

彙報

第 24 卷第 6 號 昭和 13 年 6 月

コンクリート重力堰堤の經濟的計算法に就て

准員 高 畑 政 信*

I. 堰堤の設計 (其の 1.)

1. 非溢流堰堤の設計

(1) 記 號

- f : 滑動係數
- γ : 堤体の比重
- w_0 : 水の比重
- μ : 揚圧係數
- H : 上流側常時水深
- h_w : 地震時餘裕水深
- m : 堤体下流面勾配
- n : 堤体上流面勾配
- α : 堤頂幅
- γ_1 : 土砂の比重
- vH : 土砂堆積の高さ
- K_1 : 満水時震度
- x : 堤体の高さ
- D : 下流側水深
- C_s : 土圧係數
- v : 土砂堆積比

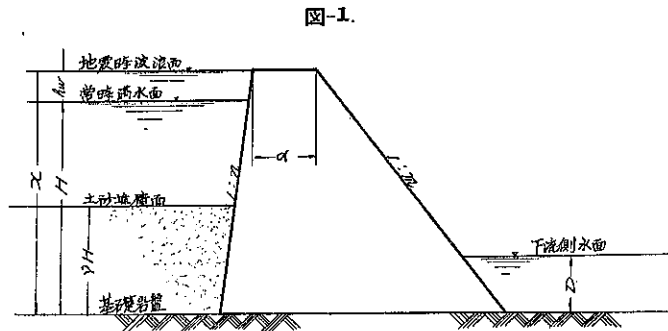


図-1.

(2) 滑動に對する安定條件式

$$A_1 = (f - K_1)\gamma x^2 - \mu f w_0(H + h_w + D)x + w_0 f D^2$$

$$B_1 = 2(f - K_1)\gamma x - \mu f w_0(H + h_w + D)$$

$$C_1 = [w_0(1 - fn) - (f - K_1)\gamma n]x^2 + \mu f w_0 m(H + h_w + D)x + \frac{7}{6} w_0 K_1 H^2 + (C_s - fn)(\gamma_1 - w_0)(vH)^2 - w_0 D^2$$

とおけば

$$A_1 m + B_1 \alpha \geq C_1 \dots\dots\dots (1)$$

(3) 設計方針

公式 (1) は滑動に對する安定條件式ではあるが、堰堤の安定は顛倒に對するよりも滑動に對して所期の平衡條件を満たさぬ場合が多いから、普通の場合には公式 (1) 及後述の (2) 並に (3) 式に依つて設計が出来る。然し II 公式 (6) 及 (9) に示す様な條件を満たす場合で最も經濟的に断面を算定せんとする場合は、顛倒及滑動に共通する安定條件式 (10) を解く必要がある。

堰堤上流面勾配 n は III 公式 (11) に示す様に空虛時震度 K_0 より小さくない範圍では常に空虛時の安定を確保するし、下流面勾配 m は普通の場合には 0.80~0.90 位であるから、之等 m 及 n の値を最初に定めた場合には公式 (1), (2) 及 (3) に依つて直ちに堤頂幅 α が求められ、他より提出せらし断面に於ては其の安定の程度を容易に推察する事が出来る。

* 工学士 宇治川電氣株式會社勤務

(4) 計算例

$f=0.75, \quad K_1=0.15, \quad \gamma=2.30, \quad x=61.500 \text{ m}, \quad w_0=1.00, \quad D=5.00 \text{ m}, \quad \mu=0.40,$
 $H=60.000 \text{ m}, \quad h_w=1.500 \text{ m}, \quad m=0.80, \quad n=0.10, \quad C_0=0.40 \quad \gamma_1=1.80,$
 $\nu=0.40, \quad \nu H=24.000 \text{ m}.$

とすれば

$A_1=4\,011.350, \quad B_1=149.790, \quad C_1=3\,854.083$
 $\therefore \alpha = \frac{C_1 - A_1 m}{B_1} = 4.306 \text{ m}$

2. 固定溢流堰堤の設計

(1) 記號及假定

h_0 : 堤頂上溢流水深, h_w : 波浪に對する餘裕水深

洪水時の流水面の形狀は複雑である

が、設計に當つては次の様に假定する。即ち上流側では溢流水深 (h_0+h_w) の3倍の點より水面が下り始め、堤頂上流端で $0.85(h_0+h_w)$ となり、同下流端で $0.62 h_0$ 、下流斜面上では一様に $0.62 h_0$ の鉛直水深で落下するものと考へる。波浪餘裕 h_w は安全の爲堤頂及下流斜面上には作用せざるものとす。

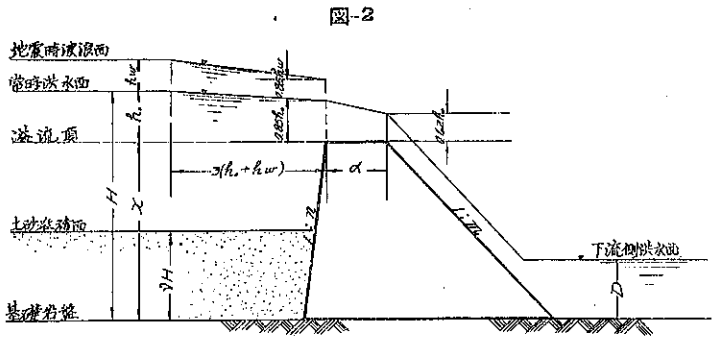


圖-2

(2) 滑動に對する安定條件式

$A_2 = (f - K_1)\gamma x^2 + w_0 f [1.24 h_0 - \mu(H + h_w + D)]x + w_0 f (0.8844 h_0^3 - 1.24 h_0 D + D^2)$
 $B_2 = 2(f - K_1)\gamma x + w_0 f [1.47 h_0 - \mu(H + h_w + D)]$
 $C_2 = [w_0 \{1 - fn(1 + 0.05 n)\} - (f - K_1)\gamma n]x^3 + [w_0(h_0 + h_w)(2 - 1.7 fn) + \mu f w_0 n(H + h_w + D)]x$
 $+ \frac{7}{6} w_0 K_1 (H^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}}) H^{\frac{1}{2}} + (C_0 - fn)(\gamma_1 - w_0)(\nu H)^2 - w_0 D^2$

とおけば

$A_2 m + B_2 \alpha \geq C_2 \dots \dots \dots (2)$

3. 可動扉付溢流堰堤の設計

(1) 記號

$\lambda\alpha$: 堤頂上流端とゲート支點との距離 (λ は定數)

G_1 : ゲートの重量 G の堤体上に作用する分力 ($G = G_1 + G_2$)

(2) 滑動に對する安定條件式

$A_3 = (f - K_1)\gamma x^2 - \mu f w_0 (H + h_w + D)x + w_0 f D^2$
 $B_3 = 2(f - K_1)\gamma x + w_0 f [2\lambda(h_0 + h_w) - \mu(H + h_w + D)]$
 $C_3 = [w_0(1 - fn) - (f - K_1)\gamma n] \lambda x^2$

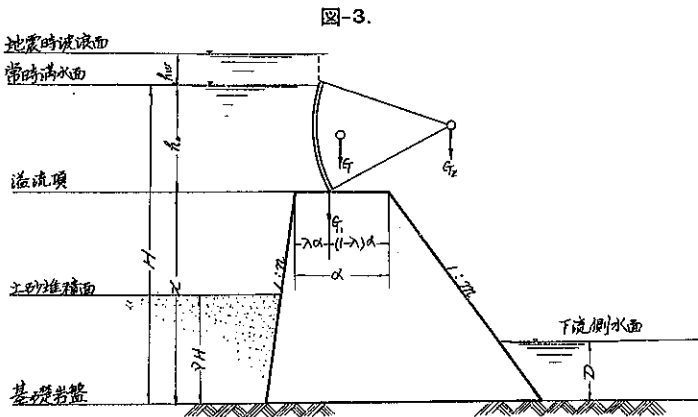


圖-3.

$$+ [2w_0(h_0 + h_w)(1 - fn) + \mu f w_0 n (H + h_w + D)]x + \frac{7}{6} w_0 K_1 (H^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}}) H^{\frac{1}{2}} + (C_0 - fn)(\gamma_1 - w_0)(vH)^2 - w_0 D^2 - 2fG_1$$

