

第七章 堰堤の耐震

〔27〕 堰堤の耐震性

堰堤は巨大なる擁壁の一種にして、地震時の土壓より一層強度大なる水壓を受け、而も其の高さ數十米以上にて、一朝缺潰の場合は大津浪を起して遠く下流沿岸を掃蕩し、その慘害最も恐るべきものあるを以て、特に充分なる耐震力を存せしむる必要がある。

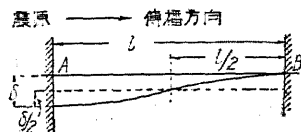
地震時に於ては、堤體に水平並に鉛直の地震力が作用し、水平力が増大するのみならず、有效重量は減少するを以て、著しく堰堤の安定を害する。其の他地震動により池水に振動生じ大なる波浪を起す虞あるを以て、その波壓をも考慮する必要があり、更に上流側に土砂の堆積する場合は之れに對して地震時土壓を考慮する。

貯水用堰堤の耐震は保安上極めて重大なるを以て、其の地方に於て豫期すべき最大の震度に對しても、危険なき様設計施工を爲さねばならぬ。然し堰堤の築造には特に堅硬なる地盤を選むを以て、最大震度は沖積層軟地盤に比し著しく小なりと考へられ、軟岩に於て 0.2～0.25、硬岩に於て 0.15～0.20 位を考慮すれば充分であり、且つ、貯水池の空虛なる場合は公共的の損害少なきを以て上記の 1/2 程度を採て差支ない。

(1) 兩端の相對變位に因る應力

地震の主要動は岩盤に於て約 $v_t = 3.3 \text{ km/sec}$ の速度を以て傳播する。今主要動の方向が堰堤に直角、即ち傳播方向が堰堤の長さの方向に平行なる場合を考ふるに、震波が震源に近き端 A より遠き端 B 迄進むに $\Delta t = \frac{l}{3.3}$ なる時間を要し、從て B の

第 136 圖



運動は A より Δt だけ遅れ、A と B との間に於て主要動の方向に δ なる相対變位を生じ、堰體は岩盤に固定さるゝを以て、固定桁として δ なる撓度に相當する彎曲力率生じ、兩端取付部に於て最も破壊し易い。此の危険を免るゝには横目地を入れて多くの塊に分ち一體として桁作用を爲さぬ様にする。然し各塊は堰長方向の地震力に依り反力が Middle third を外れざる程度の幅を有さなければならぬ。

(2) 地震に因る貯水池の波浪

地震により水分子に作用する合成加速度は重力の方向に對し傾斜するを以て、水面は此の合成加速度の方向に直角にならんとし、地震動と略等しき週期の波浪を生じ、小なる水槽にて水の波動の固有週期が地震動に近き場合は波高は漸増して池水は槽外に跳り出る。今矩形槽として長さ l 、深さ H とすれば池水の主波動週期 T_w は

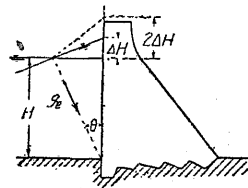
$$T_w = \frac{\pi}{\sqrt{3}} \frac{l}{\sqrt{gH}} = 1.814 \frac{l}{\sqrt{gH}} \text{ m/sec} \dots\dots(59)$$

大なる貯水池に於ては T_w は極めて大なるを以て、地震の週期 T に畧等しき週期の波が先づ堰の上流側に起りて次第に上流に傳播する。

此の場合水面は合加速度の方向に直角の位置を取らんとし運動を初め、堰堤上流面に於て ΔH だけ上り、水面昇降の週期が地震のそれと一致する時は n 回の振動に依り波高は n 倍となる、即ち

$$n\Delta H = nH \tan^2 \theta = nK^2 H = n \left(\frac{k_h}{1-k_v} \right)^2 H \dots\dots(60)$$

依て計畫満水面以上 $n\Delta H$ に水面が存すものとして靜的に水壓を計算する。但し T_w と T とが接近せざる限り n は普通 2 位にて充分である。



第 137 圖

計算例

$$H = 30 \text{ m}, \quad K = 0.15, \quad 2\Delta H = 2 \times 0.15^2 \times 30 = 1.35 \text{ m}$$

$$H = 100 \text{ m}, \quad K = 0.15, \quad 2\Delta H = 2 \times 0.15^2 \times 100 = 4.50 \text{ m}$$

ΔH が著しく大なる時は、波が堰頂を跳躍するものとして堰頂迄の水壓を考慮する。

米國の Westergaard 教授の理論的研究及び Jacobsen 教授の實驗の結果に據れば、地震時上流面に作用する水壓の強さの増加 Δp は大體次式を以て表はさるゝ

$$\Delta p = \frac{7}{8} K \sqrt{Hx} \quad (t, m) \dots\dots(61)$$

茲に x = 水面よりの深さ

此の方法によれば水面は上昇せざるを以て上部の耐震力は過小となる。一例として $H = 30 \text{ m}$ 、 $k_h = 0.1$ の場合の水壓の強さを示せば

常時水面よりの深さ	m	1	2	5	10	20	30
水壓の強さの増加 Δp	t/m ²	0.48	0.68	1.07	1.52	2.14	2.62
合成水壓の強さ	"	1.48	2.68	6.07	11.52	22.14	32.62

(28) 重力堰堤の耐震斷面形

重力堰堤の斷面を最も合理的に定むるには、先づ總ての外力に對し Middle third の原則と滑動の條件とを満足する基本三角形を定め、次に安定以外の種々の必要に對して修正を加ふる。

H = 波浪餘裕を加へたる全高

μH = 上流趾に於ける揚壓力水頭、下流趾に於ては零

$\mu_1 H$ = 堆砂の深さ

K_1 = 満水時の合震度 K_2 = 空虛時の合震度

w_0 = 単位体積の池水の重量
 w = (単位体積の堤體の重量) $\times (1 - k_v)$
 w_1 = (" の堆砂 ") $\times (1 - k_v)$
 $\gamma_0 = 1$ = 池水の比重

$\gamma = \frac{w}{w_0}$ = 堤體の比重

$\gamma_1 = \frac{w_1}{w_0}$ = 堆砂の比重

α_1 = 堤體下流面の傾斜角

α_2 = 堤體上流面の傾斜角

$m = \tan \alpha_1$

$n = \tan \alpha_2$

x = 鉛直下向座標

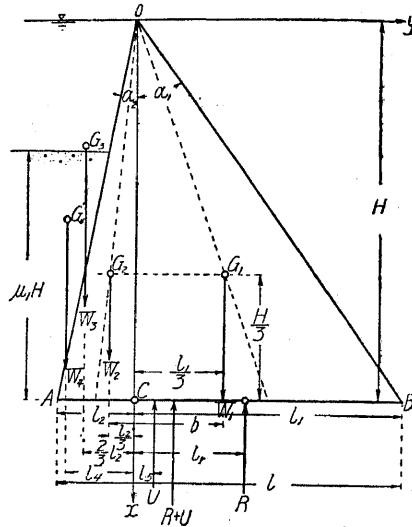
y = 水平下流向座標

$l_1 = mH$

$l_2 = nH$

$l = l_1 + l_2$ = 深さ H に於ける堤幅

第 138 圖



(1) 基本三角形断面 (Fundamental triangular section)

(a) 外力及作用點

今、堰堤の單位長に就て考へ

W_1 = $\triangle OCB$ の重量 W_2 = $\triangle OCA$ の重量
 W_3 = 上流面直上の水の重量 W_4 = 上流面直上の堆砂の重量
 P_0 = 總水平水壓 P_1 = 總堆砂壓の水平分力
 U = 底面總揚壓力 F_1, F_2 = 夫々 W_1, W_2 に對する水平地震力
 C_e = 堆砂土壓の係數 R = 底面鉛直反力 R_h = 同水平反力
 G_1, G_2, G_3 及 G_4 = 夫々 W_1 及 F_1, W_2 及 F_2, W_3, W_4 の作用點

