

B 導水設備

IV 水路

34 概説

取水口より水槽に達する迄の導水路を單に水路と稱し、水路としては開渠、蓋渠、樋、管、隧道等に依る。山岳地に於ては主として隧道と爲し、平地又は緩勾配の山腹に沿ふ場合には開渠とすることが多い。但し急峻なる山腹で土砂、岩石が崩落する虞ある場所、洪水氾濫の虞ある區域内、或は極寒地方で結氷、積雪多き處又は森林竹藪中を通過する場合等には蓋渠を用ふる。

溪谷又は凹地を通過する場合には、或は築堤或は水路橋、仰鬱管等に依ることがある。但し築堤は如何に注意して設計施工するも相當年月を経過するときは漸次沈下し、時には決壊することあり然かも之が修築には相當の困難を伴ふから出来得る限り之を避くべきである。

開渠は一般に工費低廉なれども之を山腹に設くる場合には、勢ひ數多の屈曲を免れず、從て水路の延長を大にすることとなり落差の損失を増すから、全體として見ると必ずしも經濟的とならない。尙開渠築造の爲の切取高も最大 10 m 位に制限せらるゝから、之以上の切取を要する場合には寧ろ隧道に依る方が得策なる場合が多い。

水路式發電工事では、往々にして水路の工費は其全工事費の過半を占むるものであるから水路の勾配、從て其大きさ形狀を如何に決定すれば最も經濟的のものと爲すことが出来るかは重要な問題である。此問題に對しては從來種々の理論的研究があるが、實際問題としては、電力料金相場の高低と工事費（材料費及労力費）相場の變動及金利の上下が必ずしも一致せぬから、理論的に經濟的斷面及勾配を決めるることは仲々困難である。然し理論的研究の一参考資料として之に關する

松田文次氏の研究を次に紹介することとする。(土木學會誌第7卷第4號參照)

35 水路の經濟的勾配

發電用水路の使命は水力の送達にあり、水路の經濟的設計とは水力の送達の利益を最大ならしむるものであつて、利益を最大ならしむる爲めには損失を最小ならしむるを要する。而して損失に水力の損失と資本の損失との二種がある。之等損失の總和を最小ならしむるが如き勾配を經濟的勾配と云ひ、之を算式にて表せば次の如くなる。

s = 水路勾配 P = 水路始端に於ける水力 (kW 年)

L = 水路内に於ける水力損失 (kW 年) F = 水路の建設費 (圓)

C_1 = 水路始端に於ける水力單價 (圓毎 kW 年)

C = 水路終端に於ける水力單價 (圓毎 kW 年)

k = 建設費に對する資本の金利、償却、維持等の年經費歩合

N = 水路始端に於ける水力 $1kW$ 年に對する利益 (圓)

$$N = \frac{N}{C_1}$$

$$C(P-L) = C_1P + kF + NP \dots\dots\dots(1)$$

$$N' = \frac{1}{C_1P} \{ CP - (CL + kF) \} - 1 \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{dN'}{ds} = 0 \dots\dots\dots(3)$$

$$\frac{d(CL + kF)}{ds} = 0 \dots\dots\dots(4)$$

(1) 式左邊は水路の年總收入、右邊第一項は水路始端に於ける水力支出、第二項は資本に關する支出、第三項は利益年額を示し結局水路の收入、支出及利益相互間の關係を表示する。(2) 式は(1)式を變化して N' の値を求めるもの、(3)式は經濟的勾配の基本算式で、(3)式中 C_1P 及 CP は共に s に對して定數なるが故に(3)式は之を變化して(4)式の如くなすことが出来る。實地上では(4)式には更に技術上の附帶條件を必要とする。即ちより算出せる

s の値に相當する流速は、或制限流速の間に介在するを要し、制限流速より大又は小なるときは之に合致する迄 s の値を増減すべき場合がある。

(4) 式第一項中 C の値は水路終端で此水力を受入る場合に支拂ひ得る最高額で、今考慮しつゝある水路より下部の構造物、發電所等一切の設備に對する建設費、維持運轉費、企業利益、能率、發電所に於ける電力需要狀況即ち賣價、負荷率其他によつて變化し實地上では相當に之を推定して算出し得べく、唯將來に於ける電力需要狀況の變遷に對し一種の遠觀を要することは注意に值する。

L の値を式にて示せば次の如くなる。

l = 水路直長 (m) Q = 使用水量 (m^3 / sec)

$$L = 9.8 s/Q$$

(4) 式第二項中 k の値は一般に次の如くなる。

k_i = 建設費に對する年利率 k_d = 建設費に對する年償却率

k_m = 建設費に對する年維持費率

$$k = k_i + k_d + k_m$$

F の値は豫め水路の形狀、工法等を定め之を求めることが出来る。但し形狀工法等の經濟的なるや否やは自から別の問題である。

上記は水路の經濟的勾配に付ての理論的一考察であるが、一般的には通水量及落差の大小等を考慮し普通水路(壓力水路に非ざるもの)では、 $1/1,000 \sim 1/2,000$ の範圍の勾配が採用されて居る。

36 開 渠

(1) 形 狀 開渠は其水面が常に大氣に接する溝渠である、普通構築される断面の形狀としては、梯形、矩形、拋物線形、半圓形等で其何れを探るかは地形、地質、規模の大小並用地の多少から適當に判定すべきものである。

水路の兩側及底面には流水の抵抗を少くし且つ漏水を防ぐ爲め、多くの場合張石又は混淶土等を以て被覆工を施す。69 圖は開渠の實例を示す。

(2) 流速 水路内の流速は餘り速過ぎるときは水路自體を破損し、之が餘りに緩なるときは水路内に土砂の沈澱を誘起し又は水草の繁茂を來して流水の疏通を害する。水草及藻類の生成を防ぐには 0.7 m/sec 以上の流速を必要とする。

掘り放しの水路に於ても、 $0.7 \sim 1.0 \text{ m/sec}$ 位の流速なれば其側面及底部の洗掘を防止することが出来る。勿論之は水路の通過する地層の土質如何に關係するもので、粘土質又は砂を多量に含む堅く締りたる地層を通過するものであるときは 1.5 m/sec 位迄の流速として差支へ無い様である。

餘水路等に於ては往々其勾配急にして從て流速も可なり速く 12 m/sec 内外を與ふる事もあるが、斯る場合には其下部に至るに従ひ水壓増大するから渠側及底部の構造は充分此水壓に堪へ得る様堅固なものとするを要する。

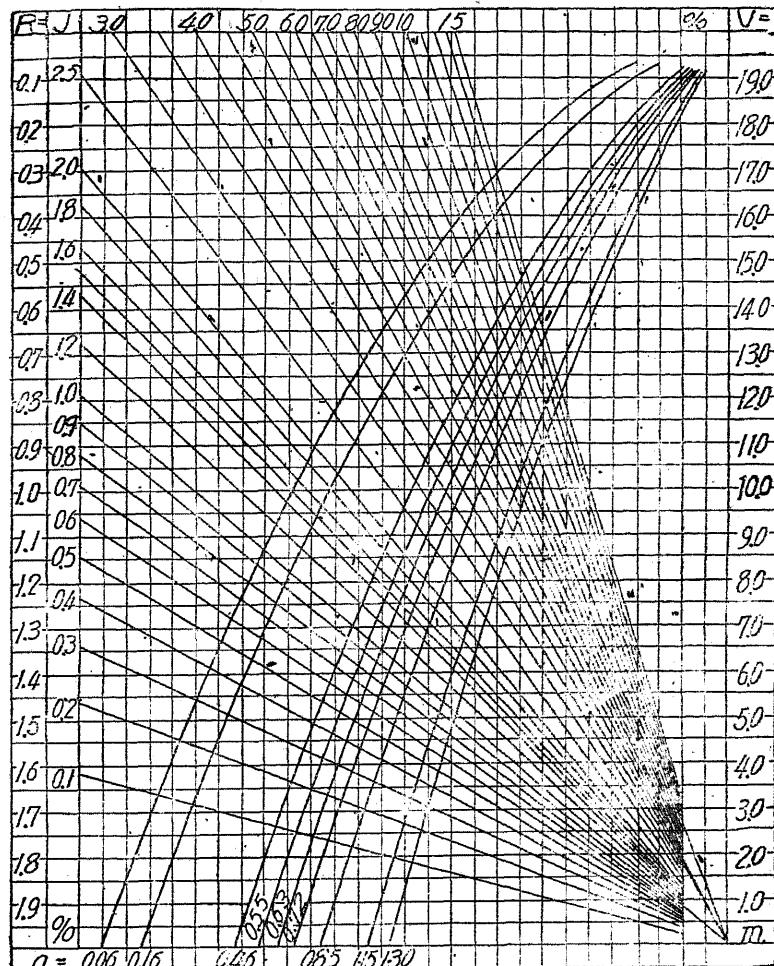
次の表は水路洗掘に対する安全最大平均流速を示すものである。但し水路底面の流速は平均流速の 75 % と見れば大差がない。

18 表

水路の種類	安全最大平均流速 (m/sec)	水路の種類	安全最大平均流速 (m/sec)
極めて緻細な砂質の土壤或は疏鬆なる泥土	0.15	堅硬なる粘土質の眞土	1.30
純粹の砂	0.30	堅硬なる砂利質にして粘土質の眞土	$1.50 \sim 2.10$
軽き砂質の土壤にして 15 % の粘土を含むもの	0.36	堅硬なる粘土	1.80
軽き砂質の眞土にして 40 % の粘土を含むもの	$0.55 \sim 0.60$	礫岩石、石板岩	1.76
粗鬆の砂	$0.45 \sim 0.60$	水成岩	2.40
砕設せる砂利質の土壤	0.76	小き轉石	$2.40 \sim 4.55$
普通の眞土	0.76	堅岩	4.00
普通の堅き土或は眞土にして 65 % の粘土を含むもの	0.90	混凝土張	$4.50 \sim 6.00$

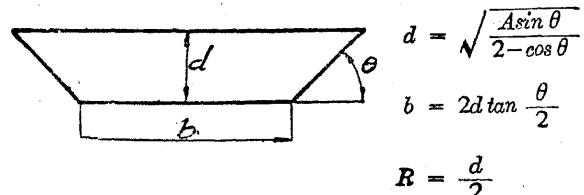
Bazin 氏公式に依る流速計算は 64 圖を用ひて容易に求むることが出来る。

(3) 水路の經濟的断面 橫断面の經濟的形狀は 65 圖に示す如き梯形で、此場合水理學上最も經濟的のもの(動水半徑最大なもの)とするには



64 圖 Bazin 氏新公式 $V = \frac{87}{0.552 + a\sqrt{R}} \sqrt{RJ}$ (a) の値
セメント又はよく削りたる
木材 0.06
煉瓦又は木材 0.16
粗石工 0.46
土床 0.85
良なる逕河 1.30
極めて亂雑の逕河 1.75

使用法 算出の R より水路内面の粗度 (a) に
水平線を引き其の交點より勾配 (J) に垂直
線を引き其の交點より右側 V に水平線を引き
上記の流速を知る



65 図

但し A = 通水断面積 R = 動水半径 $= \frac{A}{P}$ (P は潤周)

實際の断面決定に對しては此外、水路内面の構造、水路勾配等に就き充分考慮を要する。

(4) 側壁面の法 一般に切取部の水路側は盛土部の夫れに比し其土質が略同じなれば多少勾配を急にするも差支へない。切取部では普通勾配を 1:1.5 位より急にせず、盛土部分では 1:2.0 より急ならざる程度なれば大体差支へない様である。勿論之も土質の如何に依るもので實施に當つてはよく土質を充分調査し決定すべきである。岩盤中の水路は殆ど鉛直に切取るも差支へない。

混擬土又は石積、石張（何れも練積）等を以て被覆工を施す場合は 1:0.2 を最急とするも差支へない。但し此場合と雖も築堤に依る水路で矢張り 1:2.0 位の緩法勾配とするを要する。岩盤を切取り被覆工を施す場合は鉛直とすることが多い。

角侧面の法に對する大體の標準を示せば次の如くである。

岩盤又はモルタル塗 1: $\frac{1}{4}$ ~ $\frac{1}{2}$

硬土層又は極堅土 1: $\frac{3}{4}$ ~ 1.0

普通堅土 1:1.0

普通砂土 1:1.50

粗砂土 1:2.00

(5) 被覆工 滲透性の地層中に水路を掘り放しにするときは漏水を來す。其量は水深の大小、並に潤周の大小により増減があるが一般に水路内の流速が大なれば滲透漏水は小となる様である。

水路に被覆工を施す目的は此の滲透漏水を防ぐのと、水路内面を滑かに仕上げ粗度係数を小ならしめ最小断面で最大流量を通す爲水路の維持を容易ならしめるに在る。

被覆工の種類としては簡単なるものは張芝、粘土張等を施すも發電水路にては一般に混擬土張、練石張等で時としてはアスファルト等を施すこともある。

1° 混擬土床版被覆工 発電用水路には最も廣く用ひらるゝ工法である。壁厚は平均 10 ~ 20 cm 位で、一床版の大きさは普通 1.5 ~ 4.0 m² 位とする。混擬土の配合は 1:2:4 或は夫れよりも豊富な配合とするが、1:3:6 のものを使用することも屢々行はれる。

被覆工を斯く塊状とするのは地盤の沈下又は隆起に備へ、併せて溫度の變化に起因する龜裂を防ぐ爲めである。

被覆工に於て最も考慮を要するのは、各床版間の縫目の工法で之が不適當なるときは漏水を誘起し結果が良好でない。

普通床版の縫目には「タール紙」

を挿し挟み尙 5 ~ 6 塊毎の縫目に

伸縮接合を設ける。此の伸縮接合の

構造は縫目にアスファルトフェルト、

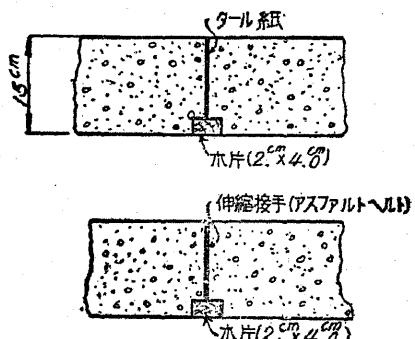
アスファルト、ビデュミナス等を 5 ~

10 mm 位填充して伸縮接合とする。

此の構造は簡単で混擬土が膨脹した

場合には有効であるが反対に收縮し

た場合には漏水を免れね爲め充分に

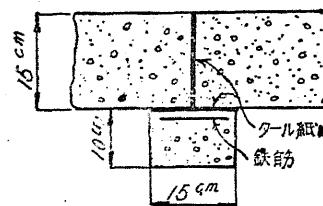


66 図

目的を達することが出来ぬ缺點がある。

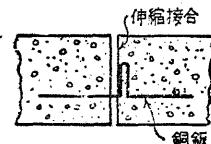
66 圖に示す如く断面 $2\text{cm} \times 4\text{cm}$ 位の木片を縫目の中におき混凝土を打つ然ときは、此木片は初めは乾燥状態に在るが、水に浸れば其水分を吸收して膨脹し混凝土に密着する。而して混凝土が收縮した場合でも尚ほ其底面が木片に密接して居るから漏水の處は殆ど無い。但し此方法は乾燥交到の場所では木片の腐蝕を容易ならしむるから良好でないが、發電用水路の如く間断なく通水して居る水路では殆ど常に水中に浸つて居るから相當有効である。

67 圖に示すのは之より更に一段進歩したもので殆ど永久的の構造である。之は



67 図

縫目の中におき其の表面を滑かに仕上げ其上にタール紙を敷く。床版の断れ目にもタール紙又はアスファルト等を挿入す。然るときは混凝土が伸縮するときは此の座版の表面を滑動し完全に水密を保持し尙前記の場合の如く座版の腐蝕を來す虞がない。



68 圖は鉛板、鐵板又は銅板を以てする構造であるが鉛板を用ふるときは、永年の間に鉛が分解作用を起し腐蝕するから鐵板又は銅板を用ふる方がよい。

68 図

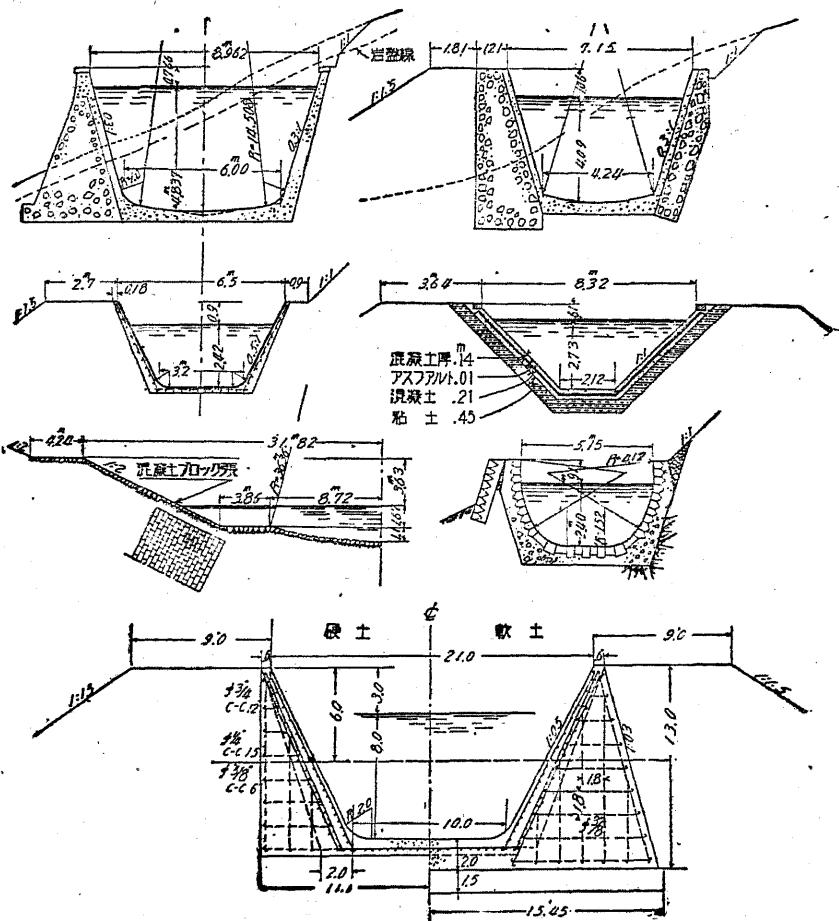
2° 鋼筋混疑土被覆工 被覆工に鋼筋混疑土を用ふるときは、一般に床版に依るよりも水密にすることが出来、其の厚さも比較的薄く從て經濟的のものとすることが出来る。

鐵筋としては普通棒状のものを用ふる代りに鐵網を使用することがある。鐵筋量は、凡そ 0.3 % 位にて足り、混凝土の配合は 1:2:4 乃至 1:3:6 を使用する。

側壁の法勾配が 1 割より緩なる場合は、普通型枠を用ひずして混凝土の打立てを行ひ得るから、其表面仕上にはコテを用ひ充分滑らかなものとすることが出来

るが、1 割より急な場合には型枠を必要とする故に型枠取外し後直ちに表面に厚さ 2 cm 以上のモルタルを塗りて仕上を行ふ。

(6) 排水設備 水路が山腹に沿ふ場合或は地下水が水路底より高く存在する場合には、排水に對し相當設備を施すに非れば或は山腹より水又は土砂類が水路内に流入し水路の維持を困難ならしめ或は水路内の水を空虚にした場合地下水の

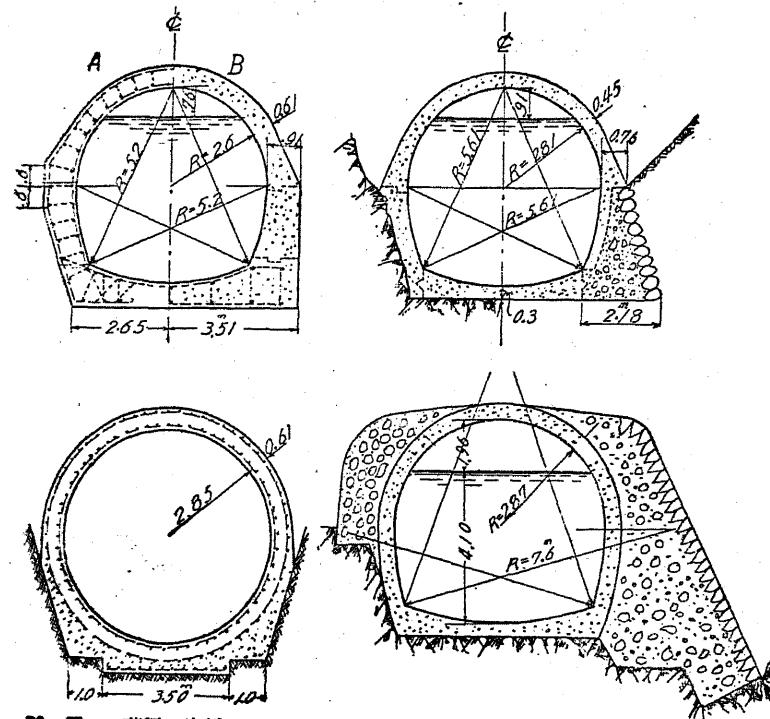


69 ■ 開渠の實例

揚壓の爲めに水路を破壊する等の障害を來す虞があるから、土地の状況に應じ適當に排水設備を施すことを忘れてはならない。

37 蓋渠

蓋渠は暗渠とも云ひ、開渠に蓋を施したものと見ることも出来るが、隧道と異なる點は、地盤を掘鑿し混疑土若は鐵筋混疑土構造の蓋を施し然る後土砂を以て其上部を埋戻すので、從て蓋は其上部の土砂による荷重に堪へ得るものとすることを要する。70 圖は蓋渠の實例を示す。



70 圖 蓋渠の實例

38 隧道

(1) 概説 水路としての隧道は之を無壓力隧道(單に隧道と稱す)及有壓力隧道(單に壓力隧道と稱す)の二種に區分することが出来る。流水斷面積の計算

は無壓力隧道は開渠と同様で、壓力隧道に付ては後に述べる。71 図は隧道の實例を示したものである。

(2) 斷面の形狀 形狀に付いては主として次の事項を考慮するを要する。

- a) 施工の容易なること b) 外力によく堪へ得るものたること c) 經済的なること

以上の條件を満足せしむる爲めには、断面の形狀を馬蹄形又は圓形とするが最も得策である。

馬蹄又は圓形は他の形狀に比し一定の流量を通過せしむる爲めには水理學上最も經濟的な形狀である。

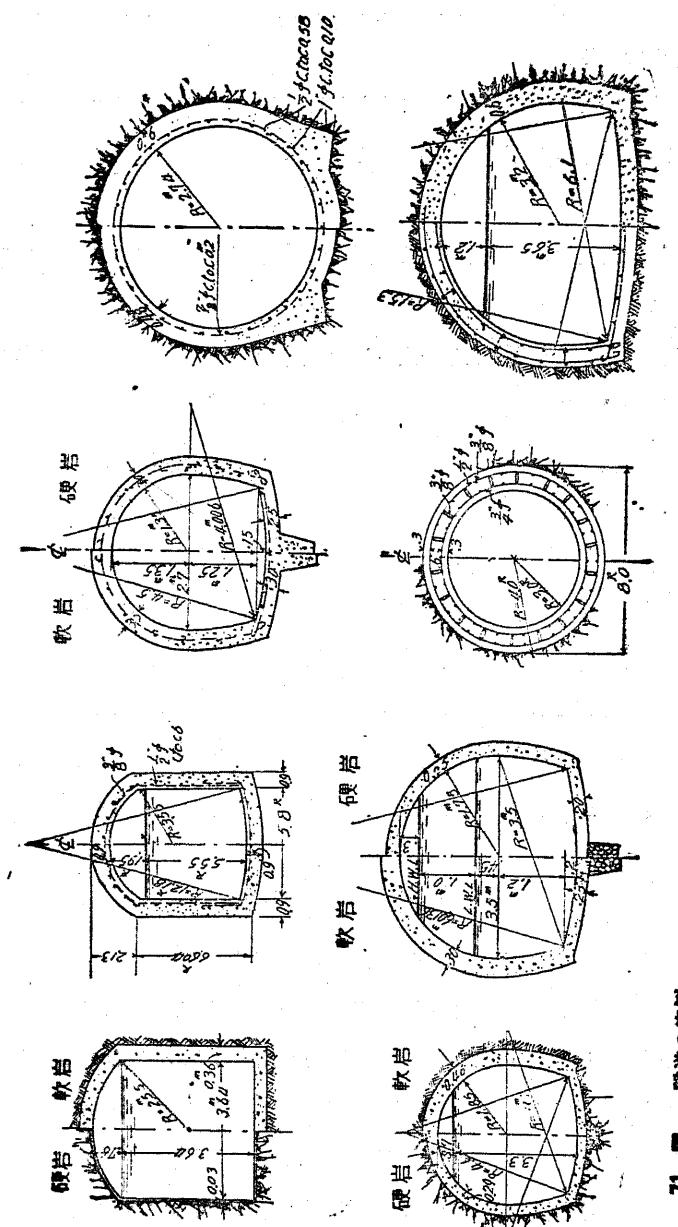
隧道は一般に馬蹄形を採用し、土壓の大なる場合又は外側より受くる水壓の大なる場合には鐵筋を以て補強する。

馬蹄の上部即ち屋根は地盤の硬軟に應じ大體半圓形又は缺圓形とし、側壁は堅牢なる岩盤の場合は直立とし且つ底は水平にすることがある。地盤が軟岩又は硬土より成るときは、側壁に多少の勾配を附し且つ底部は仰拱とし、側壁から來る荷重を底全體に分布せしむる様にする。

(3) 頭空 最大所要水量を流し得る經濟的流水斷面は、水理學の算式より求められるが、馬蹄形の隧道では大體高の約 90 % 位の水深となるから頭空は極めて僅かである。

然し地方的事情に因り、隧道内に筏、流木を流す必要がある場合には、筏の場合は其の操作上約 1.5 m 流木では約 90 cm の頭空を存して置く必要がある。

(4) 裏装工(卷立) 極めて堅牢なる岩盤中を掘鑿する隧道では、掘り放しで單に其表面だけを滑かに切取り所謂「當取」とした儘のもの、又は通水部分のみを混疑土を以て卷立てるものがあるが、軟岩、硬土、又は風化し易い地盤中に於ける隧道では必ず卷立を必要とする。然し卷立の目的は地盤の保護と共に流水との摩擦を減少せしめて損失落差を少くし、且漏水を防ぐ爲めであるから、一般的



には之を施すことが望ましい。既設の實例に付て見ると巻立の厚の標準は大體次の様になつて居る。

堅牢にして安定なる岩盤 10 ~ 20 cm

支保工をするが巻立の場合之を取外し得る程度の不安定なる岩盤 20 ~ 30 cm

土中に於ける隧道 20 ~ 30 cm

但し以上の厚さは何れも有效又は最小厚なるを以て、實際の巻立厚は隧道掘鑿の際の餘掘のため上記の2倍又はそれ以上となることがある。

(5) 横坑及堅坑 隧道掘鑿工事の進捗を容易ならしめる爲、渓谷又は凹地を利用して横坑又は堅坑を設ける。横坑は隧道工事完成後混泥土を以て填充するが、長い隧道では横坑に排水門又は弁(壓力隧道の場合)を設けて停電日隧道内の水を早急に空虚にし、内部の検査及掃除に便ならしめる。堅坑は存置して人孔の用に供する。此場合土砂、岩石等が水路内に落ち込まぬ様な設備を要する。

(6) 地質 隧道に最も適する地盤は掘鑿が比較的容易で然かも堅牢且つ湧水の少い岩盤なることである。地盤が軟く地下水の多い處又は断層或は崩壊の處ある地盤は隧道には最も不適當である。

尙隧道は地表面より少くとも 20 m 以上の深さとするが宜しい。殊に壓力隧道に在りては其上部の地層の重量が内部の水圧に對抗し得るだけの深さとすることが必要である。

39 水路の接續部

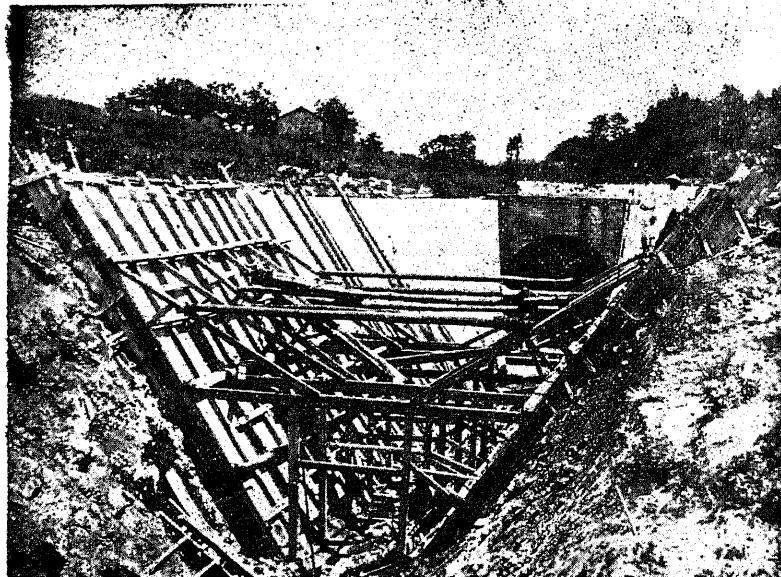
水路が開渠、蓋渠、隧道等種々なるものと連続より成る場合には、其の接續部の構造に就いては大體次の二點に付き注意を要する。.

a) 接續部に於て通水断面形を急激に變化せしめないこと。

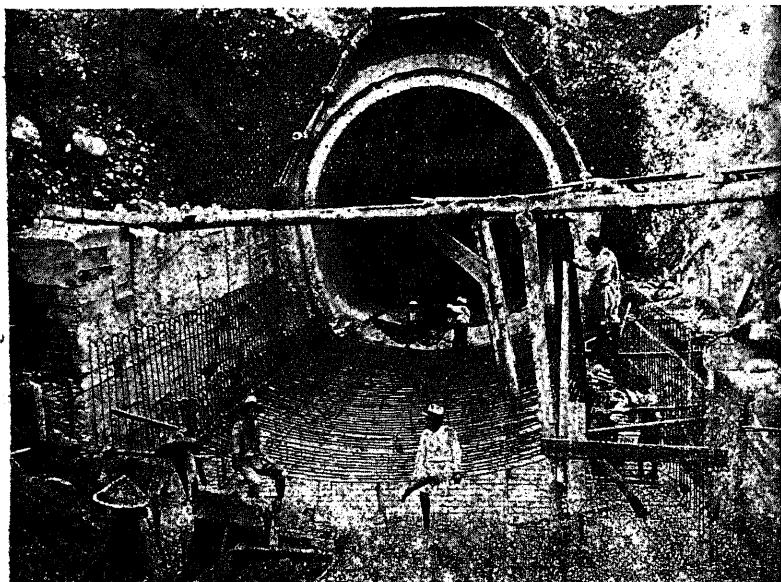
隧道若は蓋渠と開渠とは多くの場合其断面の形状を相當異にするが、之を其儘接続するときは、接續部で流水の躍動、渦流を生じ損失落差を大ならしむる事となるから、其部分に於ては断面形状の變化を漸次的ならしむることが望ましい。

b) 接續部の漏水を防ぐこと。

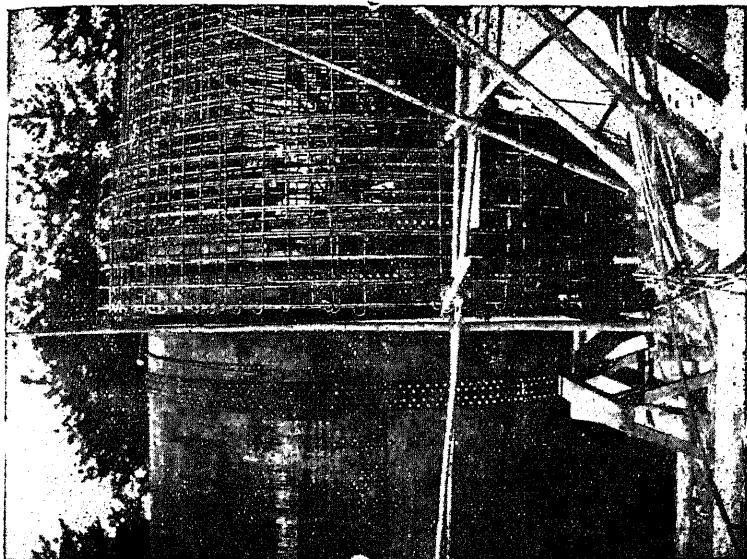
混泥土又は鉄筋混泥土構造等の水路と、他の材料に依る水路例へば鋼製の橋、



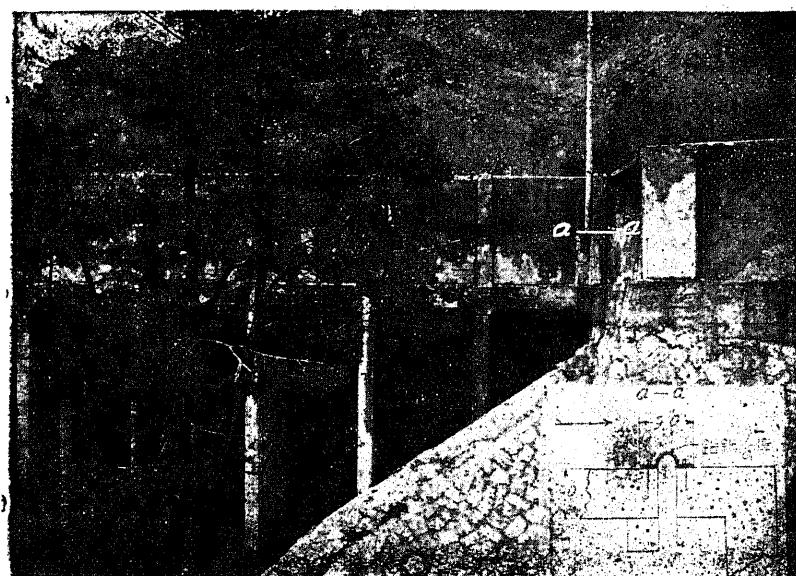
72 圖 東京電燈會社 猪苗代第四發電所の開渠と蓋渠の接續部



73 圖 A 關東水力電氣會社 佐久發電所の隧道と蓋渠の接續部



同 B 同 鐵管と混凝土管との接續部



74 圖 中國合同電氣會社 久田發電所の調整池終端と水路との接続部

鋼管の如きものとの接續に當りては特に伸縮關係の點より其の部分の構造如何に依り往々漏水を來すことあるを以て、此部分の設計施工には充分の注意を要する。

40 壓力隧道

(1) 概 要 壓力隧道とは隧道内を満流する水に壓力を加へ、必要に應じ流量の増減を自由ならしむるものであつて、貯水池若は調整池を有する發電水路では、池より下流の水路を壓力隧道又は壓力管路として水の經濟的利用を爲さしめるのである。

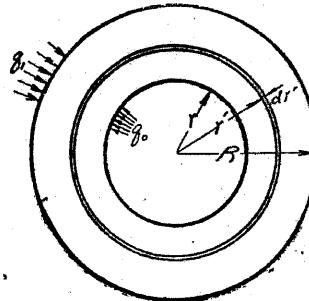
此の種壓力水路は其の末端に調壓水槽を備へ、負荷に應じて必要な水量を流下し發電する所謂尖頭負荷發電所に於て計畫せられる一般の形態である。

(2) 特徴及效用

- a) 負荷の變動に對し流量の増減容易なること
- b) 必要なる水量のみを流下するから水量に無駄を生ぜぬこと。
- c) 流量及び損失水頭の増減は不可分のものであるが、高落差發電所程損失力に對する苦痛が僅少であり、從つて其の效力が増大すること。
- d) 尖頭負荷を受くる時間は概して短時間であるから、一時的損失水頭の増大を許すときは、比較的小断面の水路でも大水量を流下して尖頭發電の目的を達しえること。
- e) 水壓に對抗する爲設計及び施工が完全なることを要し、從つて工事費の増大を來たず缺點があること。

(3) 設計及施工

1° 外 力 壓力隧道に作用する外力の主なるものは、地殻の壓力、土壓及び水壓の三であつて、前二者は隧道の卷立の厚さを決定する上に於て最も重要な項目であるけれども、其の測定は現在の技術に於ては殆ど不可能であるから、壓力隧道では其の内徑と水壓に應じ地質を考慮して經驗上適當と認むる



75 圖

專を採用して居るに過ぎない。然し設計に對する参考概念を得る爲、壓力隧道に作用する力の關係を少し調べて見よう。

今地殻の壓力又は土壓等を無視し、内外水壓のみに基づく卷立混凝土内に生ずる應力を考察するに、75圖に示す如く隧道を肉厚の圓筒と假定し、筒壁内任意の點に於ける應力を圓心方向に q 、圓周に切線の方向に p が働くものとすれば

$$q_0 r - q_1 R = \int_r^R p dr' \quad \dots \dots \dots (1)$$

p と q とは互に直角に作用する内力であるから、主應力の原理に依つて共軸應力は

$$\frac{p-q}{2} = m, \quad \frac{p+q}{2} = n$$

と置くことが出来る。然るときは

$$p = n+m, \quad q = n-m$$

今 $n = 0$ とすれば (1) 式を成立せしむる爲めには、兩邊が $m(R-r)$ となる様

$$p = -q = m = \text{常數} \quad \dots \dots \dots (2)$$

とするを要する。尚又 $m = 0$ と置くときは $p = q = n$ となり (1) 式を成立せしめる爲めには兩邊が $\alpha(\frac{1}{r} - \frac{1}{R})$ となる様

$$p = q = n = \frac{\alpha}{r^2} \quad \dots \dots \dots (3)$$

なるを要する。仍て此の兩條件を結合して

$$\left. \begin{aligned} q &= n - m = \frac{\alpha}{r^2} - m \\ p &= n + m = \frac{\alpha}{r^2} + m \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (4)$$

然るに $\frac{\alpha}{r^2} - m = q_0$, $\frac{\alpha}{R^2} - m = q_1$ であるから

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{(q_0 - q_1) R^2 r^2}{R^2 - r^2} \\ m &= \frac{q_0 r^2 - q_1 R^2}{R^2 - r^2} \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} \therefore p &= \frac{1}{R^2 - r^2} \left\{ \frac{(q_0 - q_1) R^2 r^2}{r^2} + (q_0 r^2 - q_1 R^2) \right\} \\ q &= \frac{1}{R^2 - r^2} \left\{ \frac{(q_0 - q_1)}{r^2} - (q_0 r^2 - q_1 R^2) \right\} \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (6)$$

今岩盤が理想的のものであつて、混凝土巻立と同様に見做され、其の擴がりが無限であると假定すれば $q_1 = 0$, $R = \infty$ であるから $p = q = q_0 \left(\frac{r}{r'} \right)^2$

仍て装工厚を t とし、應力を T とすれば

$$T = \int_r^{r+t} q_0 \left(\frac{r}{r'} \right)^2 dr' = q_0 \frac{rt}{r+t}$$

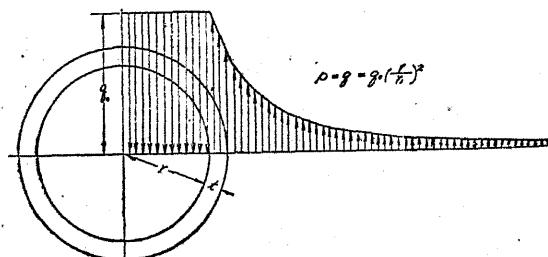
従つて普通の管に作用する應力 $q_0 r$ に比べて $\frac{t}{r+t}$ 倍の應力を受ける。 t は一般に r の 20% 内外であるから、装工の受くる應力は全水壓の $\frac{0.2}{1.2} = 0.18$ 即 18% となるから、如何なる理想的の場合と雖水壓の 20% 以上に對抗する鐵筋は絶対に必要であると言ふことになる。

此の場合隧道の中心と地表面との距離が近接して來ると、上記比率に $\frac{1}{1 - \left(\frac{r}{R} \right)^2}$ なる修正を施す必要があるが、 $R = 10r$ に於て既に $\frac{1}{0.99}$

の値を與へるから、實際の場合殆ど無影響と見做し得られる(76 圖参照)。

2° 設計上の注意

一般に壓力隧道の裏装混凝土は、施工が如何に完全であつても凝固時の收縮の爲め、岩盤から剝離するのみならず、岩盤も亦



76 圖

各方向に無数の縫裂が存在するから、裏装を距る幾何も無く岩盤は單に q なる半径の方向の壓力にのみ對抗して、環張力は存在せぬものと推定しなければならぬから、裏装工の受くる應力は前述のものより遙かに大なる可きであることが察知し得られる。

尙又岩盤の厚が減少して、其の重量が水壓よりも小となるか若は岩盤が極めて軟弱であり又は土壤であつたりすると、裏装混凝土の鐵筋は次第に増加して全水壓に耐える程度に迄用意せねばならぬ。

壓力隧道では縱方向の應力は發生せぬけれども、施工中の氣温及び完成後の水温の變化に對抗し得る様、豫め巻立混凝土の容積の 0.4% 内外の鐵筋を挿入することが安心である。

壓力隧道の勾配は最大損失水頭、貯水深及び最大下向襲波水深等に依つて定まるが、損失水頭は概略的に流速の自乘に比例するから、今 h を損失水頭、 V を流速、 C 及 K を常数、 R を動水半径、 S を勾配、 L を隧道の延長とするとき次の關係がある。

$$h = CV^2, \quad V = K\sqrt{RS},$$

$$\therefore C = \frac{L}{K^2 R}$$

K は Kutter 氏の公式では S の函数になつて居るから、普通最大流速附近の勾配を假定して得た K を上式に挿入して C を決定して差支ない。

隧道の形狀は、一般には水壓に對して抵抗力の大なる圓形を用ふるが、稀に岩盤が理想的で漏水の虞がない場合に限り馬蹄形を採用することがある。

裏装工は普通鐵筋混凝土を用ふるが、稀に岩盤の状況に應じ無鐵筋とする例もあるが、前項に述べた通り水壓の 20% に相當する鐵筋は最小限度として挿入する必要がある。尙隧道断面が小くなると鐵筋混凝土では施工が甚だ困難となるから、型板代用の目的をも兼ねて鐵管を埋め込むことがある。

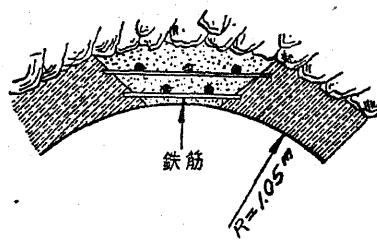
3° 施工 壓力隧道は水壓の一部を岩盤に負擔させるものであるから、其

○施工は極めて嚴重であることを要する。裏装混疑土は普通1:2:4乃至1:3:6の調合が使用され、鐵筋は直徑1.5~4cm位のものが用ひられる。

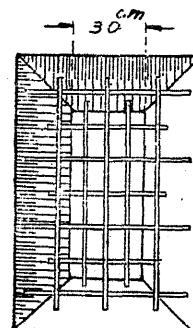
岩盤の掘整面は鐵線刷毛を以て水にて充分洗滌し附着せる土及び石粉を完全に除去するを要する。

拱頂の混疑土打は完全を望むことが殆ど困難であるから、豫め2~5m毎に直徑7cm内外の鐵管を嵌入し置き、完成後よりグラウチングを行ふ。モルタルの調合は1:2~1:3で之れに水5内外を加へモルタル混合機で混合し、壓搾空氣で注入する。尙拱頂の部分に77圖の如く鐵筋を挿入し混疑土填充機で混疑土を押し込んでやることがある。

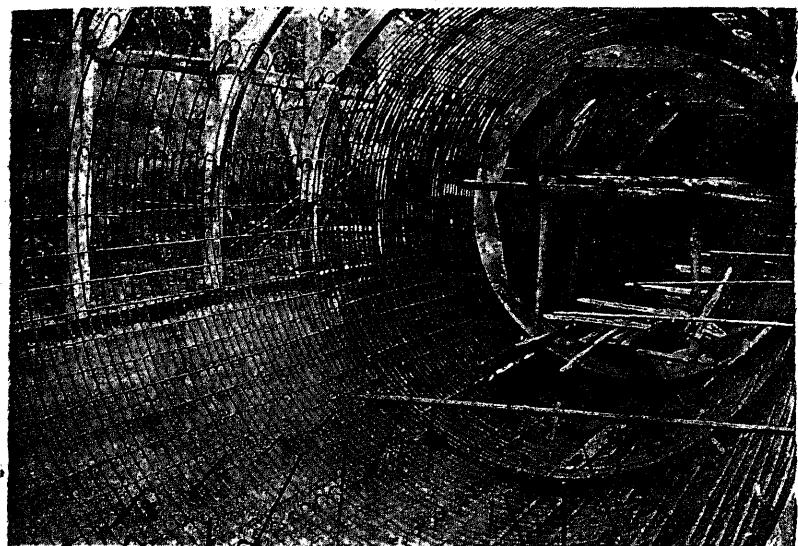
裏装混疑土は、設計厚を保持せしめる爲には岩盤の掘過ぎを免れないから、算出数量に二割内外の増量を見込んで置く必要がある。



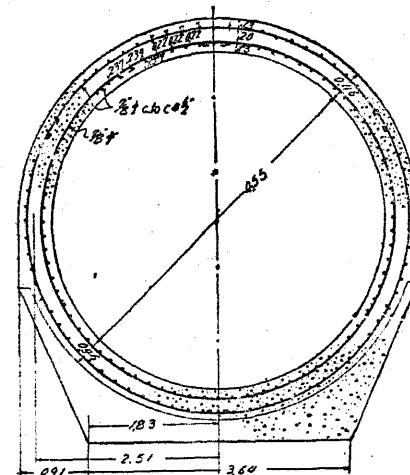
77 圖



77 圖



78 圖 A 關東水力會社 佐久發電所の壓力管路



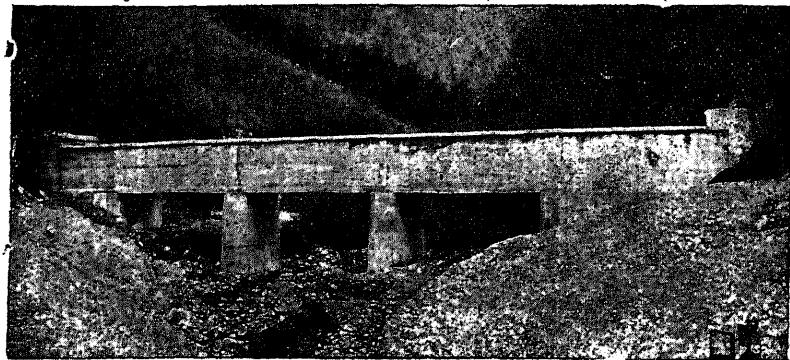
説明 調整池の取水槽と水壓钢管とを連絡する鐵筋混疑土管で、内徑4.55m
厚45cm、1m當の混疑土量約10.9m³
鐵筋量2.7t
最大水壓18mである。

同B 同断面圖

41 水路橋

水路が渓谷又は凹地を通過する場合には水路橋又は仰鑿管を用ひる。

水路橋は臨時的の水路には、木造のものを使用することもあるが、永久的のものには鋼製或は鉄筋コンクリート構造に依るを普通とする。79 圖乃至83 圖は水路橋の實例を示したものである。

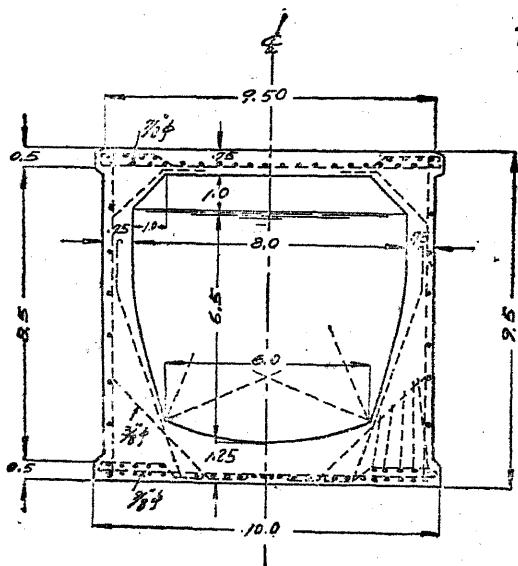


79 圖 A　會津電力會社
葛沼川發電所の水路橋

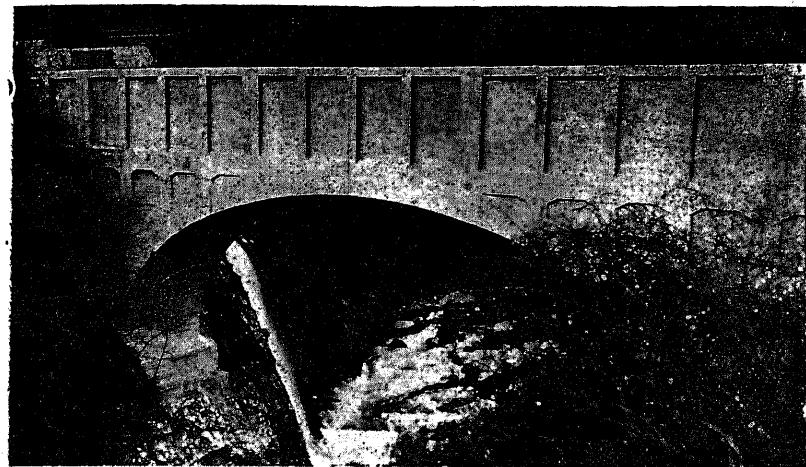
全長 65.0 側高 9.5
水路幅 8.0 水深 7.5

荒廢せる溪流を横過する水路橋の橋脚は、土石流の流突を考慮し、基礎岩盤に非ざる場合には根入を充分深く且構造を堅牢と爲すを要する。

水路の途中に餘水吐を設くこと能はざる場合には、水路橋中に之を設けて溪流中に餘水を排出せしめる。

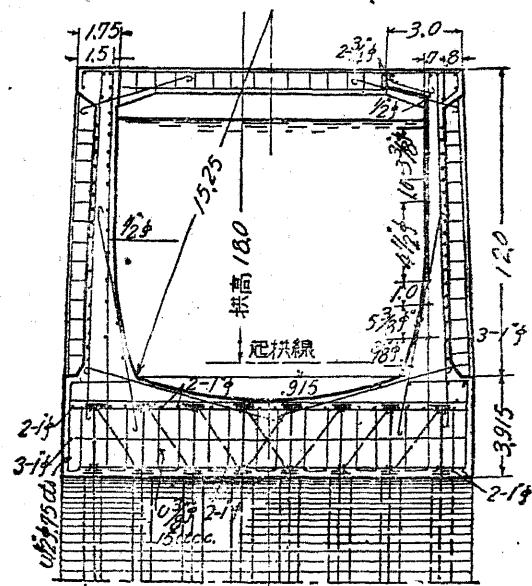


同 B 同 橫断面

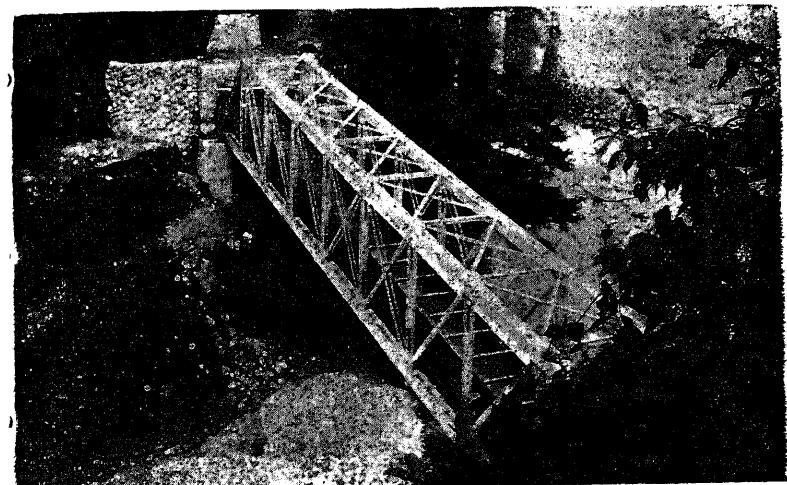


80 圖 A　群馬水電會社 松谷發電所の水路橋

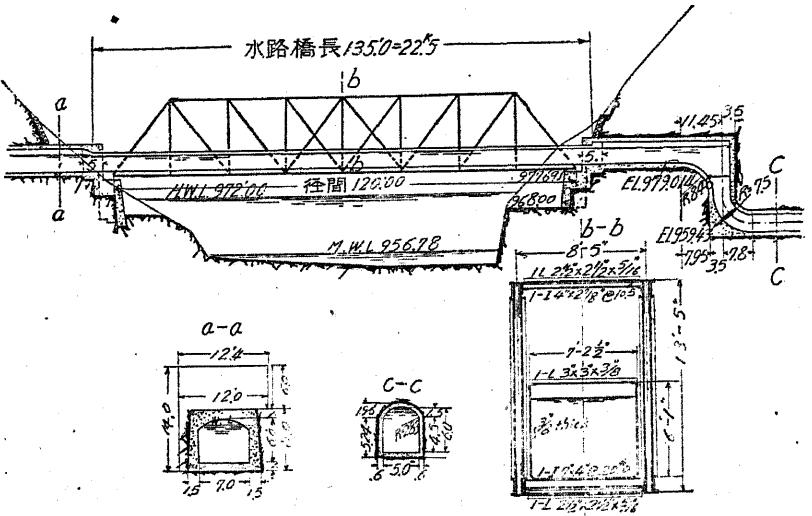
徑間 100' 幅 16' 側高 13' 水深 11' 拱高 18'



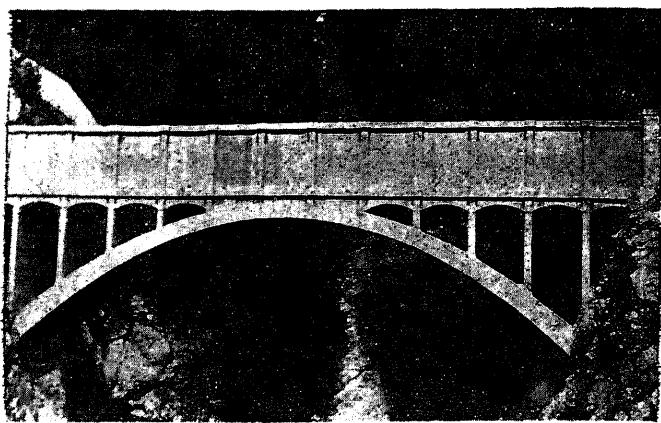
同 B 同 橫断面圖



82 圖 A 富山縣脊 松木發電所 補給水路の水路橋（鋼造橋）

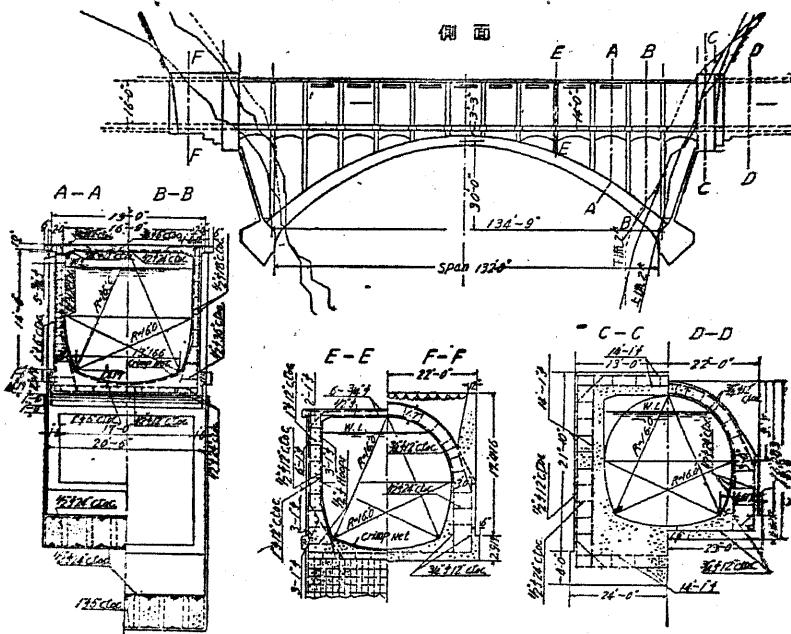


同 B 同 構造圖

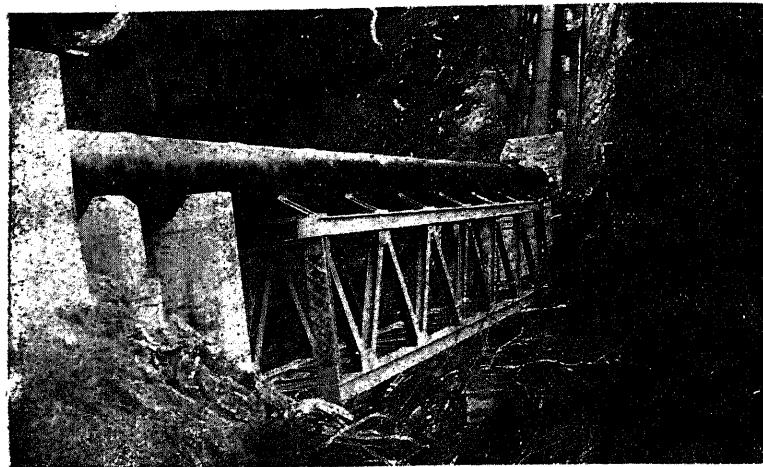


81 圖 A 日本電力會社 柳河原水路 距曳水路橋

徑間 132' 拱矢 30' 幅 19' 水深 14'



同 B 同 構造圖



83 図 A 富山県轄 長川発電所の鐵管橋

有効径間 120' 高 12' 幅 10' 鉄管内径 5'-6"

仰攀管は低水壓の場合には
筋混土管を用ひるが、高
水壓の場合には鋼管を使用す
る。

仰攀管が溪床を横過する場
合には、堅固なる床止壁堤を
設けて管を其の中へ埋設す
る。

管の検査及修繕に備へる爲
人孔を設ける。又管内の土砂
及水を排除し得る爲に管の最
低部に排水窓を設けて置く必
要がある。

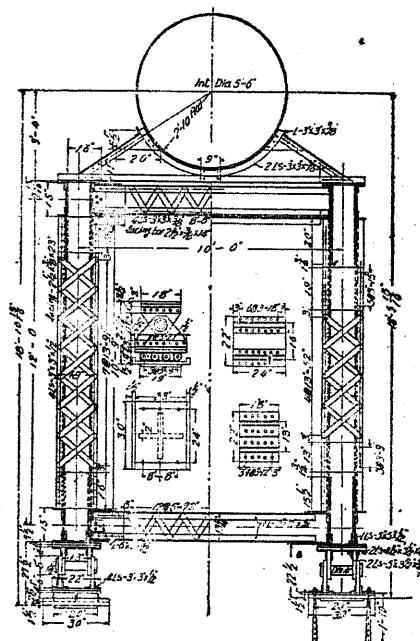


図 B 同 横断面圖

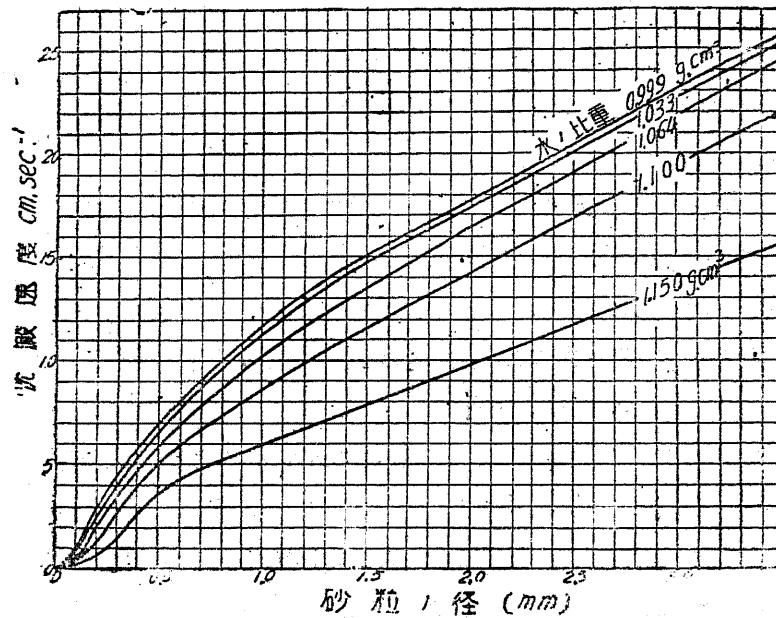
V 沈 砂 池

42 概 要

取水堰堤の高さが相當高く、取水口の前が水深大なる湛水池を形成する場合は、流水中に含まれたる土砂は、此處で大體沈澱するから、平時は比較的澄んだ水を水路へ取入れることが出来る。

然し取水堰堤が低い場合には、流水中に含まれた土砂は、其の堰水路へ流れ込み、之が水路、水槽中に沈澱して永い間には堆積土砂の爲水路の流積が著しく狹められるし、之等の土砂の一部は水と共に水車に入る故、水車のランナーを磨損し、其の能率を低下する結果を招來する。

此の爲に、水路の始端、取水口下流附近に之等の土砂を沈澱排除せしめる特別



84 図 湍水中に於ける砂粒の沈澱速度

の設備を爲し、上記の支障を除いて居る。此の設備を沈砂池と稱す。

43 設 計

水中に含まれたる土砂が沈澱する速度は、水が靜態に在るか、流態に在るかに依つて異なるものである。

實驗の結果に依ると、靜態に在る濁水中の石英質砂粒が沈澱する速度は、84 圖の如くであつて、水の比重、砂粒の大きさ(徑)で夫々異なつた値を有つて居る。

水路中に浮流する砂粒は、水の有する流速の衝動を受けて水中に支へられるものであるけれども、今水流が流路の方向に平行に流れ即ち少しも渦流を起さぬ理想的な状態に在ると考へれば(實際的には斯かることは絶対にあり得ないが)、砂粒は自重に依つて鉛直に沈澱しつゝ一方流路の方向にも動かされて下流に向つて行くので、水面に在つた砂粒が水底に達する迄の時間だけ水平に流されることとなる。

然るに水面に在つた砂粒が、沈澱を始めて沈澱速度 v に達するまでの時間は、砂粒が餘程大粒のものでない限り、實際的には、水の表面から v なる沈澱速度で沈澱するものと考へてよいのである。

今 h = 沈砂池の深、 V = 水路(沈砂池の入口)に於ける水の平均流速とすれば、沈砂池の長 L は、流水中の最細粒の土砂が水面から沈砂池の終端の底部に沈澱しつゝ達するに充分なるだけの長があればよいのであるから、即ち土砂粒の通過時間と沈澱時間とが等しい程度のものであればよい。

$$\therefore L = \frac{h}{v} V$$

然し實際には、沈澱を遅らす水の抵抗があるから、上の式より得た L の 1.5 ~ 2.0 倍の長を必要とする。

理論的研究の結果は、沈砂池の形狀及大きさに付ては、水路の水深に比し池の水深を増すよりも、幅員を増した方がよく、唯水深を水路の夫れより相當深くして置くのは、池内に沈澱する土砂溜と云ふ意味であること、又幅員を擴げる場合に

は、水路の幅を漸増して沈砂池内に渦流を起さしめぬこと及大水量の場合には、此の幅員漸増部に導流壁を設けて、沈砂池内に入る水に均等の流速を與へる様にすることが、沈澱の効果を一層有効ならしめると云ふ事を示して居る。

44 構 造

沈砂池の最も簡単なる平面形は、水路の幅を徐々に擴げ(5度乃至 15 度の角度を以て)遂に流水に齊一の緩速度を與へるだけの斷面と爲して流速を減ぜしむることに因り浮流土砂の沈澱を促すものである。

此の形は、小水量の沈砂池に適當である。茲に注意すべきは、沈砂池の平面形は、長さの方向に於て直線形となすことで、若し曲線形と爲すときは流勢は曲線の凹部の岸に沿ひ強く流れ、流速全體の齊一を破り遂に渦流を起すから、沈澱の効果を餘程減殺する。

大水量の沈砂池には、上記の如き形では、相當の幅員を要し、地形上並に經濟上不利益なることが多い爲、水路より沈砂池へ移る所へ數個の導流壁を設け、之に依つて數個の分水開渠に流量を一樣ならしめる様に分流し、此の分水開渠中で土砂を沈澱せしめた後再び合流せしめて下流水路へ導水する方法を講じて居る。

沈澱した土砂を掃除するのに次の様な方法を採つて居る。即ち

a) 発電所の停電日に沈砂池内の水を全部排出(沈砂池出入口の水門を閉め、土砂吐門を開けて置く)して池を空にしたる後、池の入口水門を少し開いて之より水路の水を瀉出せしめ土砂を掃流すると共に、人力に依つて洗ひ残された土砂を掃除するもの。

b) 沈砂池の側壁外に沿つて設けたる側水路に水路の水を廻流し、沈砂池内の水を排出したる後側水路の側壁に設けたる溢流堤又は孔より池内へ溢水せしめ、同時に池の入口水門より瀉流を送り之に依つて池内の土砂を掃流するもの。

c) 沈砂池の中央に隔壁を設け池を堅の二室に分割し、一室を側水路として使用し、b) と同様の方法に依り排砂を爲すもの。

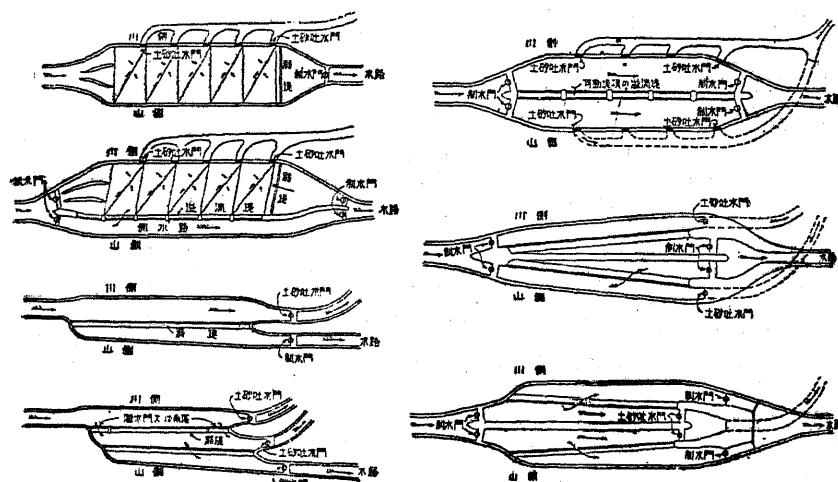
d) 隔壁及側水路の孰れをも設けず唯池底に、土砂を流し込み得るだけの數多の孔を有する溝を造り置き、通水中溝の終端に在る土砂吐門を開き、流水の深(水壓)に依つて土砂を孔より溝中に押し流し込み土砂吐門より掃流するもの

e) 以上の b) c) 及 d) の何れかを混用するもの。

a) の方法は小水量の小形の沈砂池にのみ限られて居る。d) の方法は b) 及 c) の方法に比べて池の幅員が狭くてよいから、沈砂池の位置が岩盤である場合には切取、掘鑿の工費を節し得るし、池の水深を大きく採らねばならぬ場合には隔壁を堅固なるものと爲す必要上要する工費の増大を防ぎ得る利益がある。

H. Dufour 氏の特許沈砂池(後出)は此の方式に依つて居る。

要するに何れの方法に依るかは、主として引用水量、浮流土砂量及地形に依つて決定される。



84' 図 沈砂池の一覧例

45 附属設備

(1) 餘水吐 取水口より流入した水量の中、發電に必要な以外の水量は、取水底に餘水吐を設けたる場合は之より溢流せしめ、所要水量だけが水路へ流入

するから、取水口近くに沈砂池を設ける場合には、特に沈砂池に餘水吐の設備を要しない。然し取水庭に餘水吐を設けられない場合には制水門で取水量の調節をするけれども、制水門の故障、操作上の不注意等に因り、餘分の水が水路へ流入する虞があるから、沈砂池内の一部に餘水吐を設け、過剰水量を排除する必要がある。餘水吐としては、普通沈砂池側壁の一部を溢流堤とする。若し取水量が大水量で餘水吐の長が大になり地形狭隘で之が設置困難なるときは、サイホン餘水吐を用ひる。

(2) 芥除格子 取水口を設けるものより格子目の稍々細かいものを、沈砂池の入口(水路との接続箇所)より少しく下流に設置する。之は格子に依つてゴミを取除く一面之に依つて水路より沈砂池へ流入する水の流速を調整せしめ浮流土砂の沈澱を促進させる爲である。芥除を入口に設けるときは、流速が未だ水路に於ける夫れと同様で早いから、格子の爲に可なり大きい落差を損失するのみならず整流の効果が乏しくなる。

(3) 制水門 沈砂池内の水を空にする必要ある場合には、池の出入口に制水門を設けるのを一般とする。門扉としてはスルース ゲート又はストーニー ゲートが用ひられる。

(4) 土砂吐門 排除した沈澱土砂を排出する爲に土砂吐門を設ける。門扉としてはスルース ゲート又はストーニー ゲートが用ひられる。

(5) 排除装置 種々なる工夫が凝らされて居るが、以下に述べる實例に就て會得出來ることゝ思ふ。



説明

松ノ木發電水路は、常願寺川支川和田川より取水して居るが、冬季渇水時和田川の水量低減に備ふる爲、本流常願寺川の水を取り入れ、之を松ノ木水路に合流せしめて此の不足を補ふことにして居る。然るに常願寺川は、其の水源山地に大崩壊があつて、断えず多量の土砂を流下し河水は常に濁つて居る位であるから、此の水を發電に使ふには、充分沈澱させて土砂を取り除かねばならない。斯かる爲に此處の沈砂池は他に其の類を見られぬ様な工夫を凝らしてある。

沈砂池は延長 72 間、幅 15 間の鉄筋コンクリート造の渠で、隔壁 *a* に依つて二室に區分され、池の出入口（上下流口）には夫々水門扉 *i* を設けてある。水を取入れて居る場合は、之等の門扉を全部開いて兩室へ濁流を導き沈澱させるのであるが、沈澱した堆積土砂を洗掃する場合には片側の室へのみ導水し、他の側の室を空虚にして掃除をする。

各室は又其の長さの中央で、低い横断低壁 *d* で二つの小室に區分され、上流の小室には整流の爲平均高 10 尺、厚 1 尺の 2 條の導流壁 *e* が設けられ、其の各上流端に 1 個の水門を取付け、此の開閉に依り掃流壁 *b* 間の土砂を洗掃する。室の底は下流に向つて $\frac{1}{15}$ の降り勾配を附し、其の末端は中央隔壁の處に開口して高 5 尺、幅 5 尺の土砂吐口 *c* に達にして居る。此の土砂吐は、沈砂池底に設けた幅 6 尺の暗渠に通じ、洗掃された土砂は之を通つて和田川に排除される。

下流の小室底面には、池の中央縱貫隔壁 *a* より側壁 *f* に向ひ、7 通りの溝 *h* を設け、之に $\frac{1}{4}$ の降り勾配を附し、溝の終端より隣接溝間の部分に折返して池の中央隔壁 *a* に向つて $\frac{1}{25}$ の降り勾配を附し、其の末端に土砂吐口が開いてある。

中央縱貫隔壁の水面下には、高 2.5 尺、幅 3 尺の窓 *g* あり、之に縱軸迴轉扉を備へ扉を左右に迴轉すると、溝水中の一側室より溝壁及其の左右に濁流を注いで、堆積土砂を洗掃し、之を側壁の方に向つて押し流す。此の土砂流は溝壁間の土砂吐口に折返して流れ落ち池底に設けられた暗渠を通り和田川に排除される。

上下流兩小室に於ける土砂吐口には、別に水門扉を設けてない。唯土砂吐暗渠の末端に高 8 尺、幅 8 尺の門扉 *j* が設けてある。

土砂吐暗渠は二列あり、各列は各室の土砂排除用に供されて居る。

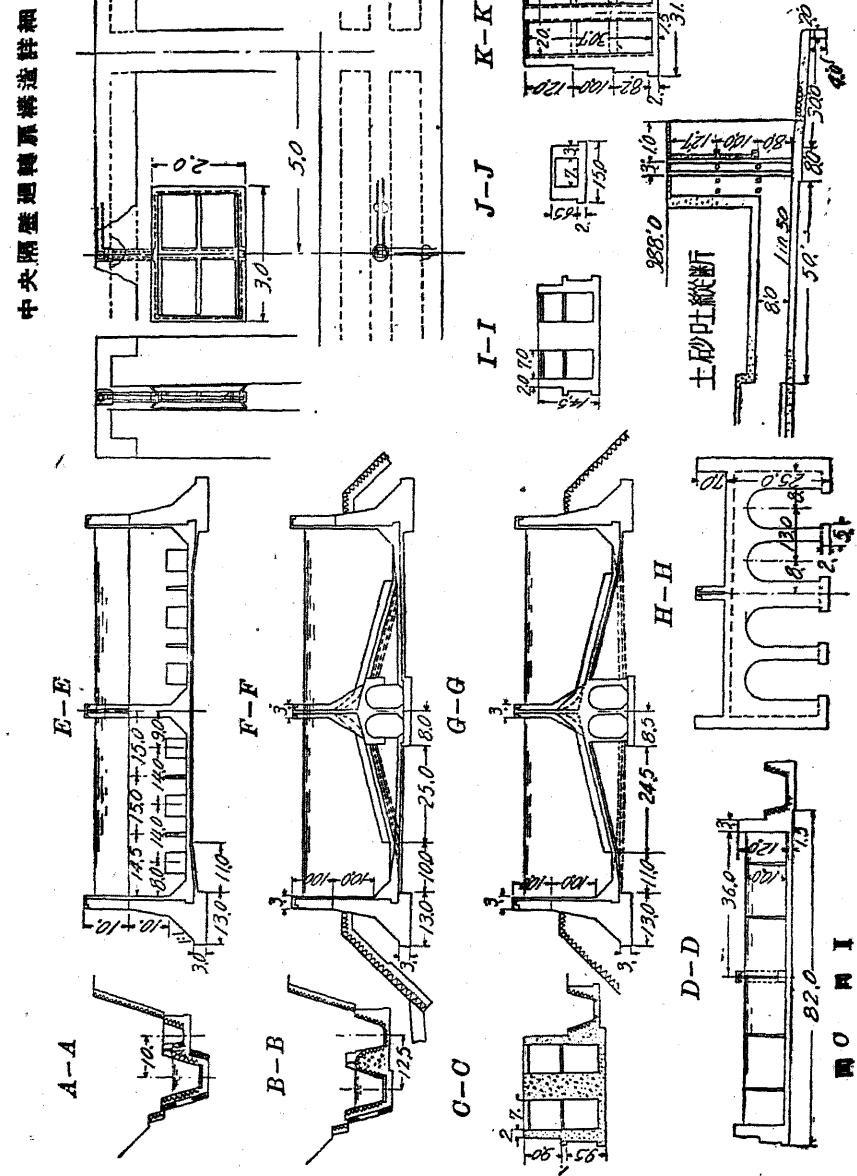
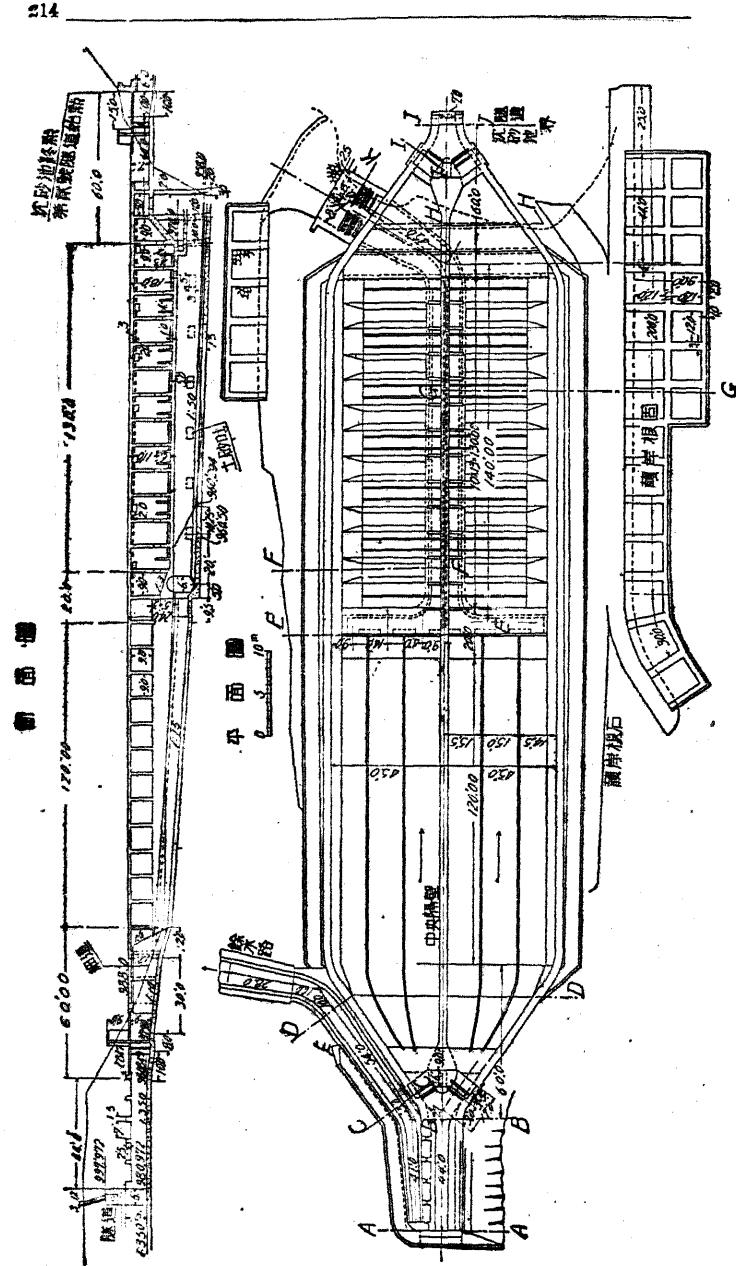
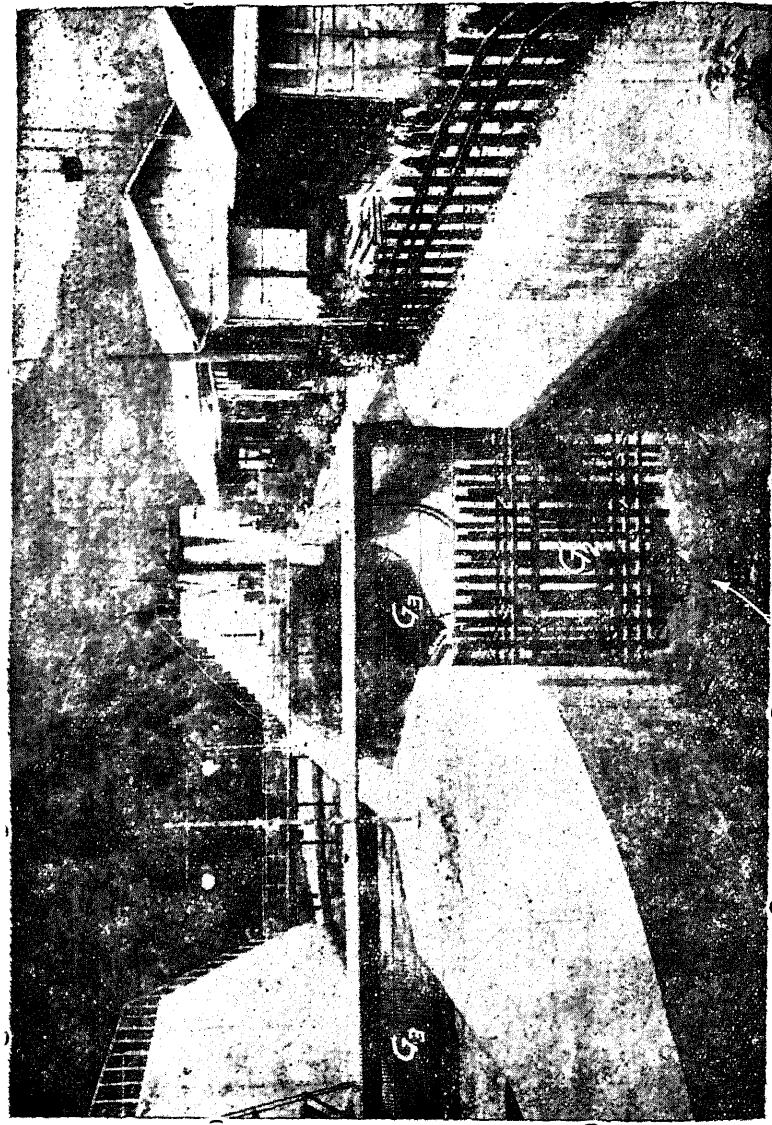
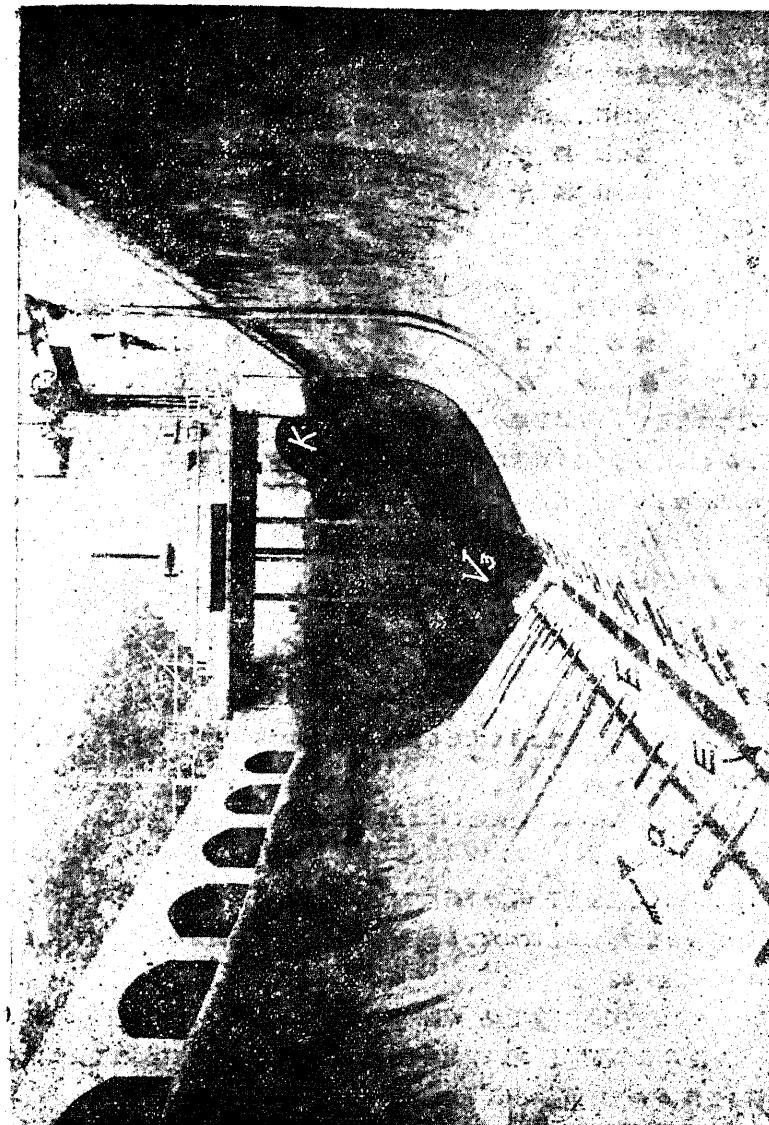


圖 B 織造圖 I





86 圖 A 中部電力会社 百川発電所の沈砂池 (Dufour 式)
矢作川 $Q = 28.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 20.2 \text{ m}$ 出力 $5,380 \text{ kW}$ G_1 離流格子 G_2 沈砂池 G_3 涼流格子



同 B 同 沈砂池の一室を空にしたる場合
 E_{F_1} 受板 a 受板取付鋼物 V_3 排水門 K 陽道入口

説明 (86 図 O 参照)

此の沈砂池は特許 Dufour 式沈砂池を採用して居る。

沈砂池各部の装置並其の名稱

G_1	取水口芥除格子	V_1	取水口制水門扉
G_2	整流格子	V_2	隧道入口制水門扉
G_3	細目格子	V_3	排水門扉
O_L, O_R	取水庭	V_4	排砂門扉
R, L	開渠	E	受板
S	排砂渠	$U_2 \sim U_n$	受板洗水口
U_1	排砂渠入口	P	豎坑水路
T	排砂路	K	隧道入口

G_1 (寫真には見えず)。 G_3 は普通の格子で浮遊物の流下を阻止する。 G_2 は水流を横浮し夫々 R 及 L の断面全部に亘り流速を均整ならしむる働きをなす。 R 及 L は開渠(水室)にして沈砂作用ば主として此の開渠にて行はる。

排砂作用は之を次の三通りに分つことを得。

- a) 自動繼續排砂作用
- b) 周期的自動排砂作用
- c) 周期的排砂作用

自動繼續排砂作用

之は取水量が發電用使用水量よりも大なる場合、即ち河川流量が使用水量よりも大なる場合に行ひ得る方法である。

一般に流水中の浮流物は、其の表面近くには比較的細かい物體浮遊し、底部に近い程比較的大なる物體が運ばれる。

縱断面に示す如く、整流格子 G_2 の下部には相當の間隙あり、之が爲此の部分を流るゝ水は相當強い流勢を有つて居る。故に大なる砂礫の如きものは、此の流勢の爲に運ばれて排砂渠の入口 U_1 に達する。

G_3 を通過せる水は緩かに流れ(G_2 の無い場合には凡そ 45 cm/sec 有る場合には凡そ 30 cm/sec)開渠 R 及 L 内に於て徐々に其の浮流物を沈澱する。而して此の沈澱物は渠の側壁を滑り受板 E の入口 $U_2 \sim U_n$ に達する。

今排砂渠 S の末端に設けられた扉 V_4 を開くときは、 S 内の水は R 及 L 内の水位 H に相應する壓力を以て流出する。

沈澱せる泥、砂、砂利、礫等は此の壓力を受けた水の洗流に依り流されて V_4 外に放出され排砂路 T に入り次で河川に運び去られる。

一方清潔になつた水は V_2 を通過し、漸次流速を増しつゝ導水路 K に達する。

斯くの如くして此の作用は、 V_4 を開放しおく間持続されることとなる。此の作用中特に注意すべき事項を擧げれば

- イ. V_3 は常に閉鎖しおくこと。
- ロ. G_4, G_3 に芥を停滯せしめぬこと。
- ハ. V_1 を加減して R 及 L 内の水位を標準水位(即ち此の例では $H = 9.40$ 尺)を保たしめること。
- ニ. V_4 の開きは、沈澱物の種類、其の大きさ及重量等により加減すること。即ち V_4 の開きの程度により S 内の流速は變化する故に沈澱物が S 内の流速により總て排除せらるゝ様な流速を保たしめる様適當に其の開きを加減する要すること。

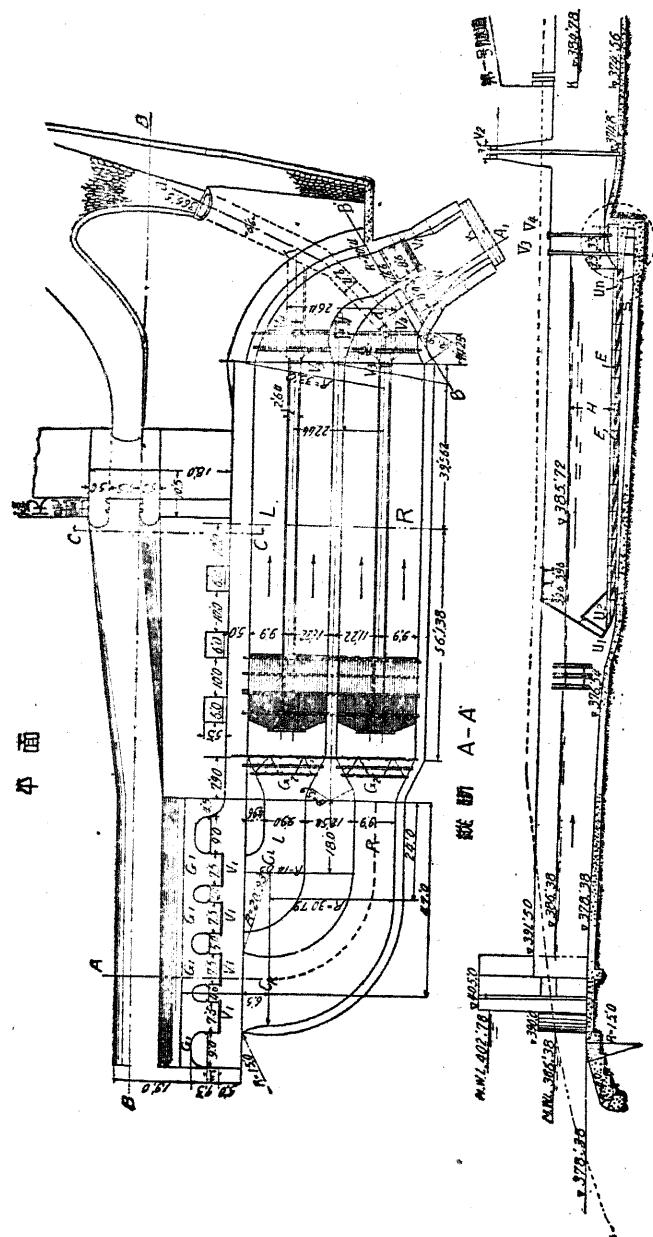
周期的自動的排砂作用

之は主として、河川の流量が、使用水量より少き場合に行はるゝ方法で、 V_4 も閉鎖しおき、時々(數分間おき等の如く)之を開き a) の方法により排砂を行ふのである。