とおけば

$$A_3 m + B_3 \alpha \geq C_3 \dots\dots\dots (3)$$

II. 豁谷の形状に関する経済的考察

1. 豁谷の形状を梯形と見做し得る場合

(1) 堤体の总体積 V_1

豁谷の形状により a, b なる幅を適當に假定すれば堤体の总体積 V_1 は

$$V_1 = \frac{x}{6} [(a + 2b)(m + n)x + 3(a + b)\alpha] \dots\dots\dots (4)$$

によつて求められる。實際に當つて堰堤の总体積を求める場合には、止水壁、水叩、堰柱其の他に對して 1 割乃至 1 割 5 分位の餘裕を加算する。

(2) V_1 と m との関係

公式 (1), (2) 及 (3) に於て上流面勾配 n は既述の如く最初に定められるから既知とすれば

$$\alpha = \frac{C - Am}{B} \quad (\text{但し } A, B \text{ 及 } C \text{ 共に定數})$$

とおけるから之を公式 (4) へ代入すると

$$V_1 = \frac{x}{6B} [B(a + 2b)(m + n)x + 3(a + b)(C - Am)] \dots\dots\dots (4')$$

となる。即ち V_1 は m だけの函數となるから

$$\frac{dV_1}{dm} = \frac{x}{6B} [B(a + 2b)x - 3A(a + b)]$$

を得。 $\frac{x}{6B}$ は一般に正號を有つものと考へられるから次の二通りの場合に分けられる。

$$B(a + 2b)x - 3A(a + b) \leq 0 \dots\dots\dots (5)$$

$$B(a + 2b)x - 3A(a + b) > 0 \dots\dots\dots (6)$$

公式 (5) の場合は、 V_1 を最小にするためには m を最大にすればよいが、 m の値を増せば α の値が減ずるから一定の制限があつて、普通は $\alpha > h_0$ にする方がよい。

公式 (6) の場合は m を最小にする必要がある。然し m が過小になると、顛倒に對して安定を失ふから 3. に示す様な計算をする。

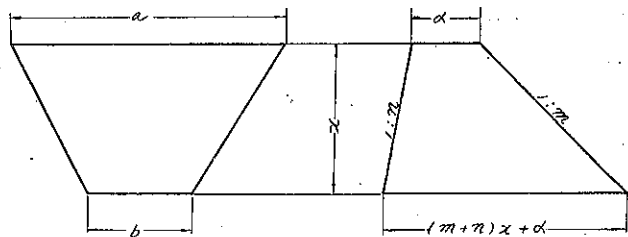
2. 豁谷の形状を拋物線形と見做し得る場合

(1) 堤体の总体積 V_2

此の場合は a だけを定めると其の总体積 V_2 は

$$V_2 = \frac{2ax}{15} [2(m + n)x + 5\alpha] \dots\dots\dots (7)$$

圖-4.



となる。

(2) V_2 と m との関係

1. の場合と同様にして

$$V_2 = \frac{2ax}{15B} [2B(m+n)x + 5(C - Am)] \dots\dots\dots (7')$$

$$\frac{dV_2}{dm} = \frac{2ax}{15B} [2Bx - 5A]$$

$$2Bx - 5A \leq 0 \dots\dots\dots (8)$$

$$2Bx - 5A > 0 \dots\dots\dots (9)$$

公式 (8) 及 (9) は夫々公式 (5) 及 (6) と同様の目的に用ひられる。

3. m の最小値決定

III. に示す各公式に於て $\alpha = \frac{C - Am}{B}$ と代入すると、總曲げモーメント ΣM 及總垂直力 ΣV は結局次に示す様な m に關する二次式及一次式になる。

$$\Sigma M \equiv pm^2 + qm + \gamma, \quad \Sigma V \equiv q'm + \gamma'$$

又堤体に作用する外力の合力が堤底を通る點と堤底上流端との距離を ξ_0 とすると

$$\xi_0 = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \leq \frac{2}{3} [(m+n)x + \alpha] \equiv Sm + t$$

となるから

$$pm^2 + qm + \gamma \leq (q'm + \gamma')(Sm + t) \dots\dots\dots (10)$$

が得られる。公式 (10) は顛倒及滑動に共通の安定條件式であるから之によつて最も經濟的な断面が算定せられるわけである。然し實際問題としては次の事項が必要になる。

(1) 非溢流堰堤の設計

此の場合には問題はなく、公式 (1) に依つて $\alpha = \frac{C_1 - A_1 m}{B_1}$ を計算し、之を III. 2. (2) の計算式に代入して m を求める。

(2) 固定溢流堰堤の設計

(1) と同様に $\alpha = \frac{C_2 - A_2 m}{B_2}$ 及 III. 3. (2) の計算式を用ひる。

(3) 可動扉付溢流堰堤の設計

此の場合に滑動に對して最も危険に曝されるのは満水時であるから $\alpha = \frac{C_3 - A_3 m}{B_3}$ を用ひる事に變りはないが、顛倒に對して最も危険なのは満水時なのか洪水時なのか豫断は出来ない。其の與へられた條件に依つて左右せられる様に思はれるから III. 3. (2) に依る m と III. 4. (2) に依る m とを比較して m の値の大きい方をとつて断面を定める。

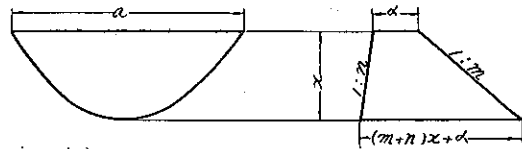
III. 堰堤の安定計算 (其の1.)

1. 空虛時の安定

(1) 記 號

本書に用ひる座標は 堤体の任意断面 (堤底の語で一括する) の上流端を原點とし、上方に η -軸、下流側へ ξ -軸の正の方向をとる。然し外力に對しては、計算する時の便宜上後述の様に嚴密な 數學上の意味から言へば誤つ

圖-5.



た符號を採用してゐるが、結果に於ては毫も支障がないものである。

G : 梯形の重心, $\bar{\xi}, \bar{\eta}$: G の座標, A : 梯形の面積,

K_2 : 空虛時震度。

$$A = \frac{x}{2} [(m+n)x + 2\alpha]$$

$$\bar{\xi} = \frac{(m^2 + 3mn + 2n^2)x^2 + 3(m+2n)\alpha x + 3\alpha^2}{3[(m+n)x + 2\alpha]}$$

$$\bar{\eta} = \frac{x}{3} \cdot \frac{(m+n)x + 3\alpha}{(m+n)x + 2\alpha}$$

(2) 空虛時の安定

W : 自重 $= \gamma A$, $K_2 W$: 地震力 $= K_2 \gamma A$, $\Sigma M = W\bar{\xi} - K_2 W\bar{\eta}$,

$\Sigma V = W$

であるから

$$\bar{\xi}_0 = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{W\bar{\xi} - K_2 W\bar{\eta}}{W} = \bar{\xi} - K_2 \bar{\eta} \geq \frac{(m+n)x + \alpha}{3}$$

は空虛時の顛倒に対する安定條件式である。今上式の $\bar{\xi}$ 及 $\bar{\eta}$ の値

に (1) の値を代入して簡約すると

$$(n - K_2)(m+n)x^2 + 3(n - K_2)\alpha x + \alpha^2 \geq 0 \dots\dots\dots (11)$$

となる。即ち $n \geq K_2$ である限り空虛時の安定計算は不必要である。

2. 非溢流堰堤の安定計算

(1) 記 號

堤体の任意の断面内の応力計算に便宜な様任意基線に據つて計算式を作り、基礎岩盤線に基線をとる場合には、式中の h 及 d の代りに夫々 H 及 D を用ひる。

h : 基線 ξ -軸上の堤高 x に對する 常時満水面以下の上流側水深

d : 同じく堤高 x に對する下流側水深

(2) 計 算 式

(i) 水 平 力

① 地震力 $\left\{ \begin{array}{l} K_1 W = \frac{K_1 \gamma x}{2} [(m+n)x + 2\alpha] \\ \bar{\eta} = \frac{x}{3} \cdot \frac{(m+n)x + 3\alpha}{(m+n)x + 2\alpha} \end{array} \right.$

② 静水圧力 $\left\{ \begin{array}{l} P = \frac{w_0 x^2}{2} \\ \bar{\eta}_p = \frac{x}{3} \end{array} \right.$

図-6.

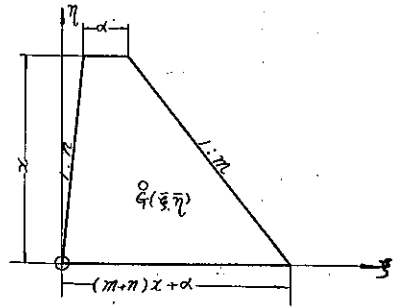


図-7.