依て、 O 點直下の底邊上の點 C の周りの諸外力の能率を求むるに、満水時の外力と脛長 (Arm length) とを表示すれば

記號	外力	脛長	能率の向き
W_1	$\frac{1}{2} w n H^2$	$\frac{1}{3} m H$	+
W_2	$\frac{1}{2} w n H^2$	$\frac{1}{3} n H$	-
W_3	$\frac{1}{2} v_0 t H^2$	$\frac{2}{3} n H$	-
W_4	$\frac{1}{2} (w_1 - v_0) n \mu_1^2 H^2$	$(1 - \frac{\mu_1}{3}) n H$	-
F_0	$\frac{1}{2} v_0 H^2$	$\frac{1}{3} H$	+
P_1	$\frac{1}{2} (w_1 - v_0) \mu_1^2 C_e H^2$	$\frac{1}{3} \mu_1 H$	+
U	$\frac{1}{2} v_0 (m+n) \mu H^2$	$\frac{1}{3} (m-2n) H$	-
F_1	$\frac{1}{2} w n K_1 H^2$	$\frac{1}{3} H$	+
F_2	$\frac{1}{2} w n K_1 H^2$	$\frac{1}{3} H$	+
R	$W_1 + W_2 + W_3 + W_4 - U$	$\frac{1}{3} (2m-n) H$	-
R_h	$F_0 + P_1 + F_1 + F_2$	0	

但し能率の向きは右廻り (時針と同一) を + とす。

(b) 應張力の作用せざる條件

底面に應張力が作用する時は、毛細間隙を生じ揚壓力を増大せしめ加速度的に安定を害するを以て、最も不利なる條件に於ても反力の作用點が底幅の中央 1/3 の範圍内、即ち Middle third の内に入る必要があり、此の點は擁壁の場合と性質を異にする。

今、反力が丁度 1/3 の點に作用するものとし、全部の外力の C 點の周りの力率の代數和を零と置き、必要なる下流面の傾斜 m を求むれば次式の如し。

$$(\gamma - \mu) m^2 = 1 + \mu_1^2 (\gamma_1 - 1) C_e + m \left\{ \gamma K_1 - n \left[\gamma + 2 + 2\mu_1^2 (\gamma_1 - 1) - 2\mu \right] \right\} + n^2 \left\{ -1 + \mu + \gamma \frac{K_1}{n} - \mu_1^2 (2(\gamma_1 - 1) - \mu_1 (\gamma_1 - 1)) \right\} \dots \dots \dots (62)$$

m 及 n 以外は既知にして普通 n は m に比して著しく小なるを以て、m を次の如く表はし得る。

$$m = \tan \alpha_1 = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left\{ 1 + \frac{1}{2} (\gamma_1 - 1) \mu^2 C_e + \frac{m}{2} \left\{ \gamma K_1 - n (\gamma + 2 + 2\mu^2 (\gamma_1 - 1) - 2\mu) \right\} + \frac{n^2}{2} \left\{ -1 + \mu + \gamma \frac{K_1}{n} - \mu^2 (\gamma_1 - 1) (2 - \mu) \right\} \right\} \dots\dots\dots(63)$$

實用上は右邊中の m の代りに $(\gamma - \mu)^{-\frac{1}{2}}$ を入れても大差なく、且つ $n \doteq K_2$ なるを以て

$$m = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left\{ 1 + \frac{1}{2} (\gamma_1 - 1) \mu^2 C_e + \frac{K_1}{2\sqrt{\gamma - \mu}} \left[\frac{\gamma}{2} - 1 + \mu - \mu^2 (\gamma_1 - 1) + \frac{1}{8} K_2^2 (2\gamma + \mu - 1 - \mu^2 (\gamma_1 - 1) (2 - \mu)) \right] \right\} \dots\dots\dots(64)$$

然るに K_2 が K_1 の 0.5 ~ 1.0 倍なる場合は近似的に

$$m = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left\{ 1 + \frac{1}{2} (\gamma_1 - 1) \mu^2 C_e \right\} \dots\dots\dots(65)$$

即ち空虚時の耐震上の目的より、上流面に $n = K_2$ なる傾斜を付すれば、下流面の傾斜 m は K_1 を無視する場合と同値を用ひて足りる。

(c) 滑動に對する安定條件

次に満水時堤體が底面に於て滑動せざる爲めの條件を求むるに、下流向きの水平力の總和と下向き鉛直力の總和との比を滑動係數 (Sliding factor) とし、f を以て表はせば

$$f = \frac{P_0 + P_1 + F_1 + F_2}{W_1 + W_2 + W_3 + W_4 - U} = \frac{1 + (\gamma_1 - 1) \mu^2 C_e + \gamma K_1 (m + n)}{n + (\gamma_1 - 1) n \mu^2 + (\gamma - \mu) (m + n)} \dots\dots\dots(66)$$

底面が水平な平面なる時は底面と岩盤との間の摩擦係數 φ は f より大なるを要し

水平底面 $\dots\dots\dots \varphi > f, \quad \varphi \doteq 0.7.$

下流向傾斜角(θ) $\varphi > f + \tan \theta$

上流向 " " $\varphi > f - \tan \theta$

地震力を考ふる時は $\varphi < f$ の場合多く、從て岩盤面に凹凸を附し岩盤の抗剪力に依て滑動に抵抗せしむる。特に溢流堰堤の頂部に於ては f は極めて大なるを以て、水平施工目地は鐵筋又は鐵骨を以て補強する必要がある。

(d) 空虚時の安定

次に空虚時の安定を考ふるに地震力が上流向に作用する場合に危險なるを以て、次に諸外力と C 點の周りの脰長とを示せば、

記號	外力	脰長	能率の向き
W_1	$\frac{1}{2} \gamma m H^2$	$\frac{1}{3} m H$	+
W_2	$\frac{1}{2} \gamma n H^2$	$\frac{1}{3} n H$	-
F_1	$K_2 W_1$	$\frac{1}{3} H$	-
F_2	$K_2 W_2$	$\frac{1}{3} H$	-
R	$W_1 + W_2$	$\frac{1}{3} (m + n) H - n H$	-

此場合反力の作用點が上流趾より底幅の 1/3 に存すれば安定を保ち得るを以て、力率の總和を零と置けば

$$\gamma m^2 - \gamma (m + n) (m - 2n) - K_2 \gamma (m + n) - \gamma n^2 = 0$$

$$\therefore n = K_2 \dots\dots\dots(67)$$

(2) 基本斷面形の修正

(a) 非溢流堰堤

頂部より溢流せしめざる重力堰堤に於ては、交通監視等の必要上天端に相當の幅 b を與ふる爲め上部の幅を大にする。然るに頂部に餘分の質量を加ふれば、之に地震力が作用するを以て $x = \frac{b}{m} = h$ なる水平斷面に於て安定條件を満足せず、此の爲めに a だけの増幅を爲し、 $x = 2h$ に於て基本斷面の下流線に

切せしめ、 BIL を B に頂点を有し oy を軸とする拋物線とする。増幅 a は次式に依て定むれば充分安全である。

$$a = b \frac{3K_1 - m + \frac{1}{mr}}{\frac{10}{3}m - \frac{1}{2}K_1} \dots\dots(68)$$

然るに此の修正に依て上流面の上部は過大の安定を有する事となるを以て OEJ なる三角形部を切り去つて差支ない。

(b) 溢流堰堤

頂部より洪水を溢流せしむる場合は、其の上面の形を溢流水脈の下面の形と成る可く一致せしむる。溢流部の頂点 A の位置即ち

h (第140圖) は最大溢流水深に $1 \sim 1.5m$ 位の餘裕を加へ、且つ満水地震時に於て波頂が橋桁の下端に達せざる程度とする。安定と溢流とに對し最も適當なる頂面の形は x 軸の下流側に對し

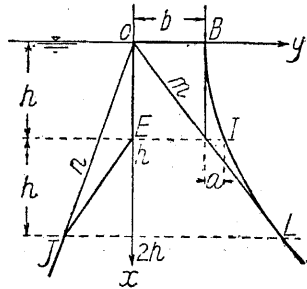
$$y^2 = m^2 \left\{ (x^2 - h^2) + \frac{2}{3}h^2 - \log_e \frac{x}{h} \right\} \dots\dots(69)$$

なる式に依て表はさるゝ曲線を用ひ、上流側に於ては水平長軸を有し A に於て $x = h$ なる水平線を切線とし、他端は一點 C に於て上流面に切する橢圓弧を用ふる。