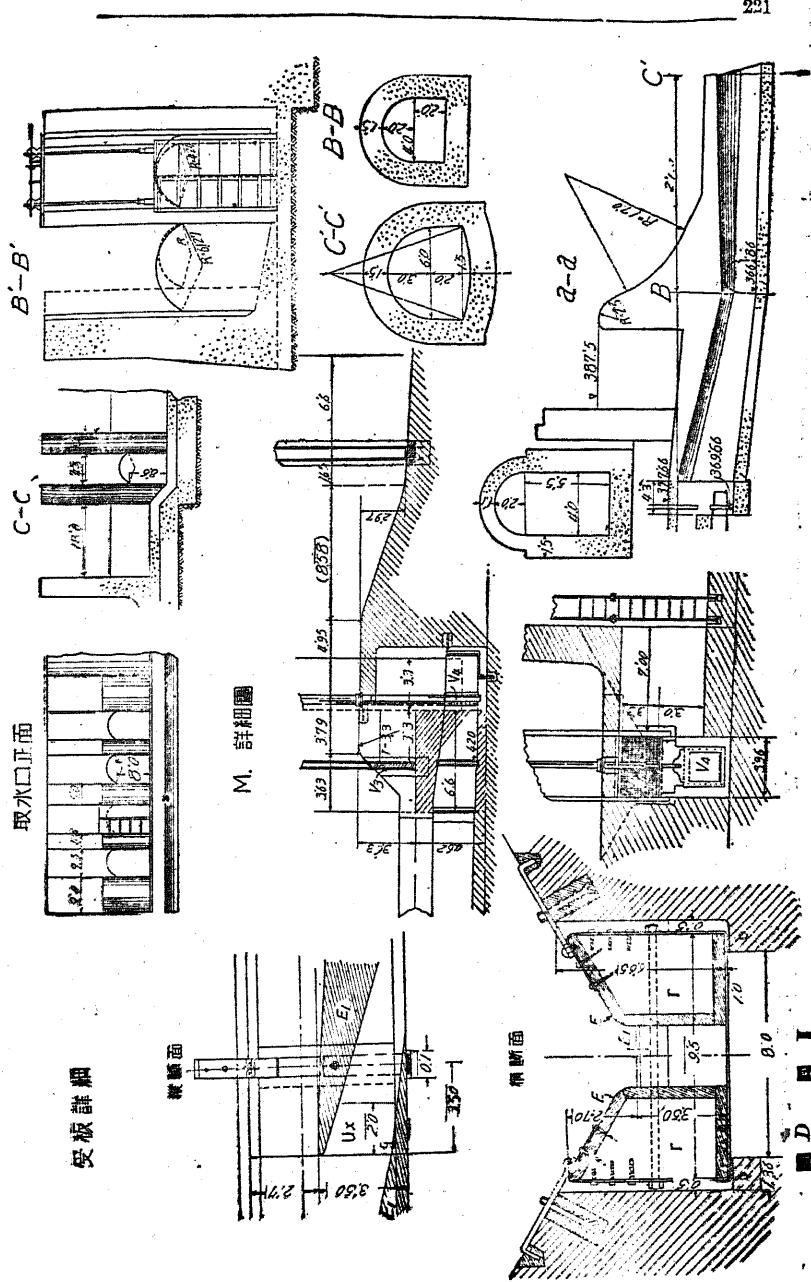
周期的排砂作用

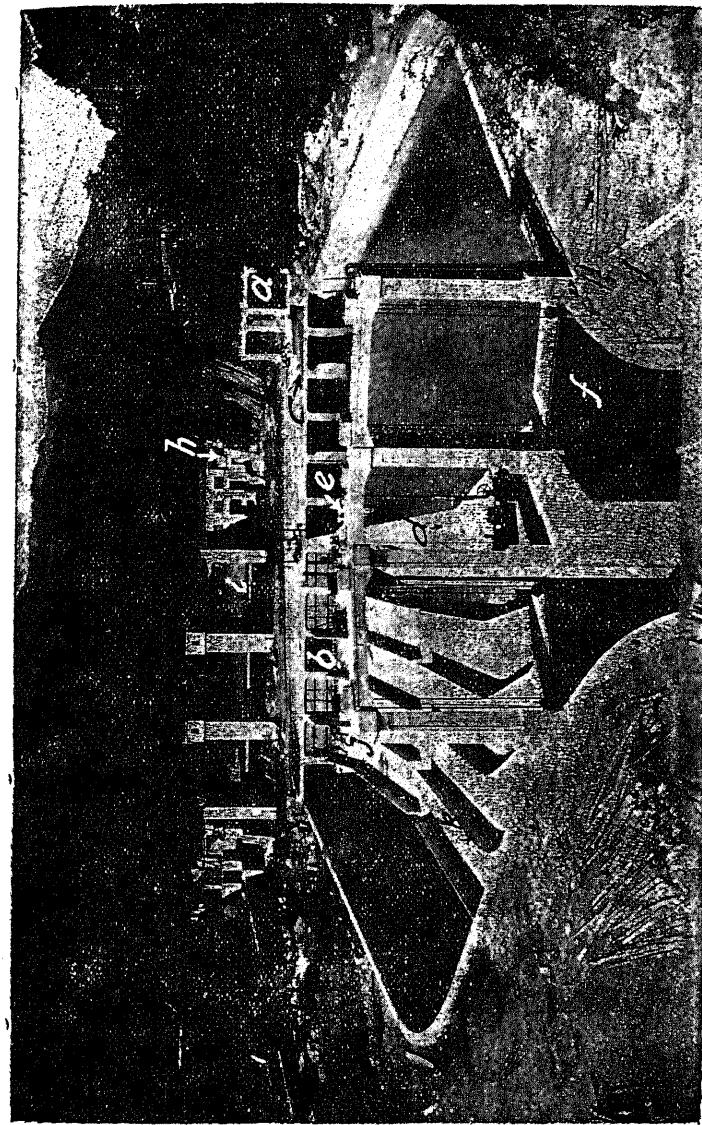
渠内に於ける沈砂の程度甚しく、a) 及 b) の方法に依るも充分排砂し得ざる場合に行ふ方法である。

R 及 L 内に生ずる沈澱物が相當の高さとなれば、 R 及 L 内の速流は大となり從て沈澱作用は不均一となる故に周期的自動排砂に依るのみにては之等の土砂を除くこと伸び困難なことがある。斯かる場合には、先づ R 又は L の内一方の V_1 及 V_2 を閉塞し G_3 及 V_4 を開放して渠内を空にし、然る後 V_1 を少し縮(最初は數 cm 位)開き、洗流により沈砂を掃除する。

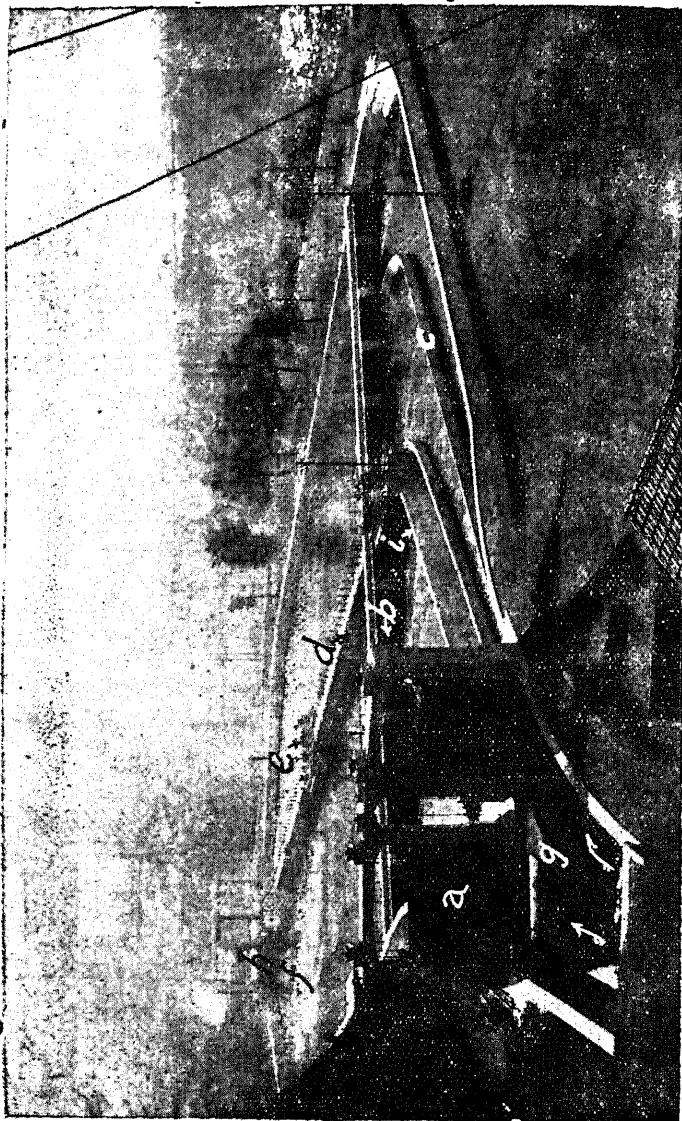


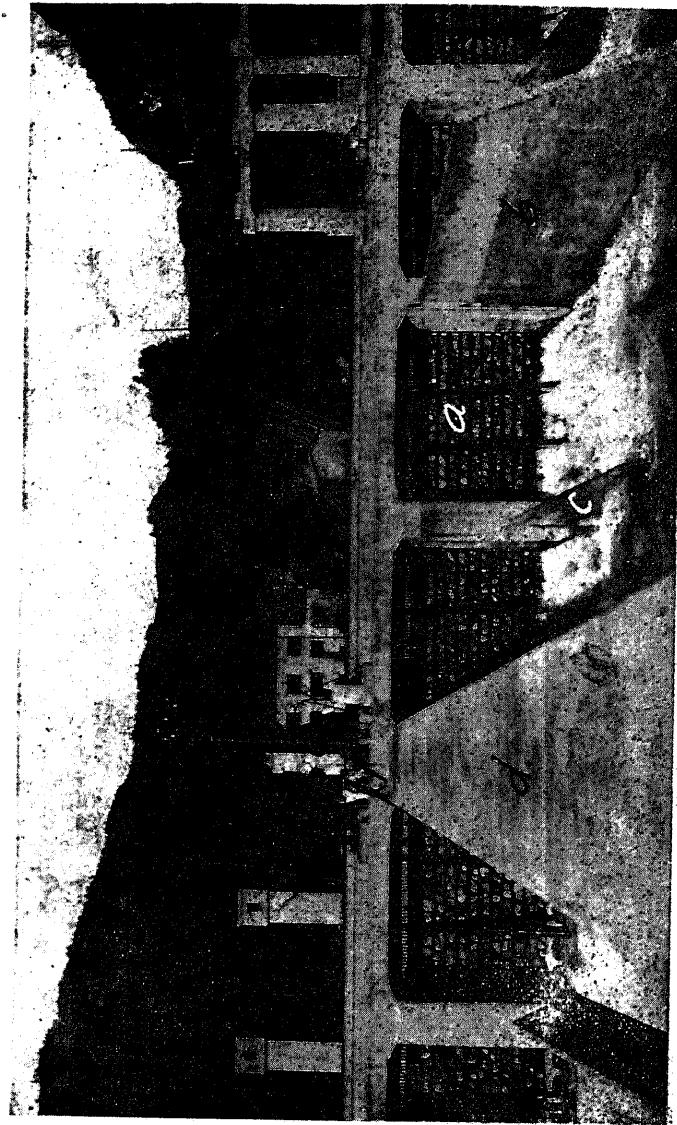
圖O 同標燈圖





87 圖 4 關東水力電氣會社 佐久發電所の沈砂池
利根川 $Q = 59 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 112 \text{ m}$ 出力 $50,400 \text{ kw}$
a 沈砂池入口制水門 b 芥陰格子 c 格流壁 d 隔壁 e 土砂吐門 f 土砂吐門 g 分流壁 h 取水口

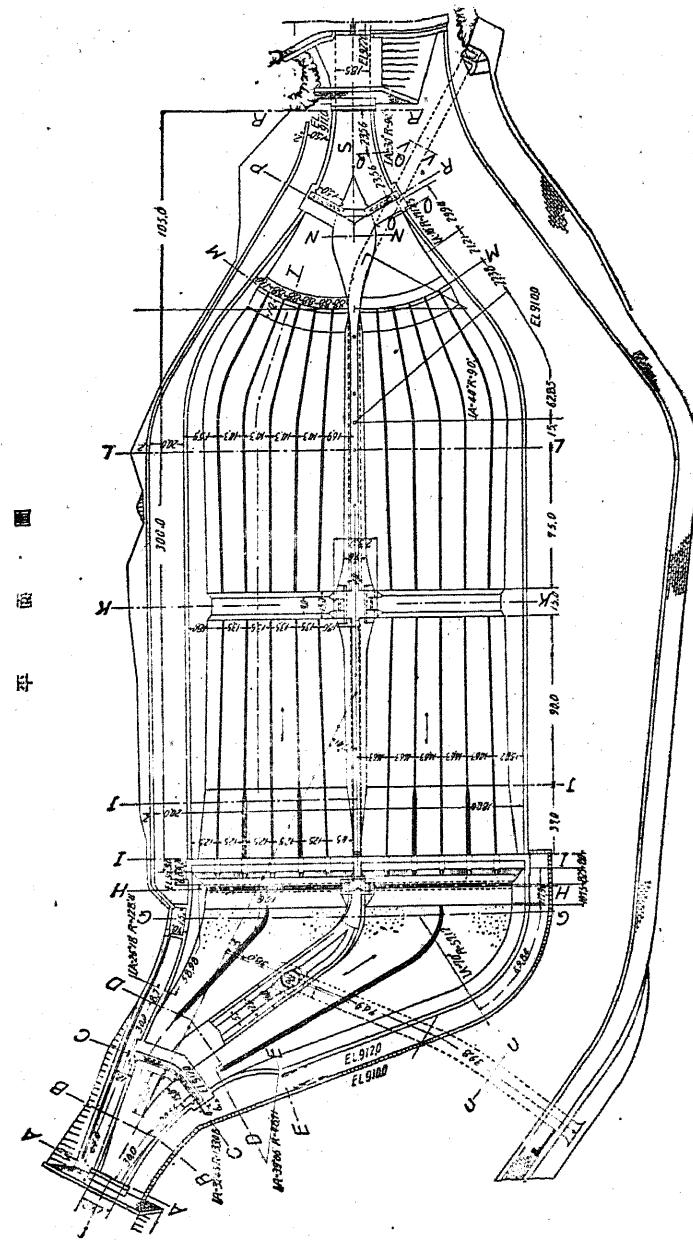




図O 図

a. 濾水装置 b. 堤流壁 c. 排流壁 d. 隔壁

説明 aは荷物格子の後方に鋼枠を立て其の間に玉石を充填したもので、之に依つて濁水を濾過せしめる。
玉石は時々取出して洗浄して詰替をする。此の装置は多季排水期には取除き唯出水期にのみ利用される。



図D 図構造圖 I

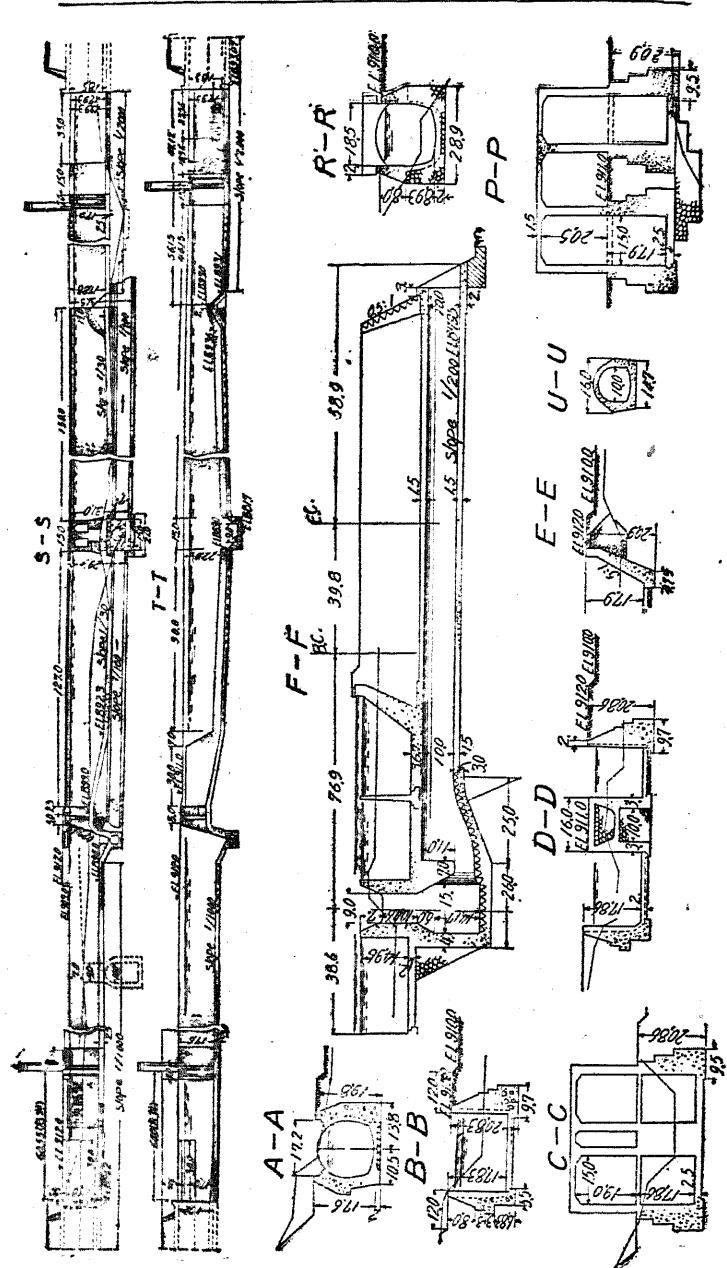


圖 B 圖 II

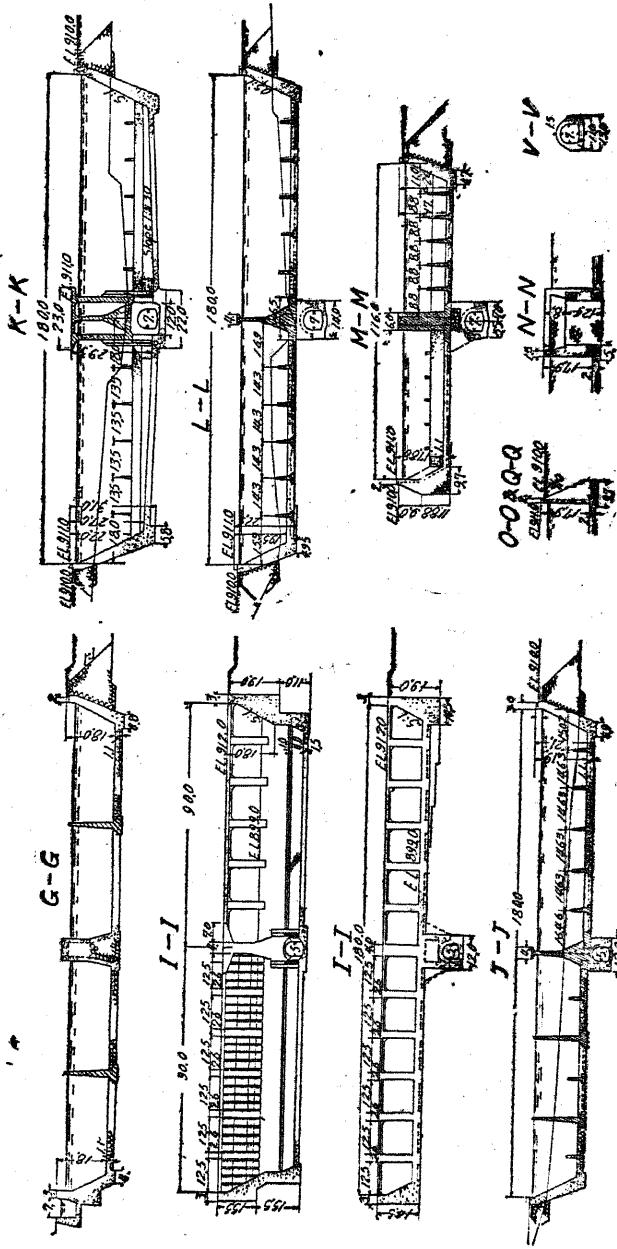
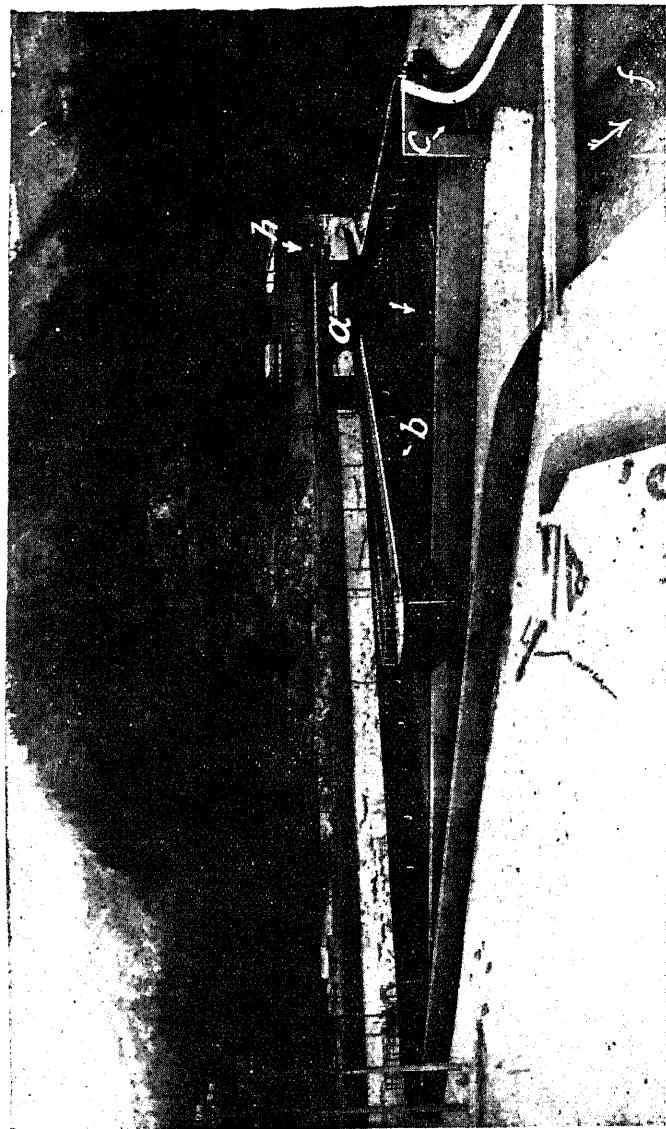


圖 C 圖 II



88 圖 A 黒部川電力會社 黒部川用水合口事業部蓄水所の沈砂池全景
 $Q = 16.66 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 30.9 \text{ m}$ 3.865 kw
 a 沈砂池入口側水門 b 小孔 c 水門 d 溝渠 e 小孔 f 水路 g 取水場
 説明 中央隔壁には小孔、兩側壁中には小暗渠があり、(沈砂池入口に開口する)貯水所選水中沈砂池の掃除を爲すには、
 一の池の入口水門を閉め、同時に土砂吐門を開いて池を空にする。次に隔壁内の貯水槽に送水し小孔より溝渠へ送水して、
 壓上砂を下砂槽へ送り、此の沈砂池の平面形は水路より流入する水の流連を整備せしむる上
 に於て極めて方に出でるものと思ふ。(E 圖参照)

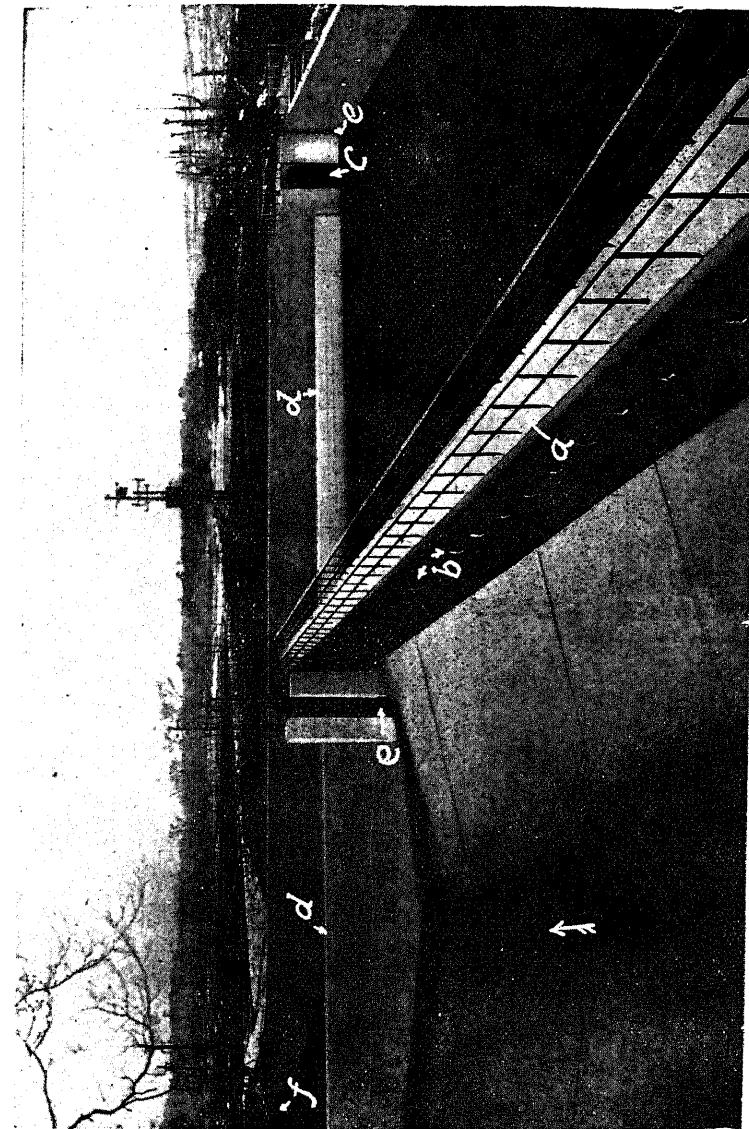
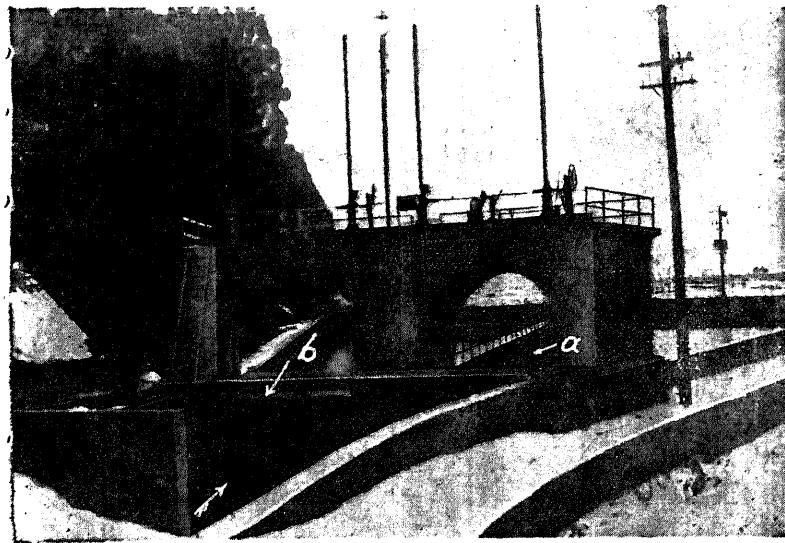
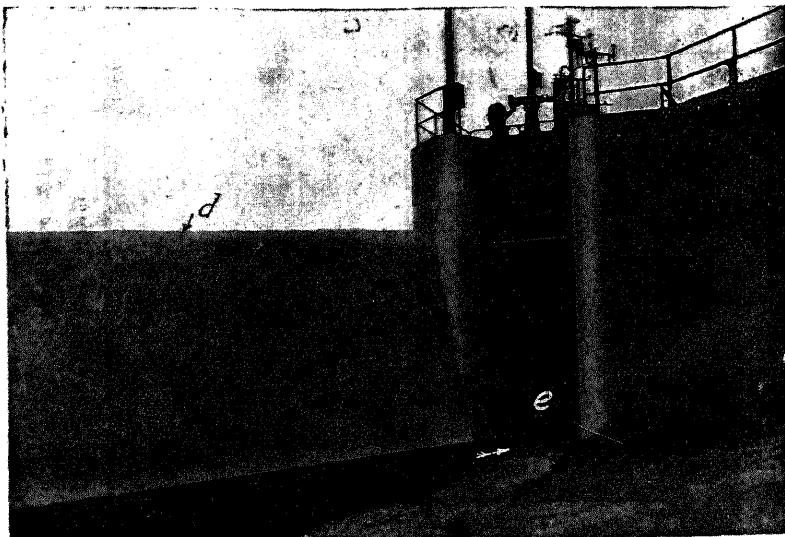


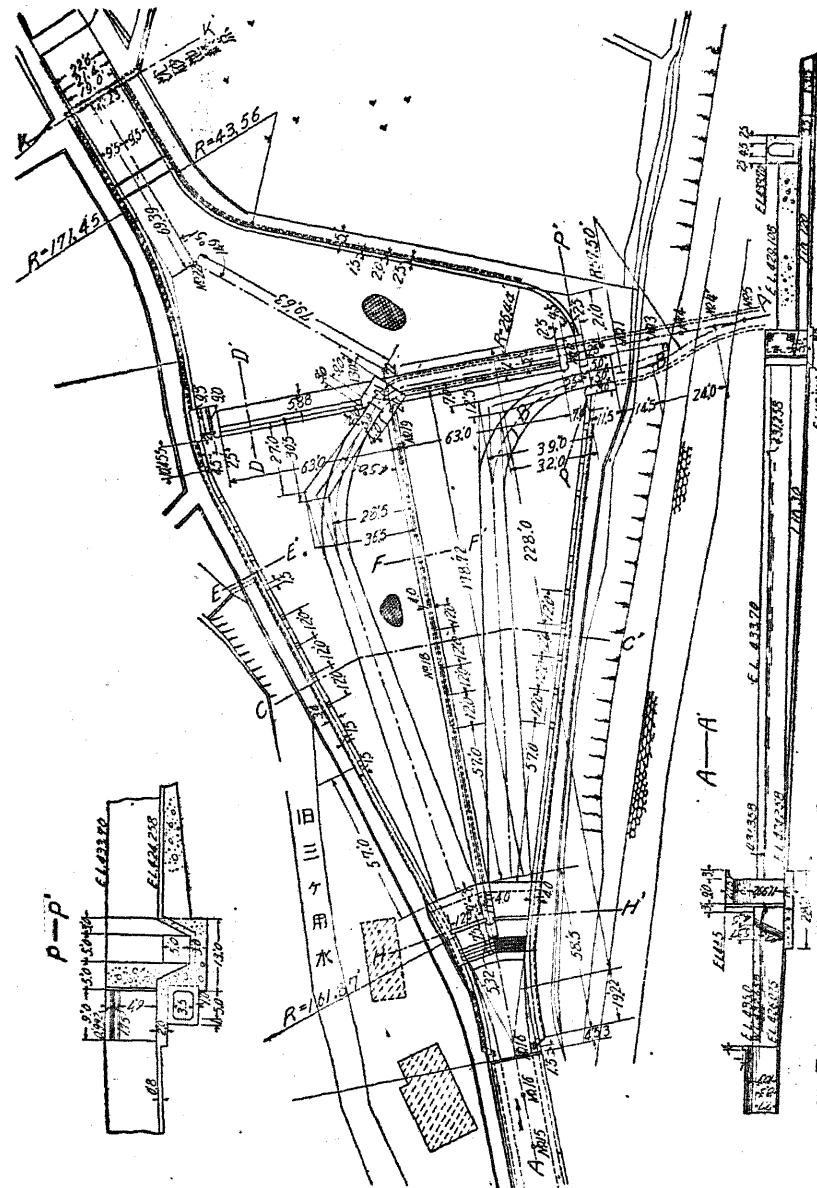
圖 B 同 沈砂池隔壁及溝渠
 a 中央隔壁 b 小孔 c 水門 d 溝渠 e 土砂吐門 f 水路



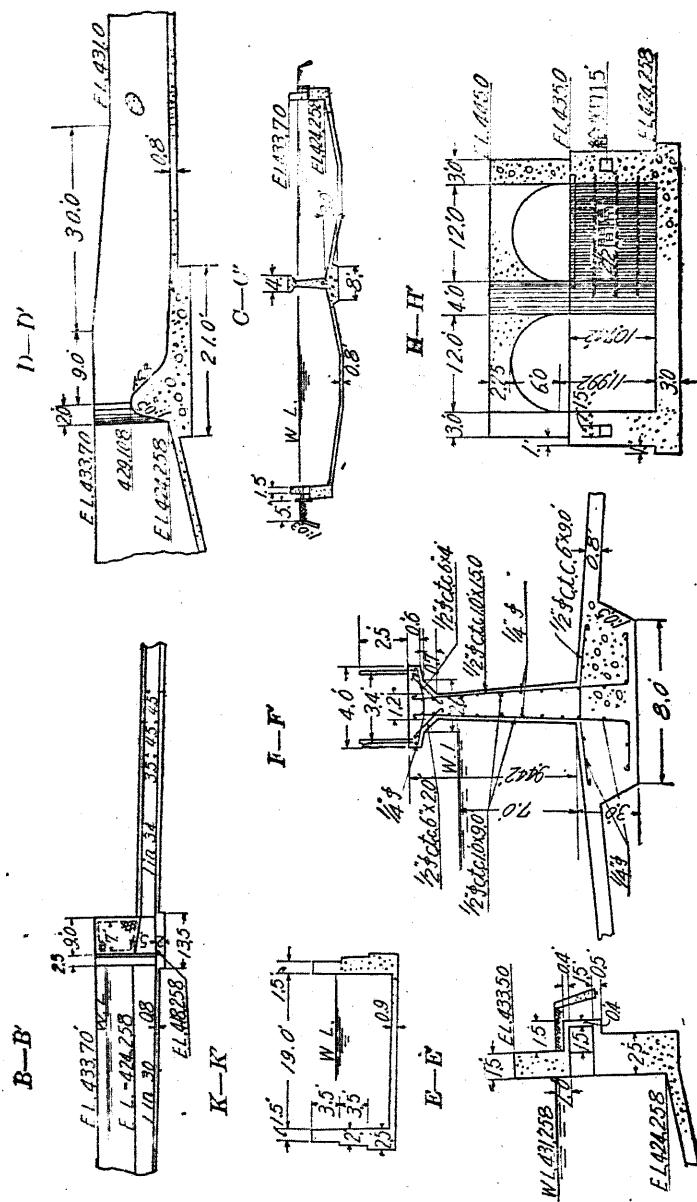
同D 同沈砂池入口
a 中央隔壁中の小孔 b 芥除格子



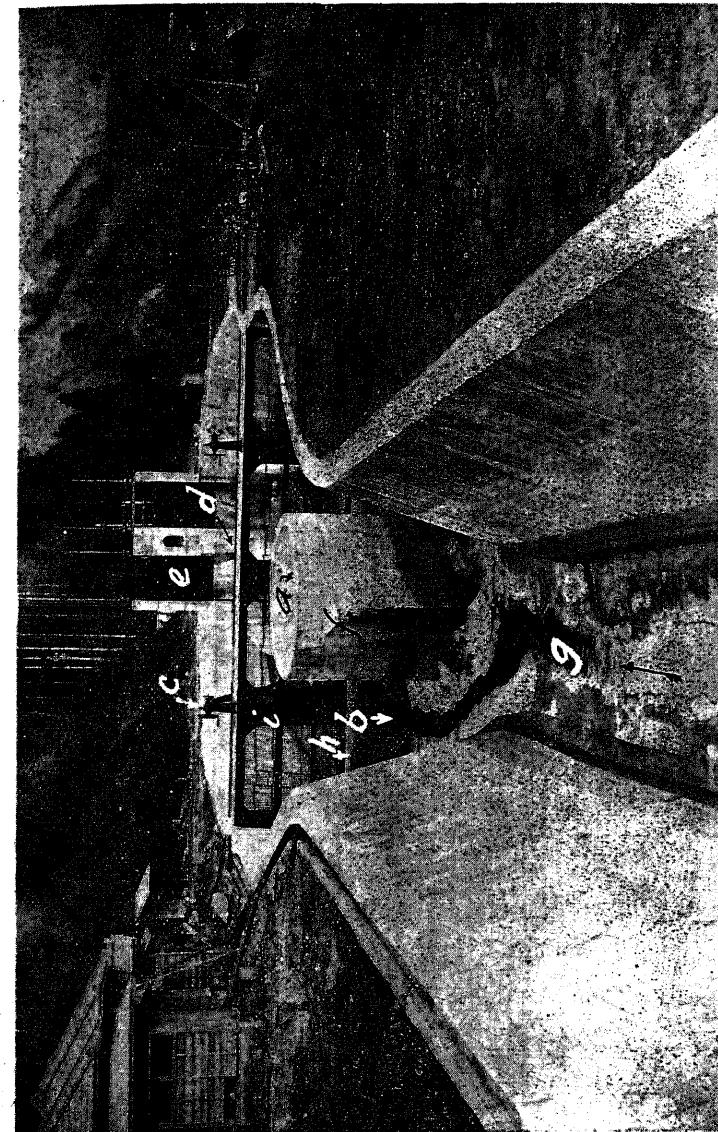
同D 土砂吐門
d 潘堤 e 土砂吐門



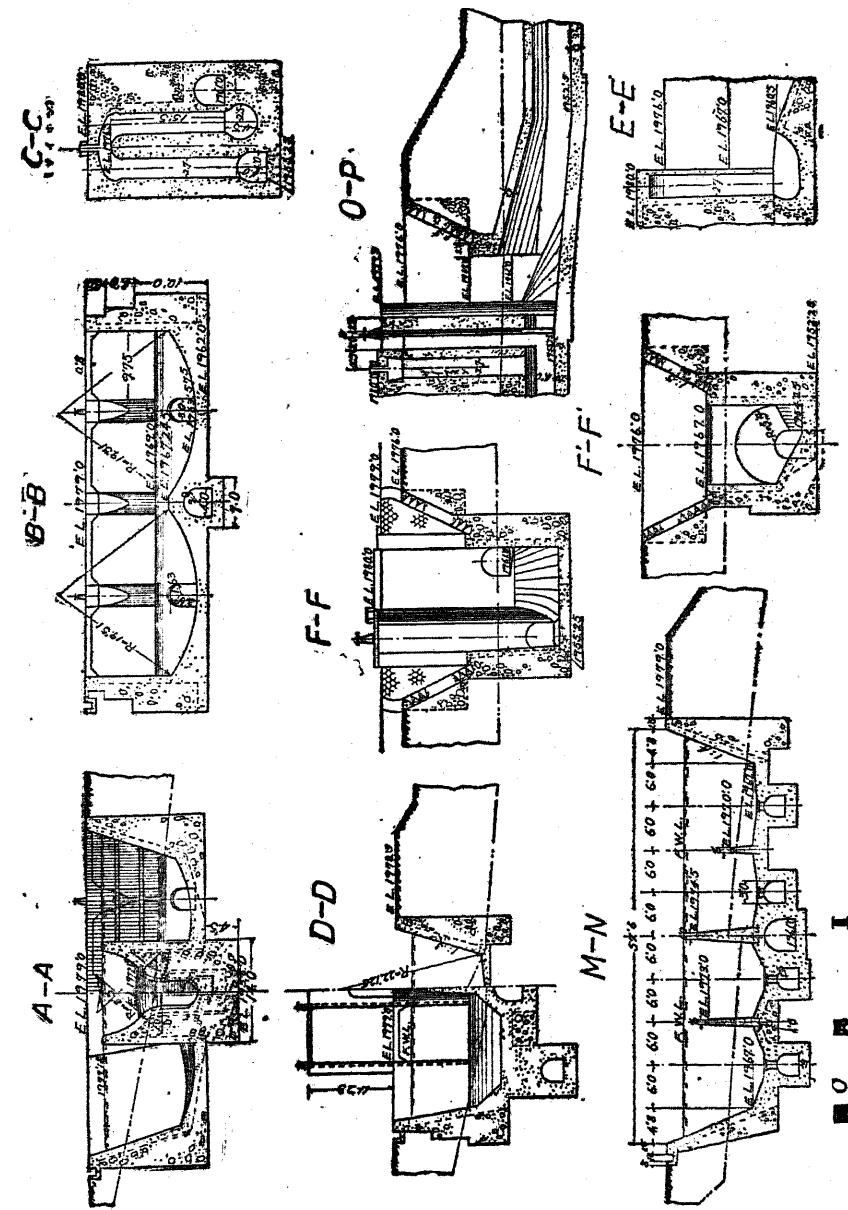
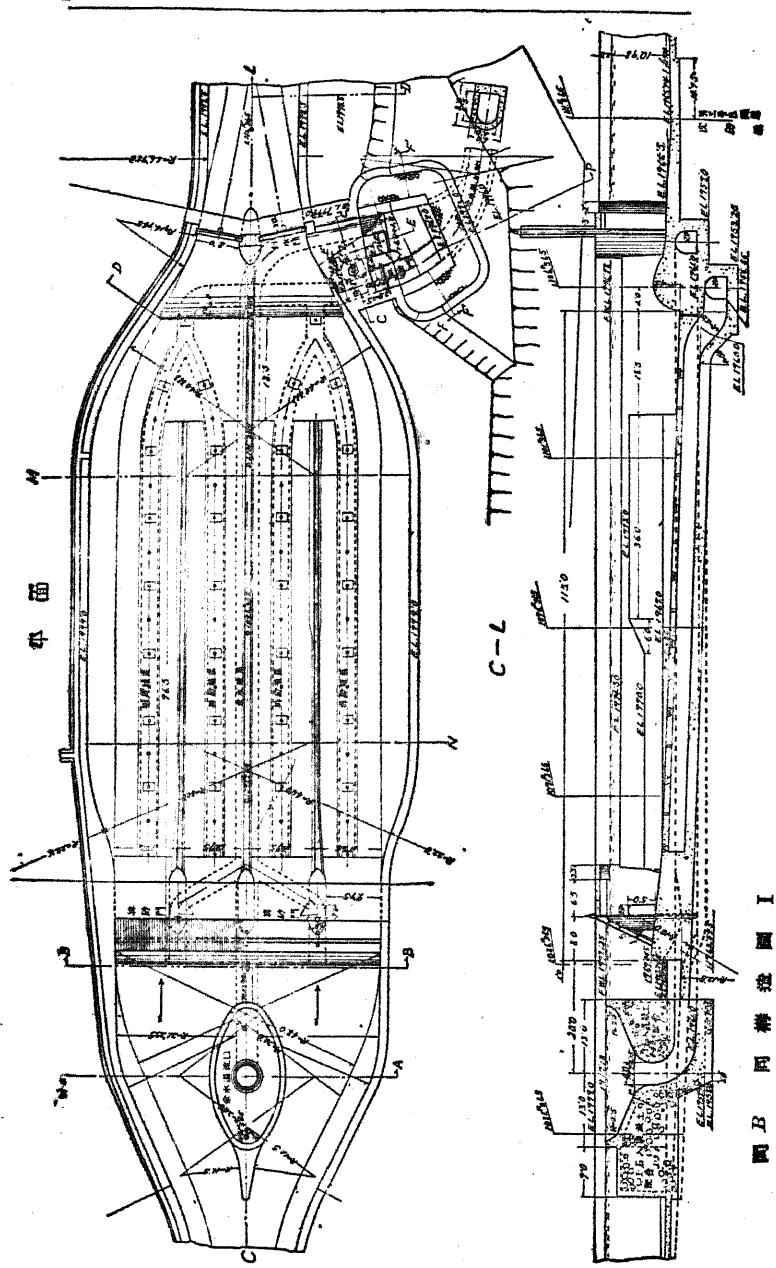
同E 同構造圖 I

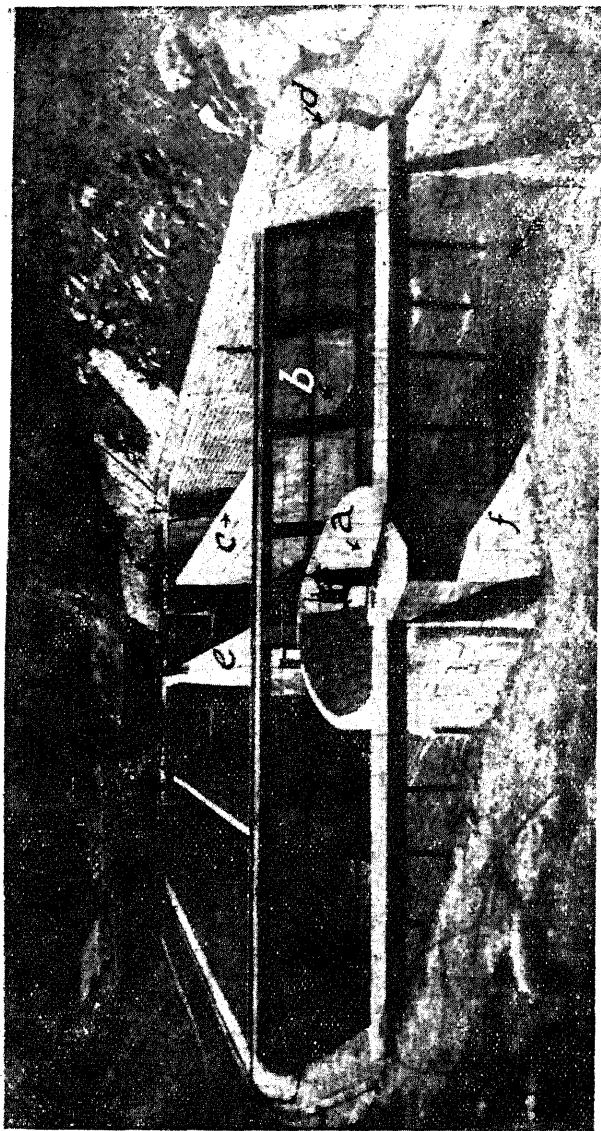


圖版 I

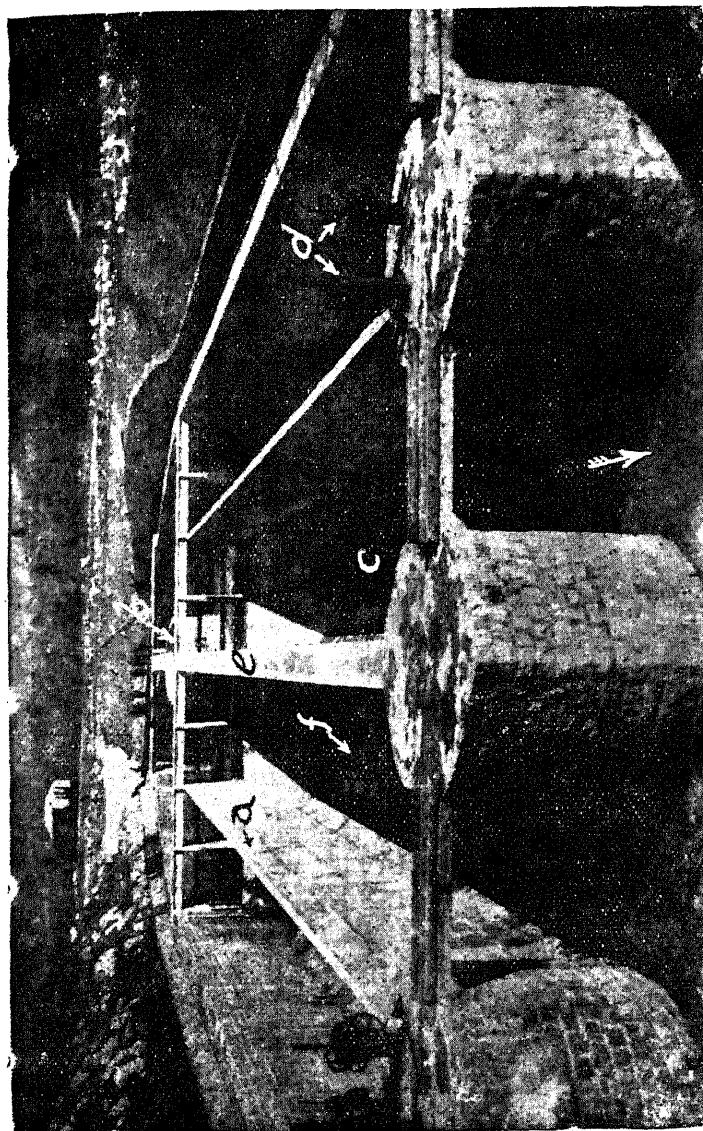


89 圖 A 韓國水電會社 板谷發電所の沈砂池
 a 溪水吐 b 沈砂吐 c 土砂吐門 d 整流壁 e 剷水門 f 謹流壁 g 水路 h 潤滑 i 芥除格子

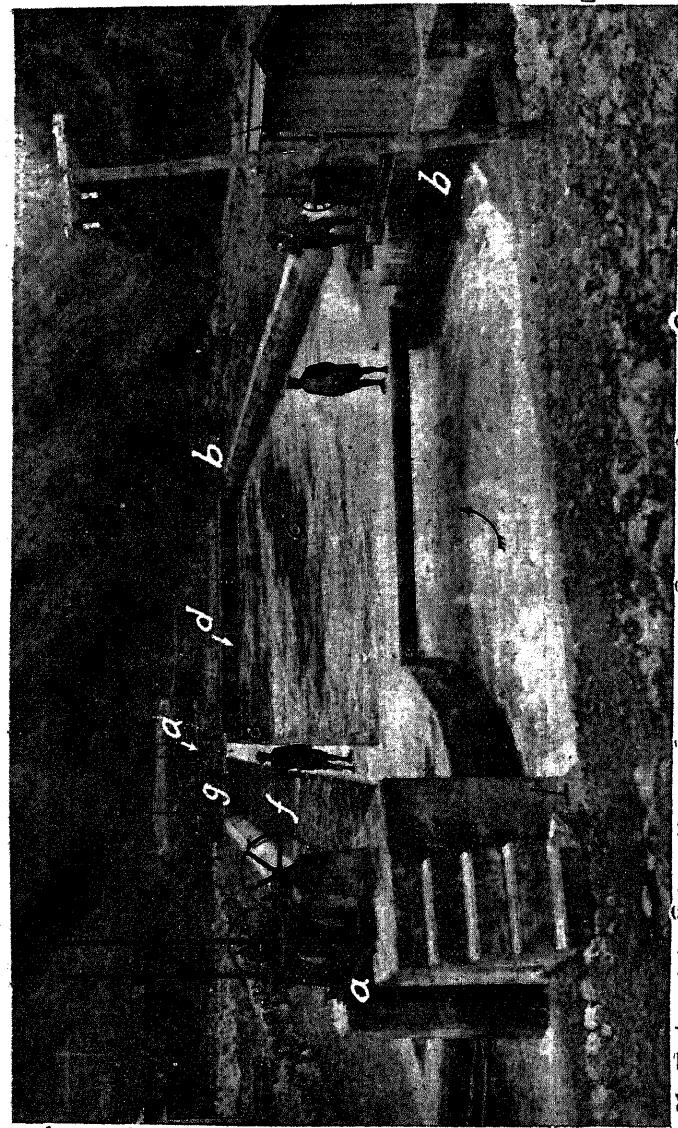




90 圖 A 大同電力會社 読書發電所の沈砂池
木曾川 $Q = 44.4 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 112 \text{ m}$ 出力 $40,700 \text{ kW}$
a 餘水吐 b 排除格子 c 導流盤 d 側溝 e 隔壁 f 分流壁



同 B 同
a 導流盤 b 餘水吐 c 池室 d 土砂吐門 e 隔壁 f 排砂槽
説明 摘除は豊水川發電所運轉中 d を開き f より土砂を吸引ひ込みして排除せしめる。此處では排砂槽が底より高く突き出で居るが、此の型は出部の高だけ池の水深に因る水頭が減るから排砂力が弱くなる試點がある。



91 圖 A 東京電燈會社 早川第三砂泥所の沈砂池
早川 $Q = 5.55 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 150 \text{ m}$ 出力 $6,600 \text{ kW}$
a, g 制水門 \blacktriangle h 上砂吐門 c 池室 d 芥除格子 e 隔壁 f 側水路
説明 構造には上下流の a を閉め、b を開き水は f を通過せしめる。f 中の水は e 中の溢流吐より池内に落して池底の土砂を掃流しおよび排出される。

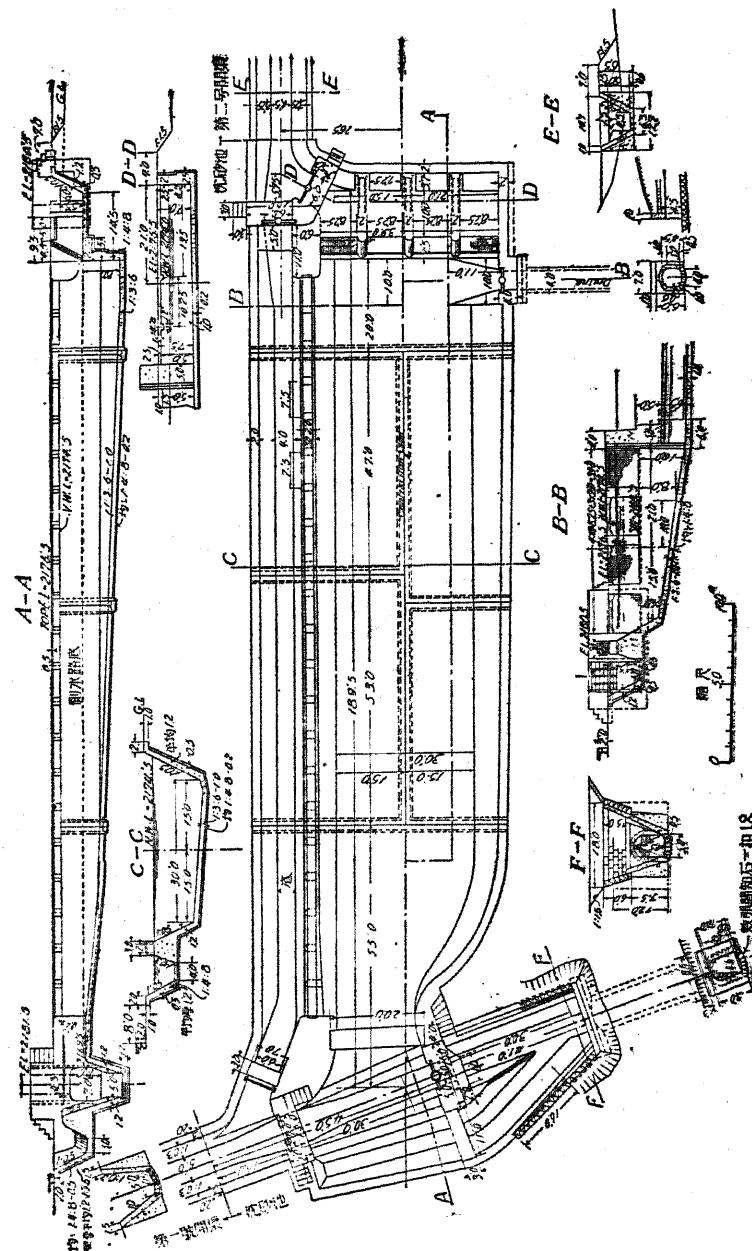
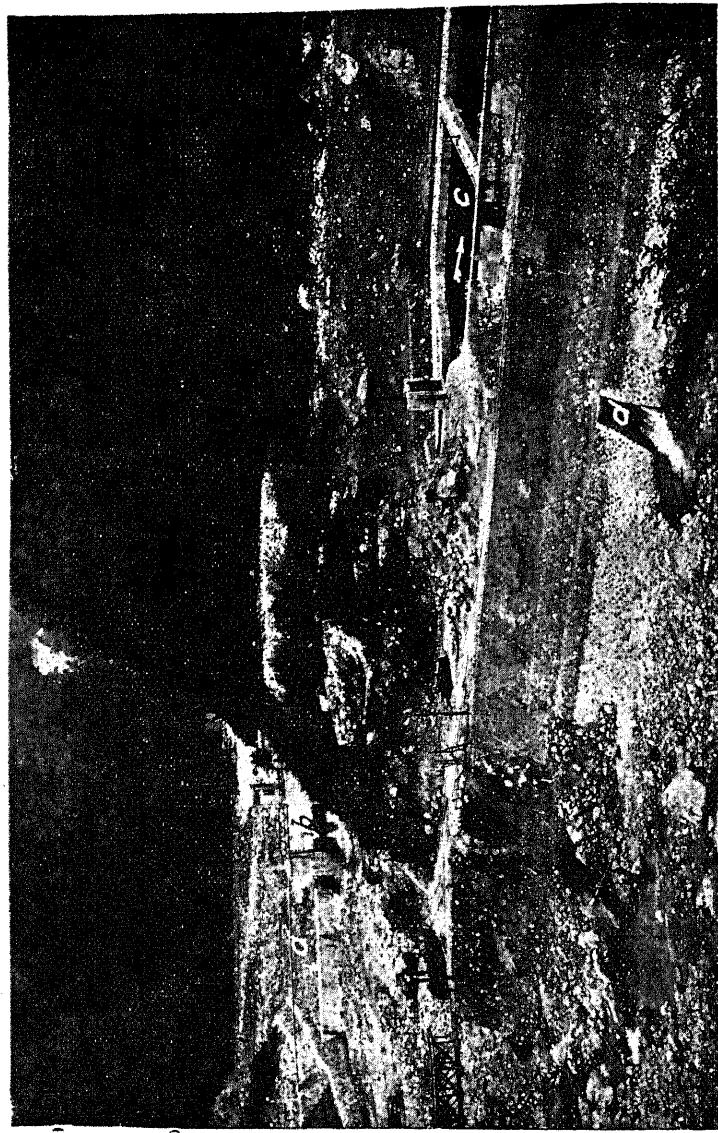


圖 B 同構造圖



92 圖 A 富山縣管 岩川發電所の洗砂池
管頭引川 $Q = 6.66 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 483 \text{ m}$ 出力 $30,000 \text{ kw}$
a 垂堤 b 管頭引川 c 洗砂池 d 餘水路出口



同 B 同
a 洗砂地入口制水門 b 滑堤 c 排除格子 d 土砂吐門 e 倒水路溢流孔 f 水路溢流孔 g 倒水吐 h 餘水路

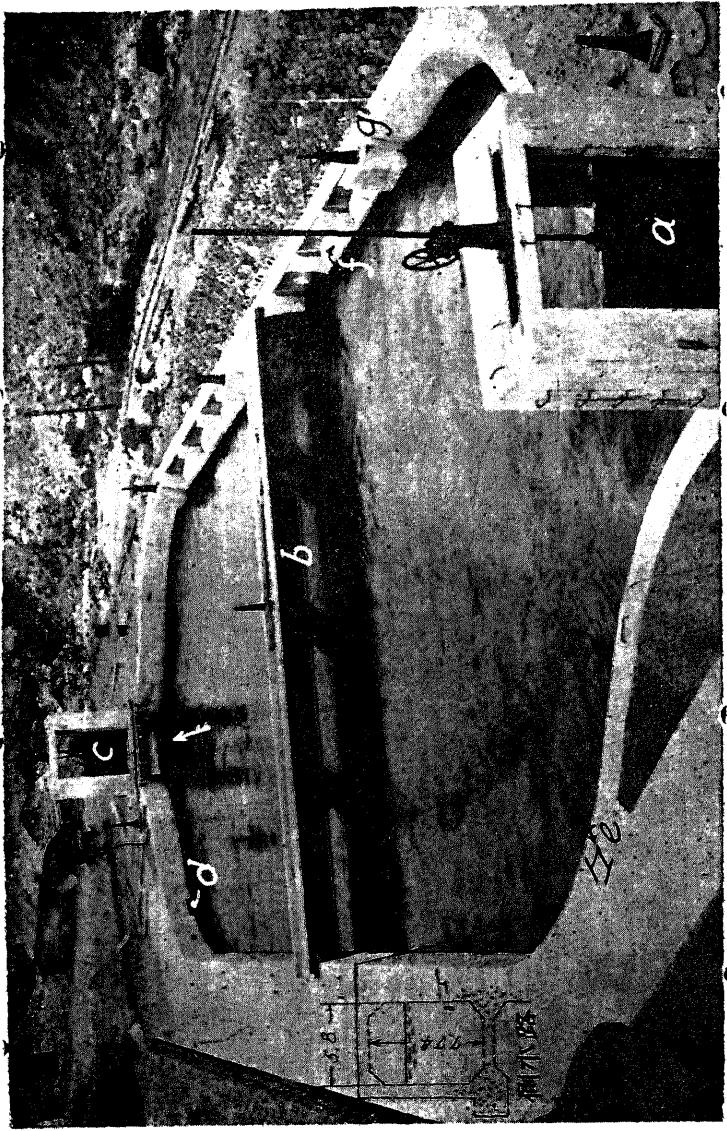


図 O

a 洗砂池入口水門 b 米格子 c 出口水門 d 側水路溢流門 e 溢流孔廻轉扉軸 f 優水吐 g 土砂吐門
説明 池を溝渠にて3層分し、其の開闊を上流より48尺、40尺、33尺、水深を上流より17尺、14尺、11尺となす。各砂溜りの中央に水流の方向に直角に幅2.5尺高3尺、勾配 $1/20$ の土砂溜溝を設け、其の終點に幅3尺高3.5尺の土砂吐門を備へて居る。池の排水には側水路に水を通じ溢流孔の扉を開けて之より溢水せしむべ。又上下流の水門を少し開いて溢流を入れ排砂する。

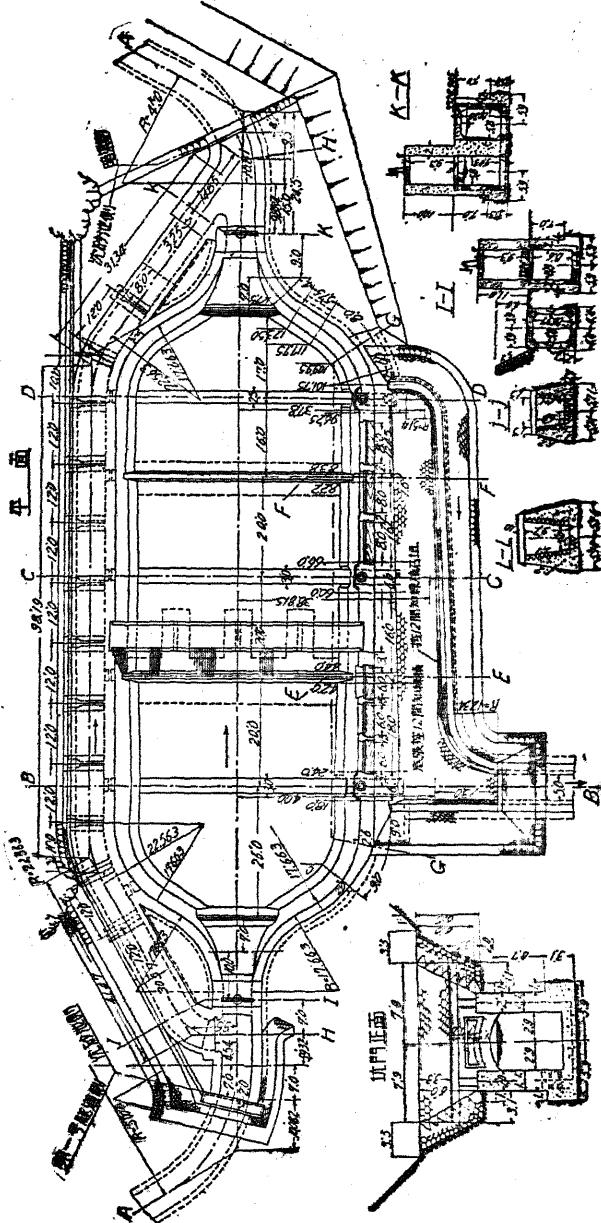
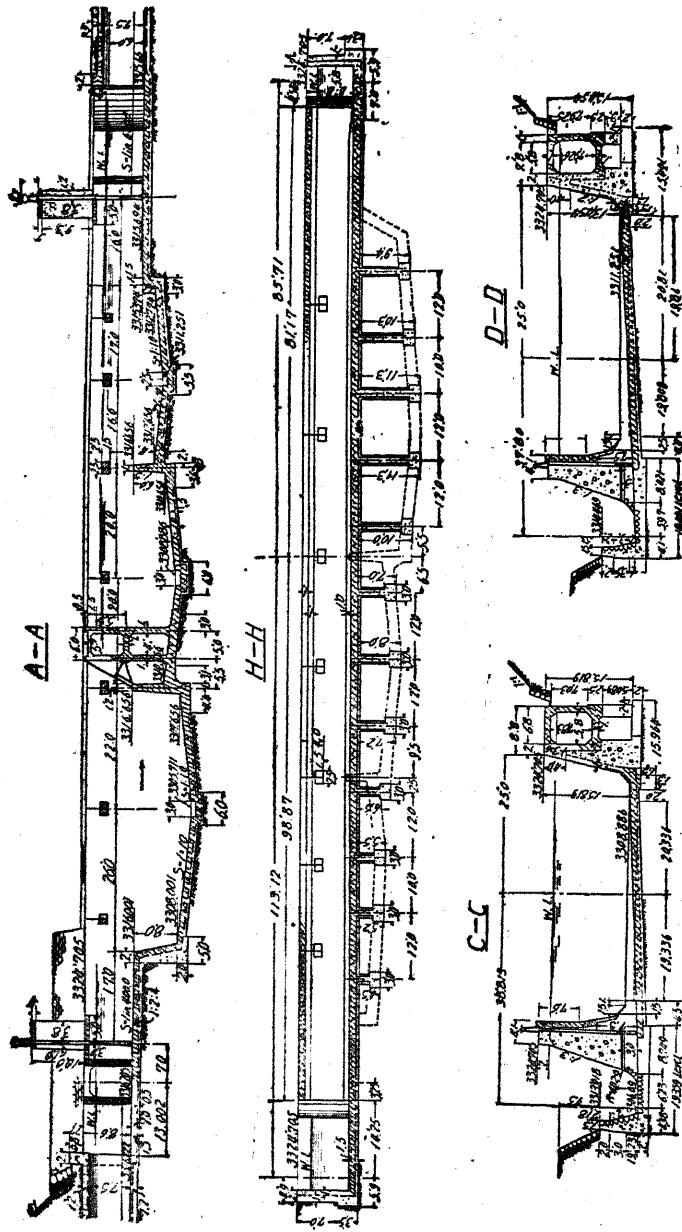
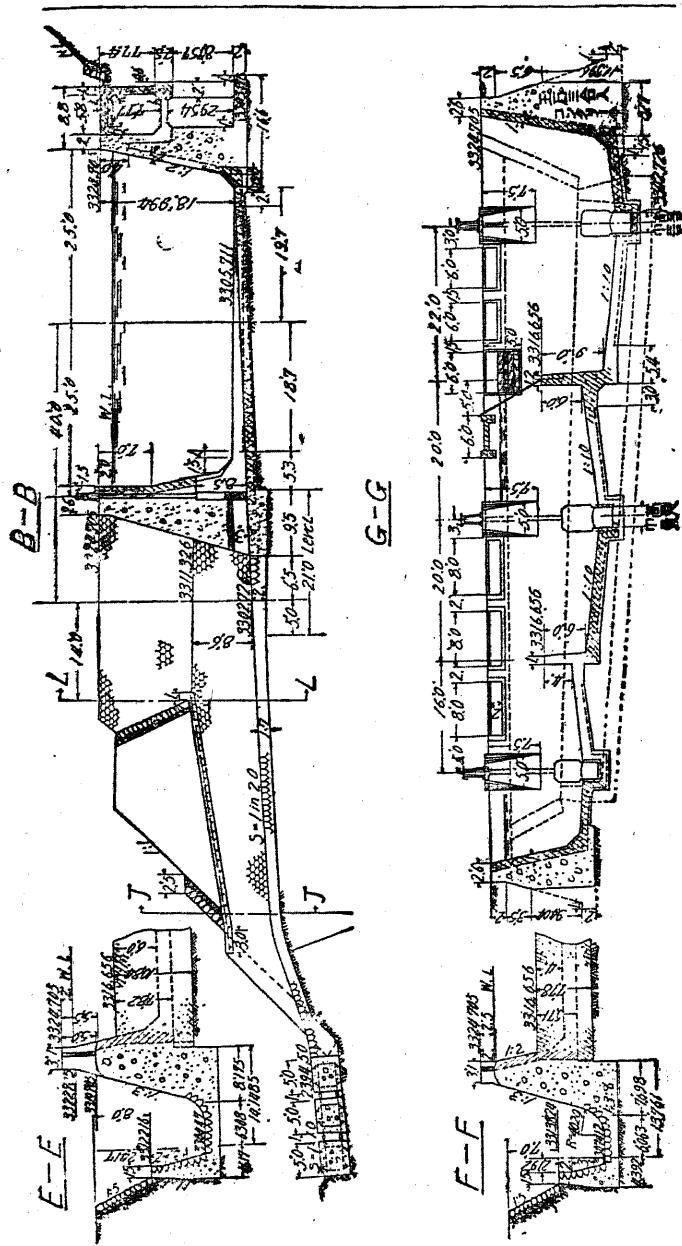
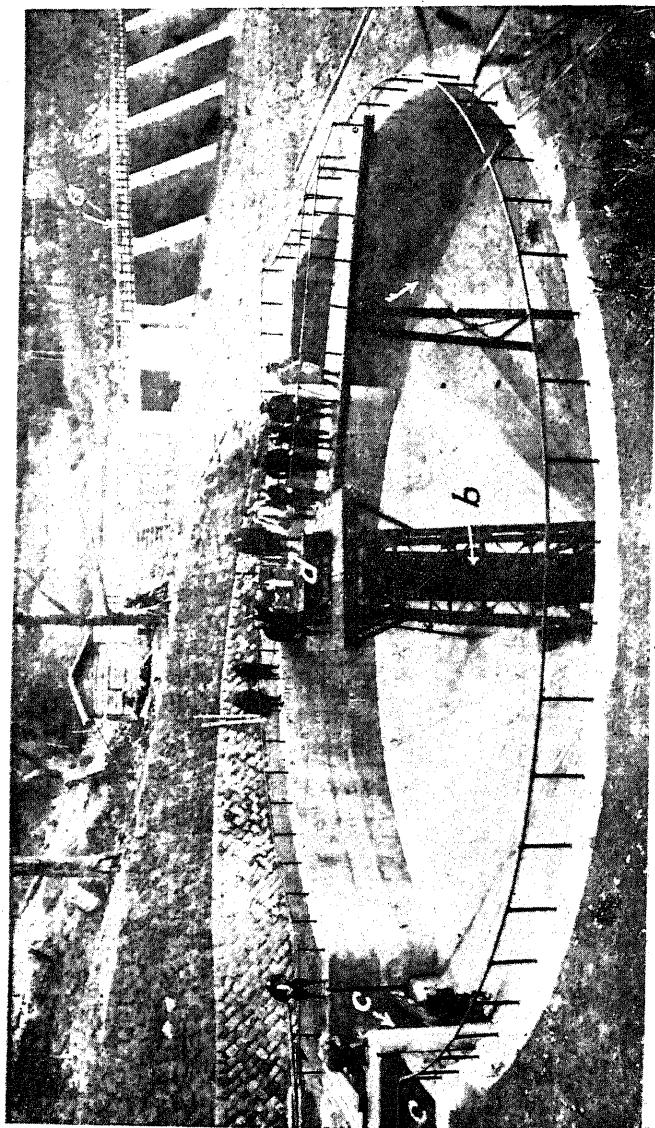


図 D 沙 滑 溜 構 造

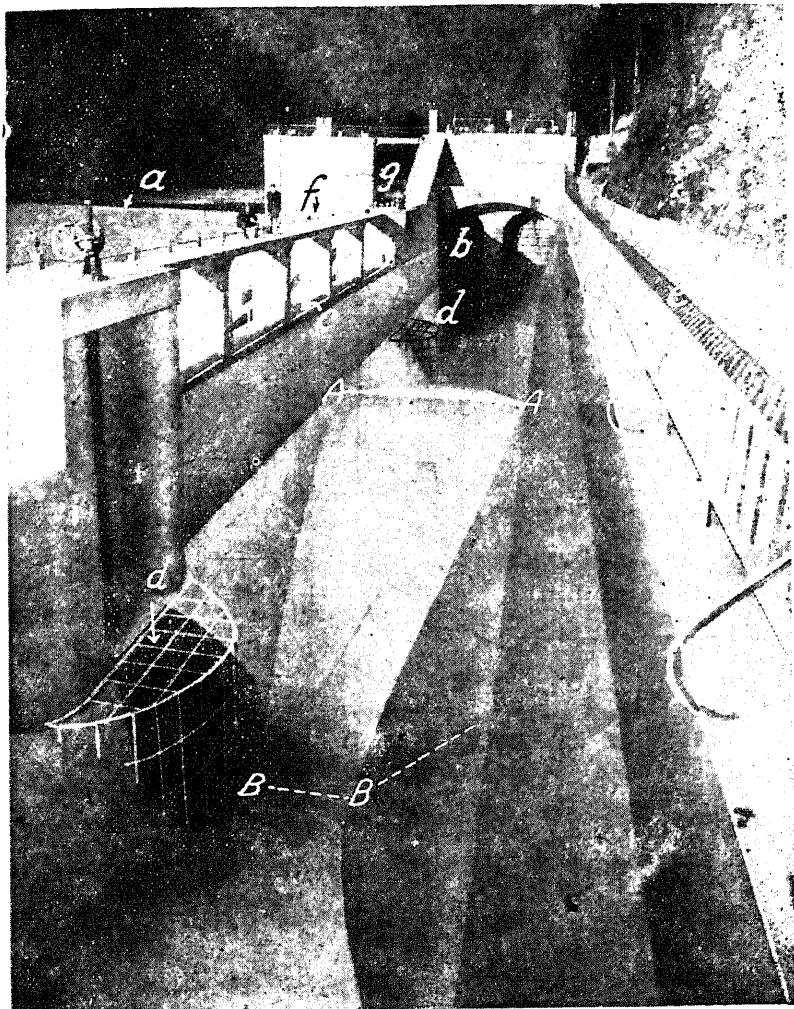


圖五 圖 I





93 圖 A 電力會社 T 川發電所の沈砂池
 $q = 5.55 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 154 \text{ m}$ 出力 $6,520 \text{ kW}$
 a 振興 b 上砂吐門 c 圓筒屏の下部に孔あり開口を上方に揚ぐる場合閉口す) d 水路入口 e 水路 d 圓筒屏捲揚機
 注意 其の加き形の沈砂池では水は旋して泥砂の沈なきのみならず、水路 c へ流入することも困難となる。
 又其の使用開始後寫真に見る b の支柱及開口 p, p' を利用し之等の間に計並水面下約 1.2 m まで板を垂れ降ろし水流の擾亂を防いだそうである。



94 圖 B 宇治川電氣會社 摂子發電所の沈砂池
 北山川 $Q = 9.4 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 50.6 \text{ m}$ 出力 $3,830 \text{ kW}$
 a 堤堤 b 制水門 c 餘水吐 d 土砂吐 e 道路 f 堤堤土砂
 吐門 g 魚道及流筏路上流口
 注意 寫眞に見る如く兩岸は急傾斜の山で、取水口側には道路が通じて居り地形頗る窮屈且基礎岩盤が深かつた爲め、沈砂池は充分なる幅を採り得ぬ許りか必要以上と思はれる程深いものになり、直ちに隧道に連つて居る。斯る場合には道路の部分造池の幅を擴げ、道路は其上を棧道等に依り渡る如き設計とすれば、沈砂池の効果を一層有効に擧げ得られるとと思ふ。

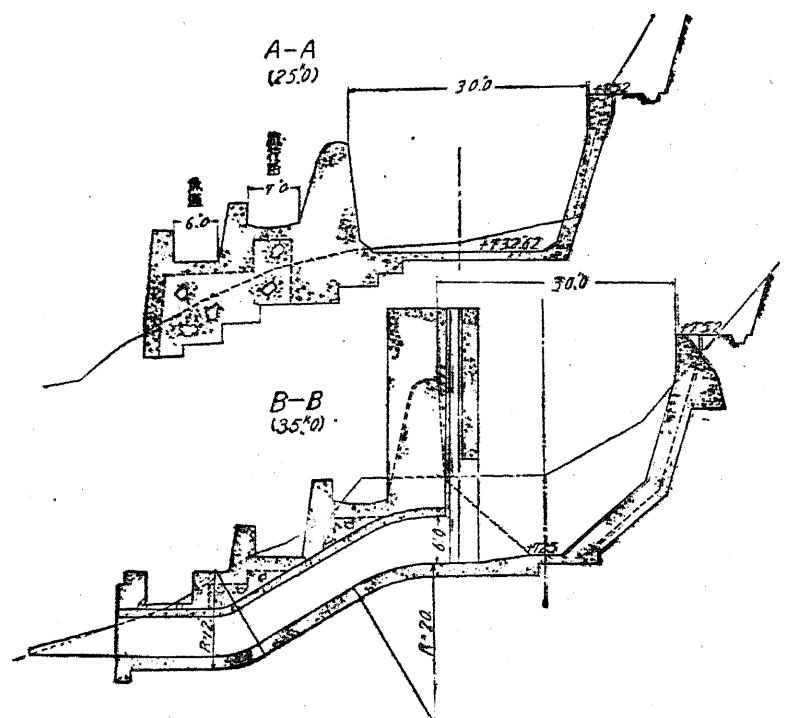


図 B 河床洗浄横断面

VII 調整池及貯水池工事

46 概 説

調整池若は貯水池は地形的に隨所に之を設置し得られると云ふ譯に行かない。殊に貯水池は大容量たることを必要とする關係上、湖沼等を利用し得る水力地點の外、經濟的に之を設け得ることが稀である。

唯だ調整池は其の所要容量が貯水池の夫れに比べて小さいから、地形を巧に利用すれば經濟的に造り得られるのみならず、多少工事費を要しても發電能率を増進するから採算の引合ふ場合がある。

兩者の位置としては水槽の位置又は其の附近に設置し得られるものが運轉上最も好都合であるが、斯かるものは理想的で、一般には a) 水路の途中又は水路経過地の附近に存在する渓谷、凹地を利用するもの b) 取水堰堤を高くし依て得られる堰堤上流の湛水を利用するもの c) 池として利用し得る渓谷、凹地又は河川が發電水路より遠方に在るも、其の湛水を水路に導流せしめ得る場合には之を利用するもの d) 水槽附近を掘鑿して大なる池を造り之を利用するもの e) 自然の湖沼等を利用するもの等である。

以上の中 b) c) 及 e) は所謂遠隔調整池であつて、種々不利な點がある。殊に之が爲め水路を凡て壓力隧道と爲めすが如き場合は、工費及損失落差の増大を免れない。

47 池の利用水深

人工の池では其の調整若は貯水容量から利用水深が自ら定まるが、河川に於ける取水堰堤上流の湛水を利用する等の場合(一般に堤頂に可動堰を設く)は、其の河川の性質に依り即ち荒川で流下土砂量多き場合は、池の容量に恒久性がなく換言すれば池の壽命が短いから、従つて永久的の利用水深は結局可動堰の高だけの

水深と見做して之に依るべきである。

自然の湖沼を貯水池として利用する場合、之等湖沼が河川の水源となつて居るものでは、湖沼より流出する河川を堰き止めることに依り利用出来るが、特に注意することは火山地帯に在る湖沼には、水位を從來の自然最高水位以上に堰き上げると、地盤多孔質の爲め漏水して計畫水位を保たないことが往々ある。斯かる場合でも漏水箇所が小區域であり且數度の洪水時に流入する濁水中の泥土に因り數年後には漏水が止まり又は減することもある。斯かる漏水の虞あるものに付ては在來水面以下の水を利用することが無難である。

48 池内の構造物

(1) 堤 堤 如何なる種類の堤を採用するかは、堤基礎地盤の地質、堤の高(池の容量)、工事材料運搬の便否、工事期間、貯水又は調整に依り得る電力價の採算等に基き決定される。

(2) 取水設備 池内に取水口を設けるもので、取水口敷の水深 10m 以内程度の場合は、河川に於ける取水口の構造と略同様である。然し利用水深大となる場合には取水槽若は取水塔を設け之より取水するのを一般とする。

池内に取水口を設けざる即ち遠隔に在る池で、其の貯水を河川等に放流し其の下流に於て之を取水する如き場合には、堤体内(混凝土堤の場合)若は堤體外(土壤堤の場合)に引水門又は引水弁を装置し之に依つて所要水量を下流の發電水路に供給する。

(3) 餘水吐 堤を溢流堤と爲す場合は、最大洪水量を安全に流下せしめ得る丈けの溢流幅を堤頂に採る必要がある。

非溢流堤の場合には堤體外に餘水吐を設ける。特に土壤堤では餘水吐の所要溢流能力に充分の餘裕を有たせ、尙其の位置は堤體外の地山に設けることが堤の保全上絶對的に必要である。

(4) 土砂吐門 高堤に設ける土砂吐は堤體に之を設ける場合には、堤

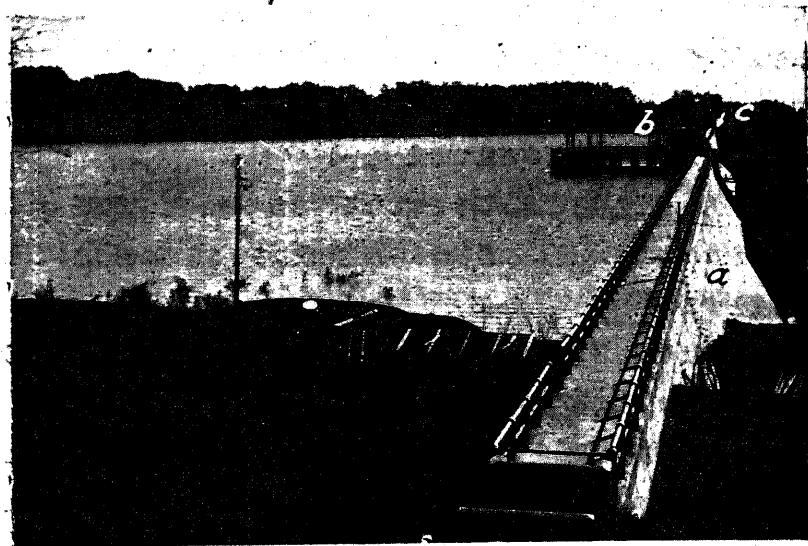
堤の安定上餘り大なるものを望み得ず、又高水壓を受ける門扉の構造上及操作上から餘り深處に之を設置し得ぬ事情に在る。従つて湛水池内の土砂を土砂吐門に依つて掃流せしめるといふことは殆ど期待出来ない。單に土砂吐門附近だけに其の効果を及ぼすに過ぎぬものと見て差支へない。

然し池内の水位を或る程度まで降下せしむる必要ある場合(例へば堤堤上流面又は取水口の修理等)に備ふる即ち排水の用途を兼ねさせる意味に於て之が設置を必要とする。

淺い池では池が一種の沈砂池の作用を爲すから、沈澱土砂を掃除する爲め土砂吐門は必ず設けて置く必要がある。

(5) 底水路及側水路 凹地等を利用し若は平地を掘鑿して設けた調整池では、池内の地質が不滲透性のものに非ざる限り、池の周圍及底を混凝土で張つて置くことが望ましい。特に底の混凝土張は水の揚壓に對して弱いから鐵筋を挿入し置く必要がある。

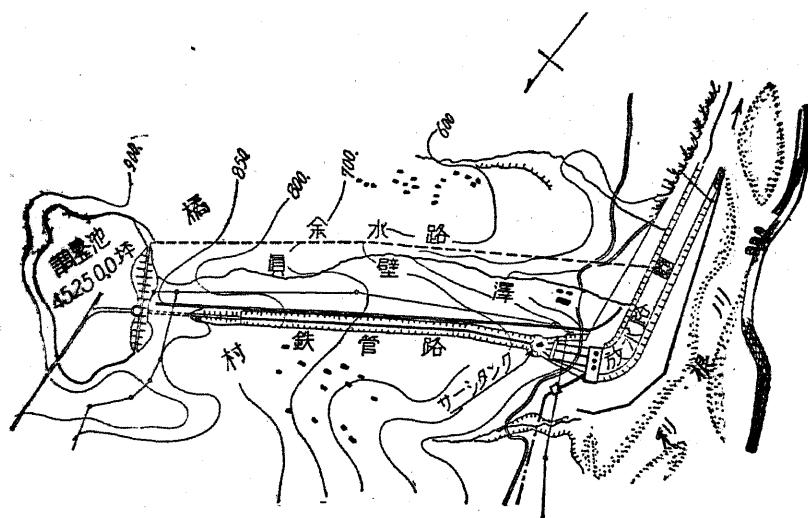
渴水時池内の水位低下した場合、池へ入る上流水路より流入する水を、池より下流の壓力水路(隧道若は管路)へ圓滑に送水し得る必要上並池内の構造物を池を空虚にせず、即ち發電所の運轉中修理する爲め池の水位を低下せしむる必要ある場合に、送水を可能ならしめる目的で、上流水路と壓力水路とを直接連絡する水路を、池底に設けて置くことを要する。此の場合底水路の代りに側水路を設けることもある。孰れに依るかは、地形、地質、池水の利用方法及工費に依つて決定される。



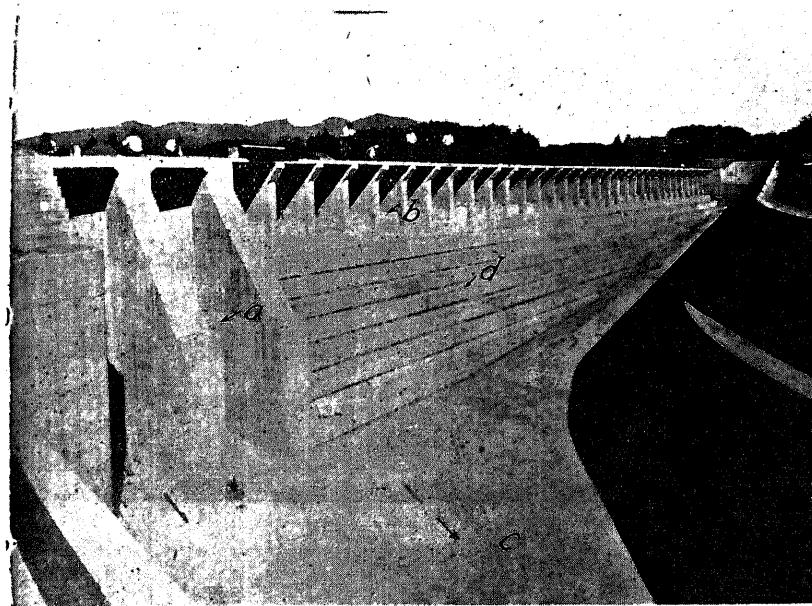
95 圖 A 関東水力電氣會社 佐久發電所の調整池

取水量 $41.75 \text{ m}^3/\text{sec}$ 面積 $149,000 \text{ m}^2$ 容量 $556,600 \text{ m}^3$

a 混凝土重力堰堤 (最高 26m 底幅 21.2m) b 取水槽 c 餘水吐

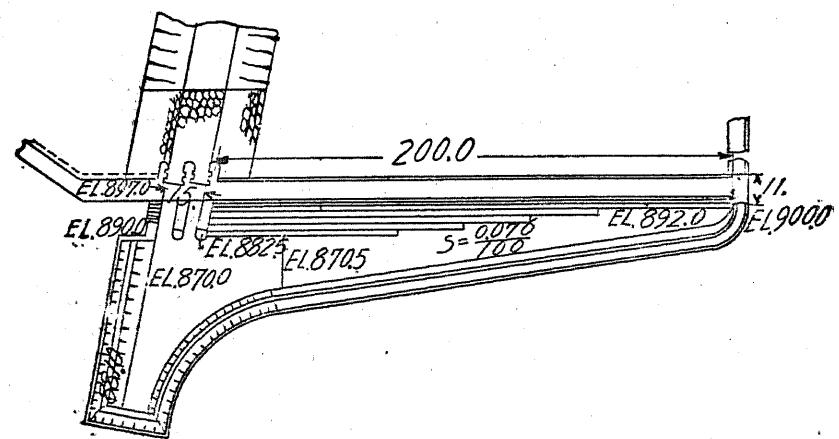


同 B 同 調整池下流一般平面圖



同 C 同 餘水吐

a 土砂吐門 b 餘水吐(溢流堤) c 餘水路 d 水叩階段



同 D 同 断面圖

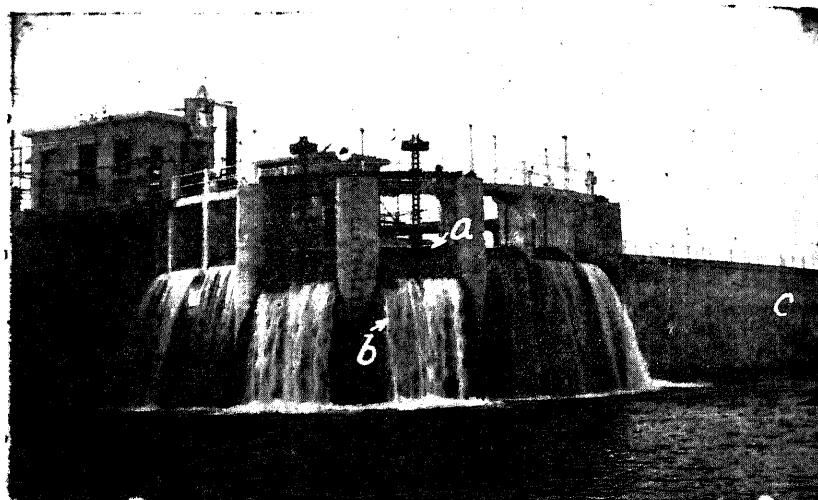


図 E

a 溢流堤 b 水門 c 堤堤

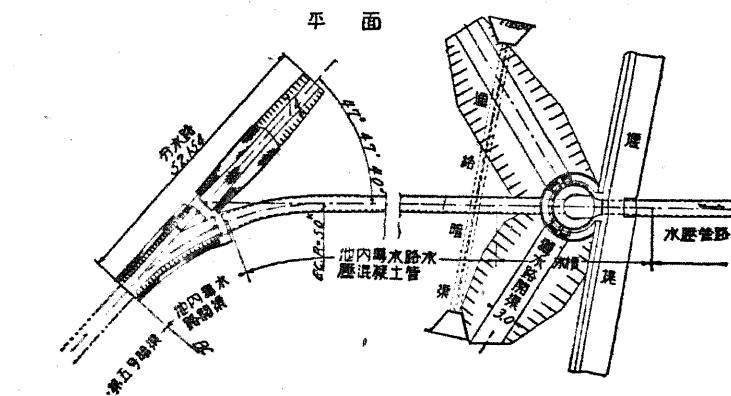
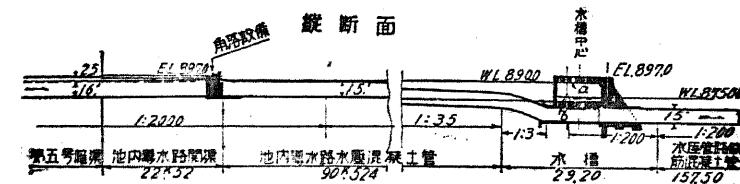