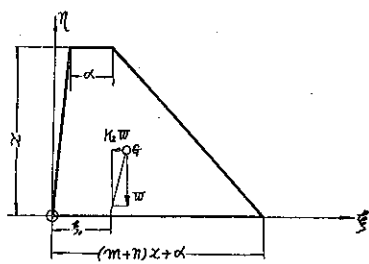
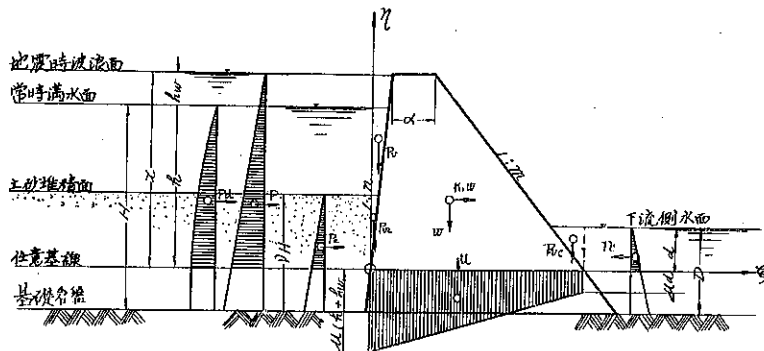


図-8.



$$\textcircled{3} \begin{cases} \text{動水圧力} & \left\{ \begin{aligned} P_a &= \frac{7}{12} w_0 K_1 h^{\frac{3}{2}} H^{\frac{1}{2}} \\ \bar{\xi}_{pa} &= \frac{2}{5} h \end{aligned} \right. \end{cases}$$

$$\textcircled{4} \begin{cases} \text{土砂圧力} & \left\{ \begin{aligned} P_o &= \frac{(\gamma_1 - w_0) C_0}{2} [h - (1 - \nu) H]^2 \\ \bar{\xi}_{po} &= \frac{h - (1 - \nu) H}{3} \end{aligned} \right. \end{cases}$$

$$\textcircled{5} \begin{cases} \text{下層水側力} & \left\{ \begin{aligned} P_c &= -\frac{w_0 d^2}{2} \\ \bar{\xi}_{pc} &= \frac{d}{3} \end{aligned} \right. \end{cases}$$

(1) 垂直力

$$\textcircled{6} \begin{cases} \text{自重} & \left\{ \begin{aligned} W &= \frac{\gamma x}{2} [(m+n)x + 2\alpha] \\ \bar{\xi}_w &= \frac{(m^2 + 3mn + 2n^2)x^2 + 3(m+2n)\alpha x + 3\alpha^2}{3[(m+n)x + 2\alpha]} \end{aligned} \right. \end{cases}$$

$$\textcircled{7} \begin{cases} \text{上水流斜面上力} & \left\{ \begin{aligned} P_v &= \frac{w_0 n x^2}{2} = nP \\ \bar{\xi}_{pv} &= \frac{nx}{3} n\eta_p \end{aligned} \right. \end{cases}$$

$$\textcircled{8} \begin{cases} \text{下水流斜面上力} & \left\{ \begin{aligned} P_{vc} &= \frac{w_0 m d^2}{2} \\ \bar{\xi}_{pvc} &= (m+n)x + \alpha - \frac{md}{3} \end{aligned} \right. \end{cases}$$

$$\textcircled{9} \begin{cases} \text{土砂圧力} & \left\{ \begin{aligned} P_{oc} &= \frac{(\gamma_1 - w_0)n}{2} [h - (1 - \nu)H]^2 \\ \bar{\xi}_{poc} &= \frac{n}{3} [h - (1 - \nu)H] \end{aligned} \right. \end{cases}$$

$$\textcircled{10} \begin{cases} \text{揚圧力} & \left\{ \begin{aligned} u &= -\frac{\mu w_0}{2} (h + h_w + d)[(m+n)x + \alpha] \\ \bar{\xi}_u &= \frac{(m+n)x + \alpha}{3} \cdot \frac{h + h_w + 2d}{h + h_w + d} \end{aligned} \right. \end{cases}$$

(3) 滑動に對する安定條件式

(2) に提示した水平力、垂直力の各合力を夫々 ΣH 及 ΣV とすると滑動に對して安定を保つためには

$$\Sigma H \leq f \Sigma V$$

の必要がある。之を簡約して公式 (1) が得られる。公式 (2) 及 (3) も同様にして求められる。

(4) 顛倒に對する安定計算

(2) の計算で總曲げモーメント ΣM 及總垂直力 ΣV が分れば

$$\bar{\xi}_0 = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \leq \frac{2}{3} l \quad [\text{但し } l = \text{底長} = (m+n)x + \alpha]$$

或は

$$e = \bar{\xi}_0 - \frac{l}{2} \leq \frac{l}{6}$$

の檢定をすればよい。

(5) 鉛直応力の計算

鉛直応力の最大値及最小値 R は

$$R = \frac{\Sigma V}{l} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right)$$

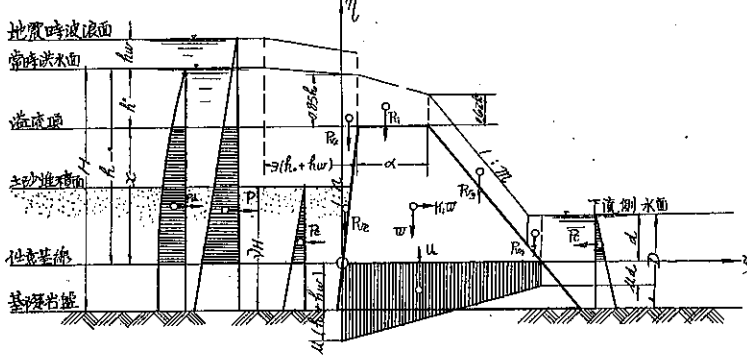
として求められる。

3. 固定溢流堰堤の安定計算

(1) 記 號

(2) 計 算 式

図-9.



(i) 水 平 力

① 地震力 $\left\{ \begin{array}{l} K_1 W = \frac{K_1 \gamma x}{2} [(m+n)x + 2\alpha] \\ \eta = \frac{x}{3} \cdot \frac{(m+n)x + 3\alpha}{(m+n)x + 2\alpha} \end{array} \right.$

② 静水圧力 $\left\{ \begin{array}{l} P = \frac{w_0 x}{2} [x + 2(h_0 + h_w)] \\ \eta_p = \frac{x}{3} \cdot \frac{x + 3(h_0 + h_w)}{x + 2(h_0 + h_w)} \end{array} \right.$

③ 動水圧力 $\left\{ \begin{array}{l} P_a = \frac{7}{12} w_0 K_1 (h^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}}) H^{\frac{3}{2}} \\ \eta_{pa} = h - \frac{3}{5} \cdot \frac{h^{\frac{5}{2}} - h_0^{\frac{5}{2}}}{h^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}}} \end{array} \right.$

④ 土砂圧力 $\left\{ \begin{array}{l} P_s = \frac{(\gamma_1 - w_0) C_c}{2} [h - (1-\nu)H]^2 \\ \eta_{ps} = \frac{h - (1-\nu)H}{3} \end{array} \right.$

⑤ 下静水圧力 $\left\{ \begin{array}{l} P_c = -\frac{w_0 d^2}{3} \\ \eta_{pc} = \frac{d}{3} \end{array} \right.$

(ii) 垂 直 力

⑥ 自重 $\left\{ \begin{array}{l} W = \frac{\gamma x}{2} [(m+n)x + 2\alpha] \\ \bar{\xi} = \frac{(m^2 + 3mn + 2n^2)x^2 + 3(m+2n)\alpha x + 3\alpha^2}{3[(m+n)x + 2\alpha]} \end{array} \right.$

⑦ 堤水頂上力 $\left\{ \begin{array}{l} P_{v1} = 0.735 w_0 h_0 \alpha \\ \bar{\xi}_{pv1} = n x + 0.4739 3 \alpha \end{array} \right.$

⑧ 上水流斜面上力 $\left\{ \begin{array}{l} P_{v2} = \frac{w_0 n x}{2} [(1 + 0.05n)x + 1.7(h_0 + h_w)] \\ \bar{\xi}_{pv2} = \frac{n x}{3} \cdot \frac{(1 + 0.05n)x + 2.55(h_0 + h_w)}{(1 + 0.05n)x + 1.70(h_0 + h_w)} \end{array} \right.$