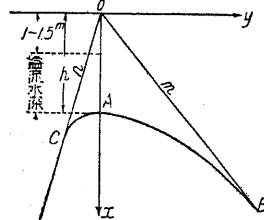
水脈下面が堤頂を離るれば、其の間隙に低壓を生じ表面の剝脱を助くるを以て、之を避くる爲めに必要なる y の値を次式に依て定むる。

$$y^2 \geq 4\mu h (x-h) \doteq 1.54 h (x-h) \dots\dots(70)$$

第 139 圖



第 140 圖



[29] 重力式以外の堰堤

重力式以外の堰堤にして普通用ひらるゝものは支壁式、單拱式及土堰堤等なるが、何れも耐震的ならしむる爲めには特別の工夫が必要である。

(1) 支壁式堰堤

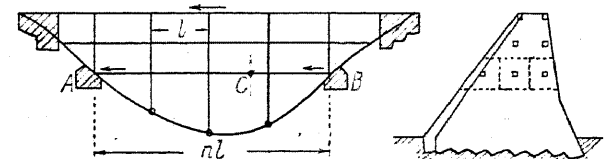
此の型式は比較的薄き三角形の支壁を堰堤の長さの方向に一定間隔に並列し、其の上流側に拱又は平板の遮水壁を設くるものにして、重力堰堤に比し混凝土の量は $35 \sim 45\%$ 、基礎の壓力及揚壓力は極めて小に、溫度變化又は硬化收縮に依て龜裂の生ずる事稀にして、材料運搬に不便なる場合に有利であるが、之を耐震的ならしむる爲めには稍多量の鐵筋材を要する。

安定上の主體たる支壁は高くして薄く、常時と雖も彎折の危險あり、且つ堤長方向の地震力に對しては到底自力を以て抵抗し得ない。従て各壁の間に多くの水平支材を入れて居るが、地震の場合は、力が兩岸の支壁に集中するを以て夫等の破壊を免るゝには、支壁を縫ふて兩岸の間に連続せる多數の水平支材を入れ、支壁、遮水壁及支材に作用する堤長方向の地震力の全部を兩岸に傳達せしむる。支材は數層に配置さ

第 141 圖

(a) 下流正面

(b) 横斷



れ、一層毎に數本の支材を有し、各支材列の斷面を夫々の受持つべき重量に比例せしむれば、一層の支材の伸縮は一樣となるを以て一本の支材に就て考ふれば足る。

今、 AB なる支材に於て兩端を鎮定して不動ならしむれば、地震力が左向に作用する時一點 C より左方の支材には壓力、右方には張力作用し、 C 點に於ては

應力零にして水平變位は最大となる。依て

$$l = \text{支壁中心間隔} \quad nl = AB \text{ 支材全長}$$

$\sigma_c =$ 支材混凝土の有効抗壓強度

$\sigma_s =$ 支材鐵筋の有効抗張強度

$E_c =$ 混凝土の彈性係數 $E_s =$ 鐵筋の彈性係數

$p =$ 各格點の地震荷重 (水平)

$A_c =$ 支材混凝土の斷面積 $A_s =$ 支材鐵筋の斷面積

C 點より左方に於ては格點毎に地震力加はり壓力は一樣の割合を以て A に向つて増大し、右方に於ては同様に張力が増大して B に於て最大となる。C に於ては CA 間の壓縮 δ と CB 間の伸長とが相等しきを以て

$$CA = n_c l, \quad CB = n_s l \quad \text{と置けば}$$

$$\delta = \frac{\sigma_c}{2E_c} n_c l = \frac{\sigma_s}{2E_s} n_s l \quad \text{且つ } n_c + n_s = n \quad \dots\dots(71)$$

$$\therefore \frac{n_c}{n_s} = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \frac{E_c}{E_s} \quad \dots\dots(72)$$

茲に σ_s 及 σ_c は溫度應力、彎曲應力及硬化收縮應力等を差引きたる残りの耐震上有效なる許容應力度である。

支材の最大應力に對して必要なる斷面積は

$$A_c = \frac{n_c p}{\sigma_c}, \quad A_s = \frac{n_s p}{\sigma_s} \quad \dots\dots(73)$$

$$\text{鐵筋比} = 100 \frac{A_s}{A_c} \% \quad \dots\dots(74)$$

混凝土の試験強度を 150 kg/cm^2 とすれば常時許容軸應力度は $\frac{1}{4} \times 150 = 37.5 \text{ kg/cm}^2$ 、地震時は 50% を増し得るを以て $37.5 \times 1.5 = 56.25 \text{ kg/cm}^2$ 、鋼の常時許容應張力度 = $1,200 \text{ kg/cm}^2$ 、地震時 50% を増して $1,800 \text{ kg/cm}^2$ である。硬化收縮は鐵筋及混凝土に應張力を生じ、溫度變化は兩者に張力又は壓力を作用せしむる。今溫度變化を $\pm 15^\circ C$ 、鋼及混凝土の膨脹係數を

$\alpha = 1/100,000$ とすれば

$$\text{鐵筋の溫度應力 } \sigma_{s,t} = 15E_s \cdot \alpha = 15 \times 2.1 \times 10^5 \times 10^{-5} = 315 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{混凝土の溫度應力 } \sigma_{c,t} = 15E_c \cdot \alpha = 15 \times 2.1 \times 10^5 \times 10^{-5} = 31.5 "$$

一例として有効應力度として鐵筋 900 kg, 混凝土 24 kg に採れば

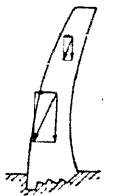
$$\frac{n_c}{n_s} = \frac{900}{24} \cdot \frac{2.1 \times 10^5}{2.1 \times 10^4} = 3.75, \quad \text{鐵筋比} = 0.7\%$$

實際は 1% 以上の鐵筋を用ひて混凝土の龜裂を充分に防止する。

A, B に於ける鎮塊は自身に作用する地震力と、 $n_s p$ なる張力との和に對し摩擦に依て抵抗し得る重量を要する。然し支壁は地震力を負擔せざるを以て其の重量は鎮塊の一部として利用し得る。

(2) 單拱式堰堤

[27] (1) に述べた兩端の相對變位に因る應力を考慮するの外、空虛時に於て上流向きに作用する地震に對し特殊の用意を必要とする。即ち、第142圖
水面上の部分に於て重力と地震力との合力を底厚の Middle third に入るゝ必要あり、從て空虛時に於ても此の條件を満足する必要あるを以て相當厚き拱輪を要する。



(3) 土堰堤

(a) 土堰堤の耐震性

土堰堤に於て心壁及其の上流部は透水を防止する目的にして、心壁より下流の土體の支持力と底面の摩擦とに依て水壓に抵抗する。然るに支持體に微細粒の土を用ふれば、時日を経過するに従ひ全體が水を以て飽和され、著しく變形し易き彈性體の如き性質を有し、堤に直角なる地震動に依り大なる振動を爲し、土體自身の振動週期が地盤の週期と接近する時は上部の振動は地盤の夫れの數倍にも達し、即ち上部ほど大なる地震力が作用する。是等の危險を防止するには、支持體になるべく粗粒を用ひ内部排水を充分にして變形を小ならしむる事が緊要であ

る。法面の勾配は地震なき場合の満水時安全勾配に對し上下流共に 1~1.5 割以上緩ならしむるを可とす。今、地震なき場合の上流面勾配 n 割、下流面勾配を m 割とすれば、耐震堰堤に於ての安全勾配 n' , m' は

$$n' > n+1, m' > m+1$$

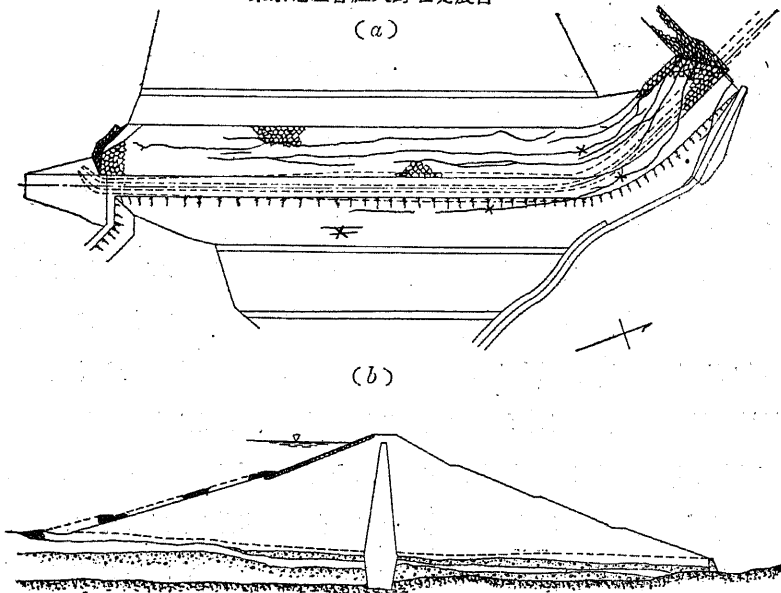
次に堤長の方向に地震力が作用する場合は兩袖、高さの急に變ずる箇所、排水路上部等性質が不連続的なる所に横斷龜裂を生じ易い。然し地震後明かに割目を認め得るは、上部及下流法の水分少なき表層部にすぎぬ。