図 F 調整池内導水路の平面及継断面

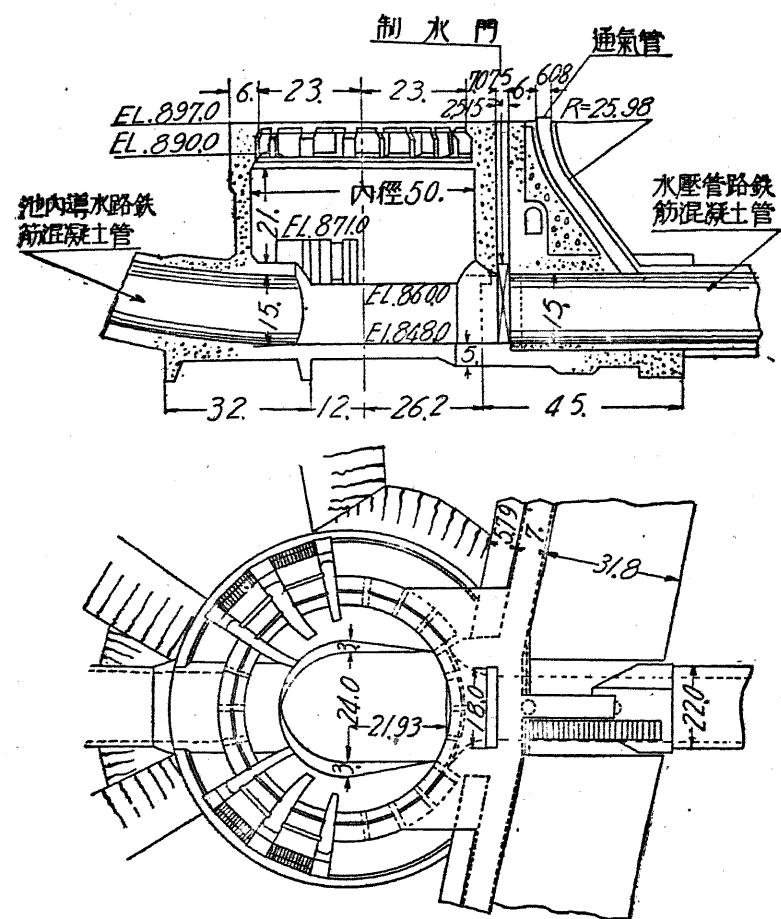
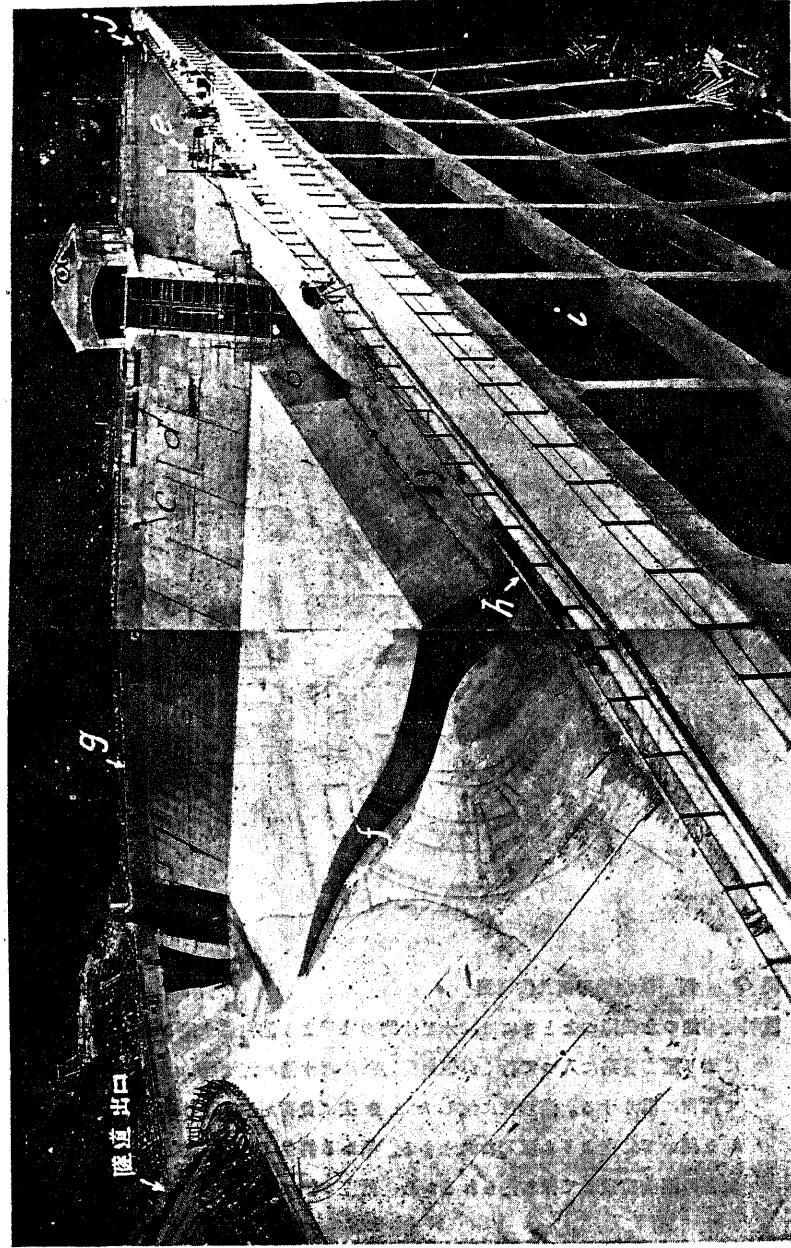
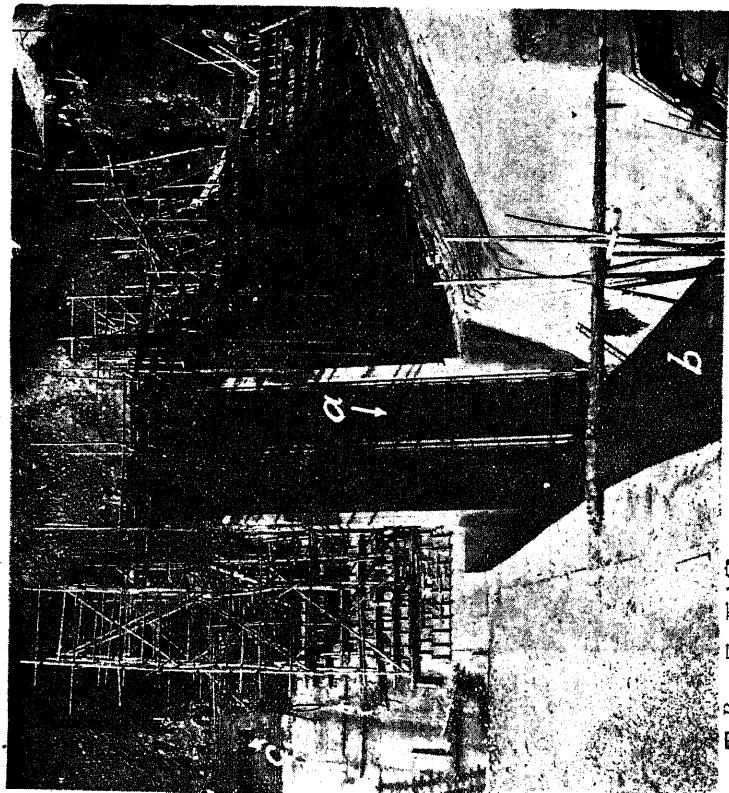


図 G 同 取水槽平面及継断面

説明 池の水位降つたときには、水は水路の終端より池内導水路を通り取水槽に至り圧力管路に入つて行くが軽負荷時には取水槽の溢流堤 a より溢水して池内に湛水する。満水位に達したとき尖頭負荷用の水量は取水槽の水門 b を開いて此處よりも取入れ送水する。斯かる構造にして置けば取水槽水位を常に溢流堤頂まで保ち得られるから、落差の損失を免がれ得る。

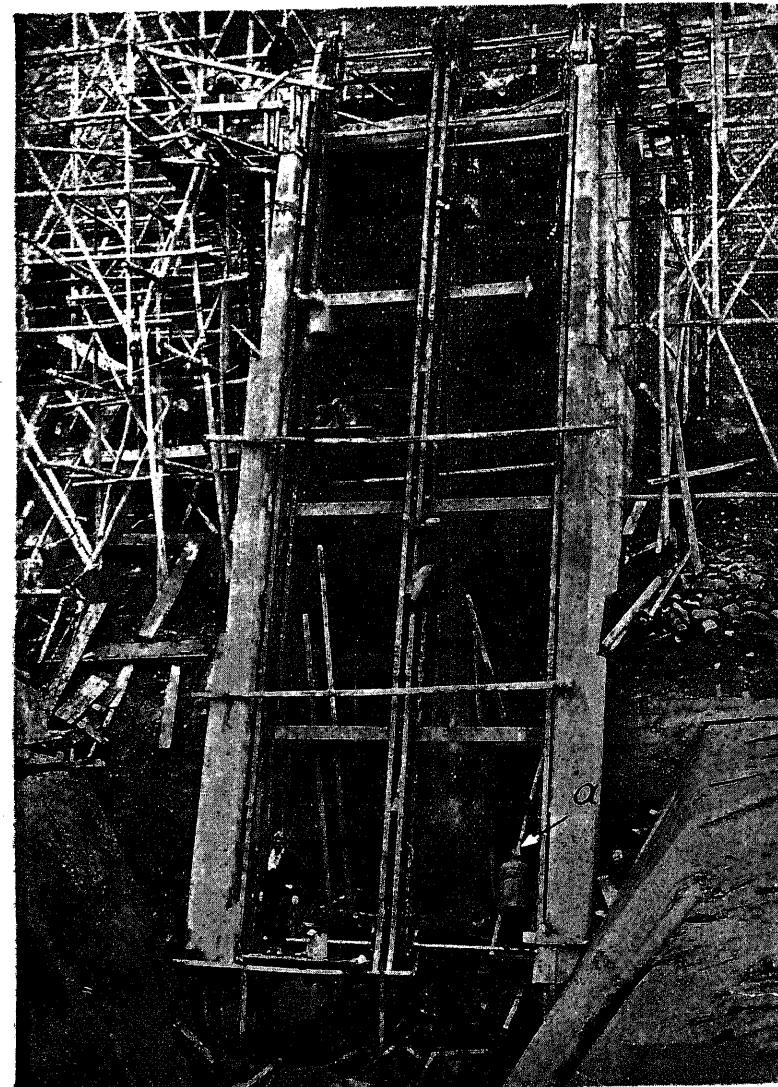


96 圖 4 富山県岸 滝川貯水池の調整池(物部式耐震支壁構造) 満水面積 $6,600 m^2$ 容量 $46,000 m^3$ 有効水深 $9.1 m$



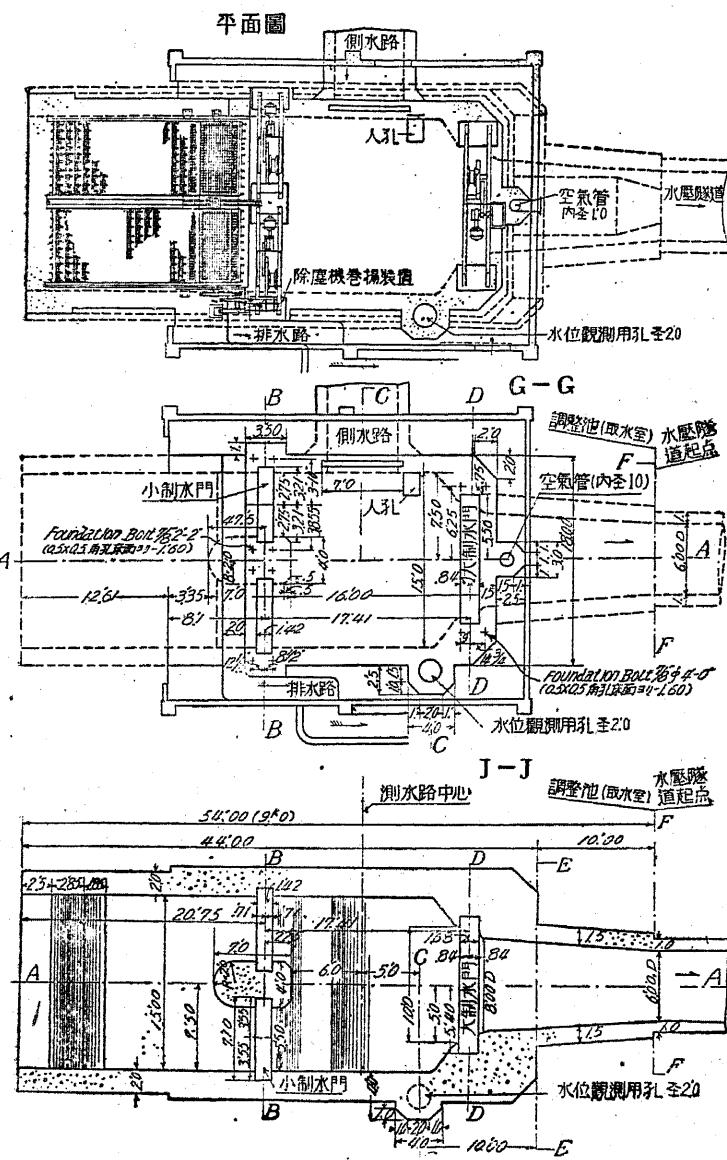
同 B 同 取水室
a 自動弁除器 b 底水路 c 側水路除水吐

↑
 a 取水室 b 取水口 c 側水路壁の孔(門扉あり) d 側水路除水吐 e 土砂吐門操作鍵 f 底水路 g 側水路(池壁壁のときき使用・隧道出口より分岐し、池壁の外側に設けられたる函型暗渠) h 土砂吐暗渠(入口に鍛鉄製滑扉あり・池水低下の場合にのみ開扉し得) i 扱壁堰堤(最高 $18.1 m$) j 借水吐
 説明 池内は周壁及底面全部厚 $21 \sim 26 cm$ の鍛筋混土張とし、幅 $6 m$ 長 $12 m$ 程度に麻製ルーフイング及アスファルトにて耐水的伸縮接合を設けてある。池の掃除は h を開いて池を空にして側水路壁の孔より溢水せしめて土砂を掃流する。調整水量は、豊水時 $6.7 m^3 / sec$ のときに想定負荷率 80% 、平水時 $5.57 m^3 / sec$ のときに 67% 、渇水時 $2.5 m^3 / sec$ のときに 45% として尖頭負荷繰り返時間 4.5 時間と想定し最大水車使用水量 $8.4 m^3 / sec$ を得る計画になつて居る。

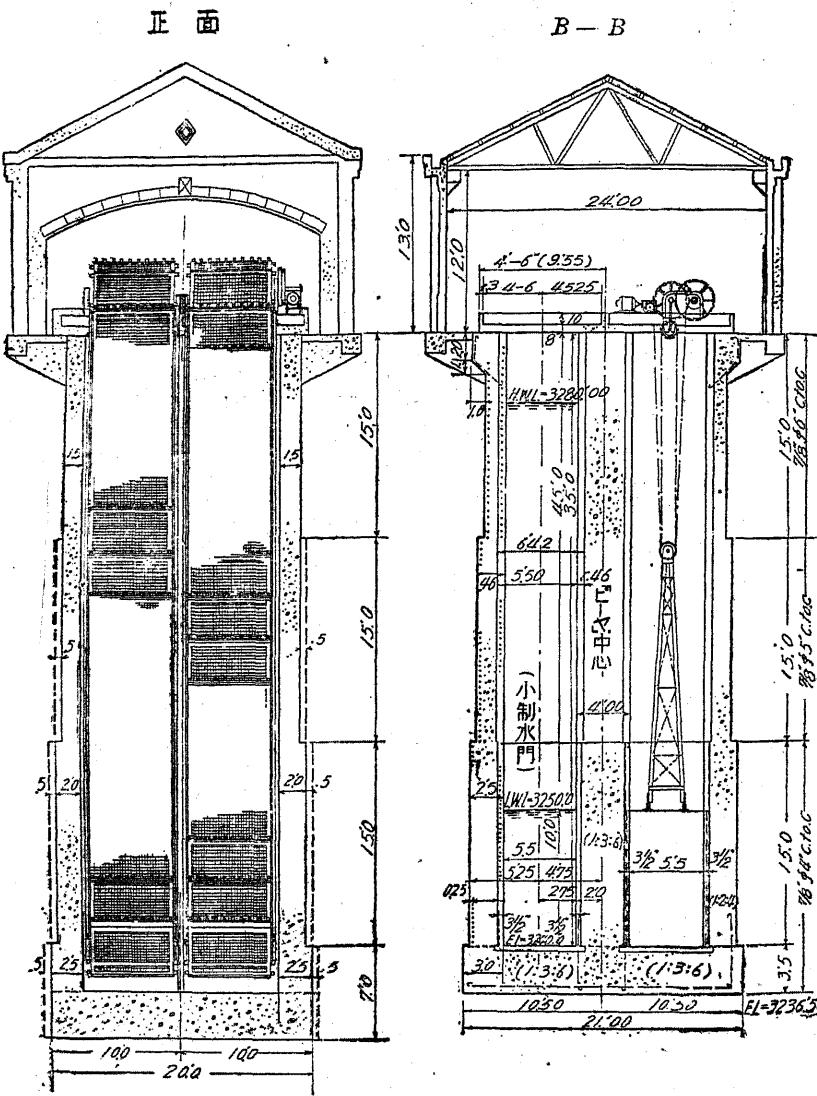


同 C 同 取水室(芥除器取付中)

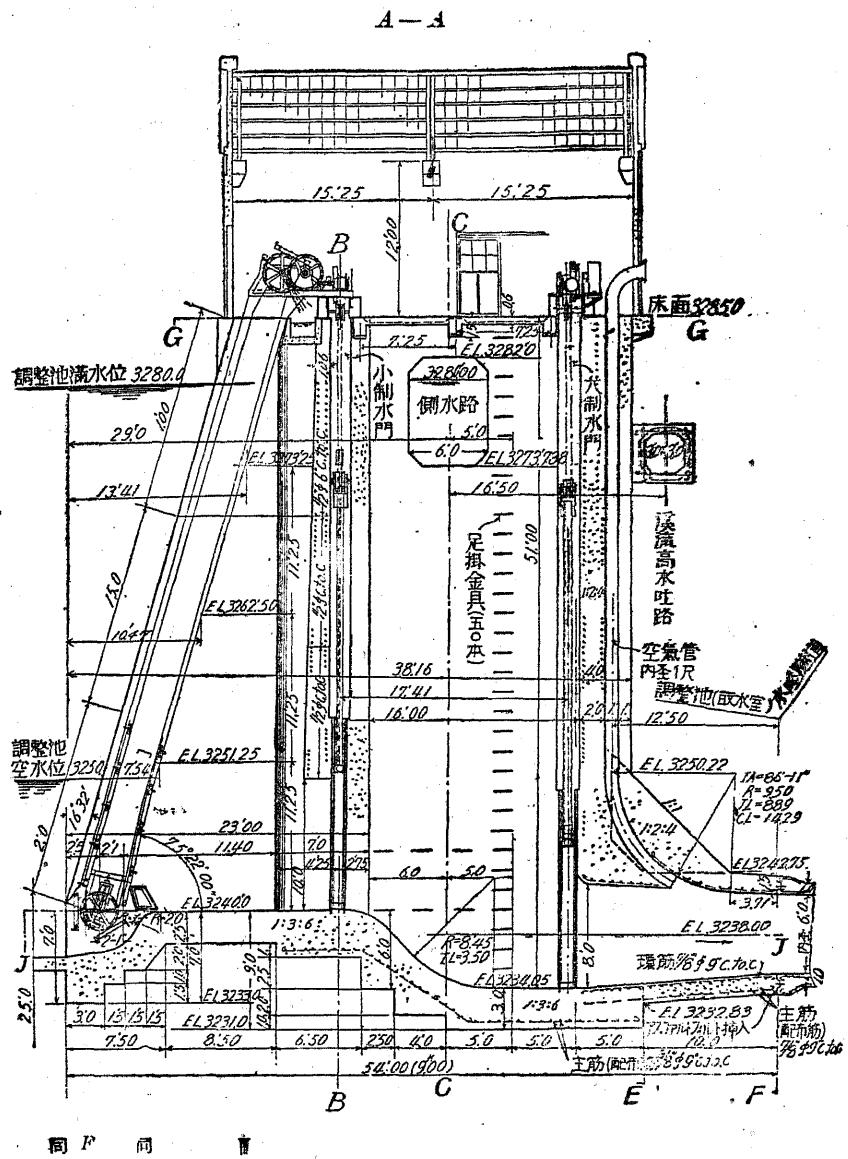
a 取水口



同 D 取水室構造圖 I



同 E 同 F



同 F 同 E

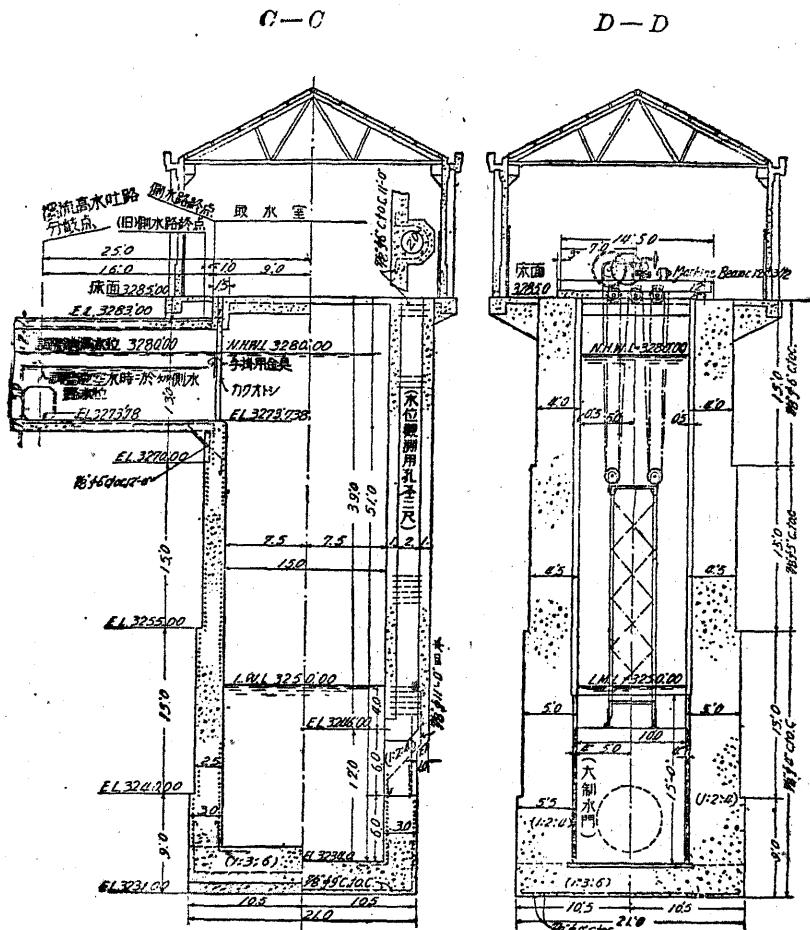


圖 G

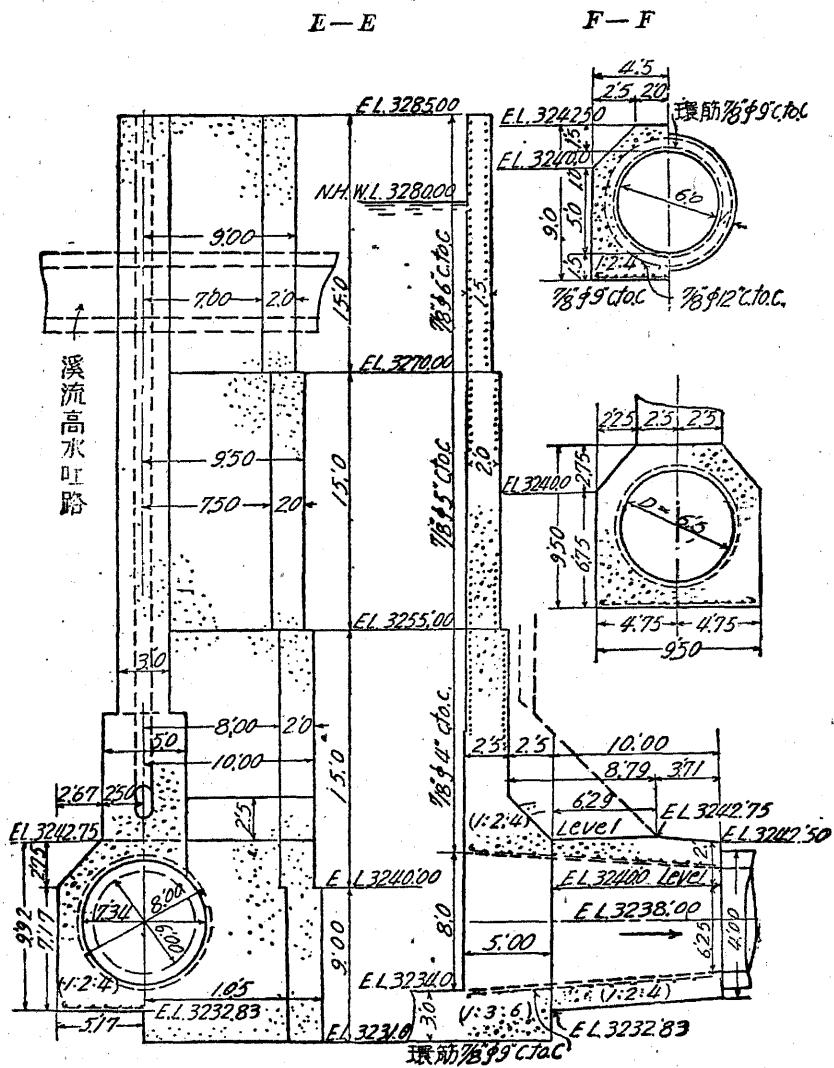
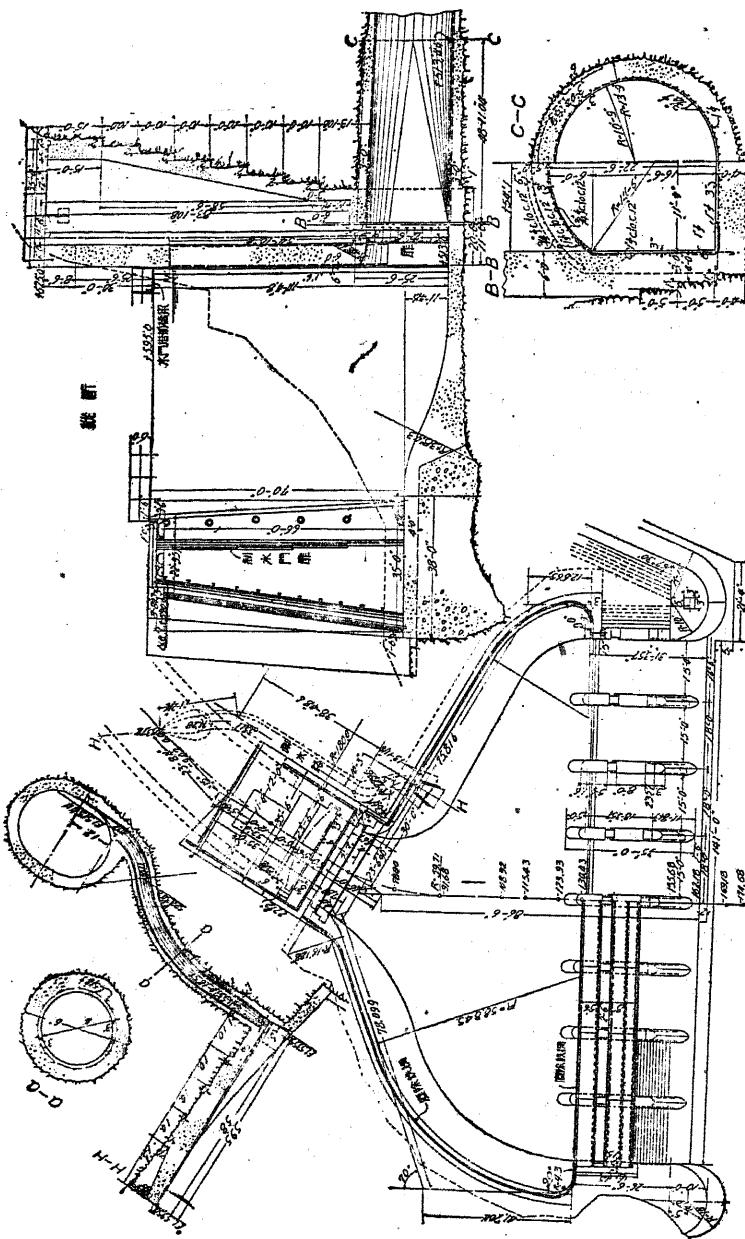
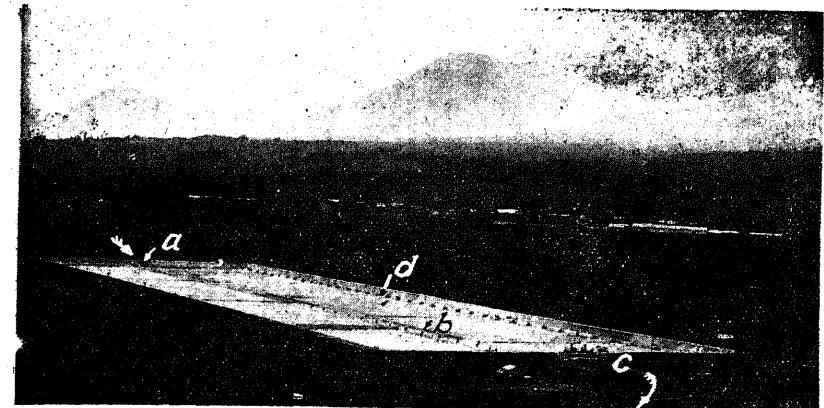


圖 H



97 圖 住川水力電氣會社 小牧發電所の取水口構造圖
説明 高壓渠に依る貯水池内取水口の例で、制水門(B-B)を門くには、先づ闸水路(H-H)の水門を開いて壓力隧道中に水を入れ。水門前後の水頭差を減ぜしめた後開門する。

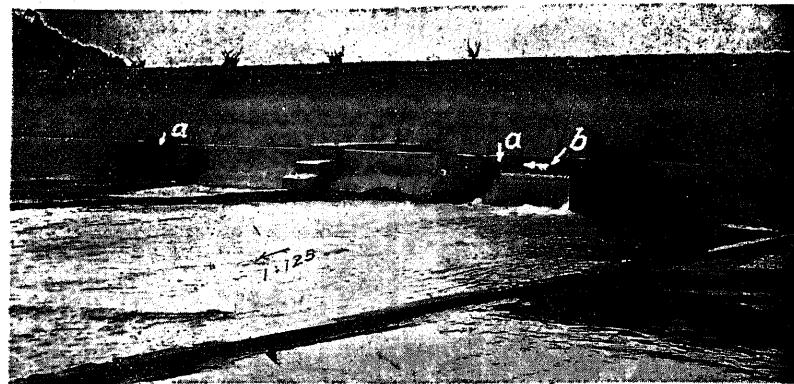


98 圖 A 中央電氣會社 島坂發電所の調整池
長 368.7 m 幅 99.9 m 深 1.8 m 容量 60,000 m³
a 入口 b 導水渠底水路 c 出口 d 掃除用側水渠(左右兩側に在り)

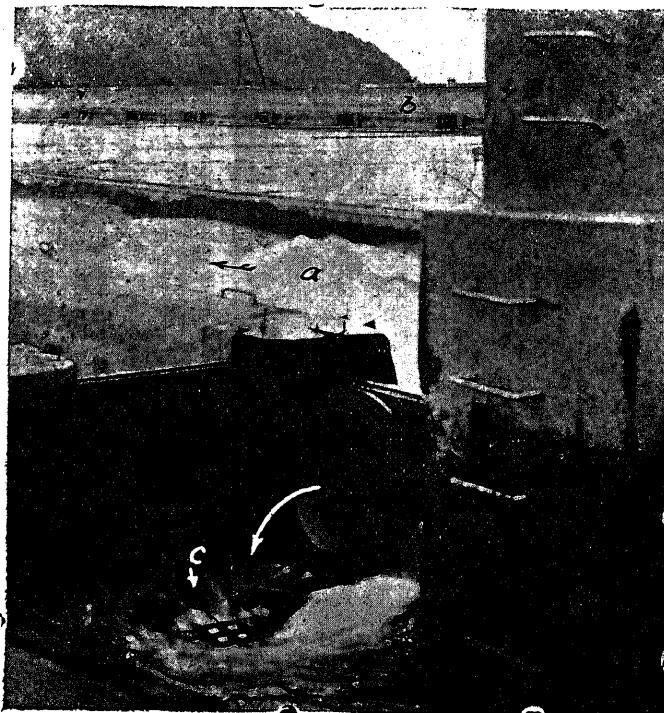


同 B 同 導水渠及側水渠
a 調整池の入口 b 導水渠 c,d 側水渠 e 角落
説明 軽負荷時には導水渠の水は四方に溢れて池を満水する。

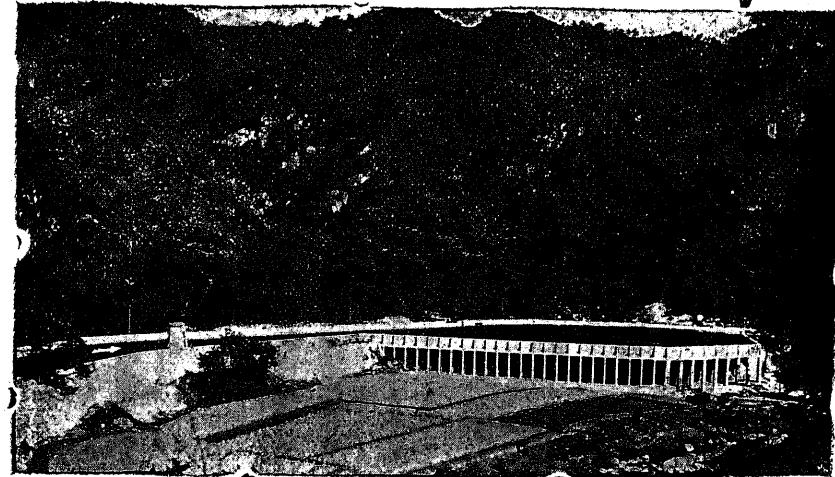
説明 掃除の場合には(c底幅 3.64 m 深 1.51 m 勾配 1/950)に依り最大使用水量 14.31 m³/sec を導水し、側水渠 d(幅 1.36 m 深 0.76 m)の角落を外し土砂を掃流する。池の底面は厚 18 cm の混凝土を敷き、縦横 9.1 m 毎に伸縮接合(間隔 9 mm アスファルト挿入)を設けてある。此の調整池に依つて發電所負荷率(尖頭 4 時間)を 75% に調整し得。池を設けないとしたならば發電所の販賣電力常時 12,000 kW であるのを、池の設置に依り 18,000 kW に増大し得られる。今電力料金を 1 瓦年 75 円とすれば (18,000 ~ 12,000) × 75 = 450,000 円になるから、調整池の工事費 45 萬円に對し、維持費金利等を差引いても莫大な利益を擧げてることが解るであらう。



同 C 同 側水渠
a 角落 b 側水渠

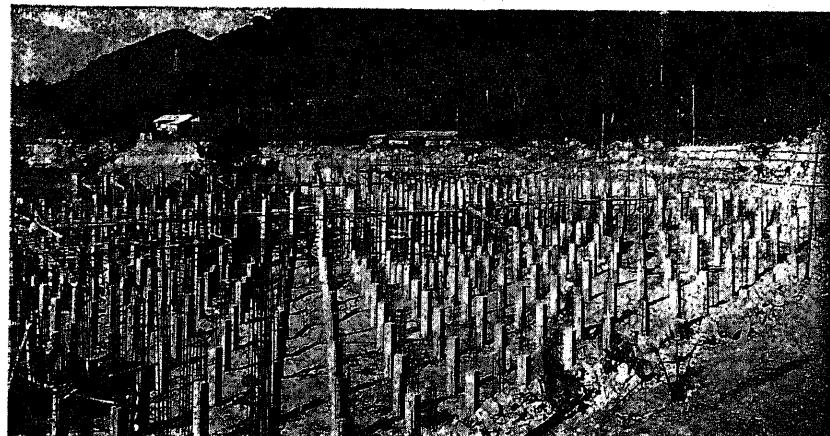


同 D 同 沈澱土砂排出口
a 導水渠 b 側水渠 c 排砂口

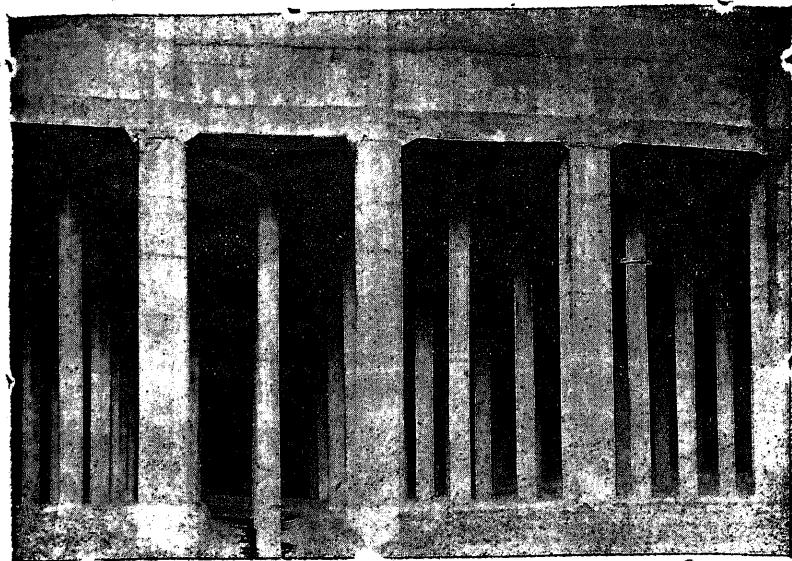


99 圖 A 中國合同電氣會社 久田發電所の調整池
吉井川 $Q = 6.9 \text{ m}^3/\text{sec}$ 容量 $33,500 \text{ m}^3$

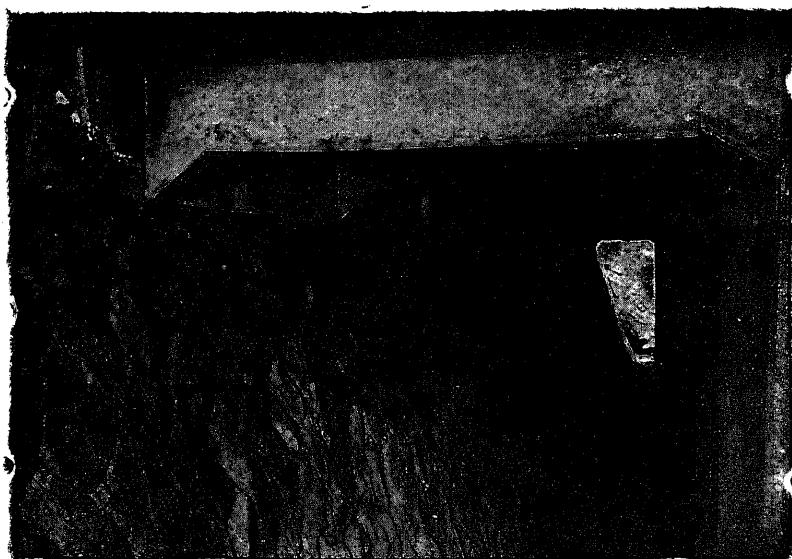
説明 平地に人工的池を設けたるもの。工費約 16 萬圓を要したるも、此の池水に依り毎日尖頭負荷時 4 時間に約 $8,000 \text{ kW H}$ を発電し得る故一年間(330 日として)には約 $2,640,000 \text{ kW H}$ 電力料金を発電所渡し $1.5 \text{ 銭}/\text{kW H}$ としても 39,600 圓を得られる。工費 16 萬圓の金利を 8 分として 12,800 圓、之を差引いた純益 16,800 圓は工費の約 1 割強に當る。此の調整池が無ければ上記の利益を挙げ得る水を徒に川に放流するといふことになるのである。



同 B 同 調整池槽の柱建設中



同 C 同 調整池槽の下部



同 D 同 調整池槽の桁の自由端

VII 水槽

49 概要

單に水槽と云ふのは、水壓のかゝらぬ水路の終端に設くる池で、調壓水槽(後出)と趣を異にして居る。

水槽は之から直接(極めて低落差の場合)若は水壓管に依つて發電所内の水車に水を供給するもので、此處で最後的淨水作用を爲さしめ、水中に浮流する土砂、木片、冰塊等を除いて水車の磨損を防ぐと共に、負荷の瞬時なる變動に基く使用水量の變動を調節せしめ得る爲、地形及工費の許す限り大なる容量を有したした池である。

50 構造

平面的形狀は、大體 100 圖の a, b, c の如きもので、a は水路の方向と直角に水壓管を配置し c は同方向に、

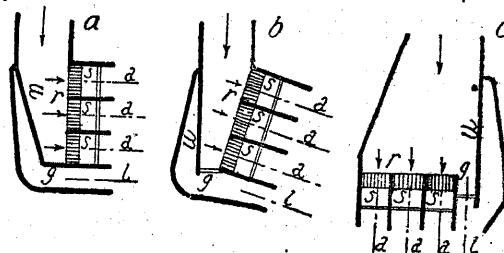
b は a と c との中間の方向に配置したものである。

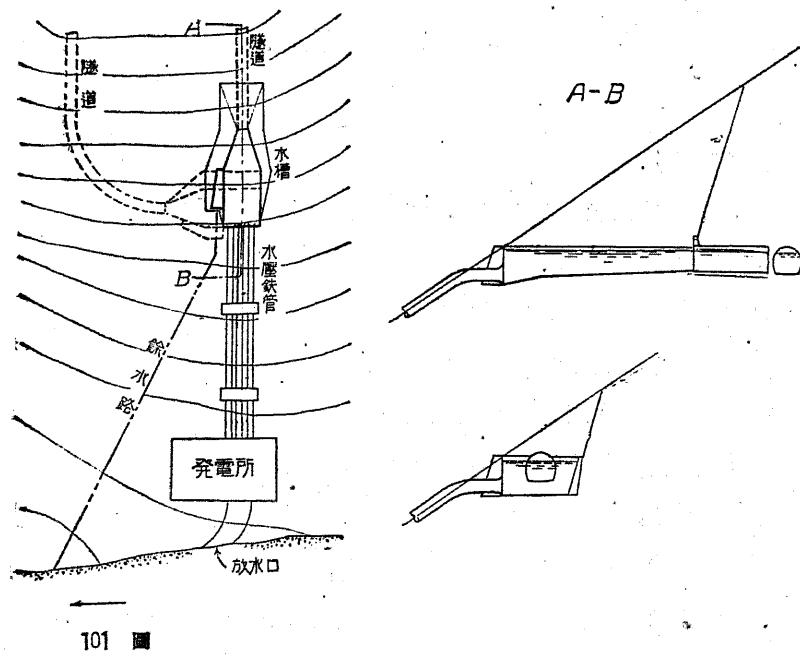
何れの形に依るべきかは水槽及水壓管路豫定地の地形、地質、掘鑿費等に依り定むべきである。

100 図 a 水壓管 b 條水吐門 c 土砂吐門
r 芥除格子 l 緩水路

例へば急峻なる山腹に水槽を造る場合には、101 圖の實線の如く c 形に依るよりも、點線の如く a 形に依つた方が、掘鑿費及材料費を節約し得られる。

水槽の大さ即ち容量は、第二次の沈砂池として必要なるだけのものゝ外、負荷の急變に應じ得る調節水量を容れ得ることが望ましい。此の爲には、地形が窮屈で幅を擴げ難いときは、水深を大にして容量を得る様にする。





水槽敷面は、其の縦断面に於て水路の終端即ち水槽の始點より其の終點に至るに従ひ漸降勾配を附し、水槽内に沈澱する土砂の洗掃排出に便ならしめる。

水槽の終點即ち水壓管口前には、取水庭を置き、其の敷は水槽敷の最低部より高からしめ、水槽内に沈澱した土砂が水壓管内に吸込まれぬ様にする。

取水庭の水深は、水壓管径の 1.5 倍以上ある様にし度い。之は水壓管に水が流入する際に、此處の水深が浅いと吸込に因る渦流を起し、水壓管内に空気が入るから（之を除く爲通氣管を設けることもあるが）水車に振動を與へ從つて發電機の迴轉の圓滑を缺く結果を生ぜしむるからである。

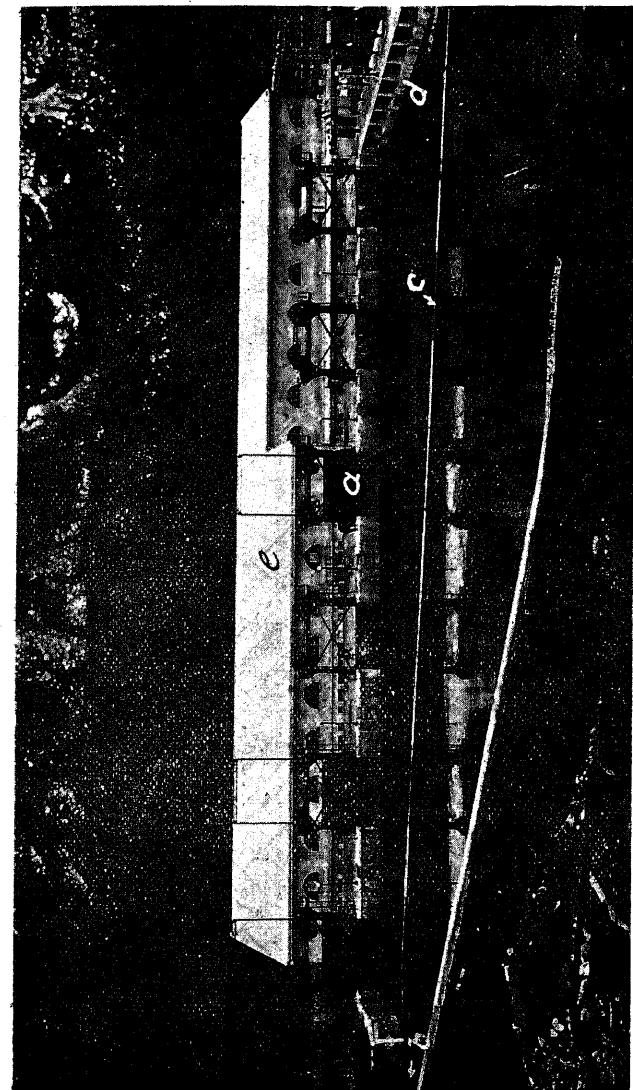


図 A 東信電氣會社 鹿瀬發電所(堰堤式)の水槽
阿賀野川 $Q = 21.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 22.4 \text{ m}$ 出力 $40,000 \text{ kW}$
a 制水門 b 土砂吐門 c 防材 d サイホン餘水吐 e 發電所
説明 水槽の面積約 $4,000 \text{ m}^2$, 容量 $40,000 \text{ m}^3$ あり。一般に堰堤式發電所では水槽を必要とせざるを原則とすれども、此處では發電所位置の地形と泥砂作用をさせる意味から、斯かる大容量の水槽を設けて居る。

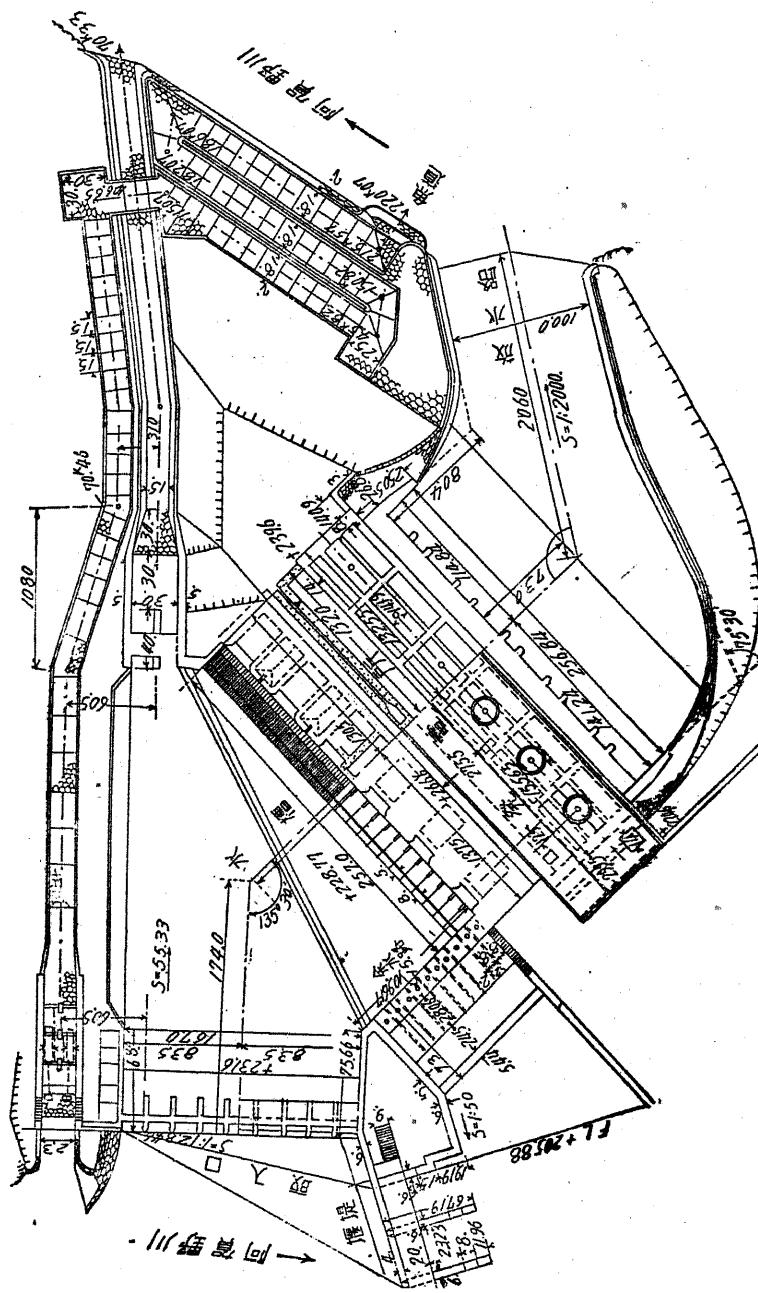
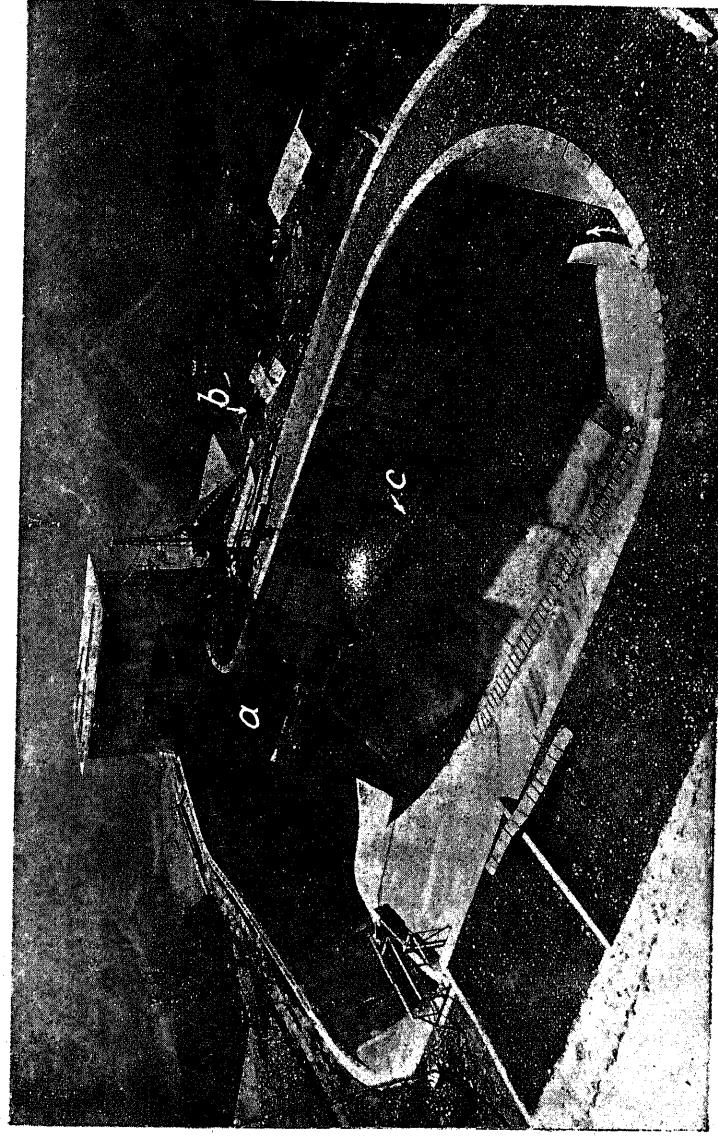
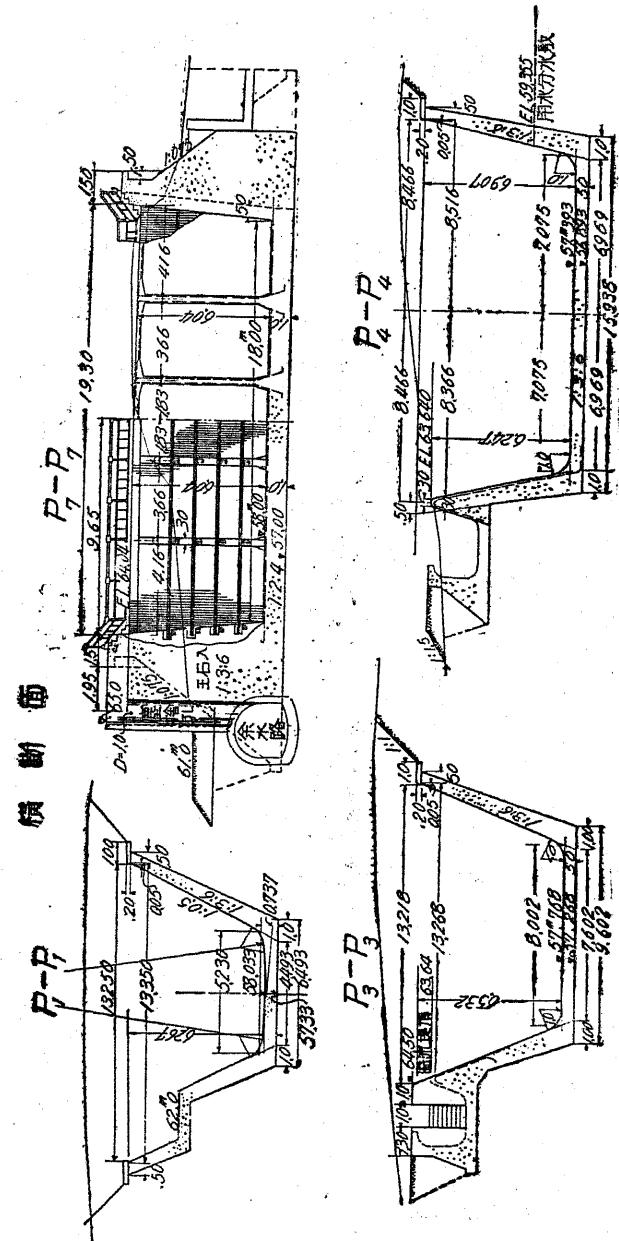


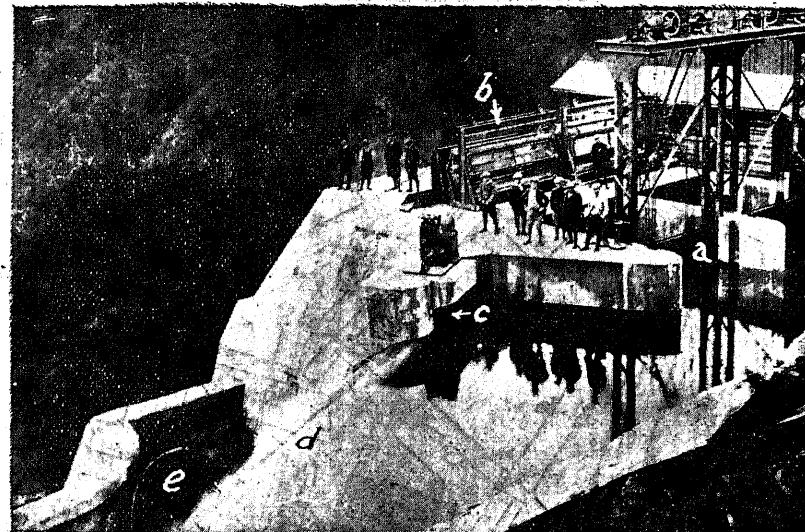
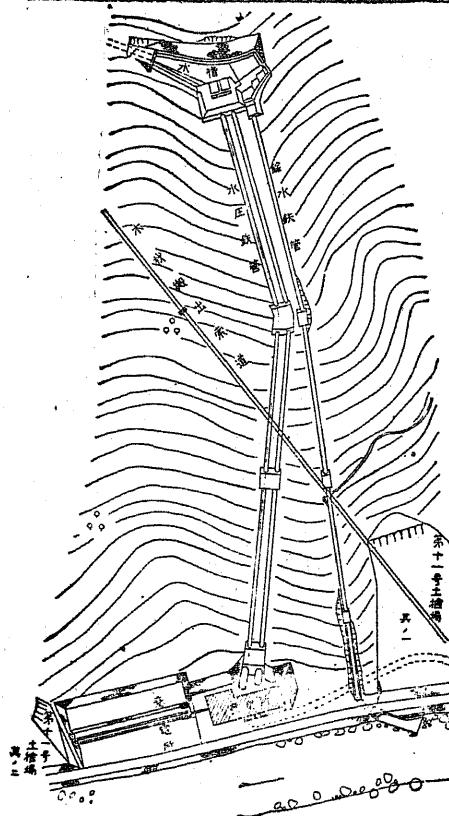
圖 102 水槽附近平面圖



103 圖 桧川電力會社 鶴澤發電所の水槽
桜川 $Q = 8.36 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 457.6 \text{ m}$ 出力 $31,100 \text{ kW}$
a 水槽管口 b 水槽管路 c 伸落
説明 水槽の容積 $2,800 \text{ m}^3$ 、水槽に接続する隧道(特に断面を擴大する)の容積 $9,800 \text{ m}^3$ 合計 $12,600 \text{ m}^3$ 、最大使用水量 4 時間分 あり。水槽の掃除には c へ角落を入れ側水路を造り所々之を外して土砂を掃除する。



同 C 同 II



105 圖 A 廣島電氣會社 加計發

電所の水槽
瀧山川 $Q = 71.6 \text{ m}^3/\text{sec}$

$H = 217.6 \text{ m}$ 出力 $12,678 \text{ kw}$
a 制水門 b 自働芥除器 c 土
砂吐 d 餘水槽 e 餘水路入口

説明 地形急峻で水槽の位置が非
常に窮屈なる為充分の廣さが得られ
ない。

餘水路も急斜面の為め鋼管に依つ
て居る。其の吐口は河岸を埋はさ
ぬ様に下流へ向けてある。

同 B 同

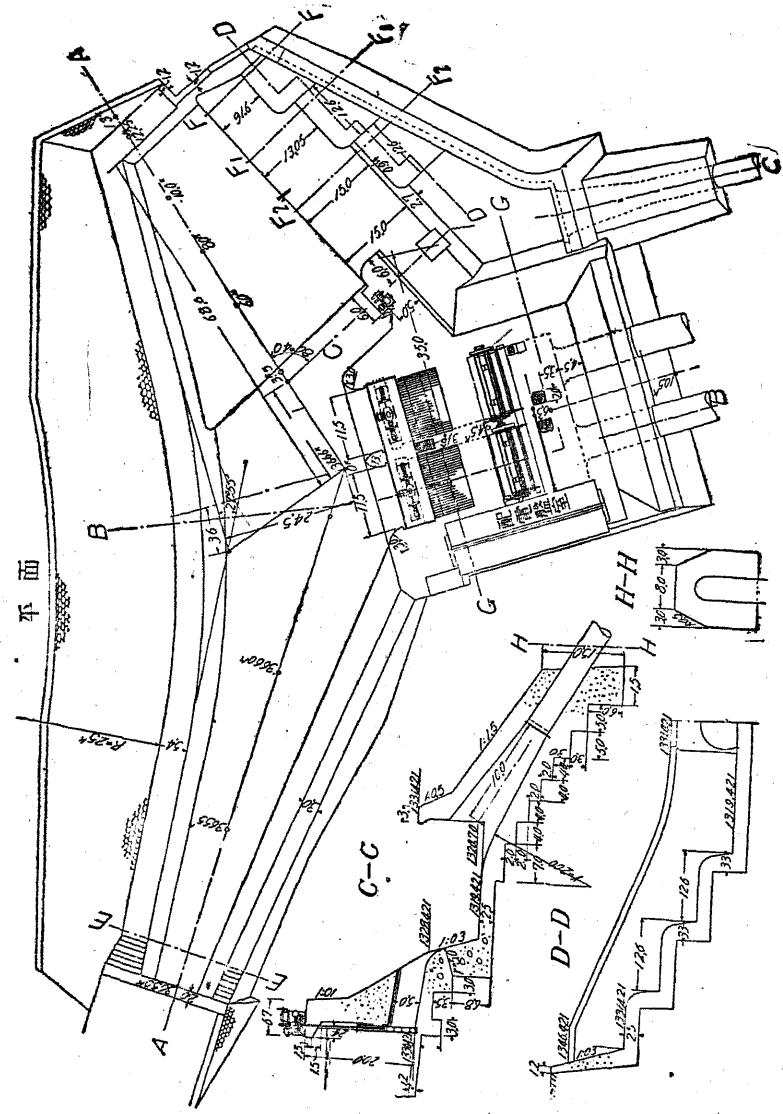


圖 O 同構造圖 I

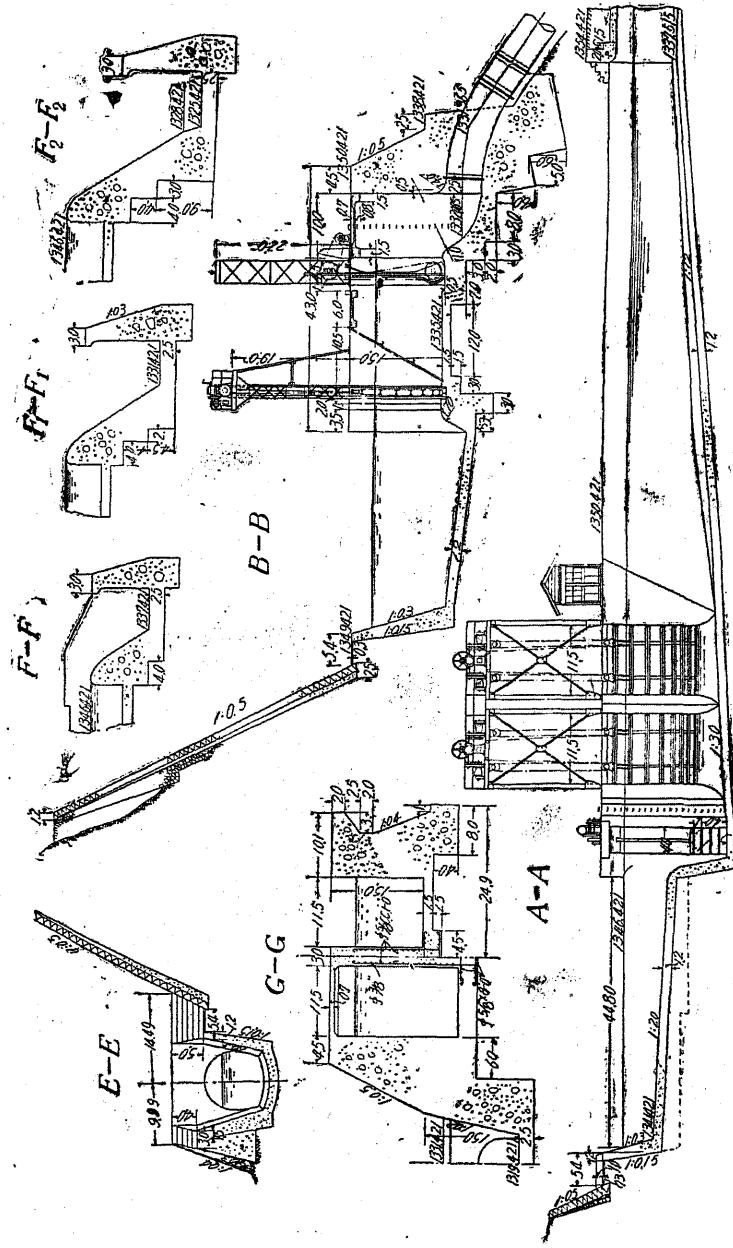
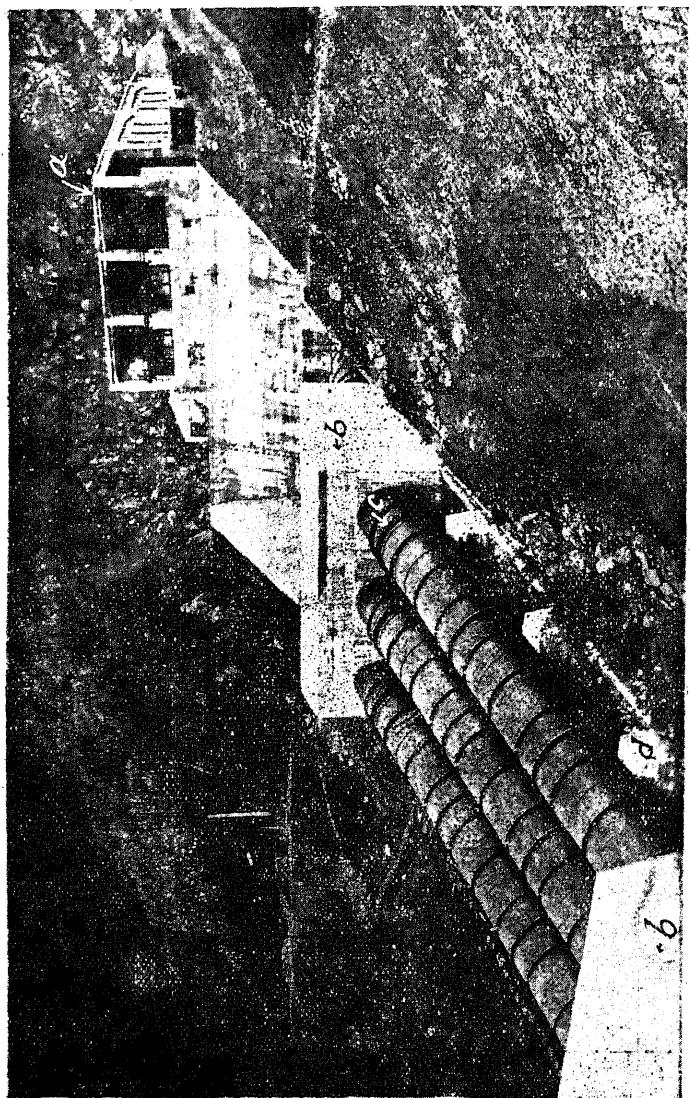
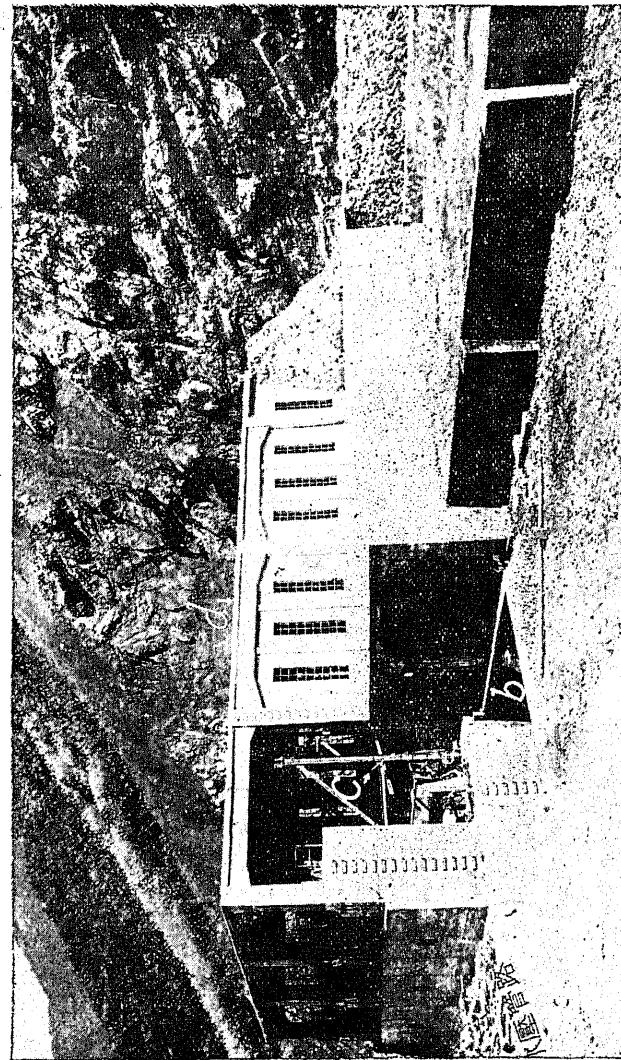


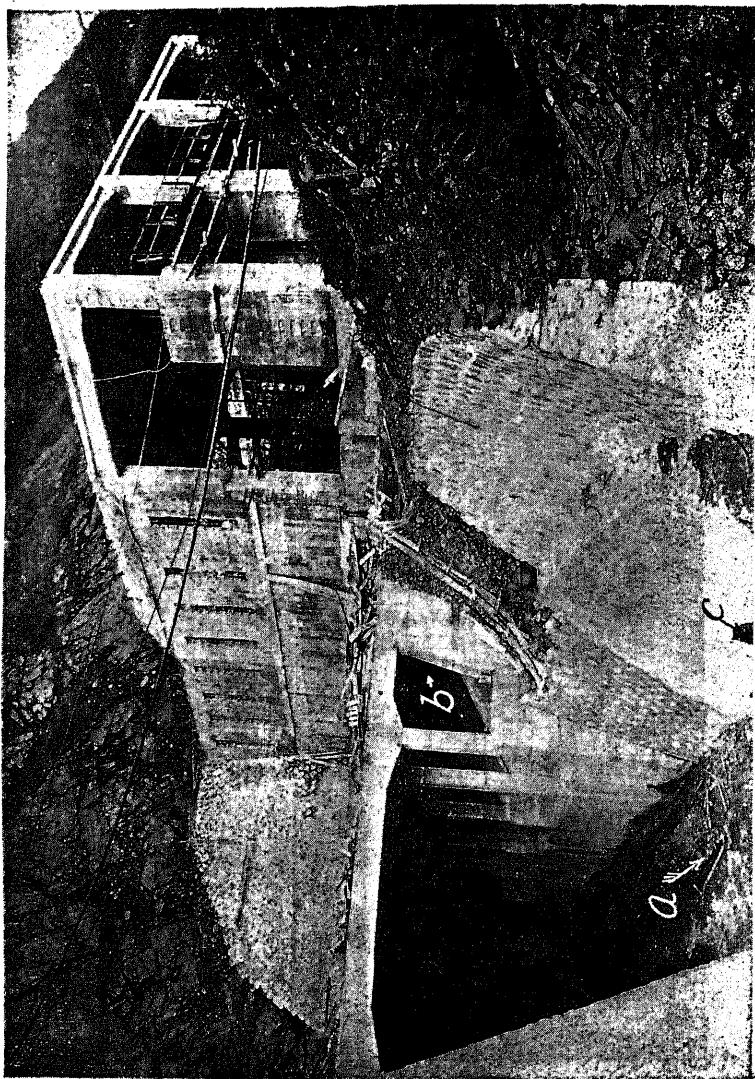
圖 O 同構造圖 I



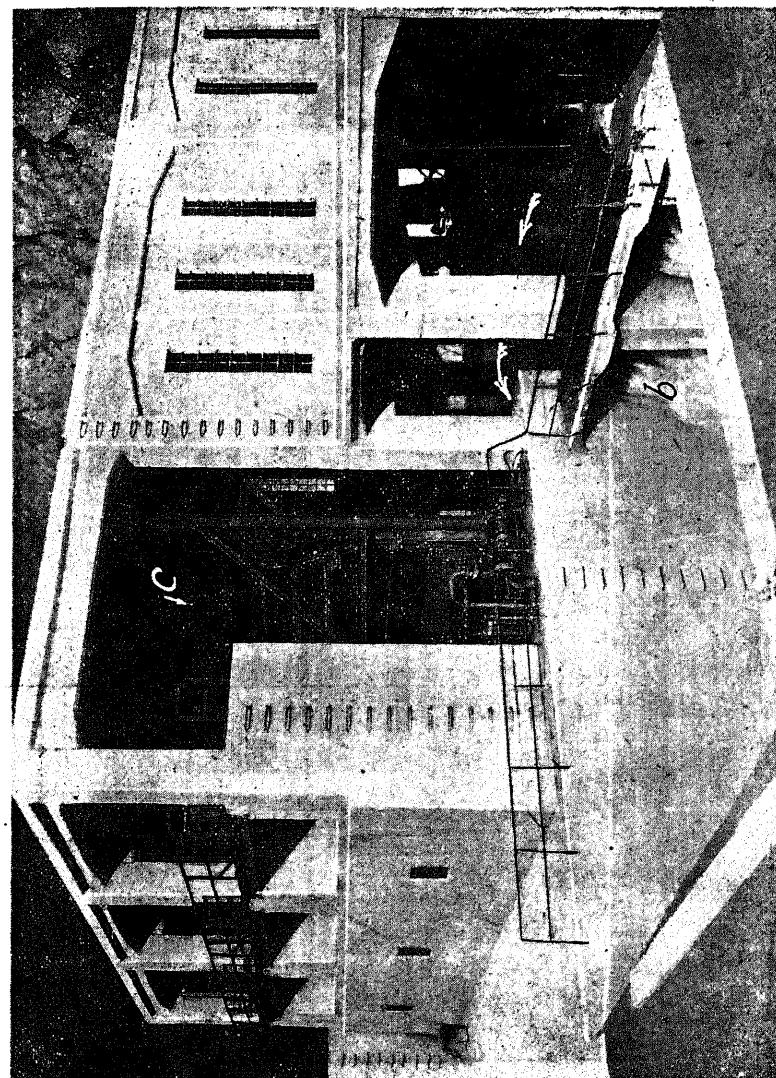
106 圖 A 日本電力会社 柳河原發電所の水槽
黒部川 $Q = 48.74 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 1,123 \text{ m}$ 出力 $50,700 \text{ kW}$
a. 水槽(雪被屋根) b. アンカーブロッサム c. 水頭钢管(伸縮接合) d. 支臺



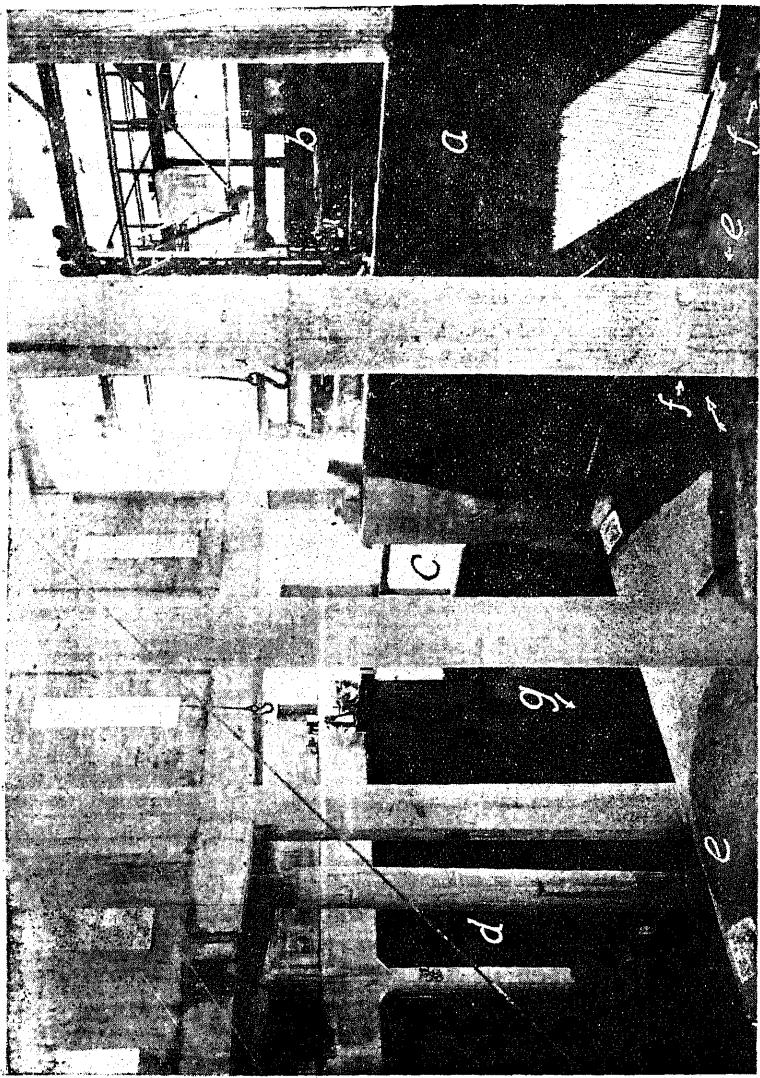
同 B 同
a. 水路の終端(雪被屋根を設く) b. 溢流除水吐(水槽の左側にはサイボン餘水吐あり) c. 自動計器
d. 水槽雪被屋根



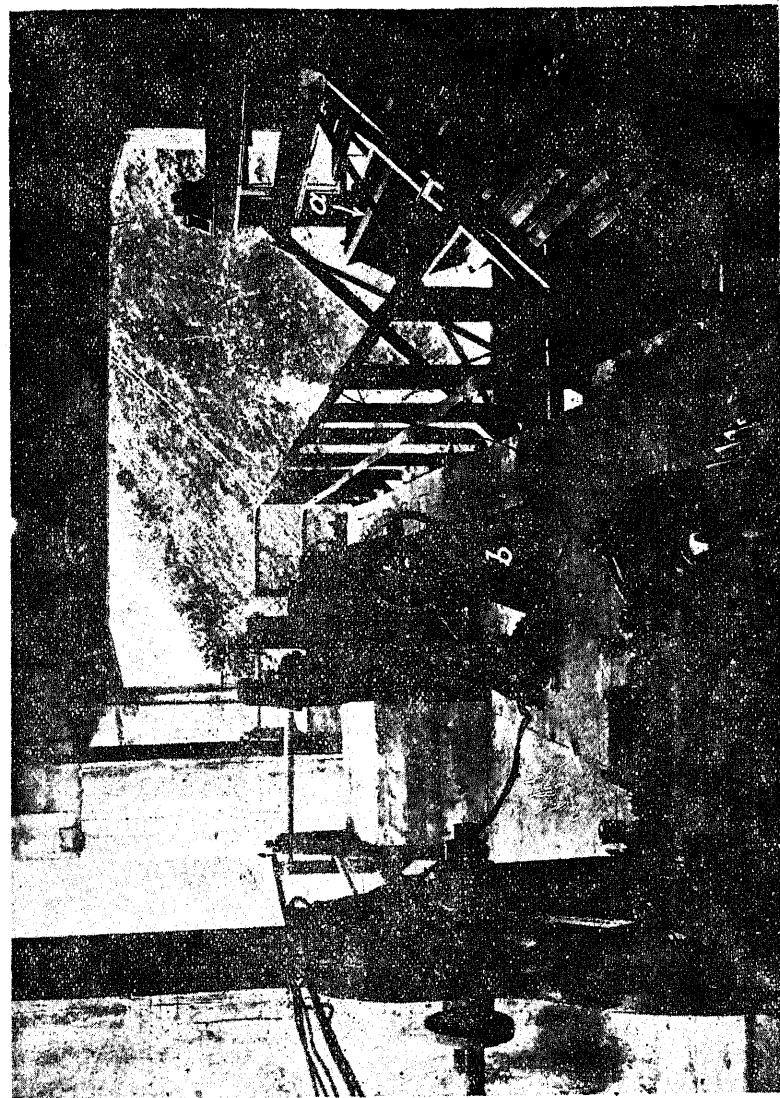
同 O 同
a 余水路 b チャイボン余水吐 c 余水吐口



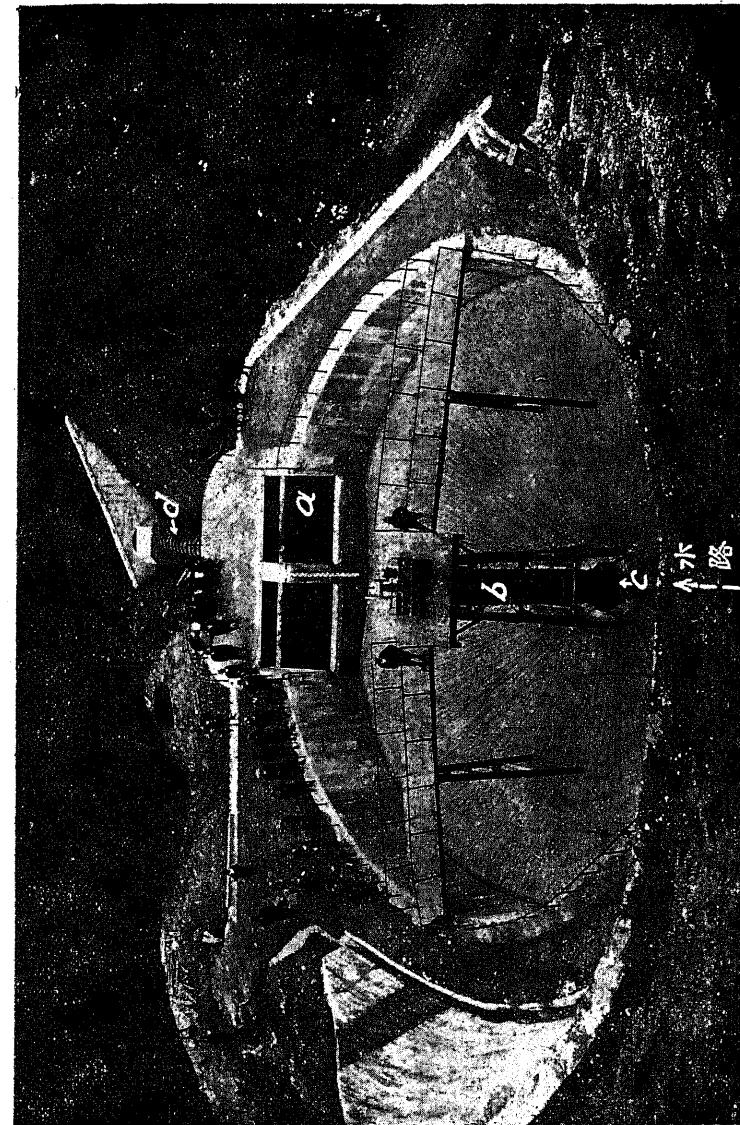
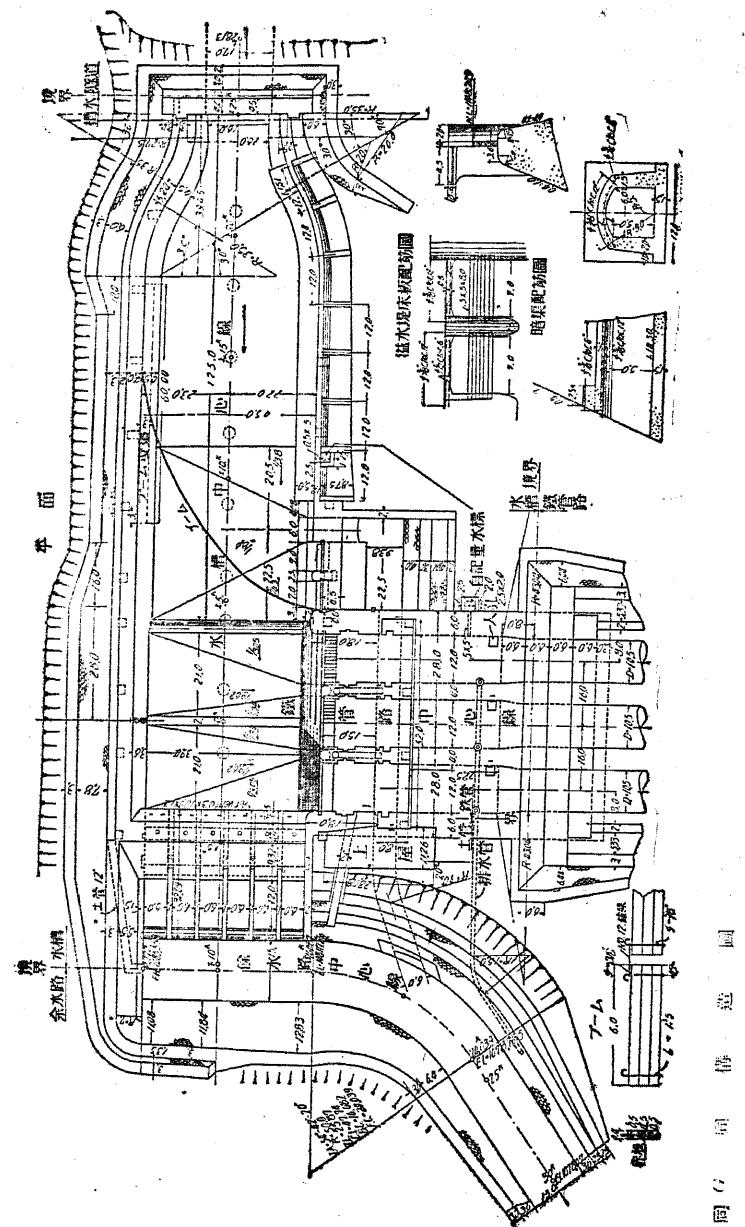
同 D 同
b 余水吐 c 自働排水器



同 F 同 水槽の内部
a 斧除格子 b 自動斧除器 c 倒水吐 d 水路終端 e 排砂口 f 溝堤 g 土砂吐門



同 F 同 水槽制水門捲揚機
a 自動斧除器 b 制水門(3門 径間12尺)捲揚機



107 圖 A 會津運動會社 鶴沼川浸電所の水槽
鶴沼川 $Q = 5.57 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 157 \text{ m}$ 出力 $6,520 \text{ kW}$

a 水壓管路入口 b 土砂吐口開閉操作閘筒 c 土砂吐口 d 水脹管

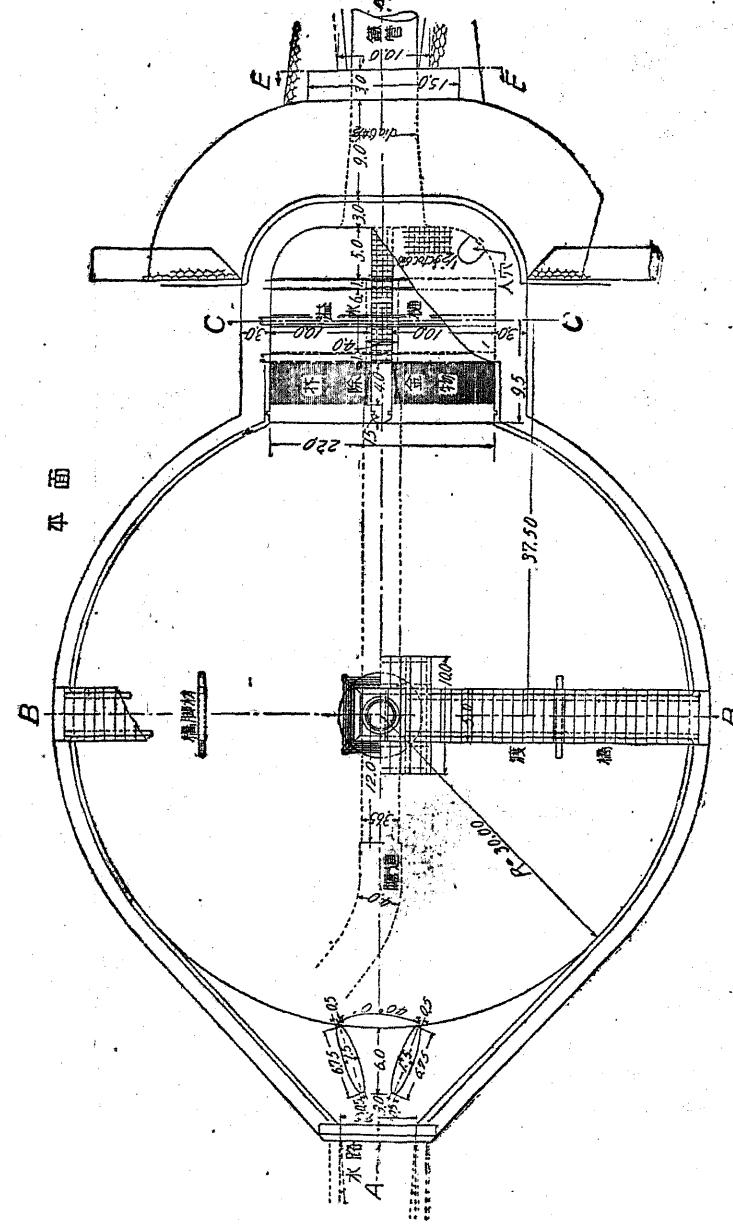


图 1

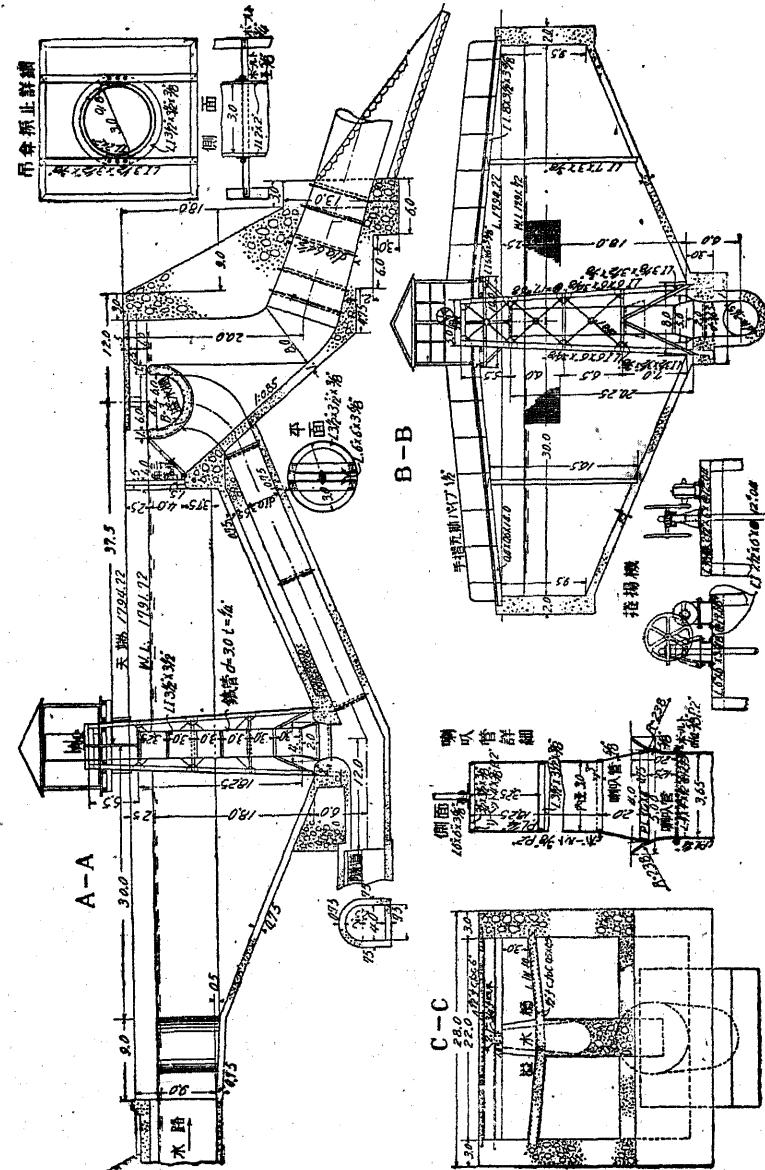


图 2

51 附帶設備

(1) 芥除格子 取水庭の前方には、格子目の稍々細かき(2~3cm)鐵格子を並べる。尙其の後方に自働芥除器を設けることがある。

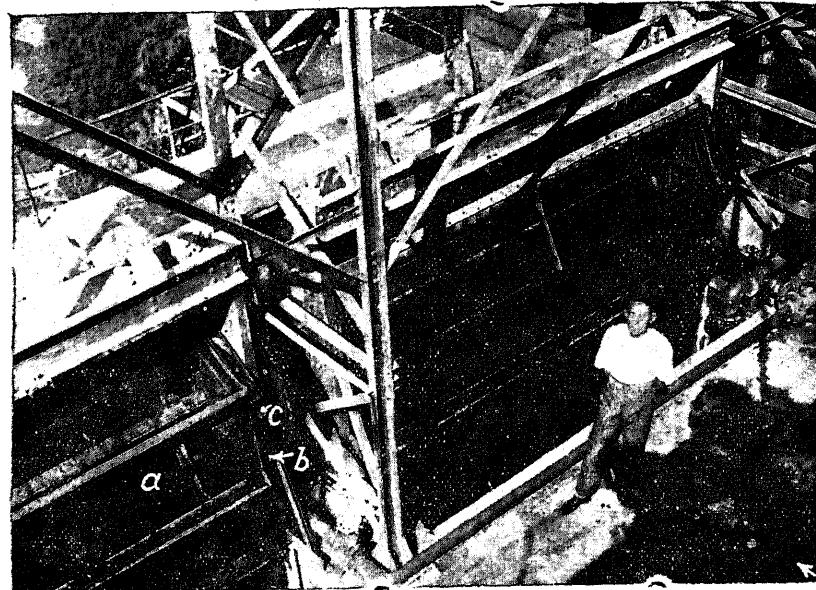


図 A 廣島電氣株式會社 加計發電所水槽自働芥除器

説明	1 組 間3.47m	4 「スクリーン」の數22
	2 水 深3.33m	5 「スプロケットホイール」の歩み1.03m
	3 「スクリーン」の大きさ3.47m×0.606m	6 「スクリーン」1分間の速度4.55m

長方形の棒に、金網を張りたる「スクリーン」棒 *a* の両端を、長き平縛より成る「チエイン」*b* に取付けたる上、「エンドレス」に繋ぎ合せ、之を兩側の上下に設けてある「スプロケットホイール」*c* に掛け、歯車装置により廻轉する。之と同時に、「ターピンポンプ」*d* より、高壓の水を「スクリーン」棒の内面より噴出せしめ「スクリーン」棒に附着せる塵芥を外方に向けて離脱させる。離脱せる水及塵芥は、前面にある溝型の籠 *e* に受け、流下排出する。此籠の終端近き底部に、水溜しを設け、水のみは再び水槽に流れ歸る如く裝置す。尙る。