⑨ 下水流斜面上力 $\left\{ \begin{array}{l} P_{v3} = 0.62 w_0 h_0 m (x - d + 0.62 h_0) \\ \bar{\xi}_{pv3} = n x + \alpha + \frac{m(x - d + 0.62 h_0)}{2} \end{array} \right.$

⑩ 下水流斜面上力 $\left\{ \begin{array}{l} P_{v4} = \frac{w_0 m}{2} (d + 0.62 h_0)(d - 0.62 h_0) \\ \bar{\xi}_{pv4} = (m+n)x + \alpha - \frac{m(d - 0.62 h_0)(d + 1.24 h_0)}{3(d + 0.62 h_0)} \end{array} \right.$

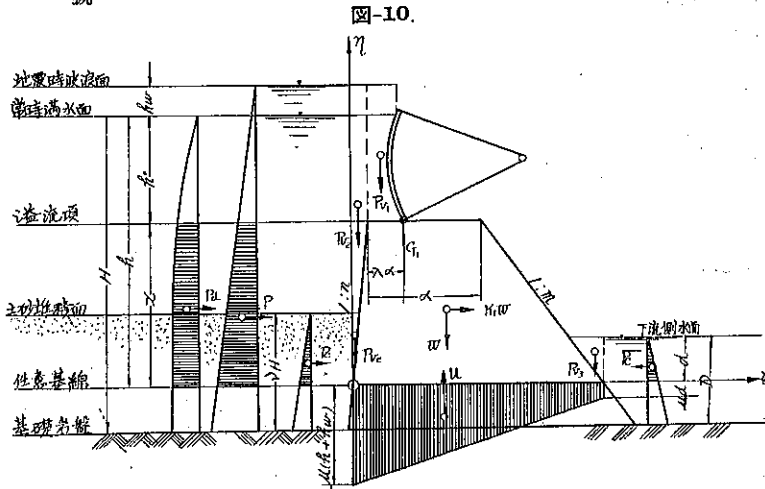
⑪ 土砂圧力 $\left\{ \begin{array}{l} P_{ve} = \frac{(\gamma_1 - w_0) m}{2} [h - (1-\nu)H]^2 \\ \bar{\xi}_{pve} = \frac{n}{3} [h - (1-\nu)H] \end{array} \right.$

⑫ 揚圧力 $\left\{ \begin{array}{l} u = -\frac{\mu w_0}{2} (h + h_w + d)[(m+n)x + \alpha] \\ \bar{\xi}_u = \frac{(m+n)x + \alpha}{3} \cdot \frac{h + h_w + 2d}{h + h_w + d} \end{array} \right.$

但し $d < 0.62 h_0$ の場合には ⑨、⑩ 及 ⑫ 式では $d = 0.62 h_0$ とする。

4. 可動扉付溢流堰堤の安定計算

(1) 記 號



(2) 計 算 式

(i) 水 平 力

① 地震力
$$\begin{cases} K_1 W = \frac{K_1 \gamma x}{2} [(m+n)x + 2\alpha] \\ \bar{\eta} = \frac{x}{3} \cdot \frac{(m+n)x + 3\alpha}{(m+n)x + 2\alpha} \end{cases}$$

② 動水圧力
$$\begin{cases} P_a = \frac{7}{12} w_0 K_1 (h^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}}) H^{\frac{1}{2}} \\ \bar{\eta}_{pa} = h - \frac{3}{5} \cdot \frac{h^{\frac{5}{2}} - h_0^{\frac{5}{2}}}{h^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}}} \end{cases}$$

③ 下静水流圧側力
$$\begin{cases} P_0 = -\frac{w_0 d^2}{2} \\ \bar{\eta}_{p0} = \frac{d}{3} \end{cases}$$

④ 静水圧力
$$\begin{cases} P = \frac{w_0 x}{2} [x + 2(h_0 + h_w)] \\ \bar{\eta}_p = \frac{x}{3} \cdot \frac{x + 3(h_0 + h_w)}{x + 2(h_0 + h_w)} \end{cases}$$

⑤ 土砂圧力
$$\begin{cases} P_e = \frac{(\gamma_1 - w_0) C_e}{2} [h - (1-\nu)H]^2 \\ \bar{\eta}_{pe} = \frac{h - (1-\nu)H}{3} \end{cases}$$

(ii) 垂 直 力

⑥ 自重
$$\begin{cases} W = \frac{\gamma x}{2} [(m+n)x + 2\alpha] \\ \bar{\xi} = \frac{(m^2 + 3mn + 2n^2)x^2 + 3(m+2n)\alpha x + 3\alpha^2}{3[(m+n)x + 2\alpha]} \end{cases}$$

⑦ 堤水頂上力
$$\begin{cases} P_{v1} = w_0 (h_0 + h_w) \lambda \alpha \\ \bar{\xi}_{pv1} = n x + \frac{\lambda \alpha}{2} \end{cases}$$

⑧ 上水流斜面上力
$$\begin{cases} P_{v2} = \frac{w_0 m x}{2} [x + 2(h_0 + h_w)] = n P \\ \bar{\xi}_{pv2} = \frac{n x}{3} \cdot \frac{x + 3(h_0 + h_w)}{x + 2(h_0 + h_w)} = n \bar{\eta}_p \end{cases}$$

⑨ 下水流斜面上力
$$\begin{cases} P_{v3} = \frac{w_0 m d^2}{2} \\ \bar{\xi}_{pv3} = (m+n)x + \alpha - \frac{m d}{3} \end{cases}$$

⑩ 自重土重
$$\begin{cases} G_1 = G_1 \\ \bar{\xi}_g = n x + \lambda \alpha \end{cases}$$

⑪ 土砂圧力
$$\begin{cases} P_{ve} = \frac{(\gamma_1 - w_0) m}{2} [h - (1-\nu)H]^2 \\ \bar{\xi}_{pve} = \frac{n}{3} [h - (1-\nu)H] \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \begin{cases} \text{揚圧力} \\ u = -\frac{\mu w_0}{2} [h + h_w + d] (m + n)x + \alpha \\ \bar{E}u = \frac{(m+n)x + \alpha}{3} \cdot \frac{h + h_w + 2d}{h + h_w + d} \end{cases}$$

IV. 設 計 例

1. 非溢流堰堤

(1) 設計條項

I. 1. (4) の例題で m と α を未知とする。

(2) 滑動に對する安定條件式

公式 (1) を用ひ、I. 1. (4) の様にして

$$A_1 = 4011.330, \quad B_1 = 149.790, \quad C_1 = 3854.083$$

即ち $4011.330 m + 149.790 \alpha \geq 3854.083$

(3) 豁谷の形狀に關する經濟的考察

豁谷の形狀を梯形と見做し $a = 160.000 \text{ m}$, $b = 52.000 \text{ m}$ とす。

m の値を左右する條件式 (5) 及 (6) を見るに

$$B(a+2b)x - 3A(a+b) = -119215.440 < 0$$

であるから m の値を最大にする必要がある。 $\alpha = 0$ にすれば三

角断面になるが、之は事實上出來ないことで多量の添加を要し反つて不經濟になる。本書では、交通其の他の爲堤頂に必要な幅員を定め、之より 0.500 m 位小さく α を定め、下流側に適當な曲線を挿入する。

本例題では、有效幅員 3.000 m の通路を作る事とし $\alpha = 2.500 \text{ m}$ と定める。

$$m \geq \frac{C_1 - B_1 \alpha}{A_1} = \frac{3854.083 - 149.790 \times 2.5}{4011.330} = 0.868$$

即ち $m = 0.87$ とすればよい。

(4) 空虛時の安定

公式 (11) に依れば計算の要なし。

(5) 満水時の安定

本書の公式 (1), (2) 及 (3) に依つて定められた断面で $m \geq 0.8$ の範圍内ならば、顛倒に對する安定計算の必要はないが試みに次の 6 層に就て計算すれば 圖-12. の如し。