尙、土堰堤は地盤の比較的堅固ならざる所に築造さるゝ事多く、従て重力、拱、支壁等の堰堤地盤より大なる地震力を考慮する必要がある。

(b) 土堰堤の震害

關東大地震に於ては、軟地盤の谷間に築造せし用水溜池の小土堰堤は殆んど堤防に類する震害を受け、規模稍大なるものも總て大小の震害を受けたるが、幸に

第 143 圖
東京電燈會社大野堰堤震害



大事に至らなかつた。一例として東京電燈會社大野堰堤(山梨縣北部留郡大目村)の震害を示せば第 143 圖 (a 平面, b 横斷) の如し。

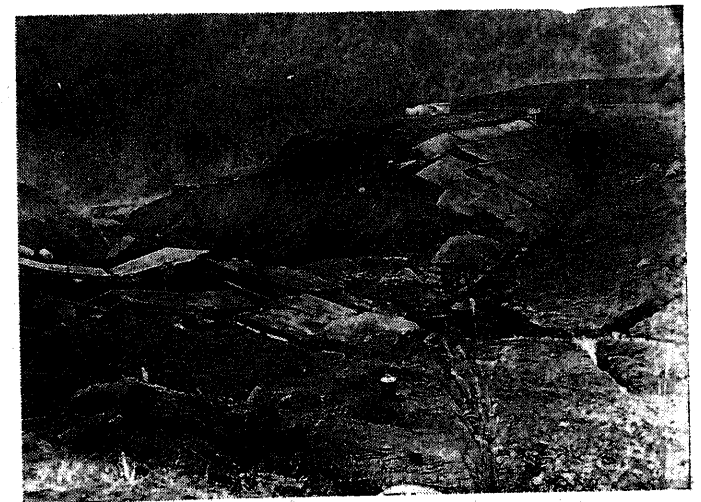
最大高 115', 天端 24', 表法は上部 2.5 割割石練張, 下部 3 割捨石, 裏法は上部 2 割, 下部 2.5 割犬走三段, 全法芝張, 天端餘高 10'。

地震當時の水面は天端下 18', 堤方向略南北にして主震動は堤に直角に作用せしものゝ如く、兩法面に無数の滑出龜裂を生じ、特に附根附近は地山が水側に傾斜せる爲め、堤體は心壁共に稍著しき滑出を爲した。第 144 圖は昭和 5 年 11 月の伊豆地震に於て中央部排水口附近の漏水に因り缺潰せる伊豆修善寺遊園地の堰堤の狀況なるが、最大高約 25 尺の小規模のものなりしも、下流に於て流失家屋及死者を生じた。

1906 年のカリフォルニヤ地震に於ては、強震以上の地域に多數の土堰堤ありしも地盤良好なりしと震度は大體 0.1 以下なりし爲め致命的被害を生じなかつた。

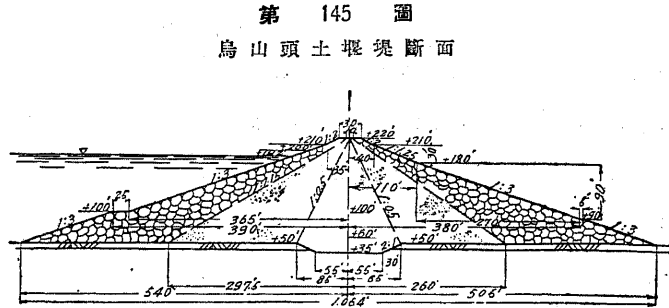
第 144 圖
堰堤の缺潰

1925 年のサン
ターバラの
地震に於ては、
シーフェール
ド土堰堤(高
30')の中央部
約 300' が滑
り出したが、
原因は前法の
防水壁の目地
の開口と推定
されて居る。



昭和 5 年 12 月 8 日の臺灣嘉義地震に於て、嘉南大圳烏山頭貯水池の土堰堤が

稍著しき震害を受けたるが、最大高 185 尺、表法 3 割、裏法 3 割、堤長約 700



第 145 圖
烏山頭土堰堤断面

間、基礎第三紀青色硬粘土、工法セミハイドロリック、心壁は粘土にして世界有数の規模なるが表法水際附近、裏法下半部に著しき滑りを生じたるが推定震度は約 0.2 である(第 145 圖参照)。

[30] 堤體横断面に於ける應力度の分布

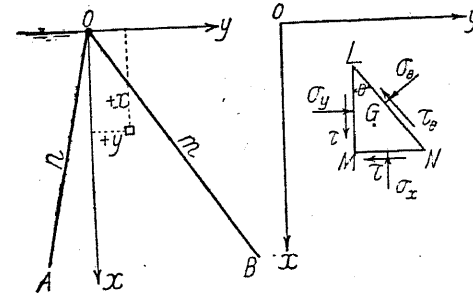
[28] (1) 及 (2) に述べたる方法に依り、従來の如く多くの水平断面に就て安定及應力度を計算する必要なく、一舉にして重力堰堤の所要断面を決定し得るを以て、断面に於ける應力度及其の分布は別に計算しなければならぬ。之に對して最も便利なる方法は佛人 Lévy 及 Pigeaud 兩氏の計算法なるが、次に述ぶる著者の方法は之を地震力の作用する場合に應用したものである。但し兩氏の方法は従來の如く水平剪力は鉛直壓力に比例すると假定するを以て、其の結果は三角形桁木術として計算する場合と多少異なる。

猶兩氏の方法は單に基本三角形断面の場合のみに對して應用し得るに過ぎざるも本節に於ては、溢流頂、可動堰等の存在する場合の近似計算法をも述べる。

(1) 基本三角形内の應力分布

第 146 圖に示すが如く基本三角形を AOB とし、頂點 O を座標原點とし、 x 軸を鉛直下向きに、 y 軸を水平右向きに採れば、断面内の任意の一點 x, y に於ける各應力度は x, y の一次式を以て表はし得る。

第 146 圖



n = 上流面の傾斜
 m = 下流面の傾斜
 w_0 = 池水單位體積の重量
 w = 堰體 "
 w_c = 揚壓力を考慮せる有效重量 = $w - \mu w_0$
 但し μ は揚壓力係數

k_h = 水平震度, 下流向き +
 k_v = 鉛直震度, 下向き +

LMN は $+x, +y$ に重心 G を有し、二邊 x, y 軸に平行、一邊 x 軸に θ だけ傾斜する單位厚の堤體微部分

σ_x = MN 面に於て $-x$ 方向に作用する壓應力度
 σ_y = LM " $+y$ " "
 τ = LM 及 MN 面に於て夫々 $+x$ 及 $-y$ の方向に作用する剪應力度
 τ_θ = LN 面に於て上向きに作用する剪應力度
 σ_θ = LM 面に垂直に作用する壓應力度

a_1, b, a_2, b_2, c, e は x, y に無關係にして n, m, w_0, w, k_h, k_v 等の既知量に依て表はさるゝ係數

普通の場合上流面の堆砂壓は應力度に殆んど影響なきを以て之を省略する。堤體微部分に作用する應力度は次式を以て表はさる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= a_1x + b_1y, & \sigma_y &= a_2x + b_2y \\ \tau &= cx + ey \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(75)$$