「スクリーン」棒及「スプロケットホイール」は頑丈な棒に取付けられ、角落溝に嵌め込みあるを以て「スクリーン」に故障のある場合には、上部に設けられた鳥居を利用して引揚げ得る構造になつて居る。

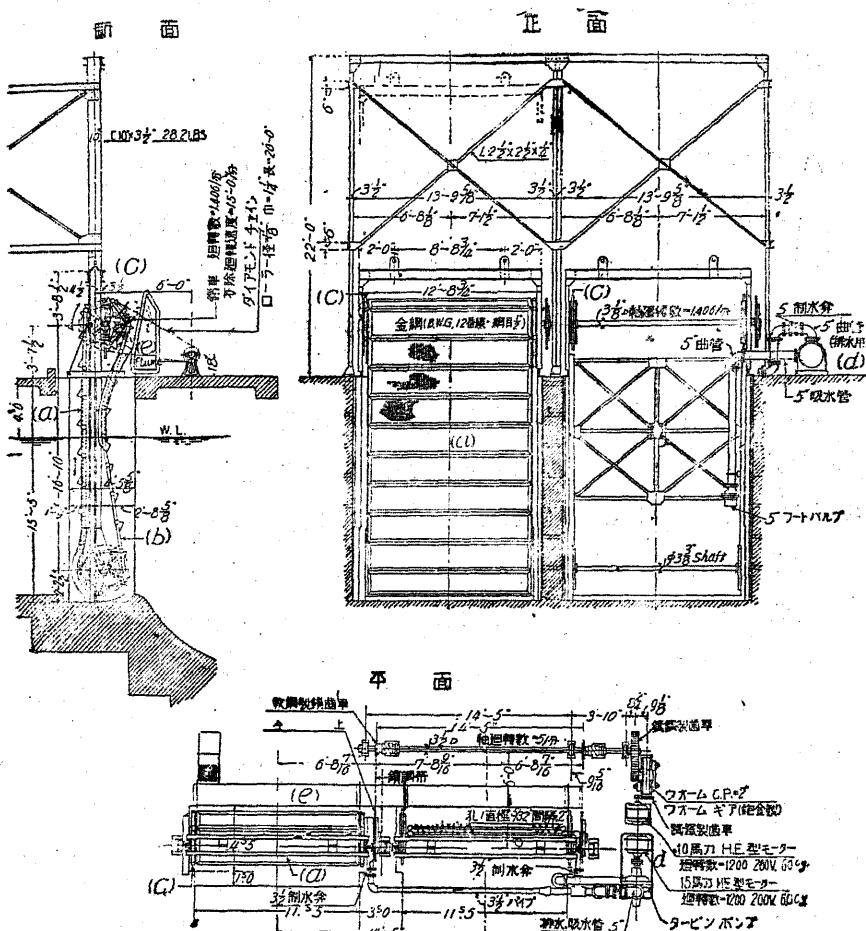


図 B 施工構造圖

(2) 制水門 芥除格子の後方に制水門を配置し水壓管に流入する水量を調節する。門扉としては操作簡単にして、迅速に開閉し得るもののがよい。滑動門扉又はローラー附門扉が一般に用ひられて居る。

水門の操作は電動に依ること多く、或る場合には発電所内配電盤上のスキッチに依り自由に操作し得る様即ち遠方操作を爲し得る様にすることがある。

(3) 餘水吐 発電所に於ける負荷の状態が急激に減ずる場合には、水車の廻轉に要する水量も激減するから、水槽に入り来る水の一部は不用となる。

此の餘分の水を吐かせる爲に、水槽に餘水吐を設ける。餘水吐は一般に水槽側壁の一部に設けたる溢流堤に依り溢水せしめる。其の溢流能力は発電所内の全發電機が急止した最悪の場合を想定し、水車へ流入し居る最大水量を吐かし得るものとする。

渴水季に水量が非常に減少して水槽の水位が著しく低下する水力では、此の水位の低下が低落差水力の場合には、出力に割合に大きく響くから、溢流餘水吐の堤頂に角落を入れ得る様に爲し置き、之に依つて水位を上昇せしめて落差の損失を防ぐ様にする。

然し此の餘水量が大水量なる場合には、サイホン餘水吐と爲すか若は溢流餘水吐の一部にサイホン餘水吐を併設する。

1° サイホン餘水吐

i 概要 溢流堤に依る餘水吐では、急速に餘水を吐かせる必要ある場合には、充分に其の要求を満たすことが困難なるのみならず、大水量を吐かせる場合には堤頂が長くなり、廣大なる場所が要るから、地形上施設が不可能なことがある。斯かる場合には、サイホン餘水吐を用ひれば之等の缺點を補ひ得られる。

サイホン餘水吐は普通、断面矩形の彎曲せる管で、標準大氣圧の下では理論上 10.3 m の落差ある上下水面下に其の管口を置けば、サイホン作用に依つて水を吸い出し得る。

而し此の理論的落差は、土地の標高差 100 m に付て約 12 cm 宛減少するし、水が管に吸い込まれる際、管口、管喉、彎曲等に因る水頭損失の爲、實際では餘程少いものになつてしまふから、實際利用落差はサイホン使用個所の標高及上記の損失水頭を考慮して定めねばならぬ。一般的の例に於ては、此の利用落差は 5 ~ 8 m である。

ii 設計

a) 吞口は損失水頭を生ずる爲、管喉の断面積に比し充分大きくするを要し、吞口より管喉に至るに従ひ、断面積を漸次縮少して流速の増加を漸進的にすることが必要である。

b) 吞口の上端は計画水位に置くが、流木、流氷等のある所では、計画水位以下に置いて、之等の浮流物が管内に侵入するのを防ぐ必要がある。場合に依つては、吞口に粗目の格子を嵌めることがある。

c) 管喉の高(深)は 1.5 m 程度を限度とする。之以上高さを増すと管喉に於ける上下部の流速が著しく異なり管内に渦流を生じて、サイホン作用の能率を低下する。

d) 管體(管喉以下)の断面積は管喉より吐口まで同一とするのが普通であるが、上下水位差若は管喉頂と吐口との高差が有效利用落差を超過するときは、超過部分の管體の断面積は吐口に向つて漸次縮少し、水流の分散するのを防いでやる必要がある。

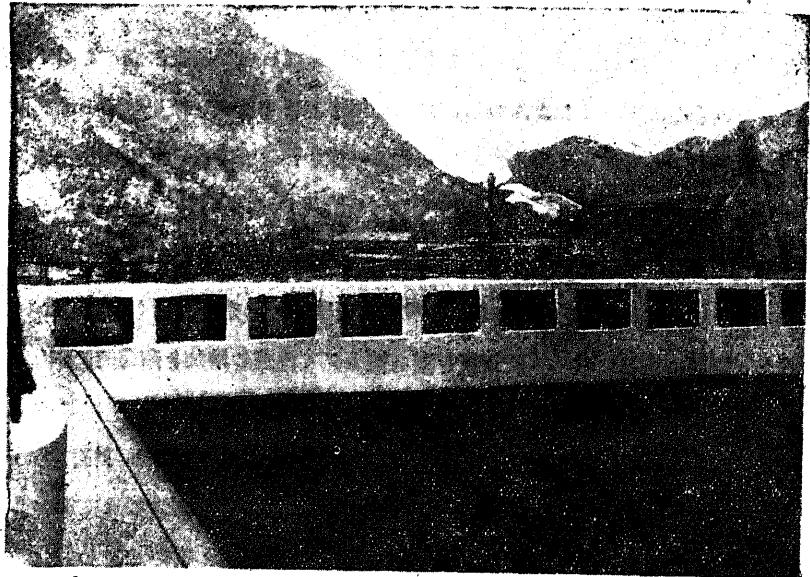
e) サイホン能力即ちサイホン作用に依る排水量は次の式に依つて計算する。

$$Q = ca\sqrt{2gh}$$

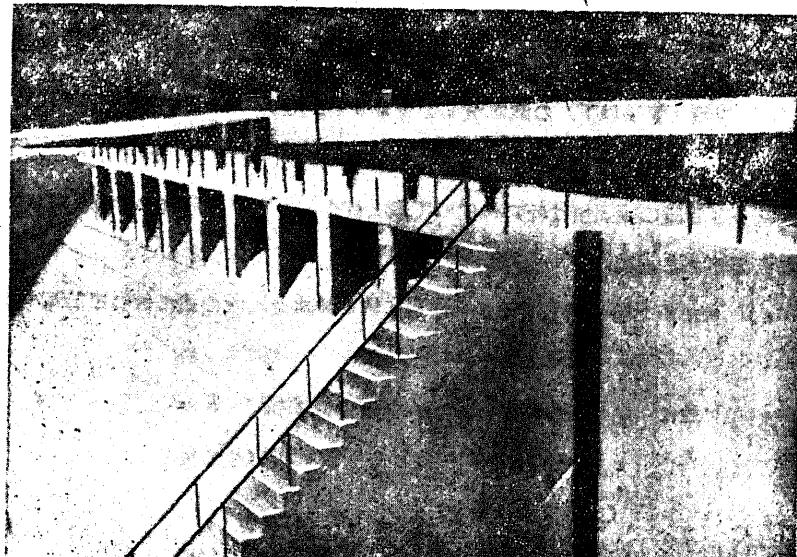
茲に Q = 排水量 a = 管喉の断面積 h = 上下の水位差

c = 實驗に依つて定むる係数で 0.5 (小水位差の場合) ~ 0.65

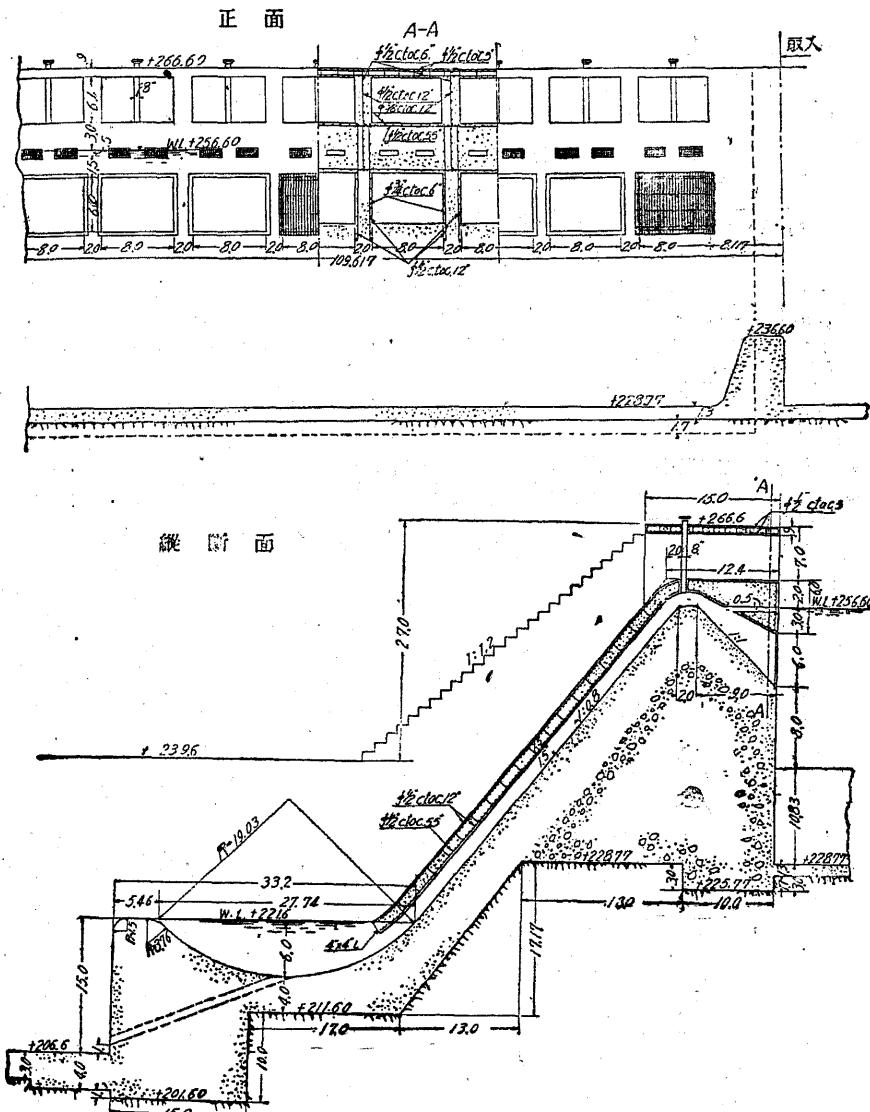
(大水位差の場合)



109 圖 A 東信電氣會社 鹿瀬發電所水槽の餘水吐(サイホン)正面圖(上流側)
(102圖 參照)



同 B 同 背 面(下流側)



同 C 同 断 面 図

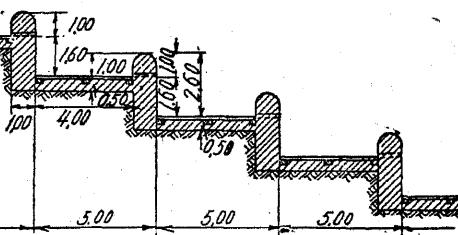
(4) 餘水路 餘水吐より溢流する水又は水槽内の土砂吐門より土砂を洗掃する爲に流す水を原河川に流下せしむる爲に餘水路を設ける。

餘水路は水槽附近の地形に應じ種々なる形に設計さるべきもので、附近に溪流ある場合に、其の溪床及び兩岸岩盤にして流下する餘水の爲洗掘される虞のないときは之を其の儘利用し得る。

然し一般の場合に於ては、水路、管路(鋼管又は鐵筋混擬土管)を設け、之に依つて排水する。

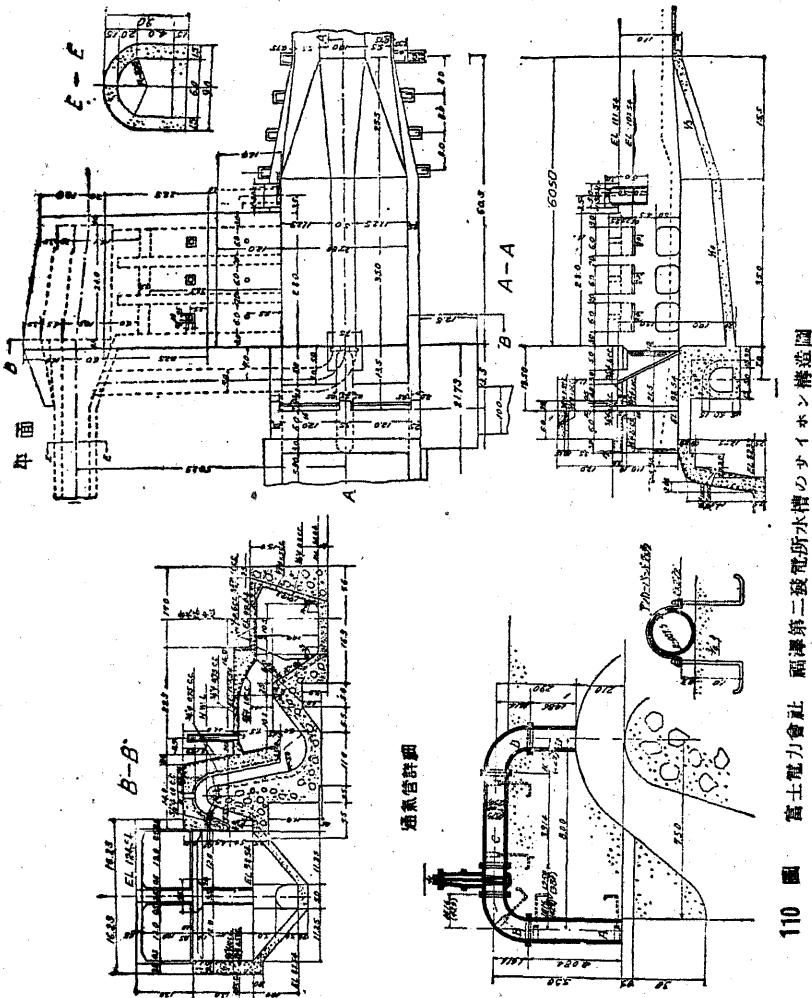
水路としては、低落差水力の場合には、斷面梯形若は矩形の開渠であるが、中高落差水力では水槽と原河川との高差大である爲め、落下する餘水の勢ひ大で、水路の維持困難となるから、水勢を殺いで流下せしむる工夫を要する。此の爲に全餘水路を數區に分割し、各區の終に水擋を設くるか、若は 111 圖の如く全水路を小階段の連續とすることが試みられて居る。

高落差水力で、餘水量少く且つ地形急峻なる場合には、鋼管又は鐵筋混擬土管が用ひられる。鋼管は据付及運搬に便なる所から銥接管が主に用ひられ、之を混擬土の支臺の上に安置する。此の鋼管の設計に當つて注意すべきことは、餘水

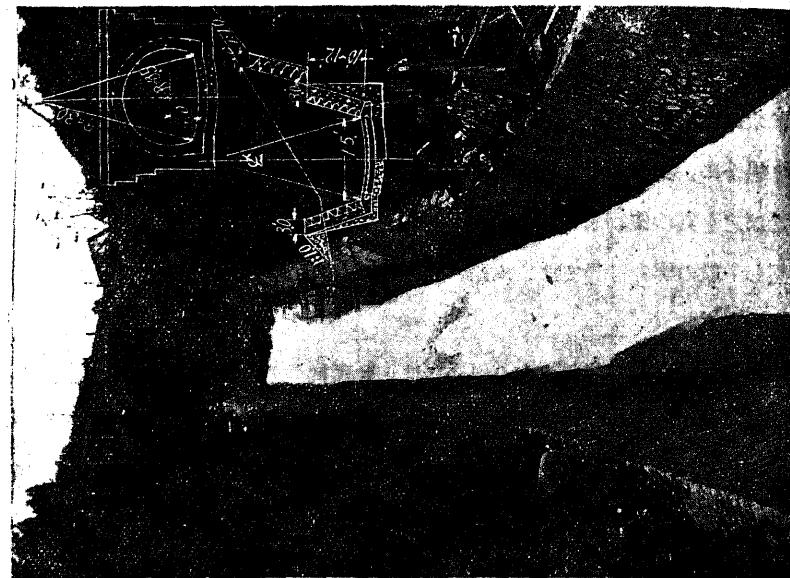


111 図

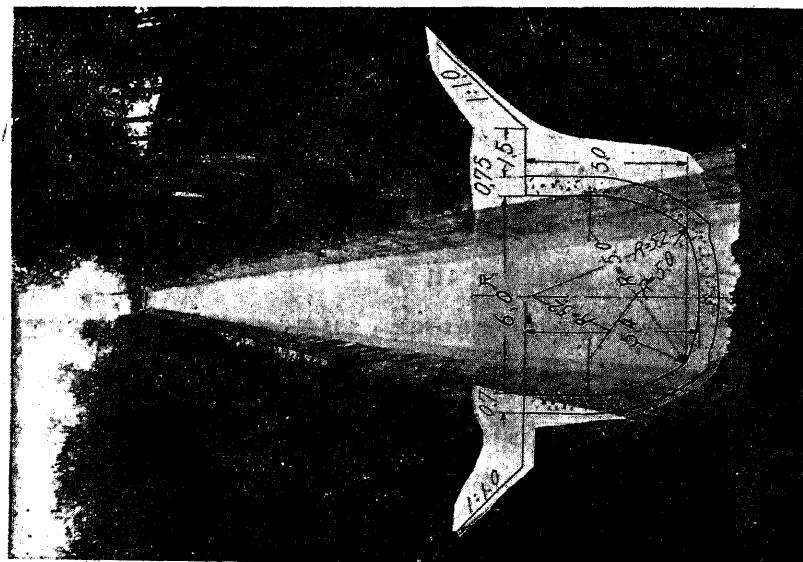
吐を溢流する餘水少きときは、管内を流る水は部分流を爲すが、管の緩勾配箇所に於ては満流となり、次に急勾配に轉ると再び部分流となり、其の際管内に一部真空を生ずるから、管は外部より大氣の壓力を受け押し潰されることがある。之を防ぐには管の外周に角鐵の補剛材を以て之を補強するか、管に空氣管又は弁を附し真空發生を破る用意を要する。



110 図 富士電力会社 稲澤第二發電所水槽のダイポン構造圖



113 圖 日本電力會社 柳河原發電所の餘水路



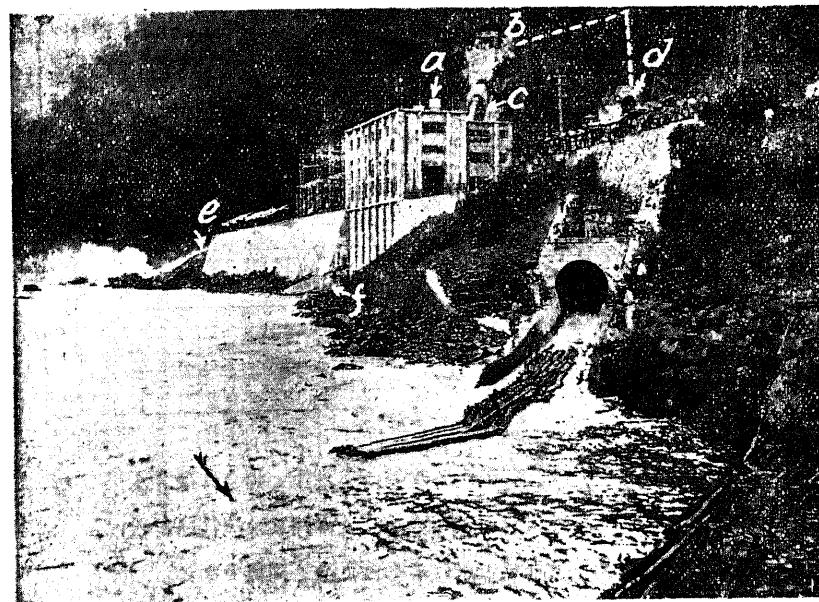
112 圖 會津電力會社 鶴沼發電所の餘水路

(5) 土砂吐門　水槽底面には、其の上流より下流端に向ひ相當の降勾配を附けて置き、其の最も低い所に土砂吐門を設け、之を餘水路に開口する。時々之を開いて水槽内に沈殿した土砂を潮流と共に洗掃する。

門扉としては、滑動門扉又はローラー附門扉等が用ひられる。

(6) 防 材　水路に侵入する流冰雪の多い場合及取水口より木材を使用水量と共に取入れて水路中を流逝せしむる場合には之等浮流物を喰ひ止める爲に、水槽中に流身に斜に丸太又は浮桟橋を浮べ、之等のものが鐵格子に殺到して水壓管に送る水量を減退するのを防ぐのである。

(7) 流木路、落木路、流筏路　多量の木材を河川に依り流逝する慣行のある所では、流材と水力發電とを兩立せしめる爲には、發電水路中に流材を爲すことを餘儀なくされる。斯かる場合には、水槽に到達した木材又は筏を、發電所放水口の下流へ落してやる爲に、水槽に流木路又は流筏路の施設を要する。

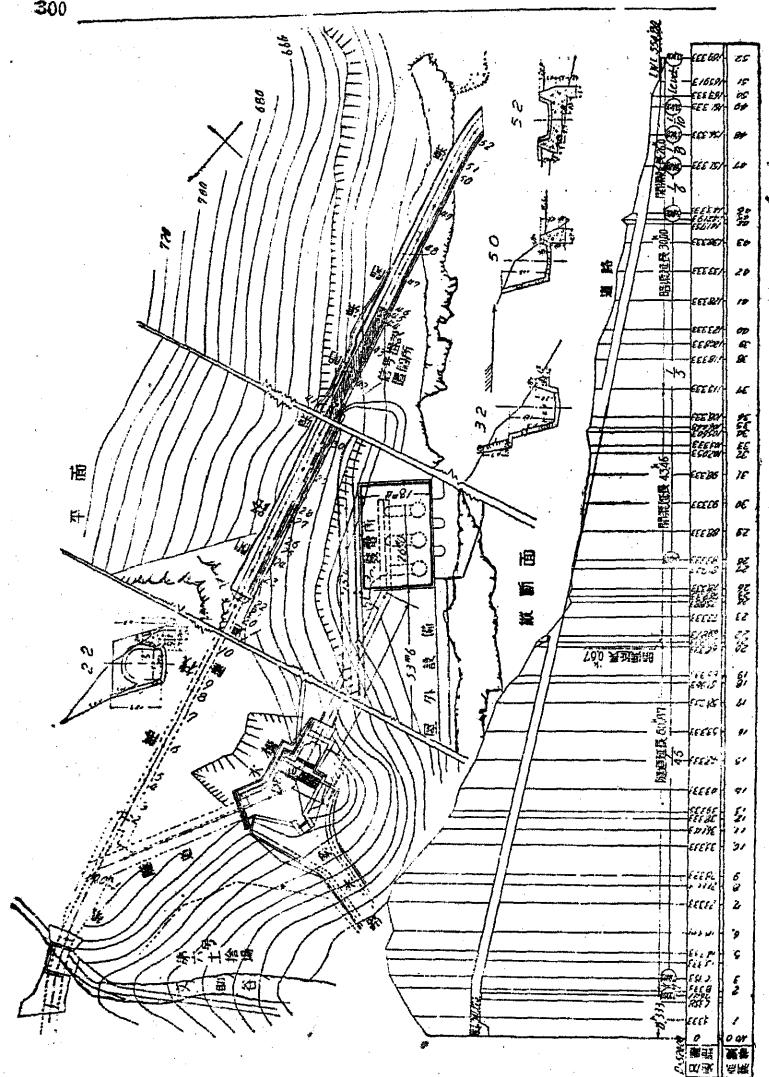


114 圖 A 宇治川發電氣會社 摺子發電所の流筏路

a 發電所 b 水槽 c 水壓管路 d 流筏路 e 餘水路(出口) f 放水口

説明 點線は水路隧道と流筏路隧道の位置を示す。

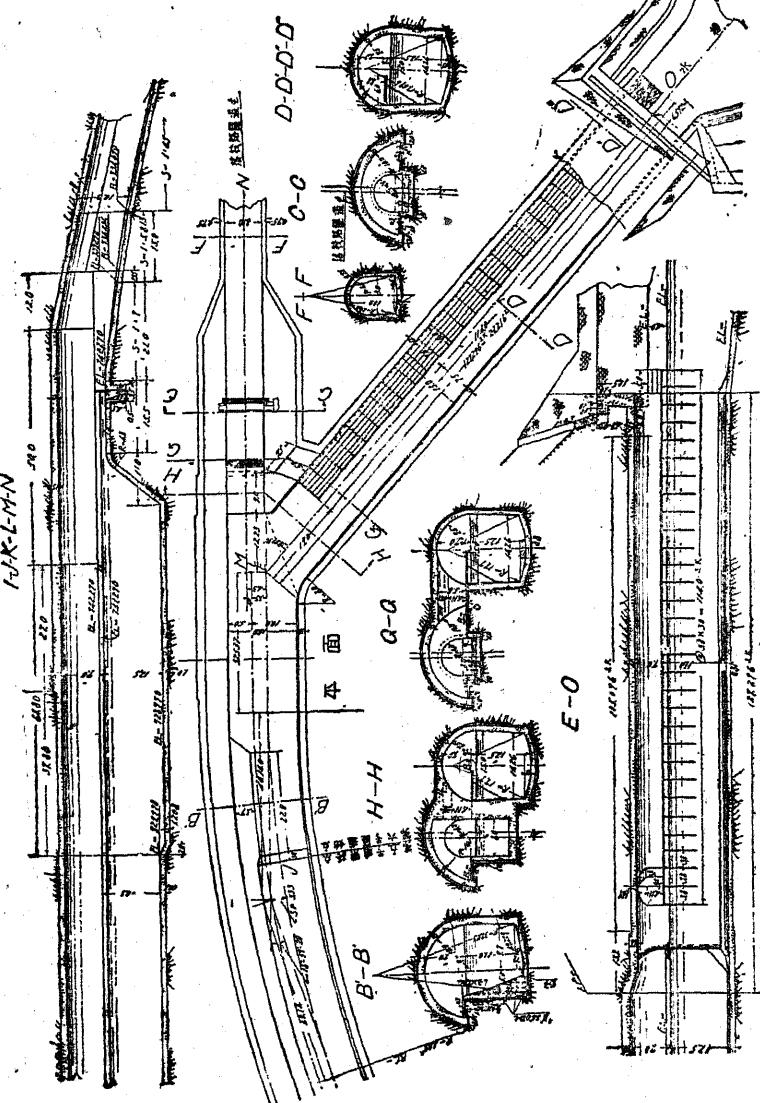
300



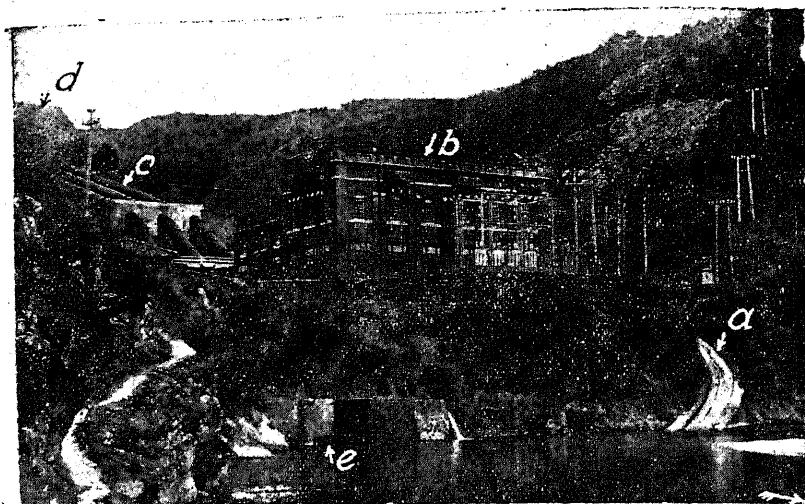
図B 同様絶縁図I

水槽の個所が非常に狭くて、斯かる設備の出来難い場合には、水槽の始點より分岐したる流材用水路を特設し、其の終端、流木路又は流筏路を設ける。流木路又は流筏路の形狀、構造は堰堤に設けるものと全く同様である。

徑 10 cm 程の丸太を長手に並べて半圓形又は梯形断面の渠を造り、流木を之より滑り落す場合がある。此の設備を落木路と稱する。



図C 同様



115 圖 A 京阪電氣鐵道會社 高津尾發電所の流筏路

日高川 $Q = 10.44 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 54.5 \text{ m}$ 出力 $4,500 \text{ kW}$

a 流筏路 b 發電所 c 水壓管路 d 水槽 e 放水口

説明 筏は取水口より水路に流入し水槽上方の調整池にて流筏路に入り落下する。



同 B 同

注意 竣功當時には流筏路底に張石を施してあつたが筏落下的際石が叩かれて抜け出す爲め其の後全部混凝土に代へられた。

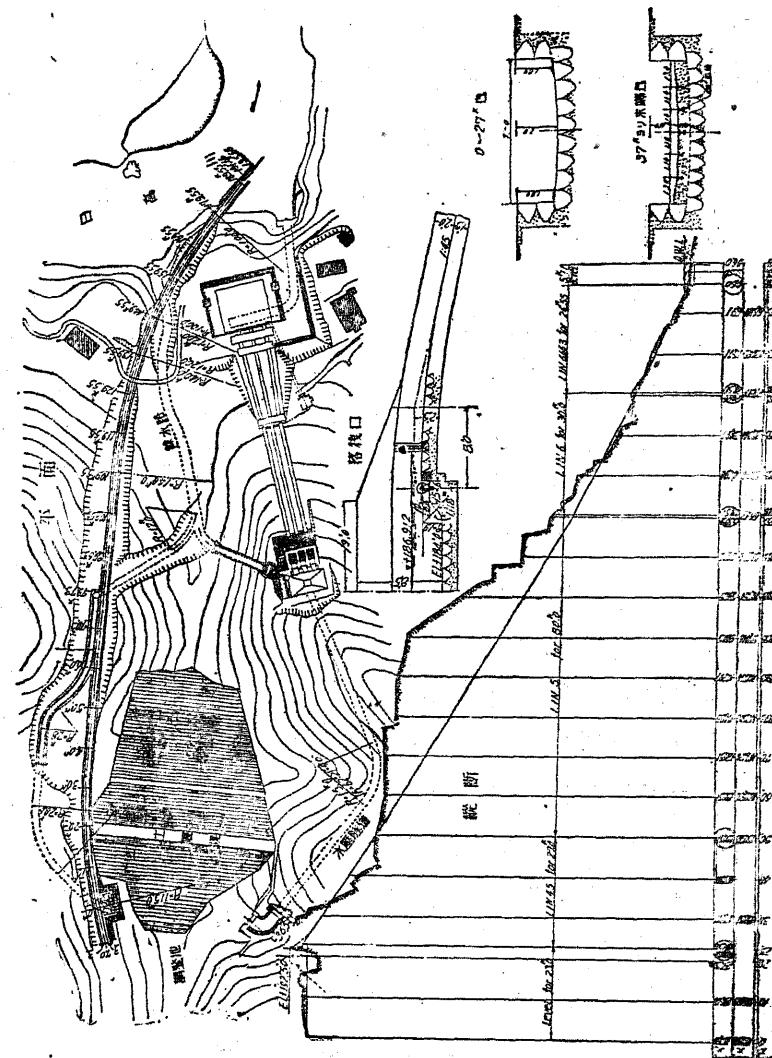


圖 115 高津尾發電所

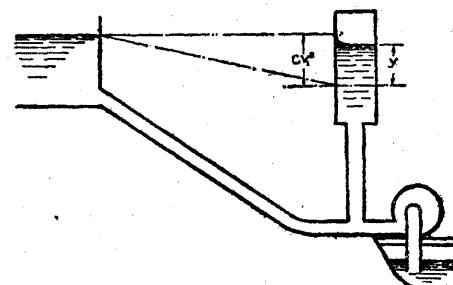
IV 調 壓 水 槽

52 概 要

調壓水槽とは壓力水路(壓力隧道又は壓力管)と水壓管との接合箇所に設置する水槽の一型であつて、發電所に於ける負荷の激變に對して使用水量の調節を爲し、同時に水壓管内に發生する水衝作用を吸收して之に基因する悪影響を上流に及ぼさしめる設備である。之に以下述べる様な數種の型がある。

53 單動調壓水槽(シングル サーシタンク)

此の水槽は最も一般に行はれて居る型式で、其の特徴とするところは製波高は他の型式より大であるが、水衝作用の吸收が最も確實なる點である。運轉中の發電所に於て急に負荷が激減し水車の弁が閉まつて水壓管内の送水が阻止されると水槽内に上向製波を起す。今之を吟味して見ると 116 圖で 116 図。



L = 調壓水槽より上流の壓力管(壓力隧道)の延長

R = 水槽及壓力管の斷面積の比

V_1 = 上流壓力管内の負荷變動前の流速

V_2 = 上流壓力管内の負荷變動後の流速

V = $V_1 \sim V_2$ 間任意時の上流壓力管内に於ける流速

V' = $V_1 \sim V_2$ 間任意時の下流水壓管内に於ける流速

c = 上流壓力管内の損失水頭 / (流速)² = $\frac{h}{V^2}$

y = $V_1 \sim V_2$ 間任意時の水槽水位

とすれば $y - c(V_1^2 - V^2) = - \frac{L}{g} \cdot \frac{dV}{dt}$

$$\text{又 } R \frac{dy}{dt} = V - V'$$

$$\therefore (y - c(V_1^2 - V^2))dy = - \frac{L}{gR}(V - V')dV$$

$$\int y dy = \frac{L}{gR} \int (V' - V)dV + c \int (V_1^2 - V^2)dy$$

$V' = V_2$ の時は製波高最大となるから

$$\int_0^{y_{max}} y dy = \frac{L}{gR} \int_{V_1}^{V_2} (V_2 - V)dV + c \int_0^{y_{max}} (V_1^2 - V^2)dy$$

$$\therefore y_{max}^2 = \frac{L}{gR} (V_2 - V_1)^2 + 2c \int_0^{y_{max}} (V_1^2 - V^2)dy$$

E. D. Johnson 氏は上式に次の假定を設けた。

$$\begin{aligned} \int_0^{y_{max}} (V_1^2 - V^2)dy &= \int_{z_1}^{z_2} zdz = \left[\frac{z^2}{2} \right]_{z_1}^{z_2} \\ &= \frac{c}{2} \left[(V_1^2 - V_2^2) \right]_{V_1}^{V_2} = \frac{c^2}{2} (V_1^2 - V_2^2) \\ \therefore y_{max}^2 &= \frac{L}{gR} (V_1 - V_2)^2 + c^2 (V_1^2 - V_2^2) \end{aligned}$$

壓力管の摩擦及水車調速機の働く無視すると此の運動は一種の單弦運動となり、其の周期 (T) 及振幅 (y_{max}) は次の様になる。

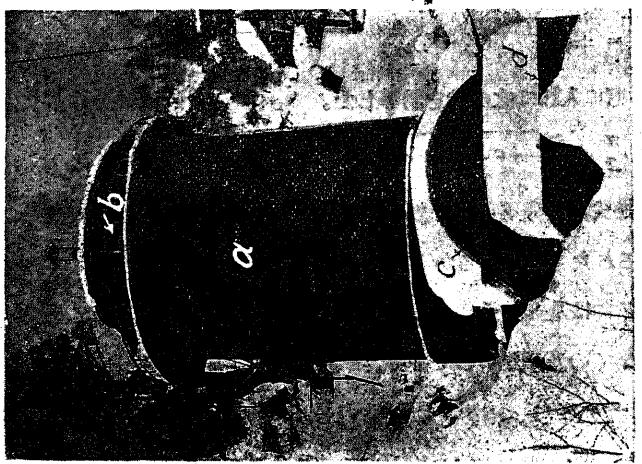
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{RL}{g}} \text{ sec}$$

$$y_{max} = \pm \sqrt{\frac{L}{2g}} (V_1 - V_2)$$

Johnson氏は摩擦を考慮に入れて次の式を誘導した。

$$T = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{RL}{g} + c^2 R^2 (V_1 + V_2)^2}$$

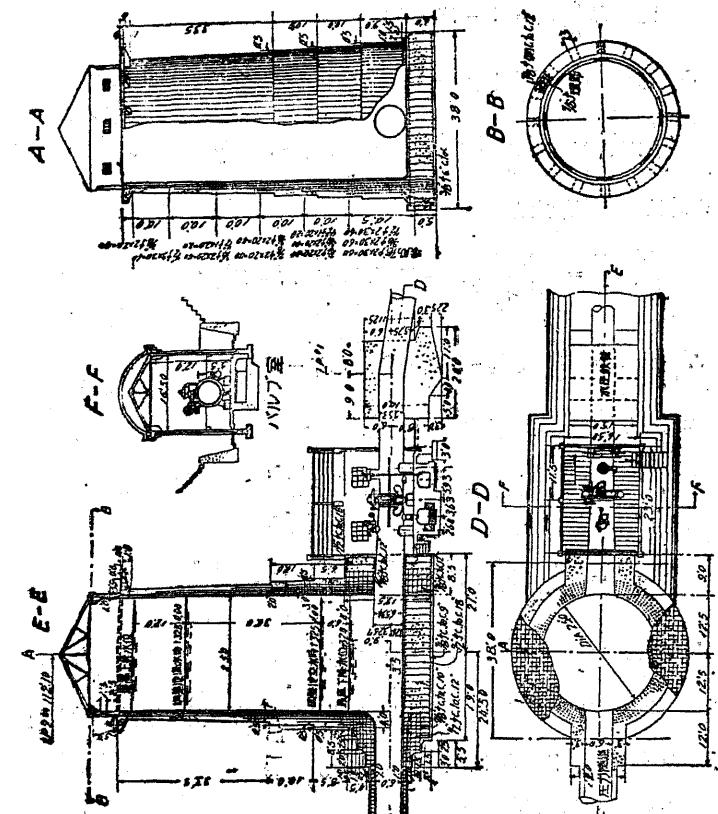
前述の諸式は微分方程式が積分不可能であるが爲めに一種の窮策として或る程度の假定を設けて誘導されたものであるから、絶対の信頼を置く譯には行かない。従つて正確な概念を得るには是非最初に掲げた二の微分方程式を聯立圖解又は算數積分法で近似的に解くの外はないのである。



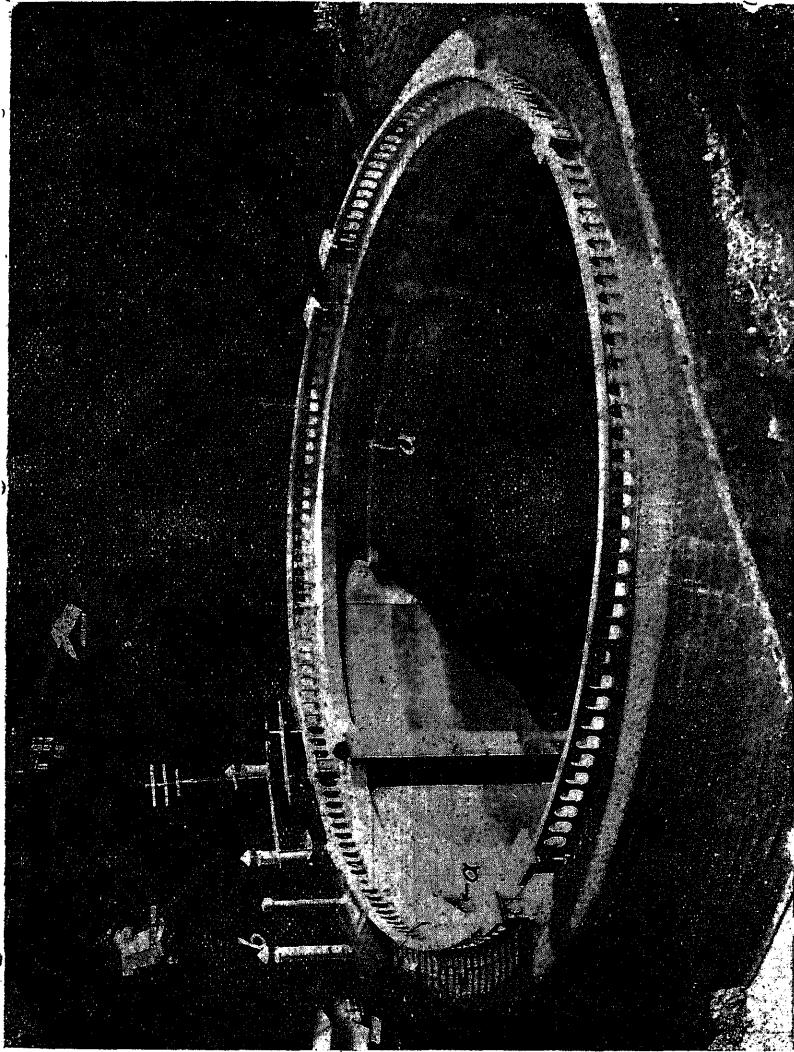
117 圖 富山縣 輪川發電所の調壓水槽

a 水槽 b 通氣孔 c 水壓管御水栓室

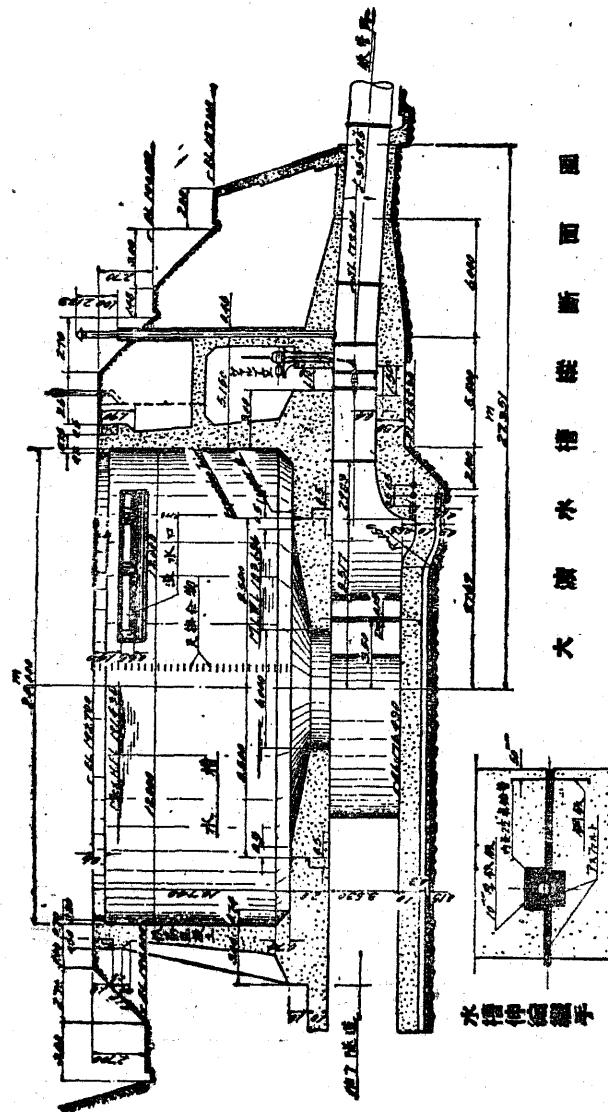
d アンカーポロック



説明 單側調壓水槽で、高 25 尺 内徑 63.5 尺 の鉄筋混土造である。高は満水時に最大使用水量 300 個 ($833.6 \text{ m}^3 / \text{sec}$) 溢るとき、全負荷遮断されたる場合の水位上界を調整池満水位上 12 尺とし、より塔頂まで 3 尺の餘裕を見込んでいる。空水時に 210 個 ($55.7 \text{ m}^3 / \text{sec}$) 流るとき、貯水 1/6 を加重した場合の水位低下を調整池空水位より 6 尺とし更に之より水壓管中心まで 9 尺を採りて水槽の高として居る。



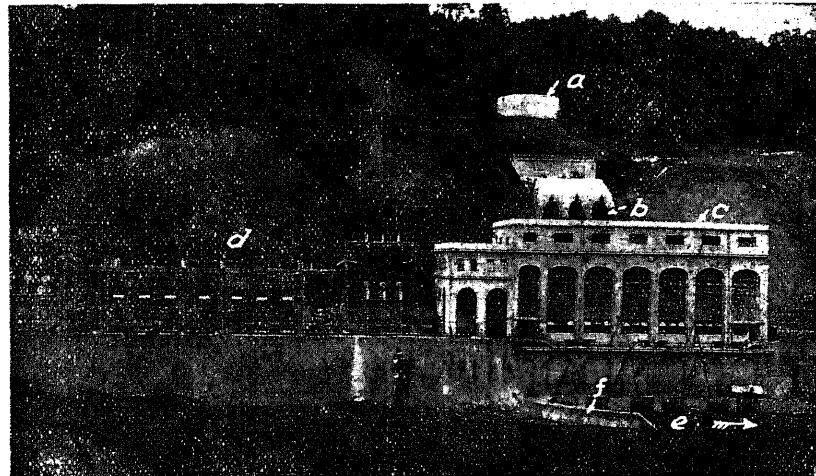
117 A 高知縣 菊川發電所の單側調壓水槽 a 溢水口 b 水壓管の通氣管



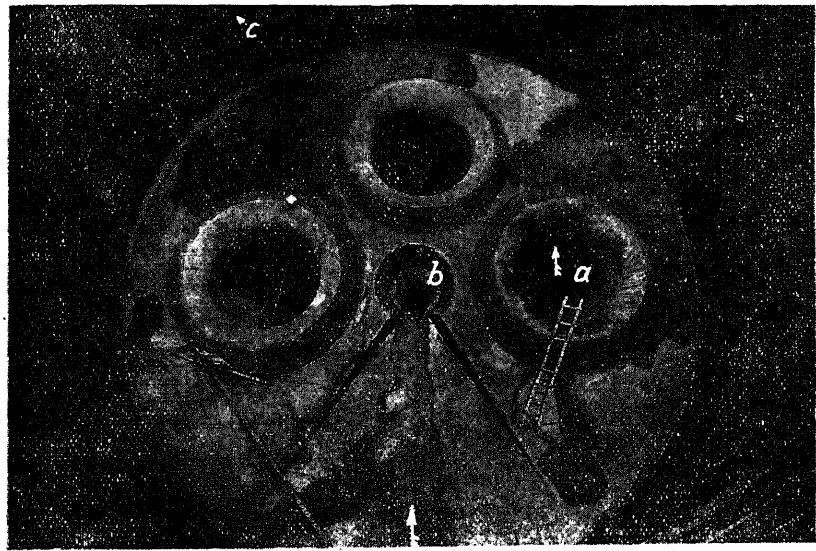
同 B 同 構 造

説明 壓力隧道は水槽底面に開口し、水槽底面に設けた 3 直径 6 m の孔に依り上部の水槽と連絡する。水槽の全周壁は伸縮接合に依りて六分され、其の頂部には環状の鉄筋混凝土の輪を嵌めてある。伸縮接合たる堅の溝中にはアスファルトを填充し尙其の中にコイルを通じてアスファルトを密かし水管を完全になさしめる。

大津川水槽横断面図

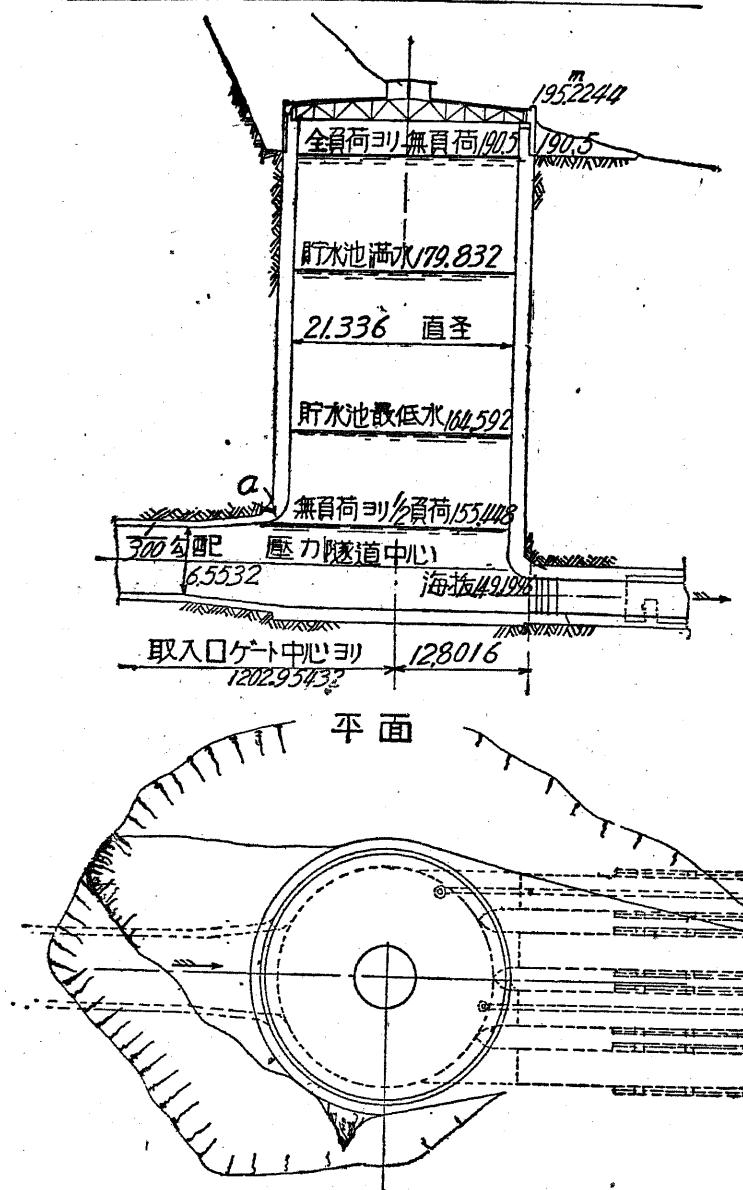


118 圖 A 大津川水力電氣會社 高岡發電所
 大津川 $Q = 66.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ $H = 55.76 \text{ m}$ 出力 $30,000 \text{ kW}$
 a 單動調壓水槽 b 水壓管 c 發電所 d 屋外變電所
 e 放水口 f 放水口保護堤(天端は放水口の脇上 5.15 m)

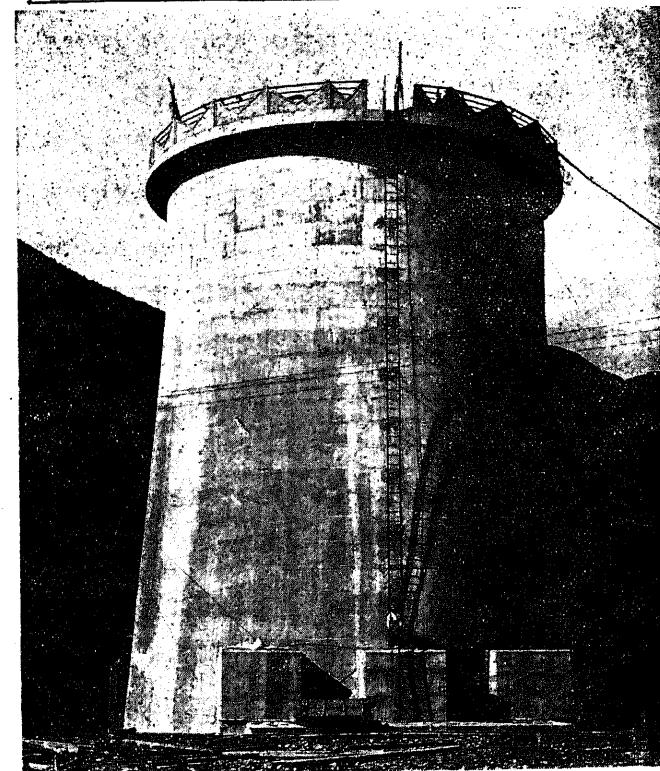


同 B 同 調壓水槽 (上方より俯瞰したるもの)

説明 水槽は高 21.9 m、内径 16.4 m で上部 6.67 m を除く外地中に掘込んである。混凝土作業の便利上及水壓に因る張力に對し充分の強度を保たせ且水密を完全ならしめる關係上、槽壁を厚 10~30 mm の鋼筋造とし、其の外側を底部で厚 91 cm、頂部で 35 cm の 1:3:6 混凝土で卷いてある。



113 圖 庄川水力電氣會社 小牧發電所の調壓水槽
壓力隧道と水槽との接合箇所の a 部は、圖の如くラッパ型にすることが望ましい。之は水槽内の水位が急激に上昇する場合、此處に起る渦流(従つて眞空)を最小ならしめんが爲である。此度が混凝土構造の場合は、型枠の製作が色々大変だから、此の部分にラッパ型の鋼管を嵌め込んで型枠の代用とし、一面水位の昇降の際の渦流を軽減する方法を講ずることがある。



120 圖 大同電力會社 稚山發電所の單働調壓水槽
 $Q_{max} 82.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ $Q_{min} 30.6 \text{ m}^3/\text{sec}$ 高 32m(底面より) 内徑 16m 最大水深 29.4m 最小水深 18.00m
最大水位と天端との間隔 2.6m

54 差動調壓水槽(ディファレンシャルサーボタンク)

差動調壓水槽は米人 R. D. Johnson 氏の發明になるものであつて、單働調壓水槽に比して作用が遙かに理論的で水衝作用の吸收能力も殆ど大差無いと言つてよい。唯其の構造稍々複雑となるの缺點を有して居るが、同一内徑のものに付單働調壓水槽と比較して見ると、襲波高の激減を來たすのみならず振動が反覆永續することなく一二回で直ちに平靜に歸する特徴を有つて居る。

其の構造は内外二重の兩槽より成り、内槽はライザーと呼ばれ壓力管と同徑若

は其の八割以上に相當する内径を有する豎管で、壓力管に直接連結して直立築造され其の底部には孔口あり之に依つて外槽と連絡されて居る。

今一定負荷の變動が起ると直に此のライザー内の水位に幾何かの變化を生じ、外槽との水位差に應じて其の變化に相當する必要水量の補給又は收容が此の底部の孔口を通じて行はれるのである。

次に差動調壓水槽に關する諸計算を述べるが、之に就ては下記の假定を設ける。

a) ライザーの斷面積は極めて小さく、従つて其の管内の水量は之を無視し得るものとし、負荷の急激なる變化に對しては瞬時に一定量の水位の變化が起るものとすること。

b) 孔口の面積は襲波作用中常にライザー内の水位を一定に保つ様自動的に變化するものとすること。

c) ライザー及外槽内の水の惰性及周壁の摩擦を無視すること。

121 圖に於て

單動調壓水槽と同一

121 図

の符號を用ひ尚

A = 上流壓力管の斷面積

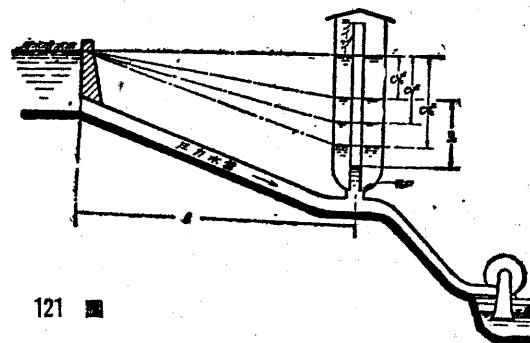
F = 外槽の斷面積

a = 孔口の斷面積 但し縮流係數を 1 とす

$$Z = \sqrt{\frac{y_1 + V_1^2}{c}}$$

y_1 = ライザー内に起る一定の水位變化

とすると、圖に於て負荷が急激に増加する場合即ち下向襲波作用の場合には、



$$dt = \frac{L}{g} dV \quad \dots \dots \dots (1)$$

$0 \sim t_0$ の間に V は $V_1 \sim V_2$ に變化するものとすれば

$$t_0 = \frac{L}{2gcZ} \log_e \frac{(Z-V_1)(Z+V_2)}{(Z+V_1)(Z-V_2)} \quad \dots \dots \dots (2)$$

今 (1) 式の兩邊に AV を乗じ $0 \sim t_0$ 即 $V_1 \sim V_2$ の間に積分すれば

$$A \int_0^{t_0} V dt = \frac{AL}{g} \int_{V_1}^{V_2} \frac{V dV}{y_1 - c(V^2 - V_1^2)}$$

$A \int_0^{t_0} V dt$ は t_0 時間内に外槽内へ流入した水量であるから、 y を外槽の水位の變化とすれば

$$AV_2 t_0 - \frac{AL}{g} \int_{V_1}^{V_2} \frac{V dV}{y_1 - c(V^2 - V_1^2)} = y_1 F$$

故に上式を積分し之を (2) 式に代入すれば

$$F = \frac{AL}{2gc y_1} \left\{ \frac{V_2}{Z} \log_e \frac{(Z-V_1)(Z+V_2)}{(Z+V_1)(Z-V_2)} - \log_e \frac{Z^2 - V_1^2}{Z^2 - V_2^2} \right\} \quad \dots \dots \dots (3)$$

孔口から流出すべき水の任意時の水頭は

$$h_p = y_1 - y$$

$$\therefore h_p = \frac{AL}{2gcF} \left\{ \frac{V_2}{Z} \log_e \frac{(Z-V)(Z+V_2)}{(Z+V)(Z-V_2)} - \log_e \frac{Z^2 - V^2}{Z^2 - V_2^2} \right\}$$

従つて孔口を通過すべき水量は $A(V_2 - V)$ であるから

$$a\sqrt{2gh_p} = A(V_2 - V)$$

$$\therefore a = \frac{(V_2 - V)\sqrt{A}}{\sqrt{\frac{L}{cF} \left\{ \frac{V_2}{Z} \log_e \frac{(Z-V)(Z+V_2)}{(Z+V)(Z-V_2)} - \log_e \frac{Z^2 - V^2}{Z^2 - V_2^2} \right\}}} \quad \dots \dots \dots (4)$$

襲波作用の當初に於ては $V = V_1$ であるから

$$a_1 = \frac{A(V_2 - V_1)}{\sqrt{2gy_1}} \quad \dots \dots \dots (5)$$

襲波作用の終末に於ては $V = V_2$ で (4) 式は不定式となるから、分母子を微分して評價すれば

$$a_2 = \left[\frac{AFy_1}{L} \left\{ 1 - \frac{c(V_2^2 - V_1^2)}{y_1} \right\} \right]^{\frac{1}{2}} \quad \dots \dots \dots (6)$$

となり $a_2 > a_1$ なることが解る。

同様に負荷が急激に減少する場合即ち上向製波作用の場合に於ては、此の現象が反対に生ずるのであるから $Z_1 = \sqrt{V_2^2 - \frac{y_1}{c}}$ と置けば

$$dt = \frac{L}{g} \frac{dV}{y_1 - c(V_2^2 - V_1^2)}$$

$$t_2 = \frac{L}{2gcZ_1} \log_e \frac{(V_2 - Z_1)(V_1 + Z_1)}{(V_2 + Z_1)(V_1 - Z_1)} \quad \dots \dots \dots (7)$$

$$F = \frac{AL}{2gcY_1} \left\{ \log_e \frac{V_2^2 - Z_1^2}{V_1^2 - Z_1^2} - \frac{V_1}{Z_1} \log_e \frac{(V_2 - Z_1)(V_1 + Z_1)}{(V_2 + Z_1)(V_1 - Z_1)} \right\} \quad \dots \dots \dots (8)$$

今 $y_1 = cV_2^2$ 即ち貯水池又は調整池と同一水位迄水位の上昇を許すとき、換言すれば水槽に溢流吐を附けて上昇水を溢流させる場合は (7) 式は不定式となるから微分し評価すれば

$$t_2 = \frac{L}{gc} \cdot \frac{V_2 - V_1}{V_1 V_2} \quad \dots \dots \dots (9)$$

同様に (8) 式より

$$F = \frac{AL}{gc^2 V_2^2} \left\{ \log_e \frac{V_2}{V_1} - \frac{V_2 - V_1}{V_2} \right\} \quad \dots \dots \dots (10)$$

尙且 $Z_1 = V_1$ のときは無振動減速度の現象(註、負荷の変化に因る水槽内の水位の振動は漸減單弦運動より遂に静止するを常態とするが、變態的に水面が振動せずして一定の所に至つて静止する現象)を起るものである。

$$F = \frac{AL}{gc^2(V_2^2 - V_1^2)} \log_e \frac{V_2 + V_1}{2V_1} \quad \dots \dots \dots (11)$$

負荷遮断の場合は、水位は貯水池若は調整池の水位以上に上昇する。此時は

$$Z_0 = \sqrt{\frac{y_1}{c} - V_2^2} \text{ を使用する。}$$

$$dt = \frac{L}{g} \frac{dV}{y_1 - c(V_2^2 - V_1^2)}$$

$$t_2 = \frac{L}{gcZ_0} \left\{ \tan^{-1} \frac{V_2}{Z_0} - \tan^{-1} \frac{V_1}{Z_0} \right\} \quad \dots \dots \dots (12)$$

$$F = \frac{AL}{2gcY_1} \left\{ \log_e \frac{V_2^2 + Z_0^2}{V_1^2 + Z_0^2} - \frac{2V_1}{Z_0} \left(\tan^{-1} \frac{V_2}{Z_0} - \tan^{-1} \frac{V_1}{Z_0} \right) \right\} \quad \dots \dots \dots (13)$$

全負荷遮断の場合に於ては $V_1 = 0$

$$t_2 = \frac{L}{gcZ_0} \tan^{-1} \frac{V_2}{Z_0} \quad \dots \dots \dots (14)$$

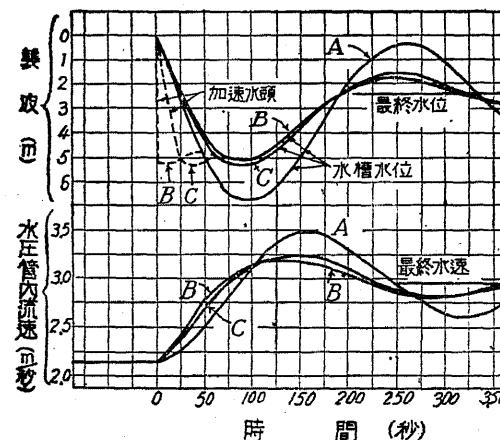
$$F = \frac{AL}{2gcY_1} \log_e \frac{V_2^2 + Z_0^2}{Z_0^2} \quad \dots \dots \dots (15)$$

而して此場合に於ける孔口の面積は

$$a_1 = \left\{ \frac{AFy_1}{L} \left(1 - \frac{cV_2^2}{y_1} \right) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \dots \dots \dots (16)$$

以上の諸計算は當初述べた如く重大なる假定の下に得られたもので、精密なるものでないことは勿論である。

122 圖は同一條件の下に設計された単効及差効調壓水槽の下向製波の場合に於ける水位變動状態を示すものである。



122 圖 單効及差効調壓水槽の作用曲線

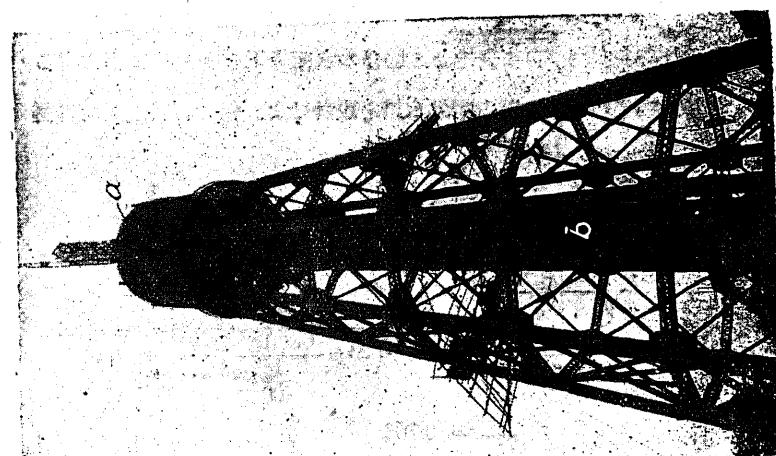
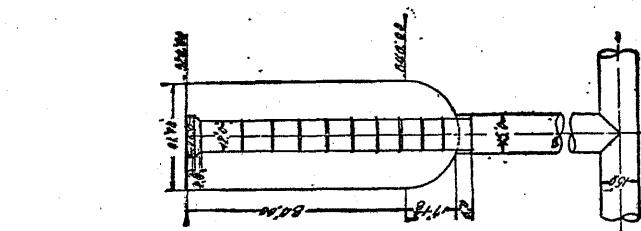
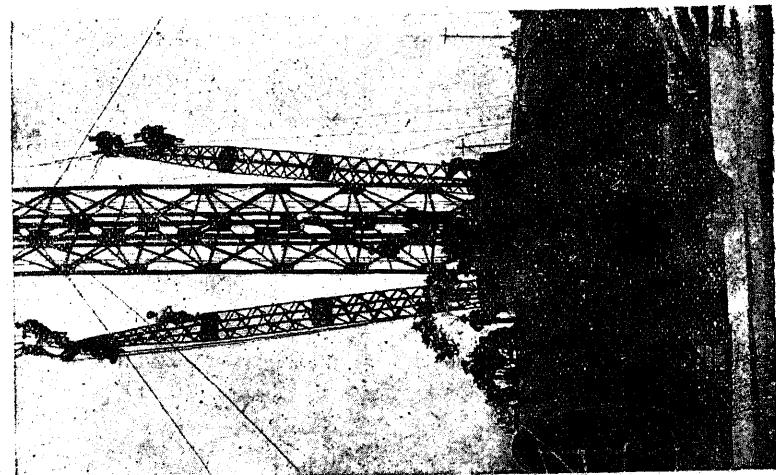
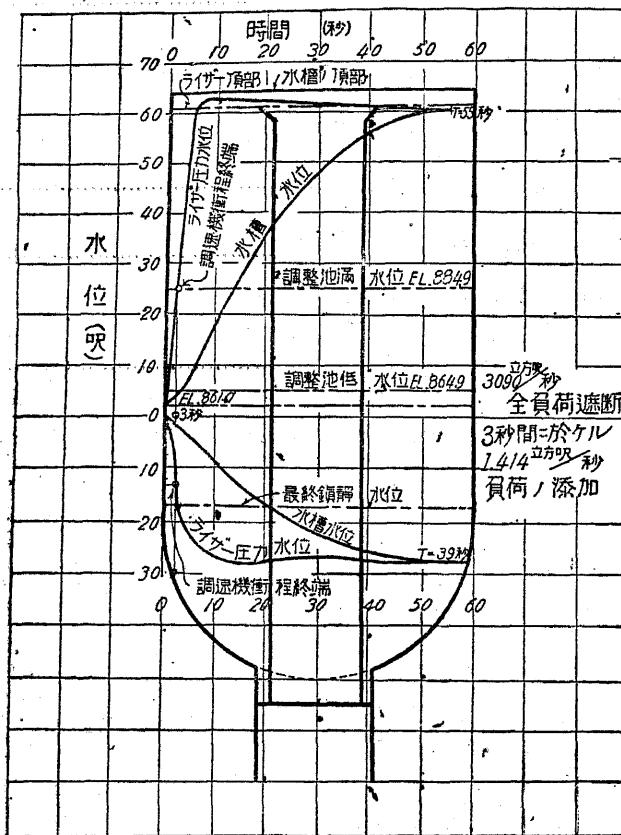
A 單効調壓水槽

B 差効

C ライザー

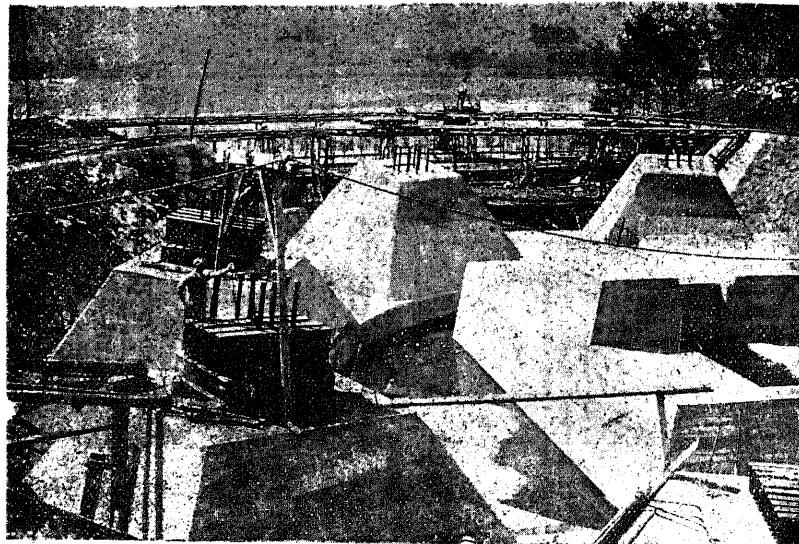
一般に全負荷遮断は事故に因る停電の場合に起るを以て全使用水量が瞬時に遮断されるものであるが、休止せる發電機を運轉する場合は漸増的に水車に水を送るから、無負荷より半負荷となる場合を考へれば宜しい。

同 B 同 水頭管と空気取付部

124 図 4. 開井水力電氣會社 佐久發電所の
差動調壓水槽 (組立作業中)
a) 調壓水槽(高 84.0)
b) 空気管(徑 157)

123 図 1 差動調壓水槽の作用曲線

説明 圖は關東水力電氣會社佐久發電所の差動調壓水槽に於て運轉中全負荷が遮断された場合及 3 秒間に部分負荷の急増ありたる場合調壓水槽内の水位變化の状況を示したものである。



同O 同 調壓水槽 支柱の固定臺

計算例

使用水量 $22 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、貯水池利用水深 8 m 、圧力隧道延長 $2,400 \text{ m}$ 、隧道の内徑 3 m とし全負荷(最大負荷)遮断時に於ける水面の上昇を貯水池水面上 6 m とし、半負荷より全負荷(最大負荷)に急増せる場合の水面降下を全負荷に相當する水面下 4 m とした場合の單働及差働調壓水槽を設計せよ。但し負荷遮断時の隧道の粗率を 0.013 、負荷激増時の夫れを 0.015 とする。

解 $n = 0.013$ の場合 $S = \frac{1}{400}$ とすれば Kutter' 氏の公式より

$$K = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{S}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} = \frac{23 + \frac{1}{0.013} + \frac{0.00155}{\frac{1}{400}}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{\frac{1}{400}}\right) \frac{0.013}{0.866}} = 74.24$$

$$\therefore c = \frac{L}{K^2 R} = \frac{2,400}{74.24^2 \times 0.75} = 0.703$$

次に $n = 0.015$ の場合 $S = \frac{1}{300}$ とすれば

$$K = \frac{23 + \frac{1}{0.015} + \frac{0.00155}{\frac{1}{300}}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{\frac{1}{300}}\right) \frac{0.015}{0.866}} = 64.1$$

$$\therefore c = \frac{2,400}{64.1 \times 0.75} = 0.916$$

(1) 単働調壓水槽

$$\text{全負荷遮断の場合 } V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{22}{7.1} = 3.1 \text{ m/sec}, \quad V_2 = 0$$

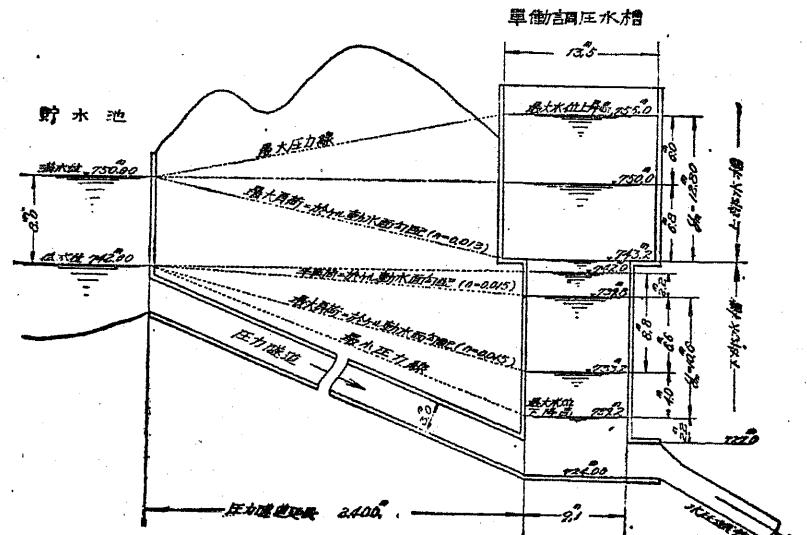
$$y_{max} = 6.8 + 6 = 12.8 \text{ m}$$

$$y_{max}^2 = \frac{L}{gR} (V_1 - V_2)^2 + c^2 (V_1^2 - V_2^2)$$

$$12.8^2 = \frac{2,400}{9.8R} \times 3.1^2 + 0.708^2 \times (3.1^2)$$

$$\therefore R = 20.02$$

$$A_s = AR = 7.1 \times 20.02 = 147.14 \text{ m}^2$$



125 ■ 単働調圧水槽

$$\text{或は } D = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 142.14}{3.1416}} = 13.45 \text{ m}$$

半負荷より全負荷に激増の場合

$$V_1 = 1.55 \text{ m/sec}, V_2 = 3.1 \text{ m/sec}, y_{max} = 6.6 + 4.0 = 10.6 \text{ m}$$

$$y_{max}^2 = \frac{L}{gR}(V_1 - V_2)^2 + c^2(V_1^2 - V_2^2)$$

$$10.6^2 = \frac{2400}{9.8R} (1.55 - 3.1)^2 + 0.916^2 (1.55^2 - 3.1^2)$$

$$\therefore R = 9.08$$

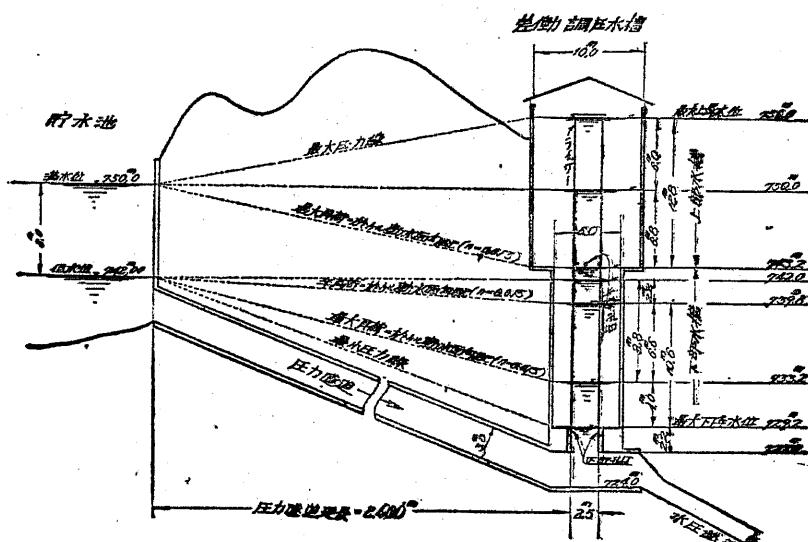
$$A_s = AR = 7.1 \times 9.08 = 64.47 \text{ m}^2$$

$$\text{或は } D = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi_1}} = \sqrt{\frac{4 \times 64.47}{3.1416}} = 9.06 \text{ m}$$

仍て水槽を圓形とし其の上部の徑を 13.5 m、下部の徑を 9.1 m と決定する。

(2) 差動調壓水槽

全負荷遮断の場合 條件は前例と同一である。



126 ■ 差動調壓水槽

$$F = \frac{AL}{2gey_1} \log_e \frac{V_2^2 + Z_o^2}{Z_o^2}$$

$$\text{然るに } y_1 = 12.8 \text{ m}, Z_o = \sqrt{\frac{y_1}{c} - V_2^2} = \sqrt{\frac{12.8}{0.708} - 3.1^2} = 2.91$$

$$\begin{aligned} \therefore F &= \frac{7.1 \times 2400}{19.6 \times 0.708 \times 12.8 \times 0.4343} \log_{10} \frac{3.1^2 + 2.91^2}{2.91^2} \\ &= 72.65 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

最小有効落差を 350 m とすればライザーの太さは

$$A_{r min} = \frac{AL}{2geH} = \frac{7.1 \times 2400}{2 \times 9.8 \times 0.708 \times 350} = 3.51 \text{ m}$$

$$\therefore D_r = \sqrt{\frac{4A_{r min}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 3.51}{3.1416}} = 2.1 \text{ m}$$

D_r は通常隧道直徑の 80 ~ 100 % を採用するから、茲では 2.5 m とする。

$$A_r = \frac{\pi D_r^2}{4} = \frac{3.1416 \times 2.5^2}{4} = 4.91 \text{ m}^2$$

$$\therefore D_F = \sqrt{\frac{4(F+A_r)}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(72.65+4.91)}{3.1416}} = 9.93 \text{ m}$$

仍て上部水槽の直徑を 10 m とする。

半負荷より全負荷に激増の場合

$$F = \frac{AL}{2gey_1} \left\{ \frac{V_2}{Z} \log_e \frac{(Z-V_1)(Z+V_2)}{(Z+V_1)(Z-V_2)} - \log_e \frac{Z^2 - V_1^2}{Z^2 - V_2^2} \right\}$$

$$\text{然るに } V_1 = 1.55 \text{ m/sec}, V_2 = 3.1 \text{ m/sec}, y_1 = 10.6 \text{ m}$$

$$c = 0.916, Z = \sqrt{\frac{y_1}{c} + V_1^2} = \sqrt{\frac{10.6}{0.916} + 1.55^2} = 3.74$$

$$\begin{aligned} \therefore F &= \frac{7.1 \times 2400}{19.6 \times 0.916 \times 10.6 \times 0.4343} \left\{ \frac{3.1}{3.74} \log_{10} \frac{2.19 \times 6.84}{5.29 \times 0.64} - \log_{10} \frac{13.99 - 2.40}{13.99 - 9.61} \right\} \\ &= 23.11 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$D_F = \sqrt{\frac{4(F+A_r)}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(23.11+4.91)}{3.1416}} = 5.97 \text{ m}$$

仍て下部水槽は直徑 6.0 m とする。次に孔口の大さを求めるに

負荷遮断時 $V = V_2$ に於ては

$$\begin{aligned} a &= \left\{ \frac{AFy_1}{L} \left(1 - \frac{cV_2^2}{y_1} \right) \right\}^{\frac{1}{2}} \\ &= \sqrt{\frac{7.1 \times 72.65 \times 12.8}{2,400} \left(1 - \frac{0.708 \times 3.1^2}{12.8} \right)} = 1.14 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

負荷激増時 $V = V_1$ に於ては

$$a_1 = \frac{A(V_2 - V_1)}{\sqrt{2g y_1}} = \frac{7.1(3.1 - 1.55)}{\sqrt{19.6 \times 10.6}} = 0.76 \text{ m}^2$$

又 $V = V_2$ に於ては

$$\begin{aligned} a_2 &= \left\{ \frac{AFy_1}{L} \left(1 - \frac{c(V_2^2 - V_1^2)}{y_1} \right) \right\}^{\frac{1}{2}} \\ &= \sqrt{\frac{7.1 \times 23.11 \times 10.6}{2,400} \left(1 - \frac{0.916(3.1^2 - 1.55^2)}{10.6} \right)} = 0.52 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

今縮流係数 $k=0.6$ とし、下部孔口面積は a_1 及 a_2 の平均値を探れば

$$a_d = \frac{a_1 + a_2}{2k} = \frac{0.76 + 0.52}{2 \times 0.6} = 1.07 \text{ m}^2$$

上部孔口はライザーから溢流を起させないためであるから、出来るだけ上部に装置した方が宜しい。故に本例では之を貯水池満水時の最大動水位附近に設定する。

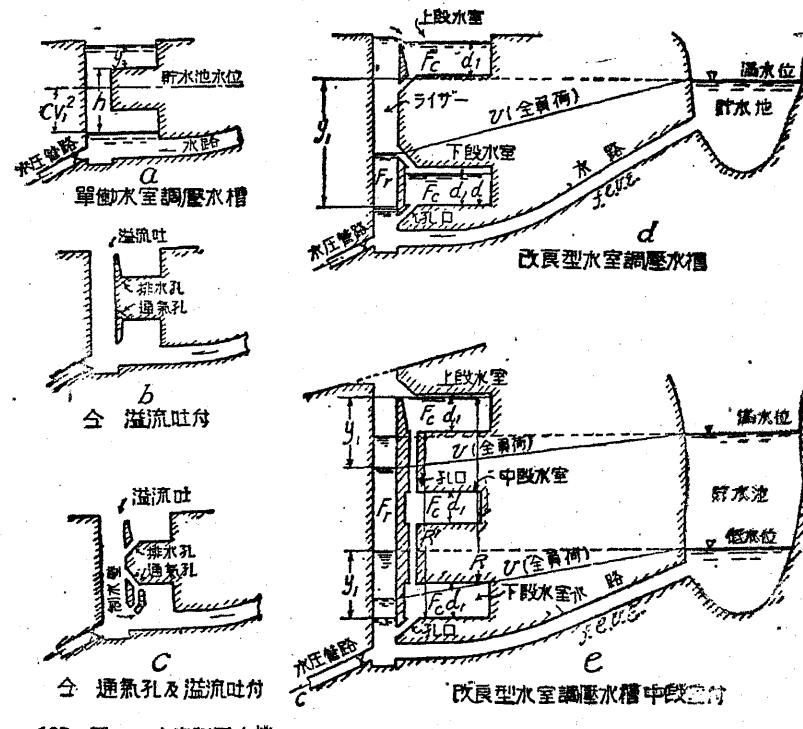
$$a_u = \frac{a_d - \frac{a_1 + a_2}{2}}{k} = \frac{1.07 - 0.64}{0.6} = 0.83 \text{ m}^2$$

兩水槽の水容積を比較すると、單働調壓水槽では $2,742.75 \text{ m}^3$ 、差働調壓水槽では $1,401.09 \text{ m}^3$ となるから、後者の方の掘鑿量は約半減する。

55 水室調壓水槽

此水槽は米國に於ける Johnson 氏考案の差働調壓水槽に對抗して、歐洲大陸に於て考案されたもので、豎槽の斷面を最小限度に縮小して之をライザーとし、其の上下段(必要ある場合は中間にも)に水室を設け、負荷の急變に因る水壓管に於ける過不足水量を之に收容し若は補給せしむるもので、動作は單働及差働の兩式がある。

凡そ調壓水槽の設計は上向製波作用に對しては貯水池(又は調整池)の最高水位を基準とし、下向製波作用に對しては最低水位を基準として爲されるものであるが、貯水池の水位が一定若は餘り變化しない場合は上向製波作用の下部と下向製波作用の上部とが重なり合ふから、均等斷面を有する水槽では之に相當する部分は、上下兩方の製波作用に利用されるが、若し貯水池(又は調整池)の利用水深が大なる場合には上下兩向の製波作用に對して別々の容積を必要とする外に、水槽の上下何れの製波作用にも利用されない部分が出來る。此の部分は單に最小限度の斷面積を與へて置けばよいのであるが、單働又は差働調壓水槽では斯の如き形狀を採らせることが構造上殆ど不可能と云つてよく、結局各部に一樣の斷面を與へることとなるから不經濟である。



127 圖 水室調壓水槽

然るに水室調壓水槽では元々此の條件に適合した様な形狀を探らせる様に造り得るものであるから上記の型のものに比べて經濟的である。且つ水室調壓水槽では襲波作用の影響を出来る丈小ならしめ得るから、貯水池の利用水深が大で、壓力隧道が長く從つて之に働く水壓が大となり、其の結果隧道の工費が割高になる場合には、此種の水槽を採用すれば他種のものに依つた場合より工費を多少節減し得られる。

今差動型水室調壓水槽(127圖 d)の算式を求むるに、 $F_c =$ 水室の水平斷面積、 $d_1 =$ 水室の深とし、其の他の符號を差動調壓水槽の場合と同様とすると、水室は差動調壓水槽の外槽が一定の位置に集結したものと見做すことが出来るから、差動調壓水槽の算出が直ちに利用し得られる譯である。仍て貯水池最低水位のとき、負荷が激増する場合(普通半負荷より全負荷に變るものと假定する)即ち下向襲波作用の場合を考慮するに當然下段水室を必要とするが、其の容量は差動調壓水槽の(3)式に依り

$$F_c d_1 = \frac{AL}{2gc} \left\{ \frac{V_2}{Z} \log_e \frac{(Z-V_1)(Z+V_2)}{(Z+V_1)(Z-V_2)} - \log_e \frac{Z^2 - V_1^2}{Z^2 - V_2^2} \right\}$$

而して此の水量を補給するに要する時間は(2)式、孔口の面積は(4)式に依つて求められる。次に貯水池が満水位で全負荷を遮断された場合即ち上向襲波作用の場合は上段水室が必要であり其の容量は(15)式から求められる。

$$F_c d_1 = \frac{AL}{2gc} \log_e \frac{V_2^2 + Z_o^2}{Z_o^2}$$

而して水室満水の所要時間は(14)式、孔口の斷面積は(16)式に依り算定される。中段水室は127圖 e の R 又は R' の値が最大出力時に於ける最小有効落差 H_e の約 20% 以内であれば設置の必要を認めない。ライザーの最小斷面積は D. Thoma 氏は次の條件から之を誘導して居る。即ち水槽上流の壓力隧道の最大損失水頭 h_o は總落差 H の $\frac{1}{3}$ 以内たること、其の隧道内の水の有する運動の勢力の最大値と、水槽内の水の有する位置の勢力の最大値との比は常に有效

落差と損失水頭の比の 2 倍より小なること。此條件を式で表はせば

$$\frac{h_o}{H} < \frac{1}{3}, \quad \frac{ALV_o^2}{gF_h^2} < 2 \frac{H-h_o}{h_o}$$

第一條件は遠隔調整池に於ても明らかである如く、發電所運轉上の必要に基くものであり、第二條件からは

$$\frac{A_r}{A} > \frac{L}{2gc H_e} \quad \text{又は} \quad \frac{D_r}{D} > \sqrt{\frac{L}{2gc H_e}}$$

茲に A_r 及 D_r は夫々ライザーの斷面積及直徑を表はす

次に單動水槽が水室を有する場合を考慮するに、此場合もライザーは頗る小さかつて瞬時的に水面に變化を起して水室に働きかけるものと想定する。然るときは127圖 a の上段部水室を必要とする場合即ち負荷遮断の場合に於ては

$$y + h - c(V_1^2 - V^2) = - \frac{L}{g} \frac{dV}{dt}$$

$$R \frac{dy}{dt} = V - V'$$

$$\int_0^{y_{max}} (y+h) dy = - \frac{L}{gR} \int_{V_1}^{V_2} (V_2 - V) dV + c \int_0^{y_{max}} (V_1^2 - V^2) dy$$

$$\therefore 2hy_{max} + y_{max}^2 = - \frac{AL}{gF_c} (V_1 - V_2)^2 + c^2 (V_1^2 - V_2^2)$$

而て上式から y_{max} 又は F_c を求めることが出来る。負荷激増の場合は上記諸式の符號が變化する丈であるから本式から下段水室の容積も同時に決定し得られる。

56 小孔調壓水槽

之は差動調壓水槽のライザーを取り除き孔口のみを有するもので、其の計算法は差動水槽と同一である。此の水槽の缺點とするところは負荷の急激なる變化に因つて生ずる水衝作用の影響を完全に吸收し得ざる點である。従つて其の用途も水車が衝動型で、デフレクター(ジェット轉向装置)を備へードルバルブ(ジェットの加減装置)の閉鎖時間が頗る緩慢で殆ど水衝作用の發生を見ない様な極めて特殊な場合に限られて居る。

IX 門扉類

57 スルースゲート(引揚扉)

(1) 概要 スルースゲートとは上下に開閉し得る矩形板状の水門であつて、形状及操作の簡易なると、逆水壓に對する抵抗力の大なるのを特徴とする。

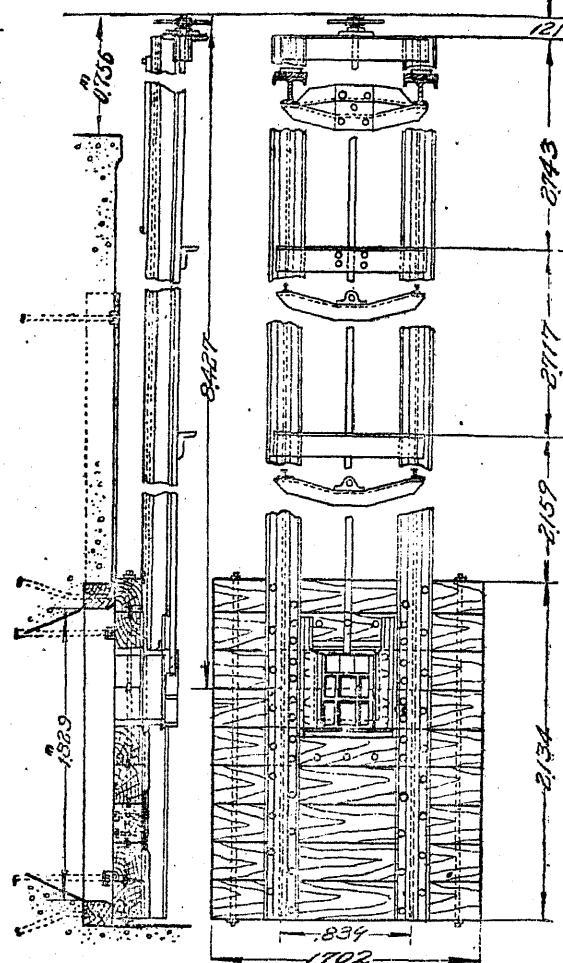
(2) 種類及用途

1° 滑動門扉

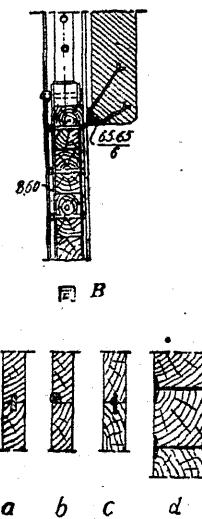
扉體を支持する石工若は混凝土工の側壁又は堰柱に設けたる堅溝中の戸當り金物に扉體が直接々觸支持され、開閉は滑動に依るものである。從つて水壓に因る摩擦抵抗の大なるを免れぬ。此の爲大さも制限され、幅4m、高3m以下なるを普通とし、小型低水壓水門扉として用ひられる。