2. 可動扉付溢流堰堤

(1) 設計條項

f : 滑動係數 = 0.75

K_1 : 満水時震度 = 0.12

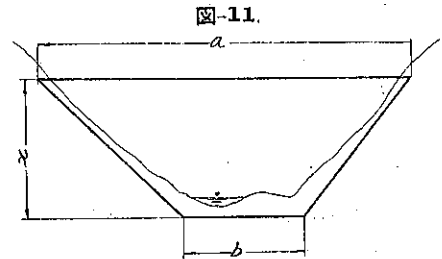
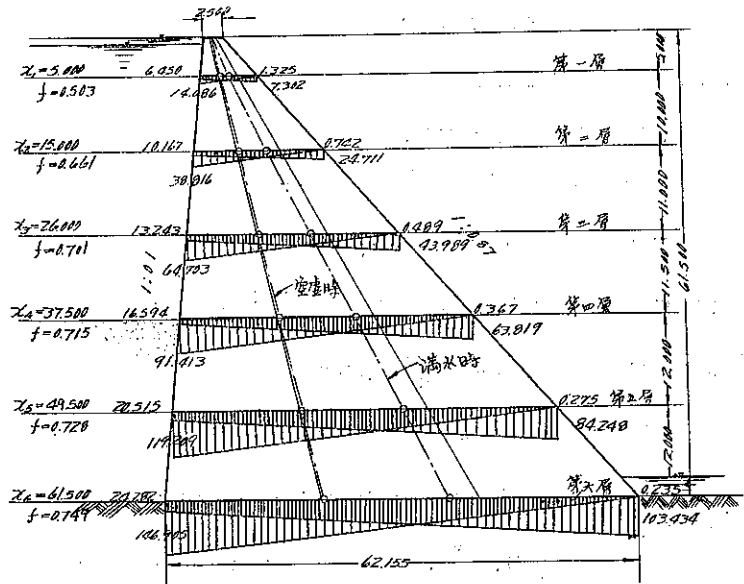


圖-12. 滑動係數及空虛時、満水時の各応力



K_2 : 空虚時震度 = 0.08

γ : 堤体の比重 = 2.34

w_0 : 水の比重 = 1.00

x : 堤体の高さ = 24.000 m

μ : 揚圧係数 = 0.60

H : 上流側常時水深 = 30.000 m

h_w : 地震時波浪餘裕 = 1.500 m

D : 下流側水深 = 8.000 m

λ : 常数 = 0.3

h_0 : ゲートの高さ = 6.000 m

n : 上流斜面勾配 = 0.08 C_s : 土圧係数 = 0.40 γ_1 : 土砂の比重 = 1.80 νH : 土砂堆積の高さ = 18.000 m

G_1 : ゲート自重の分力 = 1.800 t.

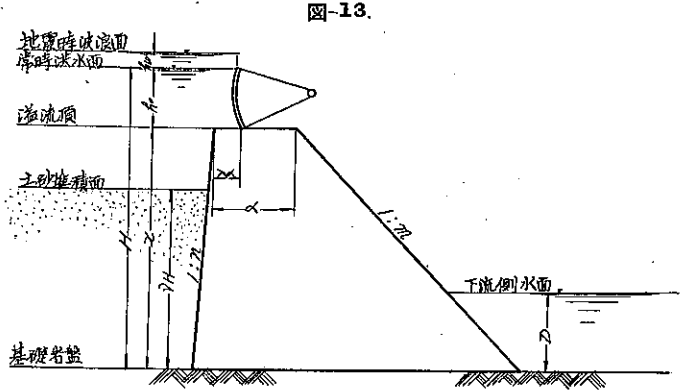


図-13.

(2) 満水時滑動に對する安定條件式

公式 (3) に依り

$$A_3 = 470.539 \quad B_3 = 56.362 \quad C_3 = 981.765$$

(3) 豁谷の形狀に關する經濟的考察

豁谷の形狀を拋物線形とし $a = 80.000$ m とすれば、公式 (8) 及

(9) で

$$2Bx - 5A = 352.681 > 0$$

となるから、 m は最小にする必要がある。

(4) m の最小値決定

比較の結果 III. 4. (2) 即ち満水時の m を用ひる。 m は値の最小さへ定むればよいので

$$\alpha = \frac{981.765 - 470.539}{56.362} = 17.4189 - 8.3485$$

と等號だけをとつて、計算式を m だけの函數に整理する。

(1) 曲げモーメント及垂直力

① 地震力 $K_1 W \bar{\eta} = \frac{K_1 \gamma x^2}{6} [(m+n)x + 3\alpha] = -28.183 + 1.460.430$

② 静水圧力 $P \bar{\eta}_p = \frac{w_0 x^2}{6} [x + 3(h_0 + h_w)] = 4.464.000$

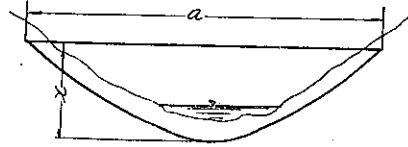
③ 動水圧力 $P_d \bar{\eta}_d = \frac{7}{60} w_0 K_1 [2H^3 - 5H^2 h_0^{\frac{3}{2}} + 3H^{\frac{1}{2}} h_0^{\frac{5}{2}}] = 607.239$

④ 土砂圧力 $P_e \bar{\eta}_{pe} = \frac{(\gamma_1 - w_0) C_s}{6} (\nu H)^3 = 311.040$

⑤ 下流側静水圧力 $P_e \bar{\eta}_{1,c} = -\frac{w_0 D^3}{6} = -85.333$

⑥ 自重 $\left\{ \begin{array}{l} W = \frac{\gamma x}{2} [(m+n)x + 2\alpha] = 205.068 + 1.032.159 \\ W \bar{\xi} = \frac{\gamma x}{6} [(m^2 + 3mn + 2n^2)x^2 + 3(m+2n)\alpha x + 3\alpha^2] = 1.722.244 + 3.965.795 + 10.467.217 \end{array} \right.$

図-14.



$$\begin{aligned}
 \textcircled{7} \text{ 堤頂上水圧力} & \begin{cases} P_{v1} = w_0(h_0 + h_w)\lambda\alpha = -18.784 + 89.198 \\ P_{v1}\bar{\xi}_{pv1} = \frac{w_0\lambda\alpha(h_0 + h_w)(2mx + \lambda\alpha)}{2} = 23.523 - 134.226 + 177.654 \end{cases} \\
 \textcircled{8} \text{ 上流斜面上水圧力} & \begin{cases} P_{v2} = \frac{w_0nx}{2}[x + 2(h_0 + h_w)] = 37.440 \\ P_{v2}\bar{\xi}_{pv2} = n^2 P\bar{\eta}_p = 28.570 \end{cases} \\
 \textcircled{9} \text{ 下流斜面上水圧力} & \begin{cases} P_{v3} = \frac{w_0mD^2}{2} = 32.000 \\ P_{v3}\bar{\xi}_{pv3} = \frac{w_0mD^2}{2} \left[(m+n)x + \alpha - \frac{mD}{3} \right] = 415.504 + 618.845 \end{cases} \\
 \textcircled{10} \text{ ゲート自重} & \begin{cases} G_1 = 1,800. \\ G_1\bar{\xi}_g = G_1(nx + \lambda\alpha) = -4.508 + 12.862 \end{cases} \\
 \textcircled{11} \text{ 土砂圧力} & \begin{cases} P_{ve} = \frac{(\gamma_1 - w_0)n}{2}(vH)^2 = 10.368 \\ P_{ve}\bar{\xi}_{pve} = \frac{(\gamma_1 - w_0)n^2}{6}(vH)^2 = 4.977 \end{cases} \\
 \textcircled{12} \text{ 揚圧力} & \begin{cases} u = -\frac{\mu w_0}{2}(H + h_w + D)[(m+n)x + \alpha] = -185.470 - 229.166 \\ u\bar{\xi}_u = -\frac{\mu w_0}{6}(H + h_w + D)[(m+n)x + \alpha]^2 = -1,163.605 - 2,875.487 - 1,776.467 \end{cases}
 \end{aligned}$$

(ii) m の最小値決定

上記の計算によつて

$$\Sigma M = 997.666 + 1,542.236 + 15,671.189$$

$$\Sigma V = 32.814 + 891.794$$

$$\bar{\xi}_0 = \frac{2}{3}[(m+n)x + \alpha] = 10.434 + 12.893$$

故に公式 (10) の等號だけをとつて整理すると

$$655.285 - 8,185.813 + 4,173.289 = 0$$

$$\therefore m = 0.533$$

便宜上 $m = 0.54$ とし α を求めると

$$\alpha = 17.4189 - 8.3485 \times 0.54 = 12.911$$

本例題は溢流堰堤であるから、溢流面作成による断面の減少を考慮し $\alpha = 13.100$ m とする。

支持力の檢定が不必要な堰堤の高さであるから安定計算は行はない。尙本例の様に $m = 0.54$ となるのは溢流堰堤では難點が多いけれど、極端な例として示したものである。