微部分の平衡及堰堤の上下流両面の條件に依り各係數を定むれば

$$a_1 = +\frac{w}{(m+n)^2}(m^2+n^2) - \frac{w_0}{(m+n)^3}(m-n-2m^2n) - \frac{k_h w}{(m+n)^2}(m-n)$$

$$\begin{aligned}
 b_1 &= -\frac{w}{(m+n)^2}(m-n) - \frac{w_0}{(m+n)^3}(n^2+3mn-2) + \frac{2k_h w}{(m+n)^2} \\
 a_2 &= +\frac{w}{(m+n)^2}2m^2n^2 - \frac{w_0}{(m+n)^3}m^2(2mn^2-3n-m) \\
 &\quad + \frac{k_h w}{(m+n)^2}mn(m-n) \\
 b_2 &= +\frac{w}{(m+n)^2}mn(m-n) + \frac{w_0}{(m+n)^3}mn(mn-m^2-2) \\
 &\quad + \frac{k_h w}{(m+n)^2}(m^2+n^2) \\
 c &= k_h w - b_2, \quad c = w - a_2 \dots\dots\dots(76)
 \end{aligned}$$

鉛直震度が微小なる時は k_h の代りに K を用ひても大差ない。

(76) 式は満水時、地震力作用し揚圧力なき場合にして、其の他の場合に對しては上式に於て次の如く置く

1. 池空虚の場合 $w_0 = 0$
 2. 地震力を考慮せざる場合 $k_h = k_v = K = 0$
 3. 揚圧力を考慮する場合 堤體單位體積の重量 w 中地震に關係せざるものを $w_0 = w - \mu w_0$ と置く
 4. 池空虚の場合 上流向の地震力を考慮するを以て、水平震度の絶対値を $|k_h|$ とすれば $k = -|k_h|$ 又は $K = -|K|$
 5. 上向鉛直震度をも考慮する場合は其の絶対値を $|k_v|$ とし、 $k_h w$ 以外の w を w_0 とする
- 満水の場合 $w_0 = w(1 \pm |k_v|) - \mu w_0$
 空虚の場合 $w_0 = w(1 \pm |k_v|)$

次に x, y 點に於て互に直角なる二つの主應力度 σ_1, σ_2 及最大剪應力度 τ_m を表はせば

$$\left. \begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \\
 \sigma_2 &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \\
 \tau_m &= \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(77)$$

(77) 式中の σ_x, σ_y 及 τ に (76) 式の關係を代入し、尙計算の便宜上 $y/x = z$ を變數として用ふれば次式を得る。

$$\left. \begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{x}{2} \left\{ [(a_1 + a_2) + (b_1 + b_2)z] \right. \\
 &\quad \left. + \sqrt{[(a_1 - a_2) + (b_1 - b_2)z]^2 + 4(c + cz)^2} \right\} \\
 \sigma_2 &= \frac{x}{2} \left\{ [(a_1 + a_2) + (b_1 + b_2)z] \right. \\
 &\quad \left. - \sqrt{[(a_1 - a_2) + (b_1 - b_2)z]^2 + 4(c + cz)^2} \right\} \\
 \tau_m &= \frac{x}{2} \sqrt{[(a_1 - a_2) + (b_1 - b_2)z]^2 + 4(c + cz)^2}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(78)$$

然るに $z = \text{const.}$ は O より放射する直線の方程式にして、其の x 軸に對する傾斜角を θ とすれば $z = \tan \theta$ である。従て一の z 線に沿ふては z は一定なるを以て、線上の各點に於ける σ_1, σ_2 及 τ_m は x の値に依て直ちに定まる。今

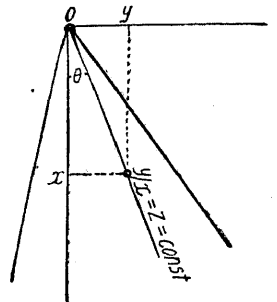
$$\left. \begin{aligned}
 \xi &= \frac{1}{2} [(a_1 + a_2) + (b_1 + b_2)z] \\
 \xi' &= \frac{1}{2} \sqrt{[(a_1 - a_2) + (b_1 - b_2)z]^2 + 4(c + cz)^2}
 \end{aligned} \right\} (79)$$

と置けば

$$\sigma_1 = x(\xi + \xi'), \quad \sigma_2 = x(\xi - \xi'), \quad \tau_m = x\xi' \dots\dots\dots(80)$$

依て圖上に 0.05 ~ 0.1 の間隔に多くの z 線を引けば等應力度線の z 線上の位置は

第 147 圖



$$x = \frac{\sigma_1}{\zeta + \zeta'}, \quad x = \frac{\sigma_2}{\zeta - \zeta'}, \quad x = \frac{\tau_m}{\zeta} \dots\dots(81)$$

若し、各 z 線上の應力度線の間隔を $10 t/m^2$ とすれば x の間隔は夫々 $10/(\zeta + \zeta')$, $10/(\zeta - \zeta')$ 及 $10/\zeta'$ となる。

次に各應力の作用方向線を畫くには、一點 x, y に於て主應力 σ_1, σ_2 の作用線の y 軸と成す角を β_1, β_2 とすれば (β は時計と逆方向を+とす)

$$\tan \beta = -\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2\tau}\right) \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2\tau}\right)^2 + 1} \dots\dots(82)$$

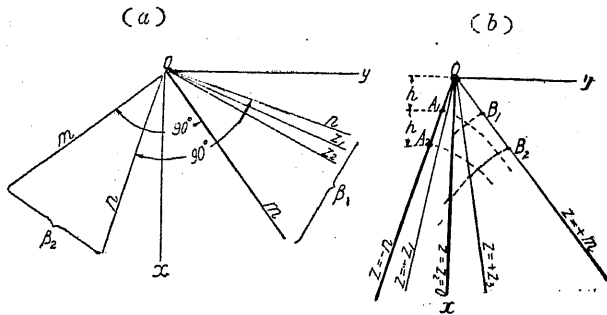
此の場合式中の \pm 符號は σ_1 の方向線 β_1 に對し、満水時には-、空虛時には+を用ふ。今 (82) 式の σ_x, σ_y 及 τ に (75) 式を代入し $y/x = z$ と置けば (82) 式は次の如くなる。

$$\tan \beta = -\frac{(a_1 - a_2) + (b_1 - b_2)z}{2(c + ez)} \pm \sqrt{\left\{\frac{(a_1 - a_2) + (b_1 - b_2)z}{2(c + ez)}\right\}^2 + 1} \dots(83)$$

(83) 式に依り $z = const.$ なる放射線上に於ては $\tan \beta$ は一定なるを以て、 σ_1 及 σ_2 の作用線は一の z 線上に於ては凡て平行である。故に各々の z 線に對し $\tan \beta_1$ 及

$\tan \beta_2$ を計算し、夫等の方向を圖上に表はし置き、(第148圖 a) 方向線の鉛直間隔 h (第148圖 b) を適當

に定め、 σ_1 の方向線に對しては上流面 $z = -n$ 線上 (b圖) の A_1, A_2, \dots より起り a圖の β_1 線中の n 線に平行なる線を以て次の z_1 線に達し、此點より更に z_1 線に平行に z_2 線に達し順次に進めば、 A_1 點を過ぐる σ_1 の方向線を



第 148 圖

得。此場合下流面 OB_1B_2 も σ_1 の方向線である。

σ_2 の方向線は下流面上の B_1, B_2, \dots より始め、a圖の β_2 線に平行なる線に依り σ_1 の場合と同様に求め得る。

而して β_1 及 β_2 線中の m 及 n 線、其他の等番號の β_1, β_2 線は夫々互に直角をなす。

次に τ_m の方向線を求むるには、 x, y 點に於て方向線が y 軸と成す角を γ とすれば

$$\tan \gamma = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} \pm \sqrt{\left(\frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y}\right)^2 + 1} \dots\dots(84)$$

然るに τ_m の方向線は常に兩主應力方向線に對し 45° の傾斜を爲すを以て γ を計算する必要はない。

次に實地上必要なる等應力線及方向線を擧ぐれば

1. 満水の場合 最大主應力 σ_1 の等應力度線及方向線
最大應剪力 τ_m の " "
2. 空虛の場合 最大主應力 σ_1 の " "