2° ローラー附門扉

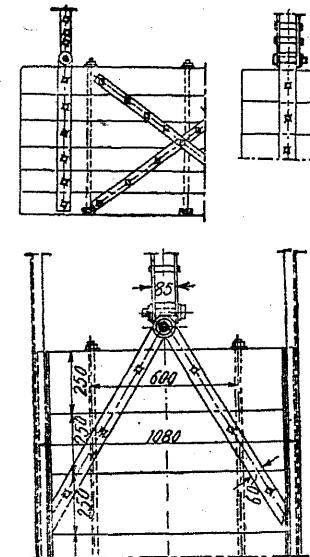
扉體と堅溝戸當り金物



123 図 木造スルースゲード

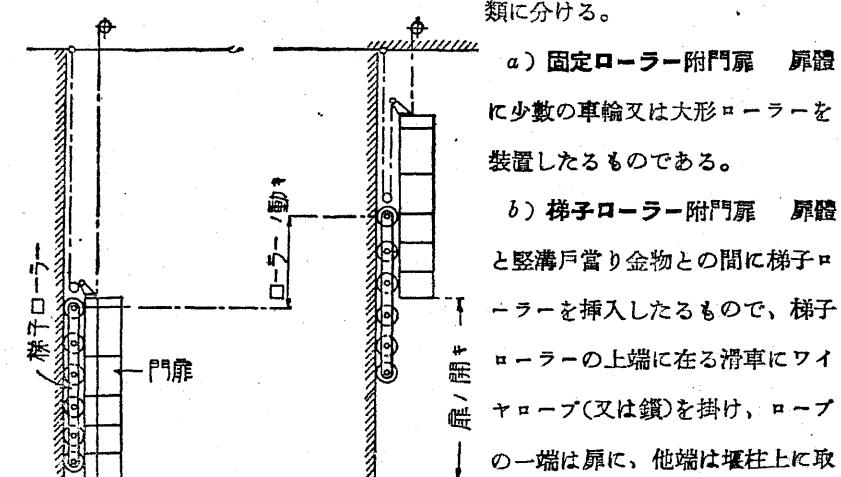


同図C 幕板の種目



123 図A 木造扉板

との間にローラーを挿入して水壓に因る摩擦抵抗を軽減し、門扉の開閉を容易ならしめたもので、大型の高水壓を受ける水門扉として用ひられる。之を次の三種類に分ける。



130 図 ストークゲートの動き方

a) 固定ローラー附門扉 扉體に少數の車輪又は大形ローラーを裝置したるものである。

b) 梯子ローラー附門扉 扉體と堅溝戸當り金物との間に梯子ローラーを挿入したるもので、梯子ローラーの上端に在る滑車にワイヤロープ(又は鎖)を掛け、ロープの一端は扉に、他端は堰柱上に取付けてある。故に昇扉の場合は扉

の開き高の半分だけ梯子ローラーが上昇する。此の扉を發明者 Stoney 氏の名を冠しストーニー ゲートと呼んで居る。幅 5m 以上 30m 以下、高 4m 以上(9m 以上の場合は、門扉を二段とする)の大型高水壓を受くる門扉として廣く用ひられる。

c) 無限ローラー附門扉(キャタピラー ゲート) 扉體を稍々前方に傾斜して門扉の閉塞に便ならしめ、其の兩端に無限ローラー鎖(キャタピラー)を裝備したもので、特に高堤堤の排水門扉の如き高水壓を受くるものに用ひられる。

(3) 設計及計算

1° 設計上の注意 滑動門扉は用途に依り木造、鑄鐵又は鋼鐵造等があるが、開閉頻繁でない場合には、戸當り金物が鎔着いて過大の摩擦抵抗を生ずる虞があるから滑動面の戸當り金物は必ず砲金又は青銅を使用する。

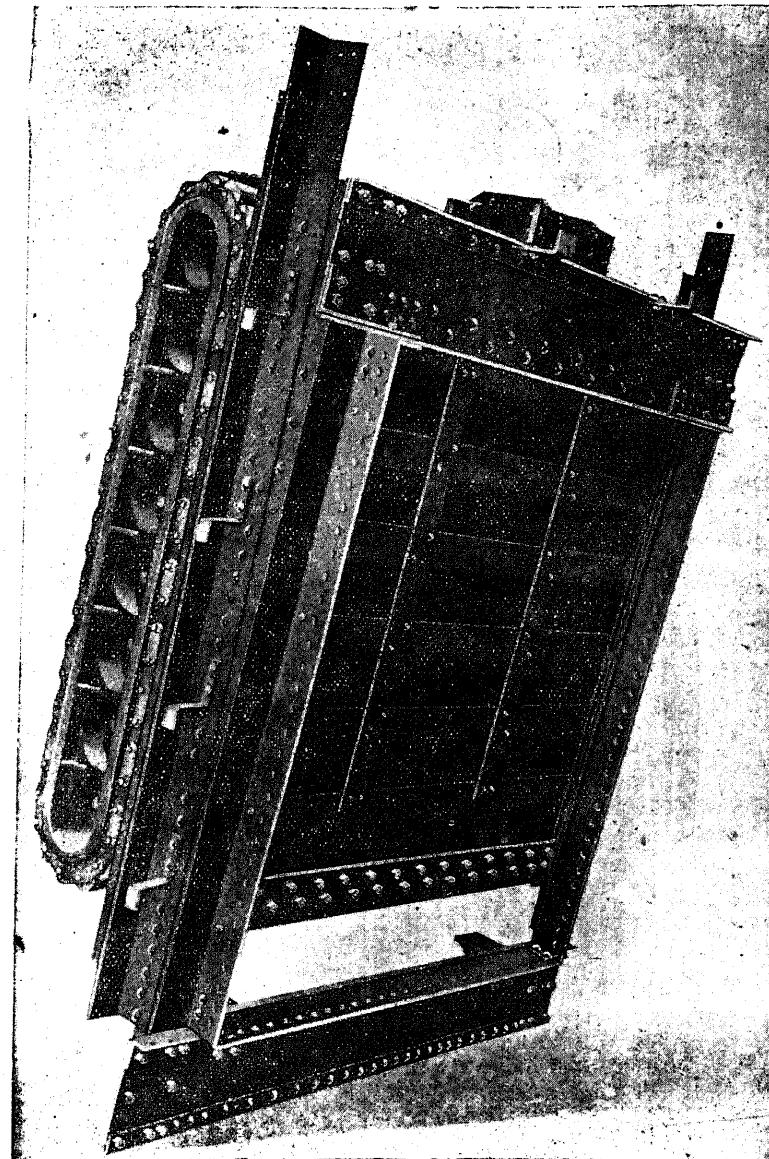
ローラー又は車輪附門扉の大型のものは水壓抵抗を減する爲、ローラーの軸承をボール軸承とすることがある。

131 圖に示す如く、門扉閉塞の場合車輪又はローラーの面が戸當り金物の中に落ち込む様に、戸當り金物に深さ 2cm 位の凹みを附けて置くと水密を完全に爲し得るのみならず、門扉を開ける場合扉體が少し上方に動いた場合豫め何れか 2 個のローラーは必ず戸當り金物面上を滑り凹みに入らぬ様に其の間隔を定めて置けば、扉體は滑動に依つて動くから、摩擦少く引揚が容易である。此種の門扉を Sernit ゲートと云つて居る。

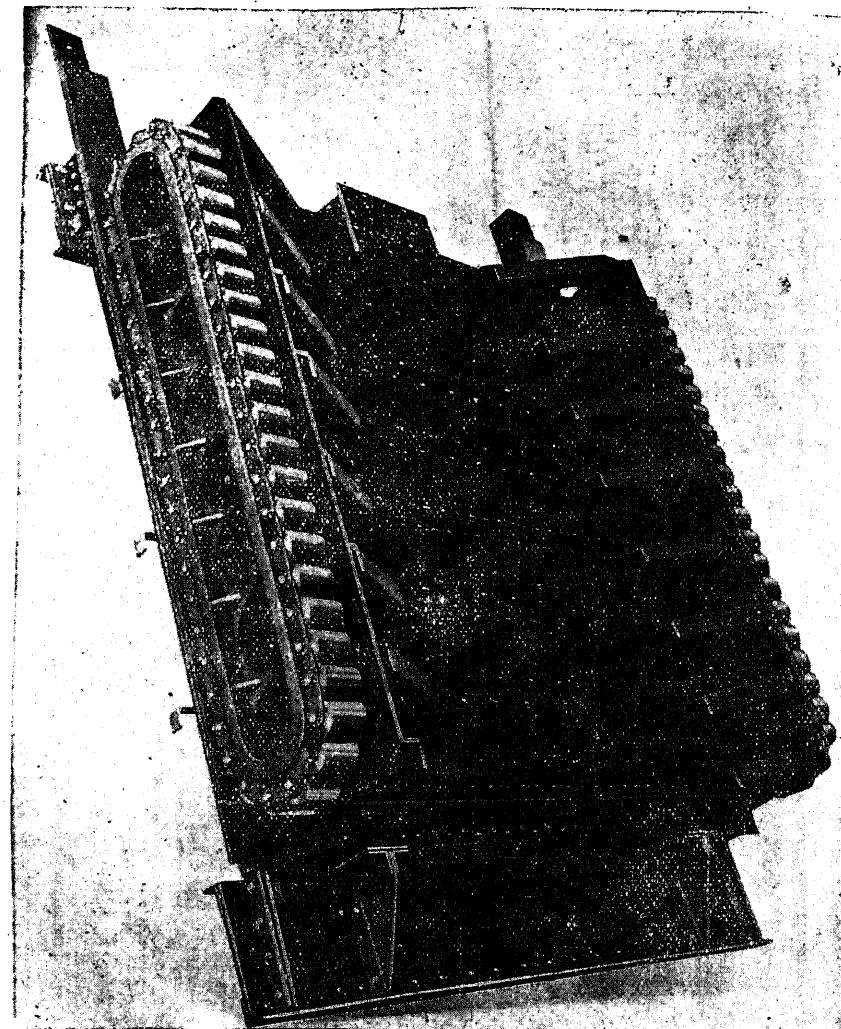
之等の車輪又はローラーは、小水門に於ては鑄鐵製で、大水門に於てはチルド銅、鑄銅製として居る。

ストーニー ゲートの水密装置としては、水密桿と稱する鐵棒にゴムを着せた物又は數枚のゴム板を重ね合せたゴム帶或は薄鐵板の末端に木片を附したもの用ひる(134 圖参照)。

無限ローラー附門扉は高水壓に對抗するのが目的で、其の生命は無限ローラー

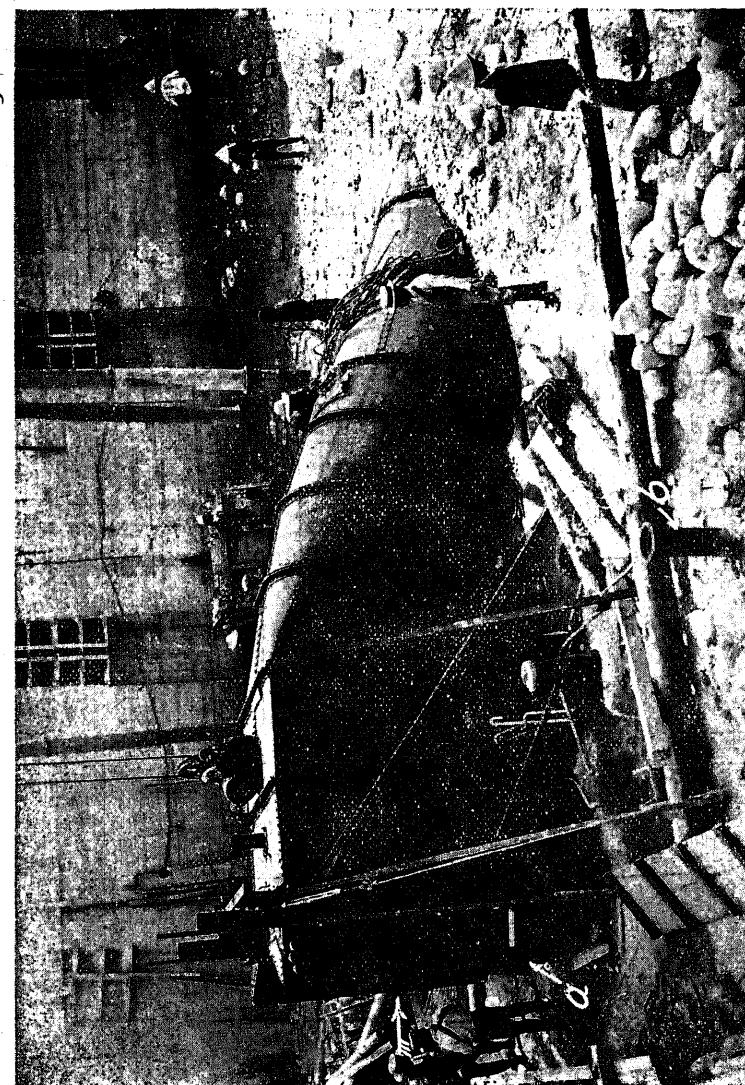


131 圖 4 キャタピラーゲート
一部開きたるところを下流側より見る



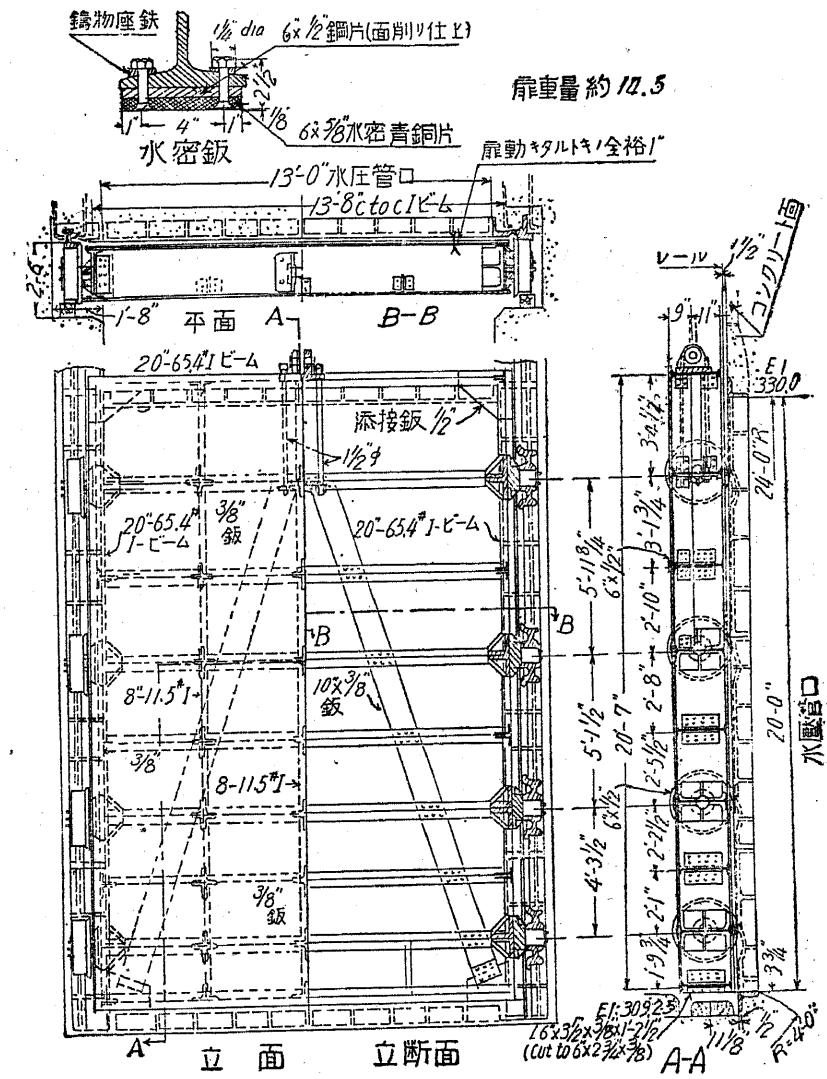
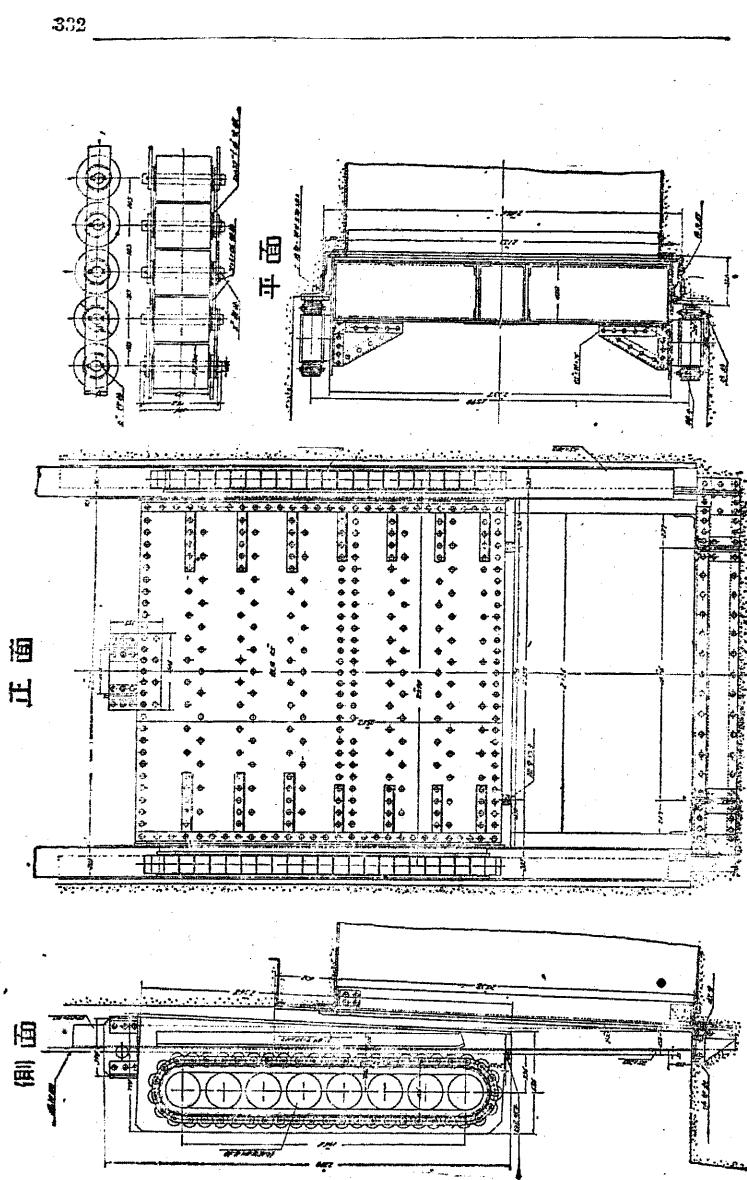
同 B キヤタビラーゲート

全部閉めたるところを上流側より見る



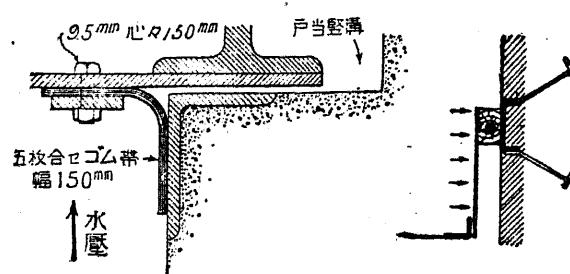
132 圖 A 庄川水力電氣會社 小牧堰渠のキヤタビラタビラーゲート (取付作業中)

b 塚内の排水管(素燒土管)



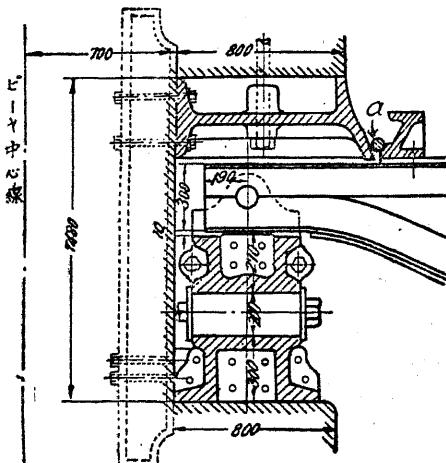
133 図 Sernit ゲート

の動作に在る。ローラーは径約 10 cm で 12 cm 置きにリンクチェインに連結されて居る。摩擦力を受ける接觸面は凡て青銅又は砲金製とする。扉體の兩側敷は



134 図 水密装置

普通 5%内外の傾斜を附して門扉の捲揚を容易ならしめる。門扉の閉塞は自重に依るもので、建付けは加減ね



135 図 水密装置

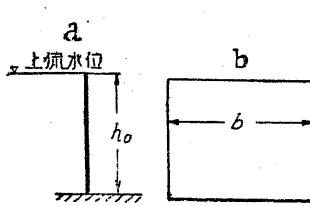
チで門扉側敷と堅溝金物との接觸の程度を調節し、過度の滑動接觸を生じない様にしてある。

2° 外力 門扉に作用する外力は、水圧、自重、捲揚力、浮力等で稀に土壓又は轉石、流氷材等の衝撃を受けることがある。

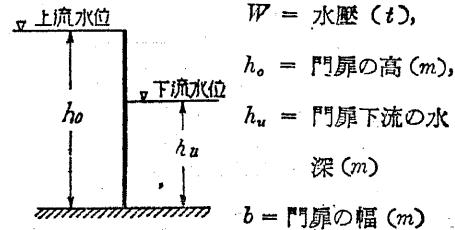
a) 水 圧 水圧は扉板から縦桁に、縦桁から横桁に、横桁から兩側堰柱に傳へられる

136 図 水密装置
a 水密桿

ローラー又は滑板を経て堰柱又は側壁に傳達される。今 137 図に於て



137 図



とすれば

$$W = \text{水圧} (t)$$

$$h_o = \text{門扉の高} (m)$$

$$h_u = \text{門扉下流の水深} (m)$$

$$b = \text{門扉の幅} (m)$$

$$W = \left[\frac{1}{2} (h_o - h_u)^2 + (h_o - h_u) h_u \right] b t$$

b) 自重 鋼製門扉の自重に就て Kulka 氏は次の式を與へて居る。

$$G = 1.2 b h \left[\frac{100}{130} + \frac{0.52 b h}{\sigma} c \right] \text{ kg}$$

茲に G = 門扉の自重 (kg), b = 門扉の幅 (m),

h = 門扉の高 (m), σ = 鋼の許容強度 (t/cm^2)

c = 係数 (b が 5~20 m の場合は 4.5~3.0 を採る)

c) 捲揚力 門扉の開閉に要する捲揚力は、門扉の自重と水圧による摩擦抵抗との和である。今 ρ = 摩擦係数とすれば、捲揚力 P は

$$P = \rho W \pm G \quad (\text{負號は閉扉の場合})$$

滑動門扉に於ては ρ は 0.35~0.40 であるが、最も悪い状態では 0.6 に達する。

車輪附門扉に於て Kulka 氏は次の公式を與へて居る。

$$\rho_w = \frac{r\mu_1 + \mu_2}{R}$$

茲に r = 車輪軸又はローラー軸の半径 (cm), R = 車輪又はローラーの半径 (cm)

μ_1 = 滑動係数 = 0.15~0.20, μ_2 = 轉動係数 = 0.05~0.10

軸がボール軸承に嵌め込んである場合は

$$\rho_b = \frac{\mu_2 \left(\frac{R_1}{d} + 1 \right)}{R} \quad \text{茲に } R_1 = r + d, d = \text{ボールの径} (cm)$$

梯子ローラーに於ては

$$\rho_r = \frac{\mu_2}{R}$$

普通安全を見込んで ρ_r = 0.052 以上を採つて居る。無限ローラーに於ても大體此程度の値を用ひて居る。

3° 設計

a) 門扉及主横桁 門扉は四邊鋸結の平板と見做し得るから、今縦横桁の間隔

を夫々 a 及 b とし、其の方向を y 及 x とすれば平板に起る最大縦維應力強度 σ_x 及 σ_y は Lorenz 氏の近似公式に依り

$$\sigma_x = \frac{96}{\pi^4} \cdot \frac{b^2 + \nu a^2}{(a^2 + b^2)^2 s^2} a^2 b^2 p$$

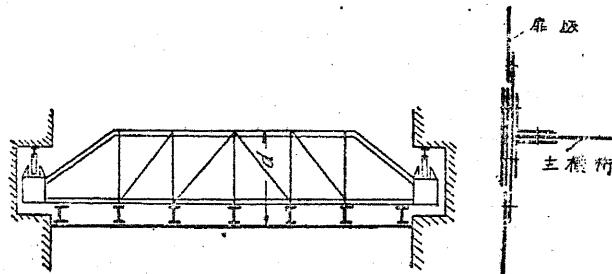
$$\sigma_y = \frac{96}{\pi^4} \cdot \frac{a^2 + \nu b^2}{(a^2 + b^2)^2 s^2} a^2 b^2 p$$

茲に $s = 鋼の厚$ $p = 扉鉄の単位面積に働く水壓$

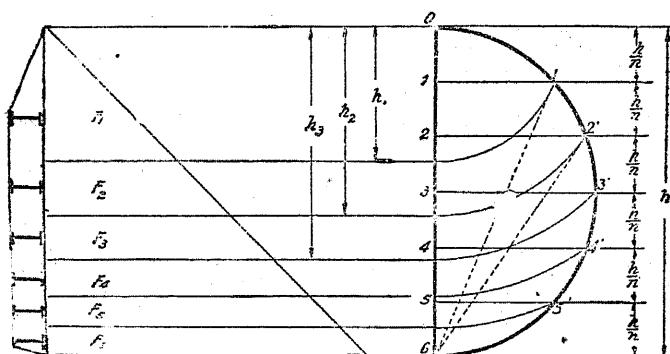
$\nu = \text{Poisson 比} \doteq 0.3$ (鋼)

$b > a$ のれば $\sigma_x > \sigma_y$ である。

138 圖は扉鉄の結合状態を示すものである。



138 圖



139 圖 主横桁に均等に水壓を分布せしむる圖式

横桁は 139 圖の如き均等の水壓を受くるものとし桁の大きさを決定する。即ち圖に於て、

$$h_1 = \sqrt{\frac{h^2}{n}}, \quad h_2 = \sqrt{\frac{2h^2}{n}}, \quad h_3 = \sqrt{\frac{3h^2}{n}} \dots \dots \dots$$

水壓は F_1, F_2, F_3, \dots 等の面積に比例するから

$$F_1 = \frac{h_1^2}{2} = \frac{h^2}{2n}$$

$$F_1 + F_2 = \frac{h_2^2}{2} = \frac{2h^2}{2n}$$

$$F_1 + F_2 + F_3 = \frac{h_3^2}{2} = \frac{3h^2}{2n}$$

$$\text{故に } F_1 = F_2 = F_3 = \dots = \frac{h^2}{2n}$$

即ち何れの横桁も同様なる水壓を受くるから大きさは皆同じでよいことになる。」

b) ローラー ローラー梯は堰柱若は側壁の高の 8 割に接觸を保つものと假定する。

今 $n = \text{側梯のローラー數}, \quad h = \text{門扉の高 (m)}$

$W = \text{門扉に作用する全水壓}, \quad b = \text{門扉の幅 (m)}$

$R = \text{ローラーの半径 (cm)}, \quad k = \text{ローラーの長 (cm)}$

$P = \text{ローラーに来る壓力 (kg)}, \quad s = \text{ローラーの强度常數 (kg/cm²)}$

$E_r = \text{ローラー金物の弾性率} \doteq 1,400,000 \text{ kg/cm}^2$

$q = \text{ローラーの耐壓強度} \doteq 1,500 \text{ kg/cm}^2$ とすれば

$$s = \frac{4}{3} \sqrt{\frac{q^3}{E_r}} = \frac{4}{3} \sqrt{\frac{1,500^3}{1,400,000}} \doteq 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$nP = \frac{W}{2}, \quad 2nR = 0.8h, \quad W = \frac{h^2}{2}b$$

$$P = 2Rks = 130 \text{ kN}, \quad nP = 5,200 \text{ kN}$$

$$W = 10,400 \text{ kN}$$

$$W(a) = 10.4 k \cdot cm \cdot h(m) = \frac{1}{2} b h^3$$

$$k(cm) = \frac{b(m) h(m)}{20.8}$$

上記は理論上の數値であるが實際には此の4倍以上の値を採用して居る。

(4) 開閉操作

i. 搾揚設備

i. 種類

- a) ラツク及ギアー 附 (イ) スパー ギアー 大型高壓水門に用
属 (ロ) ウオーム ギアー ひられる
- b) 螺旋軸及ウオーム ギアー 小型水門に用ひられる
- c) 摶 脳 大型低壓水門に用ひられる

今 G = 挺率(力の倍数), f = 搾揚機に加ふべき力 (kg) F = 水門に働く力 (kg), η = ギアーの効率(一組に付き 85~95%)

とすれば

$$f = \frac{F}{G\eta}$$

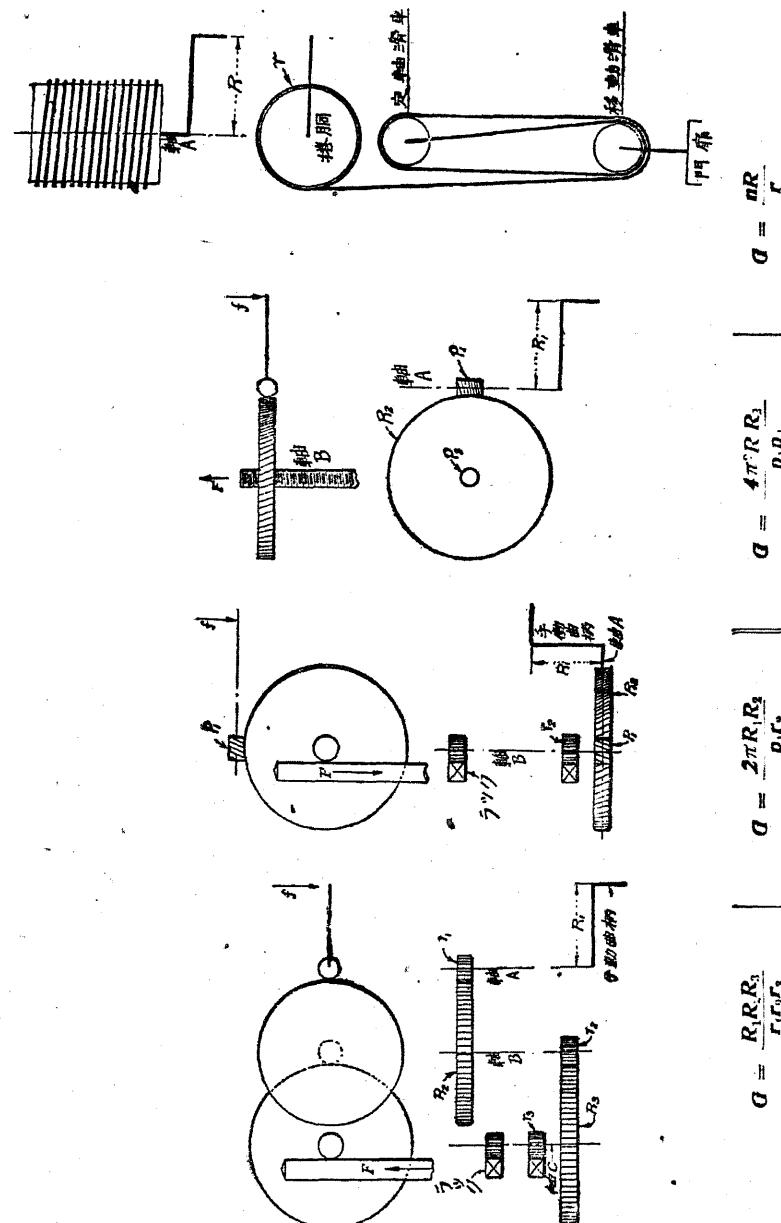
ii. 搾揚動力

今 T = 回轉力, R = 挺臂, v = 門扉の上昇速度 m/min ,
 n = 電動機毎分の迴轉數, $H.P.$ = 所要動力(馬力)とすれば

$$T = \frac{FR}{G\eta}, \quad n = \frac{Gv}{2\pi R}$$

$$H.P. = \frac{Fv}{60 \times 75\eta}$$

上の式に依り求めた $H.P.$ の値は實際に於て之に相當の餘裕を見込む必要がある。



$$\sigma = \frac{nR}{r}$$

$$\sigma = \frac{4\pi^2 R_1 R_2}{P_1 P_2}$$

$$\sigma = \frac{2\pi R_1 R_2}{P_1 P_2}$$

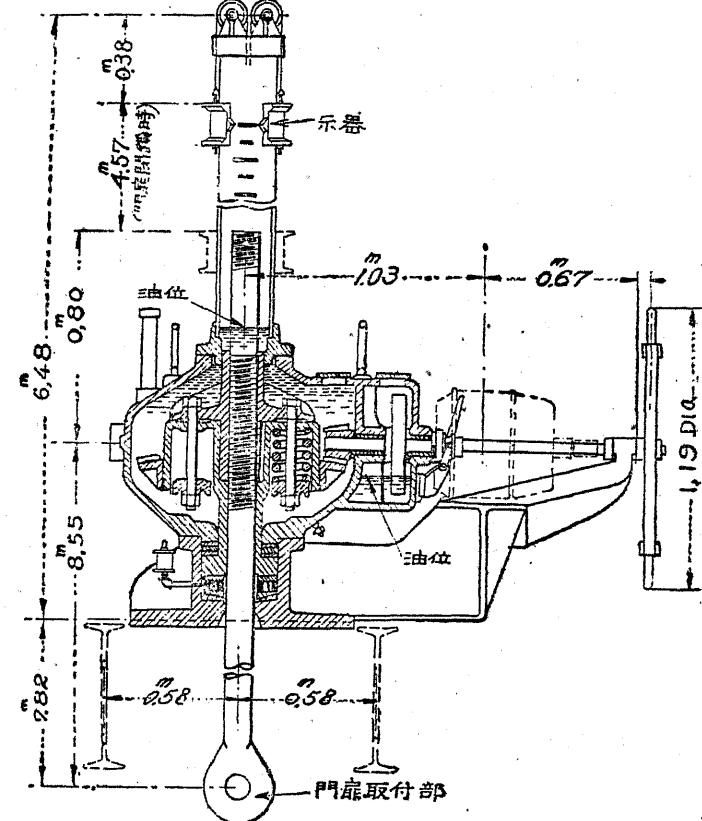
$$\sigma = \frac{R_1 R_2 R_3}{r_1 r_2 r_3}$$

140 図 各種掩揚装置の挺率

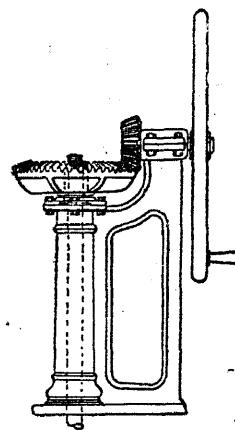
2° 動力設備 小型低水壓門扉の操作に限り手動を採用して居る。中型若は大型門扉の開閉は手動では時間が要るから一般に電動に依つて居る。然し停電その他電動機の故障に備へる爲、必ず別に手動装置をも並置する。

稀に原動力として油圧又は水圧を使用するものもあるが、之は特殊構造の場合に限ると言つてよい。

捲揚装置は特殊の場合を除く外は大気中に暴露せしめて置くから、電動機は全密閉式を採用し、捲揚機の主要部分等も密閉式とする方が鍛付等に因る故障を少くする點に於て利益がある。



141 図 密閉式捲揚機



142 図 手動捲揚機

3° 操作上其の他の注意 門扉は隨時開閉の必要に応じ得る様検査を勘行するを要する。特に洪水期前には取水堰堤の土砂吐門扉及取水口の制水門扉は迅速に開閉し得る様検査をして置く必要がある。

門扉の開きの程度を示す装置のない捲揚機を閉扉する場合は、門扉の閉り 30 cm 位の所より特に注意を拂ひ、門扉の降ろし過ぎに因る電動機のオーバーロード及螺旋桿の彎曲を起さる様注意を要する。

門扉を支持する堰柱若は側壁には、門扉の上流側(下流側に水ある場合には下流側も)に角落溝を豫め設け置くことを要する。之は門扉に故障ありたる場合に角落を入れて門扉の修繕に備ふる爲である。

計算例

幅 5 m, 高(水深) 6 m のローラー附門扉を設計せよ。

$$\text{門扉に来る水壓力 } W \text{ は, } W = \frac{1}{2}bh^2 = \frac{1}{2}5 \times 6^2 = 90 t$$

今主横桁を 2 本とし、上下両端には補助桁を置くことゝし、間隔を上より夫々 l_1, l_2, l_3 とすれば

$$\frac{7}{20}l_1^2 + \frac{l_1l_2}{2} + \frac{3}{20}l_2^2 = \frac{l_1l_2}{2} + \frac{7}{20}l_2^2 + \frac{(l_1+D)}{2}l_3 + \frac{3}{20}l_3^2$$

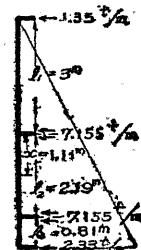
$$l_1 + l_2 + l_3 = h$$

今 $l_1 = \frac{h}{2}$ と假定すれば $h = 6 m$ なるを以て上式より

$$l_2^2 + hl_2 - \frac{h^2}{2} = 0 \quad \therefore \quad l_2 = \frac{\sqrt{3}-1}{2}h$$

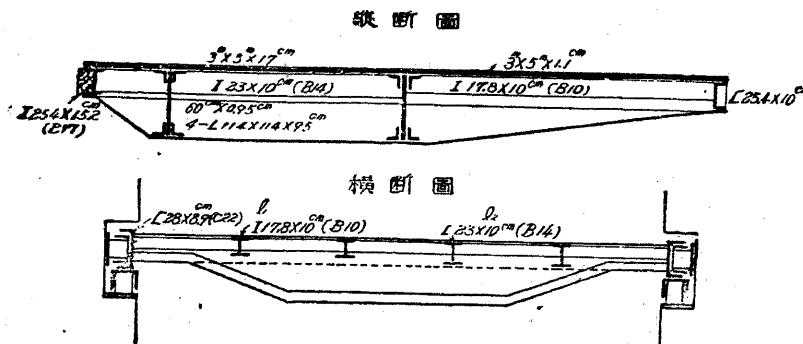
$$= 0.365 \times 6 = 2.19 m$$

$$l_3 = 3 - 2.19 = 0.81 m$$



依て主横桁に来る荷重は

143 図



144 図

$$w = \frac{7 \times 3^2}{20} + \frac{3 \times 2.19}{2} + \frac{7}{20} \times 2.19^2 = 7.155 \text{ t/m}$$

従つて主横桁に来る最大彎曲率は

$$M_o = \frac{wb^2}{8} = \frac{7.155 \times 5^2}{8} = 22.4 \text{ t.m} = 2,240,000 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma = 1,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ とすれば 断面抵抗率 } S.M. = 2,240 \text{ cm}^3$$

幅 60 cm, 厚 0.95 cm の鋼鉄を腹板とし 4-L 型鋼 11.4 cm x 11.4 cm x 9.5 mm を突線とする結構桁の抵抗率は、2,390 cm³ となるから恰度よろしい。

次に上端補助桁に来る荷重、彎曲率及抵抗率を求める。

$$w = \frac{3 \times 3^2}{20} = 1.35 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{wb^2}{8} = \frac{1.35 \times 5^2}{8} = 4.22 \text{ t.m} = 422,000 \text{ kg.cm}$$

$$S.M. = 422 \text{ cm}^3$$

依て C 型鋼 25.4 cm x 10 cm (C21) を採用する。同様に下端補助桁では

$$w = \frac{(3+2.19) \times 0.81}{2} + \frac{7}{20} \times 0.81^2 = 2.33 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{wb^2}{8} = \frac{2.33 \times 5^2}{8} = 7.29 \text{ t.m} = 729,000 \text{ kg.cm}$$

$$S.M. = 729 \text{ cm}^3$$

依て I 型鋼 25.4 cm x 15.2 cm (B17) を使用する。

l_1, l_2 には 1 m 間隔に縦桁を配置する。其の大きさは I 型鋼 17.8 cm x 10 cm (B10) 及 I 型鋼 23 cm x 10 cm (B14) を使用する。

次に扉板の厚を Lorenz 氏の公式から求めると

$$\sigma_x = \frac{96}{\pi^4} \cdot \frac{b^2 + \nu a^2}{(a^2 + b^2)^2 s^2} a^2 b^2 p$$

上式に於て $\sigma_x = 1,000 \text{ kg/cm}^2$, $b = l_2 = 219 \text{ cm}$, $a = 100 \text{ cm}$

$$p = 4.1 \text{ t/m}^2 = 0.41 \text{ kg/cm}^2, \nu = 0.3$$

$$\text{仍て } s_2 = \sqrt{\frac{96}{3.1416^4} \frac{219^2 + 0.3 \times 100^2}{(219^2 + 100^2)^2 \times 1,000} \times 100^2 \times 219^2 \times 0.41} = 1.7 \text{ cm}$$

同様に $b = l_1 = 300 \text{ cm}$, $p = 1.5 \text{ t/m}^2 = 0.15 \text{ kg/cm}^2$ とすれば

$$s_1 = \sqrt{\frac{96}{3.1416^4} \frac{300^2 + 0.3 \times 100^2}{(300^2 + 100^2)^2 \times 1,000} \times 100^2 \times 300^2 \times 0.15} = 1.1 \text{ cm}$$

主横桁の両端に来る最大剪力は

$$S = \frac{wb}{2} = \frac{7.155 \times 5}{2} = 17.9 \text{ t}$$

今許容應剪強度 $\sigma_s = 750 \text{ kg/cm}^2$ とすれば、所要断面積は

$$A_s = \frac{17,900}{750} = 24 \text{ cm}^2$$

故に主桁の高さは両端に於て補助桁と同様 25.4 cm とするも其の断面積は尚 107 cm² もあるから、両端を上下両端の補助桁の高 25.4 cm 迄漸減せしめる。

側柱の受ける最大彎曲率は l_2 に存し、其の大体の値は

$$M_{l_2} = Ax + M_{l_1} - \frac{x^2}{6} (3q + \frac{px}{l_2})$$

$$\text{然るに } M_{l_1} = -(\frac{7.5}{12} + \frac{5.5}{30}) \times 2.19^2 = -3.87 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{7.5 \times 2.19}{2} + \frac{3 \times 5.5 \times 2.19}{20} = 10.03$$

$$x = \sqrt{3^2 + 3 \times 2.19 + \frac{3 \times 2.19^2}{10}} - 3 = 1.11 \text{ m}$$

$$\therefore M_o = 10.03 \times 1.11 - 3.87 - \frac{1.11^2}{6} (3 \times 7.5 + \frac{5.5 \times 1.11}{2.19}) = 2.03 \text{ t.m}$$

$$\therefore S.M. = 203 \text{ cm}^3$$

依て横筋との結合の関係を考慮して C 型鋼 $28 \text{ cm} \times 8.9 \text{ cm}$ (C22) を使用する。
併て、本門扉は其の受ける水圧が 90 t に過ぎないから、車輪型ローラーを採用することとする。而して其の位置を横筋の直下とすれば最大圧力は $17,900 \text{ kg}$ であるから、ローラーの耐圧強度を 65 kg/cm^2 とすれば

$$2kR = \frac{17,900}{65} = 276 \text{ cm}^2$$

依て車輪型ローラーは鑄鋼製とし、其の直径を 20 cm 、突縁の有效幅を 15 cm と決定する。

本門扉の自重を求めて Kulka 氏の公式と比較すると

$$G = 1.2 \times 5 \times 6 \left[\frac{100}{130} + \frac{0.52 \times 5 \times 6}{1} \times 4.5 \right] = 6,130 \sim 7,200 \text{ kg}$$

而して實際の重量は既説の材料のみで約 5.1 t となるから、之に填材、取付鋲、振止材、ローラー、漏水装置及鉄頭等を加算すれば約 7 t 位に達する見込である。

依て推進機に来る力を算定すると

$$F = G + \rho W = 7 + 0.052 \times 90 = 11.7 \text{ t}$$

今門扉の上昇速度を 2 m/min 、スパーギヤーは 3 組とし 1 組の効率を 90% として 3 組の合成効率を 73% と假定すると

$$H.P. = \frac{11,700 \times 2}{60 \times 75 \times 0.73} = 7.1$$

今 7 t の對重を用ひると水圧の摩擦力 ($\rho W = 4,700 \text{ kg}$) のみが問題となるから

$$H.P. = \frac{4,700 \times 2}{60 \times 75 \times 0.73} = 2.86$$

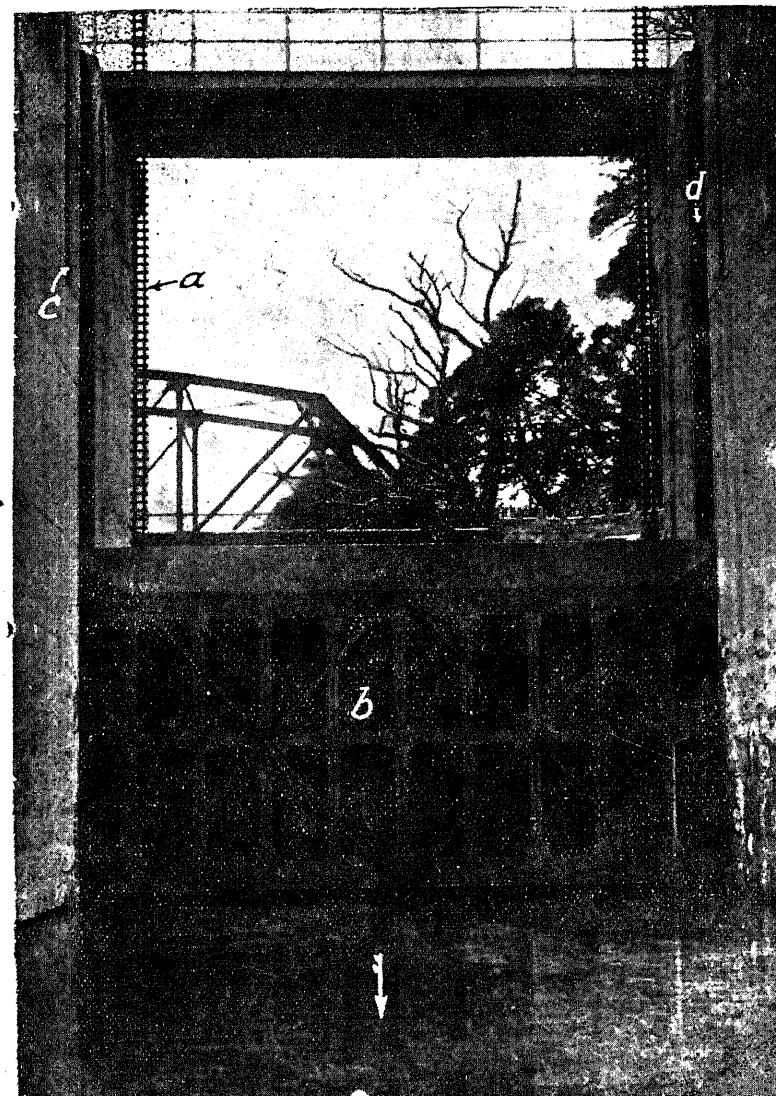
仍て對重を置いて 3 馬力の電動機を使用することとする。

$$T = fR = \frac{FR}{G\eta} = \frac{60 \times 75 \times H.P.}{2\pi n}$$

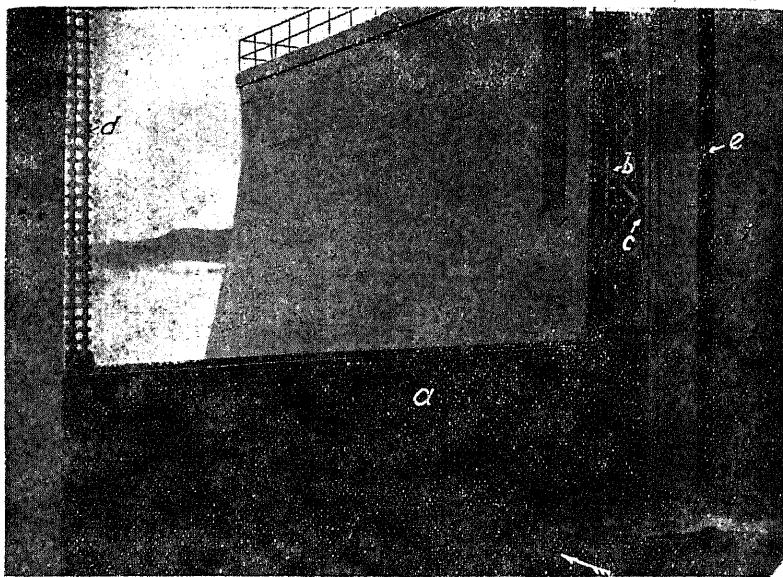
今 $n = 1,200/\text{min}$ とすれば

$$T = \frac{3 \times 60 \times 75}{2 \times 3.1416 \times 1,200} = 1.8 \text{ kgm}$$

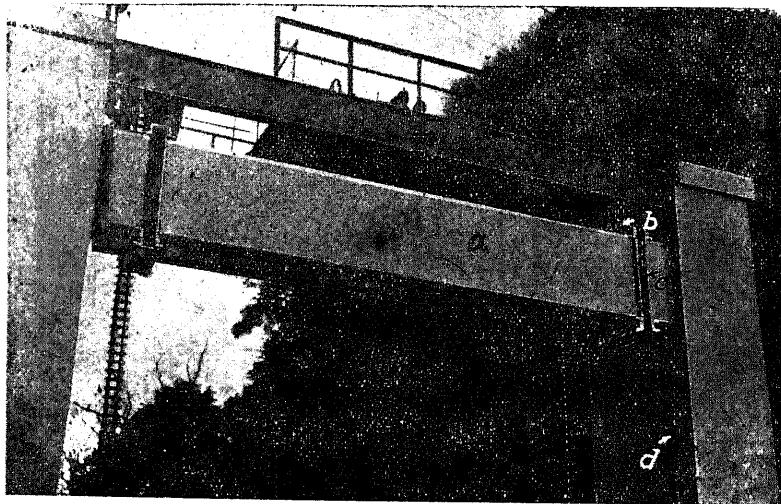
依て $f \cdot R \cdot G$ の中 1 を與へて他の 2 を決定し得る。



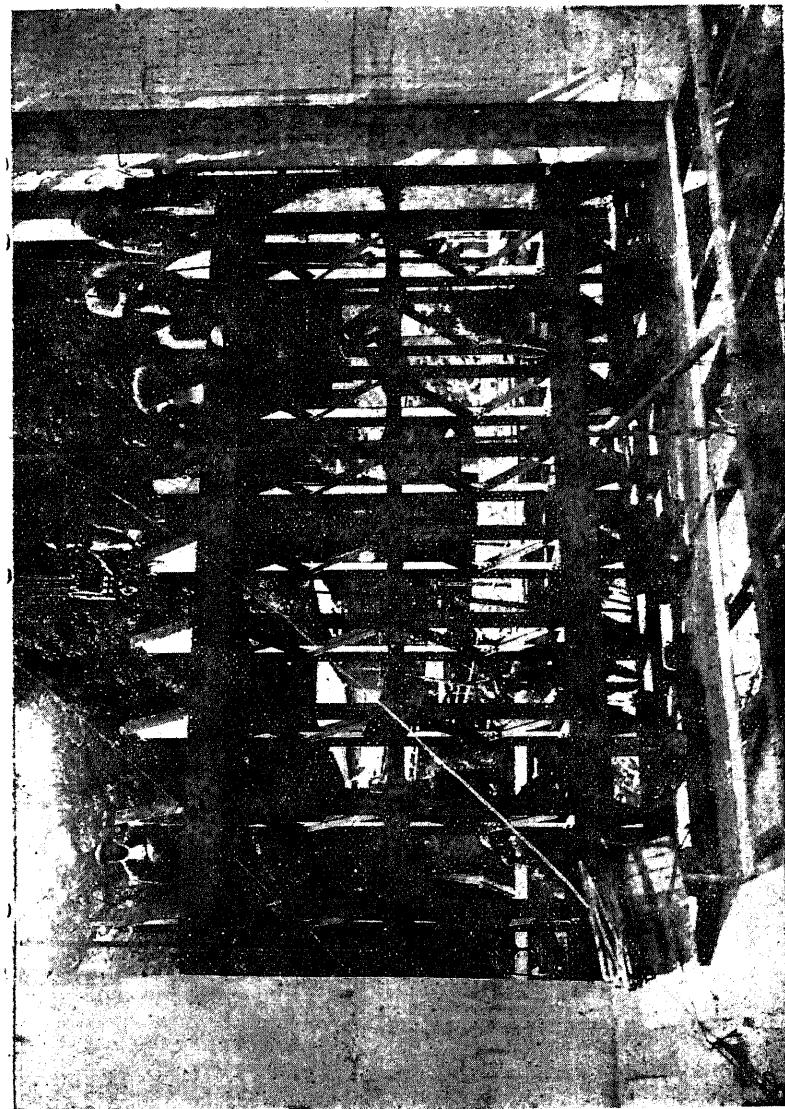
145 圖 A 黒部川電力 黒部川用水合口事業 取水堰堤の土砂吐門
ストー＝ゲート 幅 7.75 m 高 4.54 m 重量 12 t
a 連鉤 b 扉體 c 対重振止溝

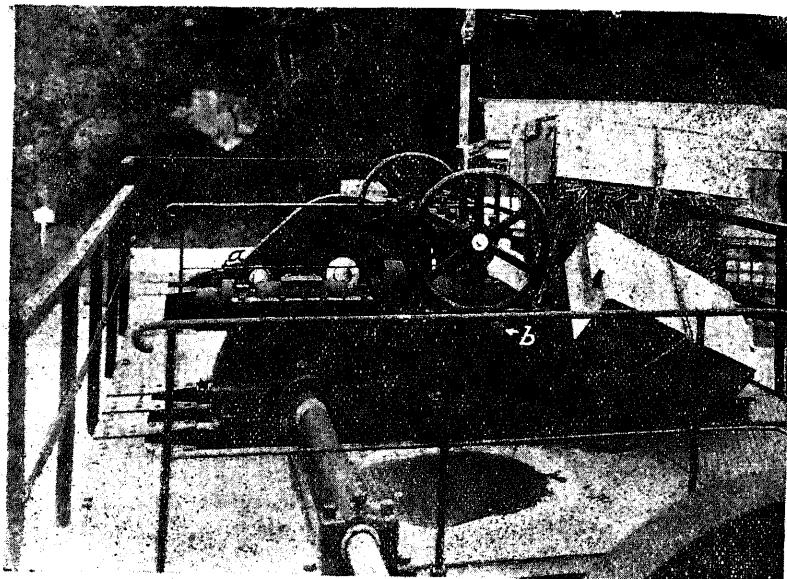


同 B 同
a 扇形 b 移動梯子ローラー c 梯子ローラー吊材 d 連軒 e 角落溝

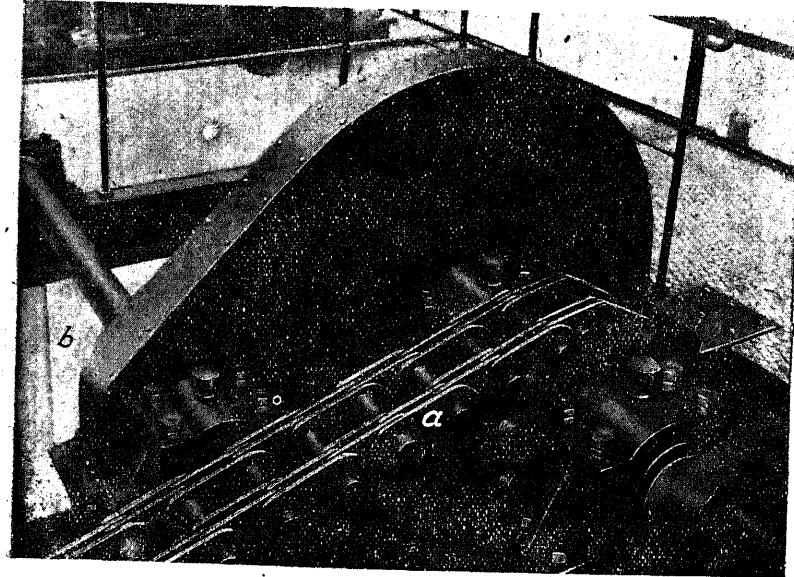


同 C 同 ストーン ゲートの對重
a 混凝土塊對重 b 連軒取付金物 c 對重支柱 d 對重振止溝

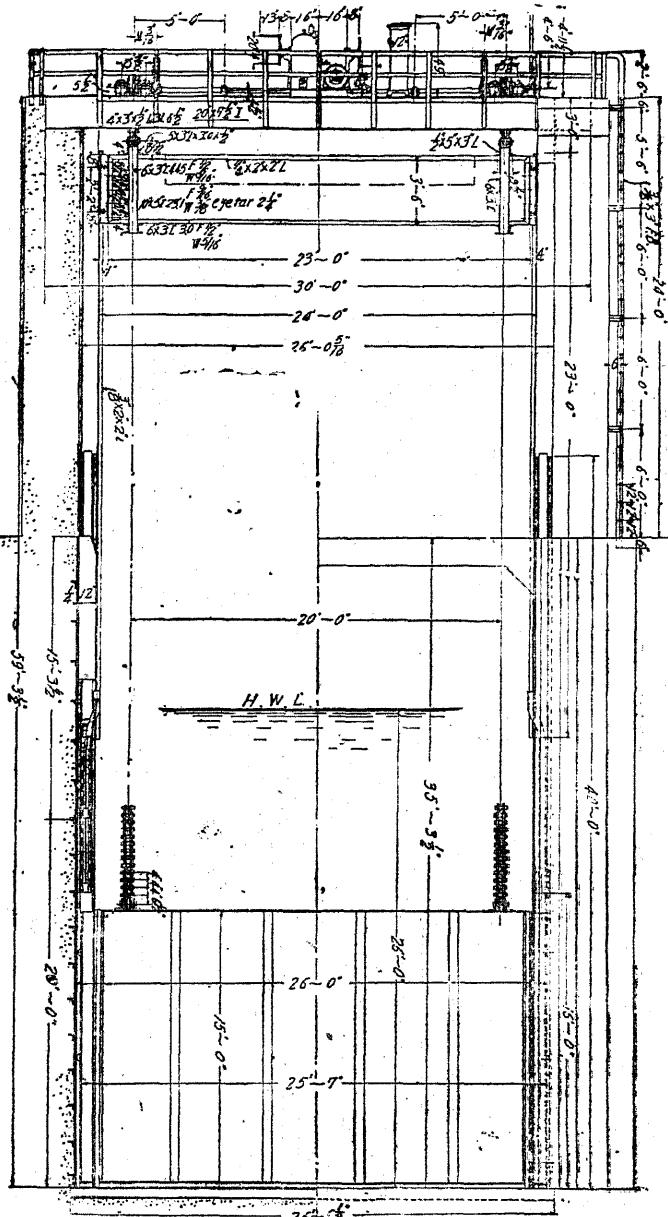




同 E 同ストーンゲート電動捲揚機
a 連鉤 b 手動曲柄



同 F 同ストーンゲート捲揚機連鉤
a 連鉤 b 墊柱



同 G 同ストーンゲート構造図(正面) I

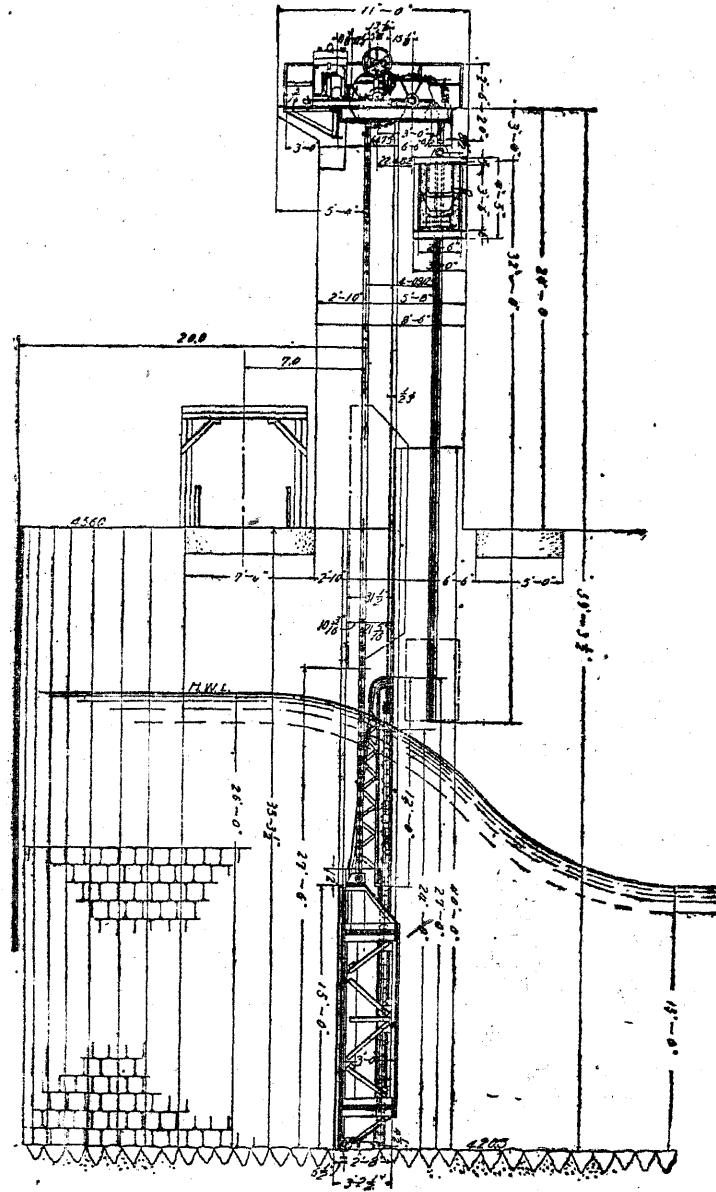
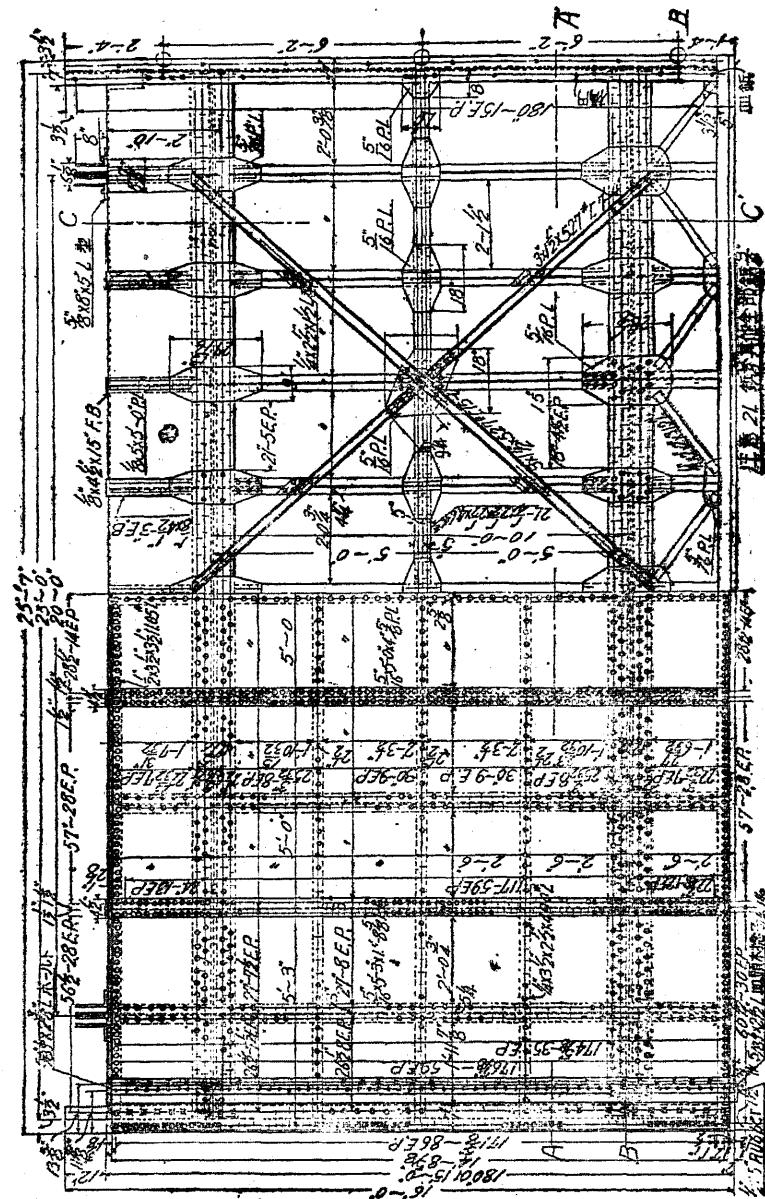
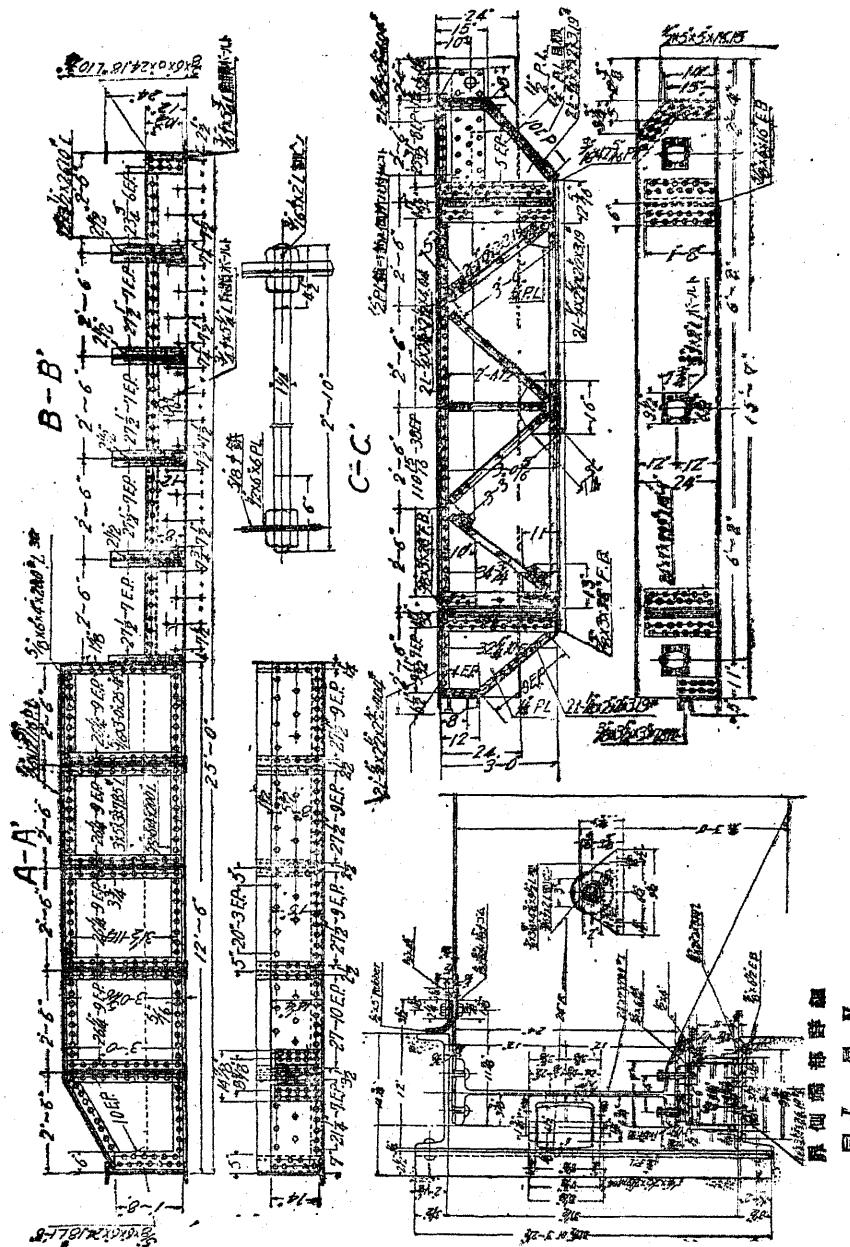


圖 H 開 (側面) I





58 テンター ゲート

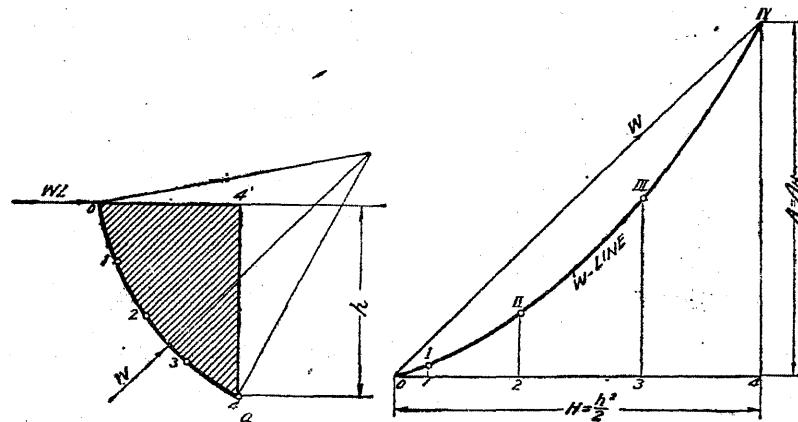
(1) 概要 門扉の断面弧形を爲し、弧に受くる水壓は門扉両端の堰柱を通じ、弧の中心になる迴轉軸に傳達さるものである。

門扉は水壓を圓弧面に受けるから、其の合力は如何なる位置に於ても常に其の中心軸上に集中する。故に水壓が扉の開閉操作の際に及ぼす抵抗は迴轉軸上に於ける迴轉摩擦となり非常に僅少であるから、捲揚が簡易なることの特徴を有して居る。然しスルース ゲート等に比して、溢流に對して稍薄弱なること及水密装置の困難なることの缺點を有つて居る。

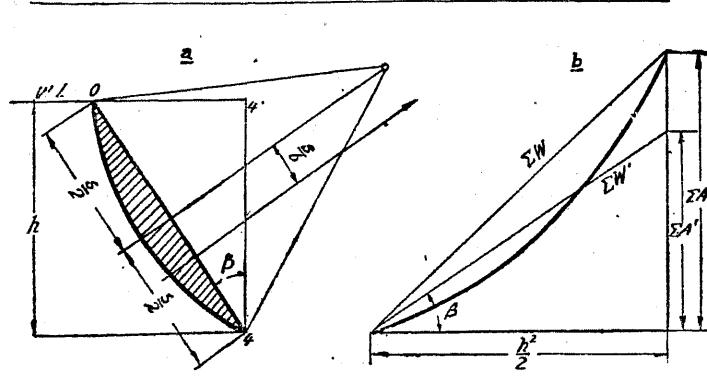
(2) 計算及設計

1° 外力 テンター ゲートに作用する外力の主なるものは、水壓、自重及捲揚力の三である。

i 水 壓 146 圖の如く扉鋸が弧面である場合には水壓の合成力は常に弧面の中心に向ふものであるが、147 圖弦 04 の如く扉鋸が平面である場合には、合成力の方向は $\frac{8}{6}$ だけの偏心を來たし、迴轉軸に M_0 なる抵抗力を與へる。



146 圖



147 ■

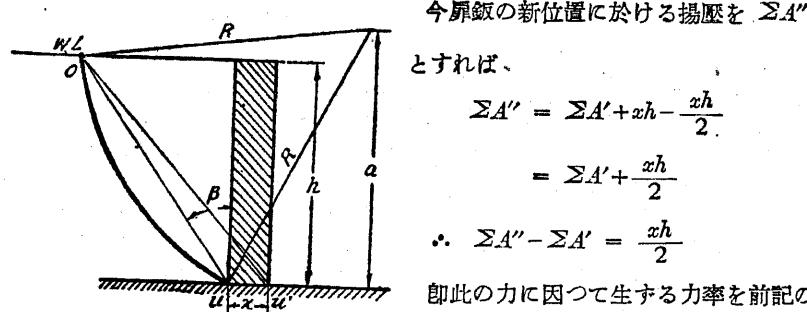
而して揚圧力 $\Sigma A'$ 及水圧の合成力は

$$\text{夫々 } \Sigma A' = \frac{h^2}{2} \tan \beta, \quad \Sigma W' = \frac{h^3}{2 \cos \beta}$$

となる。

$$\text{故に } M_0 = \frac{s}{6} \Sigma W' = \frac{h}{6 \cos \beta} \cdot \frac{h^3}{2 \cos \beta} = \frac{h^3}{12 \cos^2 \beta}$$

此の力率は捲揚に影響して来るから之を除く爲には、扉板を α だけ傾ければよいので、次に α の値を求めて見る。



148 ■

ばよい

$$\frac{xh}{2} \sqrt{R^2 - a^2} = \frac{h^3}{12 \cos^2 \beta}$$

$$\therefore \alpha = \frac{h^2}{6 \cos^2 \beta \cdot R^2 - a^2}$$

即此の力に因つて生ずる力率を前記の M_0 に等しからしむる様な α を求めれ

ii 自重 テンター ゲートの自重に關して Kulka 氏は次の公式を與へて居る。式中 G はテンター ゲートと同一の水深及幅を有するスルース ゲートの自重、 α はテンター ゲートの中心に於ける夾角の半分を示すものとする。

$$G_r = G \sec \alpha$$

iii 推揚力 149 圖に於て $Z = \text{側壁}$

壁又は堰柱上の捲揚機の捲揚力、

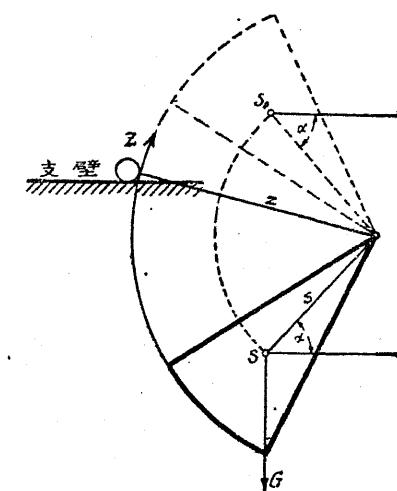
z = 同上の挺臂、 S = 門扉の重心、

s = 回転軸を中心とする重心までの半径、 $\alpha = s$ の水平と爲す角とすれば

$$Z = \frac{G \cdot s \cos \alpha}{z}$$

上式に於て $\cos \alpha$ 及 $\frac{s}{z}$ は共に 1

より小なる値なる故、 Z は常に G_r より小である。



149 ■

150 圖に於て水圧 W に對する捲揚力

を求むれば

$$Z = \frac{W'}{z}$$

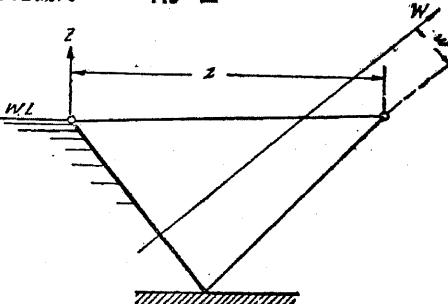
故に全捲揚力 F は

$$F = (G_r \cdot s \cos \alpha + W') \frac{1}{z}$$

2° 各部の設計 151 圖に示

す様な門扉断面を、水圧の分

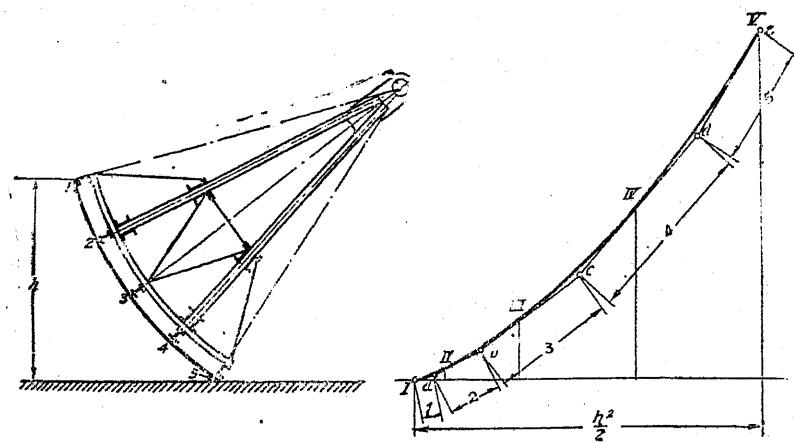
布に對し合理的の形狀とし、



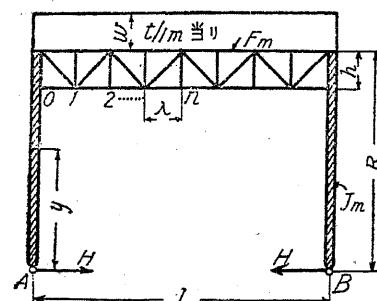
150 ■

其の主構が結構である場合には

$$H = \frac{w \lambda^3 \{(R-b) \frac{n}{6} (2n^2+1) + R \frac{n}{3} (n^2-1)\}}{w \lambda (2R^2 - 2Rh + h^2) + \frac{(R-b)^2}{3} R \frac{F_m}{J_m} h^2}$$



151 図



152 図

但し $w = \text{水壓} (t/1m)$ $2n = \text{構格數}$

$F_m = \text{綾結材を含みたる主横桁の平均断面積}$ F_{max} $=$ 其の最大値、 F_{min} $=$ 最小値

 $J_m = \text{端支材の慣率}$

$$\text{然るに } F_{max} = \frac{wl^2}{8} - \frac{l}{h\sigma} \text{ cm}^2$$

茲に $\sigma = \text{鋼の許容強度} (t/cm^2)$ $h = \text{主横桁の高} (m)$ $l = \text{門扉の純徑間} (m)$ F_{max} を m^2 で表はせば

$$F_{max} = \frac{1}{10,000} \cdot \frac{wl^2}{8} - \frac{1}{h\sigma} m^2$$

而して $F_m = \frac{3}{4} F_{max}$ であるから

$$F_m (m) = \frac{1}{10,000} \cdot \frac{3}{32} \cdot \frac{wl^2}{h\sigma}$$

端支材は Euler 氏の長柱理論から求めることが出来る。

$$J_m (cm^4) = \frac{5}{\pi^2 E} (R-h)^2 \frac{wl}{2}$$

茲に $E = \text{鋼の弾性率} \doteq 2,150 t/cm^2 = 2,150,000 kg/cm^2$

$$\therefore J_m (cm^4) = \frac{5}{2.15} (R-h)^2 \frac{wl}{2}$$

$$\text{又は } J_m (cm^4) = 100,000,000 \cdot \frac{5}{4.3} (R-h)^2 \frac{wl}{2}$$

$$\text{仍て } \frac{F_m}{J_m} = 10,000 \cdot \frac{12.9}{160} \cdot \frac{l}{h} \cdot \frac{l}{(R-h)^2}$$

$$\therefore \frac{800}{h\sigma (R-h)^2}$$

主横桁が飯桁である場合には

$$H = \frac{wl^2}{12(R-\frac{h}{2}) \left[1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{J_T}{J_m} \cdot \frac{R-\frac{h}{2}}{l} \right]}$$

但し $J_T = \text{飯桁の慣率} (cm^4)$ $J_m = \text{端支材の慣率} (cm^4)$

飯桁の最大彎曲率を求める

$$M_o = \frac{1}{8} wl^2 = \frac{J_T 2\sigma}{h}$$

$$\therefore J_T = \frac{6.25 h w l^2}{\sigma} \text{ cm}^4$$

茲に $h (cm)$, $l (m)$, $w (t/m)$, $\sigma (t/cm^2)$ とす。此の場合端支材の長は $R - \frac{h}{2}$ となるから

$$J_m = \frac{5}{2.15} \left(R - \frac{h}{2} \right)^2 \frac{wl}{2} \text{ cm}^4$$

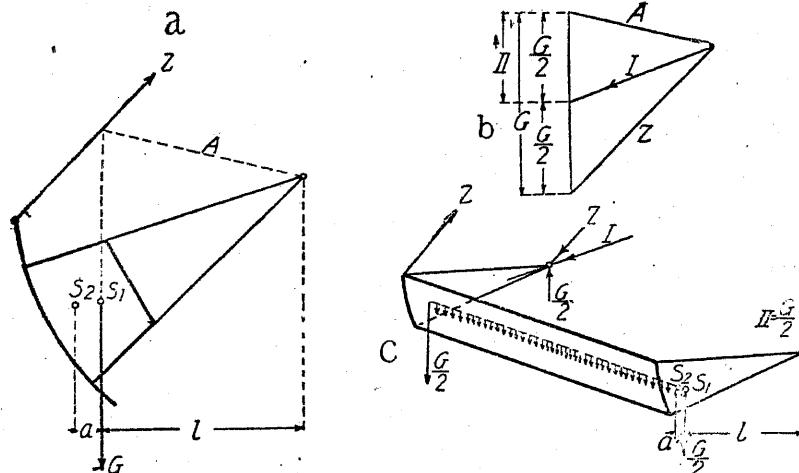
$$\text{而して } \frac{J_T}{J_m} = \frac{\frac{6.25 h w l^2}{\sigma}}{\frac{5}{2.15} \left(R - \frac{h}{2} \right)^2 \frac{wl}{2}} = \frac{2 \times 2.15 \times 6.25 h l}{5 \sigma \left(R - \frac{h}{2} \right)^2}$$

上記の値を H の式中の [] に入れれば

$$1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{J_T}{J_m} \cdot \frac{R - \frac{h}{2}}{l} = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{6.25 h w l^2 \times 2 \times 2.15 \left(R - \frac{h}{2} \right)}{5\sigma \left(R - \frac{h}{2} \right)^2 w l^2}$$

$$= 1 + \frac{3.6 h}{\sigma \left(R - \frac{h}{2} \right)}$$

$$\therefore H_{min} = \frac{wl^2}{12(R - \frac{h}{2})} \cdot \frac{3.6 h}{\sigma(R - \frac{h}{2})} = \frac{wl^2 \sigma}{43h}$$



153 図

門扉の開閉は門扉の兩上端を引き揚げるのが一般であるけれども、一端のみを引き揚げる場合もある。斯かる場合は 153 圖 (a) に示す如く、門扉の重量 G は断面の重心 s_1 に働き、同時に (b) 圖の如く兩端に分作用するものであるが、門扉全體に就て見れば自重は (c) 圖の如く其の重心 s_2 に等布するものと見做さねばならぬから扭力率 M^T は次の如くなる。

$$M_1^T = \frac{G}{2} (a+l)$$

被揚端

$$M_m^T = \frac{G}{2} (a+l) - \frac{G}{2} \cdot a = \frac{G}{2} l$$

中央

$$M_1^T = \frac{G}{2} (a+l) - Ga = \frac{G}{2} (l-a)$$

揚 端

同様に水壓に基因する扭力率を求めるとき 154

圖の様に無溢流で然かも門扉の上線迄水壓を受ける場合は、其の合成力は重心に對し α なる偏心を來たすけれども、迴轉軸を通過するから其の影響は極めて小さい。

然し 155 圖の如く溢流あるときは、水壓の合成力は ΣW の方向に働くから扭力率も次の如くなる。

$$M_1^T = \frac{\Sigma W}{2} a_2$$

$$M_m^T = \frac{\Sigma W}{2} (a_2 + a_1)$$

$$M_1^T = \frac{\Sigma W}{2} (a_2 + 2a_1)$$

154 圖

被揚端

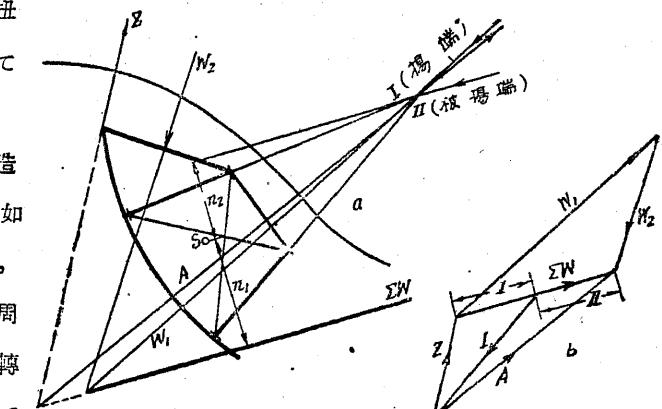
中 央

揚 端

門扉の兩端捲

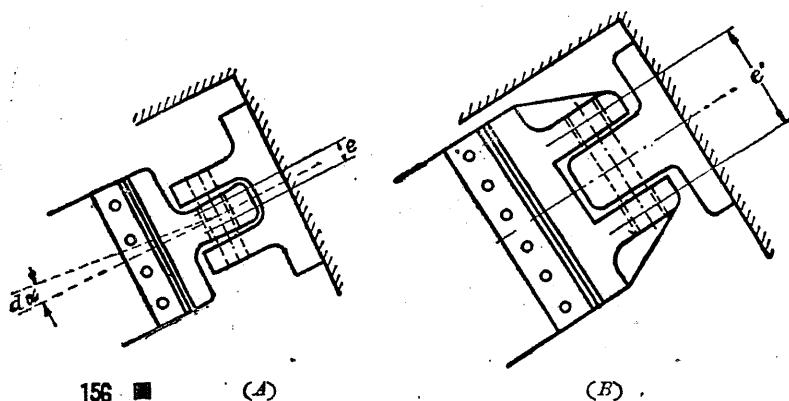
揚の場合には扭力率は無視して差支へない。

迴轉軸の構造には 156 圖の如きものがある。何れもピンの周囲に支柱が迴轉する様になつて居る。(A)圖は



155 圖

小形の門扉に用ひられる。此の型の缺點は一箇所で支へられるから $d\alpha$ だけ多少



156 ■ (A)

(B)

ガタ付く嫌がある。

(B) 図は之れに反し二箇所で支へられて居るから (A) の如く門扉がガタ付心配はない。故に此の型は大型の門扉に採用される。

上記の型及堰柱への取付方法は獨逸、瑞典等に於て行はるゝもので、從來の我國の例では堰柱の側面へピンを埋め込み、之に端支材を取付ける方法を探つて居るものが多い(寫真及圖面参照)。前者は、ピンの故障及磨損の場合之を取換へるのに容易であると、堰柱内に埋込むピン支臺の鎮定装置が簡単でよい利點があるが、堰柱の幅が廣くなる缺點がある。

後者は、ピンの支臺が正常の位置に設置されて居らぬと門扉の取付が仲々六ヶ敷しく且ピンの取換が困難であると、支臺鎮定装置が複雑となる缺點はあるが、堰柱の幅は狭くてよい利點がある。そこでピン取換を便利に爲し得る様に堰柱の下流端に承臺を取付けたもの(159 圖 B 参照)があるが、端支材の長さが大きくなる缺點を免れない。

計算例

152 圖に於て $\lambda = 1.0 \text{ m}$ $R = 3.0 \text{ m}$ $n = 3$ $h = 1.0 \text{ m}$ $\sigma = 1 \text{ t/cm}^2$

の場合 H を求む。

(a) 主横桁が結構の場合

$$\frac{F_m}{J_m} = \frac{8.0l}{h\sigma(R-h)^2} = \frac{800 \times 6}{1 \times 1 \times (3-1)^2} = 1,200.$$

$$H = \frac{w \times 1^3 \times \left\{ (3-1) \times \frac{3}{6} \times (2 \times 3^2 + 1) + 3 \times \frac{3}{3} (3^2 - 1) \right\}}{3 \times 1 \times (2 \times 3^2 - 2 \times 3 \times 1 + 1^2) + \frac{(3-1)^2}{3} \times 3 \times 1^2 \times 1,200} \\ = \frac{43w}{39 + 4,800} = 0.0089w$$

端支材の最大變曲率を求める

$$M_o = H(R-h) = \frac{43w}{4,839} (3-1) = \frac{86w}{4,839} tm$$

上式で明らかな通り J_m が大なるに従つて H も増大し、其の極限に於ては

$$\frac{F_m}{J_m} = 0, \quad H_{max} = \frac{43w}{39} = 1.1w tm$$

實際の場合に於ては、 F_m は J_m に比し遙かに大なる値を有つて居るから、 H は殆ど考慮の要なき程度の値となる。例へば $l = 30.0 \text{ m}$, $R = 10.0 \text{ m}$, $w = 10 \text{ t/m}$, $h = 3.0 \text{ m}$, $n = 5$, $\sigma = 1 \text{ t/cm}^2$ の場合に於ては

$$F_{max}(m^2) = \frac{1}{10,000} \cdot \frac{10 \times 30^2}{8 \times 3.0} = 0.0375 \text{ m}^2$$

$$F_m = \frac{3}{4} F_{max} = 0.028 \text{ m}^2$$

$$J_m(m^4) = \frac{1}{100,000,000} \cdot \frac{5}{4.3} \times 7^2 \times 10 \times 30 = 0.00017 \text{ m}^4$$

今端支材の安全率を 4 と採れば

$$J_m = 4 \times 0.00017 = 0.00068 \text{ m}^4$$

$$\therefore H = \frac{10 \times 3.0^3 \times \left\{ 7 \times \frac{5}{6} \times 51 + 10 \times \frac{5}{3} \times 24 \right\}}{5.3 \times (200 - 60 + 9) + \frac{49}{3} \times 10 \times 9 \times \frac{0.028}{0.00068}} \\ = \frac{188,000}{2,250 + 60,000} = 3.0 \text{ t}$$

即ち H が此の程度の値を有することは、堰柱又は側壁に何等の悪影響をも及ぼすものでない。

(b) 主横桁が飯桁の場合

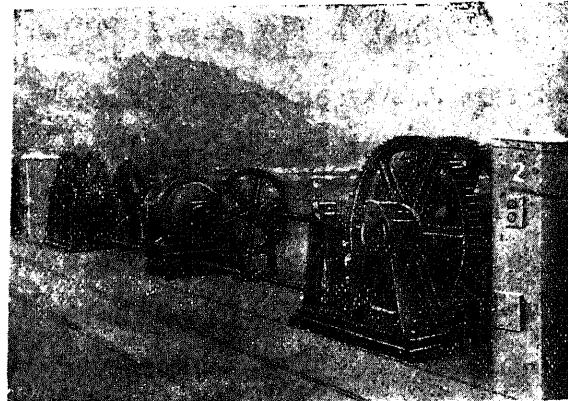
(a) の場合と同様に $l = 2n\lambda = 2 \times 3 \times 1 = 6m$, $R = 3.0m$, $h = 1.0m$

$\sigma = 1 t/cm^2$ とすれば

$$\Pi_{max} = \frac{wl^2}{12(R - \frac{h}{2})} = \frac{36w}{12 \times 2.5} = 1.2w \ t$$