V. 堰堤の設計 (其の2)

1. 非溢流堰堤の設計

(1) 頂部の形状

形を美化する爲堤頂幅 α を β だけ増幅し、下流斜面との間に次式による拋物線を挿入する。

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

(2) 寸法表

表-1.

x/β	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
$(y-\beta)/\beta$	0.0156	0.0625	0.1406	0.2500	0.3906	0.5625	0.7656	1.0000

2. 溢流堰堤の設計

(1) 頂部上流面の形状

本節以下で用ひる z は $h_0 \leq z \leq \alpha$ の範囲内にある適当な定数で (4) の方法で定める。

頂部の形状は總てクリーガー氏の實驗値を基礎とし、之に大体近似の結果を示す方程式を求めて公式 (13) 及 (14) とする。

上流面は円弧とし

$$y^2 = 0.704 \cdot zx - x^2 \dots\dots\dots (13)$$

の示す様な中心と半径を有たせる。

(2) 頂部下流面の形状

下流面は一種の拋物線となり

$$y = 1.5165 \cdot x^{0.562} z^{0.438} \dots\dots\dots (14)$$

の形で表はされる。本式に依れば断面積や重心の位置が容易に求められる。

(3) 頂部下流面寸法表

表-2 は $z=1$ の場合を示すもので、一般には表-1 に示す x に對應する y の値に $z^{0.438}$ を乗ずればよい。

表-2.

x	0.01	0.02	0.04	0.06	0.10	0.14	0.20	0.30
y	0.1140	0.1683	0.2484	0.3120	0.4158	0.5023	0.6138	0.7709
x	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10
y	0.9062	1.0272	1.1381	1.2411	1.3378	1.4293	1.5165	1.5999
x	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90
y	1.6801	1.7574	1.8322	1.9046	1.9750	2.0434	2.1101	2.1752
x	2.00	2.10	2.20	2.30	2.40	2.50	2.60	2.70
y	2.2388	2.3010	2.3620	2.4218	2.4804	2.5380	2.5945	2.6501
x	2.80	2.90	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00
y	2.7049	2.7587	2.8118	2.9157	3.0167	3.1152	3.2113	3.3052
x	4.50	5.00	5.50	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00
y	3.5314	3.7468	3.9530	4.1511	4.3421	4.5268	4.7057	4.8795
x	8.50	9.00	9.50	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
y	5.0487	5.7468	5.3743	5.5315	5.8359	6.1283	6.4103	6.6820
x	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00
y	6.9455	7.2037	7.4584	7.6967	7.9342	8.1662	8.3932	8.6156

図-15.

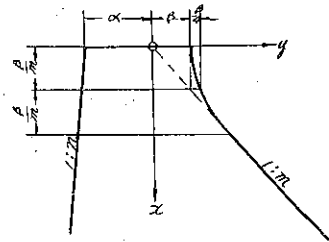


図-16.

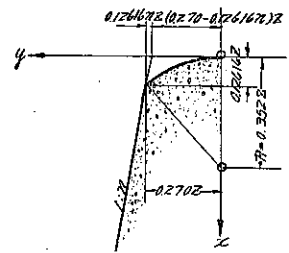
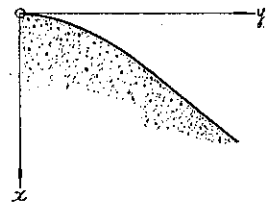


図-17.



(4) z の決定

表-3.

m	0.50	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57
z/x	0.2959	0.3096	0.3237	0.3381	0.3528	0.3679	0.3833	0.3991
m	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65
z/x	0.4153	0.4318	0.4487	0.4660	0.4836	0.5016	0.5200	0.5387
m	0.66	0.67	0.68	0.69	0.70	0.71	0.72	0.73
z/x	0.5578	0.5773	0.5972	0.6174	0.6380	0.6590	0.6804	0.7022
m	0.74	0.75	0.76	0.77	0.78	0.79	0.80	0.81
z/x	0.7243	0.7482	0.7698	0.7931	0.8168	0.8409	0.8655	0.8904
m	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89
z/x	0.9156	0.9413	0.9674	0.9939	1.0208	1.0481	1.0758	1.1039
m	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97
z/x	1.1325	1.1614	1.1907	1.2205	1.2507	1.2813	1.3123	1.3437
m	0.98	0.99	1.00	1.01	1.02	1.04	1.06	1.08
z/x	1.3755	1.4078	1.4404	1.4769	1.5071	1.5754	1.6454	1.7171
m	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.80	2.00
z/x	1.7906	2.1841	2.6220	3.1054	3.6352	4.2123	5.5120	7.0110

上表に於て m 及 α が定まれば z が求められる。此の x は頂部下流面の切平面の仰角が、 m の示す下流斜面の仰角と丁度等しくなる点の堤高である。

扱て z を実際に求める場合には便宜上次の順序による。 $h_0 \leq z \leq \alpha$ の関係から z を適當に假定して z_0 とし、表-3 によつて x を計算して x_0 とする。次に表-2 中の x の値中 x_0 に近似の値をとつて x とし表-3 によつて再び z を算出する。此の z の値は z_0 に近似の値で所要のものである。

(5) 計 算 例

$h_0 = 8.200 \text{ m}$, $\alpha = 9.880$ なる故 $z_0 = 9.000$ と假定すると

$$x_0 = \frac{9.000}{0.8655} = 10.398 \text{ m} \quad \therefore \quad x = 11.000 \text{ m}$$

従つて $z = 11.000 \times 0.8655 = 9.5205$, $z^{0.433} = 9.5205^{0.433} = 2.6832$

$x = 11.000 \text{ m}$ に對應する y の値は

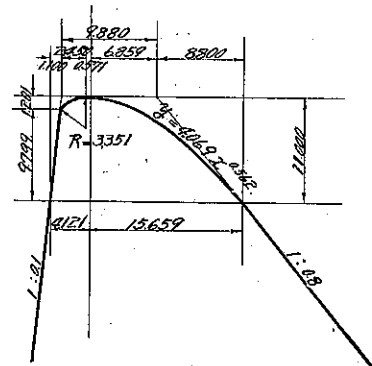
$$y = 1.5165 x^{0.562} z^{0.433} = 4.069 x^{0.562}$$

に依つても計算されるが表-2. によると

$$y = 5.8359 \times 2.6832 = 15.659$$

となる。

図-18.



VI. 堰堤の安定計算 (其の3)

1. 非溢流堰堤の安定計算

(1) 記號及計算式

頂部添加部分の自重を W_c とすると (図-19 参照)

$$\textcircled{1}-1 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{地震力} \\ KW_c = \frac{2K\gamma}{3} \cdot \frac{\beta^2}{m} \\ \bar{\eta}_{woc} = x - \frac{1}{2} \cdot \frac{\beta}{m} \end{array} \right.$$

$$\textcircled{1}-2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{自重} \\ W_c = \frac{2\gamma}{3} \cdot \frac{\beta^2}{m} \\ \bar{\xi}_{woc} = nx + \alpha + \frac{4}{5} \beta \end{array} \right.$$

(2) 計算例

$m=0.87, n=0.10, \alpha=2.500 \text{ m}, \beta=0.500 \text{ m}, x=5.000 \text{ m}$ とすると

$$\begin{aligned} \text{①-1 地震力} & \begin{cases} K_2 W_c = \frac{2 \times 0.1 \times 2.3}{3} \times \frac{0.50^2}{0.87} = 0.044 \text{ t} \\ \bar{\eta}_{w_0} = 5.000 - \frac{1}{2} \times \frac{0.50}{0.87} = 4.713 \end{cases} \\ \text{①-2 自重} & \begin{cases} W_c = \frac{2 \times 2.3}{3} \times \frac{0.50^2}{0.87} = 0.441 \text{ t} \\ \bar{\xi}_{w_0} = 0.1 \times 5.0 + 2.5 + \frac{4}{5} \times 0.5 = 3.400 \text{ m} \end{cases} \end{aligned}$$

図-19.

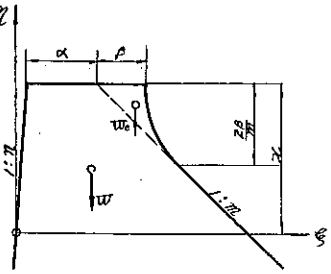


図-20.

