは晴後雨とす其他之に準ず)
 - ロ. 風 向
北、北東、東、南東、南、南西、西、北西
 - ハ. 風 力
靜、和、強、颯又は○、一、二、三の區別に依る
名 稱 意 義
靜 (○) 燻全く直上し樹葉動かざる程度のもの
和 (一) 樹葉の動く程度のもの
強 (二) 樹木の太枝の動く程度のもの
颯 (三) 家屋の大破を來し樹木を倒す程度のもの
9. 次の事項中著しきものあるときは之を水位日表の記事欄に記入すべし
 - イ. 河水の清濁及河床堤防の異狀
 - ロ. 流木、流水、舟筏航行の狀況
 - ハ. 附近の濃霧排水の異狀
10. 高水時に於ける水位は一時間毎に第七號に準じ之を觀測し高水位表に記入すべし
11. 高水位觀測時に於ける天氣、風向及風力は第八號に準じ高水位表に記入すべし
12. 次の事項は之を高水位表の記事欄に記入すべし
 - イ. 出水中の天氣の概況、出水の模様、堤防の破壊及氾濫其他著しき被害の狀況及時刻
 - ロ. 最高水位及其の時刻

水力發電所の工事費

所發電 箱號	使用水量(m ³ /sec)			貯水池若 は調整池 容 m ³	有効 落差 m	水路 互長 m	最 大 發電力 kW	總 工 費 圓	kW當 り工 事費 圓	電力 工事 費と總 工事費 の比 (%)	竣 功 年 次
	最大 (a)	常 時 湧水量 (b)	(b) (a)								
1	0.916	0.39	2.36	—	264.00	3,274	1,800	266,380	348	58	昭和5年
2	1.666	11.93	1.40	—	14.55	229	2,000	853,867	427	65	6
3	5.44	2.58	2.11	—	56.10	3,339	2,480	990,000	400	60	3
4	15.27	11.10	1.37	—	23.00	2,032	2,800	1,302,597	465	81	6
5	3.333	0.555	6.00	41,170	194.00	5,387	5,230	1,007,200	193	81	5
6	7.22	4.17	1.73	40,860	94.80	3,321	5,400	1,670,564	310	63	7
7	5.56	2.78	2.00	—	157.00	7,906	6,520	2,624,874	403	88	6
8	6.67	1.89	3.53	44,400	157.50	4,580	8,800	2,542,554	289	70	5
9	7.14	2.69	2.65	—	217.60	6,657	12,600	4,599,707	365	83	7
10	13.90	4.16	3.33	250,000	115.00	6,333	12,700	3,663,465	288	84	4
11	33.30	16.65	2.00	163,200	53.90	6,370	14,800	6,500,000	439	51	5
12	83.30	33.90	2.14	—	11.80	1,274	18,000	8,259,470	459	71	7
13	30.57	19.45	1.57	—	94.10	8,328	22,300	7,480,950	335	53	4
14	37.50	28.25	1.33	—	79.50	10,519	24,100	12,645,296	524	79	7
15	222.20	108.30	2.15	1,688,800	24.85	1,592	44,800	17,880,000	399	70	7
16	48.60	19.45	2.50	—	123.00	8,166	50,700	4,439,850	285	56	3
17	138.50	38.90	3.56	18,200,000	63.20	1,219	72,000	34,838,127	484	88	5

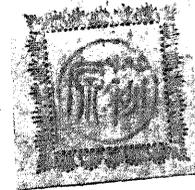
通番號 28595
 購 梶村修一
 入 昭和18年6月7日

發電水力與付

定價 四圓

不許複製

昭和八年十一月二十二日 印刷
昭和八年十一月二十四日 發行
昭和十七年七月十五日 八版發行



著 者 萩 原 俊 一
東京市杉並區河佐ヶ谷八七二

發 行 兼 堀 江 關 應
印 刷 者 東京市小石川區諏訪町五五

配 給 元 日本出版配給株式會社
東京市神田區淡路町二丁目九

發 行 所 常 磐 書 房

東京市小石川區諏訪町五五
電話小石川(35)一三一六番
振替東京七一七五八番

〔株式會社常磐印刷所印刷〕