即ち結構の場合 $H_{max} = 1.1w \ t$ に比し約 10% の増加を來たす。

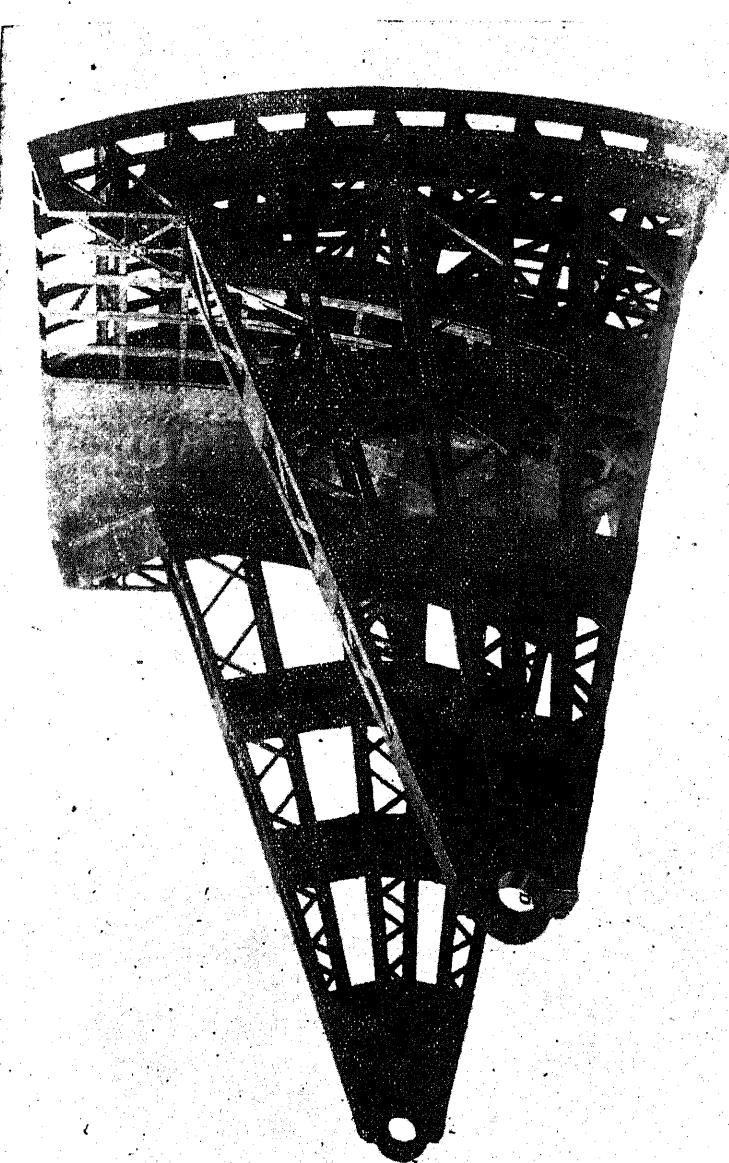
(3) 撥揚設備 門扉の上部両端にワイヤーロープ又は鎖を附け之等を門扉



157 圖 東信電會社 廣瀬發電所堰堤テンター ゲート捲揚機

○上方堰柱に設けたる捲揚機に捲き取らせて開扉する。又歯軸（ラツク）及歯車或は歯鎖（リンク チェイン）歯車等を用ひる場合もある。

捲揚機の原動力としては主として電動機が用ひられるが、稀に水壓機を使用することもある。是等機械設備の主要部分は屋外に設置される關係上全密閉式が用ひられる。



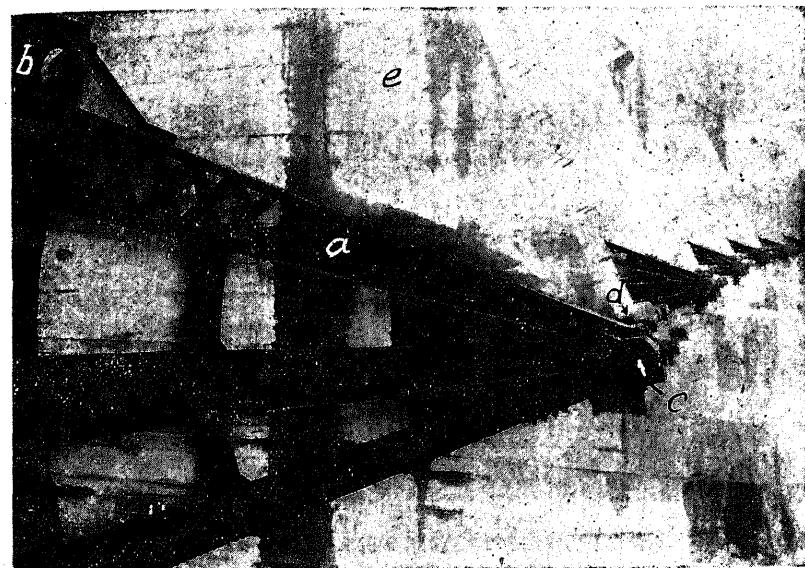
158 圖 東信電氣會社 廣瀬發電所堰堤のテンター ゲート 9.1m. 高 9.7m (世界に於ける最大のもの) 重さ 70t αビン孔 説明 多少の溢流あるも差支へない様に扉鎖の下流側へも鋼鉄が張つてある。



159 圖 A 庄川水力電氣會社 小牧堰 テンマー ゲート（組立作業中）

幅 7.58 m 高 6.06 m 重量 17.3 t

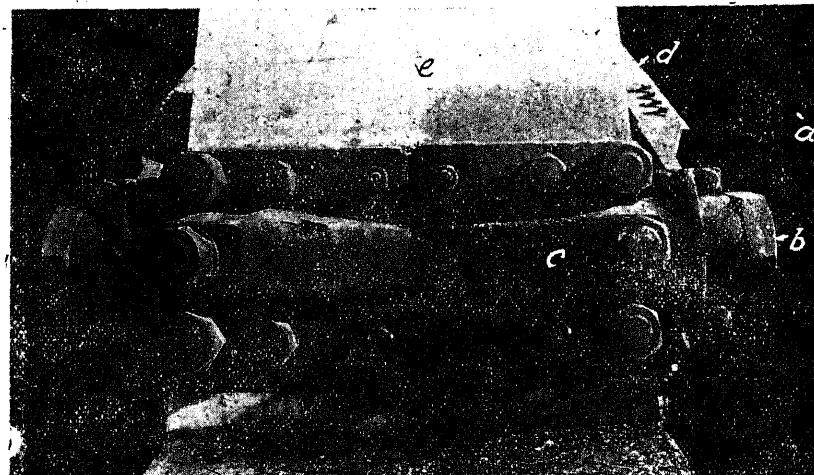
説明 捲揚機はゲート2門に付1臺を配置しあり、クラツチの切替に依り兩側任意のゲートを開閉し得られる。ゲート扉板の中央より左右約2.4m戸當に近き處に鎖を取付け。此の2本の鎖を捲揚機の鎖車に巻付け、20馬力電動機に依り毎分1.36mの速さにて開閉を爲す。電動の外、手動開閉装置もしてある。



同 B 同 テンマー ゲートの端支材及ピン

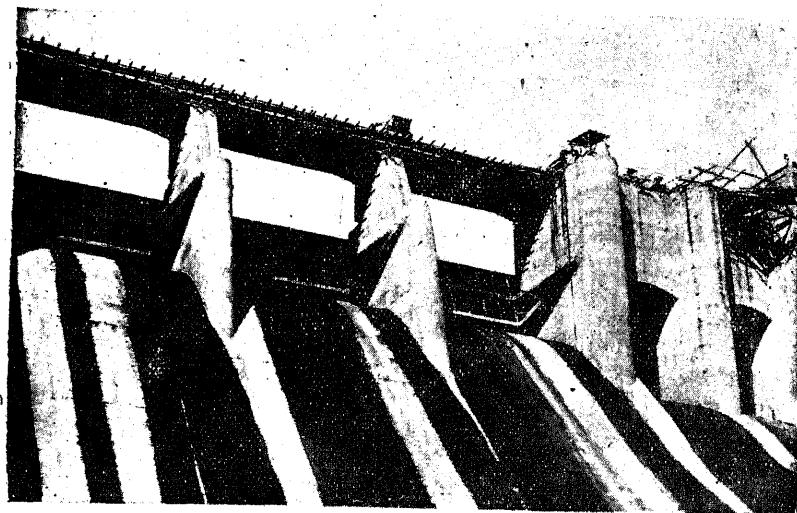
a 端支材 b 扉板 c ピン d ピン承臺 e 堤柱

説明 此のピン取付方法はゲートの据付並にピンの取換に便なり

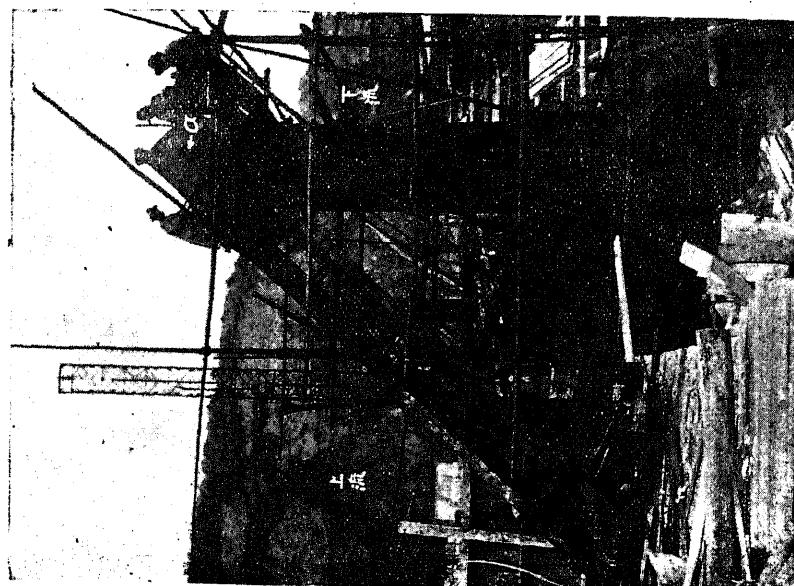


同 C 同 テンマー ゲートのピン及承臺

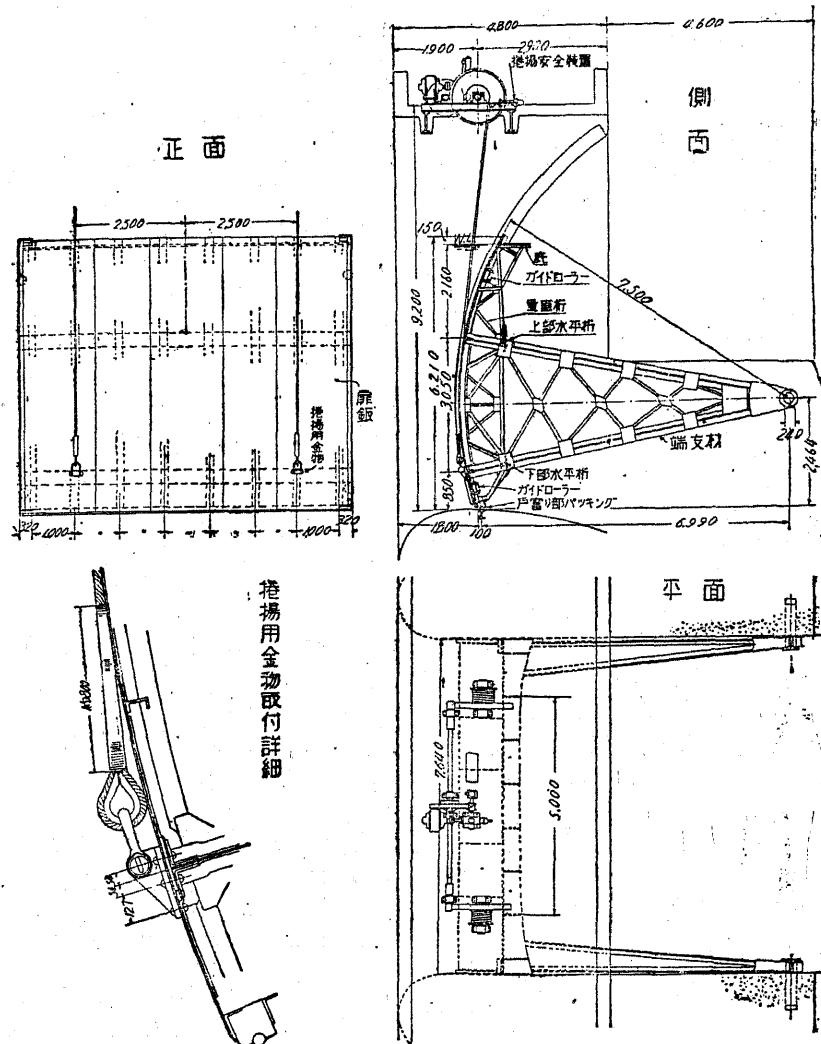
a 扉板 b ピン c ピン承臺 d 端支材 e 堤柱



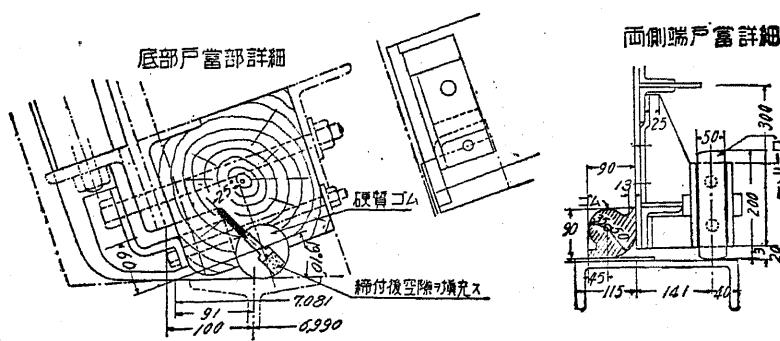
160 圖 A 大淀川水力電氣會社 高岡發電所堰堤のテンターゲート
徑間 10.9m 堤高 5.16m 重量 20t 電動捲揚機 10馬力 同
豫備ガソリンインジン 20馬力
注意 此のピン鎮止方法は、門扉取付の場合に極めて不便で且ピンに故障を生じ
之を取換へる必要の起つた場合には堰柱の一部を壊はさなければならぬ。



同 B 同 同 ピン支臺の支柱 a ピン孔



161 圖 A 三河水力會社 越戸發電所取水堰堤のテンターゲート構造圖 I



説明 常態に於てロープ緊張せると
きはローラー及びスピンドルに依り
スプリングの力に反抗して接触片
①は接触部②より引放たれ、接触
部の両端に連する導線の回路を遮断
して居る。今一方のロープ切斷す
ればロープの張力零となる。故に
スプリングは垂下せるロープをド
ラムに押し付けんとし接触片は直
ちに接触部に接触し回路を閉じ電
気的に電動機を制御する。而して
ロープ切斷のときは常用ストロー
ク 70mm より約 25mm 押出したる
頃に回路を閉じる様になつて居る。

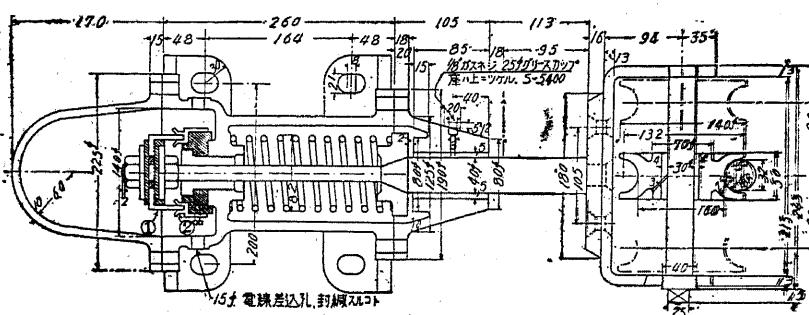
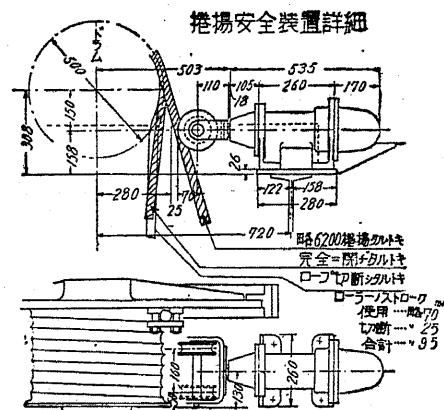
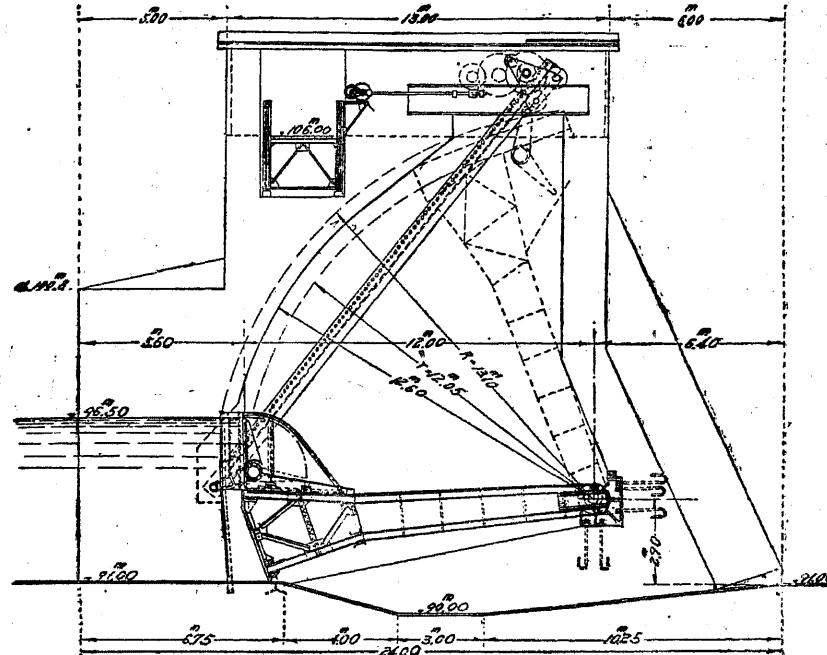


図 B 図 I

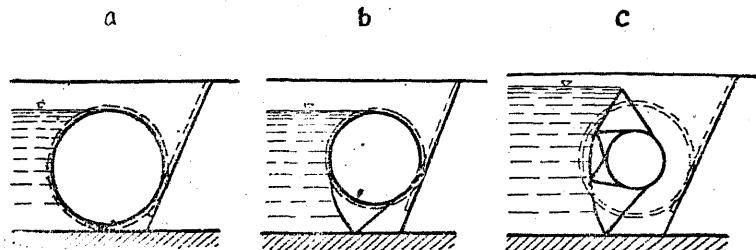


162 圖 特殊弓形門扉

59 ローリング ゲート（輶動扉）

(1) 概要 ローリング ゲートとは鋼製の圓筒を堰柱若は側壁間に横置して水を堰き止め、圓筒を堰柱若は側壁に沿ふて上方に轉動せしむることに依り堰水を流し得る様な装置である。

(2) 種類



163 圖

a) 163 圖 a の如く扉體の斷面圓筒型のもの

b) 同 b の如く翼鉢を有するもの

c) 同 c の如く盾鉢を有するもの

(3) 特徴及用途 a 型は自重が大であるが頑丈である。堰水高 2m 程度を限度とし、氷の張る所又は流氷木等の多い所に使用される。b, c 型は a 型に比べて同じ堰水高のものでは遙かに材料が軽くなる。今日多く用ひられて居るのは此の二型である。

何れの型も他種の門扉に比べて a) 水深及徑間の大なる堰水設備として優り且剛性大であるから砂礫、流氷木等の浮流物に對して丈夫で c) テンター ゲート等に比べれば水密が容易で且多少の溢流に對して遙かに安全である d) 然し剛性大なる反面に自重も大となる缺點は免かれない。

水力工事に於て如何なる場合にローリング ゲートを採用するかと云ふと、取水河川が荒れ川で流下砂礫量が非常に多い場合、又は固定堰堤では洪水時に於て堰

堤に因る背水影響が上流に支障を及ぼす場合等で、何れの場合に於ても洪水時に扉體を捲揚げて洪水量を安全に流下せしむるを要する。

故に扉體の高(堰水高)及長(徑間)は、所要取水位の外洪水時扉體を捲揚げた場合に於ての洪水量の通過能力を考慮して決定する必要があるが、洪水量は大體、(溢流幅即ち徑間) × (溢流水深)³ に比例し、一方扉體の重量即ち工費は略ぼ水深に比例するから、事情の許す限り堰高を大にし、幅(徑間)を節約する方が經濟的である。

若し著しく大なる溢流幅を必要とする場合には、之を數徑間に區分する必要を生ずる。此場合には一徑間をなるべく長くして徑間數即ち堰柱の數を減じ、捲揚装置の數を少くする方が利益である。

然し之もある限度を超えると、扉體の重量が急に増大する傾がある。今日現存する實例では大體 35 m 位が徑間の限度となつて居る。又高にも限度があり、5 m 程度を普通として居る。

(4) 計算及設計

i 外力 外力の主なるものは水壓、浮力、自重、ワイヤロープ又は鎖繩の張力、歯歛の反力等であつて、其の他氷壓、流木、堆砂の土壓及摩擦等がある。

i 扉體の自重 自重に關しては Kulka 氏は次の公式を與へて居る。

$$G_r = 13.7 \frac{b^3 h^2}{\rho \sigma} \cdot \frac{1}{\cos \alpha} \text{ kg}$$

茲に b = 徑間 m, h = 扉高 m, ρ = 圓筒の半径 cm

σ = 鋼の許容強度 t/cm², α = 扉體に作用する

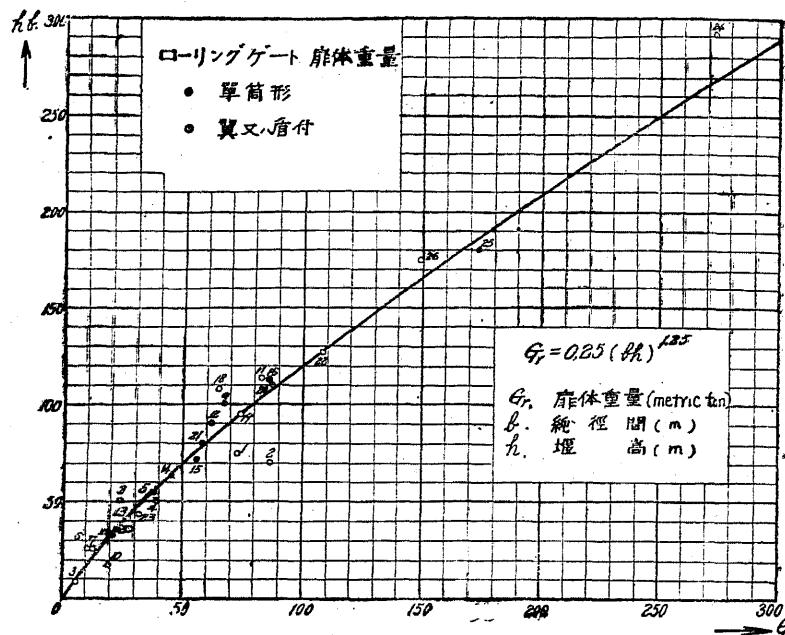
水壓の合成分力(W)が水平となす角 $\leq 38^\circ$

物部工學博士は次の式を發表して居る。(164 圖参照)

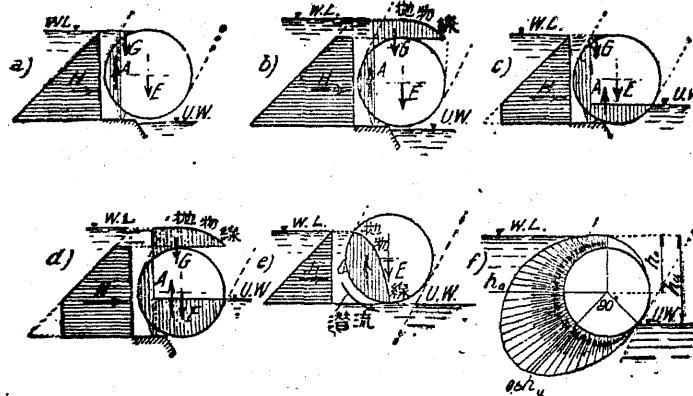
$$G_r = 0.25 (bh)^{1.25} t$$

但し $bh \leq 300$

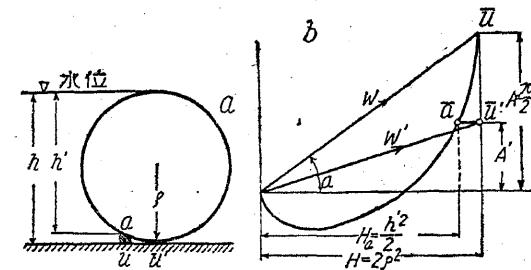
ii 水壓及捲揚力 水壓は 165 圖の如く水平水壓(H), 浮力(A), 溢水壓等に分割して考慮するが便利である。



164 ■



165 ■



166 圖 圓筒型扉體

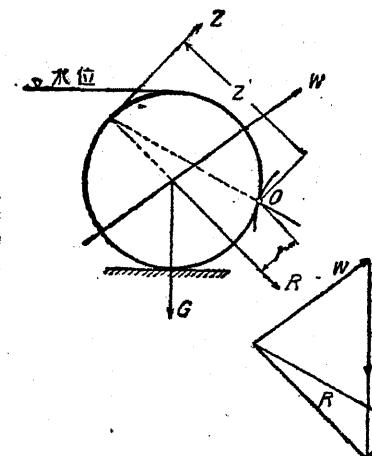
166圖の如き圓筒型の扉體では

$$H = \frac{(2\rho)^2}{4} = 2\rho^2$$

$$A = \frac{(2\rho)^2 \pi}{4} \cdot \frac{1}{2} = \frac{\pi \rho^2}{2}$$

$$\tan \alpha = \frac{A}{H} = \frac{\pi \rho^2}{4 \rho^2} = \frac{\pi}{4} = 0.7854$$

$$\therefore \alpha \approx 38^\circ$$



167 圖 圓筒型扉體

167圖の如く扉體がO點に於て堰柱内傾斜構の捲揚斜面に接觸して居る場合の捲揚力Zは次の如くである。

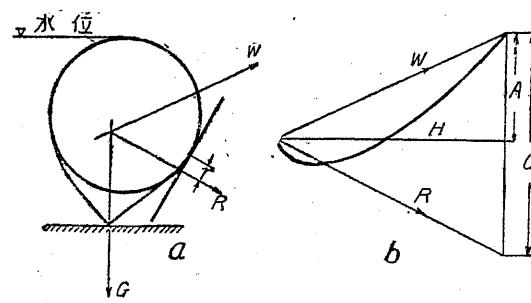
$$Z = \frac{Rr}{z}$$

茲に R = 水壓と扉體自重との
合成力

168圖は翼附型、169圖は盾附型の
場合の力の作用状況を示して居る。

尚注意すべきは、扉體が堰柱内の捲

揚斜面と接する點に於ける合成力 R
に對する力率が、時計の針の進行方向と同じにならぬ様にすべきで、此の爲に斜



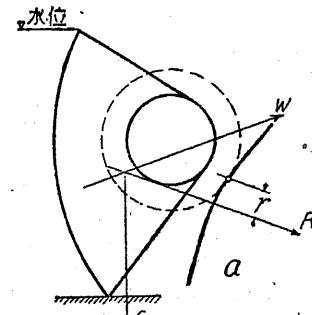
168 図 真附型屏壁

面を之が水平と爲す角度を 70° 内外に採る。

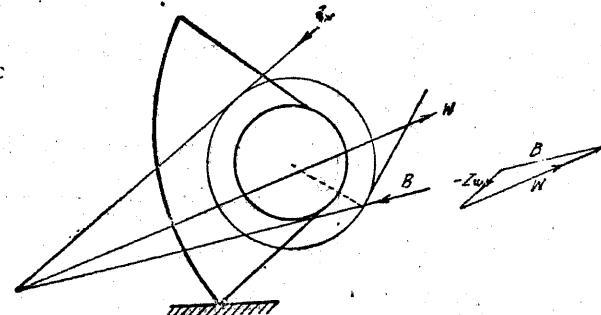
水壓に因る抵抗力の算出法は 170 圖に依つて理解されるであらう。尙捲揚時に於ける力の作用状況は 171 圖の如くであつて、屏體が揚げらるゝに従ひ水壓は變つて来るが、要するに捲揚力 Z は

$$Z = \frac{W_w}{z} \quad \text{となる。}$$

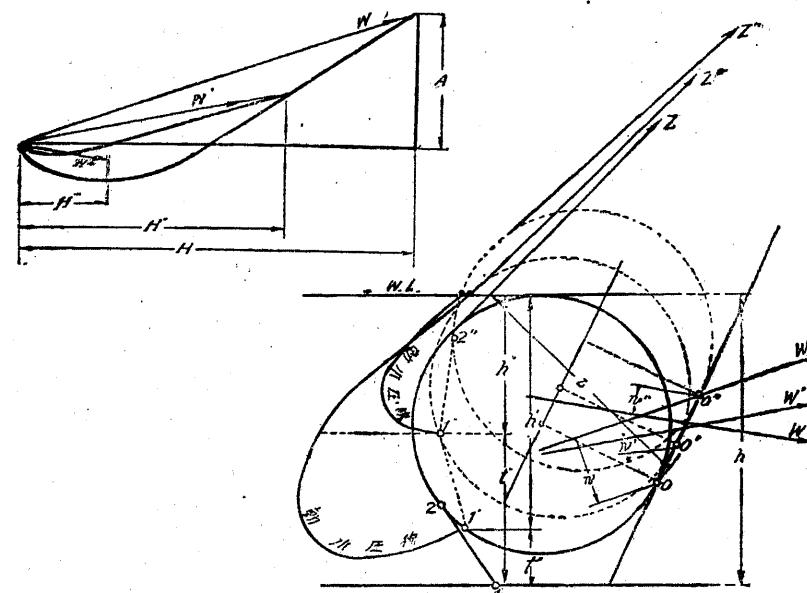
屏體の両端に於ける漏水止装置に働く水壓に因る抵抗は第 172 圖の如くで



169 図 質附型屏壁



170 図 質附型屏壁の捲揚時に於ける力の作用状況



$$Z = f \frac{h^2}{2} \mu \times 1,000 = 500 f \mu h^2$$

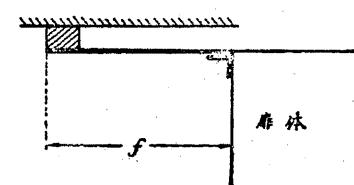
f = 水止板の長 (m)

h = 屏體の高 (m)

μ = 摩擦係数 = 0.35 である故に

$$Z = 175 f h \text{ kg}$$

2° 各部設計 ローリング ゲートに



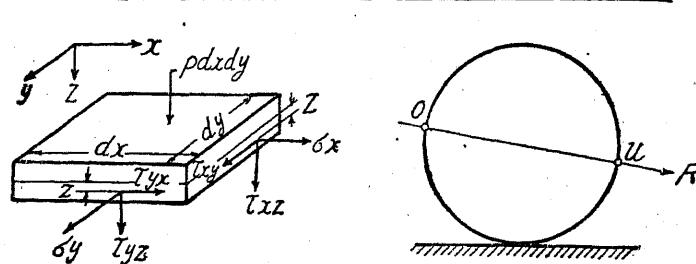
172 図

使用される鋼材は軟鋼であつて、其の強度は $4,000 \text{ kg/cm}^2$ 以上とし、伸長度は 21 % 以上を指定することを要する。

使用箇所の重要の程度に應じて其の許容強度と當然異なるべきであるが、斯くては徒に煩雜を招くに過ぎないから、普通安全率を 4 と採り、 $1,000 \text{ kg/cm}^2$ 又は $1 t/cm^2$ を使用して居る。

i 圓筒型屏壁

a) 筒壁が直接水壓を受け平板として働くときの應力



173 図 A

同 B

173 圖に於て圓筒の軸方向を X 軸、水壓に並行に Z 軸、此兩者に直角に Y 軸を探り、筒壁の厚を s とし $dx dy$ なる微小部分に働く應力關係を考察すると、今 $\sigma_x \sigma_y$ を夫々 X 及 Y 軸に並行なる線維應力、 $\tau_{xy} \tau_{yx} \tau_{xz} \tau_{yz}$ を夫々 X, Y, Z 軸に並行なる剪應力とし、 $\sigma_x \sigma_y \tau_{xy}$ を生ぜしむる力率を夫々 $m_x m_y m_{xy}$, S_b を斷面力率とすれば (「」符號は最大値を意味す)

$$\sigma'_x = \pm \frac{m_x}{S_b}, \quad \sigma'_y = \pm \frac{m_y}{S_b}, \quad \tau_{xy} = \pm \frac{m_{xy}}{S_b}$$

$$\text{然るに } S_b = \frac{1}{6} s^2$$

$$\therefore \sigma'_x = \pm \frac{6m_x}{s^2}, \quad \sigma'_y = \pm \frac{6m_y}{s^2}, \quad \tau_{xy} = \pm \frac{6m_{xy}}{s^2}$$

而して Föppel 氏に従へば

$$m_x = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$m_y = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

$$m_{xy} = -(1-\nu)N \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$N = \frac{Es^3}{12(1-\nu^2)}$$

但し E = 弾性率 ν = Poisson 比 ≈ 0.3

w = 撓度 N = 鋼體の剛性

ローリングゲートの圓筒に於ては、 m_{xy} は極微量で無視し得られるから茲では

$m_x m_y$ のみを考慮することとする。

Lorenz 氏は $m_x m_y$ に一種の假定を施して次の近似算式を誘導して居る。

$$\sigma'_x = \frac{96}{\pi^4} \cdot \frac{b^2 + \nu a^2}{(a^2 + b^2)^2 s^2} a^2 b^2 p$$

$$\sigma'_y = \frac{96}{\pi^4} \cdot \frac{b^2 + \nu b^2}{(a^2 + b^2)^2 s^2} a^2 b^2 p$$

上式中の a 及 b は夫々鋼錆の長及幅 (cm) を示し p は單位面積に加はる水壓を示す。故に $a = b$ のときは $\sigma'_x = \sigma'_y$ となり

$$\sigma'_x = \frac{3I}{\pi^4} \frac{a^2}{s^2} p \text{ kg/cm}^2$$

b) 圓筒が水平桁として働くに因る應力

今 S_x = 圓筒の斷面力率 b = 圓筒の長(徑間) D = 圓筒の直徑

R = 水壓と自重との合成力 M = 圓筒の受ける彎曲力率

$$\sigma''_x = \text{最大線維應力} = \frac{M}{S_x}$$

とすれば

$$S_x = 0.785 D^2 s$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} R b$$

$$\therefore \sigma''_x = \frac{R b}{8 \times 0.785 D^2 s} = \frac{100,000 R b}{6.28 D^2 s} \text{ kg/cm}^2$$

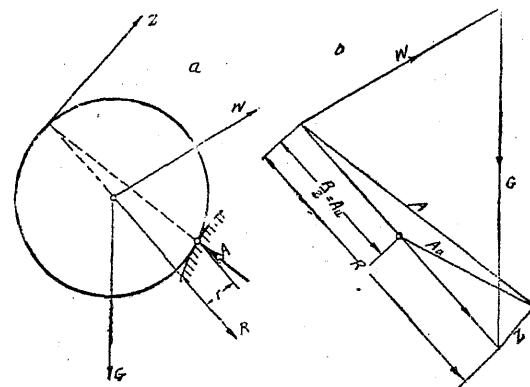
茲に R は t, b は m, D 及 s は cm を單位とす。

c) 扭力率に因る應力 174 圖に示す様に圓筒の一端を捲揚すると合成力 R は兩端で折半されて堰柱に作用するものと考へられる。

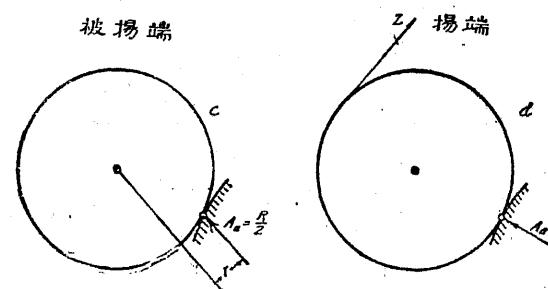
此反力は堰柱に於ける傾斜溝と圓筒との接觸點から r なる距離に働くものとすれば、被揚端(自由端)に於ける扭力率は次の如くである。

$$M_T = \frac{R}{2} r$$

然るに圓筒型舟體に於ては水壓と自重とは常に中心を通過すべきであるから、



被揚端



174 図

中心即ち重心に於ける扭力率は圓筒の凡ての點に於て同一である。仍て τ''_{xy} を最大應剪力とすれば

$$\tau''_{xy} = \frac{M_r}{J_a} \cdot \frac{D}{2}$$

茲に J_a = 圓の中心に於ける圓環の惰率

$$\text{而して } \frac{2J_a}{D} \doteq 1.6 D^2 s$$

$$\therefore \tau''_{xy} = \frac{100,000 Rr}{3.2 D^2 s} \text{ kg/cm}^2$$

但し上式中 R は t , r は m , D 及 s は cm を單位とす。

上の結果より $\frac{\tau''_{xy}}{\sigma'_{xy}} \doteq \frac{2r}{b}$ なる關係があることが解る。即一般に扉體の長

(徑間) b は r に比し極めて大きいから、 τ''_{xy} は σ'_{xy} の何%と云ふ位の極く僅かな値にしかならない。

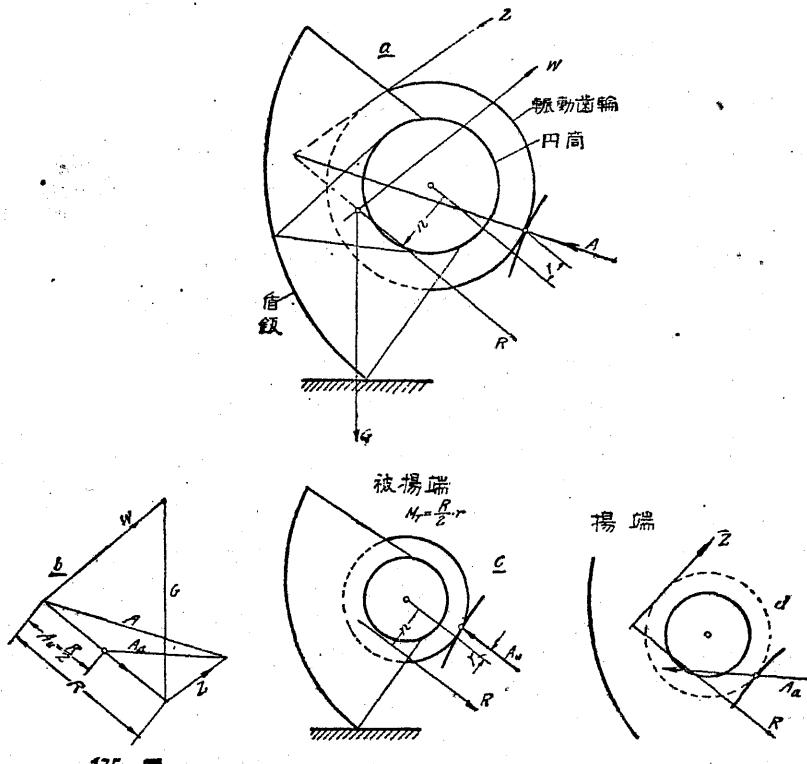
ii 翼板又は盾板を有する扉體 翼板又は盾板に生ずる水壓に因る應力は

$$\sigma'_x = \pm \frac{m_x}{S_b}, \quad \sigma'_y = \pm \frac{m_y}{S_b} \text{ に依つて計算し得られる。}$$

圓筒の應力は翼附型では水壓の一部を受けるが、盾附型では水平平行のみの働く爲すのであるから

$$\sigma''_x = \frac{100,000 Rb}{6.28 D^2 s} \text{ kg/cm}^2$$

のみとなる。此型式の扉體では水壓及自重の合成力 R は、圓筒の中心を通せず 175 図の様に r なる偏心を來たすから c 圖に示す通り被揚端では



175 図

$$M_T = A_u r = \frac{R}{2} r$$

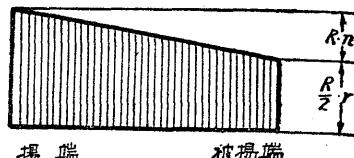
であるが揚端に近づくに従ひ $\frac{R}{b} n$ を増加し扉體の中央では

$$M_T = \frac{R}{2} r + \frac{R}{2} n = \frac{R}{2} (r+n)$$

となり揚端では最大値に達し

$$M_T = \frac{R}{2} r + Rn = R\left(\frac{r}{2} + n\right)$$

を得ること 176 圖に示す如くである。



176 図

従つて次式を得る。

$$\tau''_{xy} = M_T \frac{D}{2J_d}$$

$$= \frac{100,000 Rr}{3.2 D^2 s} \quad \text{被揚端}$$

$$= \frac{100,000 R(r+n)}{3.2 D^2 s} \quad \text{中央}$$

$$= \frac{100,000 R \left(\frac{r}{2} + n\right)}{1.6 D^2 s} \quad \text{揚端}$$

計算例

徑間 30 m、高 4.0 m のローリングゲートに於て圓筒及翼板の高を夫々 3.2 m、及 0.8 m とし、水壓を 7.5 t/m とす。而して圓筒に於ける補剛材たる縦横桁の間隔を 1 m とするとき、翼板の受くる應力を求む。

解 正方形翼板の應力は Lorenz 氏の公式に依り

$$\sigma'_x = \frac{31}{\pi^4} \cdot \frac{a^2}{s^2} p$$

而して a = 翼板の寸法 = 100 cm, s = 鋼翼板の厚 = 1.5 cm とす

p = 水壓と自重との合成力 R が翼板を通る處の單位面積に働く應

力 = 2,000 kg/m² = 0.2 kg/cm²

$$\therefore \sigma'_x = \frac{31}{\pi^4} \cdot \frac{100^2}{1.5^2} \times 0.2 = 282 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma''_x = \frac{100,000 Rb}{6.28 D^2 s} = \frac{100,000 \times 7.5 \times 30 \times 30}{6.28 \times 320^2 \times 1.5} = 697 \text{ kg/cm}^2$$

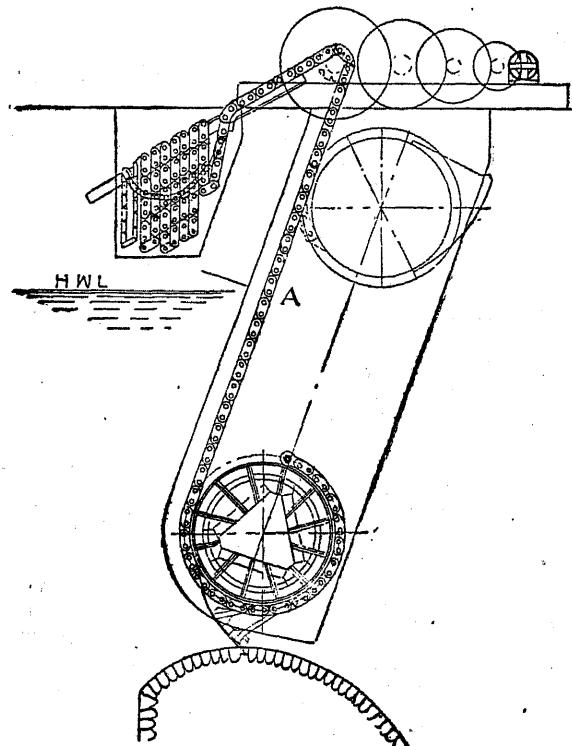
仍つて全應力 $\sigma'_x + \sigma''_x = 282 + 697 = 979 \text{ kg/cm}^2$

(5) 昇降装置 圓筒扉體を堰柱若は側壁に於ける傾斜溝に沿つて昇降させる装置に大體二種類ある。一は圓筒扉體の兩端に齒車を附し、之を傾斜溝の斜面に取付けてあるラック(歯軸)に噛ませて捲揚げるもので、他は扉體の兩端にローリングホイールを附し、之を斜面に取付けてあるレールに載せ捲揚げるものである。

前者は從來一般に用ひられた型であるが、洪水時に流木、砂礫、其の他の浮流物が往々ラックに挟まり、扉體の昇降に際し齒車がラックより離脱し扉體を墜落せしめ或は其の一端の齒車のみの離脱に因り、常に水平の位置を保つを要す可き扉體を傾かしめ、従つて齒車並にラックの噛合ひ不正となり、齒車の面に不平均なる

力を生ぜしむる結果歯を破碎し若は捲揚機に無理な力を出さしめ、之を壞はすに至る事がある。

又前者の型では傾斜溝の斜面勾配を急にすると齒車とラックとは離れる虞があるから、或る程度以上の急勾配と爲すことは不可能で、従つて堰體若は側壁の幅(河に沿つての)を此の勾配に依つて決めねばならぬ。



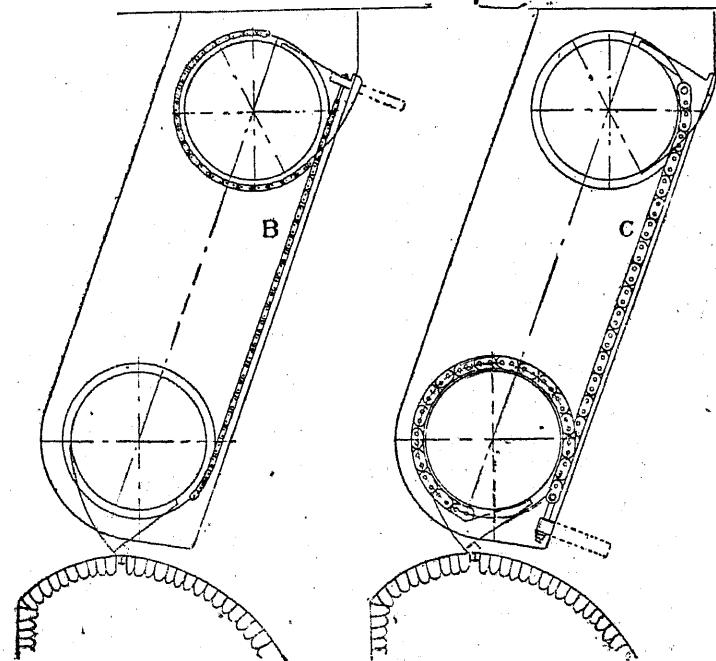
177 図 I 捲揚端 A 捲揚端

上記の諸缺點を補ふべく考案されたのが後者の型(特許 45,501, 66,231, 66,140, 69,828 東京、田原製作所)で、歯車及ラックに起る故障なきこと及傾斜溝の斜面を急に爲し得ることの特徴を有つて居る。

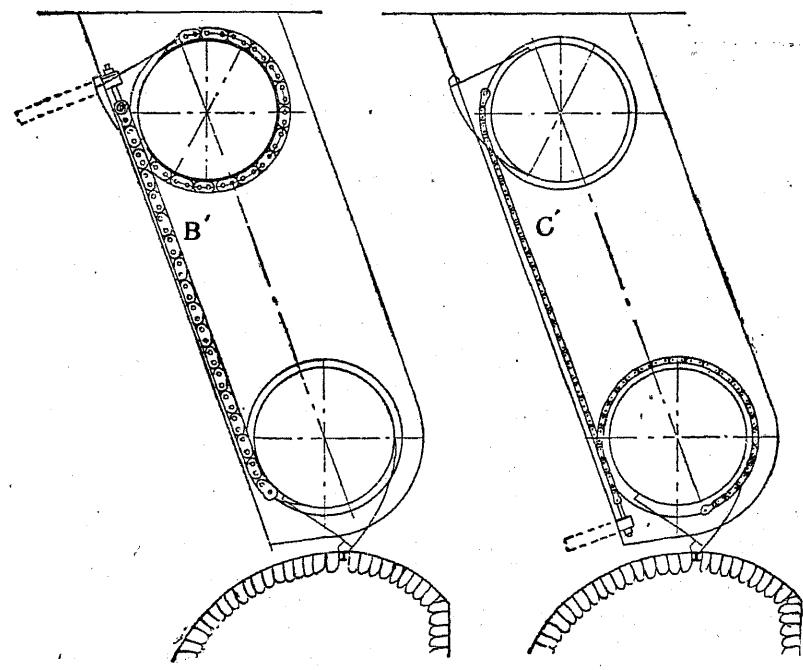
177 圖及 178 圖は田原式ローリングゲートで、其の構造の大要は、圓筒扉體の揚端の周圍に三條の鎖溝及一條のローリングホイールを備へ、被揚端の周圍には二條の鎖溝及一條のローリングホイールを備へて居る。

其の動作は(177 圖参照)捲揚鎖 A の捲取に依り懸垂鎖 B 及 B' (B と反対側の圓筒端以下同様) を捲込み、締付鎖 C 及 C' を捲き解ごす作用を爲し、其の両端に備ふるローリングホイール W 及 W' (178 圖)は傾斜溝内の軌道 R 及 R' に沿ふて扉體を支へ輻動しつゝ上昇する。

扉體の自重は主として揚端に捲かれたる一條の捲揚鎖(若はロープ) A 及被揚



同 I 揚端に於ける鎖の捲き方 B 懸垂鎖 C 締付鎖

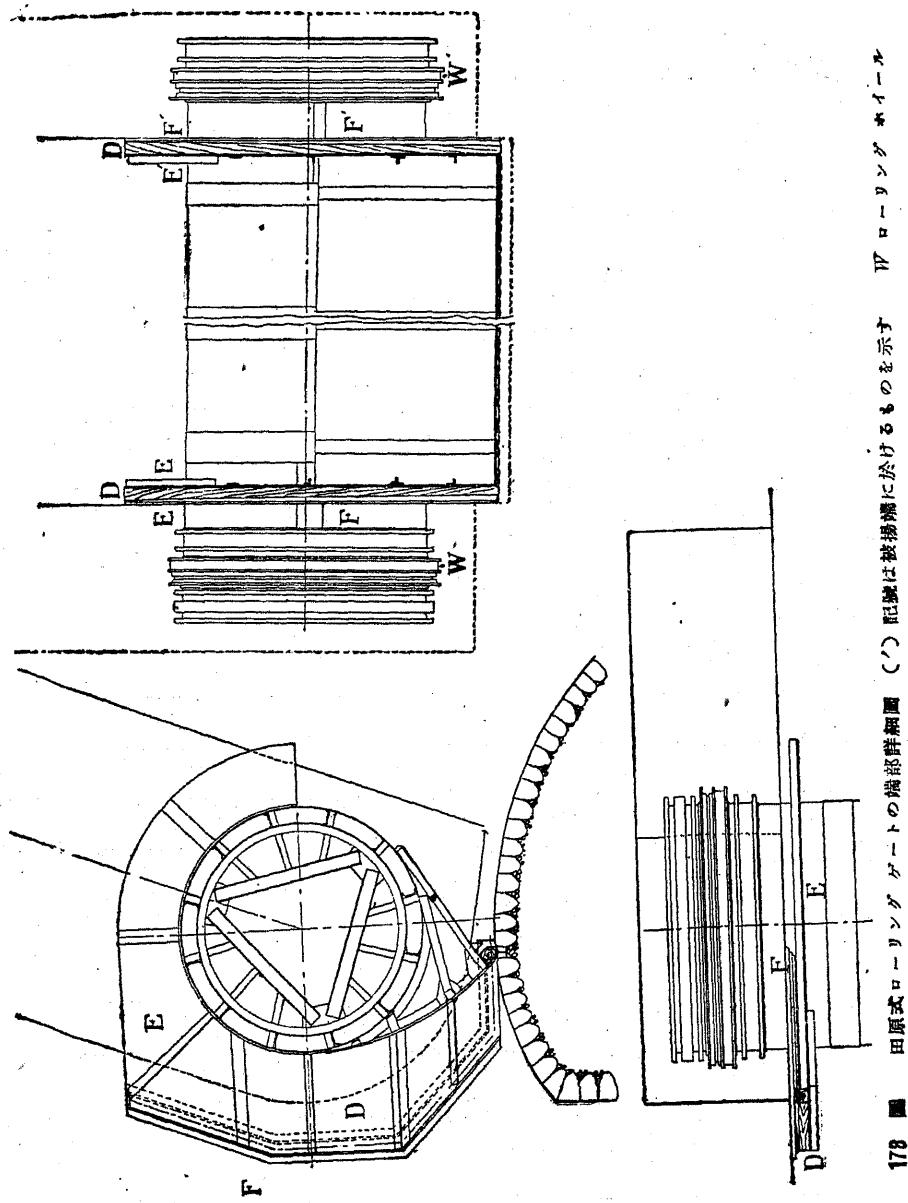


同 II 被揚端に於ける鎖の捲き方 B' 懸垂鎖 C' 締付鎖

端に於ける一條の懸垂鎖 B' (鎖の捲き方は 177 圖の如く下端は扉體鎖溝内の一箇所に取付け、其の周圍を捲揚鎖と反対の方向に捲き、上端は傾斜溝斜面内の上部に取付けられたる伸縮装置に連結す)との二條の鎖に依り全長を通じて水平の位置に懸垂支持され、捲揚鎖(若はロープ)の捲取りに應じて懸垂鎖を捲込む作用を誘致し、扉體は兩側壁若は堰柱内の傾斜溝中の軌道上に沿ふて輻動昇降するのである。

ローリングゲートの翼板又は盾板等の附設に因り起る偏重若は堰水の全水壓並に浮力等に對應する爲、兩圓筒端に捲かれたる締付鎖 C 及 C' (鎖の捲き方は 177 圖に示す如く上端は扉體鎖溝内の一箇所に取付け其の周圍を囲り、下端は傾斜溝内下部に取付けられたる伸縮装置に連結す)に依り緊張する。

尙ほ扉體が捲揚げられて居る場合前面より翼板又は盾板に受ける風壓、或は扉



體の偏重等を制御する爲に、揚端に捲かれたる一條の懸垂鎖 *B* (鎖の捲き方及作則は 177 圖に示す通りで、全く被揚端に於ける懸垂鎖 *B'* に同じである)を設けたる。

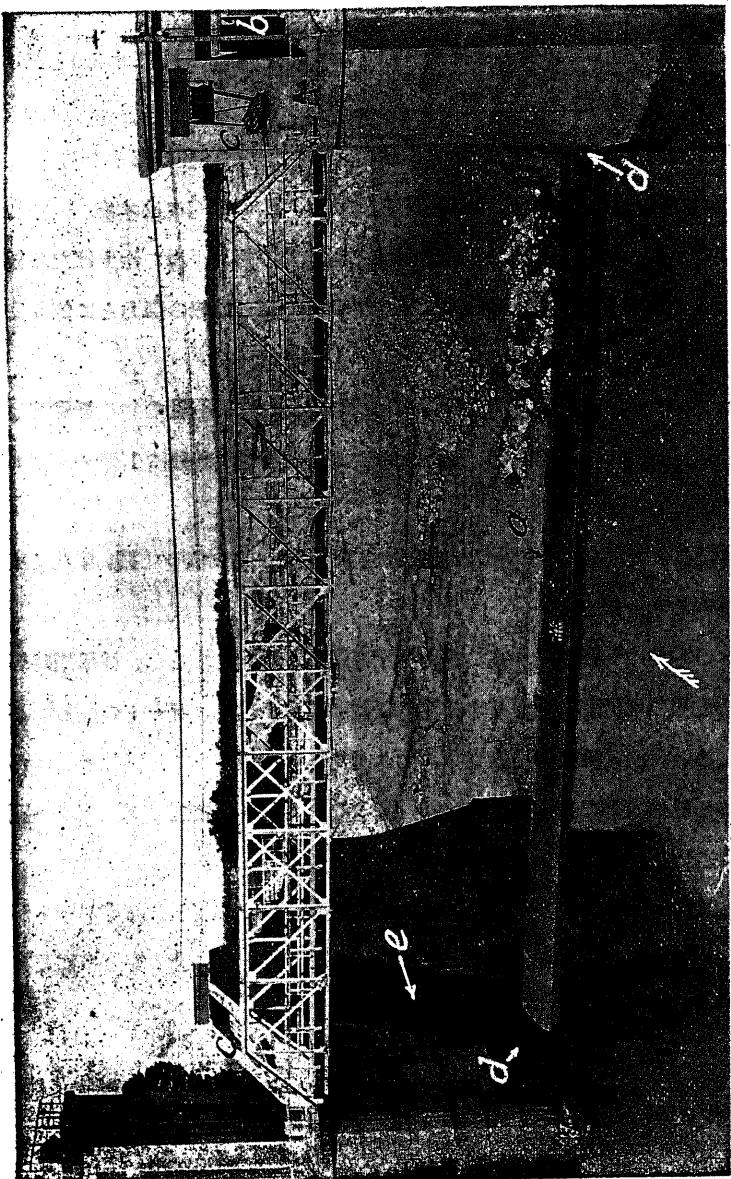
(6) 水密装置 ローリングゲートと兩端側壁若は堰柱間の漏水を防ぐ爲、扉體の兩端に楔状の鋼製の端部水止鉄 *E* を附設し、*E* の壁側には木座 *D* を裏付ける。側壁下部の堰水部分には木座と適合し且つ其の面を平滑に仕上げたる鑄鐵製の座 *F* を定着し、木座と鑄鐵座面との間の楔作用と端鉄の弾力とに依り完全に漏水を防ぐ。

ローリングゲートと底面の固定堰堤間の漏水止装置は 178 圖の如く扉體若は翼鉄又は盾鉄の下部に木片を附し、一方此の當る固定堰堤の部分に L 形鉄を埋め込み置き水密ならしめる。

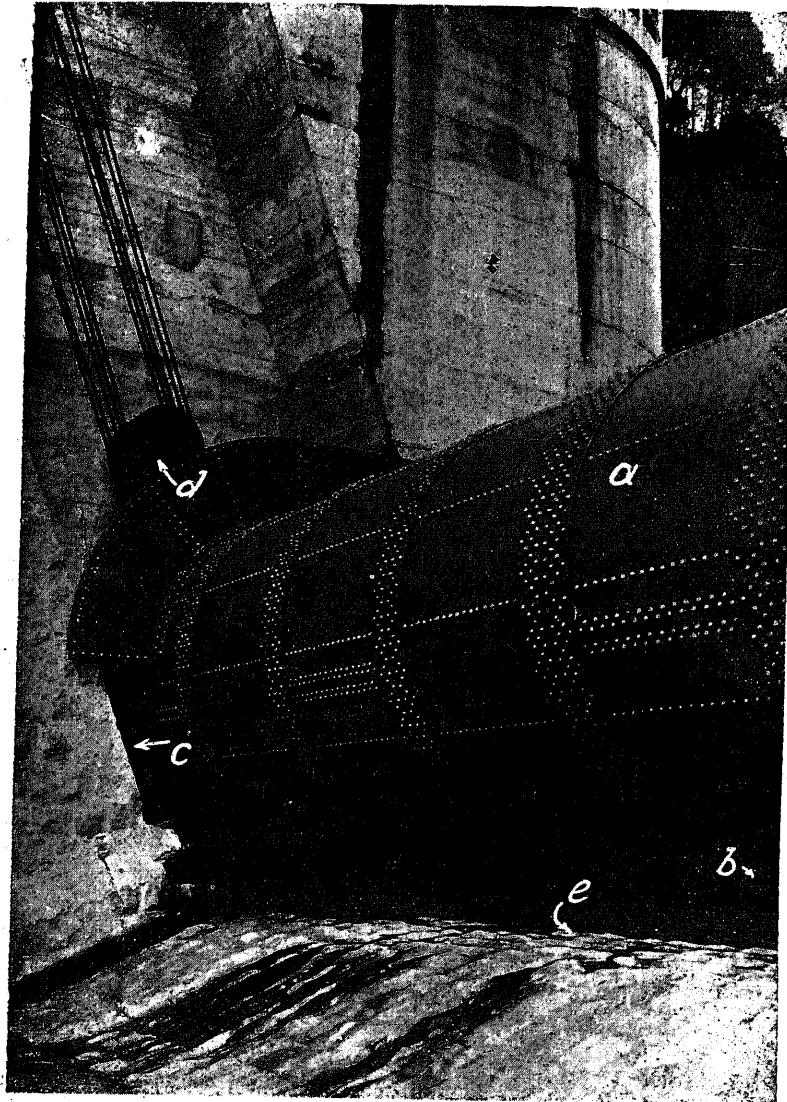
(7) 握揚設備 堤柱若は側壁上に電動機を設置し、之に依りて鎖、連鉄又はロープを捲取るを一般とする。

電動機への電力は普通の場合其の水力の發電所より供給されるが、暴風雨時等に於ては配電線の切斷若は發電所の故障等に因り停電を爲し、ゲートの開放を不可能ならしめ、溢流、流漂物の激突等に因りゲートを破損することが往々あるから之に備へる豫備動力設備として、電動機の外にガソリン機關、ディゼル機關等の早急に動力を發生し得るものと併置することが望ましい。

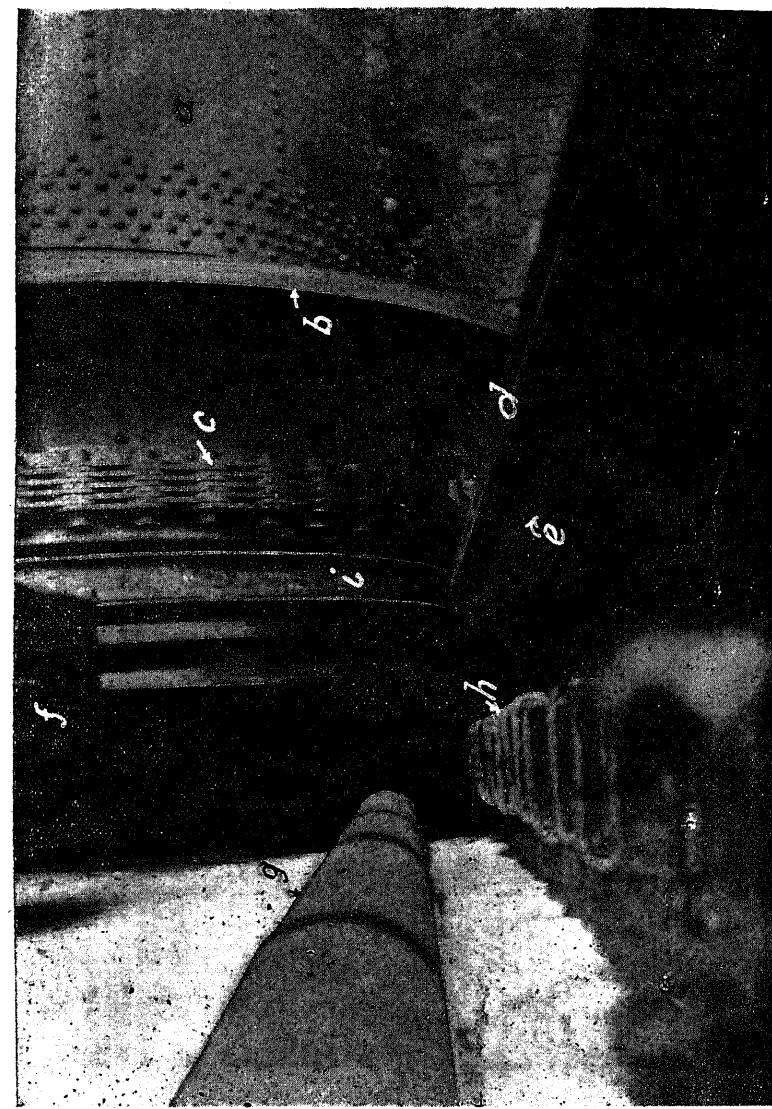
此の豫備動力設備は、他の種類のゲートに付ても同様で、若し夫れ等ゲートが堰堤頂の全長若は大部分に亘り設備される場合には、ゲート自身の安全の爲及ゲートの破壊等に因る瀉流が堰堤より下流へ及ぼす悪影響を防ぐ上に於て必ず設置すべきものである。



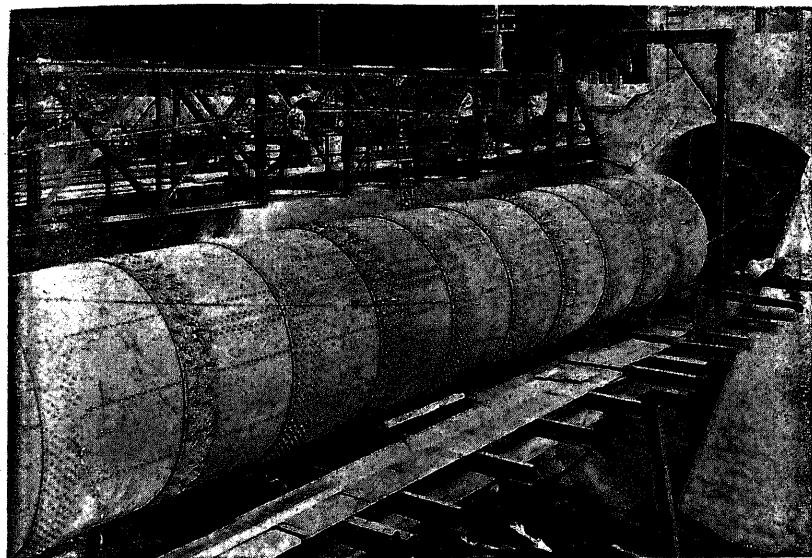
179 圖 A 黒部川電力会社 黒部川用水合口事務所 取水堰堤
高さ 24.24 m、堤上高 3.33 m、圓筒径 2.57 m、重量 83,148 t
a 田原式ローリングゲート
b 尾檻
c 滑接觸室
d 端部水止鉄
e 棚柱内の貯余溝
説明 滑接觸室は右側の堰堤柱上にのみあり、左には單に滑車を備へる。搬揚機を運転すれば、左側のロープは滑車に依り右側のものと同時に堰堤柱に捲取られ、ゲートを開閉する。即ち右側は揚端で左側は被揚端である。洗水が時ゲートを渡けてある。(c, d 両参照)



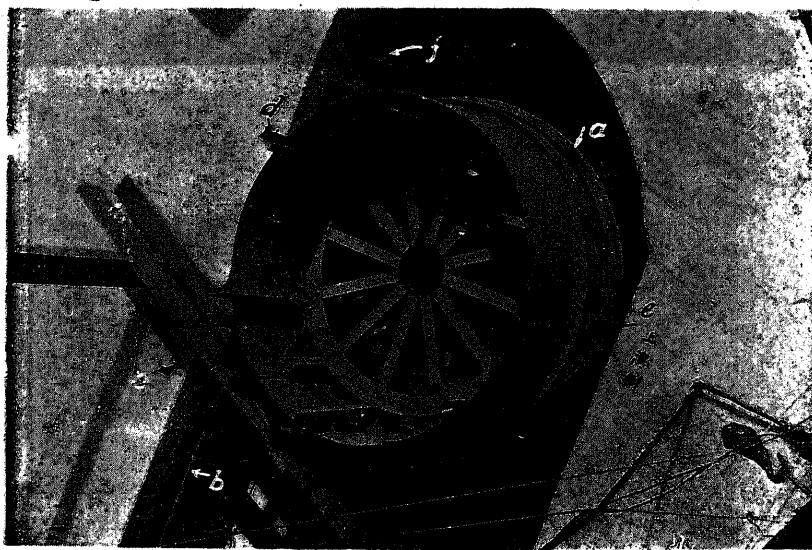
同 B 同 下流側より見たるローリングゲート
a 尾檻 b 翼鉄 c 締付鎖 d ロープ滑車 e 水止材



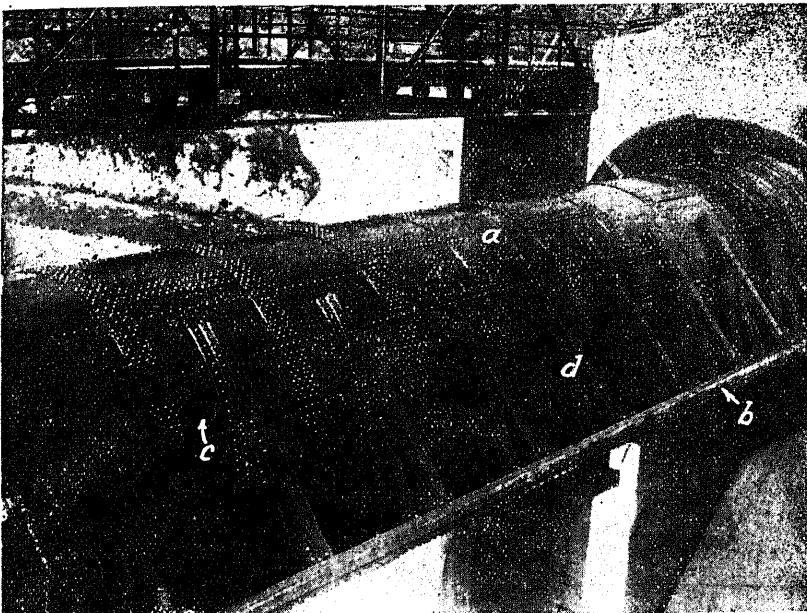
同 O 同 上より見たるローリングゲートの捲揚端部。
a 門體 b 端部止鎖 c ローリングホイール
d レール e ホイール f 捲揚用ロープ滑車 g 通氣管
h 垂鎖取付部



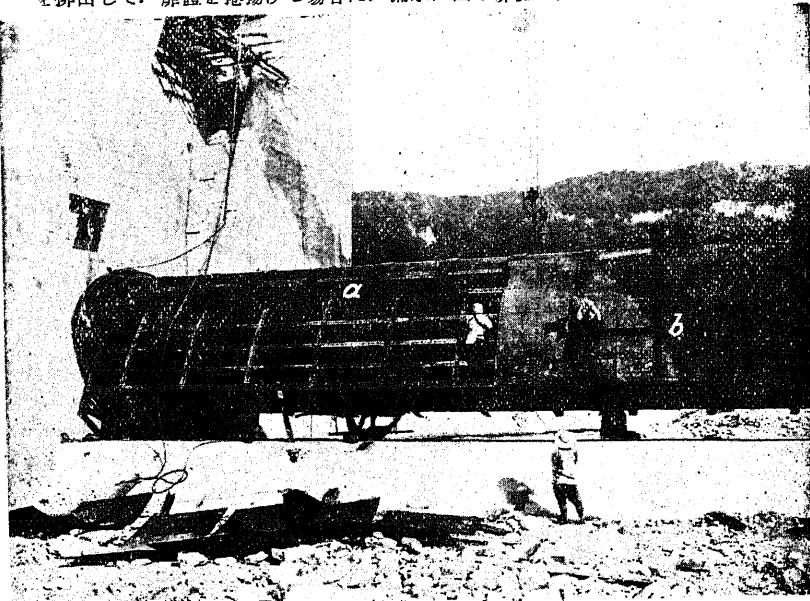
同 D 同 ローリングゲート組立作業



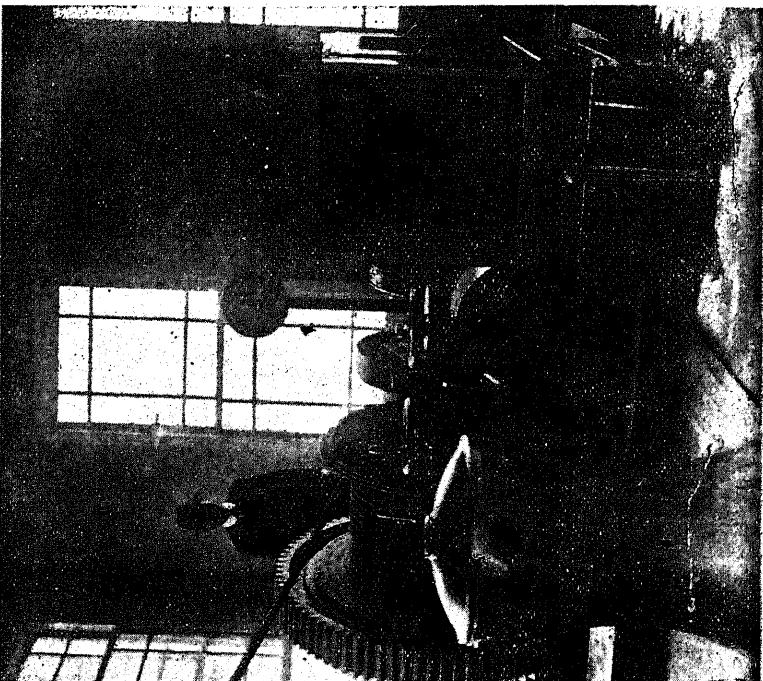
同 E 同 組立作業中のローリングゲート捲揚端
a ローリングホイール b レール c 補助輪 d 支柱 e 締付鎖取付部
f 垂鎖取付部



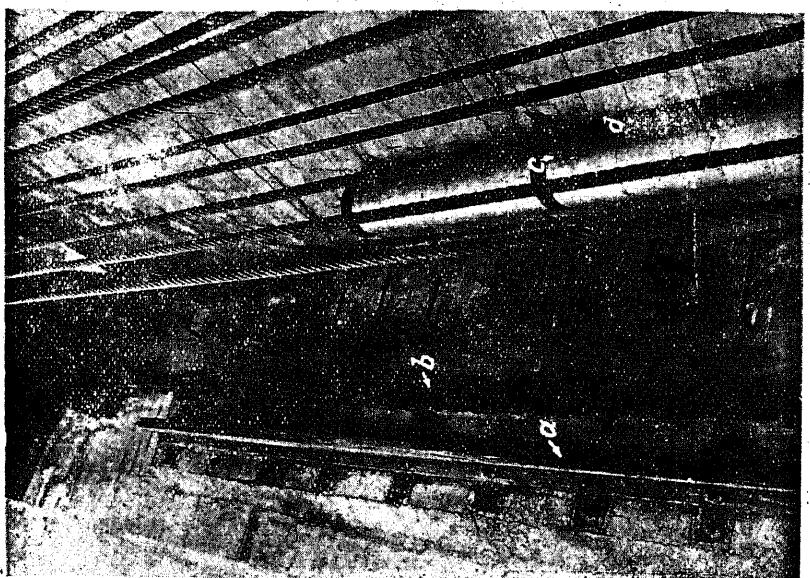
180 圖 A 關東水力電氣會社 佐久發電所 取水堰堤のローリングゲート 田原式ローリングゲート 徑間 17.6 m 堤上高 4.54 m 圓筒徑 3.33 m 重量 77,818 kg
 a 圓筒扉體 b 翼板下端の水止材 c 水抜釦 d 翼板取付材
 説明 ローリングゲートの扉體に c の如き孔を設けるのは、堰水中の扉體内漏水を排出して、扉體を捲揚げる場合に、漏水による扉體の加重を防ぐ爲である。



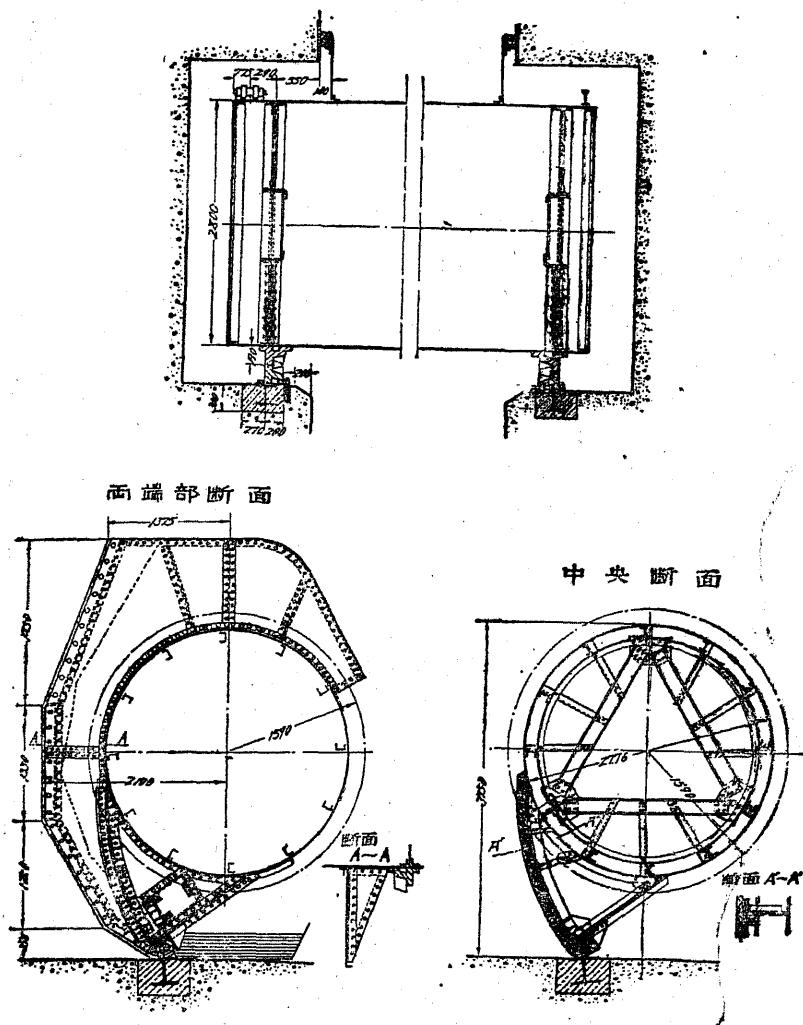
同 B 同 ローリングゲート翼板(取付作業中)
 a 圓筒扉體 b 翼板



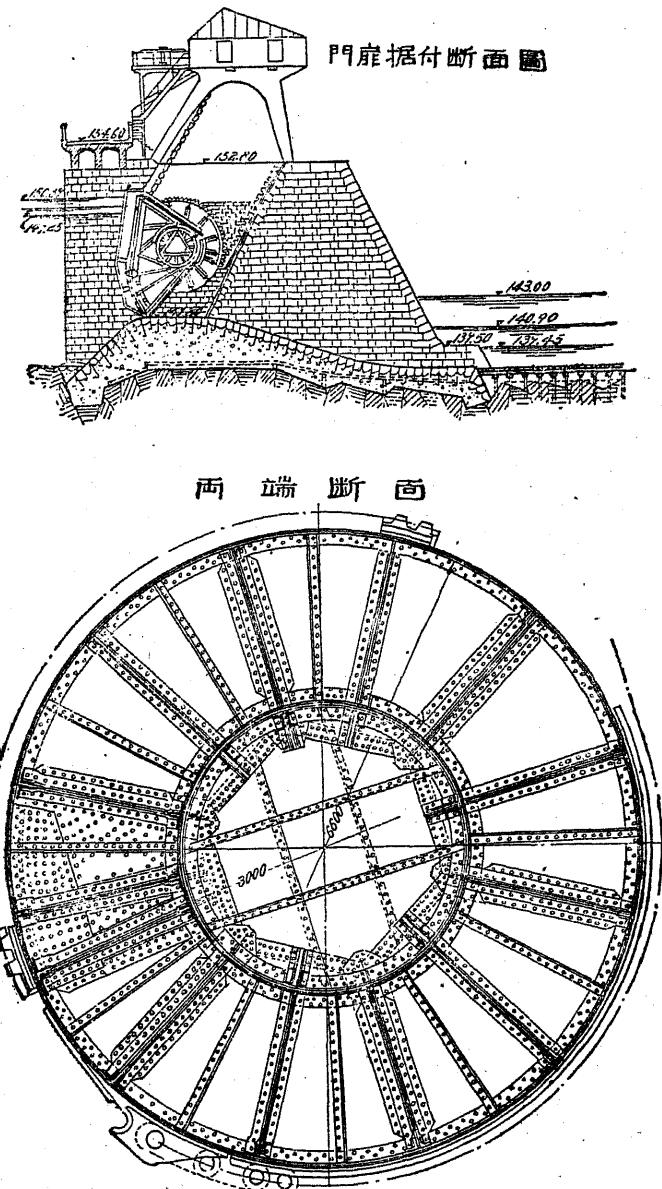
同 C 同 ローリングゲート(取付後) (40馬力DC)



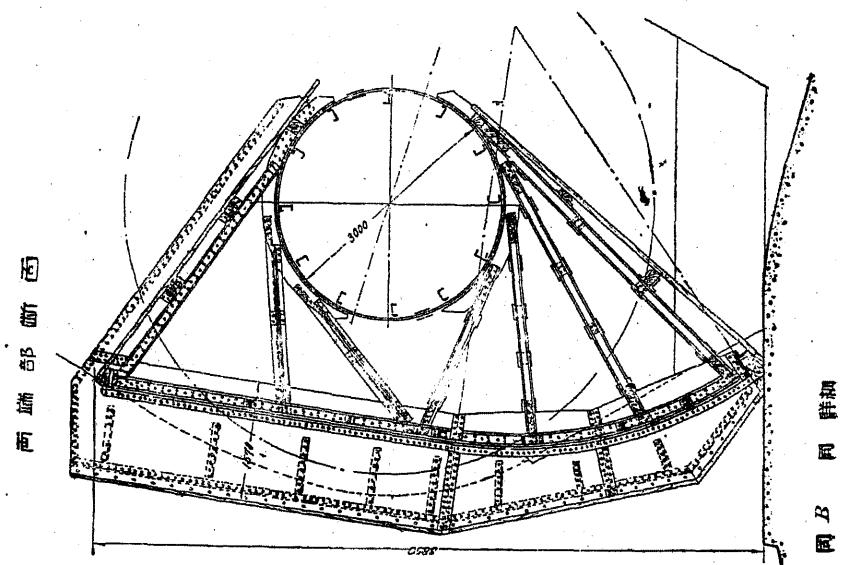
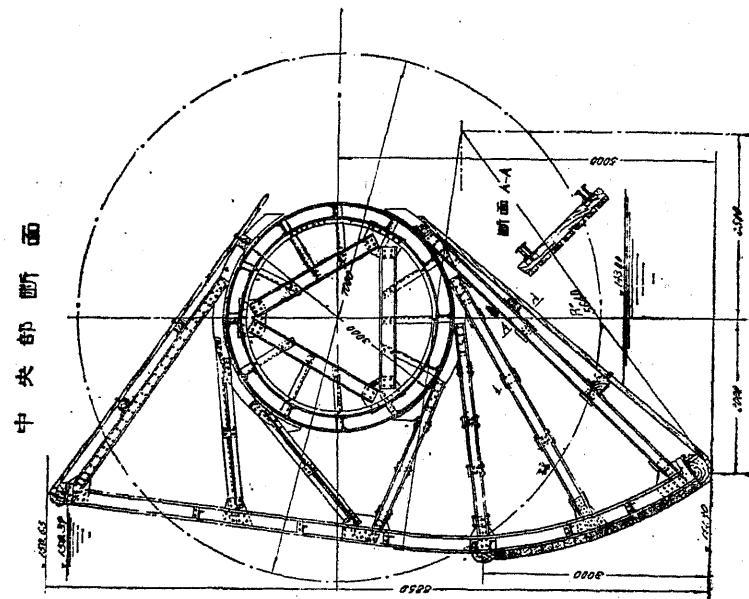
同 D 同 ローリングゲート内部
 a レール b 鋼柱内の傾斜導導管 c 通氣管 d 隔離車輪



181 ■ 鋼鉄付ローリングゲート（歯車及歯板に依るもの）



182 ■ A 盾板付ローリングゲート



齒車

齒桿

齒車及齒桿嚙合

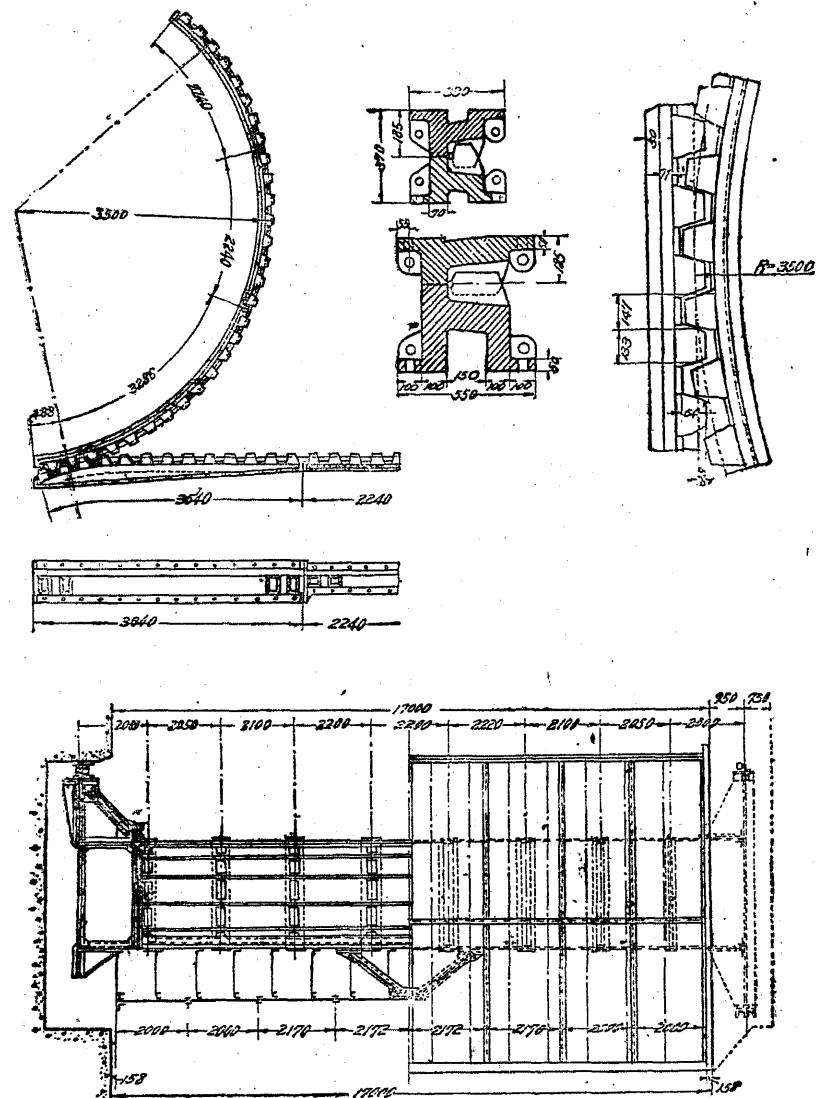
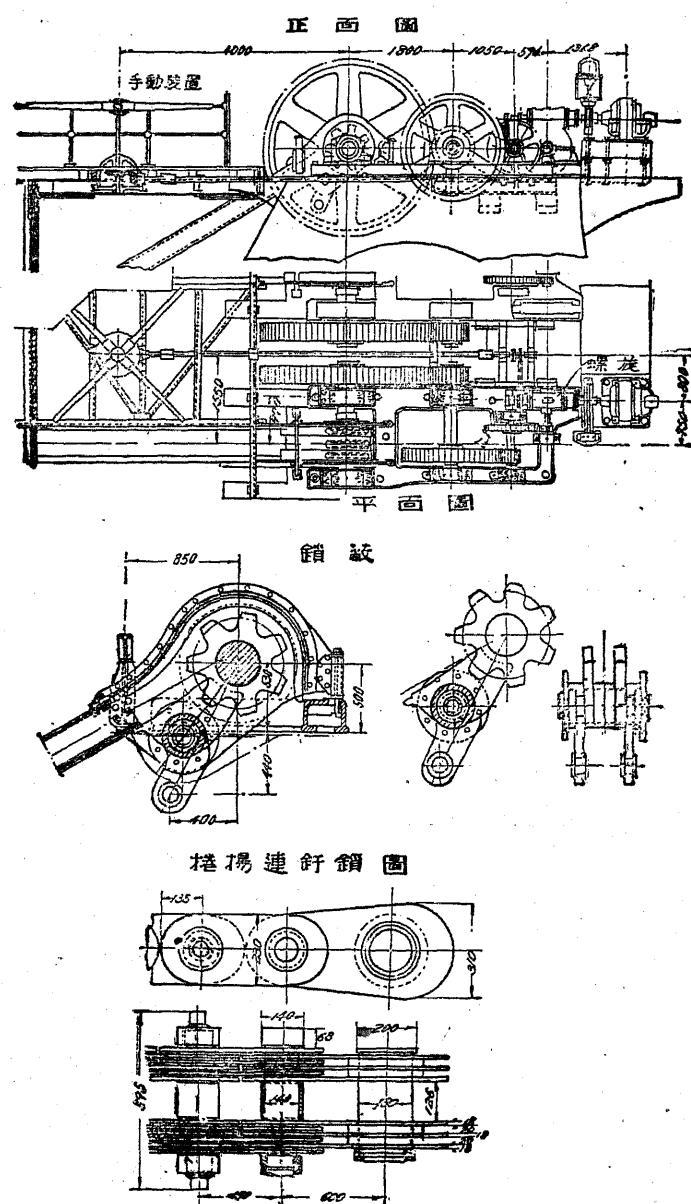


圖 C 同 齒車及齒桿



183 ■ 卷揚機

X 水 壓 管

60 水 壓 管

(1) 概 説 水槽より発電所内の水車に送水する爲、水槽と水車との間に敷設される圧力管を水壓管と謂ひ、此の線路を水壓管路又は水壓管線と稱して居る。

註 著者は水壓を受ける水路としての管及線路を夫々圧力管及圧力管路(線)と呼ぶことにして居る。

水壓管路は発電所の位置が限定的に定められれば、之に従屬して選定されるが管路としてはアンカーブロック及び支臺の設置上岩盤なる所、山崩又は雪崩の虞なき所を選定せねばならぬ。

若し管路の地質不良なる場合には、管の支持物の構造に多額の工費を要し尚且管路の安定に不安があるから、斯かる場合には多少管長を増しても安全なる所に管路を移した方が將來の維持保全上得策とする場合がある。又管路の地質が岩盤である場合には、最小限の掘鑿に依り管を敷設し得る様に管路を選定せねばならない。

水壓管は普通軟鋼製であるが、低圧の個所に限り極めて稀に鋼筋混擬土管又は木管を使用することがある。

(2) 水壓管路の條數 水壓管の徑を決定するには先づ管路の條數を決定しなければならない。單に工事費の點から考へれば、太い管を用ひ條數を少くすれば得策であるが、管径が非常に大きくなると貨車積及び現場での工作に不便で、且つ山間部の發電工事では運搬が頗る困難になるから、通常最大限度は 4m 程度として居る。

又管の條數は水車の數と關係があつて、水車の使用水量が大ならざる場合は、管路の下部で一條の管から分岐して各水車に給水するが、大使用水量の水車に対する各別に水壓管を設け、即ち管の條數を水車の數と同じにするのが普通である。

る。尙委しく言へば水車の數は發電機の臺數に依り決定され、發電機の臺數は使用河川の流量と使用水量の關係及び負荷の状態等に依つて定められる。

管の條數は更に落差との關係がある。即ち通常用ひられる鉄接鋼管では、管壁の厚は工作上約 25 mm を最大限として居るから、高落差で之以上の厚の鋼板を要する場合には、管を 2 條に分ち即ち管徑を小さくして厚を増さしめぬ様に設計するのである。

(3) 設計の基本

1° 外力 水壓管の周壁に働く外力は、静水壓、襲波高及び水衝作用に基づく水壓並に大徑低壓管に於ける管の變形、支臺間に桁として起る變曲力及地震力等である。

静水壓、襲波高及び水衝作用による水壓は、之を水柱の高さを以て表はされるから、今全水壓を p とし、其の水柱の高を h (m) とすれば

$$p = h t/m^2 = 1,000 h \text{ kg}/m^2 = 0.1 h \text{ kg}/cm^2$$

従つて管壁に起る應力は 184 圖に於て

$$2\sigma_s dz \sin \frac{d\phi}{2} = p du dz$$

$$\text{然るに } \sin \frac{d\phi}{2} = \frac{du}{2R}$$

$$\therefore s = \frac{Rp}{\sigma_1}$$

今管の水平と爲す傾斜角度を α とし、兩支臺間の間隔を L 、其の部分の管及び水の重量を G 、管徑を D とすれば

184 ■

$$M = \frac{1}{12} L G \cos \alpha$$

管の慣率は $J = \frac{1}{8} \pi s D^3$ なるを以て

$$\therefore \sigma_2 = \frac{M}{J} \cdot \frac{D}{2} = \frac{4M}{\pi s D^3}$$

2° 水衝作用 負荷の急激な變動に因り、水車の呑む水量が激變し從つて管内の流速が激變すると、茲に水衝作用が起つて、水壓の上昇又は下降の現象を生ずる。此の變化が極めて緩慢であれば、壓力の變化 p_h は、次の値を有つのである。

$$p_h = \frac{L}{g} \alpha \cdot t/m^2 = 1,000 \frac{L}{g} \alpha \text{ kg}/m^2$$

$$\therefore 100 L \alpha \text{ kg}/m^2 = 0.01 L \alpha \text{ kg}/cm^2$$

茲に L = 管の長 (m) g = 重力の加速度 = $980 \text{ cm/sec}^2 \doteq 10 \text{ m/sec}^2$

α = 管内流水の加速度又は減速度 (m/sec^2)