實際の堰堤に於ては頂部に於て若干の幅員を有し、溢流堰堤にありては頂部を適當に切り取り、水門、橋梁等を架するを以て、夫等が應力度に及ぼす影響を考慮すべきであるが、其の爲めに應力度を表はす式が $y/x = z$ の一次式とならざるを以て、上記の如き便利なる計算法は不可能となり、且つ稍高き堰堤に於ては基本三角形として應力の分布を計算しても、頂部を除きたる主要部に對しては多少の安全側誤差を生ずるのみである。

若し實際の形狀に對して應力計算を爲さんとすれば、基本三角形に於て切り取りたる部分の重量と、附加したる重量との代數和を W とし、その重心の位置を \bar{x}, \bar{y} とす。但し W は増の場合に +, 減の場合に - とし、多くの場合は - である。

今、 W 及それに作用する地震力に依て生ずる主応力 σ'_x を突桁理論に依て近似的に求むれば

$$\sigma'_x = e'y + d'$$

茲に

$$\left. \begin{aligned} e' &= \frac{6W}{x^2} \frac{\left\{ (m^2 - n^2) - 2(m+n) \left(K - K \frac{\bar{x}}{x} + \frac{\bar{y}}{x} \right) \right\}}{(m+n)^4} \\ d' &= \frac{W}{x} \frac{\left\{ 4(m^3 + n^3) - 6 \left(K - K \frac{\bar{x}}{x} + \frac{\bar{y}}{x} \right) (m^2 - n^2) \right\}}{(m+n)^4} \end{aligned} \right\} \dots (85)$$

等最大主応力度曲線即ち $\sigma_1 = p$ なる主応力度を有する點の軌跡は次式を以て表はされる。

$$\frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma'_x) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_y - \sigma_x - \sigma'_x)^2 + 4\tau^2} = p \dots (86)$$

數計算には等間隔の $x = \text{const.}$ 即ち水平線毎に e', d' 及 σ'_x を求め、 σ_x, σ_y 及 τ は (75) 式及 (76) 式に依て同様に計算し、各水平線上に於て p なる應力度の生ずる點の横距 y を定め、同一 p の作用する點を連結して等應力度線を得る。 p の間隔は普通 $10 \sim 20 t/m^2$ である。

(2) 計算例

基本三角形に於て ($k_u = 0$ とする)

$$\begin{aligned} m &= 0.75, & n &= 0.1, & w_0 &= 1 t/m^3, & w_* &= 2.4 t/m^3 \\ \mu &= 0, & K &= 0.2 & (\text{満水の場合}), & K &= -0.1 & (\text{空虛の場合}) \end{aligned}$$

(a) 満水の場合

先づ (76) 式に依り a_1, b_1, \dots を計算すれば

a_1	b_1	a_2	l_2	c	e
0.595	2.044	1.017	0.239	0.241	1.806

次に (79) 式に依り ξ 及 ξ' 並に $(\xi + \xi'), (\xi - \xi')$ を求むるに $z = \frac{y}{x}$ の間隔を 0.1 但し下流面の所は 0.05 に採れば

第 16 表 $(\xi + \xi')$ 及 $(\xi - \xi')$ の値

$z = -0.1$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.75
$\xi = 0.692$	0.806	0.920	1.034	1.148	1.262	1.376	1.491	1.605	1.662
$\xi' = 0.308$	0.321	0.439	0.604	0.829	0.975	1.169	1.366	1.563	1.660
$(\xi + \xi') = 1.000$	1.127	1.359	1.638	1.977	2.237	2.546	2.856	3.168	3.321
$(\xi - \xi') = 0.384$	0.485	0.481	0.430	0.319	0.287	0.207	0.125	0.042	0.002

主應力度 σ_1, σ_2 の與へられたる値を有する點の座標 x を (81) 式より求むるに、上表に示せる如く $\xi + \xi'$ 及 $\xi - \xi'$ は共に正にして且 $(\xi + \xi') > (\xi - \xi')$ なるを以つて、 σ_1 及 σ_2 は共に應壓力にして $\sigma_1 > \sigma_2$ である。従て σ_1 に相當する x のみを計算すれば足る。

第 17 表 σ_1 なる應力度の作用する點の x 座標

$\sigma_1 \setminus z =$	-0.1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.75
$20 t/m^2$	20.02	17.75	14.72	12.21	10.11	8.94	7.86	7.00	6.31	6.02
40	40.04	35.51	29.43	24.42	20.22	17.88	15.71	14.00	12.63	12.04
60	60.06	53.26	44.15	36.63	30.34	26.82	23.57	21.01	18.94	18.06
80		71.02	58.87	48.84	40.46	35.76	31.42	28.01	25.26	24.09
100		
120		
140										
160										
180										
200										
...										

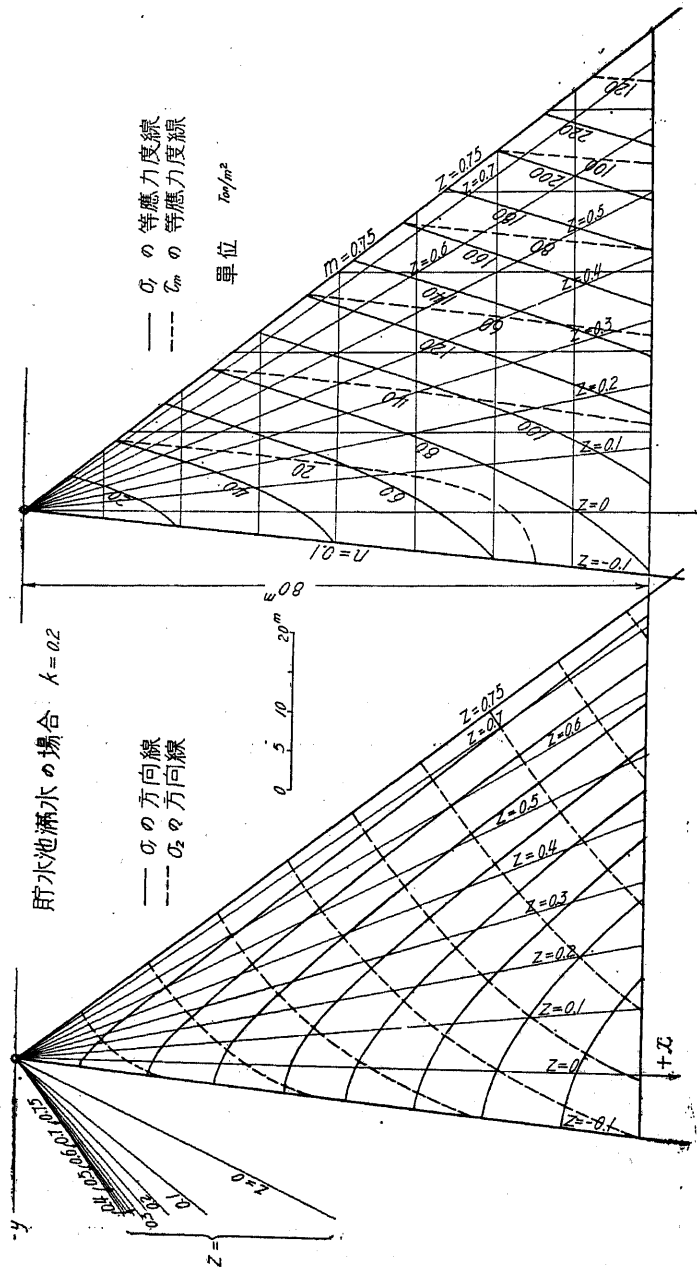
(x の値は σ_1 に比例して増大するを以て以下略す)

次に剪應力度 τ_m に対しては

第 18 表 τ_m なる應力度の作用する點の x 座標

$\tau_m \setminus z =$	-0.1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.75
$20 t/m^2$	65.03	62.34	45.55	33.11	24.13	20.42	17.10	14.65	12.80	12.05
40				66.22	48.25	40.83	34.20	29.29	25.59	24.10
60					72.38	61.25	51.30	43.94	38.39	36.15
80					

第 149 圖



[30]

堰堤横断面に於ける應力度の分布

100

(α の値は τ_m に比例して増大するを以て以下略す)

次に σ_1 の y 軸となす角 β_1 は (82) 式より次の如し。

β_1 の 値

$z = -0.1$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.75	
$\beta_1 =$	$-5^\circ 42'$	$-24^\circ 23'$	$-37^\circ 2'$	$-43^\circ 35'$	$-47^\circ 6'$	$-49^\circ 29'$	$-50^\circ 59'$	$-52^\circ 2'$	$-52^\circ 46'$	$-53^\circ 8'$