2. 溢流堰堤の安定計算

(1) 記 號

図-20 では

$$t = \alpha - [y_0 - m x_0 + (0.270 - 0.12616 n) z] \geq 0.030 z$$

の関係を有つ様に z を定める。

(2) 計 算 式

第一層 (図-21 参照)

$$\begin{aligned} \text{①-1} & \begin{cases} W_1 = 0.023670 \gamma z^2 \\ \bar{\xi}_1 = 0.1658 z \\ \bar{\eta}_1 = 0.0514 z \end{cases} \\ \text{①-2} & \begin{cases} W_2 = 0.126160 \gamma z t \\ \bar{\xi}_2 = 0.270 z + 0.5 t \\ \bar{\eta}_2 = 0.0631 z \end{cases} \end{aligned}$$

$$\text{①-3} \begin{cases} W_3 = 0.038265 \gamma z^2 \\ \bar{\xi}_3 = 0.4442 z + t \\ \bar{\eta}_3 = 0.0492 z \end{cases}$$

第二層 (図-22 参照)

$$\text{①-1} \begin{cases} W_1 = 0.023670 \gamma z^2 \\ \bar{\xi}_1 = 0.1658 z + n(x_1 - 0.12616 z) \\ \bar{\eta}_1 = x_1 - 0.0748 z \end{cases}$$

$$\text{①-2} \begin{cases} W_2 = \gamma x_1 t \\ \bar{\xi}_2 = 0.270 z + 0.5 t + n(x_1 - 0.12616 z) \\ \bar{\eta}_2 = 0.5 x_1 \end{cases}$$

$$\text{①-3} \begin{cases} W_3 = 0.640205 \gamma x_1 y_1 \\ \bar{\xi}_3 = 0.3677 y_1 + t + 0.270 z + n(x_1 - 0.12616 z) \\ \bar{\eta}_3 = 0.3903 x_1 \end{cases}$$

$$\text{①-5} \begin{cases} W_5 = 0.270 \gamma z (x_1 - 0.12616 z) \\ \bar{\xi}_5 = 0.135 z + n(x_1 - 0.12616 z) \\ \bar{\eta}_5 = 0.5(x_1 - 0.12616 z) \end{cases}$$

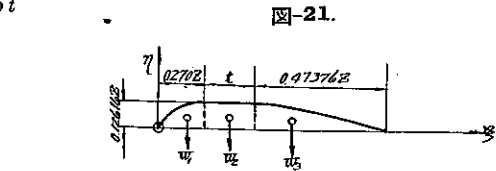


図-21.

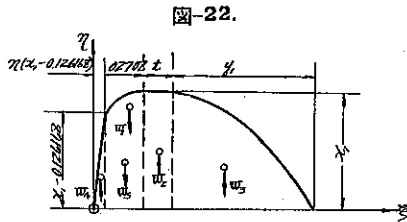


図-22.

$$\text{①-4} \begin{cases} W_4 = 0.5 \gamma n (x_1 - 0.12616 z)^2 \\ \bar{\xi}_4 = 0.6667 n (x_1 - 0.12616 z) \\ \bar{\eta}_4 = 0.3333 (x_1 - 0.12616 z) \end{cases}$$

第三層

第二層 x_1 及 y_1 の代りに夫々 x_0 及 y_0 とおけばよい。

3. 溢流堰堤に関する注意事項

(1) 計算式

2. (2) によつて断面に關する數値を計算し、外力に對する計算式は總て III. に提示したものを其の儘使用する。此の爲に生ずる誤差は安全側であるから支障はない。

(2) 滑動係數

梯形断面で $f=0.75$ に設計すると、實際は溢流部に相當量の削除を行ふから $f > 0.75$ になる。 $\gamma=2.3$ とした場合には相當の餘裕があると思はれるから差支へないが $\gamma \geq 2.35$ で設計する場合には γ の値は實驗値によつて定まるものであるから $f=0.75$ を確保する方が好ましい。實際計算によると大体梯形断面で $f \approx 0.73$ とすると目的通りになる。

附記 1. 貯水池の全容量、有效容量及其の重心の高さ

(i) 豁谷の形狀を梯形と見做し得る場合

圖-23 に於て、堰堤附近だけでなく、貯水池全般に亘つて適當な幅 B 及 b が定められると

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{全容量 } V_t = \frac{B+2b}{3} \cdot HL \\ \text{重心の高さ } H_t = \frac{H}{4} \cdot \frac{3B+5b}{B+2b} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{有效容量 } V_e = \frac{L}{H} \left[b \{ H^2 - (H-h_0)^2 \} + \frac{B-b}{3H} \{ H^3 - (H-h_0)^3 \} \right] \\ \text{重心の高さ } H_e = \frac{8bH \{ H^2 - (H-h_0)^2 \} + 3(B-b) \{ H^4 - (H-h_0)^4 \}}{12bH \{ H^2 - (H-h_0)^2 \} + 4(B-b) \{ H^3 - (H-h_0)^3 \}} \end{array} \right.$$

(ii) 豁谷の形狀を拋物線形と見做し得る場合 (圖-24 参照)

全容量 $V_t = \frac{8}{15} BHL$

重心の高さ $H_t = \frac{5}{7} H$

有效容量 $V_e = \frac{8}{15} BHL \left[1 - \left(\frac{H-h_0}{H} \right)^{\frac{5}{2}} \right]$

重心の高さ $H_e = \frac{5}{7} \cdot \frac{H^{\frac{7}{2}} - (H-h_0)^{\frac{7}{2}}}{H^{\frac{5}{2}} - (H-h_0)^{\frac{5}{2}}}$

附記 2. 假定を設けた場合の滑動に對する安定條件式

(i) 非溢流堰堤

$f=0.75, \quad \gamma=2.30, \quad w_0=1.00, \quad n=0.10, \quad C_0=0.40, \quad \gamma_1=1.80$

(i) $K_1=0.12, \quad \mu=0.40$ の場合

圖-23.

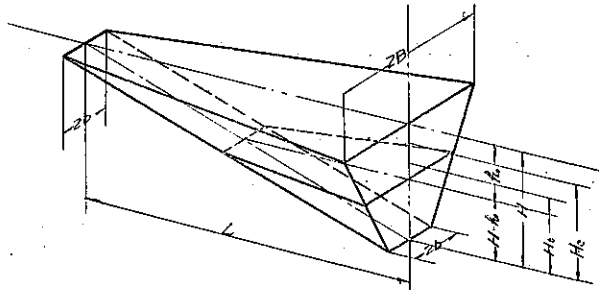
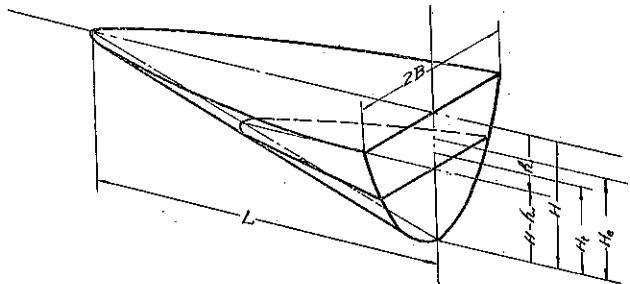


圖-24.



$$A_1 = 1.449 x^2 - 0.3(H + h_w + D)x + 0.75 D^2, \quad B_1 = 2.898 x - 0.3(H + h_w + D),$$

$$C_1 = 0.7801 x^2 + 0.03(H + h_w + D)x + 0.14 H^2 + 0.26(\nu H)^2 - D^2$$

(ii) $K_1 = 0.12, \quad \mu = 0.50$ の場合

$$A_1 = 1.449 x^2 - 0.375(H + h_w + D)x + 0.75 D^2, \quad B_1 = 2.898 x - 0.375(H + h_w + D),$$

$$C_1 = 0.7801 x^2 + 0.0375(H + h_w + D)x + 0.14 H^2 + 0.26(\nu H)^2 - D^2$$

(iii) $K_1 = 0.15, \quad \mu = 0.40$ の場合

$$A_1 = 1.38 x^2 - 0.3(H + h_w + D)x + 0.75 D^2, \quad B_1 = 2.76 x - 0.3(H + h_w + D),$$

$$C_1 = 0.787 x^2 + 0.03(H + h_w + D)x + 0.175 H^2 + 0.26(\nu H)^2 - D^2$$

(iv) $K_1 = 0.15, \quad \mu = 0.50$ の場合

$$A_1 = 1.38 x^2 - 0.375(H + h_w + D)x + 0.75 D^2, \quad B_1 = 2.76 x - 0.375(H + h_w + D),$$

$$C_1 = 0.787 x^2 + 0.0375(H + h_w + D)x + 0.175 H^2 + 0.26(\nu H)^2 - D^2$$

(ii) 固定溢流堰堤

(i) $K_1 = 0.12, \quad \mu = 0.40$ の場合

$$A_2 = 1.449 x^2 + [0.93 h_0 - 0.3(H + h_w + D)]x + 0.2883 h_0^2 - 0.93 h_0 D + 0.75 D^2$$

$$B_2 = 2.898 x + 1.1025 h_0 - 0.3(H + h_w + D)$$

$$C_2 = 0.779725 x^2 + [1.8725(h_0 + h_w) + 0.03(H + h_w + D)]x + 0.14(H^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}})H^{\frac{1}{2}} + 0.26(\nu H)^2 - D^2$$