今負荷が激變して水車の水扇が瞬時に閉鎖されたものと假定すると、運動の勢力は常に爲されたる仕事の量に等しいから、 p_h なる水壓の上昇があれば、

K を水の彈性率とすると、管内の水は $\frac{p_h}{K}$ なる體積の變化を來たし、此の

間 $\frac{p_h}{2}$ なる平均應力を受けるから

$$\frac{w}{g} \cdot \frac{v^2}{2} = \frac{p_h^2}{2K}$$

茲に w = 水の単位體積の重量、 v = 水扇又はバルブ閉鎖前の管内の流速

今水中に於ける音波の速度を V_p とすれば、Newton の法則に依り

$$V_p = \sqrt{\frac{Kg}{w}}$$

$$K = 21,000 \text{ kg}/cm^2 \quad w = 1 \text{ gr}/cm^3$$

$$g = 980 \text{ cm/sec}^2$$

$$\therefore V_p = \sqrt{\frac{21,000 \times 1,000 \times 980}{1}} \doteq 144,000 \text{ cm/sec}$$

$$= 1,440 \text{ m/sec}$$

故に前式より

$$p_h = v \sqrt{\frac{Kw}{g}} = v V_p \frac{w}{g} = \frac{v}{V_p} K$$

$$= \frac{21,000 \times 10,000}{1,440} v = 146,000 v \text{ kg/cm}^2$$

$$= 14.6 v \text{ kg/cm}^2$$

上述の如く、 p_h なる水壓の上昇を來たすと、管壁に $\frac{p_h R}{s}$ なる周邊應力を生じ、同時に $\frac{p_h R}{2s}$ なる縱應力の發生を見るから、管長 x に對し δx なる變形を來たすのである。

$$\frac{\delta x}{x} = \frac{p_h R}{2sE} - \frac{p_h R}{\sigma t E}$$

茲に E = 管材の彈性率

σ = Poisson 比の逆數 = 3 ~ 4

$$\therefore \delta x = x \frac{p_h R}{2sE} \left(1 - \frac{2}{\sigma}\right)$$

$$\text{同様に } \frac{\delta R}{R} = \frac{p_h R}{sE} - \frac{p_h R}{2\sigma sE}$$

$$\therefore \delta R = R \frac{p_h R}{sE} \left(1 - \frac{1}{2\sigma}\right)$$

従つて管の體積の變化は

$$\begin{aligned} \delta V &= \pi \left\{ (R + \delta R)^2 (x + \delta x) - R^2 x \right\} \\ &= \pi R^2 x \left\{ \frac{2p_h R}{sE} \left(1 - \frac{1}{2\sigma}\right) + \frac{p_h R}{2sE} \left(1 - \frac{2}{\sigma}\right) \right\} \\ &= \pi R^2 x \frac{p_h R}{2sE} \left\{ 5 - \frac{4}{\sigma} \right\} \end{aligned}$$

$$\therefore \frac{\delta V}{V} = \frac{p_h R}{2sE} \left\{ 5 - \frac{4}{\sigma} \right\}$$

然るに水柱は、 p_h なる上昇壓力を受けるから、其の體積は $\pi R^2 \times \left(1 - \frac{p_h}{K}\right)$ となるが、外觀上の體積は $\pi R^2 \left\{ 1 - \frac{p_h}{K} - \frac{p_h R}{2sE} \left(5 - \frac{4}{\sigma}\right) \right\}$ であり従つて K の有効値を K' とすれば

$$\frac{1}{K'} = \frac{1}{K} + \frac{R}{2sE} \left(5 - \frac{4}{\sigma}\right)$$

上式に於て $\sigma = 4$ と取れば

$$\frac{1}{K'} = \frac{1}{K} + \frac{2R}{sE}$$

仍て $p_h = \frac{v}{V_p} K$ に於て K の代りに K' を使用すれば

$$p_h = \frac{v}{V_p} \cdot \frac{1}{\frac{1}{K} + \frac{2R}{sE}} = \frac{v}{V_p} \cdot \frac{K}{1 + \frac{D}{s} \cdot \frac{K}{E}}$$

$$\text{又は } p_h = \frac{w}{g} av \quad \text{但し } a = \frac{V_p}{\sqrt{1 + \frac{D}{s} \cdot \frac{K}{E}}}$$

上式中 E 及 $\frac{K}{E}$ を主なる材料に就て摘記すれば次の通りである。

管の材料	$E \text{ kg/cm}^2$	$\frac{K}{E}$
軟 鋼	2,100,000	0.01
鑄 鐵	1,000,000	0.02
鐵筋混凝土	140,000	0.15
木 材	80,000	0.26
水	21,000(K)	1.00

次に 管を閉鎖する時間に多少の餘裕ある場合 即ち $\frac{L}{a} > T > 0$ の場合を考慮するに、先づ L より小さき x なる長を想像し $T = \frac{x}{a}$ と假定し、 α を減速度とすれば、

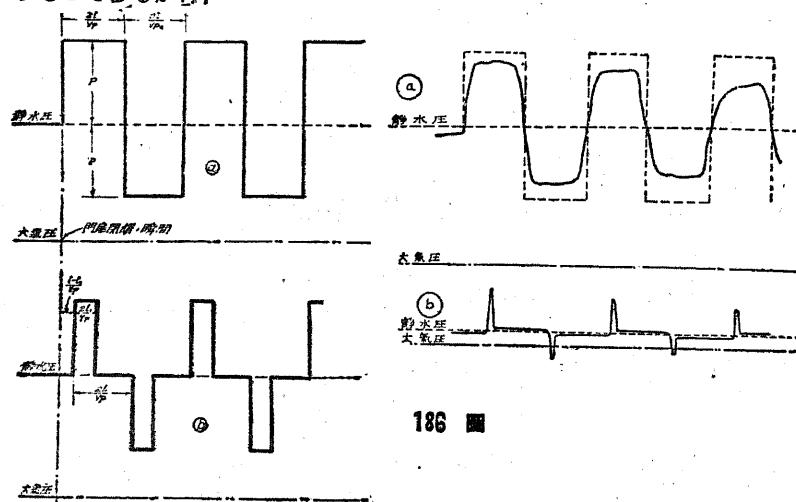
$$p_h = \frac{w}{g} \alpha x \quad \alpha = \frac{v}{T} = \frac{va}{x}$$

$$\therefore p_h = \frac{w}{g} x \frac{va}{x} = \frac{w}{g} av$$

故に此の場合は、瞬時閉鎖の場合と同様の水衝作用を受ける。然らば閉鎖時間が稍々延びて $\frac{L}{a} < T < \frac{2L}{a}$ の場合は如何といふと、 p_h は多少減少を來たすべきことは推定し得るが、壓力の上昇は水槽の前渠から反射して來るまでの時間内に起るから、安全の爲瞬時閉鎖の場合と同一と看做すがよい。

此の $T = \frac{2L}{a}$ なる時間を限界時と稱し、閉鎖時間を之より小さく採ることは絶対に避くべきである。

水衝作用は一種の漸衰振動であつて、185図に示す様に(a)はバルブの直後に於けるもの、(b)はバルブから l なる距離に於ての理論的振動圖であるが、186図(a)は直徑9.5cm長137mの鑄鐵管に就ての實驗で、其の(b)はバルブから4.6mの所の記録である。尙バルブを開く場合は、丁度上記の反対の現象を呈するのであるから、



186 図

一般にバルブの閉鎖時間は $T > \frac{4L}{a}$ とするが、此の場合の水衝作用は L 。Allievi 氏の誘導した圖式に依り求むるのが最も便利である。

$$\begin{cases} \rho = \frac{a^2}{2gy}, & a = \sqrt{\frac{V_n}{I + \frac{D}{s} - \frac{K}{E}}}, \quad \theta = \frac{T}{t}, \quad t = \frac{2L}{a} \\ \varphi^2 = \frac{y+h}{y} \end{cases}$$

茲に v = 管内の流速 (m/sec)， y = 静水頭 (m)

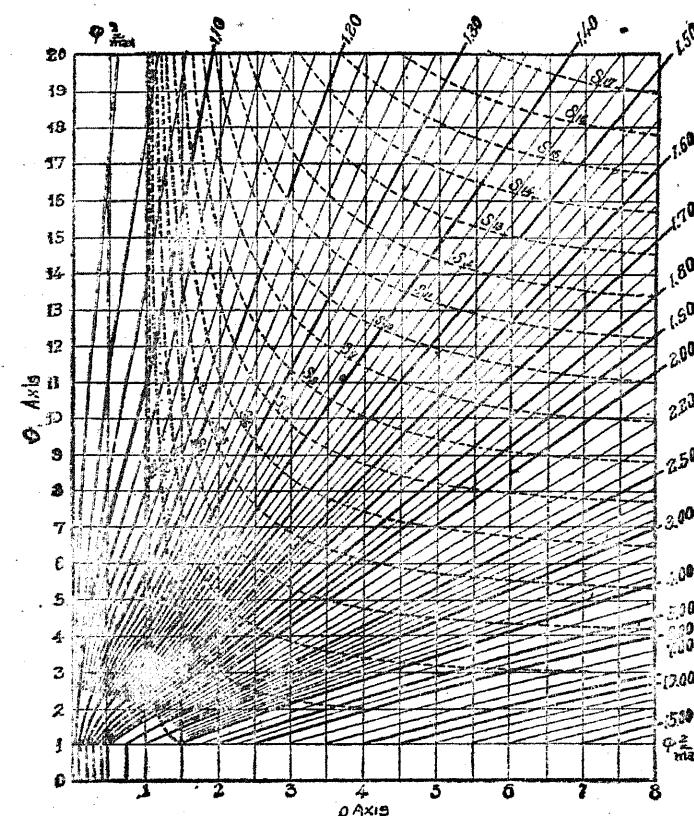
T = 水車調速機の水扉開閉時間 (sec)

h = 水衝作用に依る水柱の高 (m)

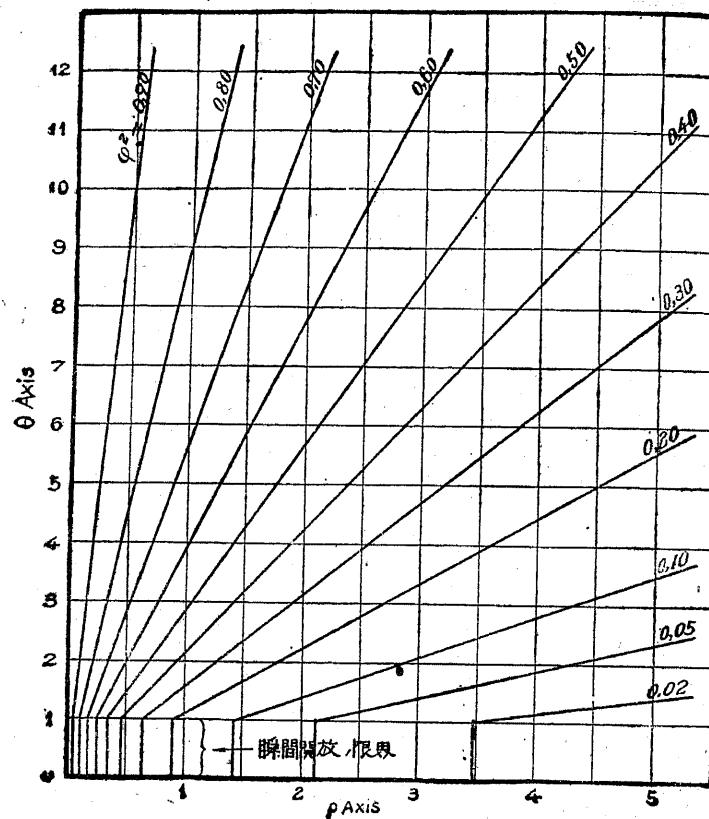
t = 波動の往復時間 (sec)。

187, 188図は Allievi 氏の作成した圖表で、上式の ρ 及 θ を與へて φ^2 を求め、 h を算出し得るものである。187図の S なる曲線は、部分閉鎖時間の最小限度を t の倍数で示すものである。

調壓水槽は水衝作用の大部分を之で吸收するのであるが、多少其の影響を上流に波及することを防ぎ得ない。差動調壓水槽では L_p なる距離まで影響するものとして居る。 $L_p = \frac{T a_p}{2}$ 兹に a_p = 上流管内の振動速度



187 図 或る速さにて水車の水扉を閉めたる場合、水衝作用に因る最大壓力を求める圖表



188 図 全閉せる水車の水扉を開いた場合、水衝作用による最小圧力を求める圖表

計算例

管径 2m、管長 300m、管最下部の受くる静水頭 100m、使用水量 9 m³/sec なる場合に於て、全負荷遮断時間を 4 sec、半負荷加重時間を 3 sec としたるときの各水衝作用を求む。但し鋼管の平均厚を 1.5 cm とす。

半

1° 全負荷遮断の場合

$$v = \frac{Q}{\pi D^2} = \frac{9}{\pi \times 2^2} = 2.86 \text{ m/sec}$$

$$a = \frac{V_p}{\sqrt{1 + \frac{D}{s} \frac{K}{E}}} = \frac{1,440}{\sqrt{1 + \frac{200}{1.5} \times 0.01}} = 947 \text{ m/sec}$$

$$t = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 300}{947} = 0.634 \text{ sec}$$

$$\rho = \frac{av}{2gy} = \frac{947 \times 2.86}{2 \times 9.8 \times 100} = 1.38$$

負荷遮断の有効率を 80 % と採れば

$$\theta = \frac{T}{t} = \frac{4 \times 0.8}{0.634} = 5.05$$

187 図に於て $\rho = 1.38$, $\theta = 5.05$ に對し $\varphi^2 = 1.32$ を得るから

$$\varphi^2 = \frac{y+h}{y} \text{ より } h = y(\varphi^2 - 1) = 100(1.32 - 1) = 32 \text{ m}$$

然るに此場合に於て、同圖の S 曲線は 1.6 を與へて居るから部分負荷の閉鎖時の極限値は次の如くなる。

$$T_p = 0.8 \times 1.6t = 0.8 \times 1.6 \times 0.634 = 1.27 \text{ sec}$$

即ち部分負荷の閉鎖時間が上記又は其の以内であれば、全負荷遮断時と同一又は其れ以上の水衝作用が起ることを示す。

2° 半負荷加重の場合 半負荷状態から全負荷に、或は無負荷から半負荷に變る場合も同一の影響を受けるものである。

$$v = \frac{9}{\pi \times 2^2} \times \frac{1}{2} = 1.43 \text{ m/sec}$$

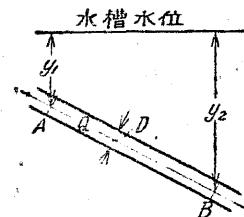
$$\theta = \frac{3 \times 0.8}{0.634} = 3.79$$

$$\rho = \frac{947 \times 1.43}{2 \times 9.8 \times 100} = 0.69$$

188 図に於て $\theta = 3.79$, $\rho = 0.69$ に對し $\varphi^2 = 0.7$ を得るから

$$h = 100(0.7 - 1) = -30 \text{ m}$$

(4) 水槽鋼管の設計



1° 管 径 189 圖に於ける A, B 二點間の管長を L , 損失水頭を h とする

$$h = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = \alpha L \frac{Q^2}{D^5} \quad \text{但し } \alpha = \frac{8f}{g\pi^2}$$

今 σ = 管材の許容強度 (kg/cm^2) η = 接合効率

y = 全水頭 (m)

D = 管径 (cm)

189 圖

とすると、管壁の厚 s (cm) は

$$s = 0.05 y \frac{D}{\sigma\eta}$$

従つて所要鋼材は

$$\pi D s = 0.05 y \pi \frac{D^2}{\sigma\eta} = \beta y D^2 \quad \text{但し } \beta = 0.05 \pi \frac{1}{\sigma\eta}$$

故に钢管の単位長の價格を K_0 とすれば

$$K_0 = k y D^2$$

而て L なる長の钢管費 K は

$$K = k y_1 D_1^2 L + k y_2 D_2^2 L$$

而して L に於ける損失水頭 h は

$$h = \alpha L Q^2 \left(\frac{1}{D_1^5} + \frac{1}{D_2^5} \right)$$

h を常数として K を最小ならしむるには、 $dK=0$, $dh=0$ なることを要するから、

$$dh = -5\alpha L Q^2 \left(\frac{dD_1}{D_1^6} + \frac{dD_2}{D_2^6} \right) = 0$$

$$\therefore dD_2 = -\left(\frac{D_2}{D_1}\right)^6 dD_1$$

$$\text{又 } dK = 2Lk(y_1 D_1 dD_1 + y_2 D_2 dD_2) = 0$$

$$\therefore y_1 D_1^7 = y_2 D_2^7 = \dots = \text{常数}$$

此の結果より、理論的に管径は水頭の増すに従ひ漸縮して差支ないことが解る。然し實際的には、斯かることは工作上不可能であるから、上記の意味を以て或るアンカーブロック間の管径は同一のものとし、夫れより下位にあるアンカーブロック間の管径を上位に在るものに比し細くして行く様にして居る。

2° 經済的の管徑

今 r = 電力料金 固/kW年 k = 発電係数 Q = 使用水量

H = 総落差 h = 損失水頭 C = 投下資本

符號 p を附したるものは水壓管路に關するものを意味し、 o を附したるものには水壓管路以下に關するものゝ總和とする。

$$\Sigma h = h_o + h_p \quad C = C_o + C_p$$

δ = 維持運轉費及金利等の投下資本に對する比

Δ = 純益の投下資本に對する比

とすると次の關係が成立する。

$$rkQH = rkQ\Sigma h + (\Delta + \delta)C$$

堵て钢管の經濟的設計法には二方法がある。其の一は钢管の損失水頭に基づく收入減とその維持運轉及金利等一切の費用の和を最小ならしめんとするものであつて即ち

$$rkQh_p + \delta C_p = rkQ(H - h_o) - \delta C_o - \Delta C$$

上式の左邊を最小ならしめんとする方法で、之は取りも直さず ΔC を最大ならしめんとする案であると謂へる。

$$\text{然るに } h_p = \frac{8fL}{g\pi^2} \frac{Q^2}{D^5}, \quad C_p = \pi D s \mu c L$$

但し c = 钢管1巻當りの建設費 μ = 鋼の比重

σ = 鋼の許容強度 η = 管の接合効率

y = 管に働く有効平均水頭 $s = 0.5 y \frac{D}{\sigma\eta}$ (mm)

$$rkQh_p + \delta C_p = \frac{8fkfL}{g\pi^2} - \frac{Q^3}{D^6} + 0.5y\pi \frac{D^2}{\sigma\eta} \mu_c \delta L$$

$$\frac{d(\Delta C)}{dD} = -\frac{4\sigma f k f L Q^3}{g\pi^2 D^8} + y\pi \frac{D}{\sigma\eta} \mu_c \delta L = 0$$

$$\therefore D = \sqrt{\frac{40fk\sigma\eta Q^3}{c\gamma y\mu\pi^3}}$$

他の経済的設計方法は、純収入と投下資本との比を最大ならしめるとする即ち資本の最も経済的利用を目的とする場合である。

$$\Delta = \frac{rkQ(H-\Sigma h)}{C} - \delta$$

$$\frac{d\Delta}{dh_p} = \frac{-rkQC - rkQ(H-\Sigma h) \frac{dC_p}{dh_p}}{C^2} = 0$$

$$\therefore C + (H-\Sigma h) \frac{dC_p}{dh_p} = 0$$

上式は h_p の高次の陰函数となり一般に平易に解き難いから、略算法として kW 営り工事費を假定するのを便とする。

$\downarrow kW$ 営りの工事費を a とすれば

$$akQ(H-\Sigma h) + (H-\Sigma h) \frac{dC_p}{dh_p} = akQ + \frac{dC_p}{dh_p} = 0$$

$$\frac{dC_p}{dh_p} = \frac{dC_p}{dD} \frac{dD}{dh_p}$$

$$C_p = 0.5y\pi \frac{D^2}{\sigma\eta} \mu_c L \text{ なる故に}$$

$$\frac{dC_p}{dD} = y\pi \frac{D}{\delta\eta} \mu_c L \quad \text{又 } D^4 = \frac{8fL}{g\pi^2} \frac{Q^2}{h_p} \text{ なる故に}$$

$$5D^4 \frac{dD}{dh_p} = -\frac{8fL}{g\pi^2} \cdot \frac{Q^2}{h_p^2} = -\frac{g\pi^2 D^{10}}{8fLQ^2}$$

$$\therefore \frac{dD}{dh_p} = -\frac{g\pi^2 D^6}{40fLQ^2}$$

$$\therefore akQ + \frac{dC_p}{dh_p} = akQ - \frac{y\mu_c g\pi^3 D^7}{40f\sigma\eta Q^2} = 0$$

$$\therefore D = \sqrt{\frac{40afk\sigma\eta Q^3}{c\gamma y\mu\pi^3}}$$

計算例

$$Q = 10 \text{ m}^3/\text{sec}, \quad f = 0.02, \quad \mu = 7.6, \quad \sigma = 10,000 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma = 60.0 \text{ 圓/kW年}, \quad \delta = 0.07, \quad \eta = 0.7, \quad y = 100 \text{ m}$$

$$c = 300 \text{ 圓/t} \quad k = \frac{1,000 \times 0.735 \times 0.95 \times 0.85}{75} = 7.9$$

$\alpha = 350 \text{ 圓/kW}$ なるとき钢管の経済的直徑を求む。

解 ΔC を最大ならしむる場合

$$D = \sqrt{\frac{40 \times 0.02 \times 7.9 \times 60 \times 10,000 \times 0.7 \times 10^3}{300 \times 9.8 \times 100 \times 0.07 \times 7.6 \times 3.1416^3}} = \sqrt{247} = 2.46 \text{ m}$$

Δ を最大ならしむる場合

$$D = \sqrt{\frac{40 \times 350 \times 0.02 \times 7.9 \times 10,000 \times 0.7 \times 10^3}{300 \times 9.8 \times 100 \times 7.6 \times 3.1416^3}} = \sqrt{225} = 2.17 \text{ m}$$

5° 管壁 鋼管の厚は、次式に依つて求める。

$$s = 0.05 y \frac{D}{\sigma\eta}$$

茲に s = 管壁の厚(cm) D = 管径(cm)

y = 厚を求むる個所の水頭(m)

σ = 鋼板の許容強度 η = 接合の効率

鋼板の厚は通常 $8 \sim 32 mm$ が使用されるが、管徑小なるものに限り $5 mm$ を用ふることがある。尚高落差の水力で鉛接管を用ふる場合には $50 mm$ 迄のものが使用されることがある。

管徑は $0.5 \sim 6 m$ の範囲で、我國に於ける最大のものは 216 圓に示す關東水力電氣會社佐久發電所の水壓钢管で、其の徑 $4.56 m$ 、長 $1,000 m$ に及んで居る。

i 強度 鋼管に使用する鋼材は軟鋼であつて、應張強度は $3,400 \sim 4,500$ kg/cm^2 とし、伸長度は鉄接管には强度大にして伸長度稍々低く、21% 以上を指定し、鎔接管には接合部の過熱處理の爲め變質することを考慮し、强度を低くし伸長度を大とし最低 25% 位を指定して居る。

鋼鋸の彈性限度や安全率は部分的に多少異なるべきであるけれども、設計の煩雑を防ぐ爲め通常前者は破壊強度の $\frac{1}{2}$ 以上、後者は 4 を採用して居る。

鉄接管に於て鋸の許容強度を $1,000$ kg/cm^2 とすると、軟鋼も略ぼ之と同一強度のものを使用し、其の剪力を 800 kg/cm^2 、抗壓強度を $1,600$ kg/cm^2 と取る。但し以上の値は工場作業の場合であつて、野外の現場作業の場合には此の値の二割減じたものを採用する。

ii 鉄接管の効率 鉄接管の効率は、鋼鋸と鉄とに付き吟味しなければならない。今

$$\eta = \text{効率} \quad d = \text{鉄径} \quad p = \text{ピッチ} \quad s = \text{鋸厚} \quad \sigma = \text{鋸の強度}$$

$$n = 1 \text{ ピッチ内に在る鋸數} \quad r = \text{鉄の抵抗力} \quad c = \text{係数} = 0.8 \sim 1.0$$

とすると

$$\text{鋸の効率} \quad \eta = c \frac{p-d}{p}$$

$$\text{鉄の効率} \quad \eta = c \frac{nr}{ps\sigma}$$

穿孔は打抜に依ると孔の周圍に相當悪影響を及ぼすから、整孔機で之を整形してやる必要があるし、穿孔を鋸一枚毎に施工せねばならぬから穿孔の速度が遅い。此の二つの缺點を補ふ爲近來は鑽孔機が使用される。

iii 鎔接管 鎔接管の鋸の强度は普通 900 kg/cm^2 以内を探り部分的過熱の悪影響を取除く爲に焼鈍をする。現今用ひられる鎔接管は、瓦斯鎔接と電氣鎔接に依るものとの二種類である。前者は古くから行はたる方法で、即ち鋼鋸を襲ね合はせて之を水性瓦斯で過熱し鐵槌又は水壓機で鎔接する方法で、其の工場設備

は極めて大規模なるを要する。我國には未だ此種鎔接作業を爲し得る完全な工場が存在しないのは甚だ遺憾である。從來我國の高落差水力工事に於ける水壓管の高水壓部は殆ど外國製鎔接管を使用して居る。外國の製造會社としては、Kellogg (米)、Mannesmann (獨、Thyssen を合併す)、Togni (伊)、Ferrum (ボーランド) 等が有名である。

電氣鎔接法は最近の發達に係るもので、電流は直流及交流の孰れとも使用され
 a) 鋼鋸自體を過熱熔融して接合するものと b) 鋼鋸及電極の兩者を同時に熔解接合せしめるものがある。a) は薄鋸に限られ、钢管の接合には主として b) の方法が採用される。此の方法は、電極たる鋼棒の表面はアルミニウム化合物で被覆されており、強烈なる電熱で接合部及電極が熔融すると、鎔滓が其の表面に浮遊して酸化を防止する様にしてある。斯の様に接合部は部分的に過熱されるから、此處が相當變質しつ且不純物の介入の爲、弱點となり易い虞がある。钢管接合部の効率は、鉄接管では 60 ~ 85%，鎔接管では 90% を採つて居るが、最近米國で無接合管の製作に成功し、現に我國でも富山縣齋真川發電所の水壓管に使用されて居る。此の種無接合管は圓筒形のインゴットを加熱輥壓して製作するので、强度も $5,000$ kg/cm^2 以上に及び、管徑、管厚は鎔接管に比べて遙かに大きなものを造り得る。特別高水壓用管には、鎔接管に特殊鋼製の籠を嵌めた複接钢管が用ひられて居る。

4° 管の接合

i 鉄接管の縦接合

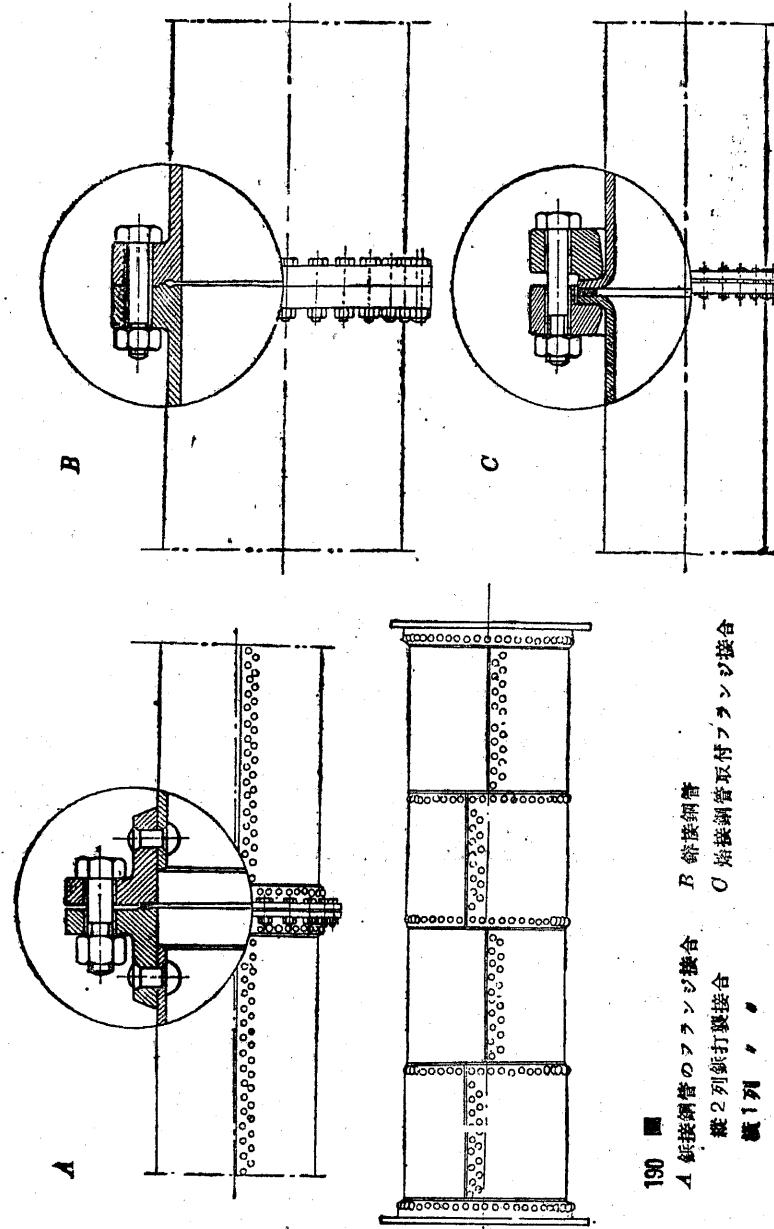
a) 製接合 鋸厚 $12 mm$ 以下のものに限る、1 列若は 2 列鉄打

b) 衝頭接合 2 列若は 3 列鉄打

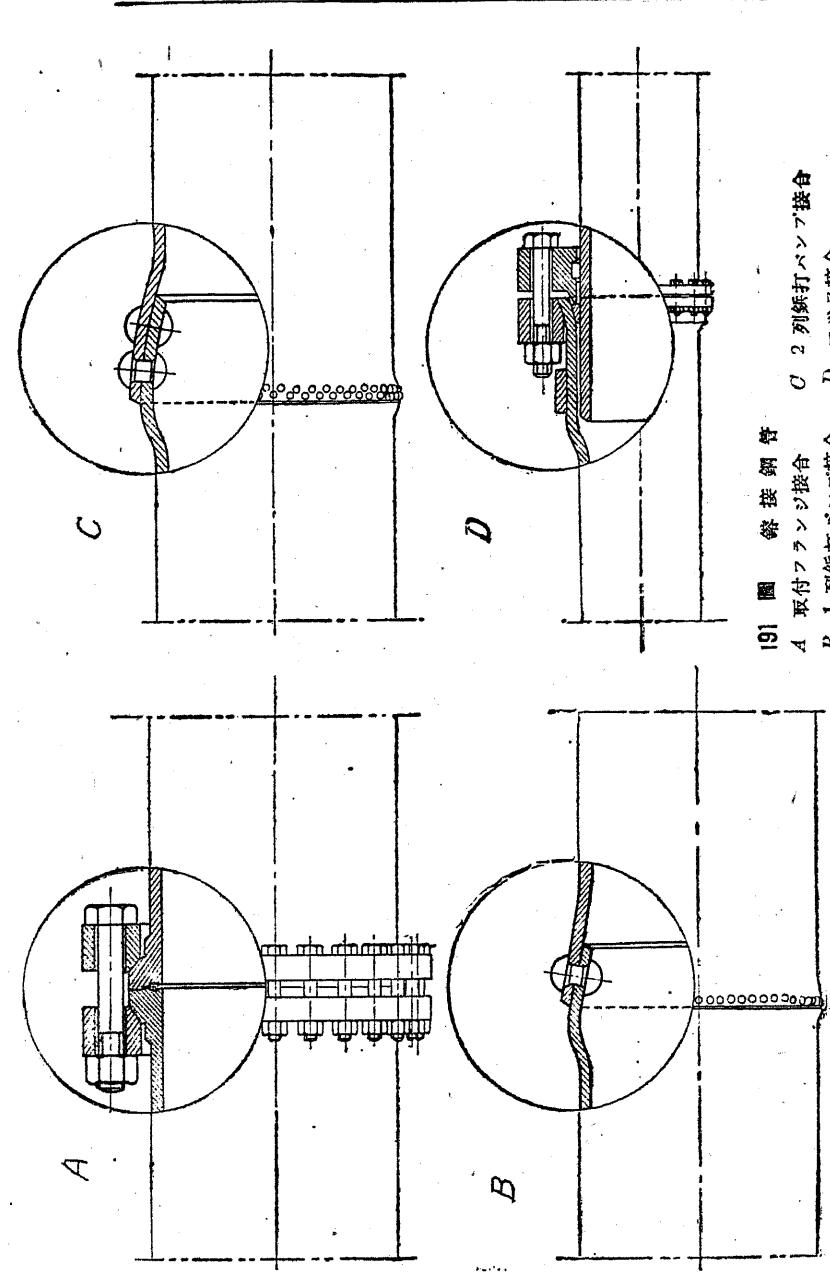
ii 鉄接管の横接合

a) 製接合 1 列若は 2 列鉄打

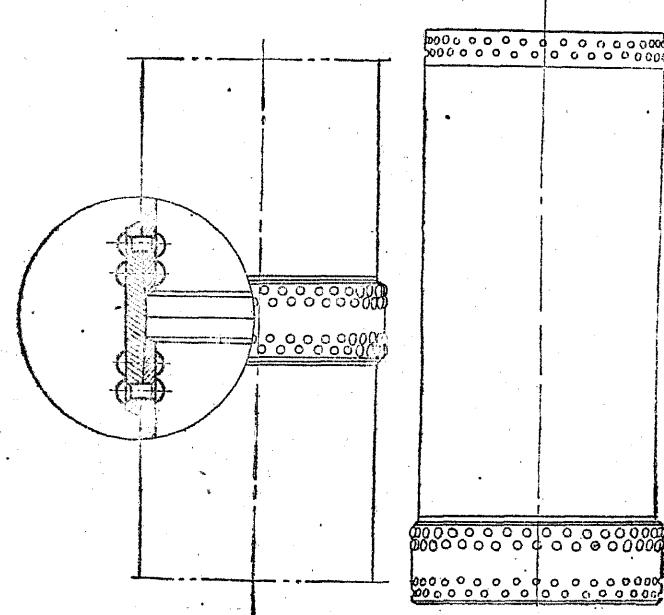
b) 衝頭接合 單衝頭接合を普通とする。



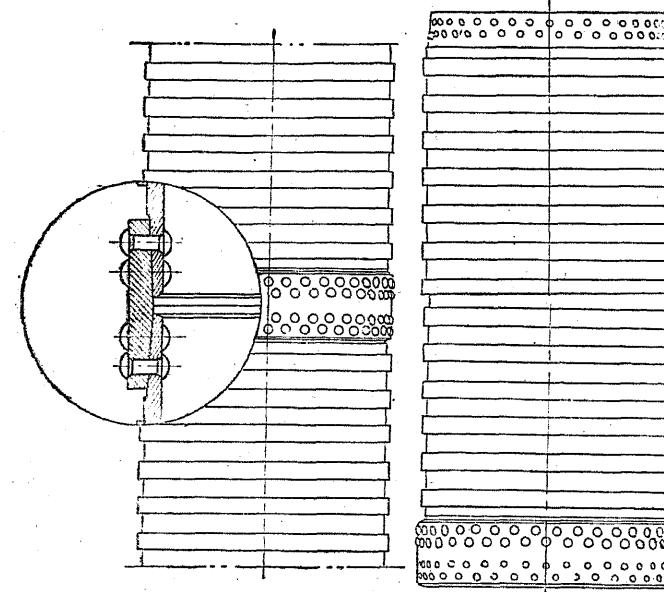
190 図
A 鋼接鋼管のフランジ接合 B 鋼接鋼管
縫2列鉄打緊取付フランジ接合
縫1列
C 焊接鋼管取付フランジ接合



191 図 鋼接鋼管
A 取付フランジ接合 C 2列鉄打ベンツ接合
B 1列鉄打ベンツ接合 D マック接合

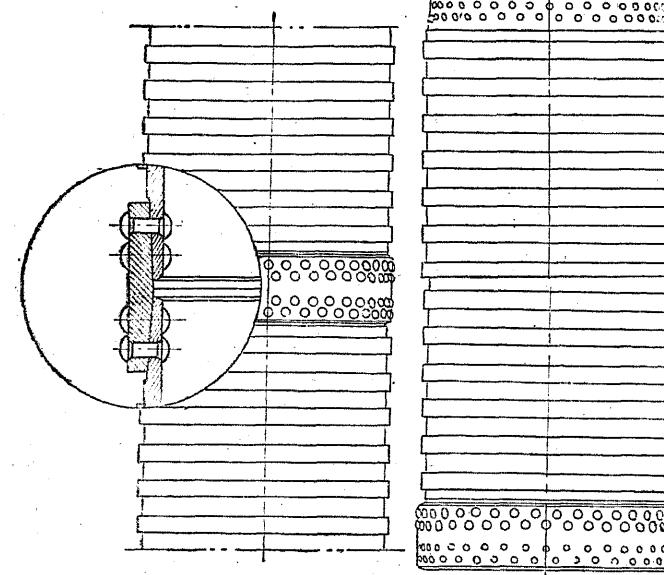


192 圖 管接頭管 2列釘打帶輪接合



193 圖 Togni式懸掛銅管 2列釘打帶輪接合

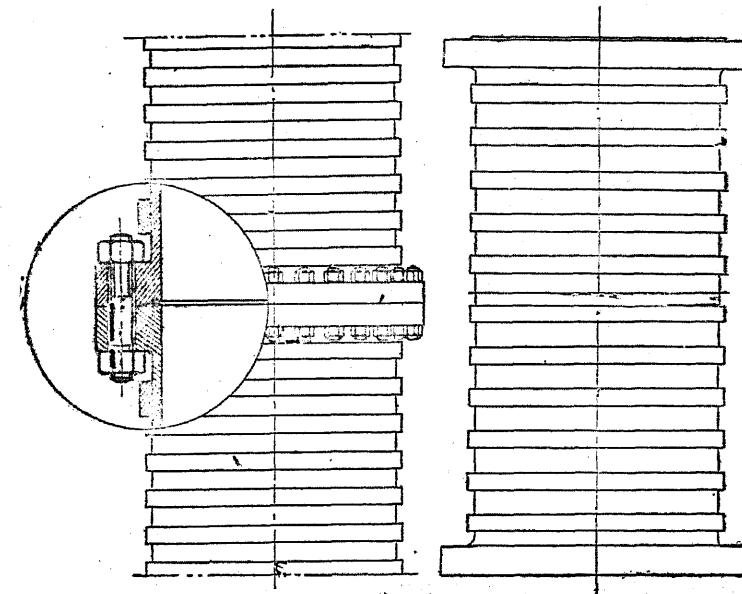
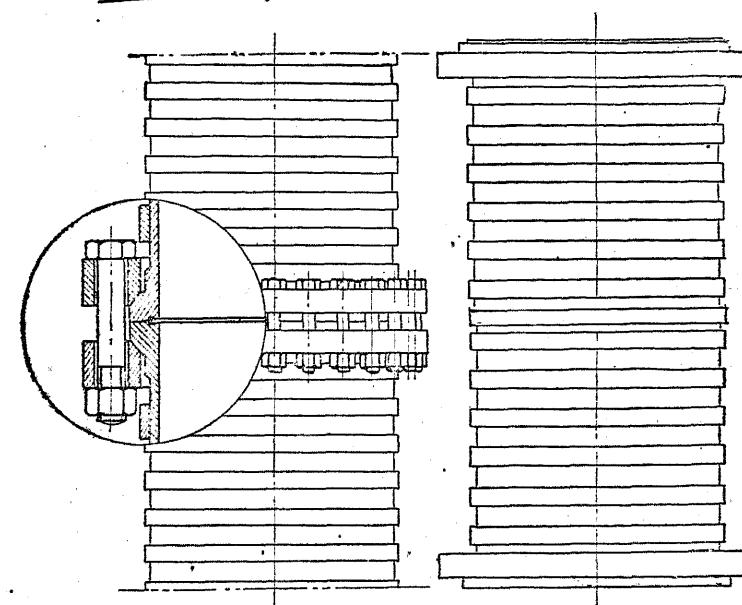
—



194 圖 Togni式懸掛銅管 3列釘打帶輪接合

195 圖 Togni式抽掛銅管 取付フランジ接合

195 圖 Togni式抽掛銅管 取付フランジ接合



iii 鎌接管の接合

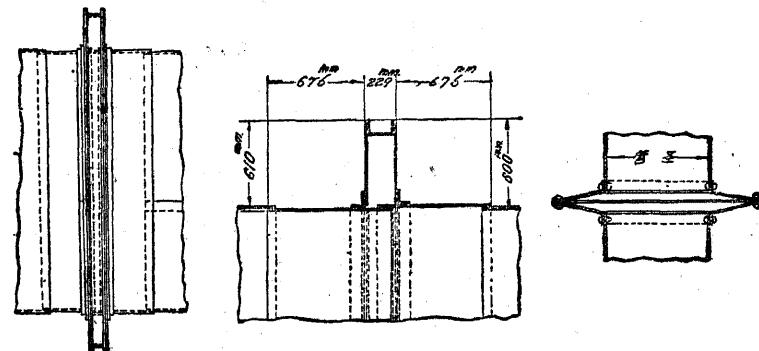
- a) 管径 60 cm 以下のものには主としてフランジ接合を用ひる。
- b) 管径 60 cm 以上のものには 1 列若は 2 列、鋲打のバンブ接合又はマツフ接合を用ひる。

5° 管の耐圧試験 鋼管の製作を了れば、必ず水圧試験を行ふことを要する。試験圧力は通常管の受けける最高圧力の 150% 乃至静水圧の 200% の圧力を 10 分以上掛ける。

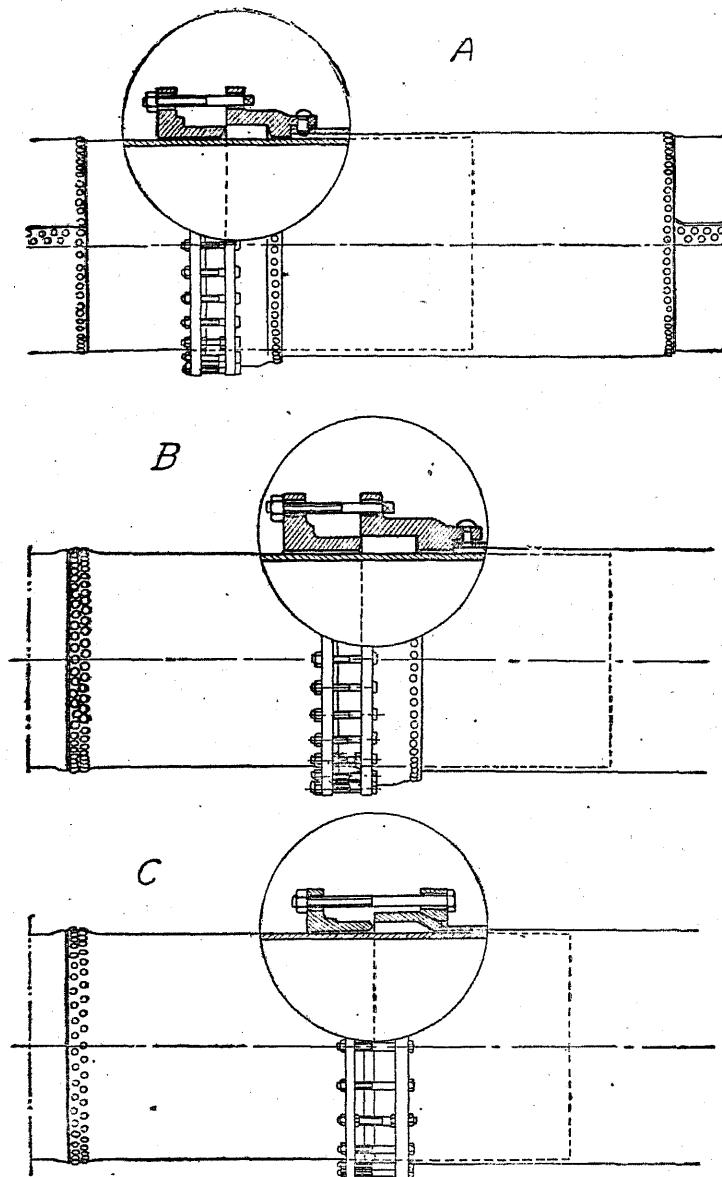
6° 伸縮接合 長 50 m 以上に及ぶ直管を、地表に露出して敷設する場合は、温度の変化に因る管長の伸縮に備ふる爲め伸縮接合を必要とする。

伸縮接合には大體 2 種類ある。即ちマツフ接合及隔鋼接合で、前者は鋲接管及鎌接管の何れにも使はれ後者は主として鋲接管に使はれる。

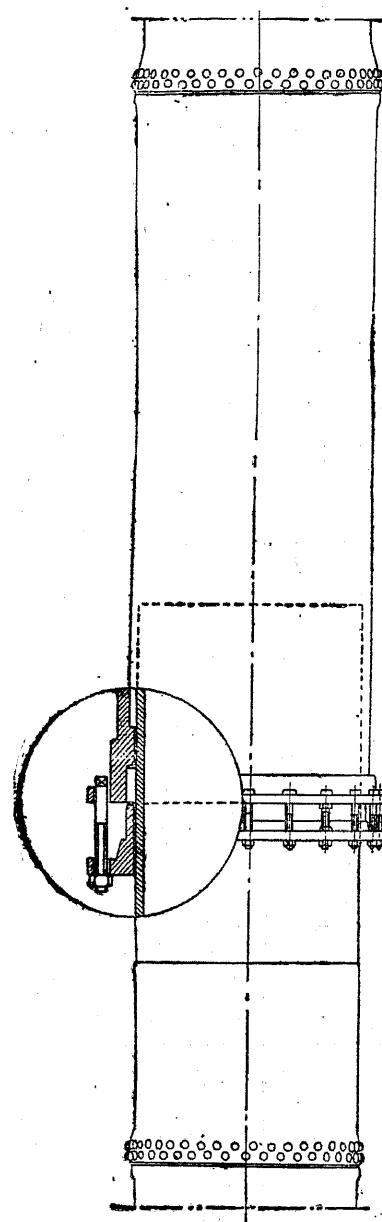
上記の理由からアンカーブロック間には必ず伸縮接合を設けるが、鋼の伸長係数は $0.0000055 / 1^{\circ}F$ であるから、最大温度差に對し完全なる伸縮を行はしめねばならぬ。然らざるときは管に温度應力を生じ接合部を破壊するに至る。



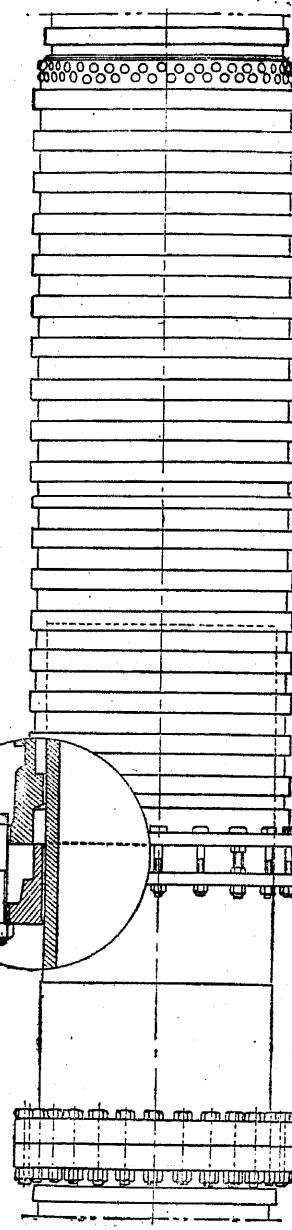
196 ■ 鋼管鋼管の伸縮接合(隔鋼接合)



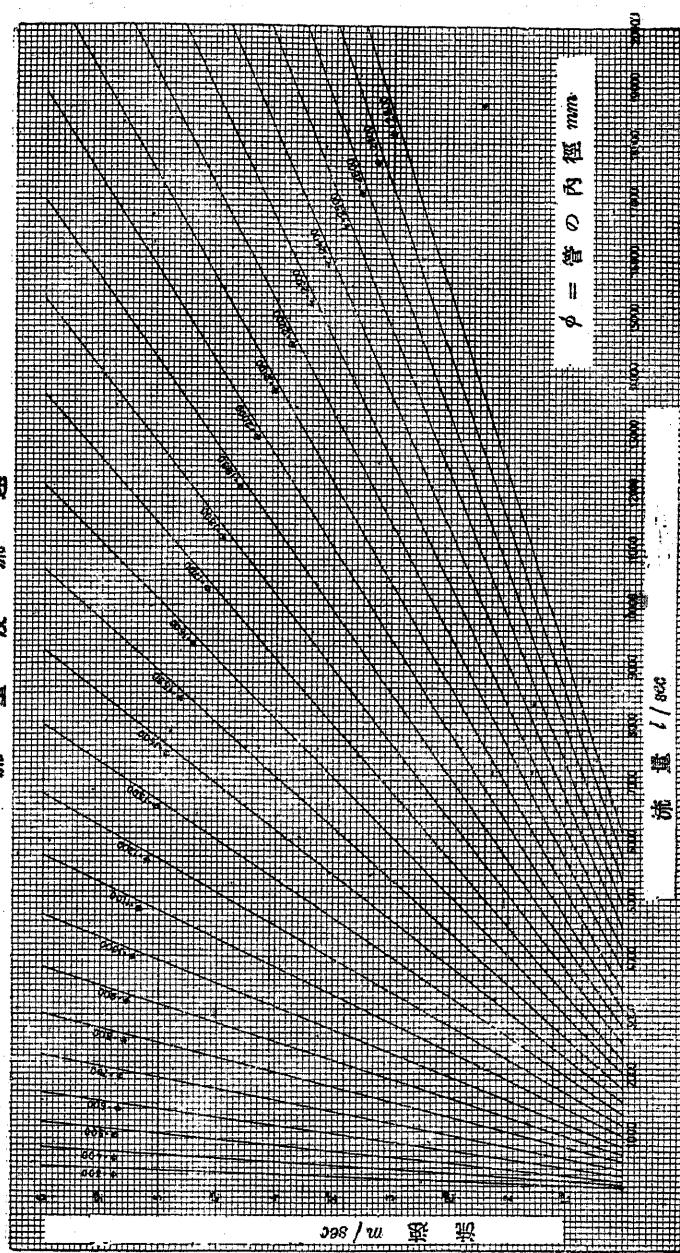
197 圖 A 鋼接钢管伸縮接合 B C 鎌接钢管伸縮接合



198 図 鋼接鋼管伸縮接合



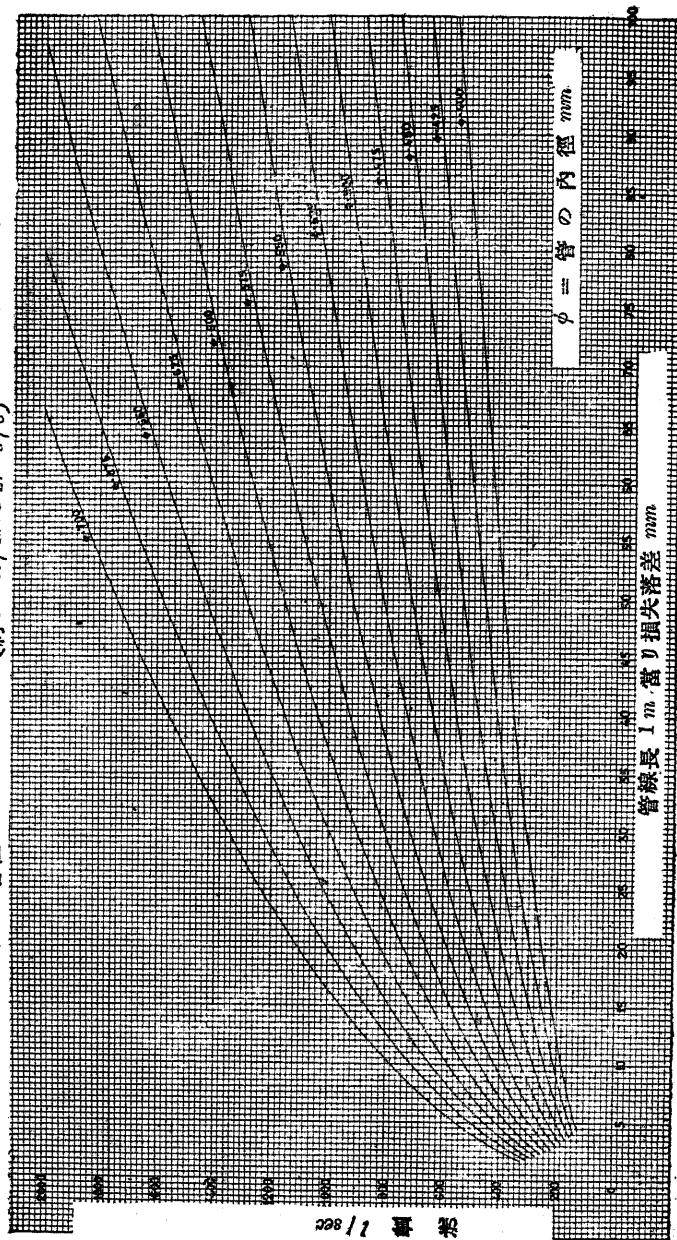
199 図 管接鋼管伸縮接合



200 図

鉄接鋼管線の損失落差

管径 450 ~ 700 mm (約17' 11/16 ~ 27' 5/8)

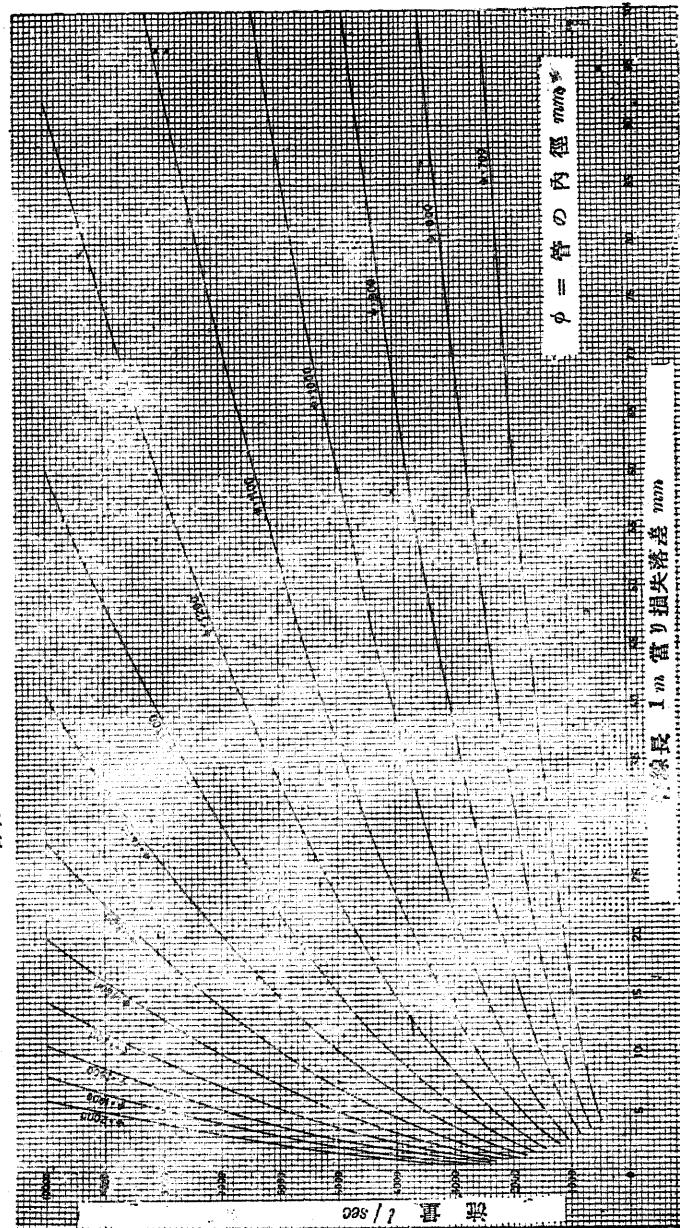


201 図

420

鉄接鋼管線の損失落差

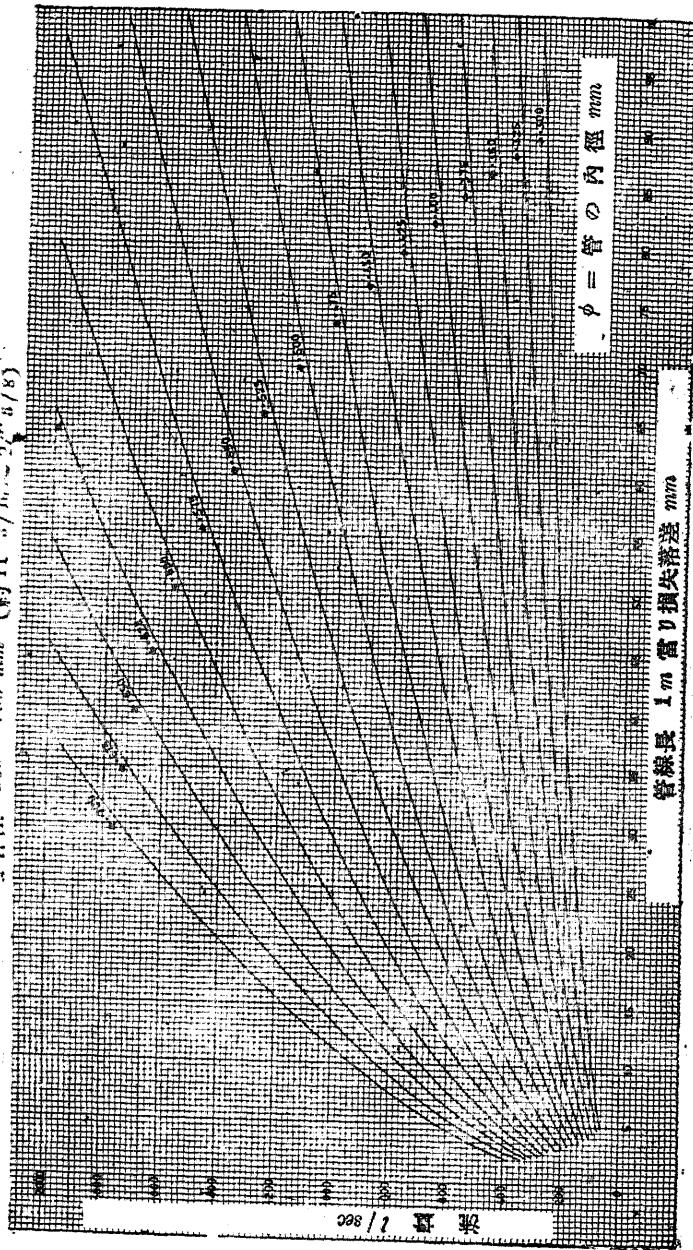
管径 700 ~ 2,000 mm (約27' 5/8 ~ 6' - 7')



202 図

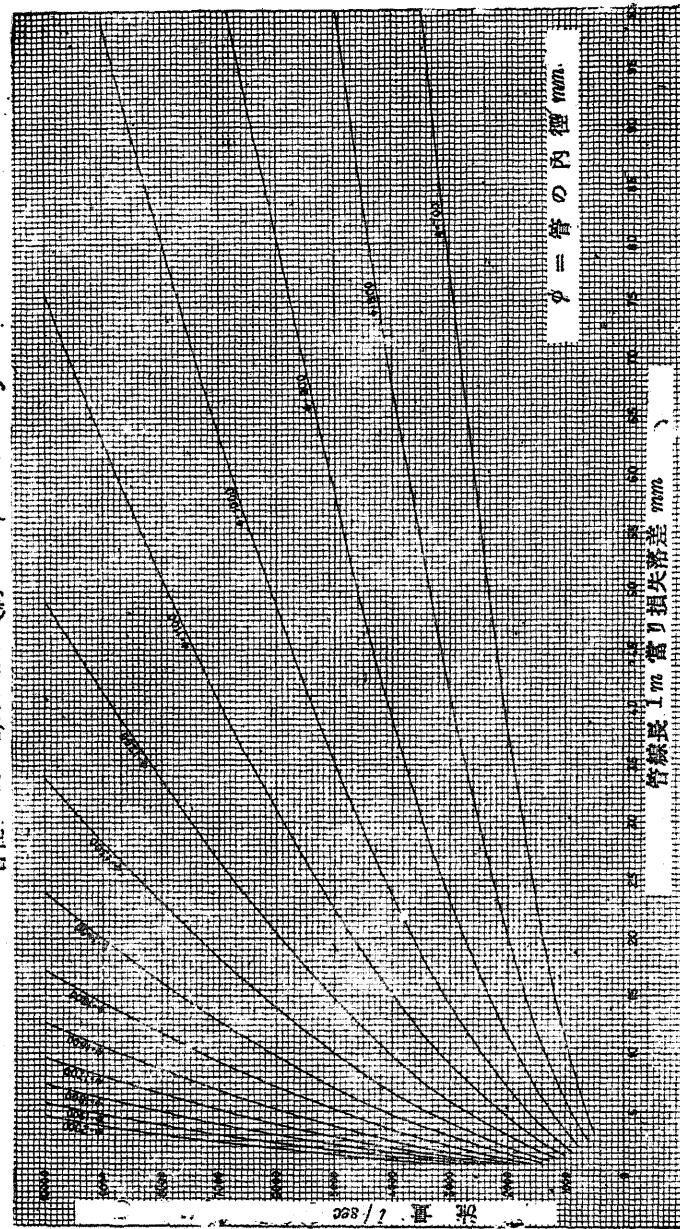
421

管径 300 ~ 700 mm (約 11" / 10 ~ 27" 6/8)

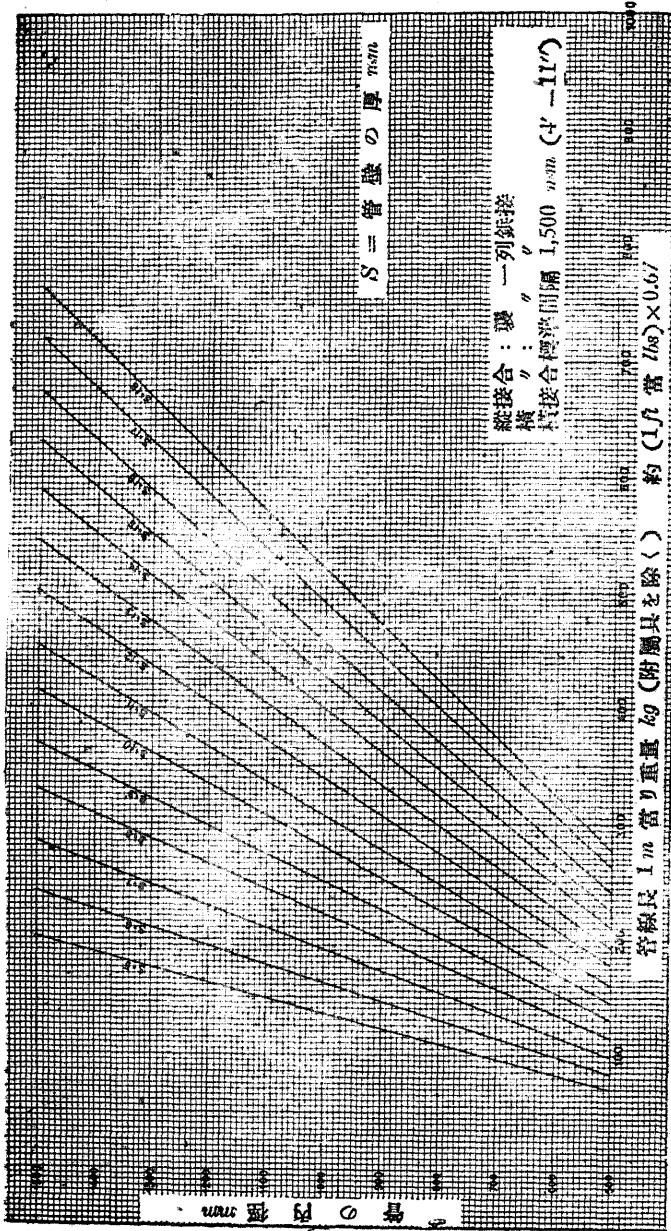


426

接觸管線及触掛鋼管線の損失落差
管径 700 ~ 2,000 mm (約 27" 5/8 ~ 6' - 7")

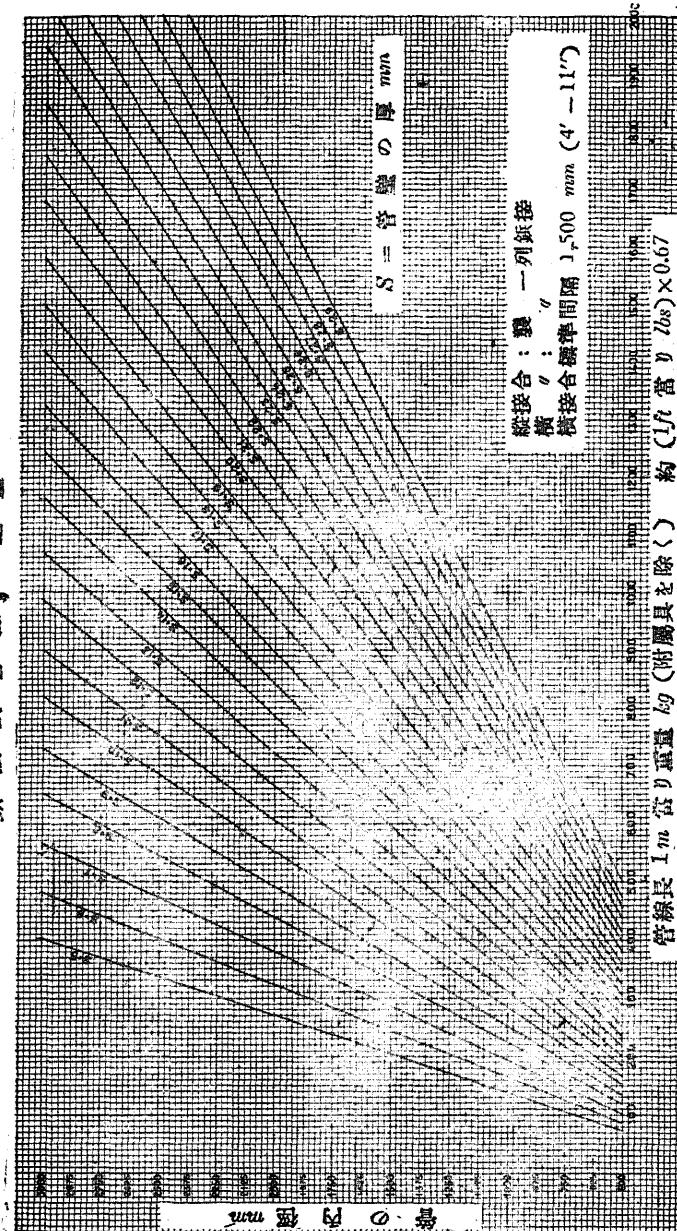


423



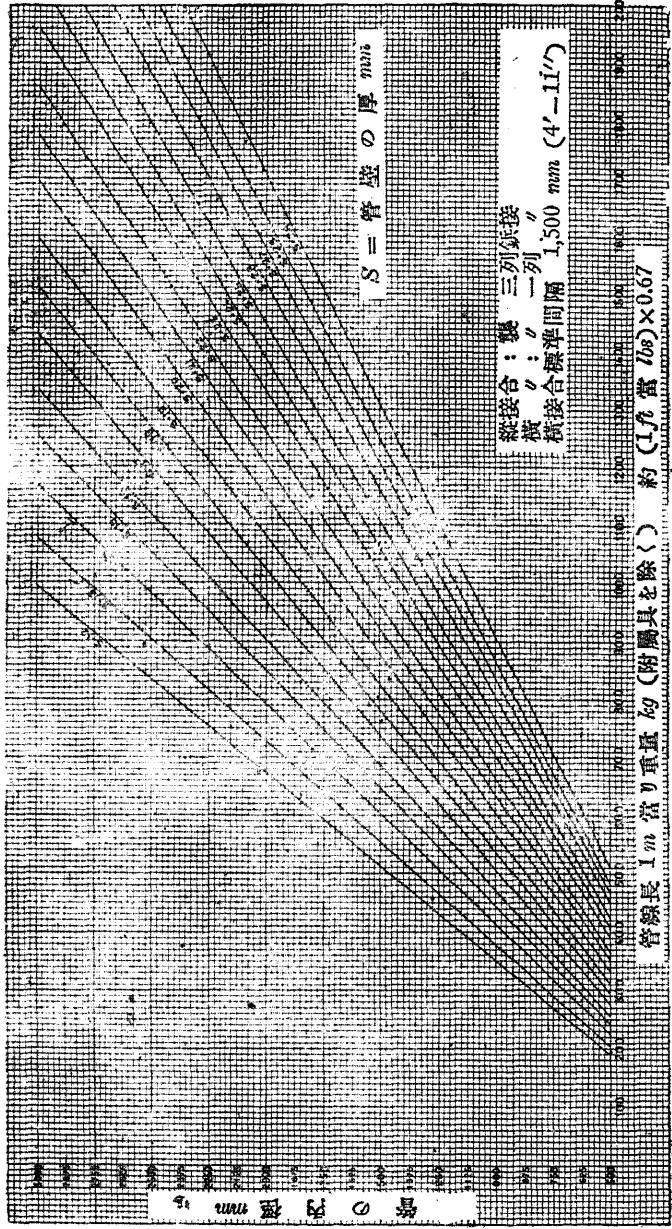
265 図

鉄接鋼管の重量



266 図

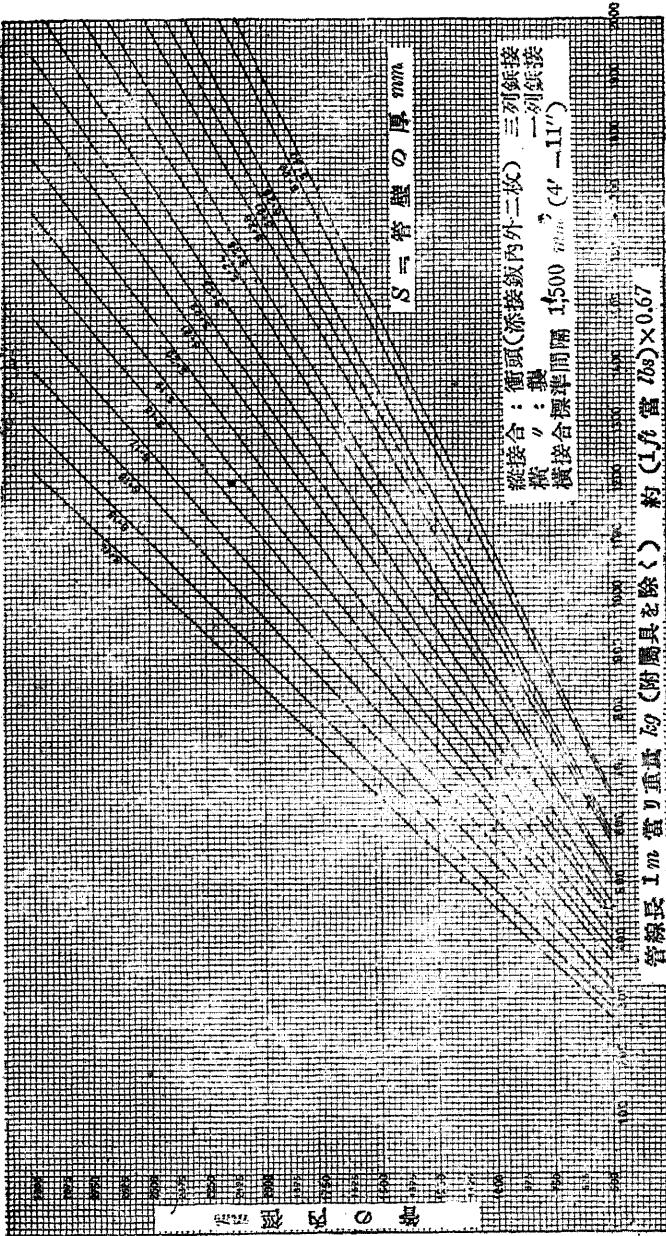
鋼接銅管線の重量



207 ■

428

紙接銅管の重量



208 ■

427

接合部重量の算出

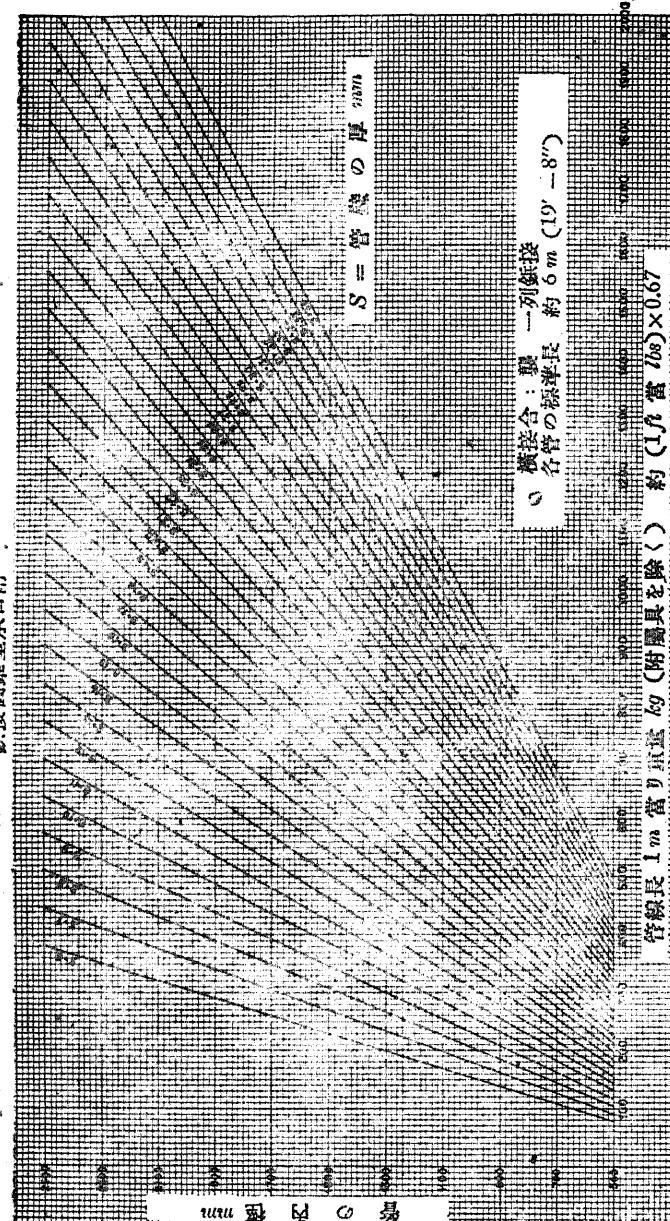


図 209

ア 水壓钢管の防寒設備 極寒の地に於ては管路短きか又は管内流速大ならざる限り、露出して居る钢管では其の内側に薄い氷の膜を生じ、之が次第に厚くなる結果管の能率が次第に悪くなる。然かも暖氣になると此の氷が剥がれ水車のペルプを塞ぐことがある。

斯かることを防ぐ爲には a) 管を埋設するか b) 管路に木造又は混凝土造の小屋を設けて管を被覆するか c) 土砂を以て 1 m 以上管を覆ふか d) 板及タル紙を以て管を包むか e) 蒜及繩で管を巻く等の保温装置を爲す必要がある。

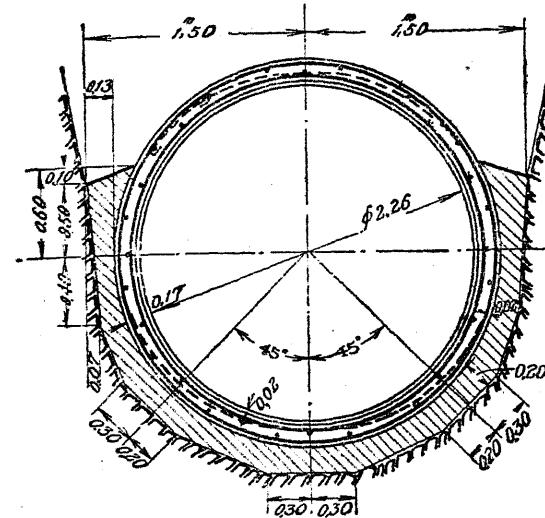
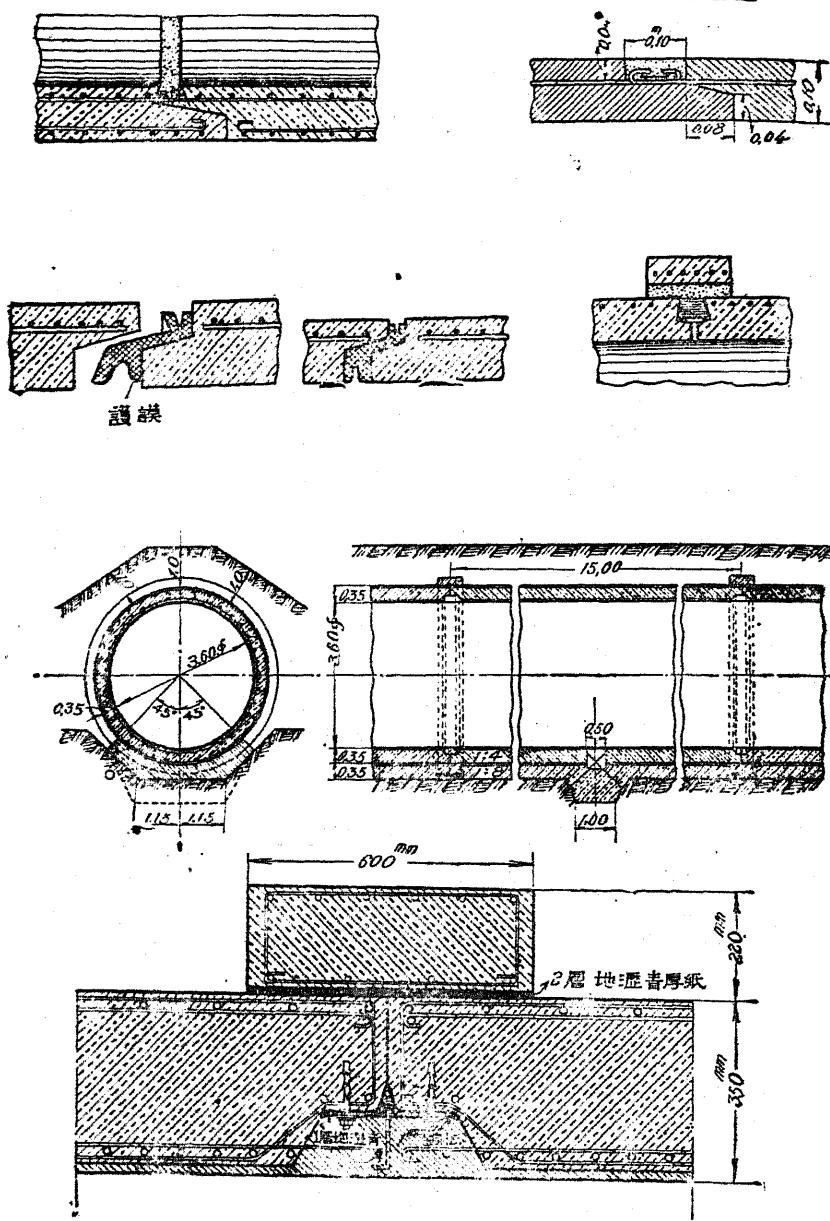
イ 水壓钢管の錆止 鋼管は据付後其の内外にコールター、アスファルトオイル、ベンキ、メタリコン等を塗つて錆止を爲すが、之等の塗料を屢々塗換へれば管の壽命は 20 ~ 30 年を保つことが可能である。尤も取水河川に酸性の温泉等が流入する場合は、管の生命も従つて短くなるから、斯かる場合には塗料の種類及塗換期間等を特に注意する必要がある。

(5) 鐵筋混凝土管 水頭 30 m 以下では鐵筋混凝土管を水壓管として使用することが經濟的の場合がある。特に大水量低水壓の壓力管路として钢管を用ふる場合、山間部で大形鋼鉢の運搬困難なる個所では、現場で鐵筋混凝土管を造つた方が却て安價なることがある。

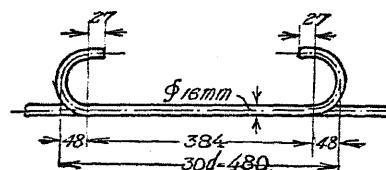
鐵筋混凝土管の鐵筋は水壓に因る張力の全部を完全に負擔することが必要で、鐵筋としては丸棒又は異形鐵筋を使用する。

钢管と異なり接合部の施工が面倒なる缺點はあるが、腐蝕に對する心配がない利點がある。

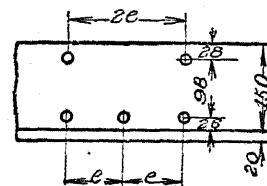
地盤が脆弱で管据付後沈下の虞ある所に敷設する場合には、接合部の設計施工に付特別の注意を拂ふと共に、管路の基礎を充分強固のものたらしむる工夫を必要とする。



(6) 木管 欧洲製
亂で銅材價格が非常なる暴騰をした時銅管代用として木管が使はれたことがあつたが、我國では現今餘り用ひられない。而し木管は通水抗が最も小であるとのと 6 m 程の大徑のものを造り得るから、大水量低落差の壓力管及水壓管として木材豊富なる所では經濟的且便利である。



材料は主として針葉樹を用ひて長い桶板を造り、之を圓形に並べて其の外側を軟鋼棒帶で緊め付けたものである。212 圖の如く内徑 80 cm 未満のものは工場で機械卷製作を爲して販賣されて居る。

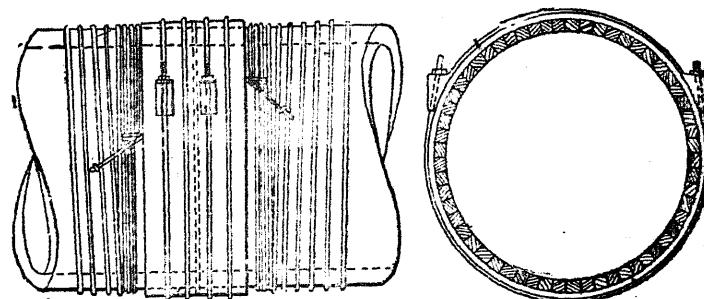


水力工事に用ひられるものは多く現場で桶板を連續しつゝ製作されるもので、桶板の幅は經濟的事情を考慮して決定すべきである。

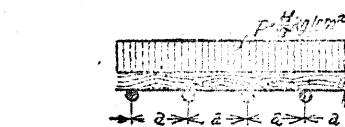
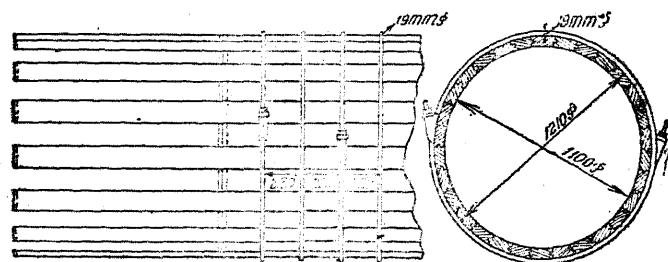
213 圖に於て M = 曲曲力率 $kg \cdot cm$, K = 板の縁維許容強度 = $60 kg/cm^2$ とし、水頭を $H(m)$ とすれば桶板の厚 $d(cm)$ は次の如くである。

$$M = 0.106 pa^2 = K \frac{d^2}{6}$$

$$d = 0.636 a \sqrt{\frac{p}{K}} = 0.201 a \sqrt{\frac{H}{K}}$$



212 図 木 管 (帶鐵を螺旋型に入れたるもの)



213 図 木 管 (帶鐵を個々に入れたもの)

上記は水壓に對する桶板の理論的厚であるが、實地には防窓其の外力の抵抗を必要とするから

$$\left. \begin{aligned} d &= 2.54 + 1.13 D + 0.083 H \\ \text{或は } d &= 0.048 DH \end{aligned} \right\} \text{茲に } d(\text{cm}) H(\text{m}), D = \text{管の内徑(cm)}$$

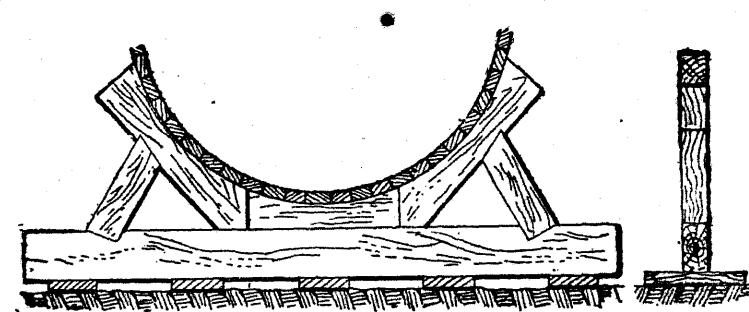
が用ひられる。

木管の相隣れる桶板は水氣を含むと膨脹して互に壓迫破壊されるものと考へねばならぬ。此の膨脹破壊強度は $q = 8 \sim 14 \text{ kg/cm}^2$ であるから、今 C を餘裕とし、 σ を帶鐵の許容強度とすれば、帶鐵の所要断面積 F は次式の如くなる。

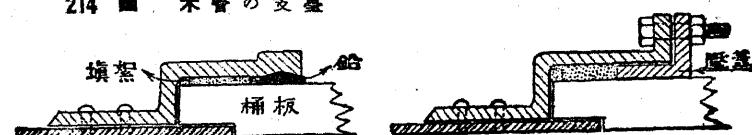
$$F = \frac{1}{\sigma} (adq + \frac{\sigma DH}{20} + C)$$

14 圖は木管の詳細で、帶鐵には普通径 32mm 位までの丸棒を用ひ螺旋頭は太くして置く。

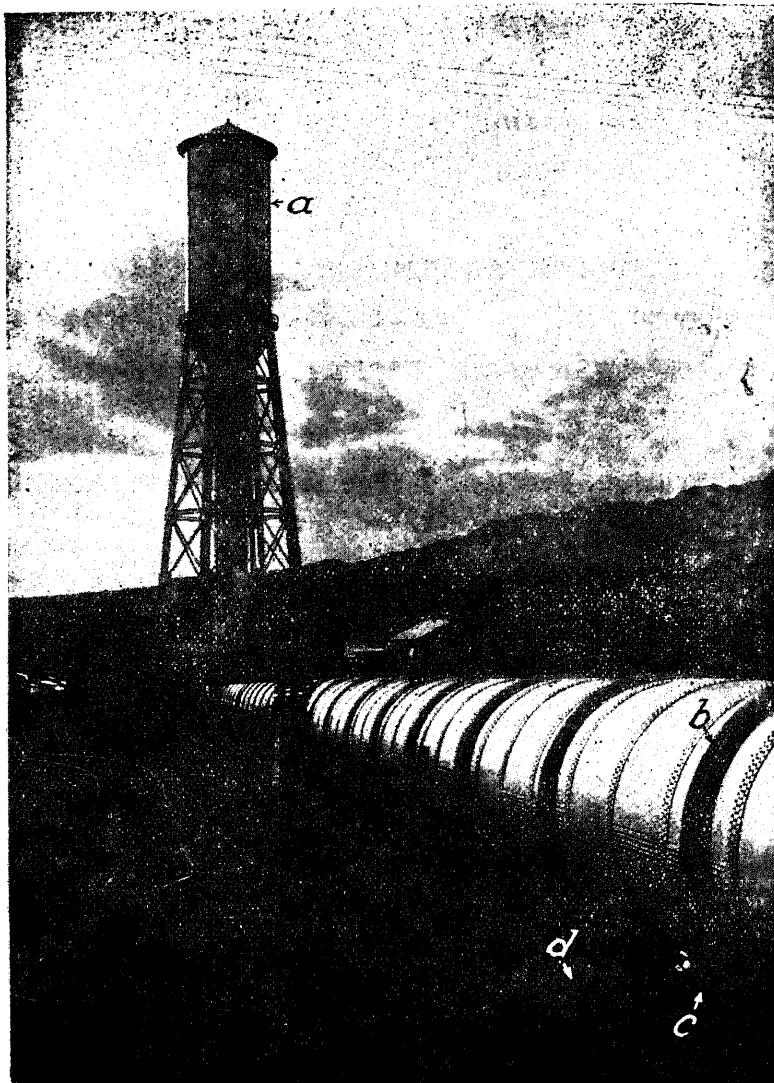
木管路の彎曲箇所は成可く大きくし、直徑 2m 以内のもので 30 ~ 40 倍、2m 以上のもので 50 ~ 60 倍として居る。



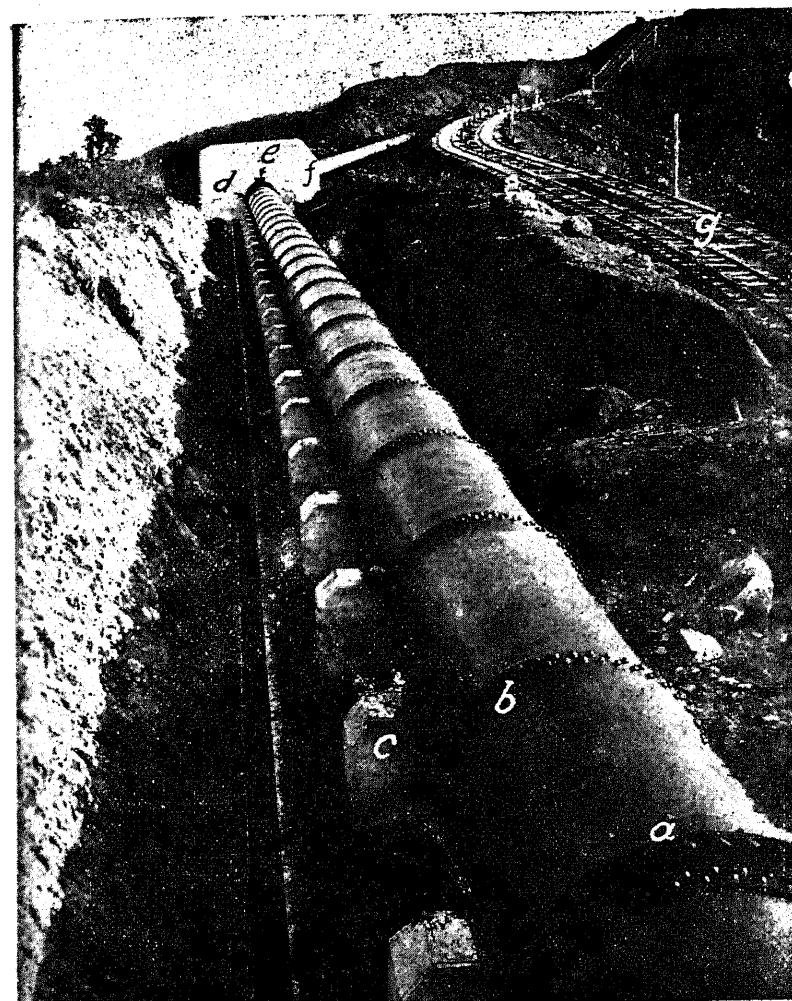
214 図 木 管 の 支 臨



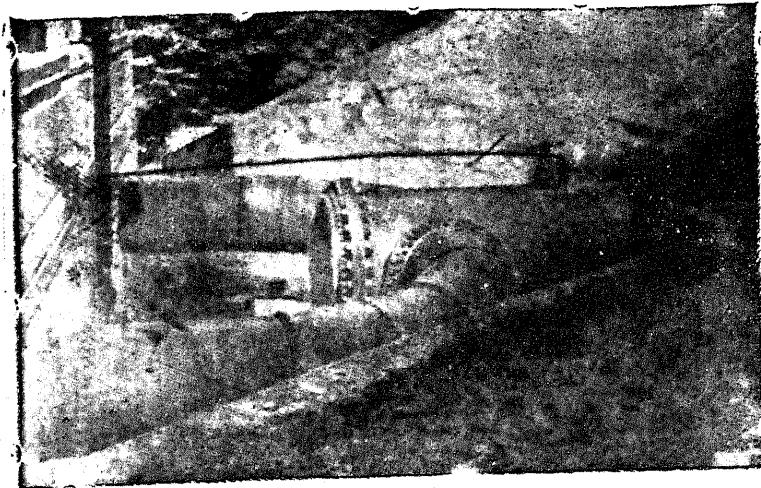
215 図 木 管 と 鋼 管 との 接合部



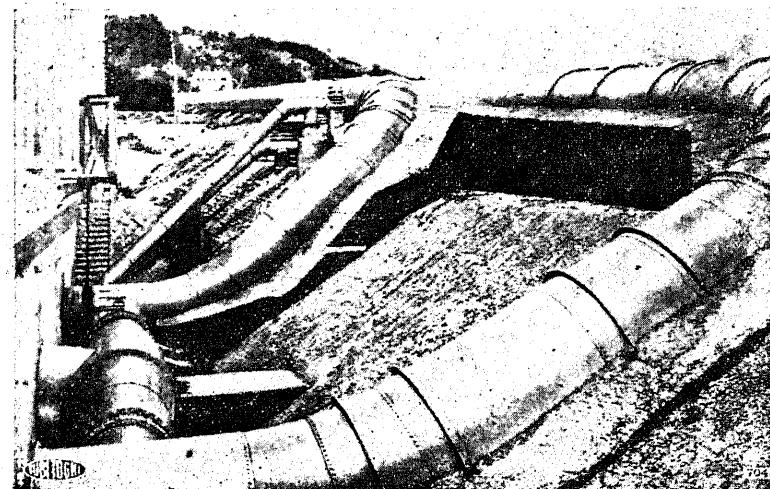
216 圖 關東水力電氣會社 佐久發電所の壓力管路及調壓水槽
 a 調壓水槽 b 壓力鋼管の補剛環 c 入孔 d 支臺
 說明 管徑 15 駢あり斯かる大徑のものでは管の變形を防ぐ爲被剛環(角鐵)を附設する。