τ_m の方向は主應力度 σ_1, σ_2 の方向と 45° の傾角を爲す。満水の場合の σ_1 及 τ_m の等應力度線並に σ_1, σ_2 の方向線は夫々第 149 圖の如し。

(b) 空虛の場合

満水の場合と同様に計算し、其の結果は次の如し。

a_1	b_1	a_2	b_2	c	e
2.118	-2.824	0.0203	-0.0281	-0.212	0.282

第 19 表 $\zeta, \zeta', (\zeta+\zeta'), (\zeta-\zeta')$ の値

$z = -0.1$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.75	
$\zeta =$	1.212	1.069	0.926	0.784	0.641	0.499	0.356	0.213	0.071	0
$\zeta' =$	1.212	1.070	0.927	0.784	0.642	0.500	0.357	0.214	0.072	0
$(\zeta+\zeta') =$	2.424	2.139	1.853	1.568	1.283	0.999	0.713	0.427	0.143	0
$(\zeta-\zeta') =$	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	0

上表に示す如く $(\zeta-\zeta')$ の値は負にして 10^{-3} の大きなるを以て α の値極めて大に、従て極めて高き堰堤の下部の外水平圧應力度 σ_2 の値は小にして實地上計算する必要はない。依て空虛の場合に對しては σ_1 及 τ_m に對する α のみを掲ぐる。

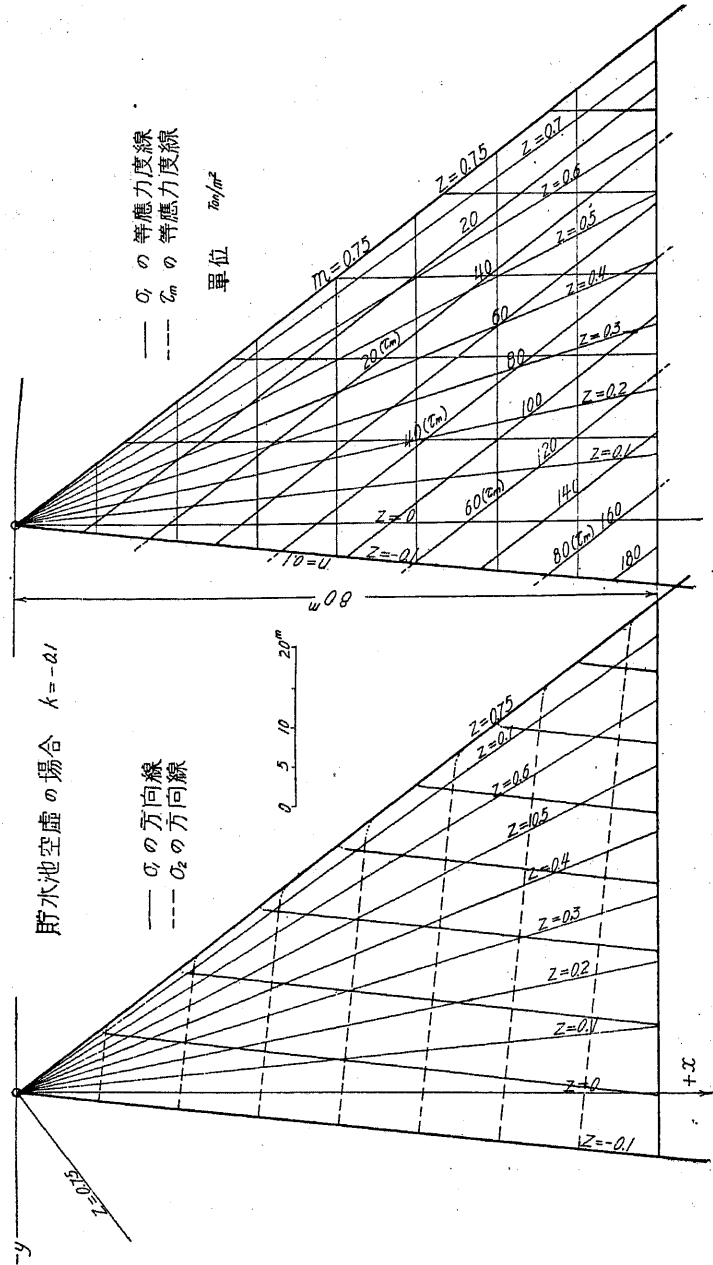
第 20 表 σ_1 なる應力度の作用する點の α 座標

$\sigma_1 z =$	-0.1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.75
20 t/m^2	8.25	9.35	10.79	12.76	15.58	20.03	28.05	46.75		
40	16.50	18.70	21.59	25.51	31.16	40.06	56.10			
60	24.75	28.05	32.38	38.27	46.75	60.09				
80					

100 (α の値は σ_1 に比例するを以て以下略す)

120

第 150 圖



第 21 表 τ_m なる應力度の作用する點の x 座標

$\tau_m \setminus z =$	-0.1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.75
20 t/m^2	16.49	18.69	21.56	25.51	31.13	40.02	56.05			
40	32.99	37.38	43.13	51.02	62.26					
60	49.48	56.07	64.69	76.53						
80								

(x の値は τ_m に比例するを以て以下略す)

第 22 表 β_1 の 値

$z =$	-0.1	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.75
$\beta_1 =$	84°18'	84°18'	84°18'	84°18'	84°18'	84°18'	84°18'	84°18'	84°18'	84°18'

空虛の場合の σ_1 及 τ_m の等應力度線並に σ_1, σ_2 の方向線は第 150 圖の如し。

(c) 溢流堰堤の等應力度線

第 151 圖

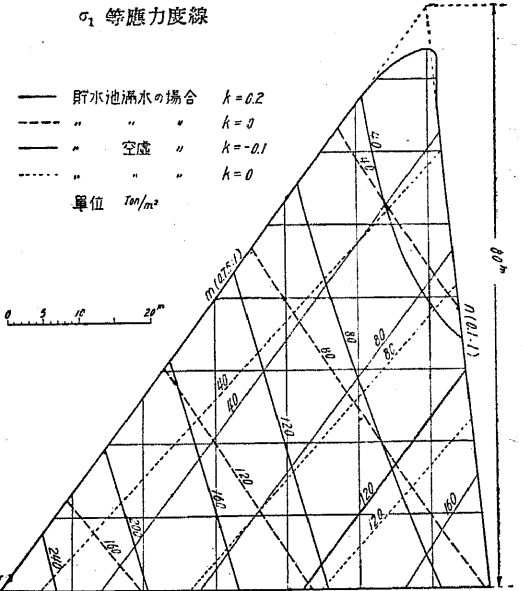
前記計算例の基本三角形に於て頂部の切り取り及水門、橋梁等の爲め結局堤長 1m につき 19t の重量減じ、其の重心の位置 \bar{x}, \bar{y} は

$$W = -19 t/m,$$

$$\bar{x} = +10.02 m,$$

$$\bar{y} = +2.55 m$$

なる場合の σ_1 の等應力度線を (86) 式に依て計算して第 151 圖に示す。即ち稍高き堰堤に於ては頂部修正の應力度に對する影響は割合に小である。



(3) 支壁の應力度計算

支壁に於ては遮水版の厚さは水壓の強さに比例せず、壁厚は下方に増大し、且

つ普通上流側に多少の張應力が作用する爲め、正確なる計算を必要とするを以て重力堰堤の基本三角形に於けるが如き便利な計算法はなく、従て在來の方法の如く各水平断面に對し鉛直及水平の應力度を求め、夫等の組合せに依て主應力度及剪應力度を計算して等應力度線を畫く。

(a) 周邊に於ける應力度 (1) の項参照)

1. 上流面 $\sigma_{x2} = p_2$ (87)

Σ 鉛直力 = 0, $1 \cdot \sigma_{x2} - 1 \cdot q_x + \tau_2 \tan \theta_2 = 0$

$\therefore \tau_2 = -(\sigma_{x2} - q_x) \cot \theta_2$ (88)

$q_x = (w_0 x + w x' + w d) \frac{l}{t}$
 $= \frac{l}{t} (x + 0.8x' + 2.4 d) \dots\dots(89)$