(ii) $K_1 = 0.12, \quad \mu = 0.50$ の場合

$$A_2 = 1.449 x^2 + [0.93 h_0 - 0.375(H + h_w + D)]x + 0.2883 h_0^2 - 0.93 h_0 D + 0.75 D^2$$

$$B_2 = 2.898 x + 1.1025 h_0 - 0.375(H + h_w + D)$$

$$C_2 = 0.779725 x^2 + [1.8725(h_0 + h_w) + 0.0375(H + h_w + D)]x + 0.14(H^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}})H^{\frac{1}{2}} + 0.26(\nu H)^2 - D^2$$

(iii) $K_1 = 0.15, \quad \mu = 0.40$ の場合

$$A_2 = 1.38 x^2 + [0.93 h_0 - 0.3(H + h_w + D)]x + 0.2883 h_0^2 - 0.93 h_0 D + 0.75 D^2$$

$$B_2 = 2.76 x + 1.1025 h_0 - 0.3(H + h_w + D)$$

$$C_2 = 0.786625 x^2 + [1.8725(h_0 + h_w) + 0.03(H + h_w + D)]x + 0.175(H^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}})H^{\frac{1}{2}} + 0.26(\nu H)^2 - D^2$$

(iv) $K_1 = 0.15, \quad \mu = 0.50$ の場合

$$A_2 = 1.38 x^2 + [0.93 h_0 - 0.375(H + h_w + D)]x + 0.2883 h_0^2 - 0.93 h_0 D + 0.75 D^2$$

$$B_2 = 2.76 x + 1.1025 h_0 - 0.375(H + h_w + D)$$

$$C_2 = 0.786625 x^2 + [1.8725(h_0 + h_w) + 0.0375(H + h_w + D)]x + 0.175(H^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}})H^{\frac{1}{2}} + 0.26(\nu H)^2 - D^2$$

(iii) 可動扉付溢流堰堤

(i) $K_1 = 0.12, \quad \mu = 0.40$ の場合

$$A_3 = 1.449 x^2 - 0.3(H + h_w + D)x + 0.75 D^2, \quad B_3 = 2.898 x + 1.5 \lambda (h_0 + h_w) - 0.3(H + h_w + D)$$

$$C_3 = 0.7801 x^2 + [1.85(h_0 + h_w) + 0.03(H + h_w + D)]x + 0.14(H^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}})H^{\frac{1}{2}} + 0.26(\nu H)^2 - D^2 - 1.5 G_1$$

(ii) $K_1 = 0.12, \quad \mu = 0.50$ の場合

$$A_3 = 1.449 x^2 - 0.375(H + h_w + D)x + 0.75 D^2, \quad B_3 = 2.898 x + 1.5 \lambda (h_0 + h_w) - 0.375(H + h_w + D),$$

$$C_3 = 0.7801 x^2 + [1.85(h_0 + h_w) + 0.0375(H + h_w + D)]x + 0.14(H^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}})H^{\frac{1}{2}} + 0.26(\nu H)^2 - D^2 - 1.5 G_1$$

(iii) $K_1 = 0.15, \quad \mu = 0.40$ の場合

$$A_0 = 1.38x^2 - 0.3(H + h_w + D)x + 0.75D^2, \quad B_0 = 2.76x + 1.5\lambda(h_0 + h_w) - 0.3(H + h_w + D)$$

$$C_0 = 0.787x^2 + [1.85(h_0 + h_w) + 0.03(H + h_w + D)]x + 0.175(H^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}})H^{\frac{1}{2}} + 0.26(vH)^2 - D^2 - 1.5G_1$$

(iv) $K_1 = 0.15, \quad \mu = 0.50$ の場合

$$A_0 = 1.38x^2 - 0.375(H + h_w + D)x + 0.75D^2, \quad B_0 = 2.76x + 1.5\lambda(h_0 + h_w) - 0.375(H + h_w + D)$$

$$C_0 = 0.787x^2 + [1.85(h_0 + h_w) + 0.0375(H + h_w + D)]x + 0.175(H^{\frac{3}{2}} - h_0^{\frac{3}{2}})H^{\frac{1}{2}} + 0.26(vH)^2 - D^2 - 1.5G_1$$

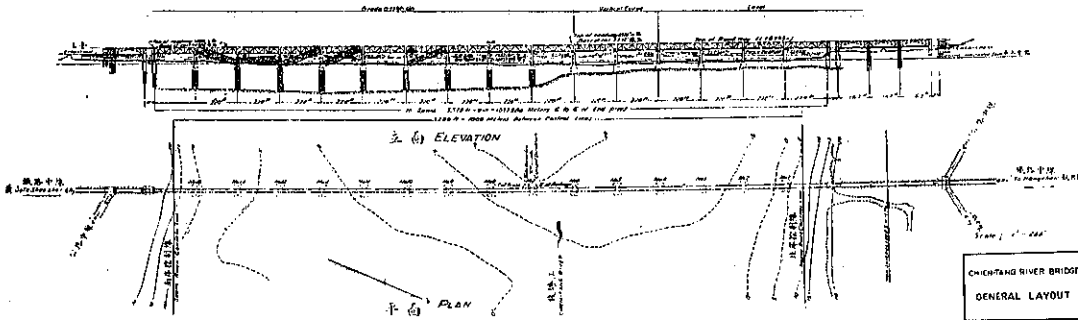
錢塘江橋梁に関する資料

鉄道省調査部第3課

錢塘江は浙江省中部樞要地を貫流するものにして近年其の東南部の發展著しく鉄道、道路の開發せらるゝもの亦從て多し、然るに杭州九江間鉄路の接続、附近公路網及滬杭甬鉄路の完成は實に錢塘江の架橋に係はる。依て浙江省當局は鉄道部と協議し工事費 480 萬元の巨費を折半負擔し津浦鉄路黃河鉄橋より長大なる大橋梁架設を決定せるものにて其の總長約 1.4 km に達す工程處長茅以昇の下に英人技師之を設計し主橋構桁は上海英國道門郎公司、主橋橋脚は康益洋行、南方接岸橋は新亭營造廠、北方接岸橋は東亞工程公司之が築造に當る。

昭和 12 年 9 月香港廣東より上海に至る粵漢、浙綏、滬杭甬 3 鉄路の連絡に依る鉄道交通開かるゝ旨の情報

圖-1.



あり、これは錢塘江橋梁の竣工せるによるものなり。又本橋は今次事変に關聯して自爆し主橋 10 連目、12 連目乃至 15 連目の 5 径間は墜落橋脚 2 基は原形を止めざる程度に爆破せられたり(圖-1 参照)。

錢塘江橋梁資料

(1) 一般狀況 本橋梁は杭州閘口六和塔附近に於て錢塘江を横斷するものにして北方鉄路は虎跑山の谷間を経て滬杭甬鉄路に接続し公路は橋富山を経て杭富線に接続す。南岸は一望の平原にして鉄路、公路共に蕭山を経て浙嶺鉄路、滬杭甬鉄路及浙東公路に聯絡するものなるを以て前記各種運輸系統に著るしき便宜を來すものなり(圖-2 参照)。

本橋梁は 2 層式にして上層を公路、下層を單線鉄道用とす。總長約 1390 m なり。其の内主橋は径間約 67 m 16 連より成り其の延長約 1072 m にして北方 5 径間は水平、6 径間目より南岸に向ひ 3.3 の下り勾配となる。北方接岸橋は延長約 226 m にして径間約 15 m 平臺 2 連、50 m 拱梁橋 3 連及 9 m 框橋 4 連より成り、南方