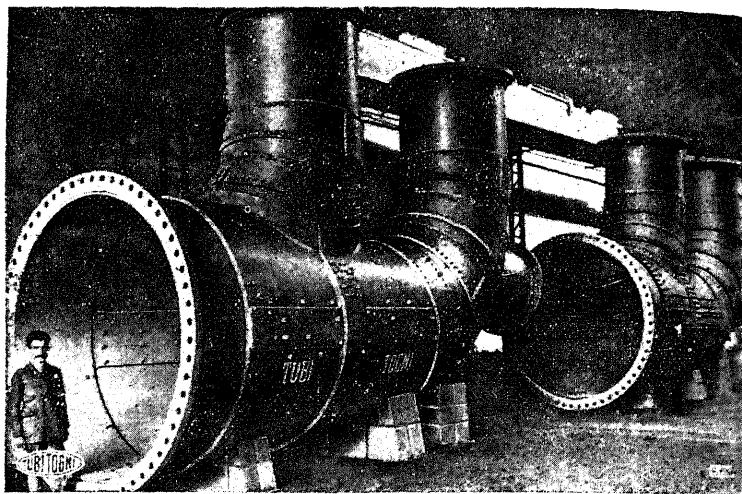
217 圖 富山縣營 観川發電所の水壓管路
 $D = 1,666 \text{ mm}$ $H = 483 \text{ m}$
 a フランジ接合 b 2列鉄打バンブ接合 c 支臺 d 伸縮接合
 e 人孔 f アンカーブロック g 工事用捲揚鉄索軌道
 説明 此の管は米國 Kellogg 會社製造の無接合钢管で、日本では初めての試である。



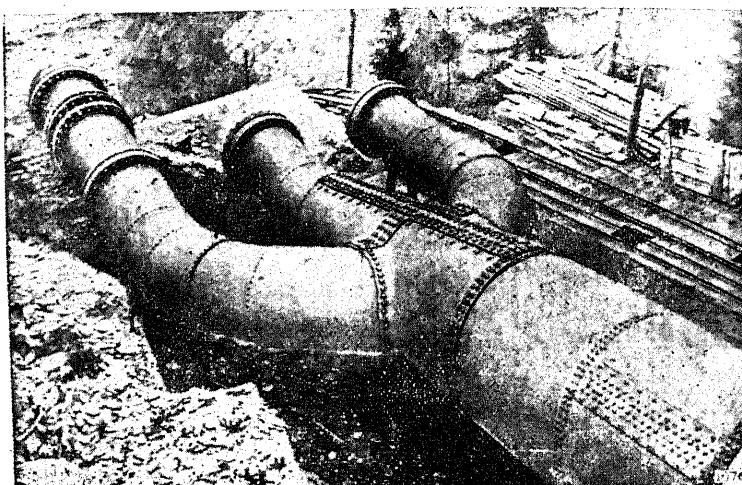
同 C 同
 $D \ 1,000\ mm$ $H \ 112\ m$



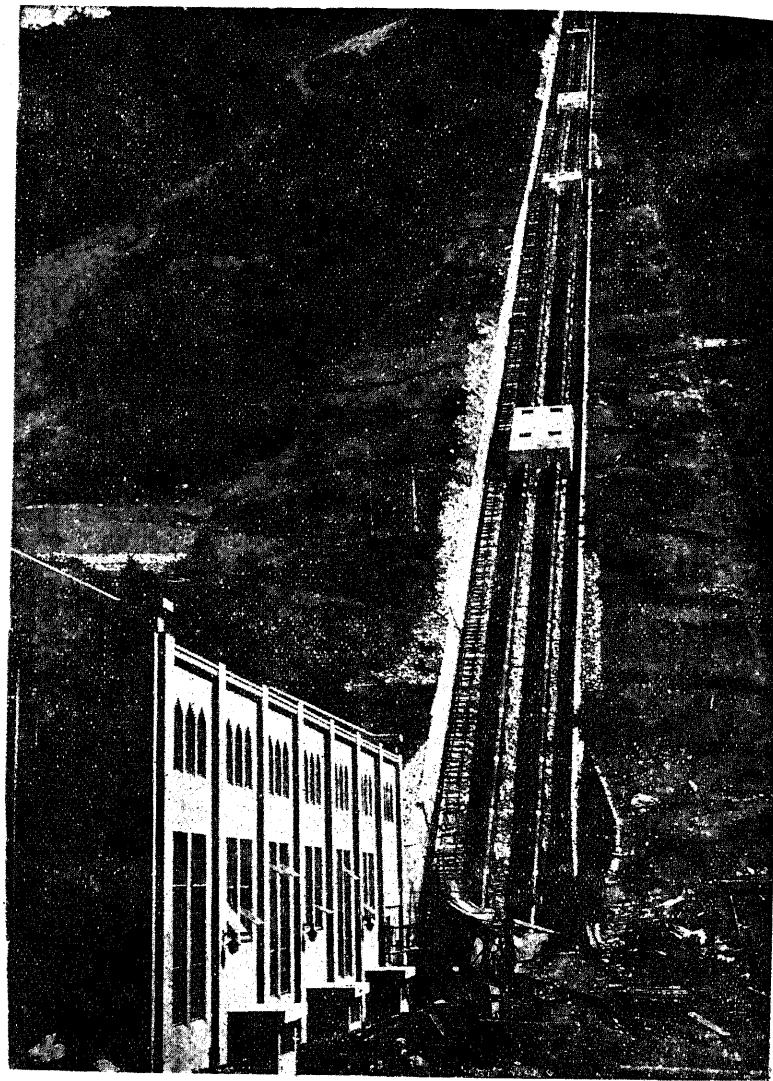
同 D 同
 $D \ 1,000\ mm$ $H \ 55\ m$



218 圖 A 水壓管の水車配管型式
 $D \ 2,600\ mm$ $H \ 110\ m$



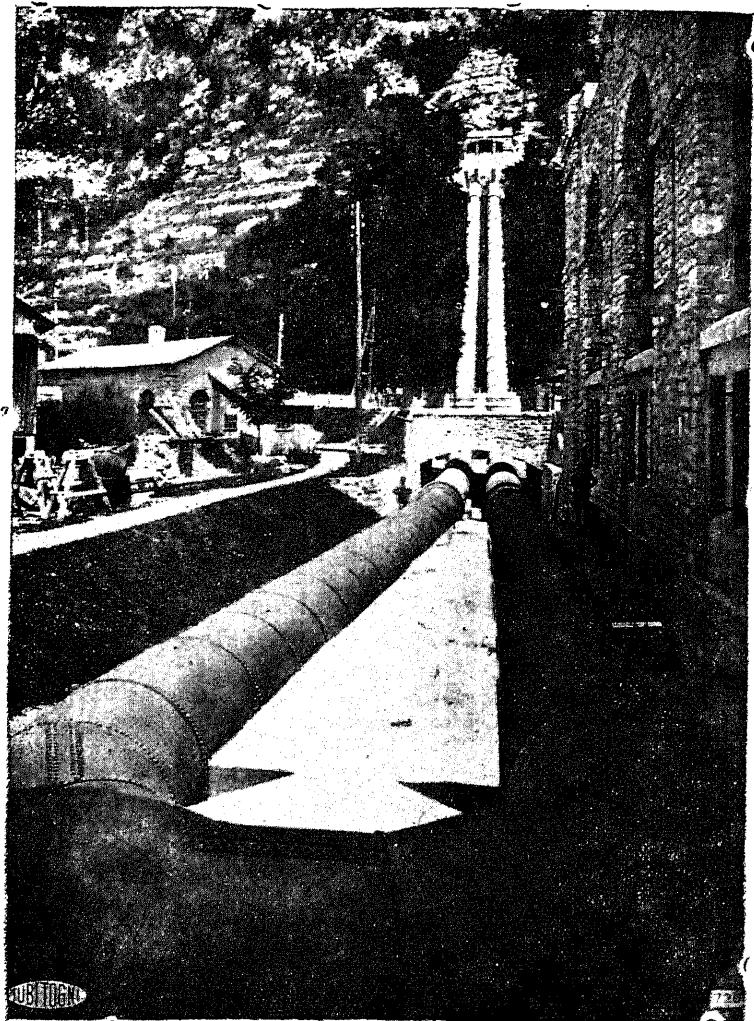
同 B 同
 D 本管— $1,800\ mm$ $H \ 612\ m$
枝管— $800\ mm$



219 ■ A 桧川電力會社 霞澤發電所の水壓管路
桜川外六川 Q $8.35 \text{ m}^3/\text{sec}$ H 457.6 m 出力 $31,100 \text{ kW}$
説明 水壓管は Thyssen 會社製造の銹接钢管で D $924\sim1,530 \text{ mm}$



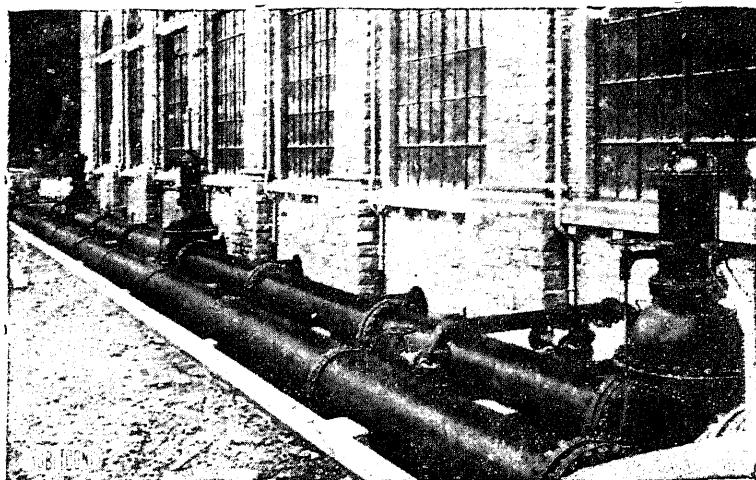
同 B 同 同水壓管の末端
a スカルーバルブ



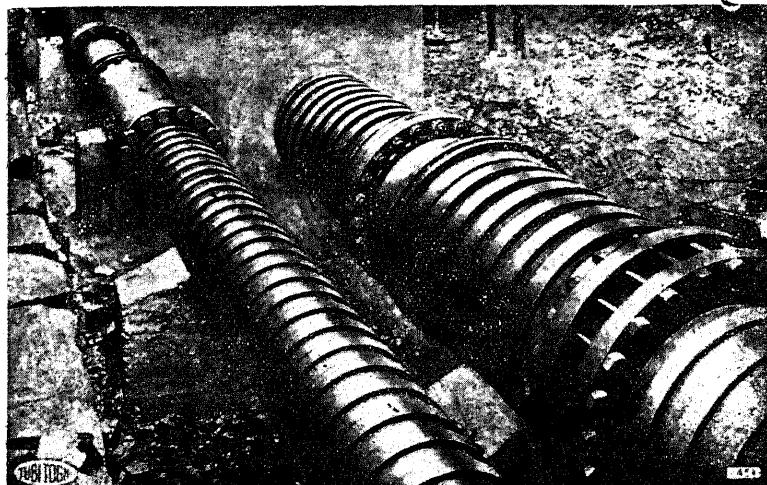
220 図 水壓管の末端

D 1,900 mm L 153 m H 54 m $H.P.$ 12,360

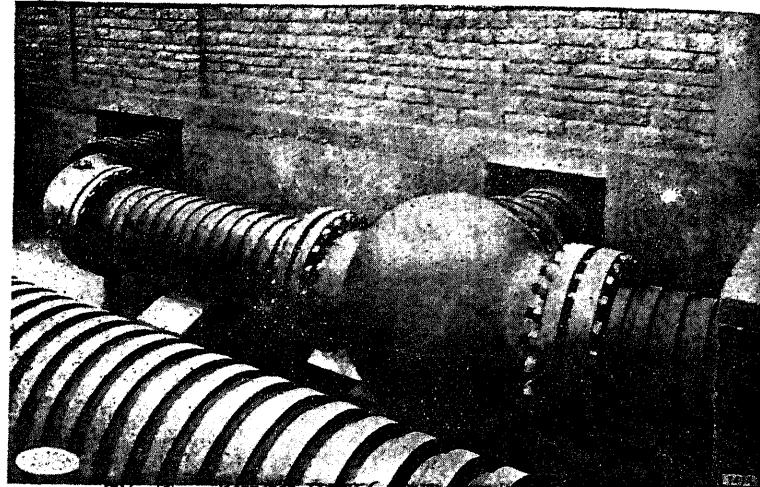
説明 此の配列は彎曲部に於ける落差損失が多いのと、一管に故障を起すと全部運転を休止しなければならぬ缺點があるが、水車への水の吸込には充分の餘裕を與へ得る利點がある。



221 図 Cairasca O Di Varzo 発電所(イタリー)の水壓管(鉛接钢管)
 D 950~1,400 mm L 1,004 m H 450 m $H.P.$ 26,400

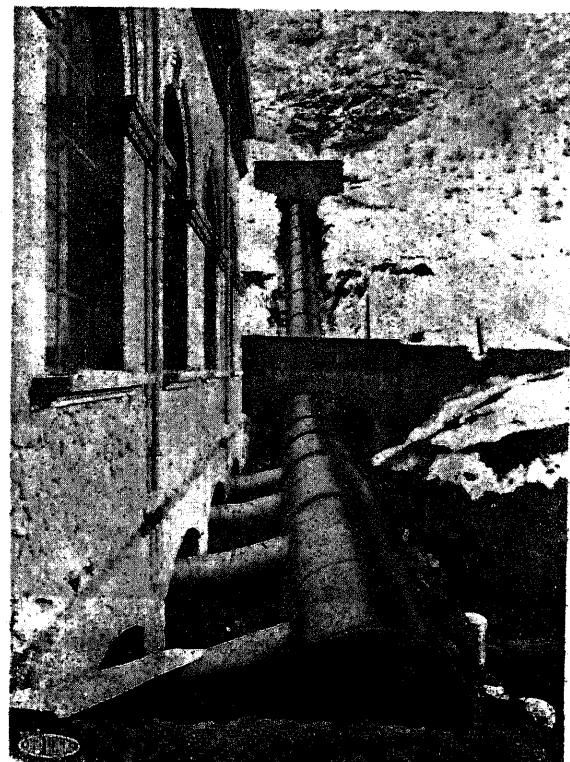


222 図 Barbellino 発電所(イタリー)の水壓管(鉛接钢管)
 L 1,000~1,300 mm L 2,100 m H 936 m $H.P.$ 61,000



223 ■ Pasterze 災電所(イタリー)の水壓管(鋼鉄管)

D 900~1,200 mm L 895 m H 481 m H.P. 22,000



224 ■ Ponte Nossa 災電所(イタリー)の水壓管(鉄接)

D 2,350 mm L 80 m H 29 m H.P. 2,400

61 アンカーブロツク(又は固定臺)及支臺

(1) アンカーブロツクに作用する外力

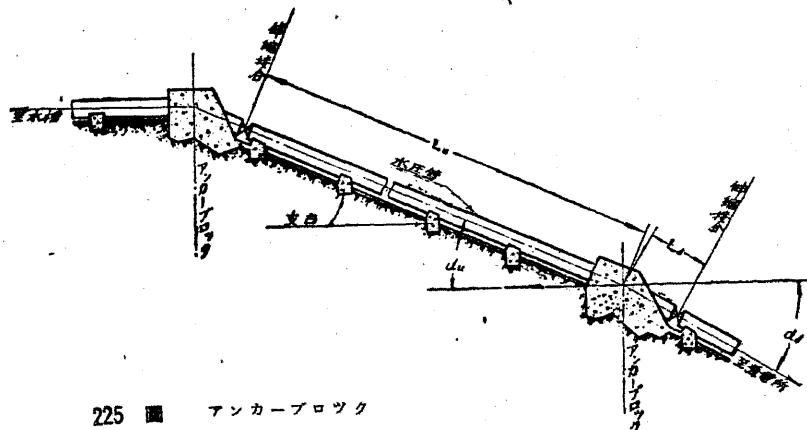
1° 鋼管の傾斜に基因する推力 鋼管が傾斜して敷設されると、其の方向に管の重力の分力が作用する。然し此の場合管内の水は全然無関係である。今アンカーブロツクの上下方に在る伸縮接合迄の管長を L_u 及 L_d とし、仰角及伏角を夫々 α_u , α_d 尚鋼管の単位の長に於ける钢管並に水の重量を夫々 S , W とし、管と支臺との摩擦係数を c とすれば、推力 P_1 は

$$P_1 = L_u \{ S \sin \alpha_u - c(S+W) \cos \alpha_u \} + L_d \{ S \sin \alpha_d - c(S+W) \cos \alpha_d \} \times \\ \{ \cos(\alpha_d - \alpha_u) - \sin(\alpha_d - \alpha_u) \tan \alpha_u \}$$

一般にアンカーブロツクの直下には伸縮接合が設けられるから $L_d = 0$ と見做してよい、斯くすれば

$$P_1 = L_u \{ S \sin \alpha_u - c(S+W) \cos \alpha_u \} \text{ kg}$$

とするも大差がない。



225 ■ アンカーブロツク

2° 管内流水の摩擦力 今損失水頭を h とすれば

$$h = f \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{8fLQ^2}{g\pi^2 D^5}$$

此の摩擦に因る推力を P_2 とすれば、 P_2 は P_1 と同一方向であるから

$$P_2 = \frac{\pi D^2}{4} h = \frac{2fQ^2}{g\pi D^3} [L_u + L_d \{ \cos(\alpha_d - \alpha_u) - \sin(\alpha_d - \alpha_u) \tan \alpha_u \}]$$

$L_d \neq 0$ とすれば

$$P_2 = \frac{2fQ^2}{g\pi D^3} L_u \times 1,000 \text{ kg}$$

3° 曲曲部に働く遠心力 今鋼管の弯曲半径を R 、夾角を ϕ 、管内の流速を V 、管の断面積を A とすると、質量 m に對し次の遠心力が働く。之を P_3 とすれば

$$P'_3 = \frac{mV^2}{R} = \frac{AR\phi V^2}{gR} = \frac{A\phi V^2}{g} t$$

今 ϕ の二等分線の方向の合力 P_3 を求めると 226 図に於て

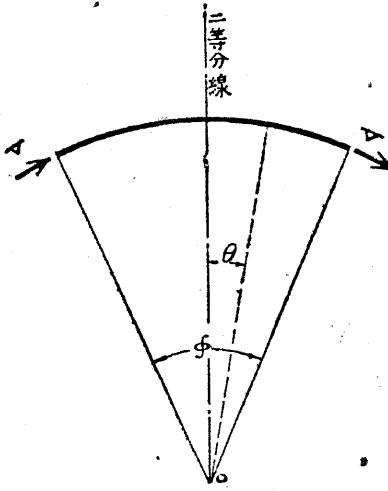
$$P_3 = 2 \int_{0}^{\frac{\phi}{2}} \frac{AV^2 R d\theta \cos \theta}{gR} = \frac{2AV^2}{g} \int_{0}^{\frac{\phi}{2}} \cos \theta d\theta = 2 \frac{AV^2}{g} \sin \frac{\phi}{2}$$

$$\therefore P_3 = 200 AV^2 \sin \frac{\phi}{2} \text{ kg}$$

4° 水圧の合成力 h を最大
静水頭とすれば、水圧の合成力 P_4 は

$$P_4 = 2 \times 1,000 h \sin \frac{\phi}{2} \text{ kg}$$

5° 溫度の變化に伴ふ伸縮應力。
钢管の伸縮は支臺との摩擦に打勝
つことを要するから此摩擦力以上
の應力は現出せず。従つて 1° の
推力は次の如く變化する。



226 図

温度上昇の場合は

$$P_s = L_u \{ S \sin \alpha_u + c(S+W) \cos \alpha_u \} + L_d \{ \sin \alpha_d - c(S+W) \cos \alpha_d \} \times \\ \{ \cos(\alpha_d - \alpha_u) - \sin(\alpha_d - \alpha_u) \tan \alpha_u \}$$

温度下降の場合は

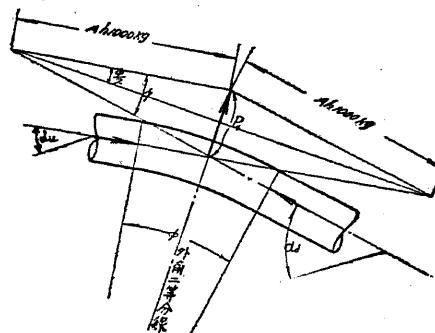
$$P_s = L_u \{ S \sin \alpha_u - c(S+W) \cos \alpha_u \} + L_d \{ S \sin \alpha_d + c(S+W) \cos \alpha_d \} \times \\ \{ \cos(\alpha_d - \alpha_u) - \sin(\alpha_d - \alpha_u) \tan \alpha_u \}$$

本頂は 1° と比較し何れか大なる方を採用すべきである。

6° 曲曲部の管及水の重量 アンカーブロック内に埋設される曲曲部の管及び水の重量は、鉛直の方向にブロックに作用する。

7° 地震力 アンカーブロックは地震に對しても充分安全なることを要する。即ち管を敷設する個所の地震の程度及工事の重要度に應じ、 $1,000 \sim 2,000 \text{ m/sec}^2$ の等値水平震度を外力として考慮する。

(2) アンカーブロックの設計 アンカーブロックに働く諸外力は上記の如き諸力で、ブロックは之等の力に對抗して顛倒、滑動を起さざるは勿論、ブロックの何處の點に於ても張力を受けざるだけの大きさと形狀を與へることが必要である。



227 図

ならしめるため、管に鍔環を附け又は鐵筋を挿入し或はアンカーボルトを埋め込んでブロックと管とが一體となる様にする。

アンカーブロックは通常水壓管路中の地形の變り目（勾配、屈曲）に設くるの

で、其の距離も 100m 内外に及ぶことがある。

(3) 支臺 アンカーブロック間には普通 6m 内外の距離に混擬土造の支臺を設ける。支臺間の極限の距離は次の如くして求める。

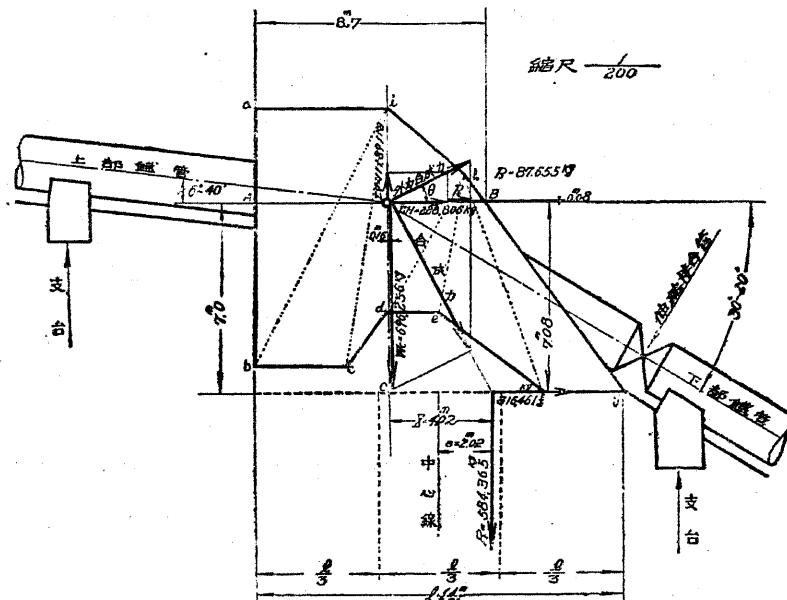
今 $H = 1m$ 當りの鋼管及水の重量 (t)、 S = 鋼管の許容強度 (t/cm^2)
管の接合効率を縦 66%、横 33% とすれば、水平管では近似的に支臺間の極限距離 $l(m)$ は

$$l = \frac{2}{10} \sqrt{\frac{S}{W}}$$

支臺は單に管の承け臺であるから、支臺と管との接觸面には互の抵抗を減ずる工夫を凝らす必要がある。此の爲に支臺上にタール紙を敷くか時として座金又はローラーを置くことがある。(233~238 図参照)

計算例

下記資料に依りアンカーブロックを設計せよ。



228 ■ アンカーブロック應力圖

D = 管径 = 2m, t = 管厚 = 2cm, h = 水頭 = 149.65m

L_u = 管中心線の交點より上部伸縮接合迄の長 = 80m

α_u = 上部钢管の傾斜角 = 6° - 40', α_d = 下部钢管の傾斜角 = 30° - 20'

ϕ = 上下兩管の夾角 = 23° - 40', f = 管内流水摩擦係数 = 0.02

c = 鋼管と支臺との摩擦係数 = 0.45

c' = 混擬土と岩盤との摩擦係数 = 0.6

g = 重力の加速度 = 9.81 m/sec², K = 等値水平震度 = 1,500 mm/sec²

$$A = \text{鋼管の通水断面積} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.1416 \times 2^2}{4} = 3.1416 \text{ m}^2$$

Q = 管内流量 = 14.5 m³/sec, V = 管内流速 = 4.61 m/sec

S = 鋼管単位長の重量 = 1.176 kg

W = 鋼管単位長中の水の重量 = 3,142 kg

解

1° 鋼管の傾斜に因る推力 (P_1)

$$\begin{aligned} P_1 &\doteq L_u \{ S \sin \alpha_u - c(S + W) \cos \alpha_u \} \\ &= 80 \{ 1,170 \times 0.116 - 0.45(1,176 + 3,142) \times 0.993 \} \\ &= -143,448 \text{ kg} \end{aligned}$$

P_1 は重量に因る摩擦力に吸收されて尚負號を與ふる位の餘裕がある故考慮の要なし。

2° 管内流水の摩擦力 (P_2)

$$P_2 = \frac{2fQ^2}{\pi g D} L_u \times 1,000 = \frac{2 \times 0.02 \times 14.5^2}{3.1416 \times 9.81 \times 2.0^3} \times 80 \times 1,000 = 2,729 \text{ kg}$$

3° 管の彎曲部に働く遠心力 (P_3)

$$P_3 = 200AV^2 \sin \frac{\phi}{2} = 200 \times 3.1416 \times 4.61^2 \times 0.205 = 2,740 \text{ kg}$$

4° 水圧の合成力 (P_4)

$$P_4 = 2 \times 1,000 h A \sin \frac{\phi}{2} = 2 \times 1,000 \times 149.65 \times 3.1416 \times 0.205 = 192,782 \text{ kg}$$

5° 溫度の變化に伴ふ伸縮應力 (P_5)

$$P_5 = L_u \{ S \sin \alpha_u + c(S+W) \cos \alpha_u \}$$

$$= 80 \times \{ 1,176 \times 0.116 + 0.45(1,176 + 3,142) \times 0.993 \} = 165,272 \text{ kg}$$

6° 曲部の管及水の重量 (P_6)

アンカーブロック中に埋設せられる長を 12.5 m とすれば

$$P_6 = (S+W) \times 12.5 = (1,176 + 3,142) \times 12.5 = 53,975 \text{ kg}$$

以上の各外力を鉛直水平兩分力に分解すれば次表の如くなる。

記 號	外 力			
	力の働く方向	力の大きさ	鉛直分力	水平分力
P_2	上部鋼管に沿ひ下方へ	2,729	-317	+2,710
P_3	外角二等分線を上向	2,740	+2,598	+369
P_4	同 上	192,782	+182,757	+61,112
P_5	上部鋼管に沿ひ下方へ	165,272	-19,172	+164,115
P_6	鉛 直	53,975	-53,975	0
計			+111,891	+228,806

アンカーブロックの重量 G_c は次の如し。

$$c'(G_c - \Sigma V) > \Sigma H + K(G_c - \Sigma V)$$

$$\therefore G_c > \frac{\Sigma H + (c' - K)\Sigma V}{c' - K}$$

$$> \frac{228,806 + (0.6 - 0.15) \times 111,891}{0.6 - 0.15} = 620,349 \text{ kg}$$

仍て混凝土の重量を $2,300 \text{ kg/m}^3$ とすれば、アンカーブロックは $\frac{620,349}{2,300}$

= 269.7 m^3 以上の體積を必要とする。

今アンカーブロックの形狀を228 圖の如く定め厚を 4 m とすると、斷面積

= 85.5 m^2 を得る。

$$G_c = (85.5 \times 4.00 - 39.28) \times 2,300 = 696,256 \text{ kg}$$

尚圖に於て斷面を三角形に分割し、各頂點に其の面積の $\frac{1}{3}$ が集結するものとして id 線に沿ひ力率を取り重心距離を求める 0.16 m を得る。仍て諸力の作用點を求める

$$\tan \theta = \frac{111,891}{228,806} = 0.489 \quad \therefore x = 0.16 \times 0.489 = 0.08 \text{ m}$$

次に地震力 P_s を求める

$$P_s = 0.15(G_c - \Sigma V) = 0.15(696,256 - 111,891) = 87,655 \text{ kg}$$

今 o を原點として力率を取れば

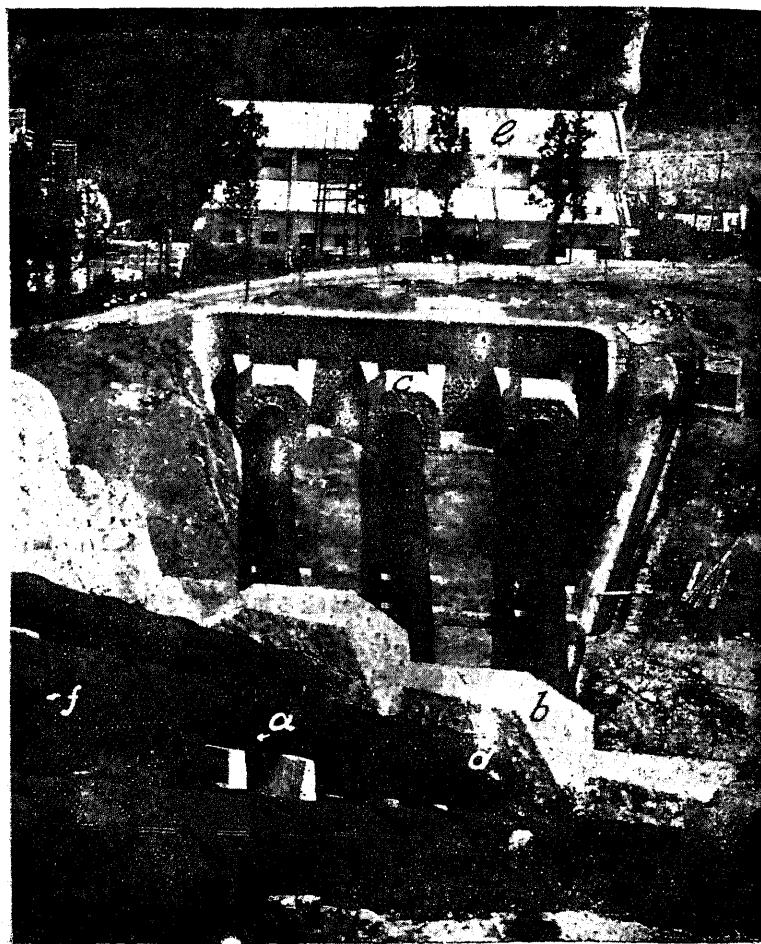
$$X = \frac{7.08(\Sigma H + P_s) + 0.16G_c}{R}$$

$$= \frac{7.08(228,806 + 87,655) + 0.16 \times 696,256}{584,365} = 4.02 \text{ m}$$

仍て滑動及び轉動に對しては次の計算に明かなる如く安全である。

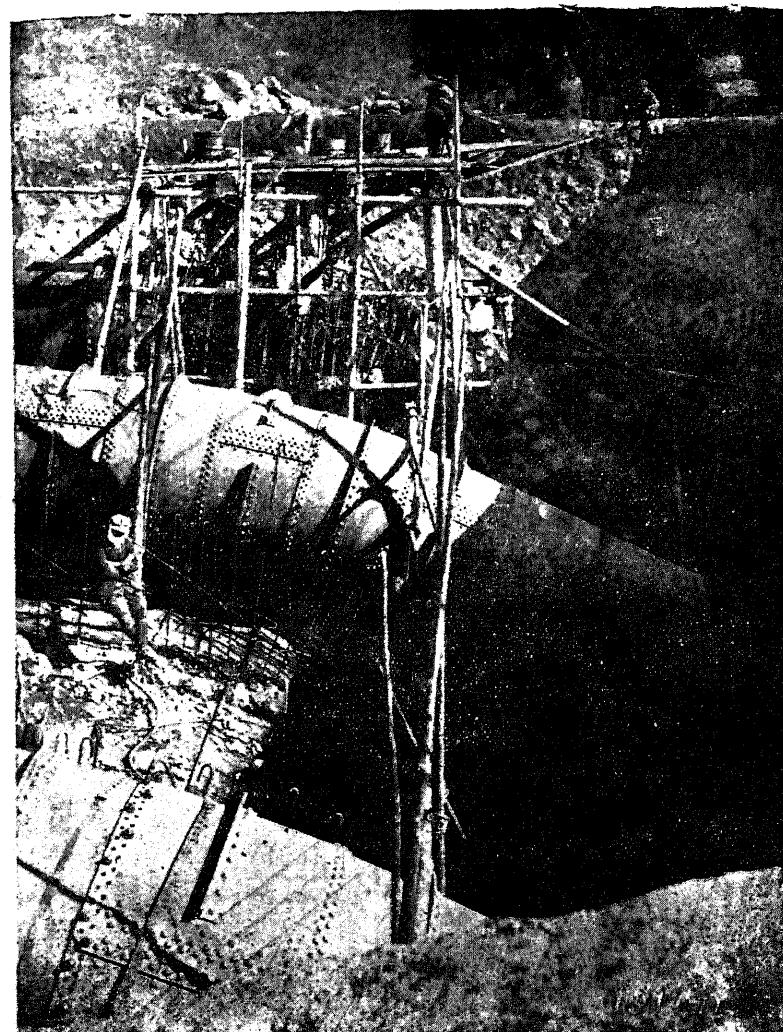
$$\frac{\Sigma H + P_s}{R} = \frac{228,806 + 87,655}{584,365} = 0.54 < 0.6$$

$$p = \frac{R}{4l} (1 \pm \frac{6e}{l}) = \frac{584,365}{4 \times 14} (1 \pm \frac{6 \times 2.02}{14}) \\ = 19.5 \text{ t/m}^2 \text{ 及 } 1.4 \text{ t/m}^2$$



229 圖 A 東京電燈會社 上久星發電所の水壓管路
 $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ @ $L = 280 \text{ m}$ $H = 116 \text{ m}$ 出力 $12,000 \text{ kW}$
 a マツワ伸縮接合 b c アンカーブロック d 入孔 e 発電所
 f フラジ接合

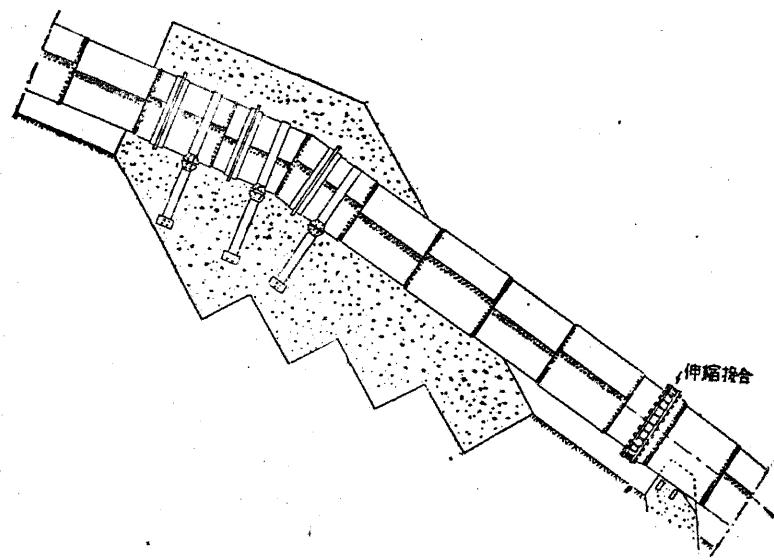
説明 管路を3區に分ち、上部の管徑を 2.13 m 、中部を 2.05 m 、下部を 1.97 m とし管壁厚は $8\sim19 \text{ mm}$ として居る。管の接合 f はアンダーフランジ接合で厚 3 mm の鉛環をベッキングして挿入し、ボルトで締めてある。



同 B 同 アンカーブロック個所の水壓管

a 管に鍍締したる角鐵

説明 管のアンカーブロック中に埋込まれる部分に角鐵の帶締を爲し、管の滑動を防ぐ。尚ブロック中には筋を入れ被覆する。



230 図 A 凸彎曲部のアンカーブロック及伸縮接合

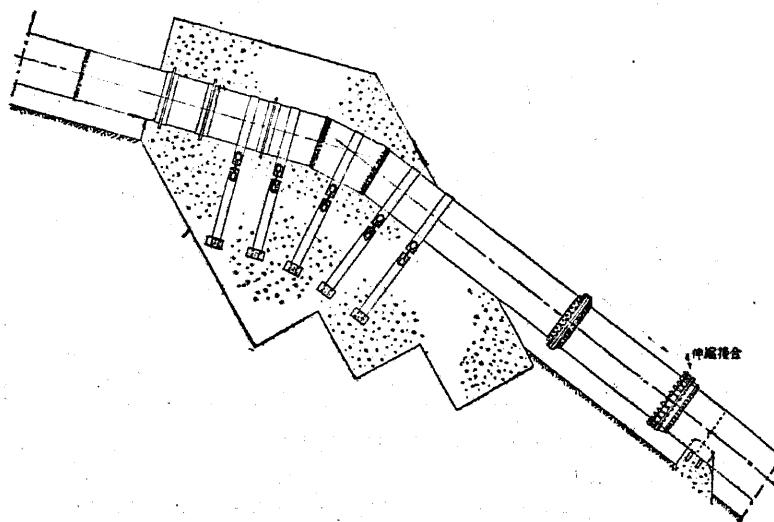
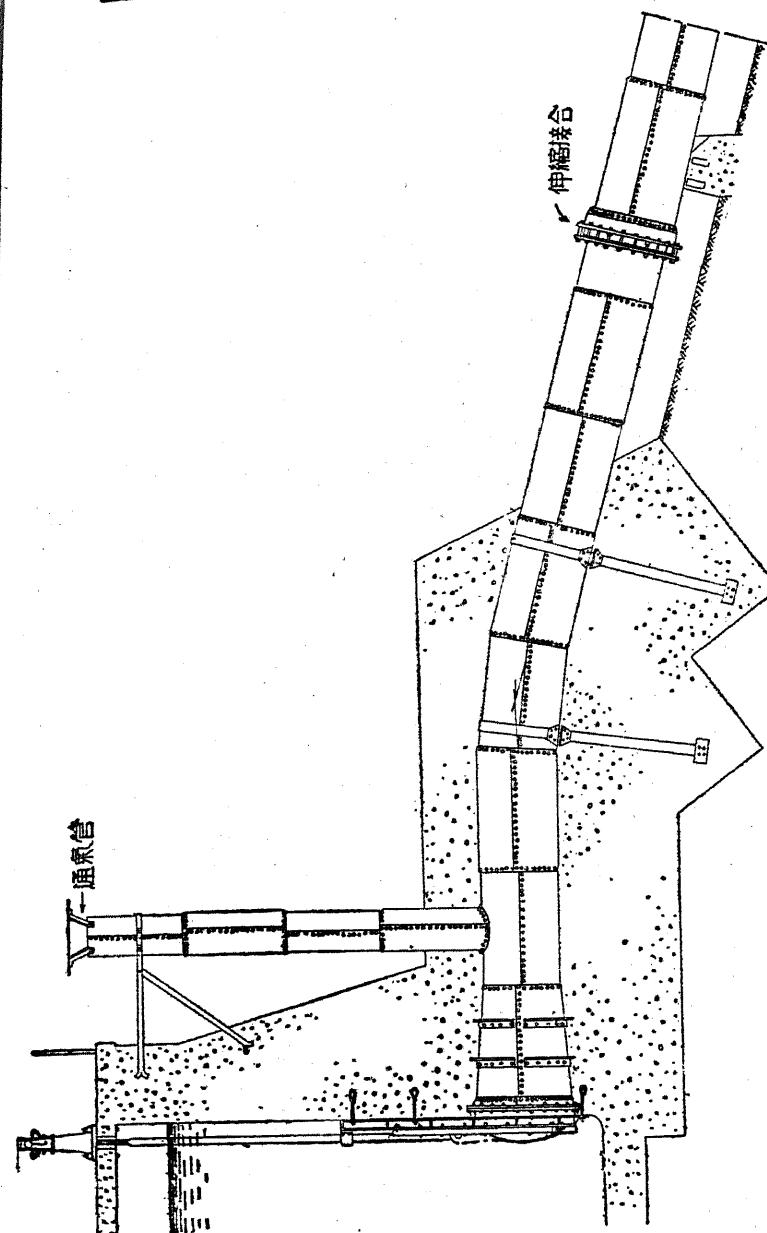
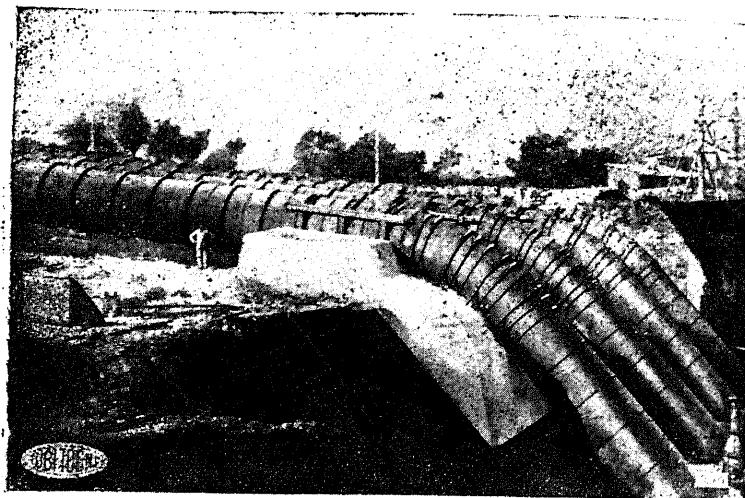


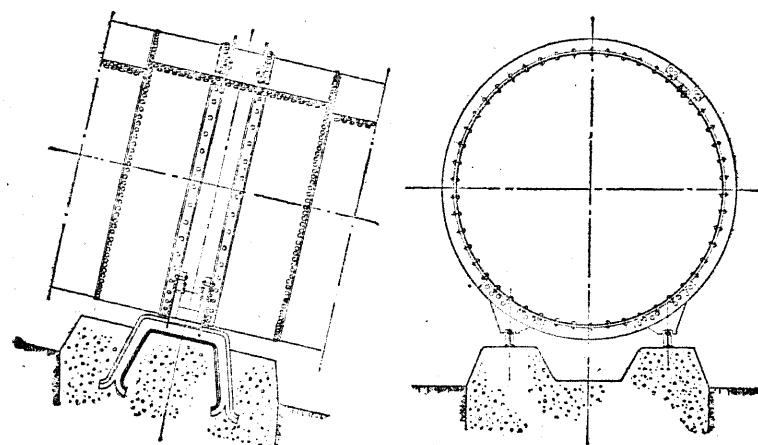
図 B 同



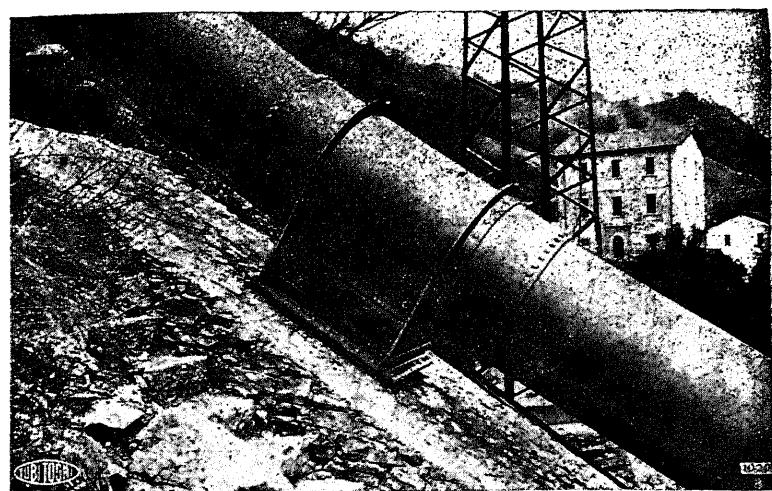
231 図 水槽管入口のスルースゲート及通気管



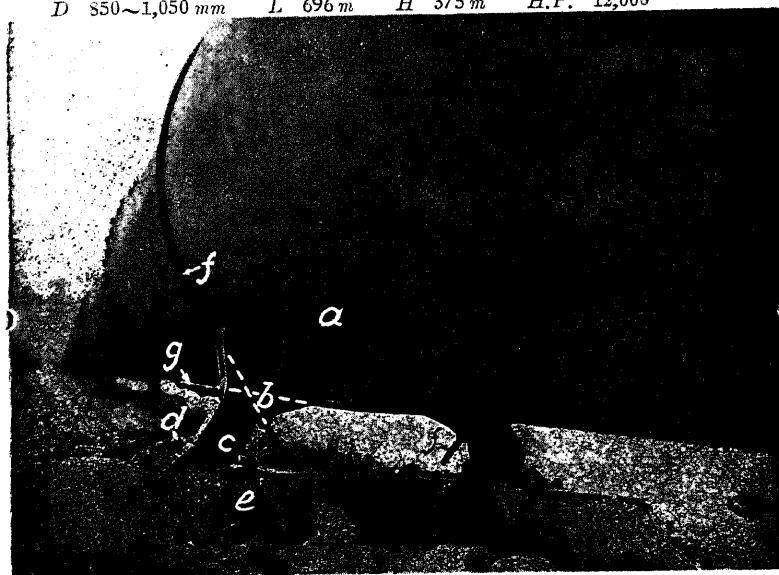
232 圖 Pescara 発電所(イタリー)の水壓管及アンカーブロック
 D 2,100~2,300 mm L 354 m H 74 m $H.P.$ 46,400



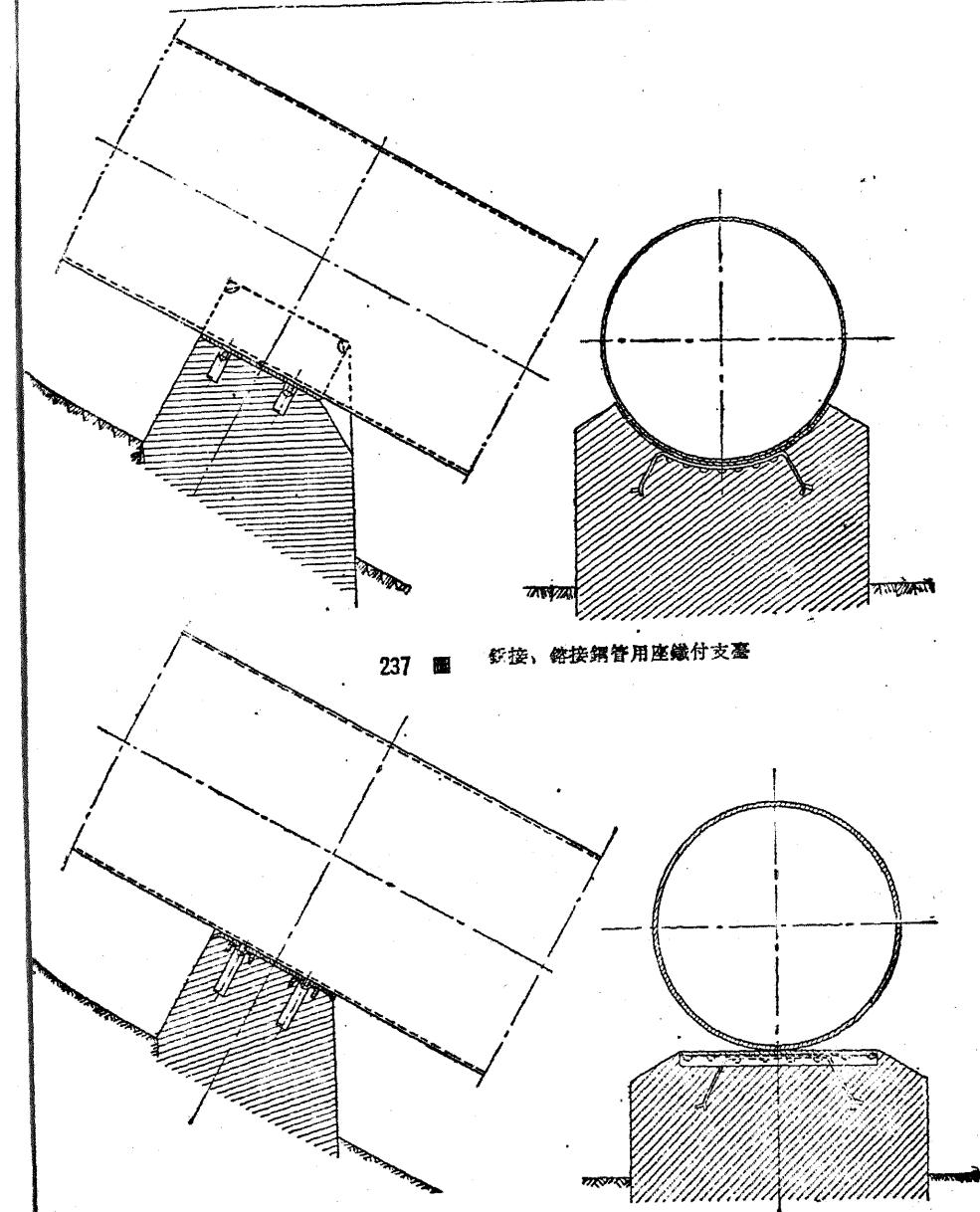
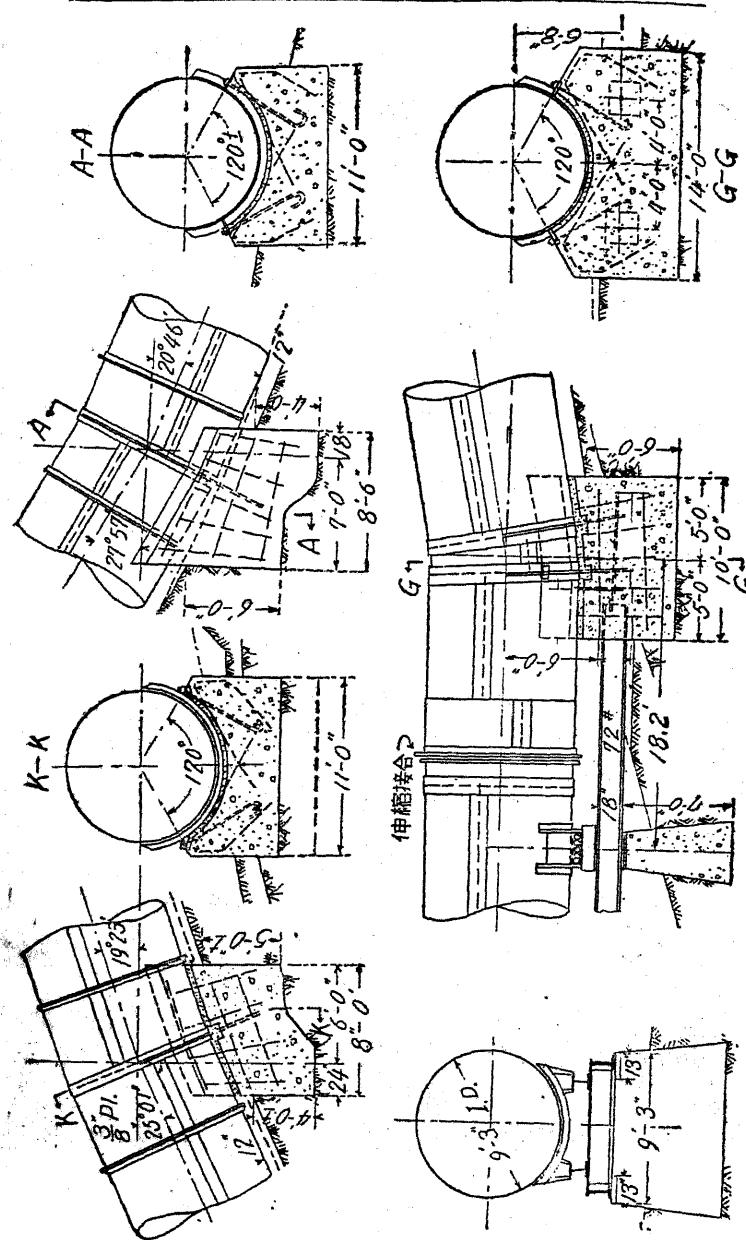
233 圖 鋼接大徑钢管の滑りレール座鐵付支臺



234 圖 Avenfino 発電所(イタリー)の水壓管及支臺
 D 850~1,050 mm L 696 m H 375 m $H.P.$ 12,000



235 圖 水壓管のローラー付支臺
 a 水壓管 b 締鐵座鐵 c ローラー d 座鐵(支臺に固定) e 混凝土支臺 f 上締(丸鋼) g 下締(丸鋼)
 説明 東京電燈會社 中津川第一發電所の水壓管(Kellogg 會社製銹接钢管)の支臺に用ひられしもので K 社の特許品である。氣温の變化著しき所でアンカーブロック間の距離長き管路には有效の裝置である。



238 圖 低接・鉛接・擴掛鋼管用平座鐵付支臺

62 水壓管の附屬設備

(1) 通氣管及通氣弁 水槽に制水門を設置しない場合には、水壓管の入口にバルブ又は水門を設けることがある。又調壓水槽に於ては水壓管の入口若は附近には、種々のバルブ又はゲートを設ける。斯かる場合にはバルブ又はゲートを急に閉鎖すると管内に一部真空を生じ、管を壓し潰すことがあるから、之を防ぐ爲に之等閉鎖装置の直後に通氣管若は通氣弁を附設する必要がある。又水壓管路が動水勾配線以上に在る箇所には空氣溜りを生じ管の流水断面が減少して所要水量の通水が不可能となるから、斯るか箇所には通氣弁の附設を要する。

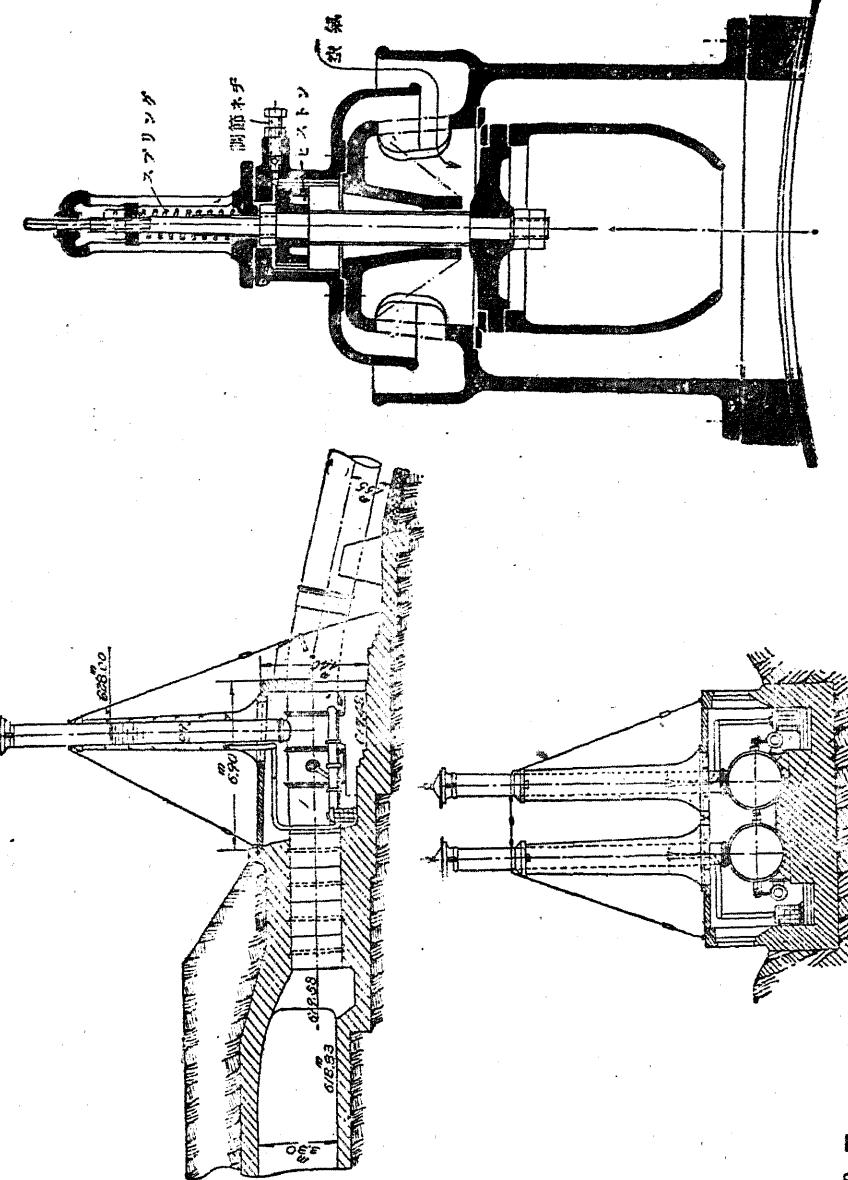
通氣管又は通氣弁は酷寒に遭ふと其中の水が凍結して用を無さなくなることがあるから、通氣管中には電流を通じたコイルを垂れ下げて置く。又通氣弁は其の外側を保溫材で包んで置く必要がある。

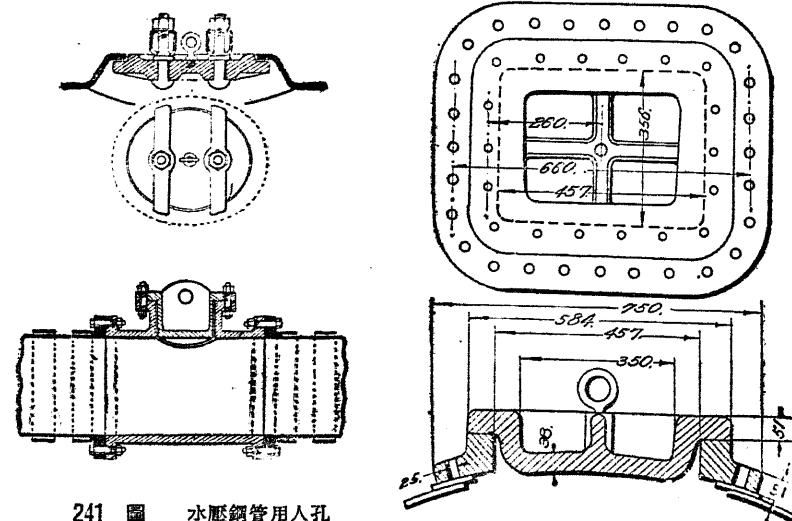
(2) 人孔 水壓管の検査及修繕等の爲適當の箇所に人孔を設けて置く。其の構造は管内の水壓及管の種類に依つて異なるが241,242圖は其の例である。

(3) 排砂弁及排水弁 水壓管路中の低部には流水中に含まれた土砂が沈澱するから、此處に排砂弁を設けて之より時々排砂する必要がある。

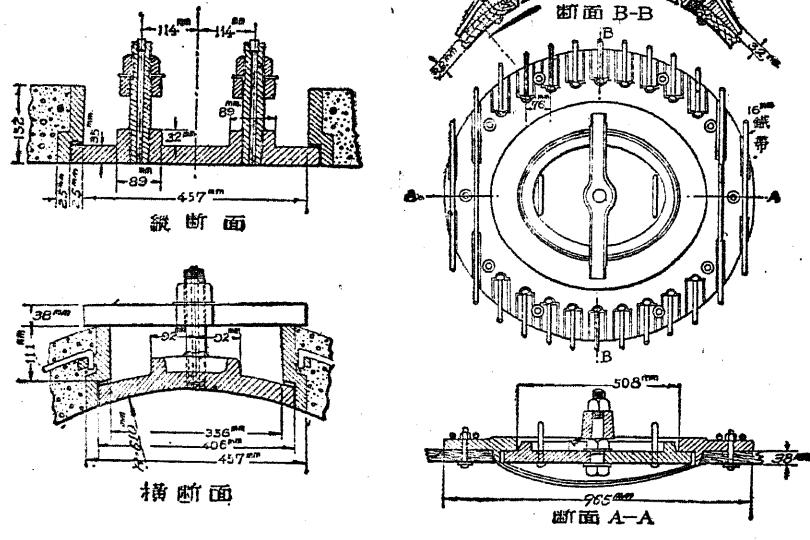
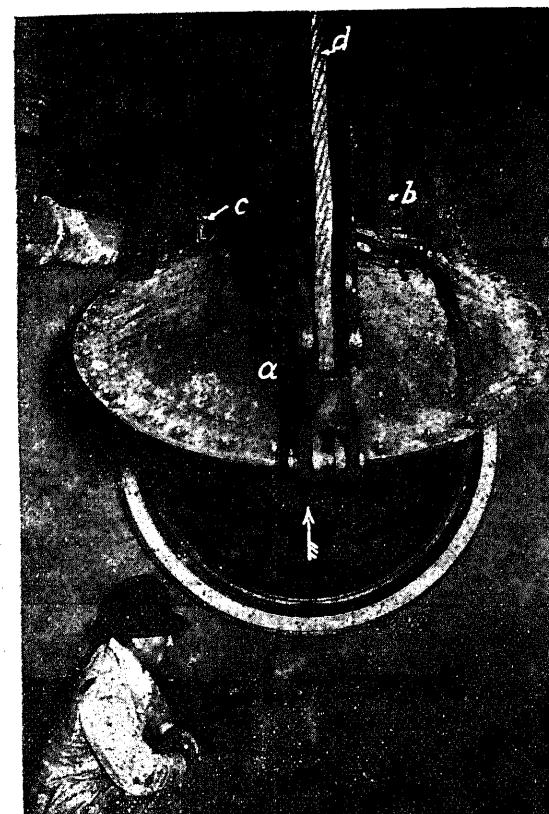
又水壓管中の水を乾した後は、管路中の四鬱部又は下端には水が溜つた懸殘るから、之を排出する爲に斯かる箇所には排水弁を附設する。

排砂弁及排水弁としては一般にスルースバルブが用ひられる。茲に注意することは寒中發電所の運轉を長時間休止する場合、管内の水を排出した後水槽の制水門を閉鎖するが、門扉の戸當り等から幾分の漏水があるから、制水門閉鎖と同時に排水弁をも開けて漏水を排出する必要がある。之を忘れるか若は排水弁の孔が小さ過ぎると、管の下方部に溜つた水が凍結して、再び運轉開始の場合には送水に壓され非常の勢で管壁又は水車の外函(ケーシング)に衝突するから之を破裂せしめることが往々ある。故に極寒地に於ける排水弁は此の意味に於て特別に大型のものを設備することを勧める。





241 圖 水壓钢管用入孔

242 圖 A 鐵筋混擬土管用入孔
同 B 木管用入孔

243 圖 フラップゲート
 a 屏 b バイパス屏 c ピン d 開閉ロープ
 説明 此のゲートを單に制水門として用ひることもあるが主バルブの前方に準備的開設用制水門屏として用ひられることが多い。
 操作は簡単であるが完全な水密が困難である。

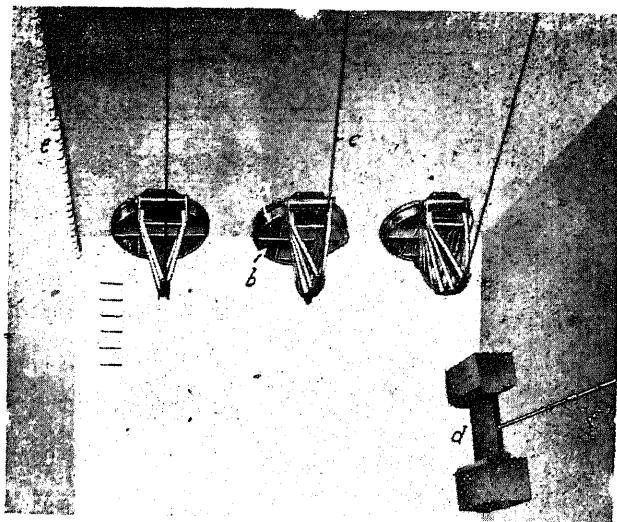
ースバルブ、ジョンソンバルブ、ロータリーバルブである。

装備箇所は水圧管呑口の直下流及水車の直上流若は何れかの一個所で、非常なる高水壓を受ける水圧管では、萬一管が破裂せる如き場合水槽より流下する水を急速且完全に遮断する爲、管口にフラップゲートの如き操作簡単なるバルブを設け其の直下流にバルブを装置することがある。

(4) 閉管装置

1° 概説 水圧管内の流水を遮断する爲管内にバルブを設ける。バルブの種類は水壓及管徑により決定するが、其の選擇に就ては、完全なる水密を保ち得られ、操作容易且確實で開閉速度が任意に加減出来る、又如何なる開度にても止め得られるもので、且損失落差の少ないものが望ましい。

一般に用ひられて居るのは、低中落差の場合で管徑の小なるものには、スルースバルブ、バタライバルブ、ビボットバルブで又高落差の場合には管徑に拘はらずスル



244 圖 水槽内水壓管呑口に於けるフラップゲート(上方より見る) い。バルブの材料

a 扉 b バイパス c 搬揚ロープ
d 土砂吐門 e 鋼梯子

説明 之は東京電燈會社中津川第一發電所の水槽(上より俯瞰したところ)で、水槽は壓力隧道で調整池に連なり、且施工位置狭き爲と深さ大なる爲操作の簡易で場所をとらぬフラップゲートを用ひて居る。此のゲートの下流、水壓管の中にバタフライバルブを置き二重の閉鎖設備とし断水に備へて居る。

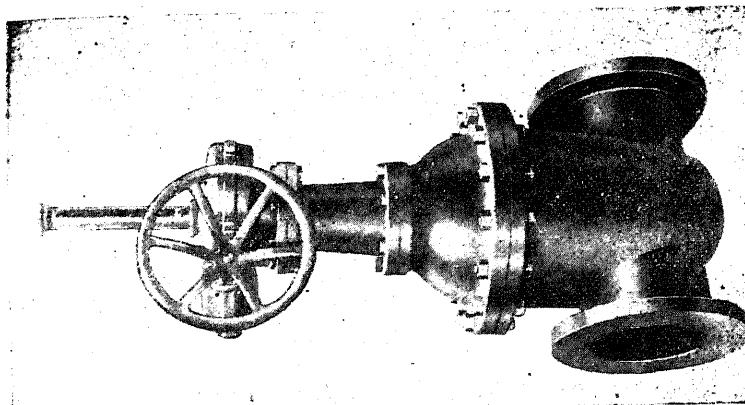
2^o スルースバルブ 此バルブは比較的落差の高い所又は絶対に水密を望む所に用ひられる型で、バルブとしての効用は最上のものでバタフライバルブ等の及ぶ所ではないが價格が非常に高

い。バルブの材料は其の大さと水壓に依り鑄鐵又は鑄銅を用ひる。形狀

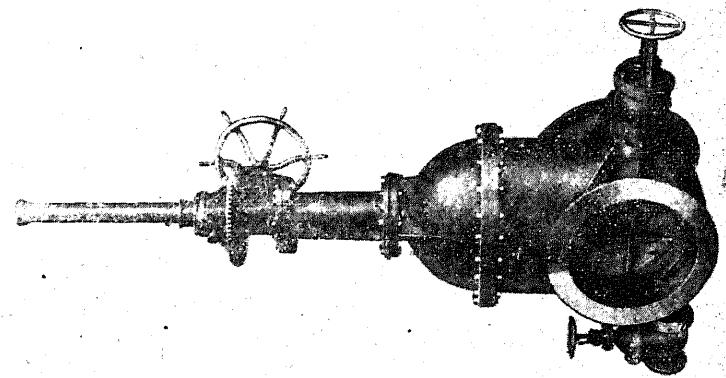
はバルブケースの断面が圓形(高水壓用)、長方形(低水壓用)又は橢圓形(中間水壓用)である。

操作方式は何れの型も手動、水壓、油壓又は電動開閉式等があり、低落差のものには手動開閉式が用ひられるが、高落差のものには人力では開閉操作に長い時間が要るから他の方式に依ることが多い。

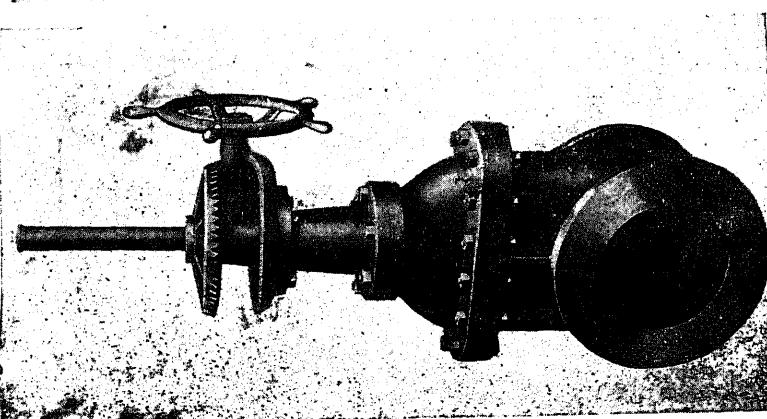
水壓開閉式は水力發電所用としては最も軽便且經濟的であるが、水中に混流する土砂や芥の爲に開閉用サーボモーターのシリンダー及ピストンを傷めたり、之等が隙間に挟まつて動かなくなつたり、又寒氣の厳しい處ではサーボモーターへの導水管が凍結して全く其の用を爲さなくなることが多いので、油壓式のものが多く用ひられて居る。



同 O 同 高壓型



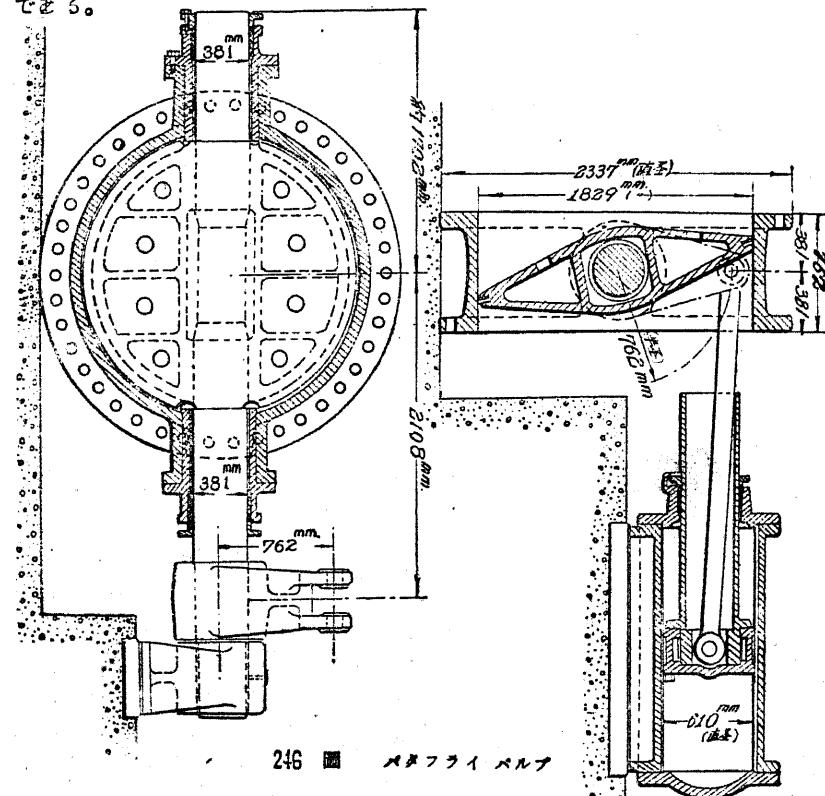
同 B 同 中壓型
(帝業社製造)



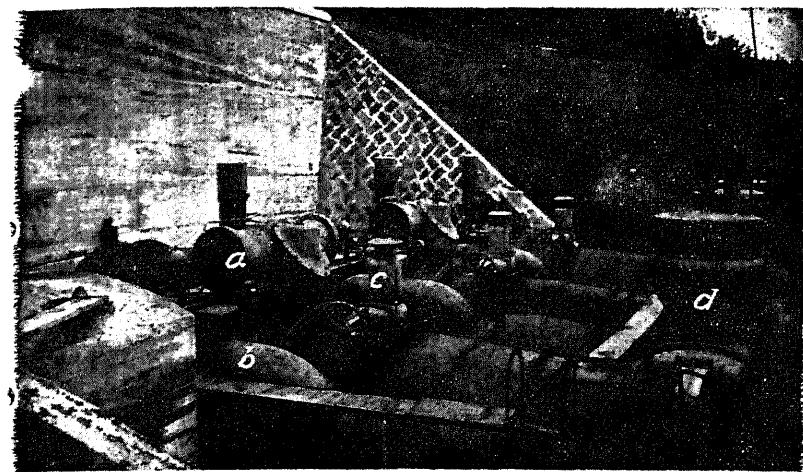
手動式スルースバルブ
低壓型

3° バタフライバルブ　此種のバルブは比較的落差の低い所又は水量の割合に多い場合に用ひられるが、絶対の水密が望み得ない缺點がある。而し價格が低廉なること、操作が簡易で故障が少いと云ふ利點を持つて居るので廣く用ひられて居る。

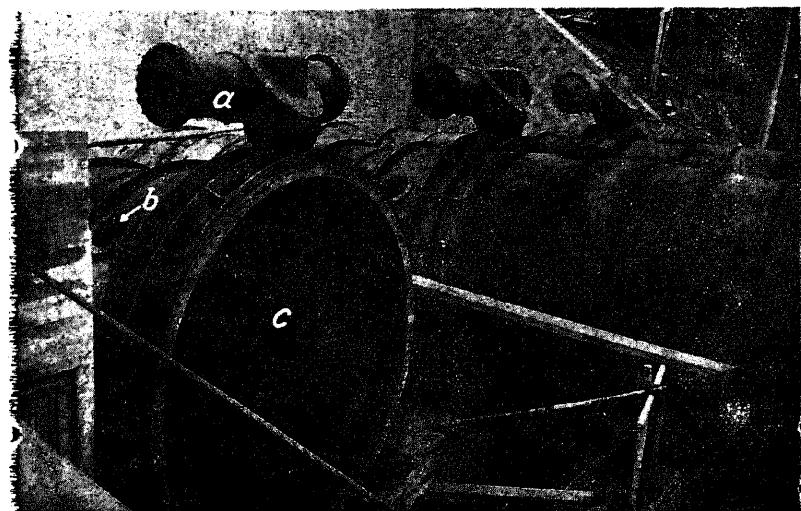
スルースバルブでもバタフライバルブでも大型のもの又は高水圧を受けるものに在つては、バルブに働く水壓力が大きいから之を開く場合軸承を損傷したり(バタフライバルブ)、バルブ面及バルブシートを傷める(スルースバルブ)虞があるから、別にバイパスバルブを附けて先づ之を開き主バルブの後側へ水を通じ、主バルブ兩側の水圧が略平均したところで主バルブを開く様にするのが普通である。



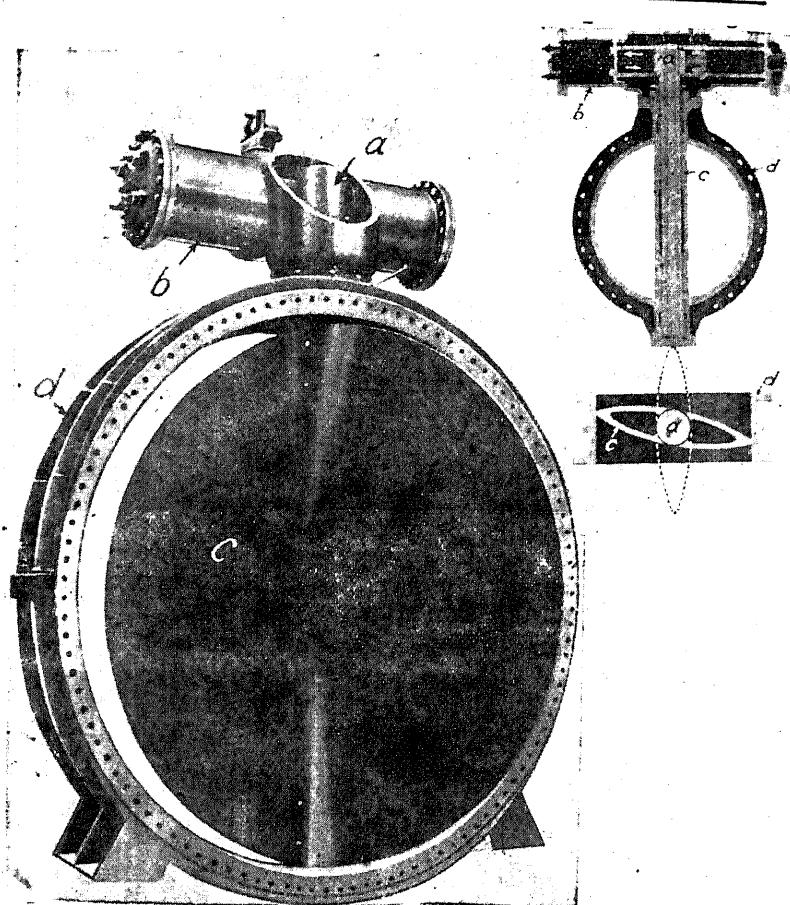
246 図 バタフライバルブ



247 圖 A 大淀川水力電氣會社 高岡發電所の水壓管バルブ
a 油壓式サーボモーター b バイパス c 通氣弁(排氣用) d 通氣弁(吸氣用)
説明 閉管の場合開弁せんとするには・先づcを開いて後bを開くと水は弁の下流の管中に入り、之に水が充満したとき弁を開くのである。
此の操作は發電所内より電氣的に出来る様になつて居る。



同 B 同 バルブ取付作業中
a 油壓式サーボモーター b バイパス口 c バルブ



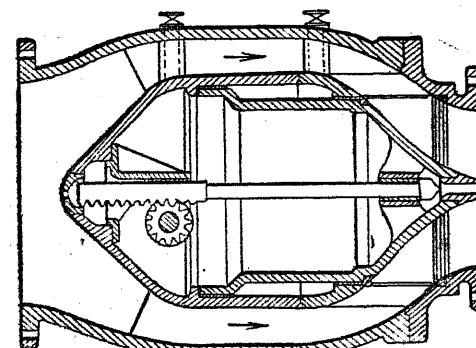
同 246 同 水圧管用油圧式バタフライ バルブ

a 回転軸 b サーボモーター c バルブベーン d バルブ外面

説明 バルブの内径 3.34 m 調節水槽出口に近く設置さる。油圧動作式にて専用の油圧ポンプ設備あり、発電所より遠方操作に依り開閉を行ひ得る。バルブ及外面共鋳鋼製（電業社製造）

4° ジョンソン バルブ このバルブは一種のニードル バルブで、大水量の中、高落差用に廣く用ひられて居る。構造簡単で、水密完全且つ開閉操作容易なこと及損失落差の少きことを特徴として居るが、價格が稍々高い憾がある。

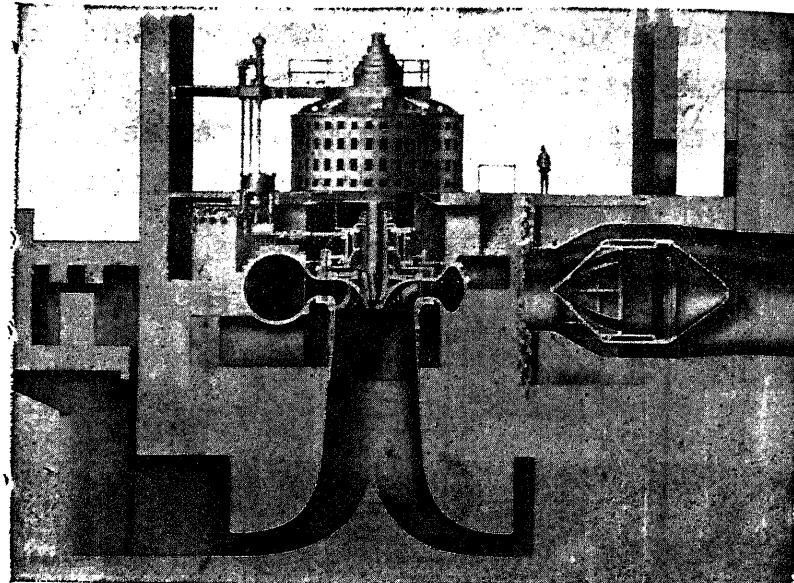
其の構造の概要は、250 図に示す如く圓筒形の外函中に一端閉ぢたる圓墻を放射状の支材にて取付け、此の圓墻内に一端尖りたるプランジャーを装備してある。



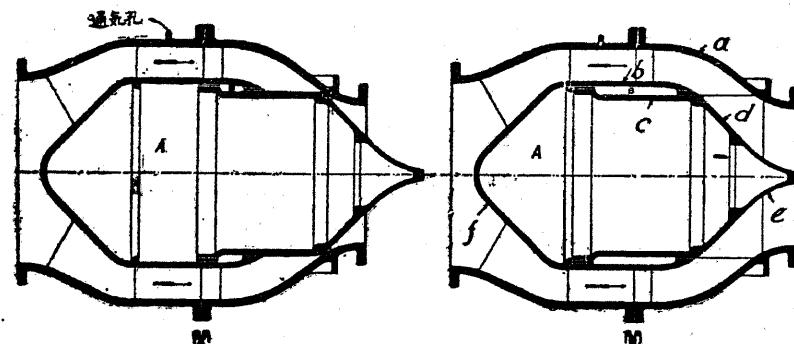
248 図 高落差用特許 E 型 Larner-Johnson バルブ

此のプランジャーを圓墻内に滑動し適當なる位置に靜止せしめて管内の流量を調節するのである。

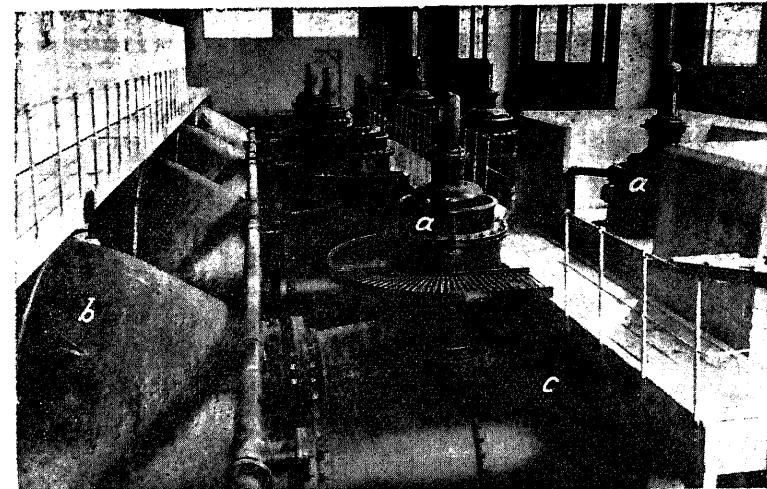
プランジャーを動かす動力としては、普通管内の水壓を利用し、即ち水壓管の水を A 室に給水すれば、プランジャーは水壓に依り押し出されて閉塞し、反対に B 室に給水すればプランジャーは押し込まれて開塞する。



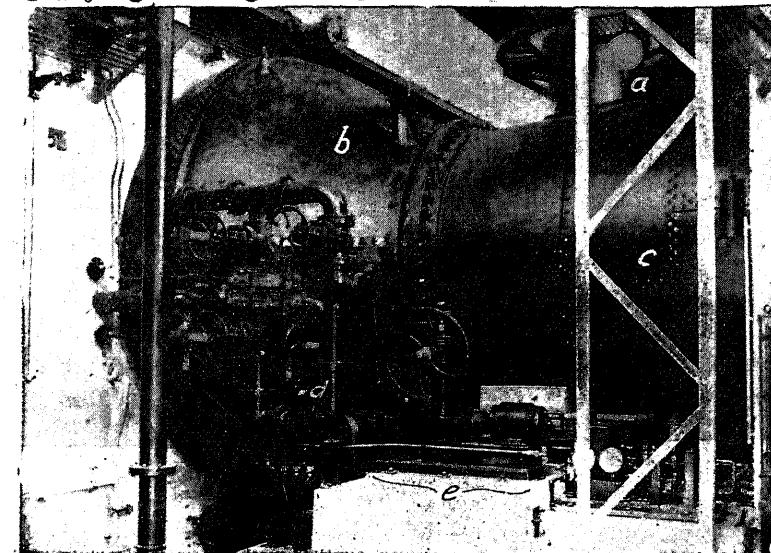
249 圖 Niagara Falls Power 會社 第三發電所水車バルブ
水車 37,500 馬力 15'~6" B 型ジョンソン バルブ 落差 210 呎



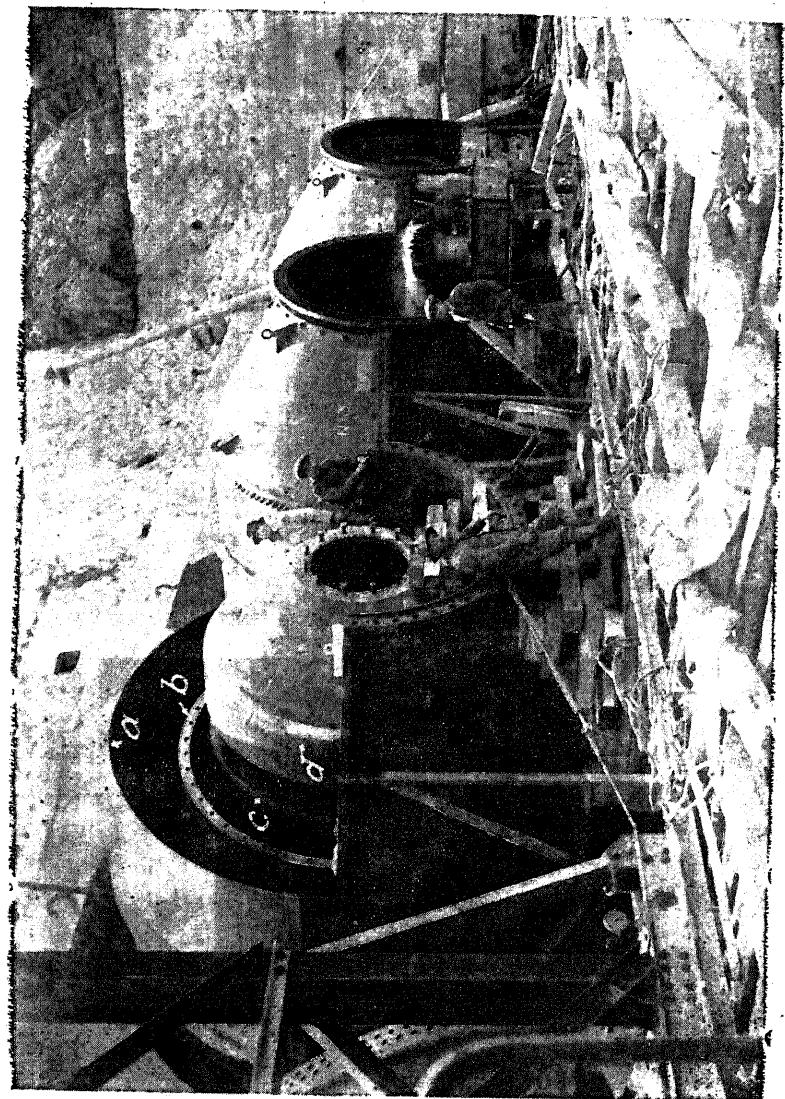
250 圖 特許 A 型 Larner-Johnson バルブ
a 外面 b 内部圓筒 c プランジャー d プランジャーコーン
e プランジャーノーズ f インレットコーン



251 圖 A 庄川水力電氣會社 小牧發電所の水壓管制水倉室
特許 B 型 Larner-Johnson バルブ(弁口径 11'~0", 吐口径 8'~8") 4 塔
a 通氣倉 b バルブ外函 c 水壓管(徑 11 呎)
説明 制水倉室は調壓水槽と發電所との中間に在り、倉と水車との落差は 40 m
徑 11 呎の水壓钢管で水車に連接され其の間に何等他の設備がない。堰堤最高時
水位と倉中心との落差は 30.7 m。最低水位では 13.47 m で、倉は此の差高 17.23 m
の間で操作され、倉の開度に因る損失落差は 0.131 m 程度の小さいものである
と云ふ。



同 B 同 バルブ制御装置
a 通氣倉 b バルブ外函 c 水壓管 d バルブ配水倉 e 制御装置
説明 バルブの操作は手動及電動の兩様に依るので、電動の場合は發電所内の配
電盤から電氣的に操作を爲し得られる。
閉閉時間は手動で約 7 分、電動で 4 分を要し、動力は平均 $1/2$ 馬力である。

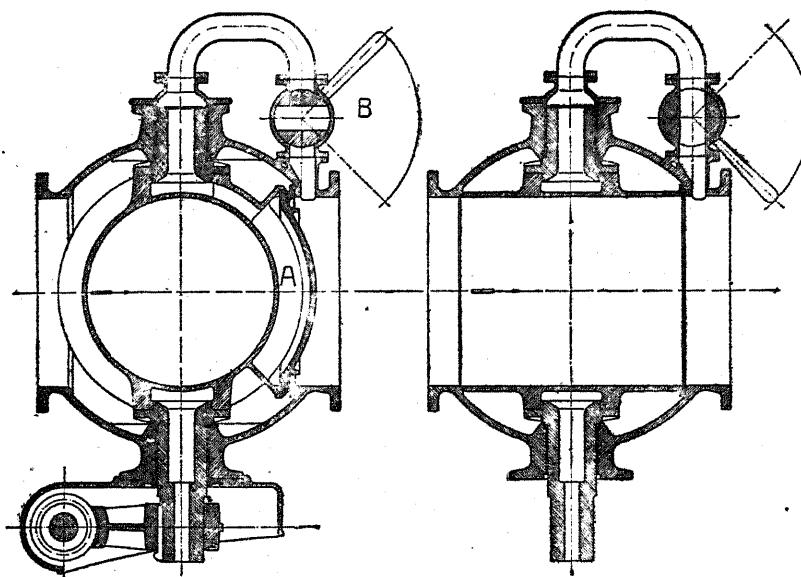


同 O 同 ベルブ取付作業中
○ベルブ外側 b 内部筒筒 c フランジヤー d フランジヤーコーナー e フランジヤーノーズが付く

5° ロータリー バルブ 大水量(小水量にも用ひられるが)高落差用として用ひられるバルブで、構造簡便にして堅牢なると水密完全にして開閉操作容易で且開弁の場合は管径と同じになると云ふ特徴を有つて居る。

水車用バルブとして発電所内水車室に装備する場合は、他の同種のバルブに比べて場所をとらぬのも此のバルブの利點である。

開閉操作は 252 圖の B を開いてバルブ上下流の水圧を均しくしたる後 A を廻はして開弁するのである。



252 圖 ロータリー バルブ断面図