茲に $w_0 =$ 池水の單位重量 = $1 t/m^3$

$w_s =$ 堆砂の " = $0.8 "$

$w =$ 壁體の有効 " = $2.4 "$

$d_s =$ 遮水壁の厚さ

$l =$ 支壁間隔

$t =$ 支壁の厚さ

$K =$ 合震度

$x' =$ 堆砂深

Σ 水平力 = 0, $q_y = \frac{l}{t} (w_0 x + w x' + K w d_s) \dots\dots(90)$

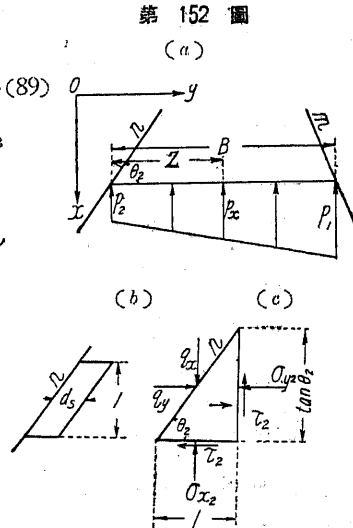
$-\tau_2 + q_y \tan \theta_2 - \sigma_{y2} \tan \theta_2 = 0$

$\therefore \sigma_{y2} = q_y - \tau_2 \cot \theta_1 \dots\dots(91)$

2. 下流面 $\sigma_{x1} = p_1 \dots\dots(92)$

Σ 鉛直力 = 0, $1 \cdot \sigma_{x1} - \tau_1 \tan \theta_1 = 0$

$\therefore \tau_1 = +\sigma_{x1} \cot \theta_1 = +p_1 \cot \theta_1 \dots\dots(93)$



第 152 圖 (a)

(b) (c)

Σ 水平力 = 0, $\sigma_{y1} \tan \theta_1 = \tau_1 = p_1 \cot \theta_1$

第 153 圖

$\therefore \sigma_{y1} = +p_1 \cot^2 \theta_1 = +\sigma_{x1} \cot^2 \theta_1 \dots\dots(94)$

(b) 内部に於ける應力度

鉛直應力度 $\sigma_x = p_x = p_2 + (p_1 - p_2) \frac{z}{B}$

剪應力度 $S =$ 水平断面に於ける全剪力

$\tau_m =$ 中央に於ける剪應力度

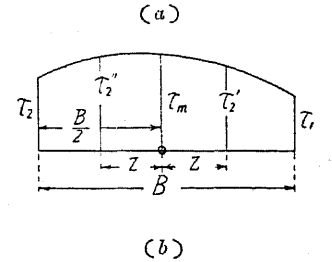
$S = \int_0^B \tau dy = \frac{Bt}{6} (\tau_2 + 4\tau_m + \tau_1) \dots\dots(95)$

依て $q_x, q_y, \sigma_{x1} = p_1, \sigma_{x2} = p_2, \sigma_{y1}, \sigma_{y2}, \tau_1, \tau_2$ 及 τ_m 等を各水平断面毎に計算する。

第 154 圖

水平断面内の剪應力の分布は第 154 圖の如く拋物線を以て表はし得るが故に、中間の剪應力度 τ'_2, τ''_2 は次式に依て表はさる。

$\tau'_2 = \tau_m - (\tau_m - \tau_1) \left(\frac{2z}{B}\right)^2$
 $\tau''_2 = \tau_m - (\tau_m - \tau_2) \left(\frac{2z}{B}\right)^2 \dots\dots(96)$



然るに τ の x 方向の變化は微小にして殆んど一定と看做し得るを以て、 σ_y の y 方向の變化は直線的となる。

τ 及 σ_y の値は σ_x に比して著しく小に、且つ主應力度が特に重要な上下流兩面に於ては σ_y は確實に定まるを以て、普通の計算に σ_y は直線的に變ずるものと假定して大過ない、即ち

$\sigma_y = \sigma_{y2} + (\sigma_{y1} - \sigma_{y2}) \frac{z}{B} \dots\dots(97)$

依て、主應力度 σ_1, σ_2 及夫等の作用線の y 軸となす角 β_1, β_2 を求むるに

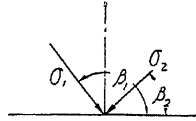
$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

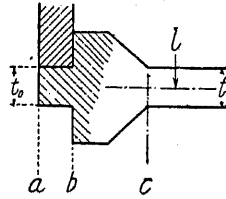
$$\tan \beta = -\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2\tau}\right) \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2\tau}\right)^2 + 1} \dots\dots\dots(98)$$

但し ± の中 - は β_1 , + は β_2 に對するものである。

然るに版の遮水壁を用ふる場合は、*a* 面 (第156圖) に於ては *t*₀ たけの幅に對して水壓のみ作用し、*b* 面に於て初めて *l* たけの水壓と版の重量に依る壓力とが作用するも、*b*~*c* は厚さ極めて大なるを以て、上流側の最大應力度は結局 *t* なる厚さの *c* 面に存在する。



第156圖



版遮水壁の場合は支壁の上流面に近き部分に於て σ_2 は負値即ち張應力の作用するも、其の強さは數 kg/cm^2 を超えず、*c* 面に於て最大にしてそれより兩側に減少し、之に對して上流面に平行なる鐵筋を挿入するが、鐵筋量は $c \sim b \sim a$ 間は *c* に於ける所要量以上とし、*c* より下流は漸減し、張應力零なる點より下流側は支壁の彎折に備ふる爲めの鉛直及水平の鐵筋のみとする。

(c) 内部應力分布の一例

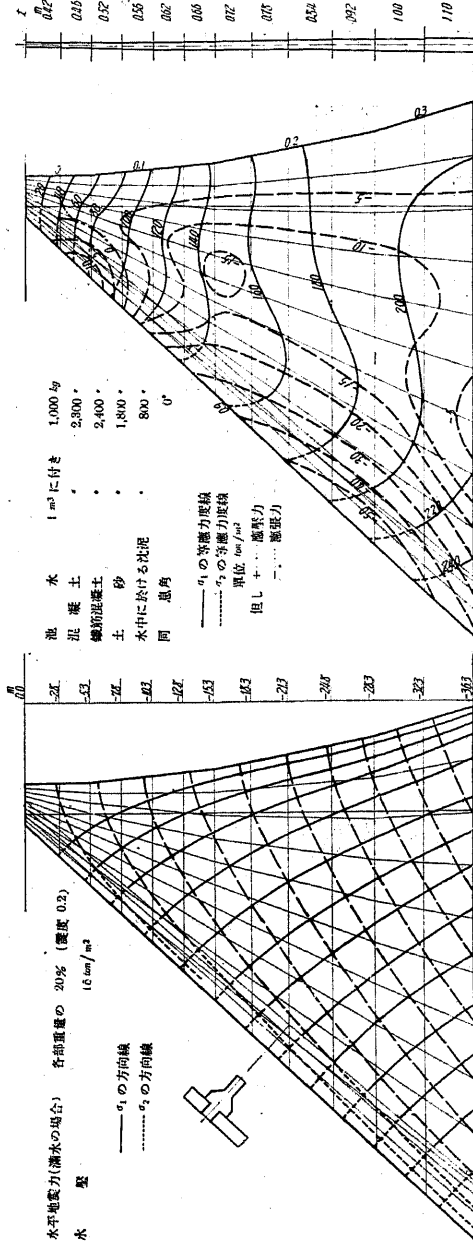
第157圖に示す如き形狀寸法の支壁に於ける各種應力度の計算の結果、等應力度線及應力方向線を表せば、同圖中に示すが如きものとなる。主應力度は大體下方に増大し、且此の設計に於ては最上部を除き一帯に多少の應張力を生ずるが、罅裂を絶対に防止する爲め支壁全體に鐵筋を配置しあるを以て安定上何等の支障はない。

支壁の最大壓應力度は $26.64 kg/cm^2$ にして、之に多少の彎曲應力が加はるも $35 kg$ を超えぬが、支壁の兩面に近く全體に亘り縦横の鐵筋を配置し彎折の處を絶対に防止して居る。

第155圖

中空支壁單支版堰堤

貯水池満水の場合 K=0.2



堤體横斷面に於ける應力度の分布